

COMPORTAMENTO DE UM ATERRO COMPACTADO EM CAMPO E LABORATÓRIO

Marcelo Gomes Rios Filho

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS
PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE
FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS
PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA
CIVIL.

Aprovada por:

Prof. Márcio de Sousa Soares de Almeida, Ph. D.

Prof. Mauricio Ehrlich, D. Sc.

Prof. Olavo Francisco dos Santos Júnior, D. Sc.

Prof. Marcos Massao Futai, D. Sc.

Prof. Cláudio Fernando Mahler, D. Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL
MARÇO DE 2006

RIOS, MARCELO GOMES FILHO

Comportamento de um aterro compactado em
campo e laboratório [Rio de Janeiro] 2006

XVII, 145 p, 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc.,
Engenharia Civil, 2006)

Dissertação – Universidade Federal do
Rio de Janeiro, COPPE

1. Aterros
2. Sucção
3. Instrumentação

I. COPPE/UFRJ II. Título (série)

À Deus;
Aos meus Pais, Marcelo Rios e Ana Margareth;
Ao meu avô José de Arimateia Rios.

AGRADECIMENTOS

Esta foi sem dúvida a página mais difícil de ser escrita, pelo simples fato de que são tantos para agradecer, tantos para serem apenas lembrados e outros tantos que merecem muito mais que um simples nome citado nestas páginas. Entretanto esta é uma das poucas oportunidades que temos para tal. Então peço desculpas pelos que por ventura venha esquecer ou não tenha dado o devido esmero a que mereçam.

À Deus acima de tudo e à Maria nossa intercessora;

Aos meus pais Marcelo e Ana Margareth pelo amor, carinho, paciência, educação e coragem que me deram e exemplo que me dão diariamente;

À minha irmã Marcele por todos os momentos que dividimos juntos;

Aos Prof^{es} que transmitiram, com empolgação, tanto conhecimento durante o período de créditos e pela disponibilidade para aconselhamento em qualquer momento;

Aos Prof^{es} Márcio e Maurício pela orientação, pelos conhecimentos transmitidos, atenção e apoio em todo o desenvolvimento deste projeto;

Ao Prof^o Mahler pelo empréstimo dos equipamentos instalados em campo;

Aos Prof^{es} Olavo da UFRN, Massao da USP e Mahler da COPPE/UFRJ, pela disponibilidade de participar da banca examinadora;

Ao Prof^{es} Olavo e Ada, grandes incentivadores e inspiradores desta empreitada, um agradecimento especial do seu eterno escravo;

À Janaina que mostrou-se mais do que uma amiga, que vivenciou cada momento desde a aventura de vir fazer mestrado longe de casa a redação e impressão da tese. Deixo aqui registrado mais do que uma simples obrigado, afinal de contas não tenho e nunca terei como pagar pela ajuda e companheirismo durante estes anos;

Ao Sérgio Lório, que é hoje muito mais que um amigo, pelos conhecimentos passados, pela paciência, pela angústia e tormento das duas tentativas de realização de um ensaio triaxial K_0 em especial (pelos gritos: mais pressão, menos pressão, mais rápido...) e por todo o apoio e disponibilidade que mostrou durante todo este trabalho tornando-se imprescindível;

Ao Carlinhos e ao Toninho, pela ajuda incontestável na coleta das amostras indeformadas e pela sincera amizade;

À Neide, Nilmar, Marli, Mauro, Eduardo, Salviano, Esther, Bororó, França, Élcio, Luiz Mario, Gil, Álvaro, Glória e Mayara, que com certeza em algum momento foram importunados por mim e sempre se mostraram prestativos acima de tudo;

Ao Abdoul pelo tempo e paciência disponibilizados para compreensão do funcionamento dos equipamentos, pela ajuda e fonte de consulta constante na montagem dos tensiômetros e pela sincera amizade;

À Prof^{ra} e amiga Anna Laura pelo apoio que deu durante a instrumentação e pelas divertidas conversas em sua sala;

À Nicolle pelo apoio que deu durante a instrumentação, por ter tido paciência comigo e pela sincera amizade;

Aos amigos e companheiros da turma de Geotecnia da COPPE/2004 (Raquel, Renilson, Silvio, Maria Clara, Silvia, Wagner), por compartilharmos às aulas, as angústias e as noites ante-provas juntos;

À Maria Clara e Ana Júlia, pelos divertidos e intermináveis papos na Sala 06, e pela sincera amizade;

À Ana Paula, deixo registrado aqui minhas desculpas por ter desligado indevidamente e sem prévio aviso o “Ring-Shear”, e agradecer pela compreensão do fato e pela sincera amizade;

À Patrícia por ter recebido com um sorriso todas as “notas” a ela entregues, e pela sincera amizade;

Às Construtoras METROPOLITANA e CAMARGO CORRÊA pela colaboração durante todo o processo de instalação;

À CAPES pelo apoio financeiro.

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

COMPORTAMENTO DE UM ATERRO COMPACTADO EM CAMPO E LABORATÓRIO

Marcelo Gomes Rios Filho

Março / 2006

Orientadores: Márcio de Sousa Soares de Almeida
Maurício Ehrlich

Programa: Engenharia Civil

Parte do presente trabalho foi desenvolvido dentro de uma obra com aproximadamente 200.000 m³ de aterro na Avenida Ayrton Senna Nº 5555, onde será construída uma Escola Modelo de Ensino Médio do SESC na Barra da Tijuca município do Rio de Janeiro – RJ.

O trabalho aqui apresentado trata-se de um caso real, onde foi analisado o comportamento mecânico do solo compactado em campo e em laboratório, incluindo a influência da sucção. Para tanto, foram realizados ensaios de caracterização (granulometria com e sem sedimentação, limites de liquidez e plasticidade e densidade real), compactação e adensamento onde verificou-se que o material estudado apresenta uma boa homogeneidade dentro da massa do aterro. Realizaram-se também, ensaios triaxiais convencionais saturados (CD) e não saturados, com e sem medidas direta de sucção (UU, CW, CUW), bem como ensaios de papel filtro para obtenção da curva de retenção da massa do aterro, todos com amostras indeformadas coletadas no local estudado.

Ainda dentro do escopo do trabalho foi realizada uma instrumentação do aterro com Tênsiômetros, TDR's, Geotermômetros e Equitênsiômetros, nele foi colocado um conjunto com um equipamento de cada acima mencionado, em quatro camadas sobrepostas do aterro com o intuito de medir, ao longo do tempo, a sucção, a umidade, e a temperatura, in situ. Os equipamentos mostraram-se eficientes, rápidos e fáceis de serem instalados, com resultados confirmados através da comparação com os ensaios realizados em laboratório.

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

BEHAVIOR OF AN EMBANKMENT COMPACTED AT FIELD AND LABORATORY

Marcelo Gomes Rios Filho

Março / 2006

Advisors: Márcio de Sousa Soares de Almeida
Maurício Ehrlich

Department: Civil Engineering

This study was developed in approximately 200.000 m³ of embankment in the Avenida Ayrton Senna nº 5555, where a Model School of SESC will be built in to Barra da Tijuca municipal district of Rio de Janeiro - RJ.

The work here presented it is a real case, where the mechanical behavior of the compacted soil in field was analyzed in field and laboratory conditions, including the influence of the suction. An extensive experimental programme was done, including grain size analysis, Atterberg limits and indices, specific gravity test, Proctor Normal compaction and consolidation tests. The obtained results show that the embankment material is homogeneous. Additional tests were done, including saturated and unsaturated conventional triaxial tests with suction measures (UUW, CD, CW, CUW). The retention curve also was obtained using paper filter tests in undisturbed samples.

The embankment also was monitored with Tensiometers, TDR's, Geotermometers and Equitensiometers, into four layers for measuring suction, humidity and temperature along the time. The equipments were efficient and show fast and easy instalation. Their results were verified using the laboratory tests.

Índice

CAPÍTULO 1 – Introdução	01
1.1 – Importância dos estudos em solos não saturados	01
1.2 – Objetivo.....	02
1.3 – Etapas da pesquisa	02
1.4 – Organização da dissertação	03
 CAPÍTULO 2 – Revisão Bibliográfica	04
2.1 – Compactação dos solos	04
2.1.1 – Definição.....	04
2.1.2 – Efeito da compactação	05
a) Fenômeno da sobrevibração ou sobrecompactação	06
b) Densidade	06
c) Número de passadas do rolo.....	06
d) Camada sobrejacente	06
e) Espessura da camada.....	07
f) Tensões verticais.....	07
g) Tensões horizontais	08
h) Frequência de operação do rolo.....	09
i) Aceleração vertical do rolo	09
2.1.3 – Características dos solos compactados	10
2.1.3.1 – Estrutura dos corpos de prova moldados para obtenção da curva de compactação	10
2.1.3.2 – Formação de agregações de partículas e sucção no processo de compactação	12
2.2 – Solos Não Saturados.....	15
2.2.1 – Definição.....	15
2.2.2 – Características.....	16
2.2.3 – Resistência ao cisalhamento de solos não saturados.....	16
2.2.3.1 – Equação proposta por Bishop (1959)	18

2.2.3.2 – Equação proposta por Fredlund et al (1978)	20
2.2.3.3 – Comparação entre as equações de resistência ao cisalhamento propostas por Bishop et al (1960) e Fredlund et al (1978)	22
2.2.4 – Curva característica de retenção de água.....	24
2.2.5 – Equações para a curva de retenção	27
2.2.6 – Fatores que afetam a curva de retenção	32
a) Tipo de Solo	32
b) Umidade de Moldagem	33
c) História de tensões	34
d) Ciclos de secagem e umedecimento.....	35
2.2.7 – Condutividade hidráulica não saturada	36
 Cap. 3 – Amostragem de Campo e Ensaios de Laboratório	38
3.1 – Descrição e localização das áreas estudadas.....	38
3.1.1 – Localização da obra (Aterro)	38
3.1.2 – Localização da jazida	39
3.1.3 – Descrição da jazida	39
3.2 – Coleta de amostras em campo.....	40
3.2.1 – Execução do aterro.....	40
3.2.2 – Localização das amostras	41
3.2.3 – Técnica de extração de blocos	42
3.3 – Ensaios de caracterização.....	45
3.3.1 – Considerações gerais	45
3.3.2 – Ensaio de caracterização	45
3.4 – Ensaios de compactação.....	49
3.4.1 – Considerações gerais	49
3.4.2 – Ensaio de compactação	49
3.5 – Ensaios de adensamento	52
3.5.1 – Considerações gerais	52
3.5.2 – Ensaio de adensamento	52
3.6 – Ensaios do papel-filtro	54
3.6.1 – Considerações gerais	54
3.6.2 – Ensaio de papel-filtro	54
3.7 – Ensaios de permeabilidade	59
3.7.1 – Considerações gerais	59
3.7.2 – Ensaio de permeabilidade	60
3.8 – Ensaios de resistência ao cisalhamento (Triaxiais).....	61

3.8.1 – Considerações gerais.....	61
3.8.2 – Ensaios do tipo CD convencionais	62
3.8.3 – Ensaios do tipo CW convencionais	65
3.8.4 – Ensaios do tipo UU convencionais	68
3.8.5 – Ensaios do tipo CW com medida direta de sucção	71
3.8.6 – Ensaios do tipo CUW com medida direta de sucção.....	75
3.9 – Análise dos resultados de ensaios de laboratório	78
3.9.1 – Caracterização.....	78
3.9.2 – Compactação.....	78
3.9.3 – Adensamento.....	79
3.9.4 – Papel-filtro.....	79
3.9.5 – Permeabilidade.....	79
3.9.6 – Resistência ao cisalhamento (Triaxiais)	80
 Cap. 4 – Instrumentação de Campo.....	 82
4.1 – Geotermômetros.....	82
4.1.1 – Princípio de funcionamento	82
4.2 – TDR'S	84
4.2.1 – Princípio de funcionamento	84
4.2.2 – Calibração.....	85
4.3 – Equitensiômetros	86
4.3.1 – Princípio de funcionamento	86
4.3.2 – Calibração.....	88
4.4 – Tensiômetros	91
4.4.1 – Princípio de funcionamento	91
4.4.2 – Desenvolvimento e montagem	92
4.4.2.1 – Componentes	94
a) Transdutores	94
b) Pedra porosa	95
c) Copo acrílico.....	95
4.4.2.2 – Processo de saturação	96
4.4.3 – Calibração dos tensiômetros	98
4.5 – Sistema de aquisição de dados.....	103
4.6 – Instrumentação de campo	104
4.6.1 – Localização na obra.....	104
4.6.2 – Procedimento de instalação	107
4.7 – Apresentação e análise dos resultados.....	110

4.7.1 – Análise dos dados de campo.....	110
4.7.2 – Tensiômetros versus equitensiômetros	115
4.7.3 – Perfis de sucção e umidade	116
4.7.4 – Curva Característica: dados de campo e laboratório	118
Cap. 5 – Conclusões e Sugestões para Futuras Pesquisas	120
5.1 – Conclusões relativas aos ensaios de laboratório	120
5.2 – Conclusões relativas à instrumentação de campo	121
5.3 – Sugestões para futuras pesquisas	122
Bibliografia	123
Anexo A – Procedimentos dos Ensaios Triaxiais	129
A – Procedimento adotado nos ensaios triaxiais.....	129
A.1 – Equipamentos utilizados	129
A.2 – Modelagem dos corpos de prova	131
A.3 – Montagem dos ensaios	132
A.3.1 – Ensaios sem medida de sucção.....	132
A.3.2 – Ensaios com medida de sucção.....	133
A.4 – Procedimentos dos Ensaios.....	135
A.4.1 – Ensaio Tipo CD	135
A.4.1.1 – Saturação dos corpos de prova	135
A.4.1.2 – Adensamento dos corpos de prova.....	136
A.4.1.3 – Cisalhamento dos corpos de prova.....	136
A.4.2 – Ensaio Tipo CW	138
A.4.2.1 – Adensamento dos corpos de prova.....	138
A.4.2.2 – Cisalhamento dos corpos de prova.....	138
A.4.3 – Ensaio Tipo UU	139
A.4.3.1 – Cisalhamento dos corpos de prova.....	139
A.4.4 – Ensaio Tipo CW com medida de sucção	139
A.4.4.1 – Estabilização da sucção.....	139
A.4.4.2 – Adensamento dos corpos de prova.....	139
A.4.4.3 – Cisalhamento dos corpos de prova.....	140
A.4.5 – Ensaio Tipo CUW com medida de sucção.....	143
A.4.5.1 – Estabilização da sucção.....	143
A.4.5.2 – Adensamento dos corpos de prova.....	143
A.4.5.3 – Cisalhamento dos corpos de prova.....	143

Lista de Figuras

Figura 2.1 – Equipamentos mecânicos utilizados para compactação.....	5
Figura 2.2 – Curvas Densidade x Profundidade x Número de passadas do rolo (Modificado de D'Appolonia et al., 1969).....	6
Figura 2.3 – Curvas densidade relativa x Profundidade (Modificado de D'Appolonia et al., 1969).....	7
Figura 2.4 – Curvas altura da camada x Número de passadas para atingir $D_r = 75\%$ (Modificado de D'Appolonia et al., 1969).....	7
Figura 2.5 – Tensão vertical induzida x Profundidade (Modificado de D'Appolonia et al., 1969).....	8
Figura 2.6 – K_0 x número de passadas, rolo de 5670 kgf, (Modificado de D'Appolonia et al., 1969).....	8
Figura 2.7 – K_0 x número de passadas, rolo de 2858 kgf, (Modificado de D'Appolonia et al., 1969).....	9
Figura 2.8 – Aceleração e deslocamento do rolo ao longo do tempo (Modificado de D'Appolonia et al., 1969).	9
Figura 2.9 – Variação da estrutura do solo na compactação (Lambe; 1958).....	11
Figura 2.10 – Variação das Agregações de partículas em função do grau de saturação na compactação (Toll, 2000).	13
Figura 2.11 – Relação entre sucção e desvio de umidade, Sandroni (2004).....	14
Figura 2.12 – Relação entre sucção e grau de aeração, Cruz e Ferreira (1993)	15
Figura 2.13 – Relação entre sucção e % de argila, Cruz e Ferreira (1993)	15
Figura 2.14 – Influência da tensão externa e da sucção nas forças interpartículas.....	17
Figura 2.15 – Representação da equação de Fredlund et al (1978) para a resistência ao cisalhamento baseada no critério de Mohr-Coulomb	21
Figura 2.16 – Relação entre Resist. ao cisalhamento e a sucção (Fredlund et al 1995).	23
Figura 2.17 – Regiões em que se divide a curva de retenção em função da dessaturação (Vanapalli (1994) modificado de White et al(1970)).....	24

Figura 2.18 – Redução da área de água em função das diferentes regiões de dessaturação (Vanapalli, 1994).	24
Figura 2.19 – Penetração da interface ar-água, menisco, no interior do solo em função do aumento de sucção (Fredlund e Rahardjo, 1993).	26
Figura 2.20 – Características da curva de retenção (Fredlund e Xing, 1994).	27
Figura 2.21 – Determinação dos parâmetros utilizados para calcular os valores de a , n e m (Fredlund e Xing, 1994).	31
Figura 2.22 – Influência do parâmetro a na curva de retenção (Fredlund e Xing, 1994).	31
Figura 2.23 – Influência do parâmetro n na curva de retenção (Fredlund e Xing, 1994).	32
Figura 2.24 – Influência do parâmetro m na curva de retenção (Fredlund e Xing, 1994).	32
Figura 2.25 – Representação esquemática das curvas de retenção para diferentes tipos de solo (Vanapalli, 1994).	34
Figura 2.26 – Variação dos teores de umidades para um mesmo valor de sucção em função de ciclos de secagem e umedecimento.	36
Figura 3.1 – Vista geral da obra e ponto de amostragem	38
Figura 3.2 – Jazida HJ e material selecionado.	39
Figura 3.3 – Processo de compactação	41
Figura 3.4 – Esquema de retirada das amostras amolgadas e blocos indeformados.	42
Figura 3.5 – Início da moldagem dos blocos.	42
Figura 3.6 – Parafinamento inicial dos blocos.	43
Figura 3.7 – Colocação da tarlatana e fixação com parafina.	43
Figura 3.8 – Preenchimento dos vazios e identificação do topo.	44
Figura 3.9 – Moldagem, parafinamento e identificação da base.	44
Figura 3.10 – Proteção final com serragem.	45
Figura 3.11 – Curva granulométrica das amostras com defloculante (CD)	46
Figura 3.12 – Curva granulométrica das amostras sem defloculante (SD)	47
Figura 3.13 – Curva granulométrica média das amostras CD e SD.	47
Figura 3.14 – Curva de compactação da amostra 01.	50
Figura 3.15 – Curva de compactação da amostra 02.	50
Figura 3.16 – Curva de compactação da amostra 03.	51
Figura 3.17 – Resultado dos ensaios de adensamento não saturado	53
Figura 3.18 – Resultado dos ensaios de adensamento inundado.	53
Figura 3.19 – Cravação do anel	55
Figura 3.20 – Colocação do papel filtro, embalagem e armazenamento	56

Figura 3.21 – Pontos obtidos e ajuste da curva para o anel 01	58
Figura 3.22 – Pontos obtidos e ajuste da curva para o anel 06	58
Figura 3.23 – Pontos obtidos e ajuste da curva para os anéis 01 e 06	59
Figura 3.24 – Curva permeabilidade não saturada versus sucção para anéis 01 e 06	60
Figura 3.25 – Corpos de prova após ensaio, secos em estufa.	62
Figura 3.26 – Curvas tensão desvio x deformação axial, ensaios CD convencional. ..	64
Figura 3.27 – Curvas deformação volumétrica x deformação axial, ensaios CD convencional.....	64
Figura 3.28 – Pontos de máxima resistência saturada, ensaios CD convencional	65
Figura 3.29 – Curvas tensão desvio x deformação axial, ensaios CW convencional. ..	67
Figura 3.30 – Curvas deformação volumétrica x deformação axial, ensaios CW convencional.....	67
Figura 3.31 – Pontos de máxima resistência não saturada, ensaios CW convencional	68
Figura 3.32 – Curvas tensão desvio x deformação axial, ensaios UUW.....	70
Figura 3.33 – Curvas Poropressão x deformação axial, ensaios UUW.....	70
Figura 3.34 – Trajetória de tensões, ensaios UUW.....	71
Figura 3.35 – Curvas tensão desvio x deformação axial, ensaios CW com medida direta de sucção.	73
Figura 3.36 – Curvas deformação volumétrica x deformação axial, ensaios CW com medida direta de sucção.....	73
Figura 3.37 – Curvas poropressão x deformação axial, ensaios CW com medida direta de sucção.	74
Figura 3.38 – Trajetória de tensões não saturada drenada, ensaios CW com medida direta de sucção.	74
Figura 3.39 – Curvas tensão desvio x deformação axial, ensaios CUW com medida direta de sucção.	76
Figura 3.40 – Curvas deformação volumétrica x deformação axial, ensaios CUW com medida direta de sucção.....	76
Figura 3.41 – Curvas poropressão x deformação axial, ensaios CUW com medida direta de sucção.	77
Figura 3.42 – Trajetória de tensões não saturada não drenada, ensaios CUW com medida direta de sucção.....	77
Figura 3.43 – Comparação entre os resultados de campo e laboratório.....	78
Figura 3.44 – Envoltória de Resistência para o solo estudado	81
Figura 4.1 – Geotermômetro automatizado – TMP (UP – GmbH, de, 2000)	83
Figura 4.2 – Esquema de ligação do geotermômetro.....	83

Figura 4.3 – TDR (Delta – T Devices, UK, 2000)	85
Figura 4.4 – Esquema de ligação do TDR.....	85
Figura 4.5 – Curva de calibração dos TDR's.....	86
Figura 4.6 – Equitensiômetro EQ2 (Delta – T Devices, UK, 2000).....	87
Figura 4.7 – Esquema de ligação do Equitensiômetro EQ2.....	88
Figura 4.8 – Curva de calibração do equitensiômetro 15/87	89
Figura 4.9 – Curva de calibração do equitensiômetro 15/88	89
Figura 4.10 – Curva de calibração do equitensiômetro 13/60	90
Figura 4.11 – Curva de calibração do equitensiômetro 15/83	90
Figura 4.12 – Tensiômetro.....	92
Figura 4.13 – Esquema de ligação do tensiômetro	92
Figura 4.14 – Seqüência de montagem do tensiômetro	94
Figura 4.15 – Transdutor de pressão modelo K1	95
Figura 4.16 – Pedra porosa de 15 bar e copo acrílico.....	96
Figura 4.17 – Câmara de calibração/saturação.....	97
Figura 4.18 – Seqüência usada na saturação	98
Figura 4.19 – Calibração positiva do transdutor e do tensiômetro respectivamente..	100
Figura 4.20 – Calibração negativa do transdutor e do tensiômetro	101
Figura 4.21 – Curva de calibração do tensiômetro 01.....	101
Figura 4.22 – Curva de calibração do tensiômetro 02.....	102
Figura 4.23 – Curva de calibração do tensiômetro 03.....	102
Figura 4.24 – Curva de calibração do tensiômetro 04.....	103
Figura 4.25 – “Data Logger”s utilizados.....	103
Figura 4.26 – Detalhe da área instrumentada	104
Figura 4.27 – Curva granulométrica das amostras com defloculante	105
Figura 4.28 – Curva granulométrica das amostras sem defloculante	106
Figura 4.29 – Esquema de instalação da instrumentação.....	107
Figura 4.30 – Procedimento de instalação da instrumentação.....	109
Figura 4.31 – Resultados obtidos com tensiômetros ao longo do tempo em cada camada.....	111
Figura 4.32 – Resultados obtidos com equitensiômetros ao longo do tempo em cada camada.....	112
Figura 4.33 – Resultados obtidos com TDR's ao longo do tempo em cada camada.	113
Figura 4.34 – Resultados obtidos com termômetros ao longo do tempo em cada camada.....	114
Figura 4.35 – Correlação entre tensiômetros e equitensiômetros.....	116

Figura 4.36 – Faixa de variação de sucção e umidade durante a aquisição dos dados	117
Figura 4.37 – Curva característica com dados de campo e laboratório	118
Figura 4.38 – Ajuste para os dados de campo e laboratório	119
Figura A.1 – Células utilizadas nos ensaios triaxiais.....	129
Figura A.2 – Seqüência de moldagem dos corpos de prova.....	132
Figura A.3 – Seqüência de montagem dos ensaios sem medida de sucção	133
Figura A.4 – Seqüência de montagem dos ensaios com medida de sucção	134
Figura A.5 – Variação da sucção ao longo do tempo para o ensaio CW submetido à tensão confinante de 30 kPa	141
Figura A.6 – Variação da sucção ao longo do tempo para o ensaio CW submetido à tensão confinante de 60 kPa	141
Figura A.7 – Variação da sucção ao longo do tempo para o ensaio CW submetido à tensão confinante de 120 kPa	142
Figura A.8 – Variação da sucção ao longo do tempo para o ensaio CW submetido à tensão confinante de 200 kPa	142
Figura A.9 – Variação da sucção ao longo do tempo para o ensaio CUW submetido à tensão confinante de 30 kPa	143
Figura A.10 – Variação da sucção ao longo do tempo para o ensaio CUW submetido à tensão confinante de 60 kPa	144
Figura A.11 – Variação da sucção ao longo do tempo para o ensaio CUW submetido à tensão confinante de 120 kPa	144
Figura A.12 – Variação da sucção ao longo do tempo para o ensaio CUW submetido à tensão confinante de 200 kPa	145

Lista de Tabelas

Tabela 2.1 – Equações mais utilizadas para determinação de sucção.....	28
Tabela 3.1 – Especificações dos rolos compactadores.....	40
Tabela 3.2 – Resumo dos resultados da caracterização da área de coleta de amostras	48
Tabela 3.3 – Resultado da área de coleta de amostras	51
Tabela 3.4 – Resumo do banco de dados.....	52
Tabela 3.5 – Condições iniciais das amostras	53
Tabela 3.6 – Parâmetros de moldagem dos anéis	57
Tabela 3.7 – Parâmetros empíricos segundo Fredlund e Xing (1994) e o valor da umidade volumétrica saturada para os anéis 01 e 06.....	59
Tabela 3.8 – Coeficientes de condutividade hidráulica saturada	60
Tabela 3.9 – Índices físicos dos CP's dos ensaios triaxiais tipo CD convencionais.....	63
Tabela 3.10 – Índices físicos dos CP's dos ensaios triaxiais tipo CW convencionais..	66
Tabela 3.11 – Índices físicos dos CP's dos ensaios triaxiais tipo UUW	69
Tabela 3.12 – Índices físicos dos CP's dos ensaios triaxiais tipo CW com medida direta de sucção	72
Tabela 3.13 – Índices físicos dos CP's dos ensaios triaxiais tipo CUW com medida direta de sucção	75
Tabela 4.1 – Especificações do transdutor modelo K-1	94
Tabela 4.2 – Resumo dos resultados da caracterização da área instrumentada.....	105
Tabela 4.3 – Resultado da área de instrumentação.....	106
Tabela A.1 – Valores das velocidades de cisalhamento	137
Tabela A.2 – Calibração da variação de volume das células triaxiais.....	138

INTRODUÇÃO

1.1 – Importância dos estudos em solos não saturados

Grande parte da superfície da terra encontra-se em regiões áridas e a maior parte dos solos brasileiros em regiões tropicais, gerando os chamados solos tropicais, há ainda os solos compactados em obras de terra que certamente estarão na condição não saturada, pelo menos durante a execução, onde a evaporação excede as precipitações anuais.

No interior do solo a água acima do nível freático apresenta pressão negativa, o que aumenta a força normal entre as partículas do solo. Estas forças de contato entre as partículas atuam como um confinamento interno. Quando estas forças excedem a tensão confinante lateral, a superfície passa a apresentar fissuras (Fredlund e Rahardjo, 1993).

Quando ocorre a precipitação de chuva, a poro pressão da água aumenta tendendo a apresentar valores positivos. Nestes ciclos de secagem e umedecimento os solos apresentam variações volumétricas e de resistência. As precipitações fazem com que ocorra redução da sucção do solo e conseqüentemente redução de sua resistência, podendo causar algum tipo de acidente geotécnico como deslizamento de taludes ou colapso de fundações.

Outro importante fator é que, os solos compactados têm sido comumente utilizados em obras de engenharia geotécnica, tais como a construção de estradas e de barragens, onde em função das propriedades hidráulicas e mecânicas que se deseja, controla-se o teor de umidade do solo e a energia de compactação, mas por estarem no estado não saturado, o comportamento destes solos sob o ponto de vista geotécnico ainda precisa ser melhor compreendido, devido a influência da sucção.

O fenômeno da sucção no solo destaca-se como elemento de alta relevância nos estudos geotécnicos. Para a análise de tensões nos solos não saturados envolvemos a determinação da sucção matricial, sendo um dos elementos mais importantes no comportamento tensão deformação (Fredlund, 1979).

A curva de retenção do solo tem sido utilizada para se obter algumas das propriedades de resistência e condutividade hidráulica dos solos.

A determinação da sucção se faz através de varias técnicas combinadas, correlacionadas com outros elementos físicos presentes no solo como a umidade. Os agrônomos são conhecedores de várias técnicas para determinação da sucção inclusive a que utiliza os tensiômetros, que hoje são provavelmente os equipamentos mais usados para medição das sucções na engenharia geotécnica.

1.2 – Objetivo

O presente trabalho tem como objetivo estudar o comportamento de um aterro, analisando seus parâmetros de resistência em laboratório através de ensaios triaxiais com e sem medidas de sucção e o comportamento da sucção, com regime de chuvas, ao longo do tempo na massa de um aterro in situ.

1.3 – Etapas da pesquisa

O estudo concentrou-se inicialmente no trabalho de coleta de amostras (indeformadas e amolgadas) para realização dos ensaios em laboratório e na adaptação da base de uma célula triaxial para realização dos ensaios com medida direta de sucção.

Em paralelo corriam esforços para aquisição, montagem e calibração dos tensiômetros que foram instalados juntamente com equitensiômetros, geotermômetros e TDR'S em uma obra localizada na Avenida Ayrton Senna Nº 5555, onde está sendo construída uma Escola de Ensino Médio do SESC na Barra da Tijuca município do Rio de Janeiro – RJ. Neste local foi executado o aterro com aproximadamente 200.000 m³ e 1,80 m de altura, onde o autor trabalhou como engenheiro júnior na fiscalização da

obra, desenvolvendo as atividades de acompanhamento da execução do aterro e cravação de estacas pré-moldadas.

A aquisição, montagem e calibração dos tensiômetros, assim como a adaptação da base da célula triaxial para realização de ensaios com medida direta de sucção basearam-se em experiências anteriores dentro do laboratório de Geotecnia da COPPE, bem como em trabalhos como: Mahler et al (2004), Pacheco (2001), Diene (2004).

1.4 – Organização da dissertação

O presente trabalho foi dividido em 5 capítulos, tratando o segundo dos conceitos básicos de compactação e solos não saturados; o terceiro descreve as metodologias utilizadas para acompanhamento e execução do aterro, coleta de amostras e as análises dos resultados dos ensaios realizados em laboratório; o quarto descreve a instrumentação instalada em campo com toda a descrição dos equipamentos utilizados e as interpretações dos resultados obtidos; e no quinto são apresentadas as principais conclusões e recomendações de novas pesquisas. Foi incluído em anexo os procedimentos utilizados para montagem e realização dos ensaios triaxiais com e sem medida direta de sucção.

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo são abordados os principais aspectos teóricos que servirão de base para compreensão dos resultados experimentais. Apresenta-se inicialmente uma discussão sobre os efeitos da compactação dos solos e em seguida descreve-se o comportamento dos solos não saturados com a descrição de suas características e das equações para resistência propostas por Bishop (1959) e Fredlund et al (1978). Descreve-se a formulação proposta por Fredlund e Xing (1994) para as curvas de retenção, discutindo-se alguns fatores que interferem em seu formato, tais como, o tipo de solo, as condições de moldagem, a história de tensões e os ciclos de secagem e umedecimento impostos aos corpos de prova.

2.1 – Compactação dos solos

2.1.1 – Definição

A compactação de um solo é a sua densificação por meio de forças externas, manual ou mecânica. Geralmente usam-se equipamentos mecânicos (Figura 2.1) como os rolos compactadores para tal finalidade em campo. Com a compactação pretende-se tornar o aterro mais homogêneo e proporcionar uma redução do índice de vazios, aumentando sua resistência e tornando-o mais estável. Esta redução ocorre pela expulsão ou compressão do ar dos vazios do solo. Assim, além do aumento de resistência a compactação objetiva melhorar outras propriedades do solo, como:

- Redução da compressibilidade;
- Redução da permeabilidade;
- Redução da liquefação potencial;
- Controle de retração e expansão, e
- Prolongar a vida útil.

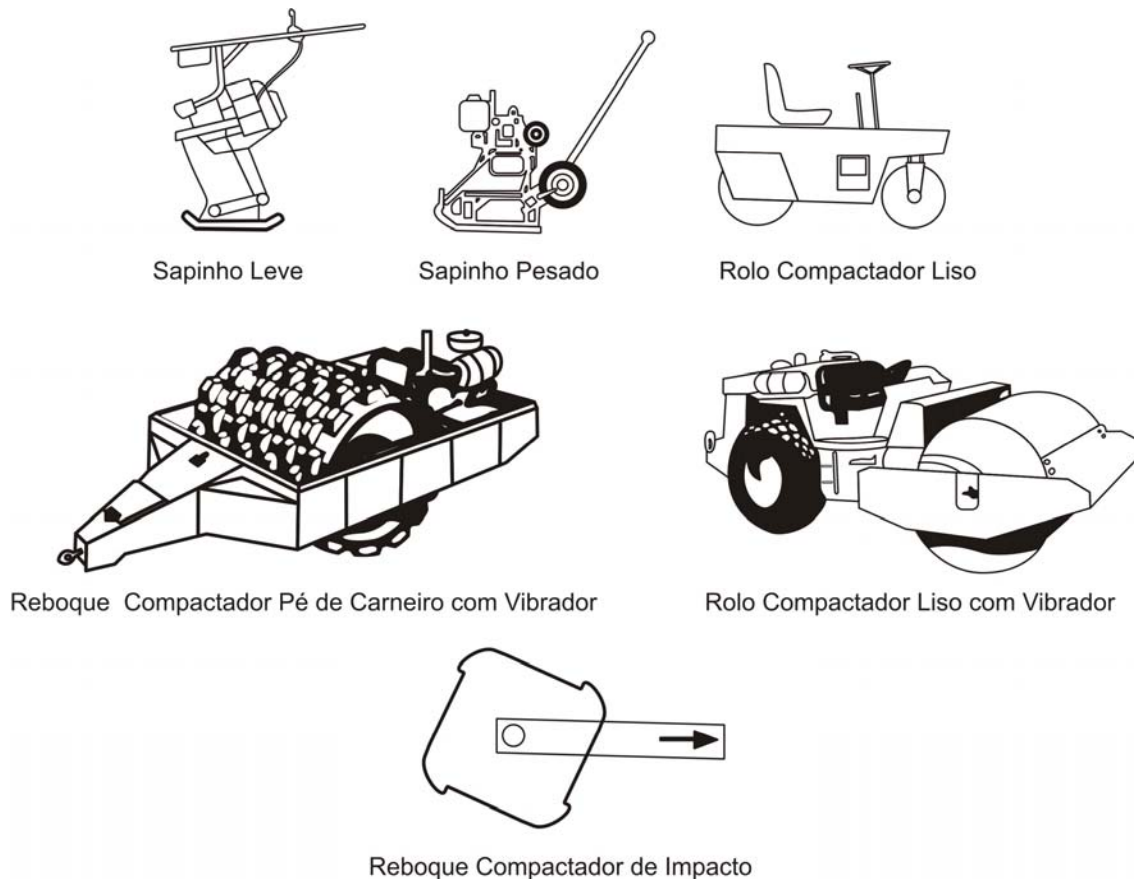


Figura 2.1 – Equipamentos mecânicos utilizados para compactação

2.1.2 – Efeito da compactação

Estudos mostram que a compactação tem, de modo geral, o efeito de induzir tensões horizontais, estas tensões horizontais levam o solo a um estado de tensões diferenciado em relação à condição geoestática.

O efeito da compactação começou a ser estudado por Darwin (1883) em pequenas latas, sendo que Terzaghi (1934) repetiu tais estudos em modelos de maior escala, concluindo que a compactação aumenta a tensão horizontal exercida pelo solo.

D'Appolonia et al. (1969) estudaram, em campo, a compactação de um solo granular efetuada por compactadores vibratórios. O estudo compreendeu análise de variáveis como o tamanho e peso do rolo, frequência de operação do rolo e velocidade de avanço, altura da camada, número de passadas do rolo, tamanho das partículas, granulometria e teor de umidade. O solo utilizado foi uma areia de duna com

coeficiente de uniformidade de 1,5 e partículas angulares e sub-angulares, formadas predominante de quartzo. As densidades máxima e mínima obtidas foram de $17,28 \text{ kN/m}^3$ e $13,90 \text{ kN/m}^3$. A seguir são apresentadas as suas conclusões:

a) Fenômeno da sobrevibração ou sobrecompactação

A eficiência da compactação junto ao topo da camada é menor em relação a regiões inferiores da mesma camada, independente do número de passadas do rolo. Tal fenômeno é atribuído à alta aceleração das partículas e a uma baixa tensão efetiva que produzem uma separação das partículas durante a vibração com posterior deposição destas em estado fofo ao término desta operação (Figura 2.2).

b) Densidade

A densidade aumenta com a profundidade até certo ponto, decrescendo a partir deste (Figura 2.2).

c) Número de passadas do rolo

Quanto maior o número de passadas do rolo, maior a densidade em toda a camada, observando que após certo número de passadas o incremento de densidade é ínfimo (Figura 2.2).

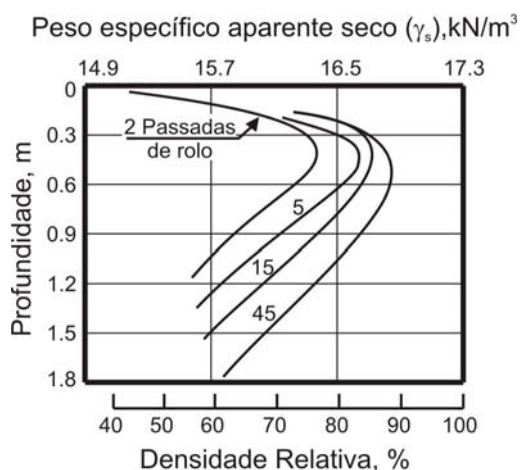


Figura 2.2 – Curvas Densidade x Profundidade x Número de passadas do rolo
(Modificado de D'Appolonia et al., 1969).

d) Camada sobrejacente

A compactação da camada sobrejacente incrementa a densidade na zona de sobrevivência (ver “item a” acima) da camada subjacente, sendo o aumento insignificante nos demais pontos da camada (Figura 2.3).

e) Espessura da camada

Há uma espessura ideal de camada (cerca de 25cm), caso esta seja pouco espessa parte significativa da energia de compactação é perdida na zona de sobrevivência. Já em camadas muito espessas é necessária uma energia considerável para se aumentar a profundidade de influência da compactação (Figura 2.4).

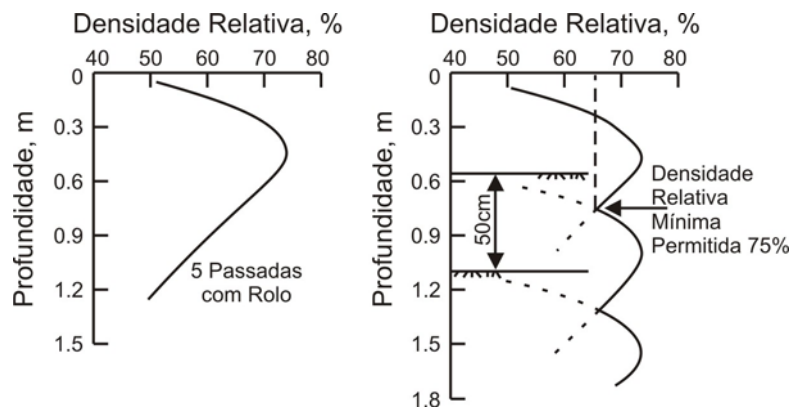


Figura 2.3 – Curvas densidade relativa x Profundidade (Modificado de D’Appolonia et al., 1969).

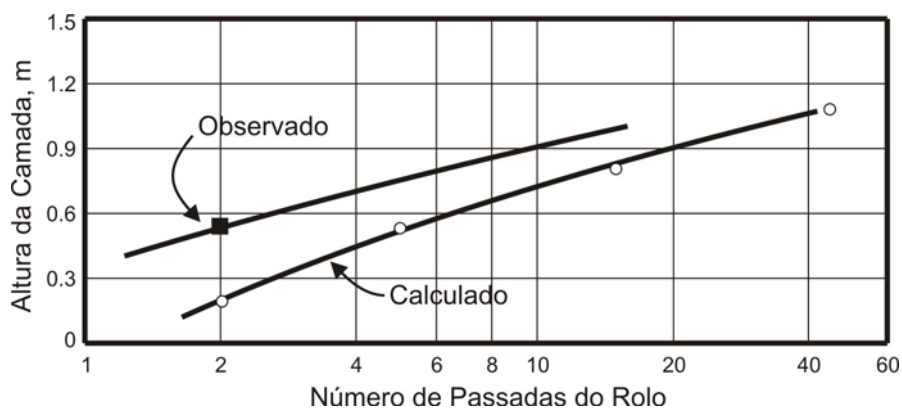


Figura 2.4 – Curvas altura da camada x Número de passadas para atingir $D_r = 75\%$ (Modificado de D’Appolonia et al., 1969).

f) Tensões verticais

As tensões verticais induzidas pela compactação são aproximadamente independentes do número de passadas do rolo (Figura 2.5).

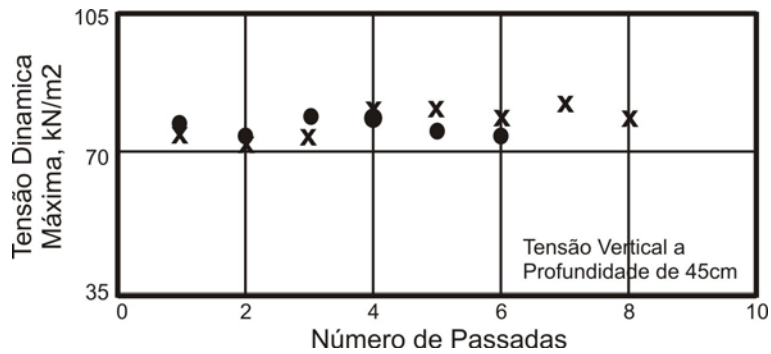


Figura 2.5 – Tensão vertical induzida x Profundidade (Modificado de D'Appolonia et al., 1969).

g) Tensões horizontais

As tensões horizontais de pico são independentes do número de passadas do rolo, porém, as tensões horizontais residuais aumentam a cada passada, até um dado limite. O valor de K_0 aumenta com o número de passadas e frequência de operação. O valor máximo de K_0 ocorre no plano perpendicular à direção de avanço do rolo, enquanto o valor mínimo ocorre no plano paralelo (Figura 2.6 e Figura 2.7).

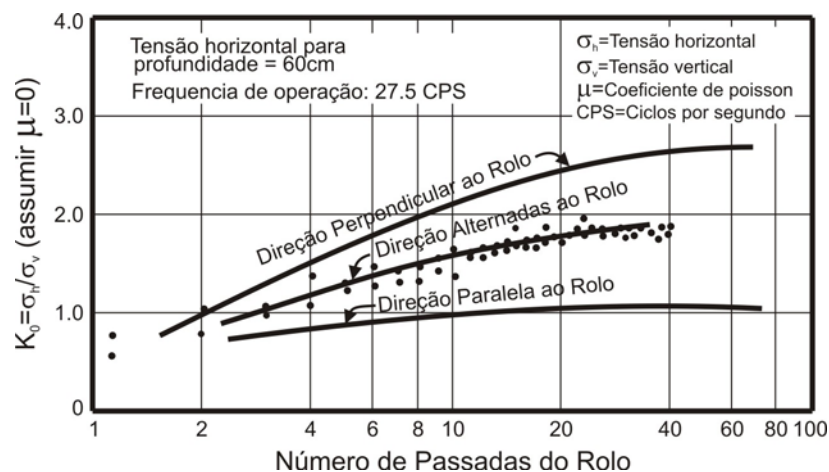


Figura 2.6 – K_0 x número de passadas, rolo de 5670 kgf, (Modificado de D'Appolonia et al., 1969).

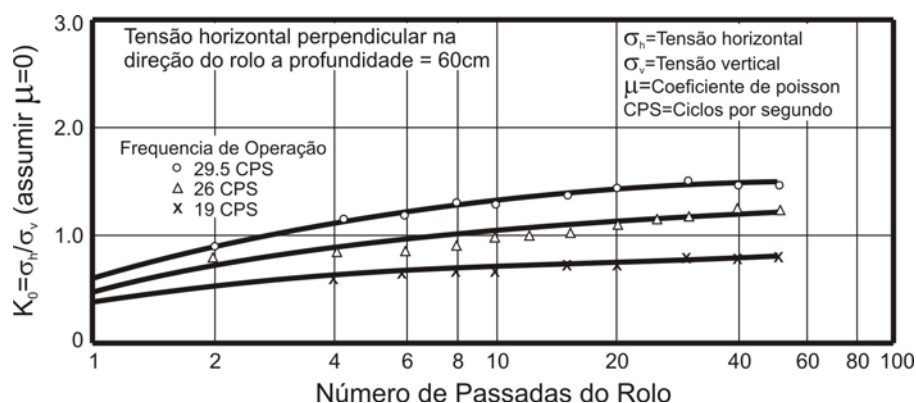


Figura 2.7 – K_0 x número de passadas, rolo de 2858 kgf, (Modificado de D'Appolonia et al., 1969).

h) Frequência de operação do rolo

D'Appolonia et al. (1969) recomendam que a frequência de operação do rolo seja maior ou igual à de ressonância do solo, provocando o maior deslocamento possível das partículas.

i) Aceleração vertical do rolo

Segundo D'Appolonia et al (1969), a magnitude do pico de aceleração do rolo (ponto A na Figura 2.8) será maior quanto mais rígido for o material compactado. Entretanto, os autores não verificaram variações na aceleração vertical do rolo mesmo após 45 passadas, concluindo que tal fato deve-se a sobrevibração, que mantém o topo da camada sempre em estado fofo.

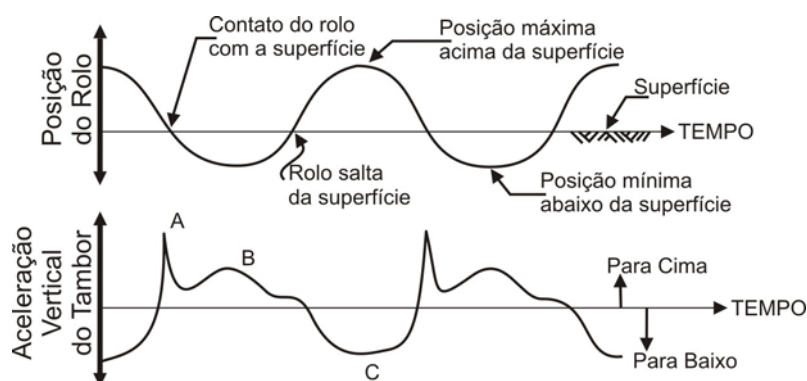


Figura 2.8 – Aceleração e deslocamento do rolo ao longo do tempo (Modificado de D'Appolonia et al., 1969).

2.1.3 – Características dos solos compactados

Os valores de resistência ao cisalhamento estão relacionados às trajetórias de tensões impostas aos corpos de prova durante a sua fase de preparação e cisalhamento. Os corpos de prova utilizados nesta pesquisa foram moldados a partir de amostras indeformadas (para os ensaios triaxiais, adensamento e papel filtro); e de amostras amolgadas (para os ensaios de caracterização e compactação). Os possíveis arranjos das partículas nos solos naturais e compactados são os mais diversos possíveis e função de diferentes fatores.

2.1.3.1 – Estrutura dos corpos de prova moldados para obtenção da curva de compactação

Os principais tipos de compactação são: a estática (prática conveniente em laboratório), dinâmica (Proctor Normal e modificado também utilizada em laboratório) e por pisoteamento (a que mais se aproxima da compactação por rolo pé de carneiro), com as deformações cisalhantes aumentado nesta ordem. Na compactação estática a amostra é submetida a um esforço uniformemente distribuído sobre toda a sua superfície, de forma que não ocorrem deformações cisalhantes irregulares. A compactação dinâmica é muito utilizada para obtenção da curva de compactação ao se deixar cair sobre a amostra de solo um peso de uma altura constante. Como a área deste peso é menor que a área da amostra, ocorrem deformações cisalhantes quando o mesmo penetra no solo.

A compactação por pisoteamento utiliza uma haste acoplada a uma mola onde se regula o esforço aplicado à amostra. Como a área da haste é menor que a do peso utilizado na compactação dinâmica, ocorre uma maior penetração no solo e consequentemente maiores deformações cisalhantes.

Lambe (1958), utilizando os conceitos de química dos colóides, propôs o tipo de arranjo estrutural apresentado pelas amostras argilosas moldadas na curva de compactação. As partículas do solo são consideradas como colóides, quando as forças elétricas que atuam entre as mesmas superam as forças de massa. Na Figura 2.9 a amostra compactada no ramo seco (Ponto A e E) não ocorre a formação da dupla camada, devido à deficiência de água. Desta forma se reduz a repulsão entre as partículas e forma-se uma estrutura floculada. No ponto B ocorre à redução da

concentração eletrolítica, diminuindo o grau de floculação, o que permite uma maior orientação das partículas. As partículas estando mais próximas produzem uma estrutura mais densa. A adição de água funciona como uma espécie de lubrificante, fazendo com que as partículas deslizem entre si. Para umidades maiores que a umidade ótima ocorre uma maior expansão da dupla camada e as partículas dos colóides ficam alinhadas formando uma estrutura dispersa. O maior grau de alinhamento e o completo desenvolvimento da dupla camada fazem com que as forças de repulsão superem as forças atrativas, reduzindo a densidade (Ponto C e D).

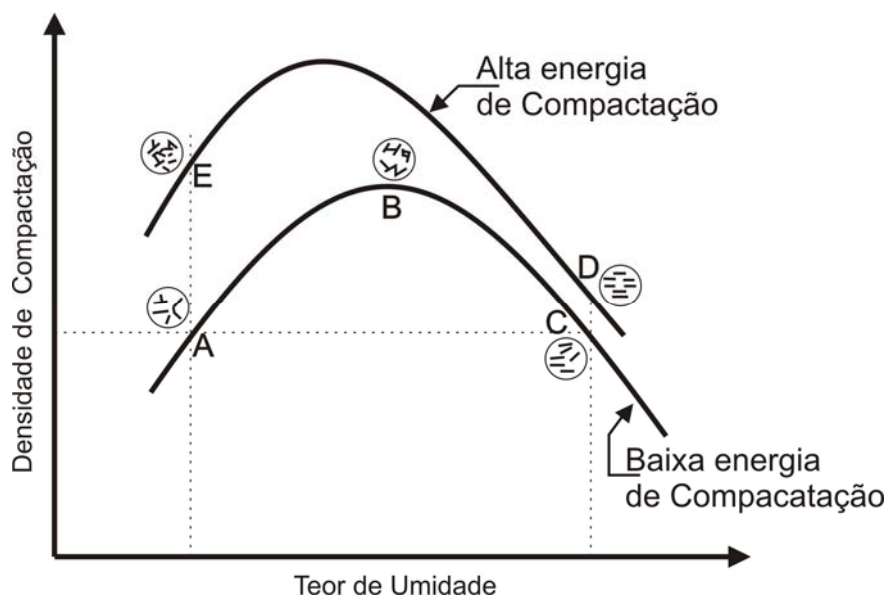


Figura 2.9 – Variação da estrutura do solo na compactação (Lambe; 1958).

Seed e Chan (1959) salientam o fato de que Lambe (1958) propôs estes diferentes tipos de estrutura moldando os corpos de prova por pisoteamento. Neste procedimento foi utilizado o molde Harvard Miniatura, não existindo confirmação de suas hipóteses para outros métodos de compactação (estática e dinâmica). As variações das estruturas com o incremento do teor de umidade dependem do tipo de solo. Seed e Chan (1959) sugerem cinco tipos de classificação para os solos, em função do tipo de estrutura dos poros resultante da compactação:

Classe 1 - Solos que apresentam tendência a dispersar apenas por incremento da umidade.

Classe 2 - Solos que apresentam tendência a flocular, de forma que um aumento na umidade não produz aumento da dispersão. A combinação do aumento de umidade

com um método de compactação que produz grandes deformações cisalhantes podem produzir uma estrutura dispersa.

Classe 3 - Solos onde a tendência a flocular é tão grande que só um aumento da umidade e utilização de um método de compactação com grandes deformações cisalhantes produzem uma estrutura dispersa.

Classe 4 - Solos que tendem a dispersar mesmo quando moldados no ramo seco, com o método de compactação induzindo ou não deformações cisalhantes.

Classe 5 - Solos que apresentam pronunciado incremento na dispersão quando compactado no ramo úmido, mas tal fato é mascarado por outros fatores de forma a não se perceber as variações estruturais ocorridas.

As deformações cisalhantes produzidas pelos métodos de compactação interferem na estrutura do solo. Para os solos que se enquadram na classe 2, a deformação cisalhante é de fundamental importância na compactação das amostras no ramo úmido. De acordo com o método empregado a estrutura resultante pode ser floculada ou dispersa.

2.1.3.2 – Formação de agregações de partículas e sucção no processo de compactação

O aprimoramento das técnicas de observação da microestrutura do solo, utilizando a microscopia eletrônica de varredura fez com que as diferentes estruturas proposta por Lambe (1958) fossem revistas. Diversos autores concluíram que em amostras compactadas com baixo grau de saturação as partículas não estão dispostas de forma homogênea em todo o volume do corpo de prova. Croney et al (1958) concluíram que o solo argiloso compactado não se apresenta como uma massa uniforme de partículas, mas com agregações separadas por vazios. Brackley (1973) sugere que as agregações das partículas de argila embora saturada, são mantidas unidas por sucção, estando os vazios entre as agregações preenchidas com ar.

Há muitas evidências experimentais mostrando que a sucção em um solo varia muito com a técnica de moldagem da amostra. Lambe (1961) observou diferenças da

ordem de 50 kPa na sucção em amostras com umidade e peso específico iguais compactados por diferentes procedimentos.

Toll (2000) compactou amostras de um solo pedregulhoso laterítico usando três esforços de compactação. Em seus experimentos verificou que a compactação na umidade ótima pode ou não apresentar algum nível de agregação, a depender da energia de compactação utilizada. Para a curva Proctor normal a sucção do corpo de prova moldado nas condições da umidade ótima (10 kPa) não é suficiente para a formação de agregações, pois as mesmas são facilmente destruídas pelos esforços de compactação. No entanto, ao se aplicar uma energia de compactação equivalente a do Proctor Modificado a sucção do corpo de prova moldado na umidade ótima passou a ser maior (150 kPa), possibilitando assim a formação de agregações. A Figura 2.10 apresenta o incremento do grau de agregação das partículas do solo em função do grau de saturação. Verifica-se nesta figura que para grau de saturação menor que 90% o solo começa a apresentar aumento de agregações, tornando-se totalmente agregado para valores inferiores a 50%.

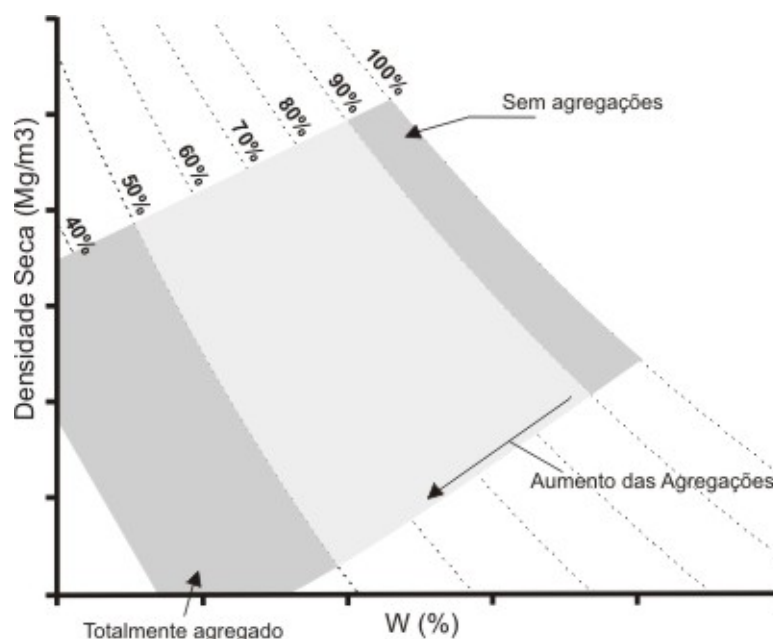


Figura 2.10 – Variação das Agregações de partículas em função do grau de saturação na compactação (Toll, 2000).

Segundo Cruz (1996) a sucção nos solos compactados nas vizinhanças da condição ótima varia, dependendo do tipo de solo, entre praticamente 0 (zero) e valores acima de 300 kPa. A Figura 2.11 mostra valores de sucção em função do

desvio de umidade ($w - w_{ot}$) medidos em solos compactados de diversos tipos e procedências. Vê-se que a sucção varia amplamente em um certo solo com desvio de umidade e, de um solo para outro no mesmo desvio de umidade.

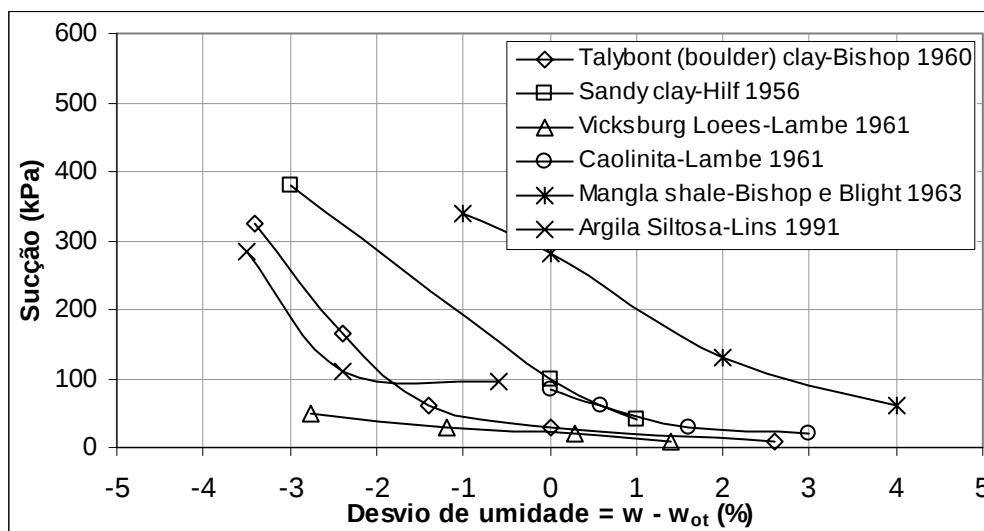


Figura 2.11 – Relação entre sucção e desvio de umidade, Sandroni (2004)

Cruz e Ferreira (1993) (*apud* Sandroni, 2004), utilizando um procedimento padronizado de compactação no laboratório, mediram a sucção em diversos solos com graus de compactação entre 95 % e 100 %. Os valores de sucção obtidos por esses autores estão plotados contra o grau de aeração (V_{ar} / V) e a Porcentagem de grãos de argila na Figura 2.12 e Figura 2.13.

Verifica-se que o valor da sucção é função principalmente do tamanho dos vazios do solo (correlacionando-se bem a % de grãos de argila, Figura 2.12) e que não se correlaciona com o grau de aeração, Figura 2.13. Outra evidência de que a sucção depende basicamente da granulometria e não correlaciona bem com o volume de ar nos vazios são os dados obtidos por Lins (1991) que ensaiou uma argila siltosa de região gnáissica e observou que a sucção (por volta de 100 kPa) variava muito pouco para umidades variando entre -2 % e $+3$ % da ótima. Note-se, porém, devido à influência da técnica de moldagem e das características micro-estruturais dos solos, não é de se esperar que exista uma relação única entre granulometria e sucção. Os pontos com símbolos preenchidos lançados na Figura 2.13, que fogem totalmente da relação de Cruz e Ferreira (1993), ilustram este aspecto.

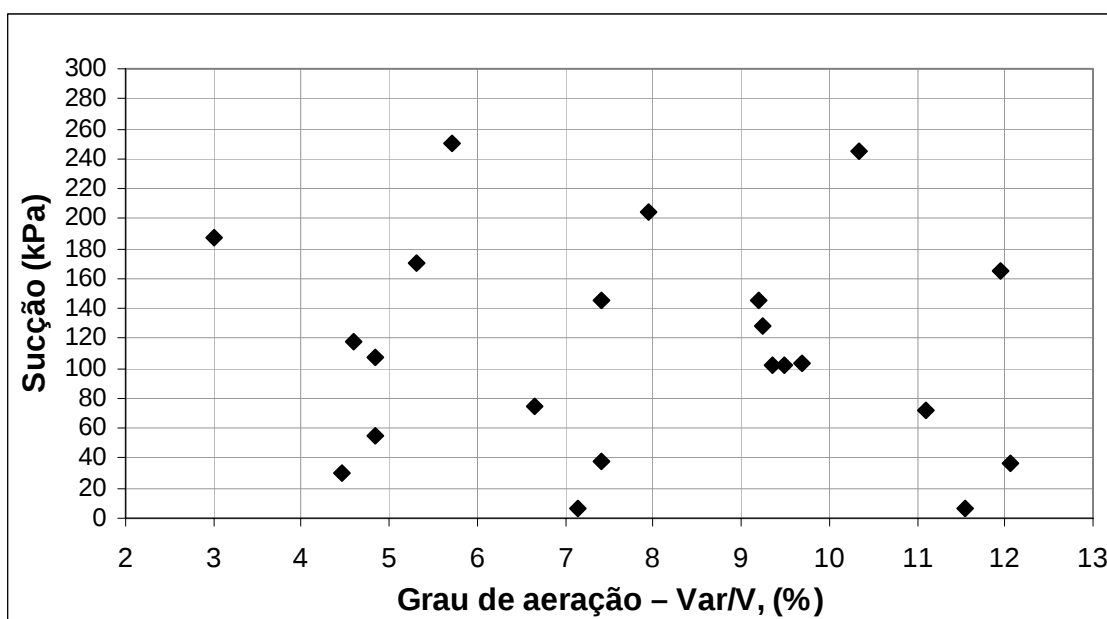


Figura 2.12 – Relação entre sucção e grau de aeração, Cruz e Ferreira (1993)

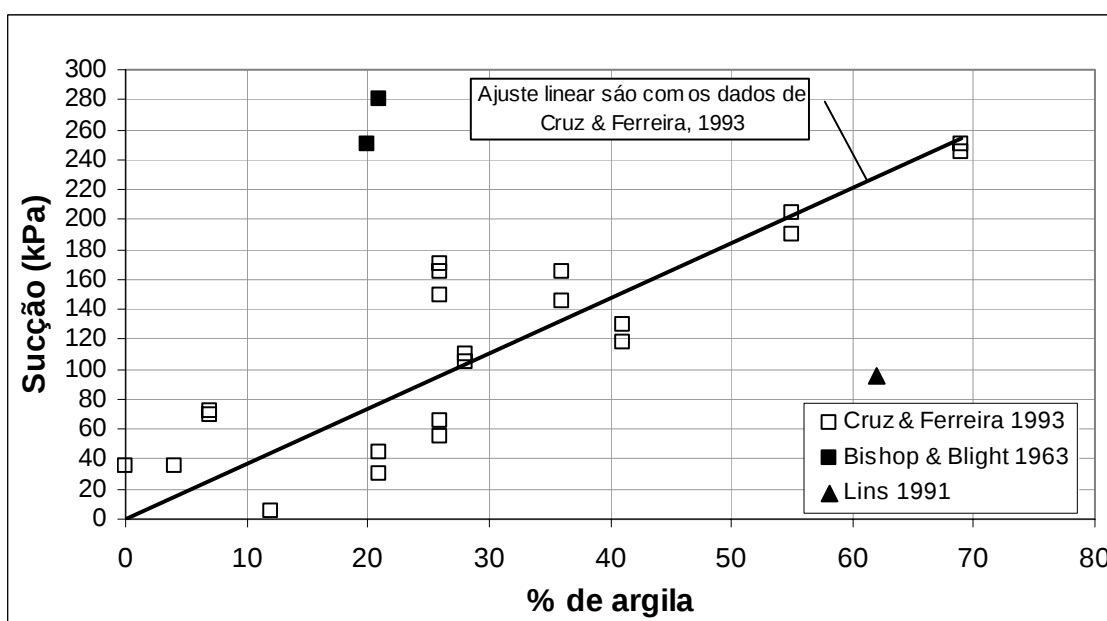


Figura 2.13 – Relação entre sucção e % de argila, Cruz e Ferreira (1993)

2.2 – Solos Não Saturados

2.2.1 – Definição

O solo é definido como um sistema complexo contínuo de materiais sólidos, líquidos e gasosos.

O solo é dito não-saturado quando apresenta três fases, bem distintas, de estados físicos:

→ A fase sólida que é consolidada pela sua textura proporcionada pela distribuição de partículas de areia, silte e/ou argila, e pela sua estrutura composta pelo arranjo das diversas partículas com ou sem os efeitos de cimentação que porventura existam;

→ A fase líquida que é constituída por água seja ela pura ou contendo impurezas (minerais e matérias orgânicas dissolvidas). Ela pode ocupar integralmente o espaço vazio da fase sólida ou parcialmente como no caso dos solos não-saturados e;

→ A fase gasosa composta pelo ar com composição variável que ocupa o espaço vazio não ocupado pela fase líquida ou dissolvido na água.

2.2.2 – Características

A presença das três fases distintas, descritas acima, cria uma continua interação entre elas. Esta interação seja em água adsorvida na partícula sólida, seja em ar dissolvido na água, justifica a complexidade de representação numérica do comportamento dos solos não-saturados.

A tensão superficial é a força existente entre as moléculas da superfície dos materiais envolvidos, o que faz com que uma gota de líquido quando colocada sobre uma superfície esparrame-se ou concentre-se. Consequentemente, a superfície de contato entre a água e o ar nos menores vazios do solo apresenta-se em curvatura devido à atuação de pressões diferentes nos dois fluidos, criando uma diferença de pressão ou tensão superficial que exerce grande influência no comportamento dos solos não-saturados.

2.2.3 – Resistência ao cisalhamento de solos não saturados

A envoltória de resistência de solos saturados é usualmente representada por uma reta que tem a seguinte expressão:

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (2.1)$$

Onde: c' - Coesão e ϕ' - Ângulo de atrito interno do material

Devido ao sucesso desta equação proposta por Terzaghi para os solos saturados, surgiram diversas tentativas de se obter uma equação para as tensões efetivas em solos não saturados; entretanto no caso dos solos não saturados o princípio das tensões efetivas não é válido de maneira generalizada e desta forma não se pode aplicá-lo livremente.

Os problemas de solos não saturados são mais complexos, tendo em vista que os poros do solo são preenchidos por ar e água, que devido à tensão superficial entram em equilíbrio a tensões diferentes. Devido a este sistema complexo (partículas de solo, ar e água) se torna difícil quantificar as forças intergranulares transmitidas entre os grãos (tensão efetiva) ao se aplicar um carregamento externo.

A resistência ao cisalhamento depende principalmente da contribuição das forças normais nos contatos das partículas (Figura 2.14). Tanto a sucção quanto os carregamentos externos contribuem com as forças de contato.

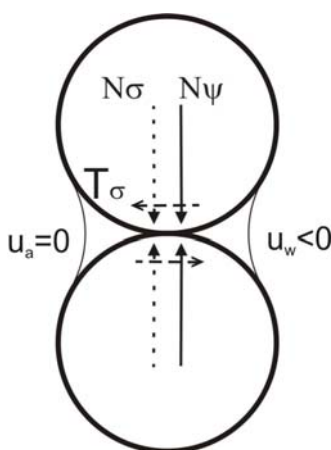


Figura 2.14 – Influência da tensão externa e da sucção nas forças interpartículas.

Onde:

$N\sigma$ – Componente intergranular normal devido à tensão externa;

$T\sigma$ – Componente intergranular tangente devido à tensão externa;

$N\psi$ – Componente intergranular normal devido à sucção.

O ângulo de atrito do solo (Lambe e Whitman, 1987) depende do tipo de mineral que compõe o solo, do arranjo das partículas, da quebra de grãos, da

dilatância, do grau de entrosamento das partículas. Pouco se sabe do efeito destes fenômenos nos solos não saturados

A diferença fundamental entre as forças externas e a força aplicada pela sucção é a forma como atuam entre as partículas do solo. As forças externas são transmitidas entre os grãos o que não ocorre com a sucção que apenas atrai um grão contra o outro.

Em face das dificuldades em se equacionar as tensões efetivas em solos não saturados, utilizando uma única variável de estado de tensões (σ'), a contribuição das tensões totais e da sucção para a resistência ao cisalhamento, passou a ser tratada como duas variáveis de estado de tensão independentes.

A primeira equação proposta para representar a resistência ao cisalhamento de solos não saturados foi a de Bishop et al (1959), porém a mais difundida tornou-se a de Fredlund et al (1978) que propôs uma equação para a resistência de solos não saturados onde a sucção e a tensão total são consideradas separadamente.

2.2.3.1 – Equação proposta por Bishop (1959)

Dentre as diversas equações para as tensões efetivas em solos não saturados a equação proposta de Bishop (1959) tem sido a mais estudada, sendo representada pela seguinte expressão:

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \quad (2.2)$$

Onde:

σ' – tensão efetiva, u_a – poro pressão do ar, $(u_a - u_w)$ – sucção matricial e χ – parâmetro função do grau de saturação.

O fator χ é igual a 1 para solo saturado, e igual à zero para o solo seco. Seu valor depende principalmente do grau de saturação e de forma secundária da estrutura do solo e de ciclos de secagem e umedecimento (Bishop et al, 1960). Embora seja uma boa proposta, não foi muito adiante por causa da dificuldade em se obter o parâmetro χ .

O próprio Bishop observou que a relação entre c e S (grau de saturação) não era única e que dependia fortemente do tipo de solo, do seu estado e de sua trajetória de tensões. No entanto, o principal problema na aplicação da tensão efetiva em solos não saturados segundo Marinho (2004) reside no fato de que a expressão da tensão efetiva não representa adequadamente nem o colapso nem a expansão de solos submetidos à absorção de água.

Aplicando o critério de Mohr-Coulomb para a proposta de tensões efetivas de Bishop (1959), a resistência ao cisalhamento de solos não saturados é dada por:

$$\tau = c' + [(\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)] \tan \phi' \quad (2.3)$$

Esta equação (2.3) é uma extensão da equação proposta por Terzaghi. Quando o solo está saturado ($\chi=1$), e a equação acima fica reduzida à equação da resistência ao cisalhamento em solos saturados. A resistência ao cisalhamento, dada pela equação (2.3), tem o estado de tensões de um elemento de solo dado por uma única variável.

De forma semelhante ao caso dos solos saturados o princípio das tensões efetivas pode ser anunciado da seguinte maneira:

Todos os efeitos medidos devido à variação de tensão, como a variação de volume, distorção e variação na resistência ao cisalhamento são devidas exclusivamente à variação nas tensões efetivas.

Para Bishop e Blight (1963) o valor da sucção representa a maior dificuldade para se aplicar o princípio das tensões efetivas em solos não saturados, pois a sua variação não representa uma variação equivalente da poro pressão. A variação da sucção atua apenas em uma área da superfície dos grãos do solo.

O princípio das tensões efetivas em solos não saturados é válido somente quando um incremento de mesmo valor da tensão aplicada ou de sucção corresponde respectivamente a valores equivalentes de variações de volume e resistência. A verificação da validade da equação proposta por Bishop (1959) requer o conhecimento do valor de c' (coesão), que só pode ser obtido usando métodos que assumem a

validade do princípio das tensões efetivas. A verificação deste princípio pode ser obtida comparando-se o comportamento de um solo não-saturado com um solo saturado semelhante sob as mesmas condições de carregamento. Sob este ponto de vista a coesão pode ser obtida em relação à resistência ao cisalhamento ou em relação à variação volumétrica.

2.2.3.2 – Equação proposta por Fredlund et al (1978)

Seguindo uma linha de pensamento diferente, Fredlund et al (1978) não se preocuparam em definir uma equação para as tensões efetivas em solos não saturados, dadas às dificuldades encontradas na aplicação deste conceito. Estes pesquisadores concluíram que duas variáveis de estado de tensão podem ser usadas para descrever o estado de tensão de um solo não saturado. Fredlund et al (1978) definiram a interface ar-água como uma quarta fase independente, denominada membrana contrátil, que não foi bem aceita. As variáveis de estado de tensão são examinadas sob o ponto de vista da mecânica do contínuo. As partículas do solo são consideradas incompressíveis e o solo quimicamente inerte. Cada fase é considerada independentemente, estando associada a ela um campo de tensão.

Três possíveis combinações de variáveis podem ser usadas para definir o estado de tensão. São elas:

$$\rightarrow (\sigma - u_w) \text{ e } (u_a - u_w)$$

$$\rightarrow (\sigma - u_a) \text{ e } (u_a - u_w)$$

$$\rightarrow (\sigma - u_a) \text{ e } (\sigma - u_w)$$

Fredlund e Morgenstern (1977) apresentaram a definição de variável de estado de tensão como sendo aquela que não produz distorção ou variação de volume em um elemento do solo quando seus componentes variam, mas o seu valor permanece inalterado. Escolhendo as variáveis $(\sigma - u_w)$ e $(u_a - u_w)$, atuando em um elemento do solo não saturado, pode-se alterar os valores de σ , u_a e u_w de forma que $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$ permaneçam constantes. Se o equilíbrio do elemento é mantido, sem que ocorram variações volumétricas, os valores de $(\sigma - u_w)$ e $(u_a - u_w)$ são considerados variáveis de estado de tensão.

Fredlund et al (1978), tomando como base os trabalhos de Bishop et al (1960), formularam a seguinte equação de resistência ao cisalhamento:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (2.4)$$

Onde:

c' – coesão, u_a – poro pressão do ar, u_w – poro pressão da água,
 $(u_a - u_w)$ – sucção matricial, ϕ' – ângulo de atrito efetivo e
 ϕ^b – razão do incremento da resistência com a sucção.

A equação de resistência ao cisalhamento para solos saturados é um caso particular das equações (2.3), proposta por Bishop (1959), e a equação (2.4) de Fredlund et al (1978). Pode-se verificar que quando $u_a = u_w$ estas equações se reduzem à equação proposta por Terzaghi. As variáveis de estado de tensão são empregadas independentemente, podendo-se avaliar a influência de cada uma delas na resistência ao cisalhamento.

Considerando que os ângulos ϕ' e ϕ^b não variam com o acréscimo de sucção, a superfície tangente aos círculos de Mohr na ruptura define um Plano. A Figura 2.1 mostra a superfície de ruptura baseada no critério de Mohr-Coulomb.

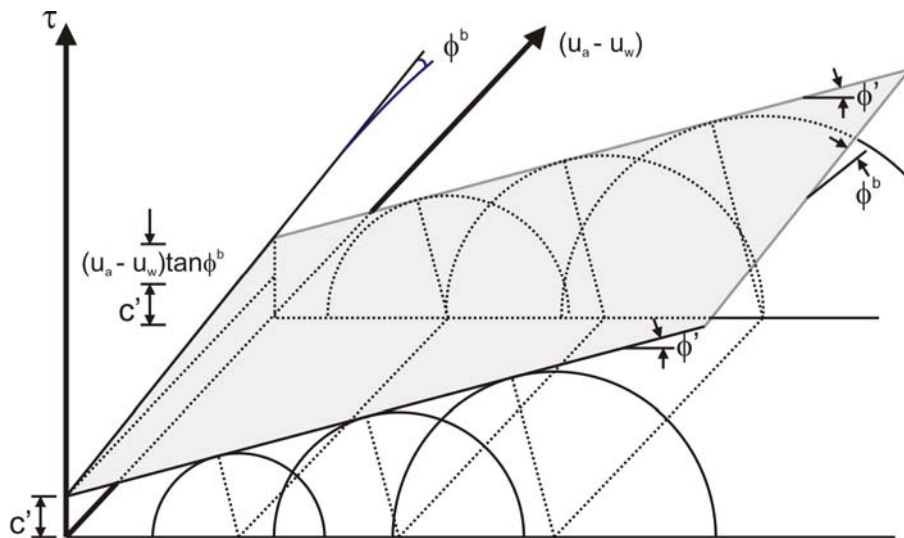


Figura 2.15 – Representação da equação de Fredlund et al (1978) para a resistência ao cisalhamento baseada no critério de Mohr-Coulomb

A representação da superfície de ruptura por um plano, apresentado na Figura 2.15 foi determinada das análises dos resultados de ensaios triaxiais com sucção controlada realizados por Bishop et al (1960). No entanto a não linearidade foi verificada para alguns solos em ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada (Escário e Sáes, 1986) e triaxial com sucção controlada (Futai e Almeida, 2005). Fredlund et al (1987) sugerem diversas maneiras de se trabalhar com solos que apresentem variações não lineares de resistência em função da sucção. A envoltória pode ser adotada como bilinear ou quando a tendência for totalmente não linear a mesma pode ser discretizada em pequenos segmentos de reta.

2.2.3.3 – Comparação entre as equações de resistência ao cisalhamento propostas por Bishop et al (1960) e Fredlund et al (1978)

Ao considerar o parâmetro χ variando de forma não linear com a sucção, pode-se dizer que a expressão de Bishop já era capaz de prever que a variação da coesão aparente poderia ser não linear. Apesar de terem formulações conceituais diferentes, pode-se admitir que Fredlund et al (1978) simplificaram a expressão de Bishop de forma que:

$$\chi = \frac{tg\phi^b}{tg\phi'} \quad (2.5)$$

Para uma superfície de ruptura plana onde ϕ' e ϕ^b apresentem valores constantes, tem-se um único valor de χ em termos de resistência ao cisalhamento.

Para a proposta por Bishop (1959) que utiliza uma única envoltória de resistência para representar os solos na condição saturada e não saturada, um incremento na sucção corresponde a um incremento nas tensões dado por $\chi (u_a - u_w)$. Para a proposta de Fredlund et al (1978) que representa a resistência em um gráfico tridimensional, um incremento na sucção corresponde a uma translação da envoltória de ruptura da condição saturada de um valor igual a $(u_a - u_w)tg\phi^b$.

Fredlund et al (1995) verificam a relação entre os valores de resistência em função da sucção com a curva de retenção. Suas conclusões estão apresentadas esquematicamente na Figura 2.16, onde se observa que para valores de sucção menores que a entrada de ar a sucção é tão efetiva quanto à tensão confinante na

mobilização de resistência, de forma que ϕ' igual a ϕ^b . Para valores de sucção maiores que a entrada de ar a contribuição da sucção na resistência ao cisalhamento decresce de forma não linear. A perda de resistência após a sucção correspondente à entrada de ar, já havia sido constatada por Bishop et al (1975) ao realizar ensaios triaxiais em solos argilosos. Além da sucção residual, a resistência ao cisalhamento em função, da sucção pode aumentar, permanecer constante ou decrescer.

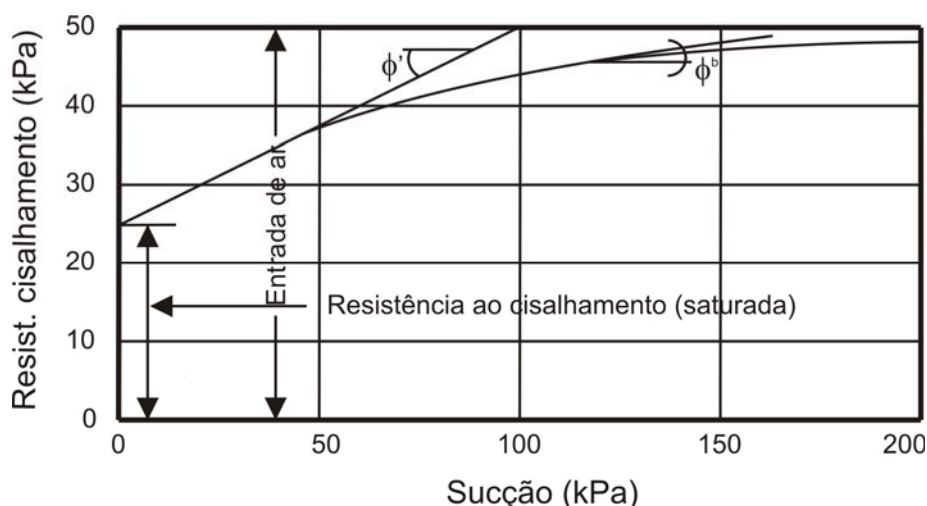


Figura 2.16 – Relação entre Resist. ao cisalhamento e a sucção (Fredlund et al 1995).

A resistência de solos siltsos e arenosos geralmente diminui para valores de sucções próximas ao valor residual. Não existem muitas evidências experimentais que possam explicar este tipo de comportamento (Vanapalli et al. 1996). A relação entre a resistência ao cisalhamento e a curva de retenção corresponde à forma como a água se encontra no interior do solo. White et al (1970) formularam uma teoria para a dessaturação de meios porosos, cujo mecanismo permite a definição de quatro regiões distintas de saturação. Na Figura 2.17 estão apresentadas as diversas regiões em que se divide a curva de retenção. Estas diferentes condições em que a água se encontra no interior da estrutura do solo estão ilustradas na Figura 2.18.

Na região de efeito de contorno (Figura 2.18a) os poros estão preenchidos com água e o solo está saturado, com o ar podendo estar presente na forma de ar ocluso. Na zona de transição primária e secundária (Figura 2.18b e Figura 2.18c, respectivamente) ocorre significativa dessaturação, que vai diminuindo de intensidade à medida que se aproxima da zona residual (Figura 2.18d). Nesta zona a água está presente de forma descontínua.

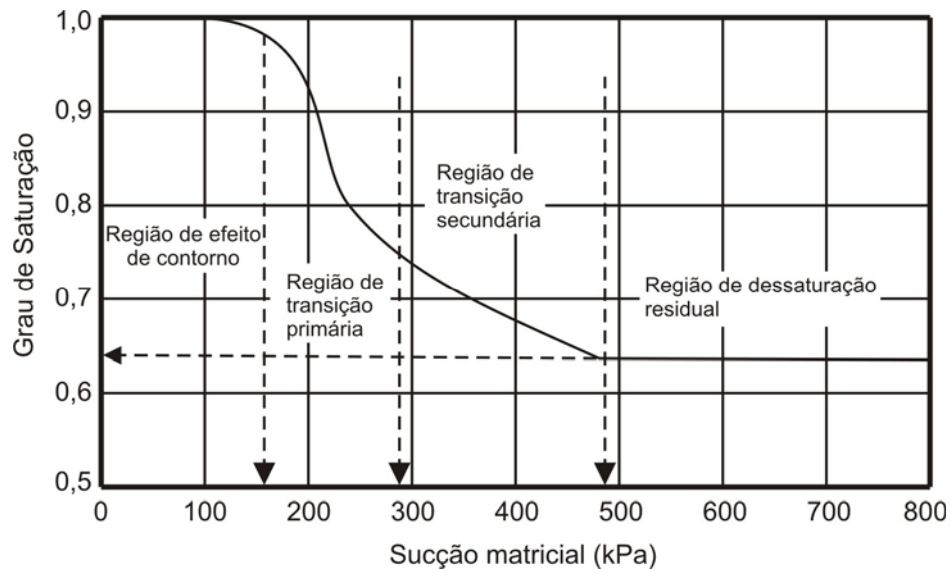


Figura 2.17 – Regiões em que se divide a curva de retenção em função da dessaturação (Vanapalli (1994) modificado de White et al(1970)).

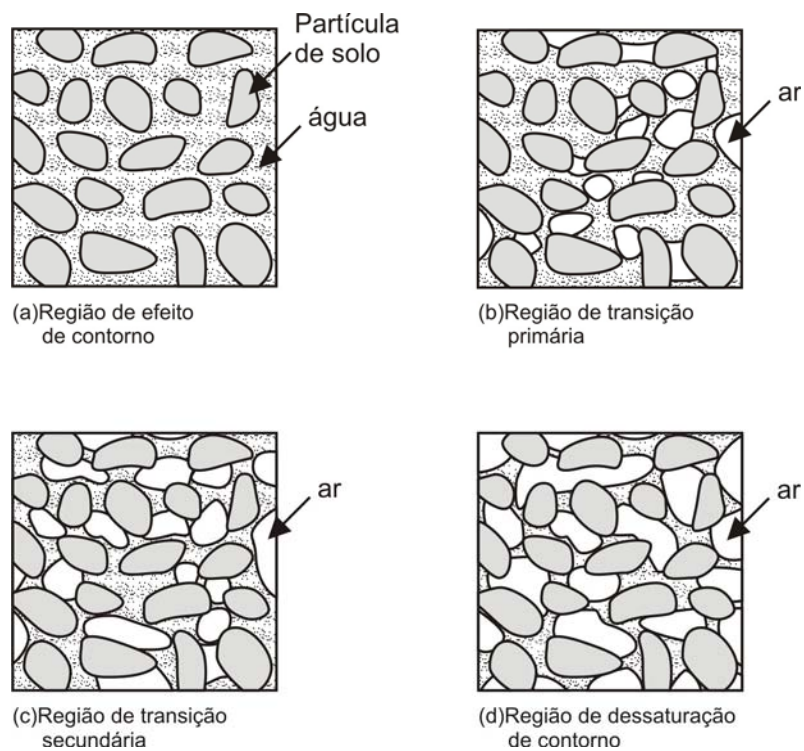


Figura 2.18 – Redução da área de água em função das diferentes regiões de dessaturação (Vanapalli, 1994).

2.2.4 – Curva de retenção de água

Num solo saturado, em estado de equilíbrio, a poro pressão é superior ou igual à pressão atmosférica. Aplicação de uma sucção provoca a drenagem da água nos vazios do solo e gera uma pressão negativa nos mesmos. A aplicação de altos níveis de sucção afeta a água livre nos vazios e pode afetar a espessura das envoltórias de hidratação ou meniscos (Figura 2.19), provocando a perda de umidade do solo.

A relação entre a água nos poros e a sucção gerada no solo se define como curva característica. A quantidade de água pode ser representada pela umidade gravimétrica (w) que é determinada em função da relação entre pesos de água e dos sólidos, umidade volumétrica (θ) que é caracterizado como a relação entre o volume de água e o volume de total ou pelo grau de saturação (S). O valor de S , θ e w estão relacionados entre si através das seguintes equações (Fredlund e Rahardjo, 1993):

$$\theta = \frac{Se}{1+e} = Sn = \frac{wG}{e} \frac{e}{1+e} \therefore Se = wG \therefore S = \frac{wG}{e} \quad (2.6)$$

$$\theta_w = \rho_d w = w \frac{G}{1+e} = \frac{\gamma_d}{\gamma_w} w \quad (2.7)$$

Onde:

e – índice de vazios; w – umidade gravimétrica;

ρ_d – densidade seca; n – porosidade e S – grau de saturação.

Para pequenos intervalos de sucção a quantidade de água, presente nos poros do solo, pode ser representada em escala linear. A forma mais difundida de representação da curva característica é aquela que relaciona teor de umidade volumétrico e a sucção. Para a representação de toda a curva de retenção, devido aos elevados valores de sucção, utiliza-se a representação em um gráfico semilog. O formato da curva é influenciado pelo índice de vazios (e), e consequentemente, pela distribuição das frações granulométricas, pela composição química entre outros.

A sucção do solo pode ser dividida em sucção matricial e sucção osmótica. A sucção matricial esta relacionada ao tipo de partícula e ao arranjo estrutural (matriz do solo), sendo seu valor representado pela diferença ($u_w - u_a$) entre as pressões na água

e no ar presente nos interstícios do solo. A sucção osmótica é função da quantidade de sais dissolvidos no interior do solo, quando há a incorporação da parcela de sucção osmótica, determina-se então a sucção total. A sucção matricial faz com que surjam meniscos no interior do solo. Estes meniscos são similares aos meniscos formados pela interface ar-água no interior de um tubo capilar. O modelo do tubo capilar explica como a água pode ser mantida com uma pressão negativa nos capilares do solo. Apresenta no entanto, limitações ao supor que o solo apresenta capilares de diâmetros constantes, entretanto a similaridade entre o tubo capilar e os poros do solo embora estes sejam muitos irregulares e interconectados garante a possibilidade da determinação numérica da ascensão capilar em qualquer solo.

Os meniscos atraem uma partícula do solo de encontro à outra, aumentando assim a componente normal das forças que atuam entre elas. Estas componentes de força entre as partículas proporcionam aumento da resistência ao cisalhamento.

Ao longo da curva de retenção, partindo da condição saturada, à medida que a sucção aumenta pode-se identificar a sucção de entrada de ar e a sucção residual. A Figura 2.19 apresenta esquematicamente a entrada do menisco de água no interior do solo para diferentes valores de sucção. Quando o solo está saturado a interface ar-água é representada pela linha 1. Com o aumento da sucção se atinge o início da entrada de ar e a interface penetra no solo. A partir deste momento os meniscos formados pela interface ar-água passam a apresentar raios menores com o aumento da sucção, conforme ilustrado na Figura 2.19 pelas linhas 2, 3, 4 e 5.

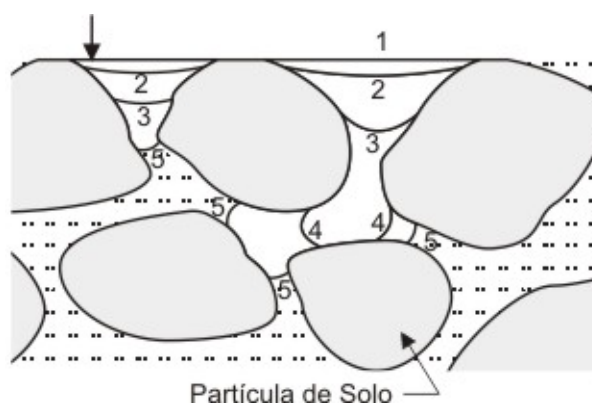


Figura 2.19 – Penetração da interface ar-água, menisco, no interior do solo em função do aumento de sucção (Fredlund e Rahardjo, 1993).

Fredlund e Xing (1994) sugerem um procedimento gráfico para a determinação da sucção correspondente a entrada de ar e ao valor de umidade volumétrica residual. A entrada de ar é definida como a intercessão entre a reta horizontal, correspondente ao estado saturado, com a reta tangente que passa pelo ponto de inflexão da curva. A intercessão desta última reta com a reta tangente à curva e que passa pelo valor de sucção de 10^6 kPa, define o valor de umidade volumétrica residual. Estes procedimentos estão ilustrados na Figura 2.20, sendo válidos para a curva plotada na escala semilog.

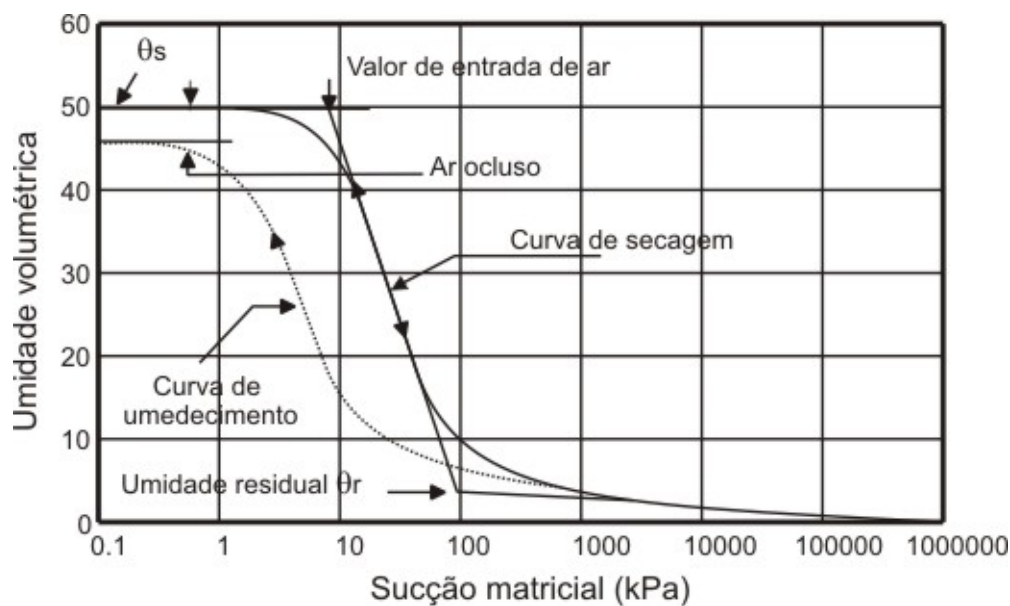


Figura 2.20 – Características da curva de retenção (Fredlund e Xing, 1994).

A umidade residual (θ_r) é definida como o limite inferior a partir do qual qualquer acréscimo na sucção matricial pouco afeta os valores de umidade. Não existe um consenso sobre o valor da sucção residual. Na prática o teor de umidade residual é associado a um valor de sucção de 1500 kPa, assim é possível associar este valor de sucção ao teor de umidade residual de uma amostra seca para estimar θ_r .

Van Genuchten (1980) e Fredlund e Xing (1994) determinaram experimentalmente um valor da ordem de 10^6 kPa para a sucção correspondente à condição de teor de umidade nulo, em vários solos.

2.2.5 – Equações para a curva de retenção de água

Não há em nenhuma teoria que represente corretamente a relação umidade versus sucção. Existem, entretanto, diversas proposições na literatura, as quais são válidas para alguns tipos de solos e para determinadas faixas de sucção. A complexidade dos efeitos da adsorção e das diversas geometrias dos vazios dos solos torna muito difícil a modelagem de uma curva para qualquer tipo de solo, entretanto os valores experimentais da curva de retenção podem ser representados por equações matemáticas. Na Tabela 2.1 são apresentadas às equações mais utilizadas. Gerscovich e Sayão (2002) estudaram as curvas de retenção de 11 solos do Brasil, incluindo solo residual, sedimentar e coluvionar, verificando que as equações propostas por Van Genuchten (1990) e Fredlund e Xing (1994) apresentam uma boa estimativa dos valores experimentais.

Autores	Ano	Equação	Parâmetros
Brooks e Corey	1964	$\Theta = \left(\frac{\Psi_b}{\Psi} \right)^\lambda ; \theta \leq 1$	ψ_b – Sucção correspondente à entrada de ar ψ – Sucção matricial λ – Parâmetro obtido graficamente
Van Genuchten	1980	$\Theta = \left[\frac{1}{1 + \alpha \Psi^n} \right]^m$	ψ – Sucção matricial α, m e n – Parâmetros de ajuste
Fredlund e Xing	1994	$\theta = C(\Psi) \frac{\theta_s}{\ln \left[e + \left(\frac{\Psi}{a} \right)^n \right]^m}$	ψ – Sucção matricial θ_s – Umidade volumétrica na saturação a, m e n – Parâmetros de ajuste

Tabela 2.1 – Equações mais utilizadas para determinação de sucção

Para os resultados obtidos neste trabalho, optou-se por se aplicar a equação proposta por Fredlund e Xing (1994). Esta equação é baseada nas seguintes hipóteses:

- A curva de retenção depende da distribuição de poros.
- Os meniscos formados possuem formato esférico, que se justifica assumindo que os poros apresentam seção circular e os canais que interligam os mesmos são cilíndricos e dispostos de forma aleatória.

Fredlund e Xing (1994) propuseram a seguinte relação entre a umidade volumétrica e a sucção:

$$\theta = \theta_s \left[\frac{1}{\ln(e + (\Psi / a)^n)} \right]^m \quad (2.8)$$

Onde:

Ψ - sucção, θ_s – umidade volumétrica na saturação e
a, m e n são parâmetros que modificam o formato da curva.

O valor da umidade volumétrica normalizada (Θ), dada pela relação entre a umidade volumétrica e a umidade volumétrica na saturação, é igual ao grau de saturação e a equação (2.8) pode ser representada por:

$$S = \left[\frac{1}{\ln(e + (\psi / a)^n)} \right]^m \quad (2.9)$$

Onde:

S – grau de saturação.

Fredlund e Xing (1944) acrescentaram o termo $C(\Psi)$ que multiplicado pela equação (2.9) faz com que a curva de retenção apresente, para valores de grau de saturação próximo à zero, sucção de 10^6 kPa. Este termo é dado por:

$$C(\psi) = 1 - \left[\frac{\ln(1 + \psi / \psi_r)}{\ln[1 + (1000000 / \psi_r)]} \right] \quad (2.10)$$

Onde:

Ψ_r – Valor da sucção correspondente à umidade volumétrica residual.

Os valores de a, m e n podem ser obtidos graficamente. Quando se utiliza para representar a curva de retenção a equação (2.9) multiplicada pela equação (2.10), estes parâmetros podem ser estimados pelas seguintes expressões:

$$a = \Psi_i \quad (2.11)$$

$$m = 3,67 \ln \left[\frac{\theta_s C(\Psi_i)}{\theta_i} \right] \quad (2.12)$$

$$n = \frac{1,31^{m+1}}{m C(\Psi_i)} 3,72 S^* \quad (2.13)$$

$$S^* = \frac{S}{\theta} - \frac{\Psi_i}{1,31^m (\Psi_i + \Psi_r) \ln(1 + (1000000 / \Psi_r))} \quad (2.14)$$

$$S = \frac{\theta_i}{\ln(\Psi_p / \Psi_i)} \quad (2.15)$$

Os valores de Ψ_i , θ_i , θ_s , Ψ_r e Ψ_p são obtidos graficamente como indicado na Figura 2.21. O ponto de inflexão da curva de retenção corresponde às coordenadas Ψ_i e θ_i . Passando-se uma tangente pelo ponto de inflexão a reta intercepta o eixo das abscissas no valor de sucção correspondente a Ψ_p . As coordenadas de $(\Psi_r; \theta_r)$ representa o ponto onde a curva de retenção passa a decrescer linearmente até 10^6 kPa. O procedimento gráfico para se encontrar os parâmetros a , n e m fornecem apenas valores aproximados. Um melhor ajuste aos pontos experimentais pode ser obtido ao se utilizar programas computacionais, aplicando-se o método dos mínimos quadrados (Fredlund e Xing, 1994). Os parâmetros a , n e m estão relacionados ao formato da curva de retenção. Observa-se na Figura 2.22 que com o aumento do valor do parâmetro a , a curva de se desloca para a direita, alterando assim o valor da sucção de entrada de ar. O valor do parâmetro n faz com que a curva de retenção gire em torno de um ponto de inflexão, conforme ilustrado na Figura 2.23. À medida que o valor de m faz com que, para valores elevados de sucção, a curva de retenção se aproxime do eixo das abscissas, conforme apresentado na Figura 2.24.

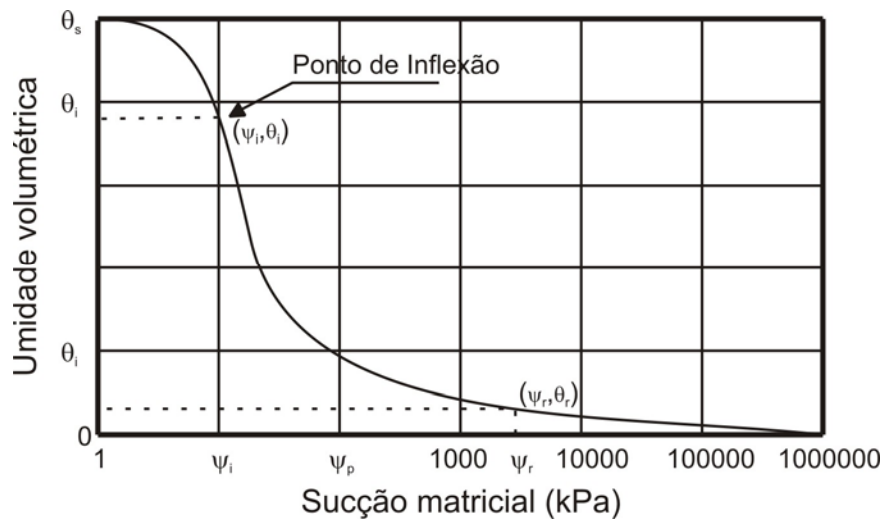


Figura 2.21 – Determinação dos parâmetros utilizados para calcular os valores de a , n e m (Fredlund e Xing, 1994).

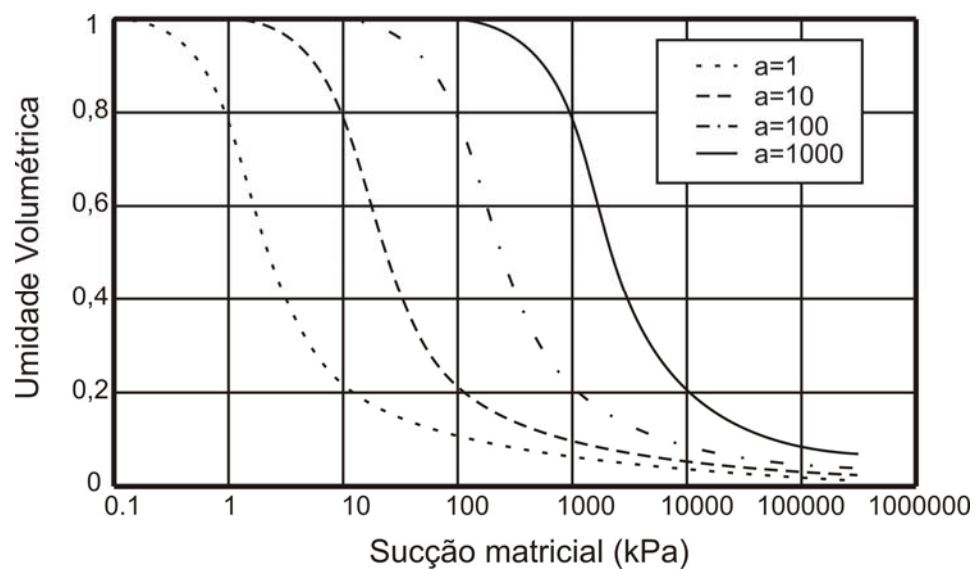


Figura 2.22 – Influência do parâmetro a na curva de retenção (Fredlund e Xing, 1994).

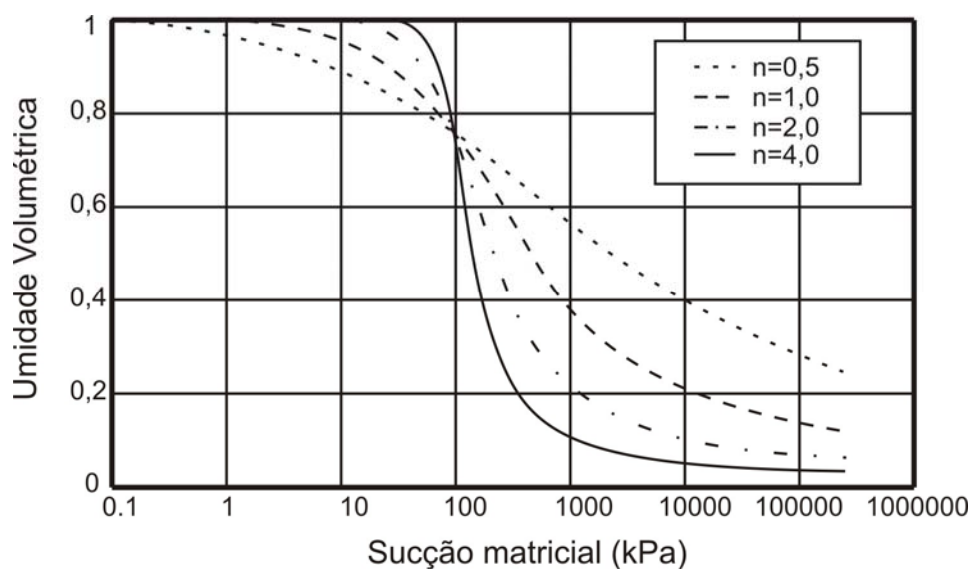


Figura 2.23 – Influência do parâmetro n na curva de retenção (Fredlund e Xing, 1994).

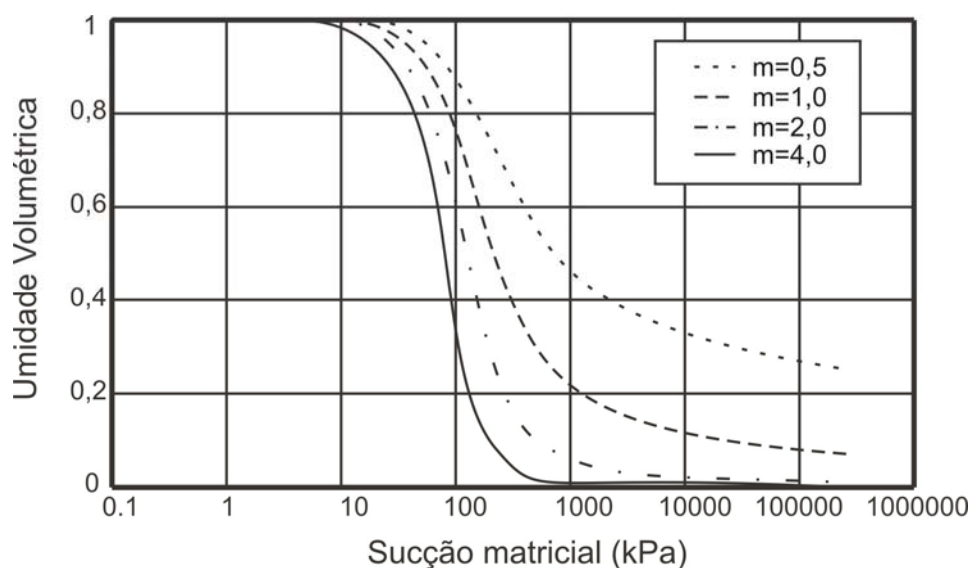


Figura 2.24 – Influência do parâmetro m na curva de retenção (Fredlund e Xing, 1994).

2.2.6 – Fatores que afetam a curva de retenção.

Os solos arenosos apresentam valor de sucção de entrada de ar menor que os siltosos ou argilosos, devido à formação de poros de dimensões maiores. Ao se aplicar uma determinada pressão de confinamento estes poros de maiores dimensões podem diminuir, fazendo com que o valor de entrada de ar ocorra a um valor maior de sucção.

A granulometria, a composição química, e outros fatores afetam a forma da curva característica. A mudança de arranjo estrutural por compactação altera o volume dos vazios maiores, transformando-os em poros de dimensões intermediárias em crescimento percentual, mas os micro-poros permanecem inalterados. Desta forma a função de distribuição de volume de vazios é modificada afetando principalmente o trecho da curva correspondente a baixos valores de sucção (Gerscovich, 1994). Vejamos como alguns destes itens influenciam a curva de retenção.

a) Tipo de Solo

O tipo de solo influencia no valor de entrada de ar e na inclinação da curva de retenção. Esta inclinação refere-se ao trecho entre a sucção de entrada de ar e a sucção residual. As areias apresentam pequena capacidade de retenção de água, devido aos grandes poros interconectados presentes em sua estrutura. Desta forma a entrada de ar ocorre para pequenos valores de sucção. Estes solos apresentam em geral pequena variação de diâmetro de poro, dessaturando rapidamente após atingirem a sucção de entrada de ar.

Os solos argilosos apresentam em geral, em relação aos solos arenosos, uma maior capacidade de retenção de água. Quanto maior a plasticidade das argilas maior será o valor de entrada de ar e de sucção residual (Fredlund, 1998). Os solos argilosos dessaturam de forma mais lenta, indicando que apresentam poros com diferentes diâmetros. Os solos siltosos apresentam comportamento intermediário entre os arenosos e os argilosos. As variações de sucção de entrada de ar e a inclinação da curva de retenção para diferentes tipos de solo estão esquematicamente apresentadas na Figura 2.25.

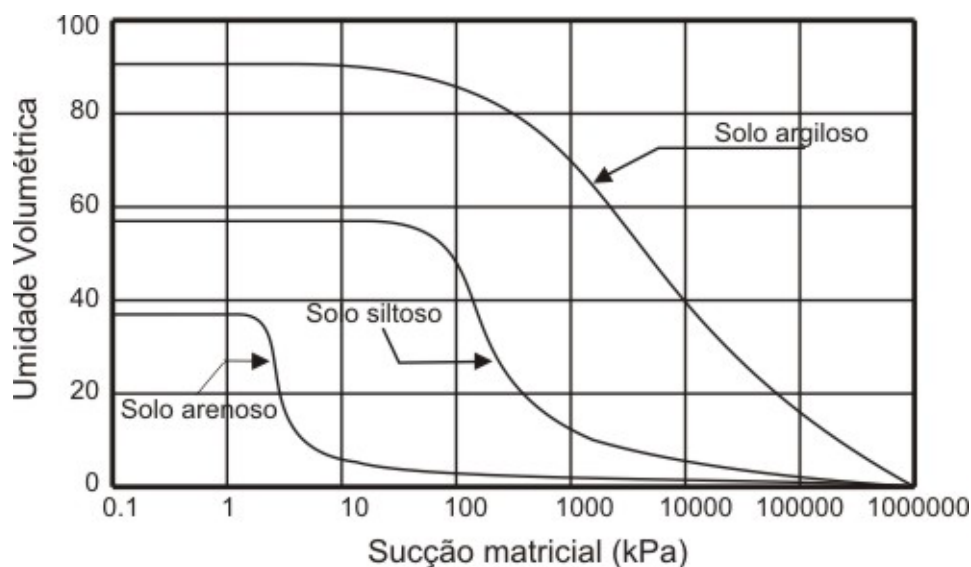


Figura 2.25 – Representação esquemática das curvas de retenção para diferentes tipos de solo (Vanapalli, 1994).

b) Umidade de Moldagem

Anteriormente foram descritas as diferenças estruturas dos solos compactados nas condições da curva de compactação. Em função da umidade de moldagem as partículas de solo podem estar presentes na estrutura do corpo de prova na forma de agregações. Portanto, corpos de prova de um mesmo tipo de solo moldado com diferentes teores de umidade apresentam curvas de retenção distintas. Vanapalli et al (1999) realizaram ensaios para obtenção da curva de retenção de um solo arenoso, compactado estaticamente em três condições de moldagem (ramo seco, umidade ótima e ramo úmido) da curva de compactação. Para a amostra moldada no ramo seco o arranjo das agregações permite que entre elas formem-se grandes poros interconectados (Vanapalli et al, 1996). Desta forma a dessaturação inicial é controlada pela macroestrutura. A compactação no ramo úmido faz com que este solo apresente uma estrutura mais homogênea, obtendo uma capacidade de retenção de água e resistência a dessaturação maiores, sendo a mesma controlada pela sua microestrutura. As amostras moldadas na umidade ótima apresentam características intermediárias em relação às duas condições analisadas anteriormente. Vanapalli et al (1999) afirmam que estas conclusões podem ser válidas para todos os solos finos, mas necessitam de trabalhos adicionais com solos de diferentes origens.

c) História de tensões

As amostras compactadas podem ser submetidas a diferentes histórias de tensões. As variações do carregamento externo e da sucção, podem produzir alterações na estrutura do solo. Vanapalli et al (1999) simularam diferentes pressões de confinamento. Para cada condição de moldagem foram utilizados três corpos de prova levados às pressões confinantes de 25, 100, e 200 kPa. A simulação destas pressões confinantes indica que os corpos de prova não estão submetidos a carregamentos externos, mas a uma história de tensão que simula estas condições. Vanapalli (1994) propôs um método indireto para se impor uma condição de carregamento desejada por meio de corpos de prova saturados e adensados até determinado valor e aliviados a uma determinada pressão confinante a que se deseja simular.

Para corpos de prova moldados no ramo seco, observou-se a ocorrência do aumento da sucção de entrada de ar com o aumento da pressão de confinamento. Para corpos de prova moldados no ramo úmido verificou-se que o formato das curvas de retenção não eram afetadas, pois a dessaturação é governada pelos microporos para todos os níveis de sucções (Vanapalli et al, 1999), e para os corpos de prova moldados na umidade ótima apresentaram comportamento intermediário em relação às amostras moldadas no ramo seco e úmido.

d) Ciclos de secagem e umedecimento

A curva de retenção não é única para um mesmo corpo de prova, podendo ser diferente quando obtida por processo de secagem ou umedecimento. A variação da estrutura do corpo de prova durante a secagem e a formação de ar ocluso durante o umedecimento são os dois principais fatores que interferem neste fenômeno.

A história de variação de umidade deve ser considerada, pois o solo em processo de secagem-drenagem apresenta na sua curva característica, para uma determinada umidade, valores de sucções maiores que quando em processo de umedecimento. O maior teor de umidade alcançado num processo de umedecimento dificilmente atingirá o teor de umidade saturado. Este fato deve-se à maneira como a água é retirada na estrutura do solo durante a secagem e umedecimento. Na Figura 2.26 pode-se observar que a mesma sucção mantida durante a secagem e

umedecimento corresponde a diferentes teores de umidade. Durante a secagem a sucção é mantida na entrada do poro menor, estando o interior do poro maior preenchido com água. A mesma sucção mantida no processo de umedecimento está associada ao poro menor, ficando o interior preenchido com ar. Portanto, a capacidade de retenção de água esta associada à entrada do poro e não ao seu interior (Dineen e Ridley, 1999).

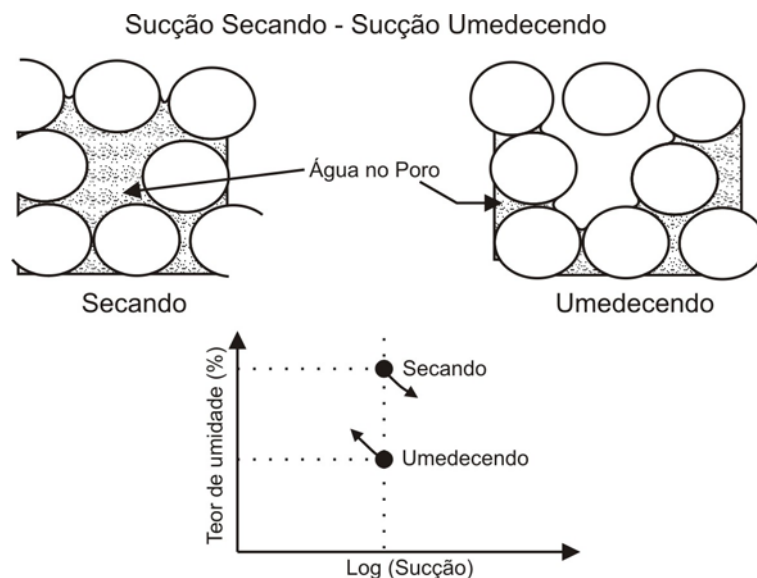


Figura 2.26 – Variação dos teores de umidades para um mesmo valor de sucção em função de ciclos de secagem e umedecimento

2.2.7 – Condutividade hidráulica não saturada

A condutividade hidráulica é uma propriedade do solo que expressa sua habilidade de conduzir a água. Essa habilidade tem importância para o estudo e a modelagem de quaisquer fenômenos ligados ao movimento da água no solo.

Tendo-se em vista que, nos solos em condição não saturada, os poros são ocupados por ar e água, a condutividade hidráulica sofrerá redução como consequência dos três fatores descritos abaixo (Mateus, 1994):

- A seção disponível ao fluxo de água sofre redução;
- Os raios dos poros diminuem com o acréscimo de sucção, reduzindo a permeabilidade e a velocidade do fluxo;

→ A quantidade de poros ocupados pelo ar aumenta, provocando uma descontinuidade na fase líquida, fazendo com que o fluxo de água seja possível através da fase vapor.

Conclui-se então que a condutividade hidráulica não saturada varia em função do teor de umidade do solo. Sabendo-se que este parâmetro modifica o potencial matricial do solo, observa-se uma forte interdependência entre condutividade hidráulica não saturada, teor de umidade e sucção.

Devido à grande dificuldade de medição da permeabilidade não saturada em laboratório, esta é geralmente obtida por meio de correlações entre a curva característica solo-água e a permeabilidade saturada.

O programa SOILCOVER utiliza equação de Fredlund et al. (1994), equação (2.16), para o cálculo da permeabilidade não saturada.

$$K(\Psi) = K_s \frac{\int_{\ln(\Psi_{dev})}^b \frac{\theta(e^y) - \theta(\Psi)}{e^y} \theta'(e^y) dy}{\int_{\ln(\Psi_{dev})}^b \frac{\theta(e^y) - \theta_s}{e^y} \theta'(e^y) dy} \quad (2.16)$$

Onde:

K = Permeabilidade não saturada (cm/s);

K_s = Permeabilidade saturada (cm/s);

Ψ_{dev} = Sucção de entrada de ar (kPa);

Ψ = Sucção (kPa);

$b = \ln(10^6)$;

θ = Teor de umidade volumétrico;

θ_s = Teor de umidade volumétrico saturado;

$e = 2,171828$;

y = Variável de integração que representa o logaritmo da sucção;

θ' = A primeira derivada da equação de Fredlund e Xing (1994) para a curva característica, descrita na Tabela 2.1.

AMOSTRAGEM DE CAMPO E ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Neste capítulo será apresentada a obra de onde foram coletadas as amostras para realização dos ensaios de laboratório. É descrito o procedimento de coleta das amostras utilizado e todos os procedimentos e cuidados tomados durante a execução dos ensaios realizados, bem como os respectivos resultados.

3.1 – Descrição e localização das áreas estudadas

3.1.1 – Localização da obra (Aterro)

A área em estudo está localizada na Avenida Ayrton Senna Nº 5555 (Figura 3.1), onde será construída uma Escola Modelo de Ensino Médio do SESC na Barra da Tijuca município do Rio de Janeiro – RJ. Neste local foi executado um aterro com aproximadamente 200.000 m³ e 1,80 m de altura, e de onde foram coletadas todas as amostras aqui ensaiadas.



Figura 3.1 – Vista geral da obra e ponto de amostragem

3.1.2 – Localização da jazida

Na execução do aterro foram utilizados materiais de duas jazidas, uma denominada de Jazida Crispim e outra chamada de Jazida HJ, ambas localizadas, a 15 km do Largo do Tanque, em Jacarepaguá. No desenvolvimento do presente trabalho utilizou-se o material dessa última por ser o mais homogêneo e é quem forneceu maior volume de material pra obra. A Figura 3.2 mostra uma vista da Jazida HJ e do material selecionado para estudo.



Figura 3.2 – Jazida HJ e material selecionado.

3.1.3 – Descrição da jazida

O material da Jazida é um solo residual onde a geologia da área é marcada pela presença de colinas residuais sustentadas por ortognaisses, paragnaisses, granitóides e granodioritos situados na Baixada de Jacarepaguá, correlacionáveis com as rochas do Complexo Paraíba do Sul. Estão isoladas pela sedimentação fluvial nos baixos cursos dos principais rios. Amplitudes topográficas inferiores a 50m. Predominam na área os Latossolos e Podzólicos Vermelho-Amarelos álicos. Terrenos com moderada a alta capacidade de carga (solos residuais e colúvios). Bom potencial mineral para extração de argila e areia. As áreas de planície são constituídas por sedimentos flúviomarinhas quaternários, argilo-arenosos e/ou areno-siltico-argilosos, com camadas de cascalheiras associados a depósitos de tálus, onde predominam os solos hidromórficos como Gleis Pouco Húmicos e Planossolos álicos, associados à baixadas com maior restrição de drenagem e os solos Aluviais distróficos, associados a planícies com melhor drenagem (Borges 2006).

A geomorfologia da área é caracterizada pela unidade Planícies Colúvio-Alúvio-Marinhas (Terrenos Argilo-Arenosos das Baixadas), formada por superfícies subhorizontais, com gradientes extremamente suaves e convergentes à linha de costa,

em interface com os Sistemas Depositionais Continentais (processos fluviais e de encosta) e Marinheiros. São terrenos mal drenados com padrão de drenagem meandrante e divagante. Presença de superfícies de aplainamento e pequenas colinas ajustadas ao nível de base das Baixadas. A precipitação média anual varia de 1.200mm a 2.000mm (Borges, 2006).

3.2 – Procedimento executivo do aterro e coleta de amostras em campo

3.2.1 – Execução do aterro

A execução do aterro foi acompanhada pelo autor do presente trabalho que participava da equipe de fiscalização da obra (Fundação COPPETEC). Durante a execução controlava-se a homogeneidade do material, já previamente selecionado na jazida (Figura 3.2), e o procedimento executivo. O material apresenta umidade próxima da ótima na jazida não sendo necessárias correções de umidade. Procurava-se garantir que as características de execução como espessura das camadas, número de passadas e velocidade do rolo compactador fossem as mesmas para todas as camadas, além de controle de umidade e grau de compactação pelo método de Hilf.

Na Tabela 3.1 estão especificadas as características dos rolos compactadores utilizados na obra e na Figura 3.3 podem ser vistas as quatro etapas do processo de compactação: transporte (caminhões do tipo basculante – Figura 3.3a), espalhamento (Trator do tipo D-6 – Figura 3.3b), compactação (rolo pé de carneiro do tipo TC-18 – Figura 3.3c) e selagem final (rolo liso do tipo CA-25 – Figura 3.3d) das camadas.

Rolo compactador TC-18	
Diâmetro das patas	1400 mm
Largura das patas	792 mm
Altura as patas	174 mm
Número de patas por roda	52
Área de Contato no solo	136 cm ²
Pressão de contato no solo	27,65 kg/cm ²
Rolo compactador CA-25	
Peso operacional	9200 kg
Comprimento	5250 mm
Largura total	2323 mm
Altura total	2100 mm
Peso estático sobre o cilindro	4750 kg
Impacto dinâmico total	24800 kg

Tabela 3.1 – Especificações dos rolos compactadores



Figura 3.3 – Processo de compactação

3.2.2 – Localização das amostras

As amostras indeformadas foram coletadas entre as placas de recalque PR-49 e PR-50 (Figura 3.1), onde foi realizado um trecho experimental de 25 m x 60 m com 5 camadas de aproximadamente 25 cm cada. Neste local foram retiradas 3 amostras amolgadas com aproximadamente 30 kg de material de diferentes camadas. As amostras foram coletadas com o auxílio de pá, colocada em sacos plásticos e levada para o Laboratório de Geotecnia da COPPE. Foram retirados também desta área 4 blocos de amostras indeformadas (Figura 3.4), dos quais foram utilizados apenas 3.

Sabendo-se que o efeito de punção das patas ajuda a criar camadas razoavelmente homogêneas e bem embricadas entre si, procurou-se localizar os blocos entre as camadas 2 e 4 a fim de se obter material mais homogêneo. Foram descartadas a primeira e a quinta camada (Figura 3.4), pois para colocação da primeira camada foi feita uma escarificação e correção de umidade com carro pipa desta que foi a última camada executada no dia anterior, já na camada 5 realizou-se

um procedimento com rolo liso, chamado de selagem, para evitar infiltração da água da chuva.

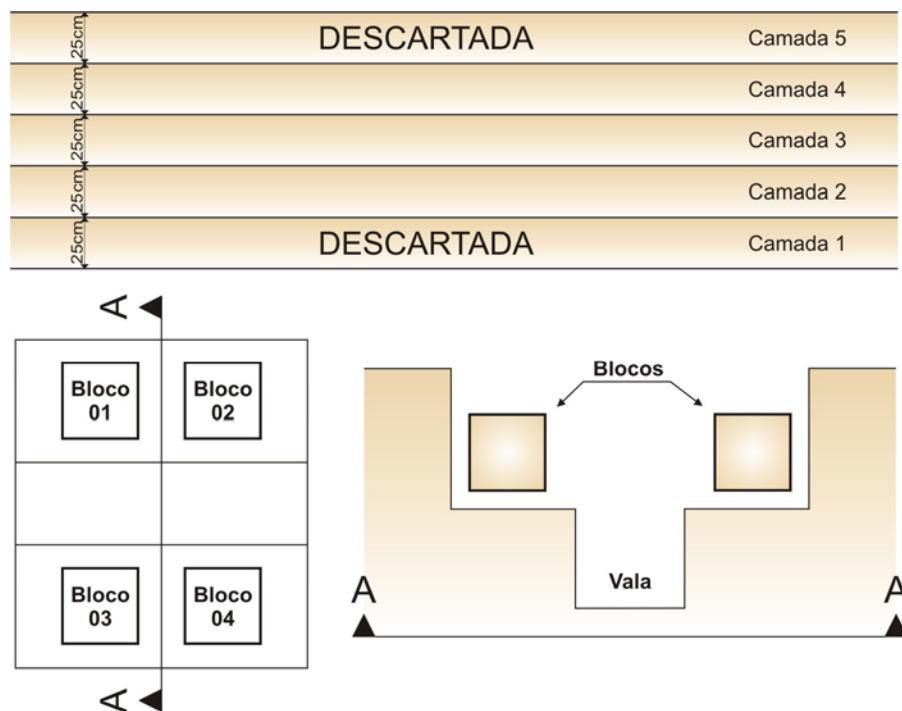


Figura 3.4 – Esquema de retirada das amostras amolgadas e blocos indeformados

3.2.3 – Técnica de extração de blocos

Após a abertura de uma vala de 2m x 1m x 1,2m, iniciou-se a moldagem de 4 blocos cúbicos com 30 cm de aresta, sendo dois de um lado e dois do outro da vala, Figura 3.5.



Figura 3.5 – Início da moldagem dos blocos.

Após os blocos serem esculpidos pincelou-se parafina nas faces expostas do bloco, Figura 3.6.



Figura 3.6 – Parafinamento inicial dos blocos.

Para ter mais segurança contra impactos durante o transporte, tomou-se o cuidado de envolver o bloco com uma tela do tipo tarlatana, e continuou-se parafinando até que se obtivesse uma aderência da tela ao bloco, Figura 3.7.



Figura 3.7 – Colocação da tarlatana e fixação com parafina.

Após esta etapa foi montada uma caixa de madeira sem topo e sem base com aresta interna de 33 cm, de modo que deixasse cerca de 1 cm de cada lado para posterior preenchimento com parafina, Figura 3.8.

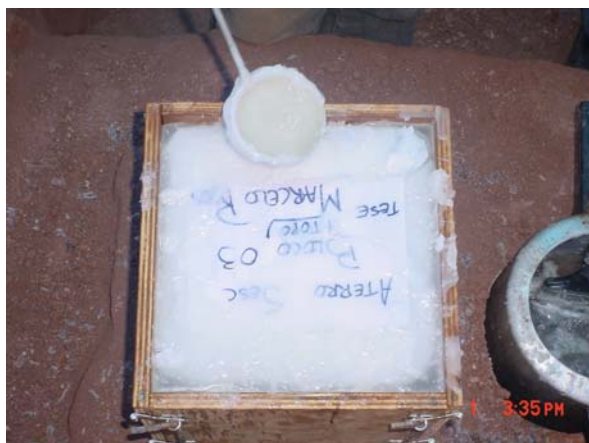


Figura 3.8 – Preenchimento dos vazios e identificação do topo.

Este método de completar os vazios da caixa com parafina não é muito utilizado, geralmente preenche-se estas lacunas com serragem (Earth Manual, 1968). Tal procedimento tem como inconveniente o fato da serragem sofrer compactação durante o transporte, e o bloco ficar livre, passando a depender exclusivamente da tarlatana para manter-se intacto.

Após o endurecimento desta camada de parafina desmonta-se a caixa de madeira e realiza-se o desbastamento da base do bloco com o auxílio de um cabo de aço, posteriormente o bloco é virado e tem a sua base tratada com parafina e tarlatana, Figura 3.9.



Figura 3.9 – Moldagem, parafinamento e identificação da base.

Só após o tratamento da base, o bloco é colocado em uma outra caixa e os espaços vazios preenchidos com serragem que serve neste caso para fixação do bloco na caixa, tomando-se os devidos cuidados para que ocorra o total

preenchimento dos vazios sem que ocorra compactação da serragem. Todos os blocos foram identificados no momento em que foi colocada a parafina, Figura 3.10.

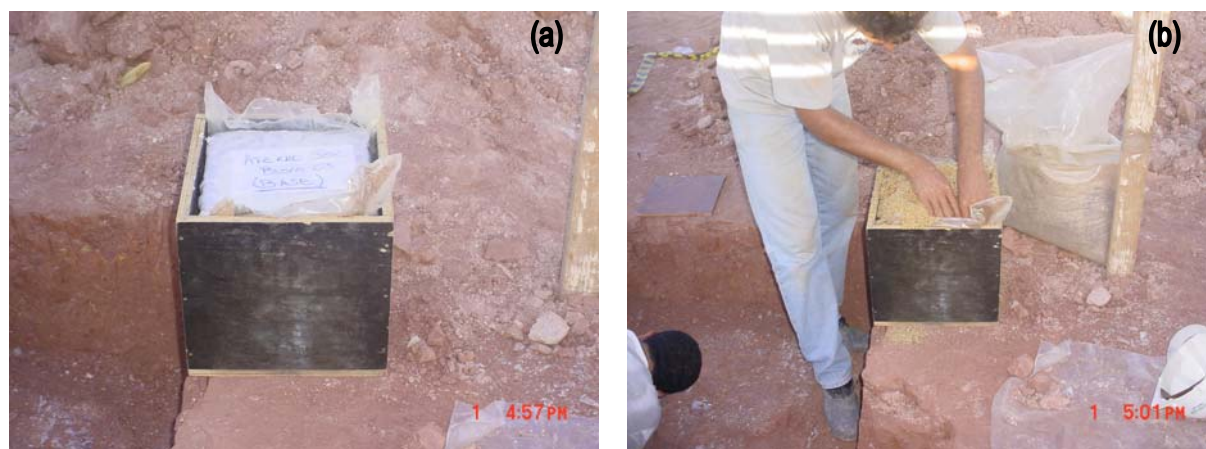


Figura 3.10 – Proteção final com serragem

Com a utilização desta técnica, de acordo com a experiência do Laboratório de Geotecnia da COPPE, os blocos chegaram ao laboratório com características visuais idênticas às de campo.

As caixas foram transportadas sobre serragem solta, para diminuir os efeitos de trepidação que os veículos comerciais normalmente sofrem no trajeto, até o Laboratório de Geotecnia da COPPE, onde foram mantidas em câmara úmida até sua utilização.

3.3 – Ensaios de caracterização

3.3.1 – Considerações gerais

As amostras amolgadas destinam-se à determinação da densidade real dos grãos, dos Limites de Atterberg, das análises granulométricas, dos ensaios de compactação e para verificação e comprovação da homogeneidade do material estudado uma vez que foram coletadas em camadas distintas.

3.3.2 – Ensaio de caracterização

De acordo com o procedimento usual do Laboratório de Geotecnia da COPPE, os ensaios de determinação da Densidade real dos grãos obedeceram à norma

ME093/94. A determinação dos Limites de Atterberg seguiu as normas NBR6459/84 e NBR 7180/84. A determinação da Umidade Natural e a preparação de todas as amostras foram realizadas de acordo com a norma NBR 6457/84.

Os ensaios de granulometria foram realizados de acordo com a norma NBR 7181/84. Também foram feitos ensaios de sedimentação sem defloculante para melhor expressar as condições de campo. Neste caso o ensaio foi realizado de acordo com a norma, exceto no aspecto da colocação do defloculante, utilizando-se água destilada. Quando o ensaio foi realizado de acordo com a norma, o defloculante utilizado foi o hexametáfosfato de sódio com pH igual a nove.

As Figura 3.11, Figura 3.12 e Figura 3.13 apresentam as curvas granulométricas obtidas e a Tabela 3.2 apresenta o resumo dos resultados dos ensaios de caracterização realizados, com amostras que foram obtidas como descrito no item 3.2.1.

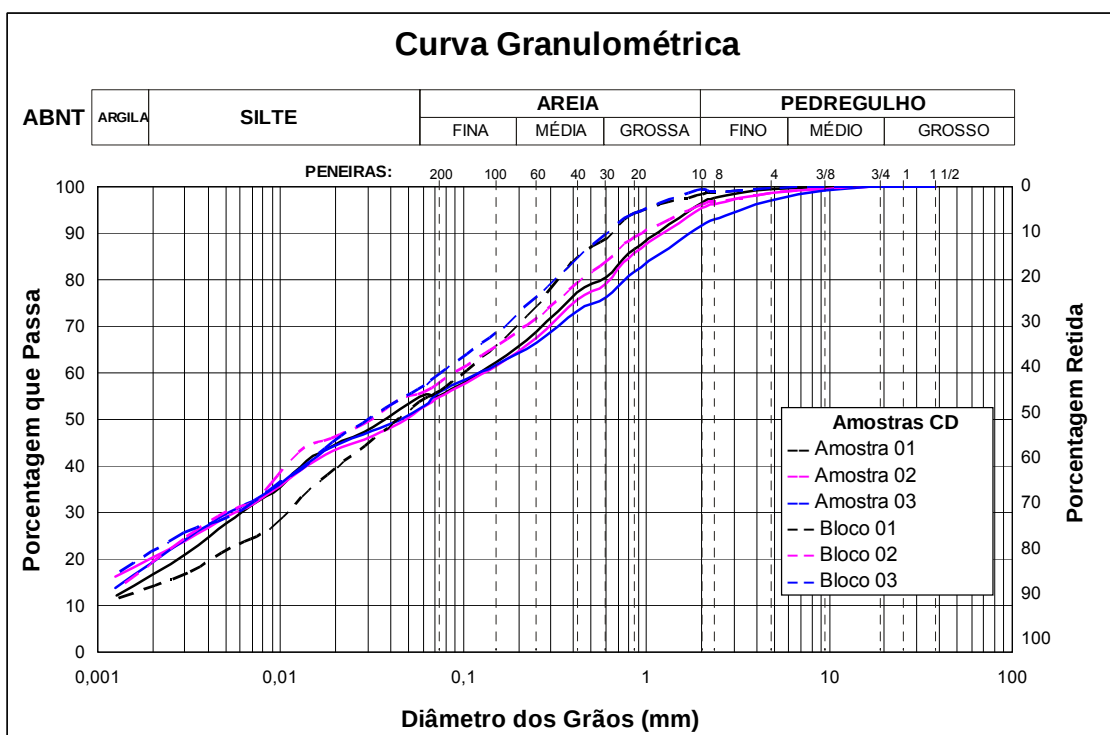


Figura 3.11 – Curva granulométrica das amostras com defloculante (CD)

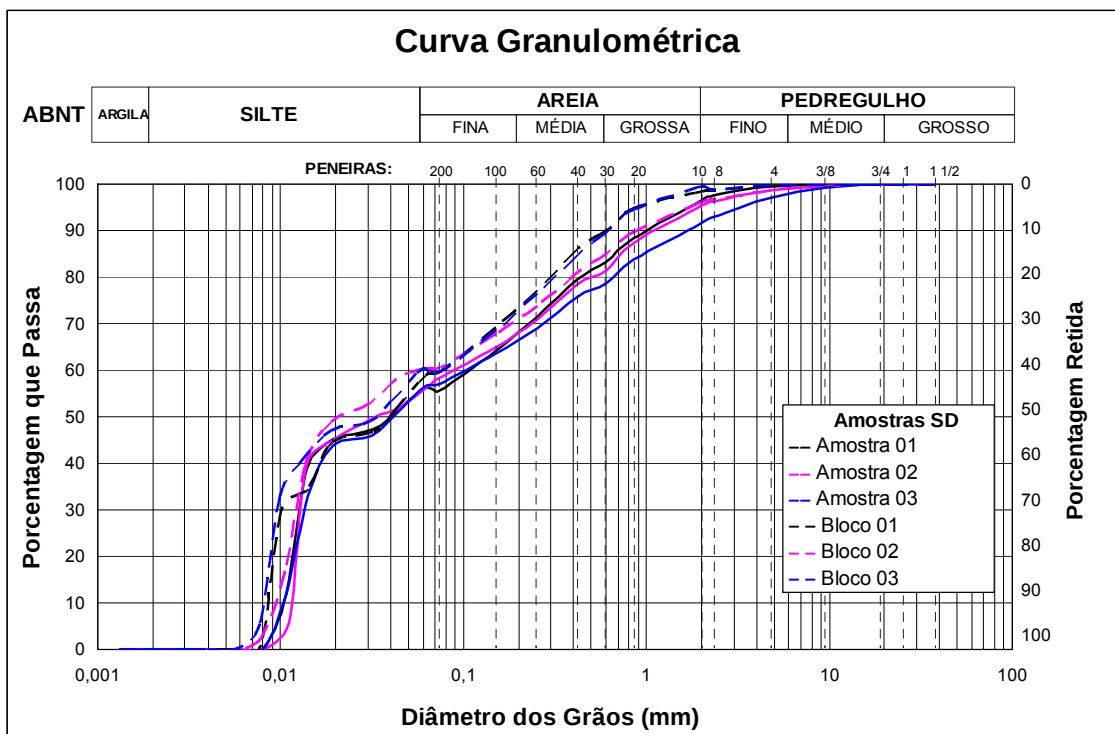


Figura 3.12 – Curva granulométrica das amostras sem defloculante (SD)

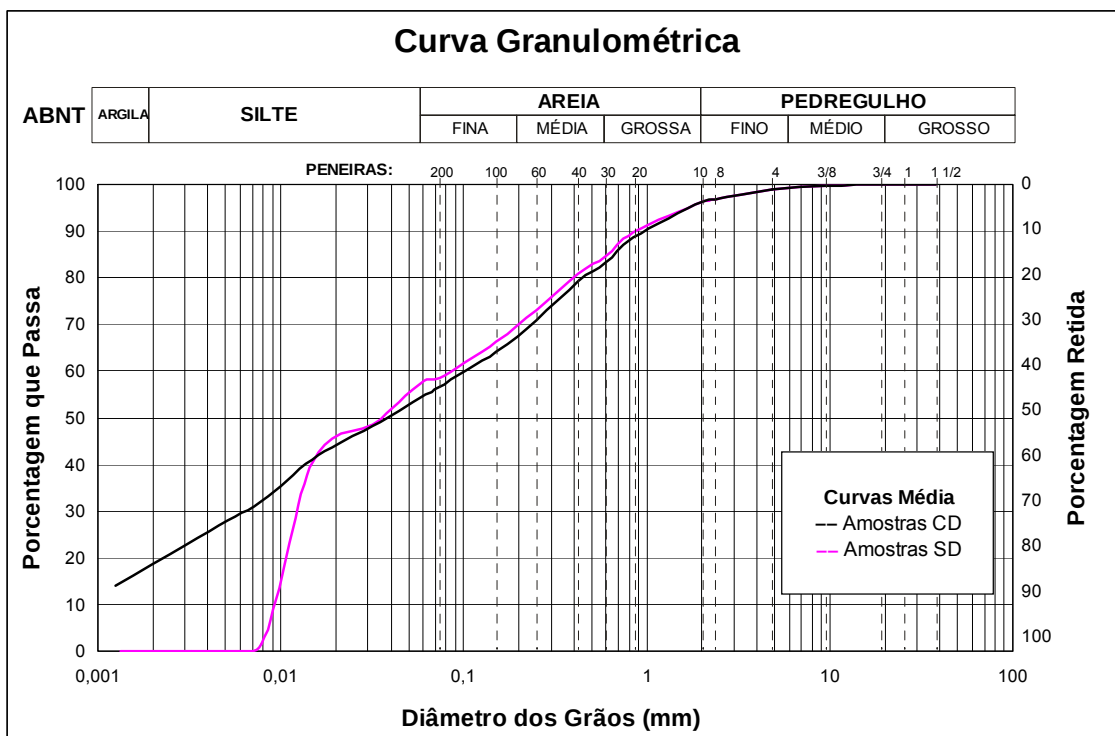


Figura 3.13 – Curva granulométrica média das amostras CD e SD

Pode-se verificar a diferença entre as curvas granulométricas realizadas com e sem defloculante, isto porque no ensaio sem defloculante, as partículas agrupadas

sedimentam mais rapidamente, indicando diâmetros maiores, que não são os das partículas e sim das agregações existentes. Levando assim a verificação da falta da fração argila e aumento de silte comprovando a existência de grumos de agregados.

Pode-se verificar ainda a homogeneidade do solo estudado apesar da enorme heterogeneidade existente na jazida, o que comprova uma boa seleção do material estudado.

Utilizando os valores do índice de plasticidade e do limite de liquidez, tem-se que o solo estudado é classificado como argila de baixa compressibilidade (CL) com exceção do Bloco 01, classificado como silte de alta compressibilidade (MH). Vale salientar que todas as amostras se encontram no limite entre argila e silte de alta e baixa compressibilidade e que a fração argila, apesar de menor, exerce grande influência sob os resultados.

Amostra	Pedregulho (%)	Areia (%)			Silte (%)	Argila (%)	G	w _L (%)	w _P (%)	I _P (%)
		Grossa	Média	Fina						
Amostra 01	3,5	15,9	14,7	10,8	38,2	16,9	2,728	49	27	22
	3,5	13,4	15,0	12,5	55,7	0,0				
Amostra 02	4,5	16,2	14,5	12,4	32,1	20,3	2,737	43	23,1	19,9
	4,5	14,1	13,3	1,5	55,6	0,0				
Amostra 03	8,4	15,4	11,8	11,8	33,3	19,3	2,751	44	25,3	18,7
	8,4	13,0	12,1	10,3	56,2	0,0				
Bloco 01	1,7	9,3	18,2	16,6	39,8	14,4	2,759	52	29,1	22,9
	1,7	8,3	16,3	15,1	58,7	0,0				
Bloco 02	3,9	12,1	14,9	13,3	36,5	19,4	2,779	43,5	25,5	18
	3,9	10,9	14,0	11,0	60,2	0,0				
Bloco 03	0,6	9,4	17,0	15,8	35,6	21,7	2,771	48,5	23,3	25,2
	0,6	9,7	16,5	12,8	60,3	0,0				

Tabela 3.2 – Resumo dos resultados da caracterização da área de coleta de amostras

3.4 – Ensaios de compactação

3.4.1 – Considerações gerais

Após secagem ao ar, as amostras foram quarteadas, destorroadas e passadas na peneira de malha número 10 (#2 mm). Separaram-se então amostras com aproximadamente 1,5 kg de material onde através de observação tátil-visual foi adicionada água em diferentes quantidades a fim de obter teores de umidade antes e depois da umidade ótima. Então homogeneizou-se, para desmanchar os torrões e distribuir bem a umidade. As amostras foram colocadas em sacos plásticos e deixadas em câmara úmida por 24h para homogeneização da umidade e minimizar os processos de aglutinação do solo, só então as amostras foram encaminhadas para a compactação.

Este procedimento foi adotado para garantir corpos de prova mais homogêneos no procedimento do ensaio de compactação.

3.4.2 – Ensaio de compactação

Após a preparação das amostras como descrito acima, seguindo as recomendações da NBR 7182/86 as amostras foram compactadas no cilindro Proctor (volume de 1000 cm³) em três camadas, sem reuso de material. Foi aplicada a energia de compactação normal, que corresponde à utilização do soquete pequeno com aplicação de 26 golpes por camada. Nas Figura 3.14, Figura 3.15 e Figura 3.16 estão os resultados experimentais e a curva de compactação obtida para as três amostras, que foram obtidas como descrito no item 3.2.1. Nestes ensaios as coordenadas correspondentes ao ponto de máximo são dadas pelo teor de umidade ótimo e pela densidade seca máxima de 19.0 % e 1.68 g/cm³; 17.5 % e 1.76 g/cm³ e 18.5 % e 1.69 g/cm³ respectivamente.

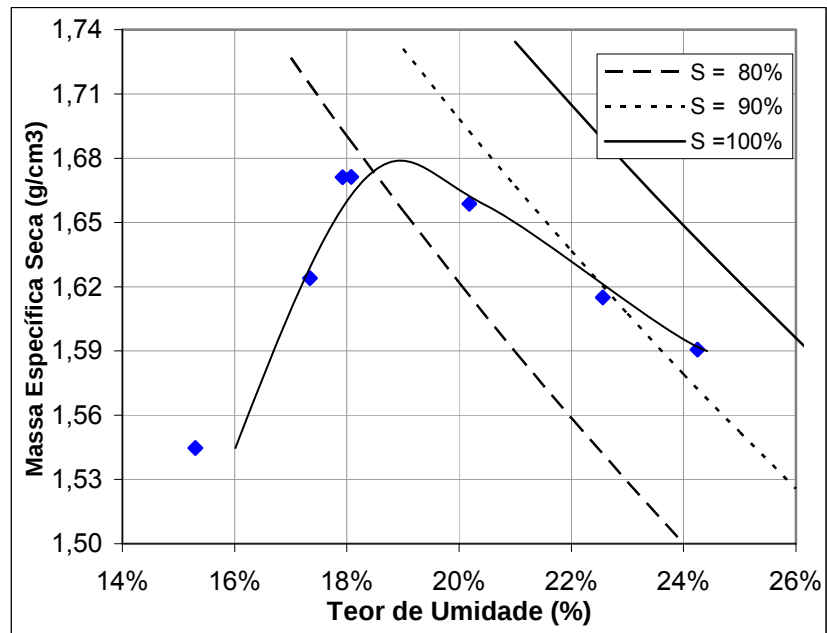


Figura 3.14 – Curva de compactação da amostra 01

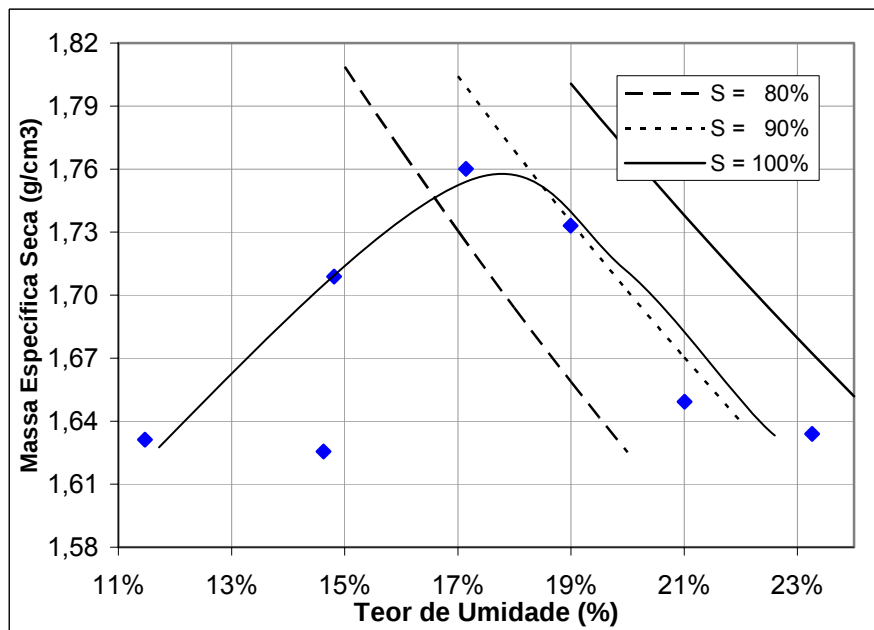


Figura 3.15 – Curva de compactação da amostra 02

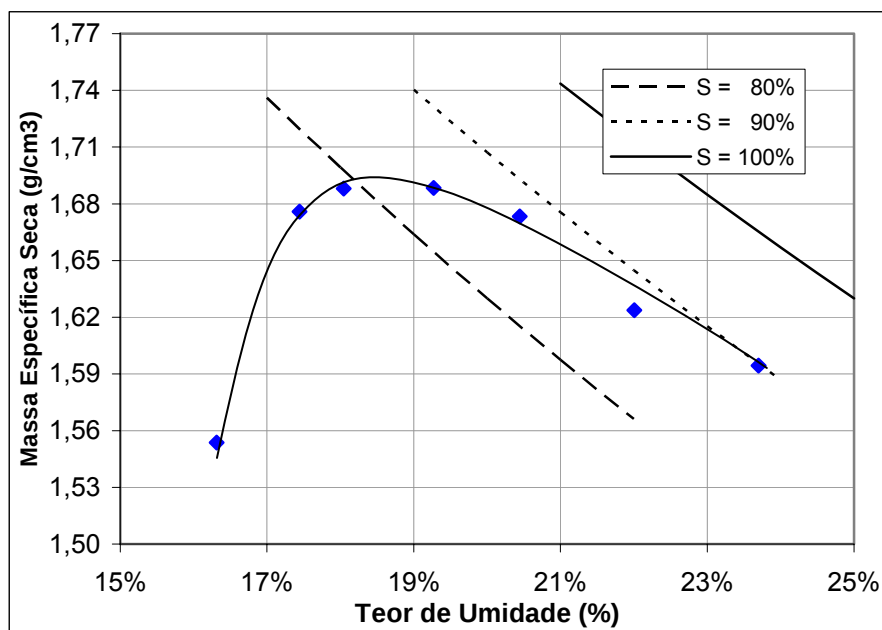


Figura 3.16 – Curva de compactação da amostra 03

A curva de compactação destes solos é abatida, formato que caracteriza solos siltosos, comprovando a classificação granulométrica que indica um solo silte-argiloso.

A seguir, na Tabela 3.3, são apresentados os resultados dos ensaios realizados pelas empresas CONCREMAT e METROPOLITANA, que eram as responsáveis pelo acompanhamento e controle de qualidade do aterro, utilizando o método de Hilf para as camadas de aterro dispostas na área de onde foram retiradas as amostras indeformadas, conforme descrito no item 3.2.2.

	$\gamma_{d\text{campo}}$ (g/cm ³)	w_{campo} (%)	G.C. (%)	$\gamma_{d\text{max}}$ (g/cm ³)	w_{ot} (%)
Camada 01	1,59	20,9	95,9	1,66	19,9
Camada 02	1,62	19,1	96,1	1,69	18,4
Camada 03	1,57	19,6	96,3	1,63	19,0
Camada 04	1,58	20,7	95,4	1,66	19,9
Camada 05	1,64	19,1	96,8	1,70	18,4

Tabela 3.3 – Resultado da área de coleta de amostras

No decorrer da obra foram realizados ensaios de grau de compactação utilizando o Método de Hilf, devido ao porte da obra realizou-se uma quantidade de ensaios que gerou um banco de dados com mais de 200 ensaios. Após análise deste banco de dados temos os seguintes resultados apresentados na Tabela 3.4.

	$\gamma_{d\text{campo}}$ (g/cm ³)	w_{campo} (%)	G.C. (%)	$\gamma_{d\text{max}}$ (g/cm ³)	w_{ot} (%)
Média	1,62	17,91	94,04	1,72	16,98
Desvio Padrão	0,10	3,01	2,44	0,11	2,87

Tabela 3.4 – Resumo do banco de dados

Com a Tabela 3.4 é possível verificar que os resultados obtidos pelos ensaios realizados no Laboratório de Geotecnia da COPPE mostram-se concordantes com os ensaios realizados pelas empresas CONCREMAT e METROPOLITANA para o controle de compactação do aterro da obra.

3.5 – Ensaios de adensamento

3.5.1 – Considerações gerais

Os ensaios de adensamento foram realizados segundo a norma NBR 1200/90 – Solo – Ensaio de adensamento unidimensional. Os corpos de prova foram moldados de amostras indeformadas. O anel utilizado nestes ensaios possuía diâmetro de 7,15 cm e altura de 2 cm. Foram realizados quatro ensaios, sendo 2 não saturados e 2 inundados, a fim de se definir a tensão de escoamento para posterior definição das tensões a serem utilizadas nos ensaios de resistência triaxiais e para orientar na interpretação dos resultados dos ensaios de resistência triaxial. Os ensaios foram realizados em sala com temperatura controlada de 20 °C.

3.5.2 – Ensaio de adensamento

Estes ensaios foram realizados com os seguintes estágios de carregamento: 3,125; 6,25; 12,5; 25; 50; 100; 200; 400; 800 e 1600 kPa. O próximo estágio de carregamento foi realizado assim que se verificou o fim do adensamento primário, chegando ao t_{90} em cerca de 120 min. Nos ensaios inundados as amostras foram inundadas após o primeiro estágio de carregamento. As características iniciais das amostras estão dispostas na Tabela 3.5, e os resultados mostrados pelas Figura 3.17 e Figura 3.18. Com as amostras não saturadas obteve-se tensões de escoamento da ordem de 140 e 280 kPa, enquanto nas amostras inundadas tensões de escoamento ordem de 120 e 220 kPa. As tensões de escoamento foram obtidas utilizando método Pacheco Silva.

Amostra	e_o	w_i (%)	γ_d g/cm ³	S_o (%)	S_f (%)
Não Saturado 01	0,72	20,26	1,60	77,56	100
Não Saturado 02	0,73	20,99	1,59	79,30	100
Inundado 01	0,81	21,37	1,52	72,14	100
Inundado 02	0,81	20,70	1,51	69,62	100

Tabela 3.5 – Condições iniciais das amostras

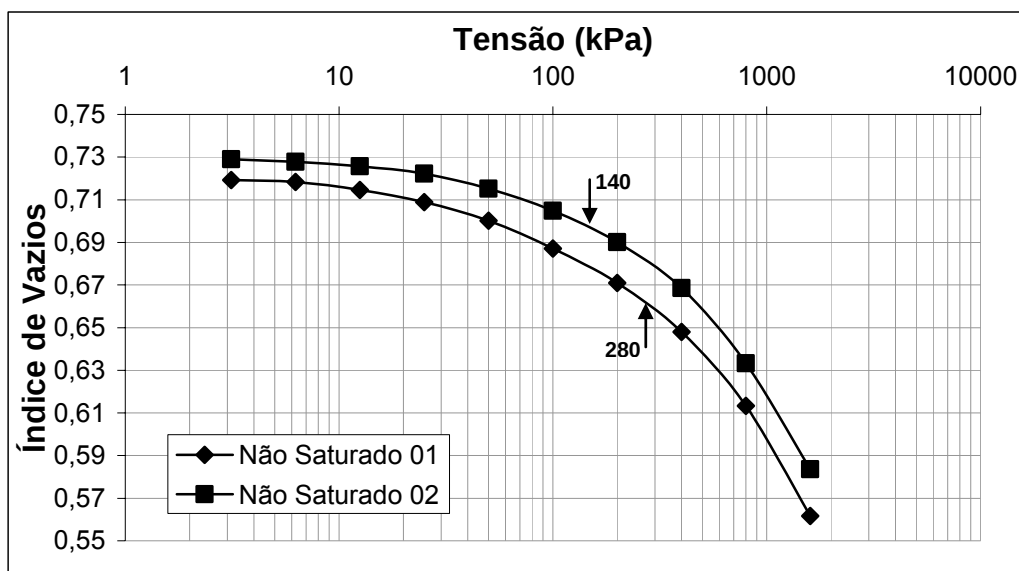


Figura 3.17 – Resultado dos ensaios de adensamento não saturado

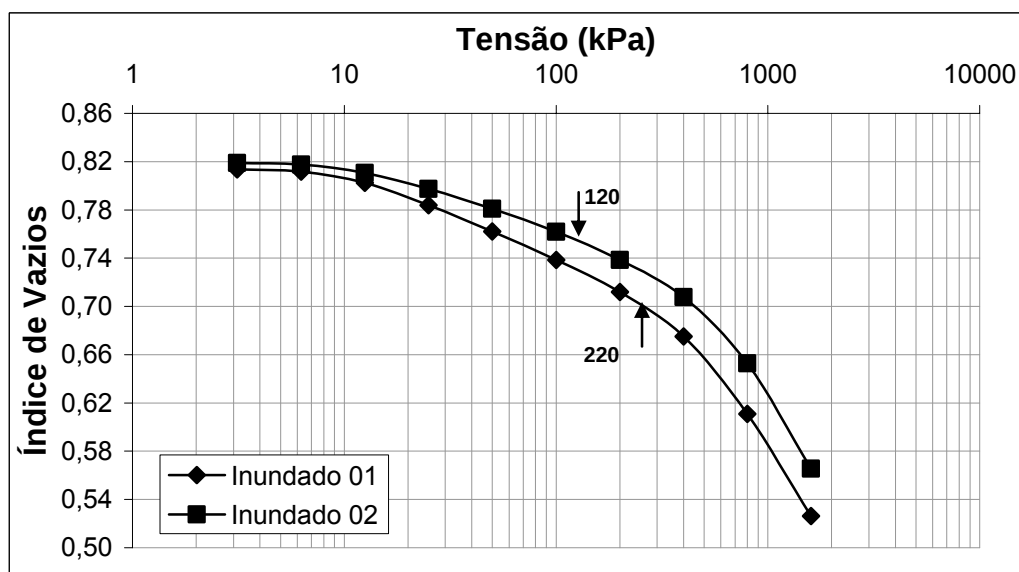


Figura 3.18 – Resultado dos ensaios de adensamento inundado

3.6 – Ensaio do papel-filtro

3.6.1 – Considerações gerais

O objetivo do ensaio do papel-filtro é obter a relação de sucção x teor de umidade. A técnica do papel-filtro é certamente a mais simples de todas as técnicas para se medir sucção. A sua simplicidade muitas vezes leva o usuário a utilizá-la de forma descuidada. Para tanto, durante todo o ensaio o manuseio dos papéis-filtro foi realizado com a utilização de pinça metálica e de luvas cirúrgicas, para evitar qualquer alteração nas características originais do papel. A sucção pode ser fornecida em termos de sucção mátrica ou sucção total, e o teor de umidade pode ser fornecido em termos do teor de umidade gravimétrico (w), volumétrico (θ) ou grau de saturação (S).

Como a relação entre teor de umidade e sucção é influenciada pela umidade inicial da amostra, optou-se por levar as amostras até a umidade próxima da saturação e, a partir daí, as amostras foram secas ao ar para cada ponto.

No processo de umedecimento foi acrescentada ao corpo de prova, com o auxílio de uma pipeta, uma quantidade de água previamente calculada para se obter a umidade desejada (S em torno de 100 %). No processo de secagem as amostras foram expostas ao tempo e os teores de umidade foram controlados com relação ao peso de água perdido no processo de evaporação de cada anel. As amostras que sofreram umedecimento ficaram em repouso por aproximadamente 24 horas, envoltas em duas camadas de papel-filme, antes do contato com o papel-filtro, para se ter uma amostra mais homogênea.

Segundo Marinho e Pereira (1998), na maioria dos casos não é necessário tratamento contra decomposição biológica do papel-filtro, particularmente em solos não orgânicos onde o tempo de equilíbrio é de no máximo 15 dias. Nos procedimentos deste ensaio não foi feito nenhum tipo de tratamento no papel-filtro.

3.6.2 – Ensaio de papel-filtro

Na realização deste ensaio foi adotado o procedimento padrão descrito na Norma ASTM D 5298-03, com algumas alterações. A referida norma sugere que o papel-filtro seja seco em estufa no mínimo por 16h antes do seu uso. Mas, segundo

Marinho (1994-b), este procedimento pode afetar as características de adsorção do papel-filtro, resultando na alteração da curva de calibração. Portanto, no presente trabalho, o papel-filtro foi usado diretamente da caixa, no estado seco ao ar. Para o papel-filtro Whatman, N° 42 a umidade inicial no estado seco ao ar é de aproximadamente 6 %, o que permite medições de sucção através deste tipo de papel-filtro de zero até 29MPa (Marinho e Pereira, 1998).

Outra alteração se refere ao número de papéis-filtro utilizados para uma mesma amostra. Segundo a norma ASTM D 5298-03, para medir a sucção mátrica são colocados, em contato com o solo, três papéis-filtro entre duas amostras de solo. A sucção é medida em função do papel-filtro do meio e os outros dois têm a finalidade de proteger o papel-filtro central contra a aderência do solo no papel-filtro. No procedimento deste ensaio foi utilizado apenas um papel-filtro de cada lado da amostra e a sucção foi inferida pela média do teor de umidade dos dois papéis-filtro.

Os corpos de prova foram obtidos pela cravação de anéis cilíndricos de 5,35 cm de diâmetro e 2,5 cm de altura diretamente no bloco 02 (Figura 3.19).



Figura 3.19 – Cravação do anel

Depois dos corpos de prova moldados, eles foram levados até o primeiro valor de umidade desejado, como descrito no item 3.7.1. Depois foram colocados em contato direto com os papéis-filtro, um papel de cada lado da amostra (Figura 3.20a). O conjunto todo foi envolto duas vezes por um papel filme (Figura 3.20b), e envolto por mais duas vezes por papel alumínio (Figura 3.20c). Após realizar este procedimento os anéis foram colocados, na posição vertical, dentro de duas caixas de isopor separadas, de modo que nenhum dos papéis-filtro adquirisse mais umidade do que o

outro (Figura 3.20d). As caixas foram deixadas numa sala com temperatura controlada a 25° C, de modo que não houvesse uma variação da temperatura maior que 2° C, como sugerido pela norma ASTM D 5298-03 e Marinho (1994-b).

O período de equalização entre o papel-filtro e a amostra foi de 7 (sete) dias. Feuerharmel et al. (2004) sugere o tempo de equalização de sete dias para valores de sucção maiores que 10.000 kPa e quatro dias para valores de sucção menores que 10.000 kPa. Marinho (1997) salienta que o tempo de equalização está relacionado com o tipo e nível de sucção. O mesmo autor sugere o tempo de sete dias quando se está medindo sucção mátrica, independentemente do nível de sucção. Segundo a norma ASTM D 5298-03, o tempo mínimo de equalização entre o solo e o papel-filtro é de sete dias, após este período se determina à umidade do papel-filtro.

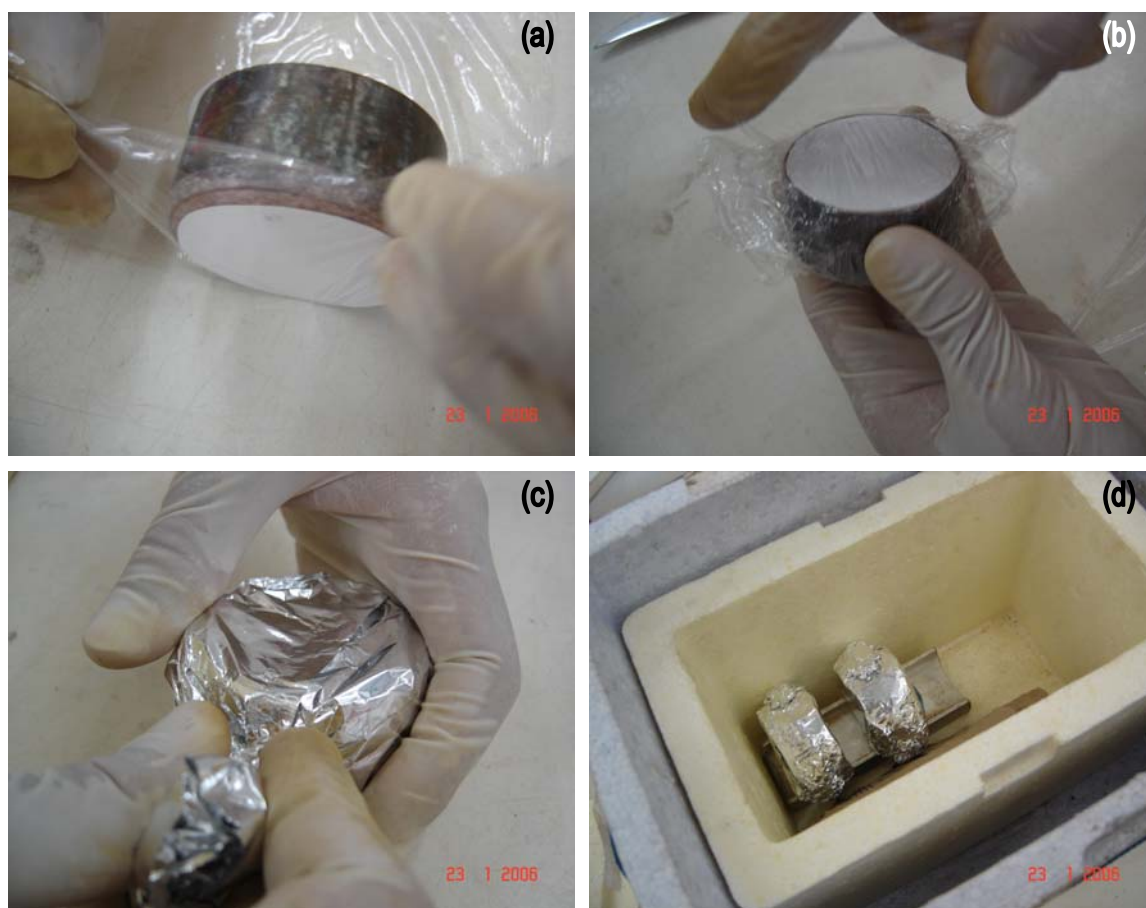


Figura 3.20 – Colocação do papel filtro, embalagem e armazenamento

Após o período de equalização, as amostras foram retiradas da caixa de isopor. Em seguida foi retirado o papel alumínio e o filme plástico que envolve o corpo de prova, o papel filtro é retirado com o auxílio de uma pinça metálica e colocado

rapidamente dentro de uma cápsula com tampa. As cápsulas com os papéis-filtro foram pesadas em uma balança com precisão de quatro casas decimais ($\pm 0,0001$ g) e depois descontava-se o peso da cápsula vazia. Esta operação não deve deixar o papel-filtro ficar exposto ao ar por mais de 5 segundos para evitar a perda ou ganho de umidade. Durante o ensaio esta operação durou de 2 a 4 segundos. Após a pesagem os papéis-filtro foram colocados na estufa por um período mínimo de 24 horas. Depois de decorrido este tempo os papéis-filtro, agora secos, foram colocados rapidamente dentro das cápsulas e pesados novamente, obtendo-se assim a umidade do papel-filtro. Com os dados de umidade do papel-filtro e a curva de calibração do mesmo, obtêm-se a sucção do solo. Para a determinação dos próximos pontos do ensaio, os corpos de prova foram expostos ao ar, controlando-se nesta etapa a variação do teor de umidade, até atingirem a umidade desejada quando então o processo é repetido.

O papel-filtro utilizado neste ensaio foi o quantitativo Whatman N° 42 e a curva de calibração usada para a determinação da sucção é a proposta por Chandler et al (1992) apresentada pelas equações (3.1) e (3.2).

$$\Psi = 10^{(6,05 - 2,48 \text{Log}(w))} \quad \text{para } w > 47\% \quad (3.1)$$

$$\Psi = 10^{(4,84 - 0,0622w)} \quad \text{para } w \leq 47\% \quad (3.2)$$

Onde:

Ψ = sucção (kPa) e w = umidade do papel-filtro (%)

Na Tabela 3.6 são apresentados os parâmetros de moldagem dos dois anéis ensaiados e a Figura 3.21 e Figura 3.22 apresenta os pontos obtidos durante cada ensaio e o ajuste segundo Fredlund e Xing (1994) para a curva característica. A Figura 3.23 apresenta os pontos de ambos os anéis e um ajuste para a curva característica. O ajuste das curvas foi obtido pelo programa SOILCOVER que utiliza a proposição matemática de Fredlund e Xing (1994) descrita no item 2.2.5.

Amostra	w_i (%)	γ_s (g/cm ³)	e	G	w_{sat} (%)	θ_{sat} (%)
Anel 01	19,20	1,60	0,73	2,77	36,10	50,0
Anel 06	19,20	1,39	1,00	2,77	26,45	42,0

Tabela 3.6 – Parâmetros de moldagem dos anéis

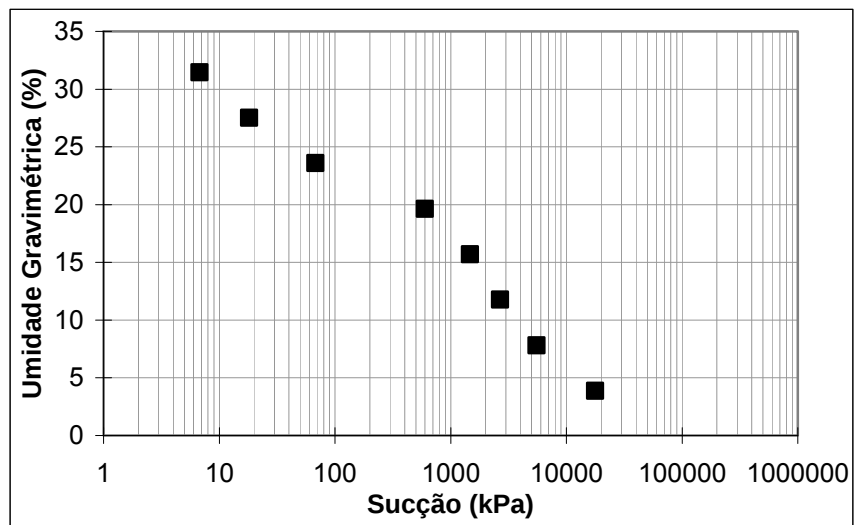


Figura 3.21 – Pontos obtidos e ajuste da curva para o anel 01

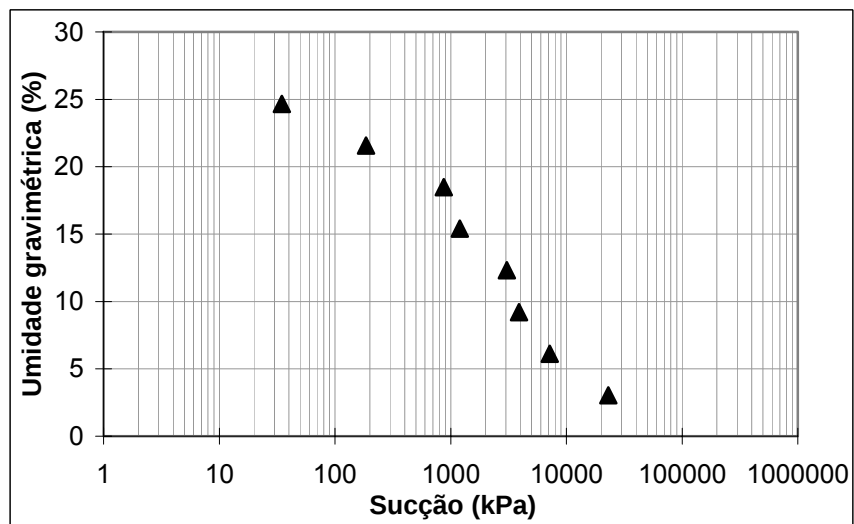


Figura 3.22 – Pontos obtidos e ajuste da curva para o anel 06

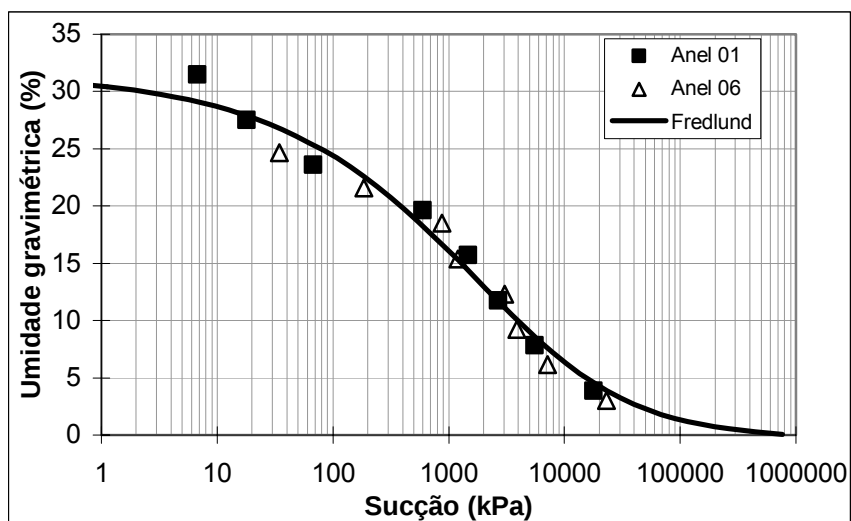


Figura 3.23 – Pontos obtidos e ajuste da curva para os anéis 01 e 06

Os parâmetros empíricos a , m e n da equação de Fredlund e Xing (1994) foram fornecidos pelo programa SOILCOVER. Os valores dos parâmetros empíricos a , m e n e o valor de umidade volumétrica saturada (θ_{sat}), referente à Figura 3.23, estão apresentados na Tabela 3.7.

Amostra	a	m	n	$\theta_{sat} (%)$
Anéis 01 e 06	1810	2,81	0,46	46,67

Tabela 3.7 – Parâmetros empíricos segundo Fredlund e Xing (1994) e o valor da umidade volumétrica saturada para os anéis 01 e 06.

3.7 – Ensaios de permeabilidade

3.7.1 – Considerações gerais

A condutividade hidráulica saturada foi determinada em ensaios com carga variável. Estes ensaios foram realizados segundo o procedimento padrão do Laboratório de Geotecnia da COPPE para os ensaios de permeabilidade. Foram realizados 3 ensaios, a fim de se definir um coeficiente de condutividade hidráulica saturada para posterior utilização na definição das curvas de permeabilidade não saturada versus sucção.

3.7.2 – Ensaio de permeabilidade

Para a sua realização os corpos de prova foram cravados, no bloco 02, em cilindros de 4,1 cm de diâmetro e 8,96 cm de altura. Após a cravação, os corpos de prova foram colocados para saturação com fluxo ascendente, submersos por no mínimo 48h quando então foi aplicada a carga hidráulica e realizado leituras periódicas até que se obtiveram leituras constantes.

Os coeficientes de condutividade hidráulica saturada das amostras, obtidos em ensaios de permeabilidade estão listados na Tabela 3.8, e o valor médio utilizado na obtenção das curvas de permeabilidade não saturada x sucção.

Amostra	w _i	γ _d (kN/m ³)	e ₀	w _f	K 20°C (cm/s)
Cilindro 01	20,67	1,50	0,84	28,76	3,01 x 10 ⁻⁶
Cilindro 02	21,50	1,55	0,81	28,93	2,97 x 10 ⁻⁶
Cilindro 03	21,21	1,49	0,84	29,10	3,05 x 10 ⁻⁶

Tabela 3.8 – Coeficientes de condutividade hidráulica saturada

As curvas de permeabilidade não saturada versus sucção foram calculadas pelo programa SOILCOVER e estão apresentadas na Figura 3.24. O programa utiliza a equação de Fredlund et al (1994), para o cálculo da permeabilidade não saturada, descrita no item 2.2.7.

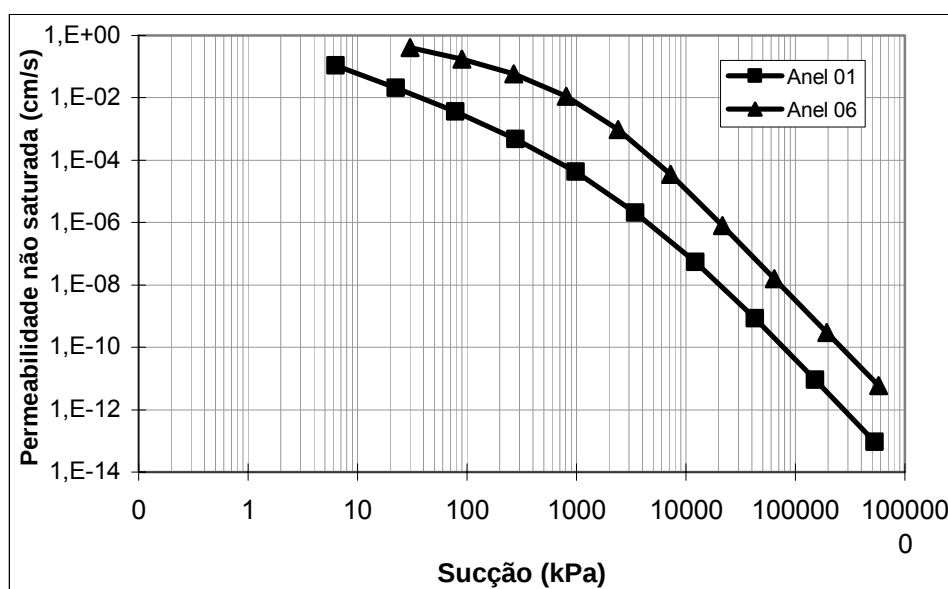


Figura 3.24 – Curva permeabilidade não saturada versus sucção para anéis 01 e 06

3.8 – Ensaios de resistência ao cisalhamento (Triaxiais)

3.8.1 – Considerações gerais

Os ensaios triaxiais têm como principal objetivo obter parâmetros de resistência, com quase uniformidade de tensões ao longo do corpo de prova durante o processo de carregamento.

Com o objetivo de verificar a resistência ao cisalhamento dos solos coletados foram realizados ensaios triaxiais do tipo CD (saturado, adensado e drenado), CW (adensados e drenados na umidade natural) e ensaios UUW, CW e CUW (na umidade natural) com medidas diretas de sucção através de um tensiômetro instalado na base da célula triaxial. Todos os ensaios foram realizados com tensões de 30, 60, 120 e 200 kPa. Os ensaios CD e CW convencionais foram realizados também com tensões de 300, 400 e 500 kPa.

Os ensaios triaxiais foram executados segundo as recomendações de Head (1986). Os ensaios do tipo UUW, CW e CUW foram realizados na umidade natural, caracterizando melhor a situação de campo.

Os detalhes dos equipamentos utilizados, moldagem dos corpos de prova, montagem dos ensaios, sua realização e particularidades de cada ensaio podem ser vistos no anexo “A”.

Pode-se verificar que os valores dos índices físicos para cada tipo de ensaio, apresentados na Tabela 3.9 à Tabela 3.13, não apresentaram grandes variações confirmando uma uniformidade do material ensaiado. Não foram observadas variações significativas nos teores de umidade dos corpos de prova, durante os ensaios não saturados, caracterizando ensaios com umidade constante.

A ruptura de todos os corpos de prova, independente do tipo de ensaio triaxial, foi do tipo plástica com embarrigamento (Figura 3.25a) para as tensões confinantes acima da tensão de escoamento (200, 300, 400 e 500 kPa), e do tipo frágil com formação de superfície de cisalhamento bem definida (Figura 3.25b) para os corpos de prova com tensões confinantes abaixo da tensão de escoamento (30, 60 e 120 kPa).

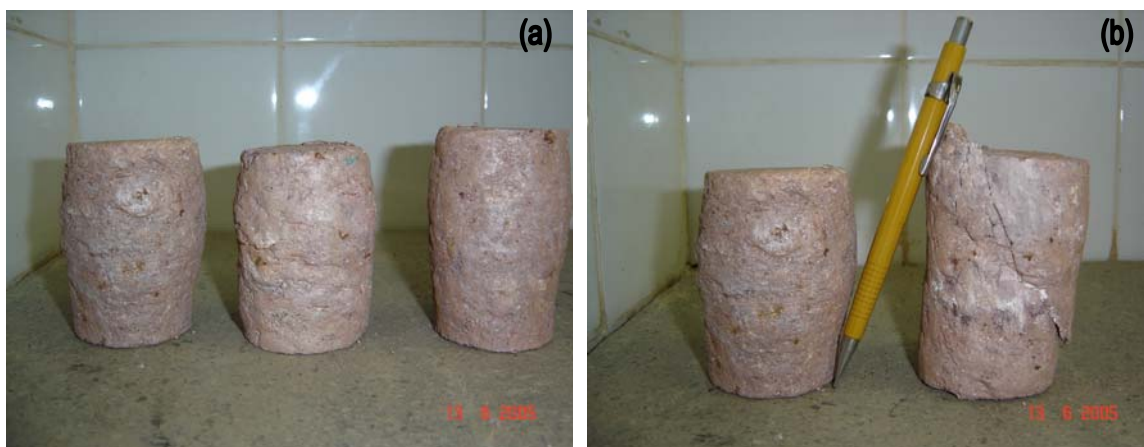


Figura 3.25 – Corpos de prova após ensaio, secos em estufa.

3.8.2 – Ensaio do tipo CD convencionais

Os valores dos índices físicos dos corpos de prova (CP) dos ensaios triaxiais do tipo CD convencionais são apresentados na Tabela 3.9.

Os resultados dos ensaios triaxiais CD convencionais para as diversas tensões confinantes (30, 60, 120, 200, 300, 400 e 500 kPa) são apresentados na Figura 3.26, Figura 3.27 e Figura 3.28.

Em relação às curvas tensão-deformação, quanto maior a tensão confinante maior o nível de deformação axial para alcançar a ruptura, fato que foi observado em todos os ensaios triaxiais realizados.

O solo apresentou comportamento compressivo para todos os níveis de tensão confinante aplicada. Para as tensões confinantes igual a 30 e 60 kPa e deformações axiais superiores a 3 e 11 % respectivamente, inicia-se um comportamento dilatante enquanto para tensão confinante de 120 kPa existe uma leve tendência a este comportamento dilatante. Ambos associados ao estabelecimento de um patamar de resistência definido após a ruptura (Figura 3.27).

Os pontos de máximas tensões alcançados pelos corpos de prova ensaiados podem ser visualizados na Figura 3.28.

Amostra	Origem	σ_c (kPa)	w_i (%)	e_o	γ_d (kN/m³)	S_o (%)	w_f (%)
CP – 2	Bloco 01	30	20,83	0,83	15,04	69	30,48
CP – 3	Bloco 01	60	21,38	0,72	14,96	76	27,10
CP – 6	Bloco 02	120	20,91	0,78	15,65	75	24,61
CP – 7	Bloco 01	300	20,08	0,69	15,17	74	23,60
CP – 9	Bloco 02	400	22,62	0,78	15,58	80	23,73
CP – 10	Bloco 02	500	21,74	0,87	14,84	69	20,73
CP – 17	Bloco 02	200	21,82	0,85	15,05	72	25,52

Tabela 3.9 – Índices físicos dos CP's dos ensaios triaxiais tipo CD convencionais

Onde:

σ_c – Tensão confinante efetiva;

w_i – Umidade inicial;

w_f – Umidade final;

e_o – Índice de vazios;

γ_d – Peso específico aparente seco;

S_o – Grau de saturação inicial.

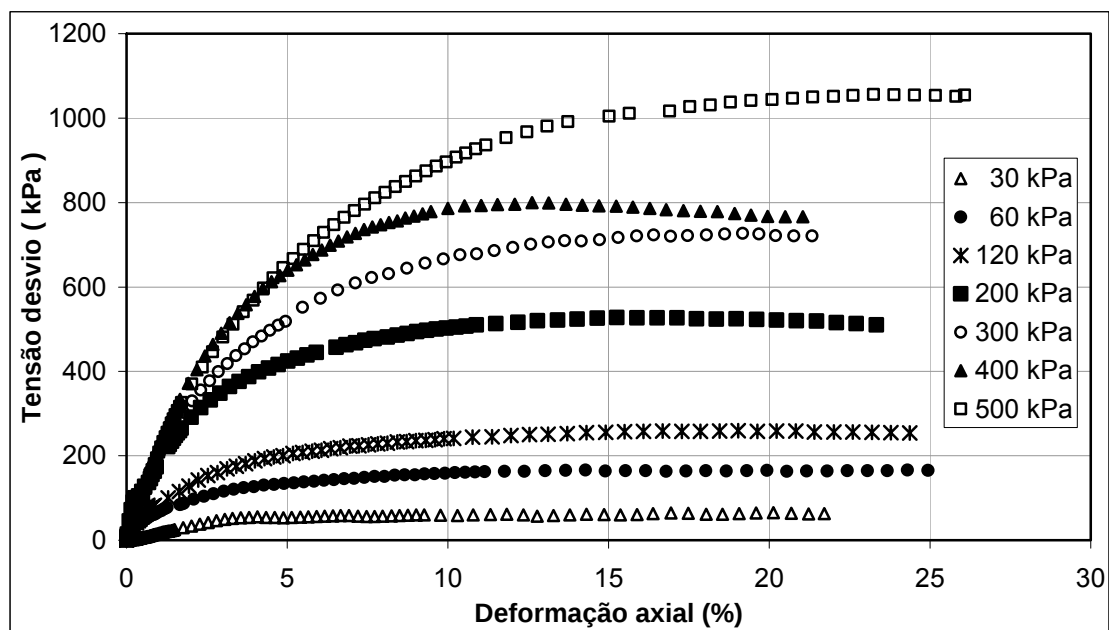


Figura 3.26 – Curvas tensão desvio x deformação axial, ensaios CD convencional.

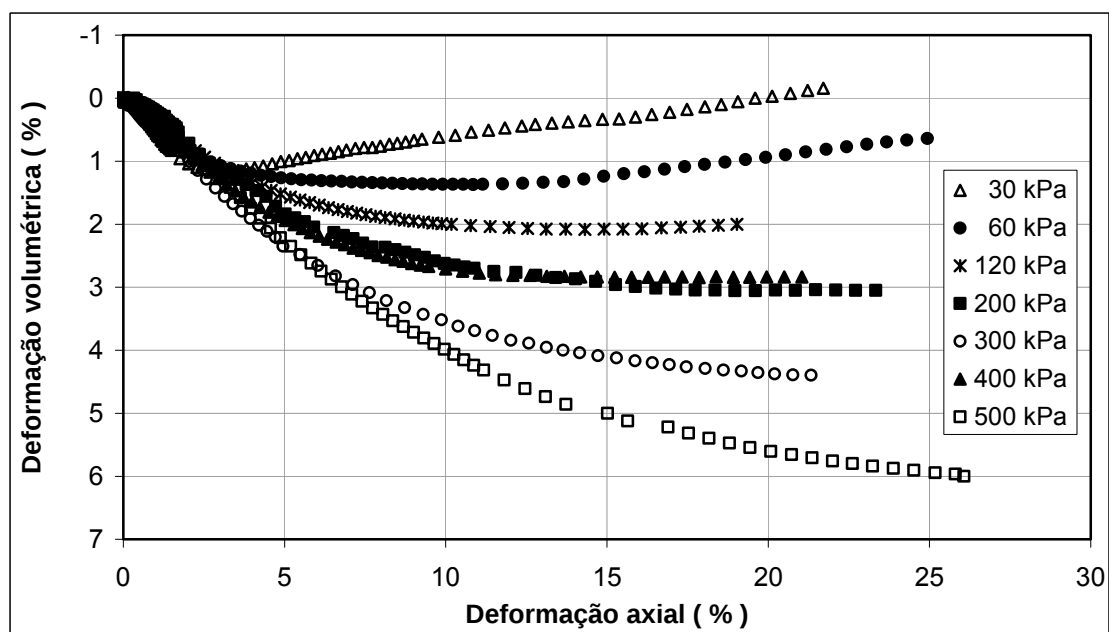


Figura 3.27 – Curvas deformação volumétrica x deformação axial, ensaios CD convencional.

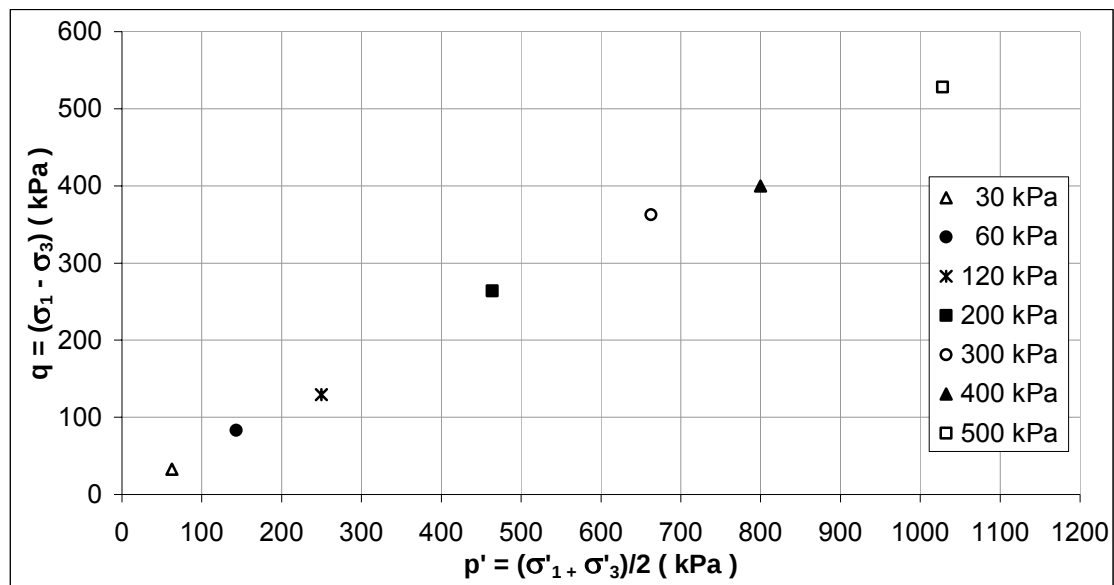


Figura 3.28 – Pontos de máxima resistência saturada, ensaios CD convencional

3.8.3 – Ensaios do tipo CW convencionais

Os valores dos índices físicos dos corpos de prova (CP) dos ensaios triaxiais do tipo CW convencionais são apresentados na Tabela 3.10.

Os resultados dos ensaios triaxiais CW convencionais para as diversas tensões confinantes (30, 60, 120, 200, 300, 400 e 500 kPa) são apresentados na Figura 3.29 e Figura 3.30 e Figura 3.31.

Percebe-se um significativo aumento de resistência em relação aos ensaios CD para as amostras abaixo da tensão de escoamento (Figura 3.29).

Para as amostras abaixo da tensão de escoamento o solo apresentou um comportamento dilatante até 3% de deformação axial, quando então mudam para um comportamento compressivo constante que pode ser associado um patamar de resistência após a ruptura por volta de 5, 10 e 7% de deformação axial para as tensões confinantes de 30, 60 e 120 kPa respectivamente (Figura 3.30).

Para as amostras acima da tensão de escoamento o solo apresentou comportamento dilatante até cerca de 12 % de deformação axial quando sofreram ruptura e entram em um patamar de resistência passando para um comportamento

compressivo bem menos acentuado que o verificado para as tensões abaixo da tensão de escoamento (Figura 3.30).

Os pontos de máximas tensões alcançados pelos corpos de prova ensaiados podem ser visualizados na Figura 3.31.

Amostra	Origem	σ_c (kPa)	w_i (%)	e_o	γ_d (kN/m³)	S_o (%)	w_f (%)
CP – 13	Bloco 02	400	21,58	0,84	15,14	72	21,00
CP – 14	Bloco 02	60	22,53	0,79	15,50	79	22,01
CP – 15	Bloco 02	300	21,87	0,84	15,13	73	21,90
CP – 16	Bloco 02	120	21,37	0,80	15,44	74	21,58
CP – 18	Bloco 02	200	21,86	0,83	15,15	73	21,83
CP – 19	Bloco 02	500	22,02	0,88	14,79	70	22,64
CP – 20	Bloco 02	30	21,23	0,85	15,00	69	21,32

Tabela 3.10 – Índices físicos dos CP's dos ensaios triaxiais tipo CW convencionais

Onde:

σ_c – Tensão confinante efetiva;

w_i – Umidade inicial;

w_f – Umidade final;

e_o – Índice de vazios;

γ_d – Peso específico aparente seco;

S_o – Grau de saturação inicial.

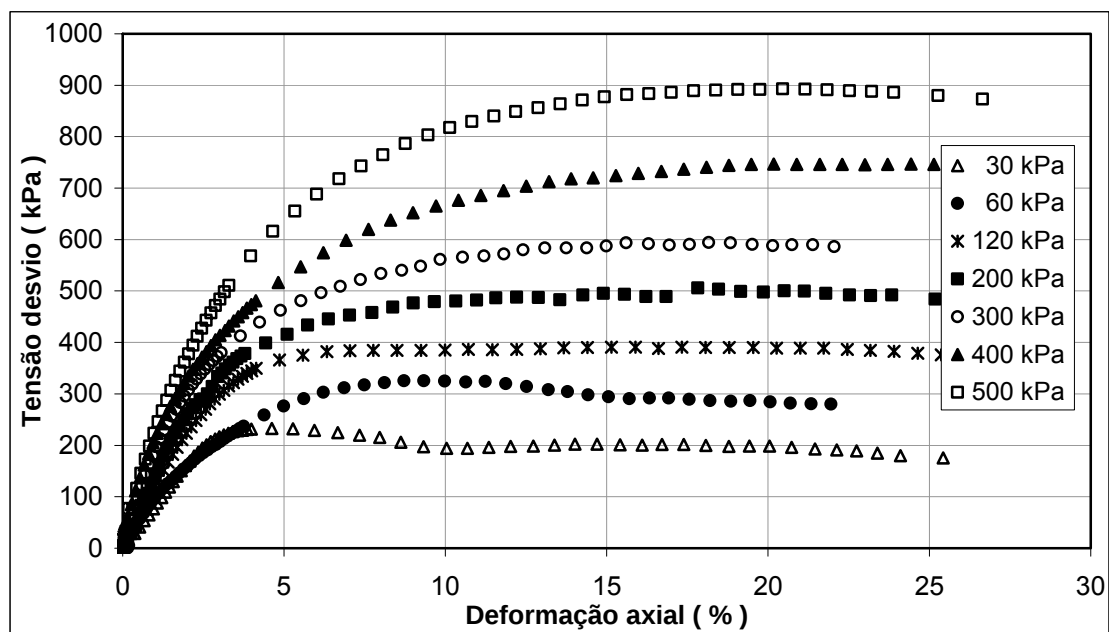


Figura 3.29 – Curvas tensão desvio x deformação axial, ensaios CW convencional.

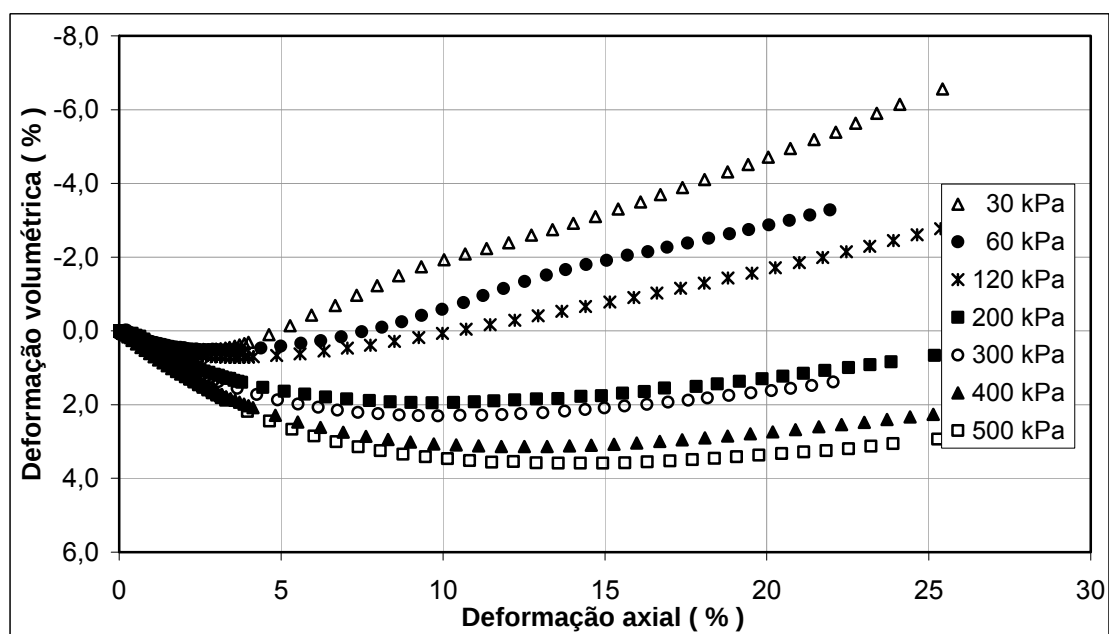


Figura 3.30 – Curvas deformação volumétrica x deformação axial, ensaios CW convencional.

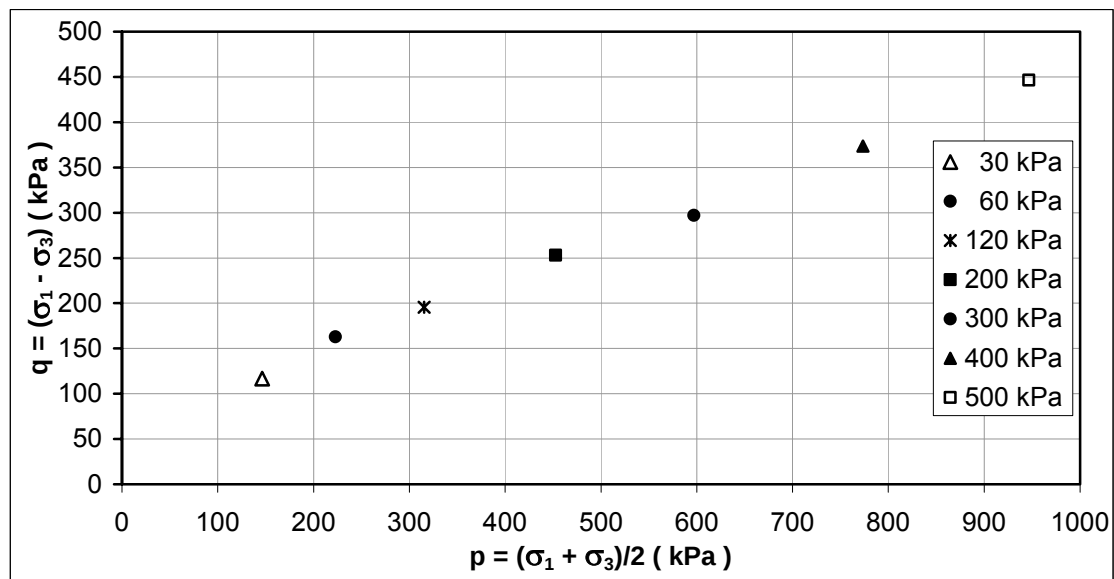


Figura 3.31 – Pontos de máxima resistência não saturada, ensaios CW convencional

3.8.4 – Ensaios do tipo UUW

Os valores dos índices físicos dos corpos de prova (CP) dos ensaios triaxiais do tipo UUW são apresentados na Tabela 3.11. Estes ensaios foram realizados com medida direta de sucção, sem a fase de estabilização da sucção inicial dos corpos de prova, como pode ser verificado na Figura 3.33 de onde as curvas com os resultados dos ensaios partem de poropressões nulas.

Os resultados dos ensaios triaxiais UUW para as diversas tensões confinantes (30, 60, 120 e 200 kPa) são apresentados na Figura 3.32 e Figura 3.33.

Para as tensões confinantes de 30 e 60 kPa, não foram observadas geração de poropressão positivas durante todo o ensaio. Para os corpos de prova ensaiados com 120 e 200 kPa pode-se observar que no início do cisalhamento ocorreu a geração de poropressões positivas, maiores para 200 kPa, mas que tendem a se dissipar durante o ensaio, chegando a valores de poropressões negativas observados no ensaio de 120 kPa (Figura 3.33).

A trajetória de tensões seguida pelos corpos de prova ensaiados pode ser visualizada na Figura 3.34.

Amostra	Origem	σ_c (kPa)	w_i (%)	e_o	γ_d (kN/m³)	S_o (%)	w_f (%)
CP – 21	Bloco 03	200	20,87	0,80	15,36	72	20,85
CP – 22	Bloco 03	120	18,93	0,76	15,70	69	19,52
CP – 23	Bloco 03	60	20,55	0,78	15,56	73	20,86
CP – 24	Bloco 03	30	20,49	0,79	15,48	72	19,88

Tabela 3.11 – Índices físicos dos CP's dos ensaios triaxiais tipo UUW

Onde:

σ_c – Tensão confinante efetiva;

w_i – Umidade inicial;

w_f – Umidade final;

e_o – Índice de vazios;

γ_d – Peso específico aparente seco;

S_o – Grau de saturação inicial.

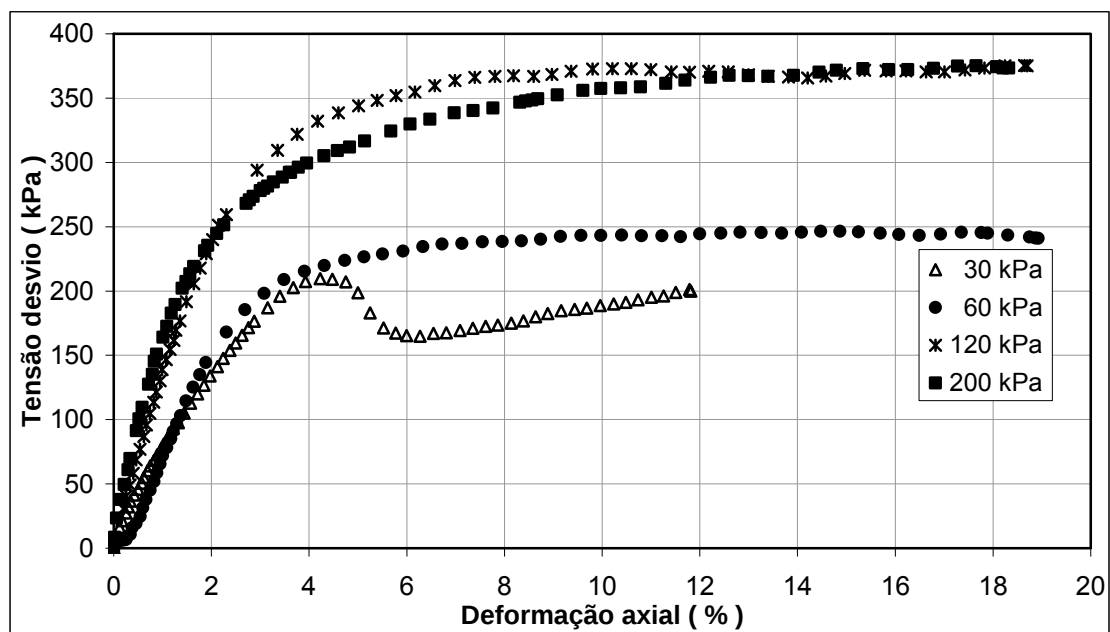


Figura 3.32 – Curvas tensão desvio x deformação axial, ensaios UUW.

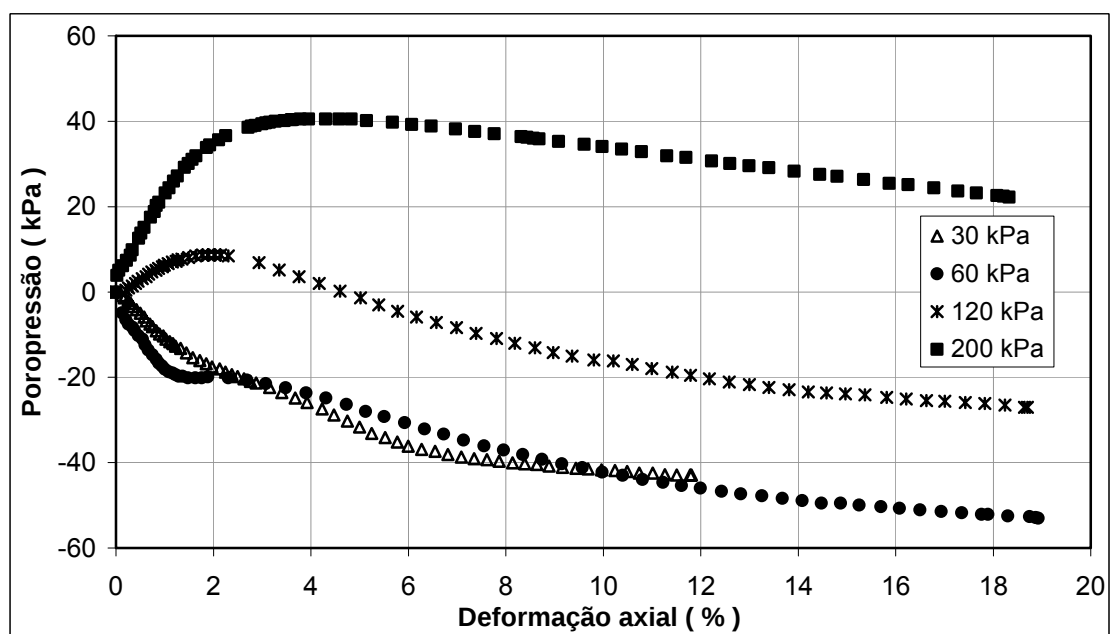


Figura 3.33 – Curvas Poropressão x deformação axial, ensaios UUW.

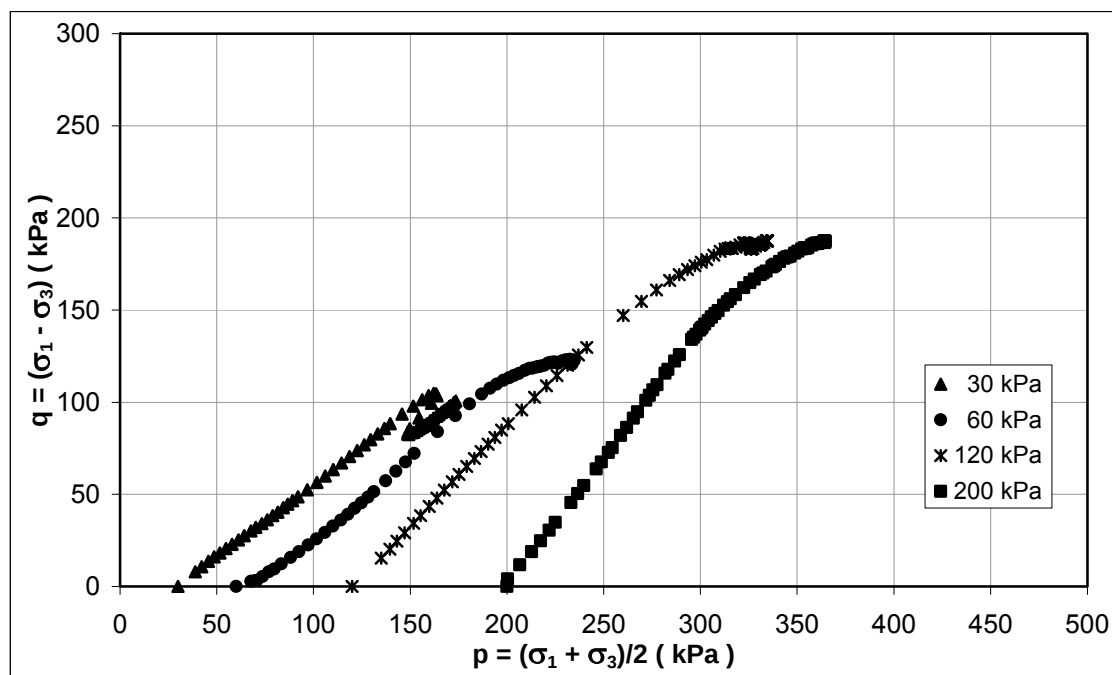


Figura 3.34 – Trajetória de tensões, ensaios UUW

3.8.5 – Ensaios do tipo CW com medida direta de sucção

Os valores dos índices físicos dos corpos de prova (CP) dos ensaios triaxiais do tipo CW com medida direta de sucção são apresentados na Tabela 3.12.

Os resultados dos ensaios triaxiais CW com medida direta de sucção para as diversas tensões confinantes (30, 60, 120 e 200 kPa) são apresentados na Figura 3.35, Figura 3.36, Figura 3.37 e Figura 3.38.

Pode-se observar que para a tensão confinante de 120 kPa existe uma tensão de pico que é constante enquanto a sucção aumenta. Quando a sucção tende a estabilizar-se ocorre a formação de um patamar de resistência residual (Figura 3.35).

Todas as amostras apresentaram um leve dilatância antes da ruptura seguido de um comportamento compressivo mais acentuado e constante sem verificação de nenhuma tendência estabilização (formação de um patamar) (Figura 3.36).

Observa-se que no início do cisalhamento ocorre uma redução nos valores de sucção, esta redução é maior quanto maior for a tensão confinante aplicada e se dá de

forma gradativa, tendendo a estabilizar ao se aproximar da ruptura do corpo de prova. Após a ruptura os valores de sucção aumentam constantemente (Figura 3.37).

A trajetória de tensões seguida pelos corpos de prova ensaiados pode ser visualizada na Figura 3.38.

Na Figura 3.37 é mostrado apenas os valores de sucção obtidos durante a fase de cisalhamento, todo o monitoramento dos valores obtidos ao longo de todo o ensaio, inclusive durante a estabilização e o adensamento, podem ser vistos no anexo “A”.

Amostra	Origem	σ_c (kPa)	w_i (%)	e_0	γ_d (kN/m³)	S_0 (%)	w_f (%)
CP – 26	Bloco 03	30	24,72	0,84	15,05	81	24,32
CP – 27	Bloco 03	60	24,49	0,81	15,33	84	24,18
CP – 28	Bloco 03	120	23,77	0,80	15,37	82	24,82
CP – 33	Bloco 03	200	22,27	0,78	15,52	79	23,01

Tabela 3.12 – Índices físicos dos CP's dos ensaios triaxiais tipo CW com medida direta de sucção

Onde:

σ_c – Tensão confinante efetiva;

w_i – Umidade inicial;

w_f – Umidade final;

e_0 – Índice de vazios;

γ_d – Peso específico aparente seco;

S_0 – Grau de saturação inicial.

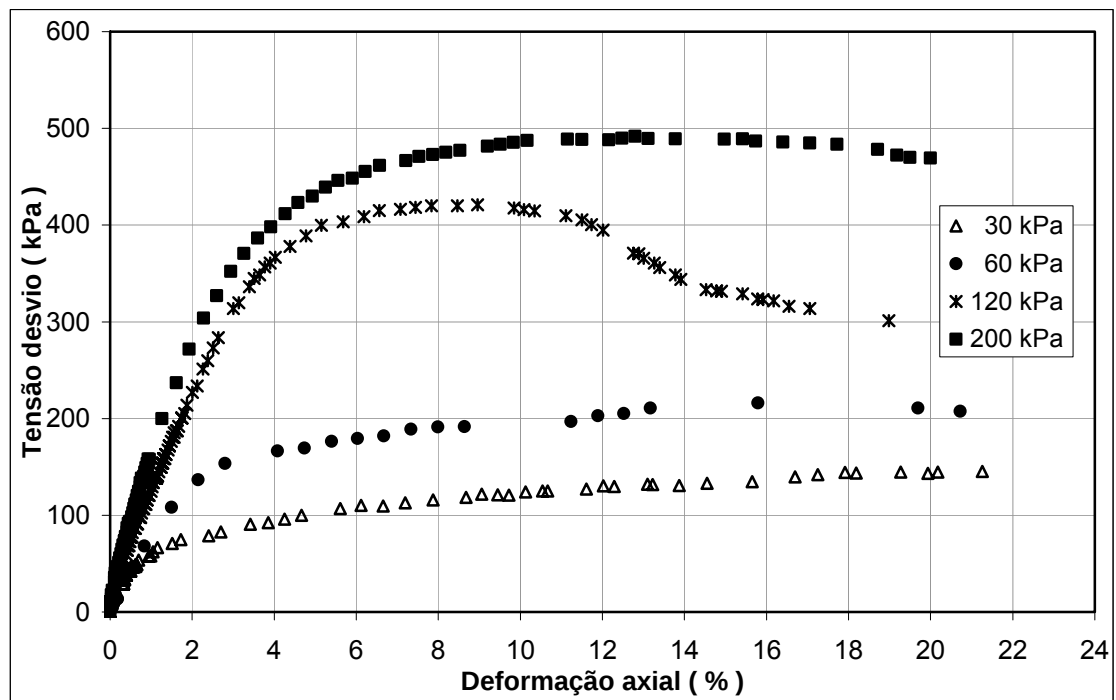


Figura 3.35 – Curvas tensão desvio x deformação axial, ensaios CW com medida direta de sucção.

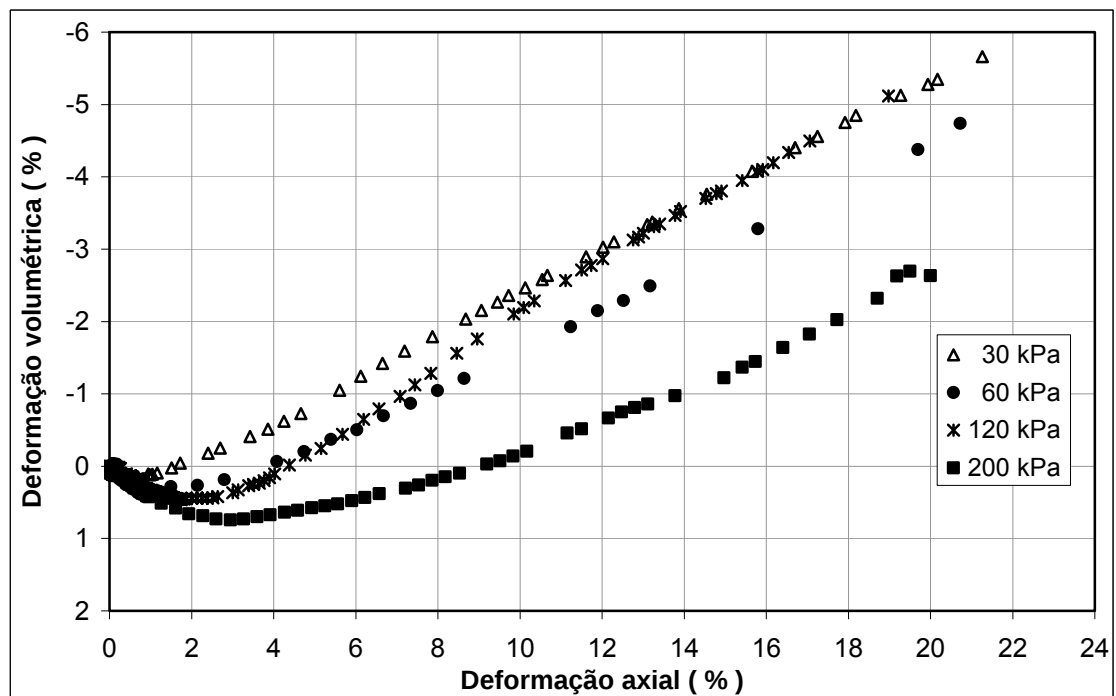


Figura 3.36 – Curvas deformação volumétrica x deformação axial, ensaios CW com medida direta de sucção.

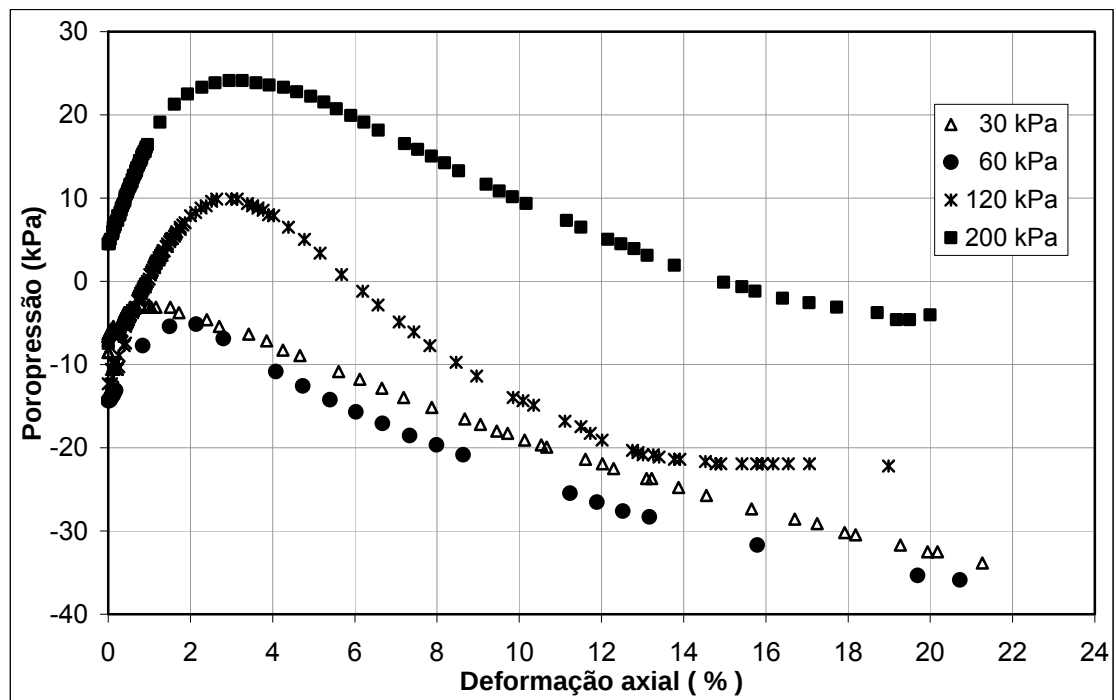


Figura 3.37 – Curvas poropressão x deformação axial, ensaios CW com medida direta de sucção.

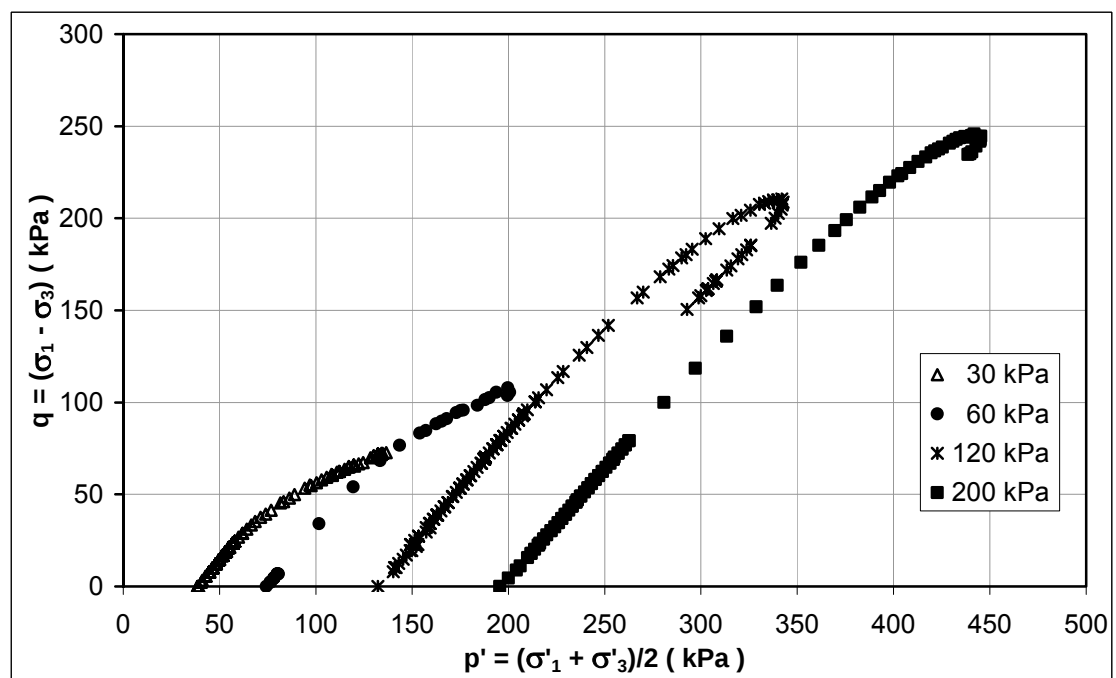


Figura 3.38 – Trajetória de tensões não saturada drenada, ensaios CW com medida direta de sucção.

3.8.6 – Ensaio do tipo CUW com medida direta de sucção

Os valores dos índices físicos dos corpos de prova (CP) dos ensaios triaxiais do tipo CUW com medida de sucção são apresentados na Tabela 3.13.

Os resultados dos ensaios triaxiais CUW com medida direta de sucção para as diversas tensões confinantes (30, 60, 120 e 200 kPa) são apresentados na Figura 3.39, Figura 3.40, Figura 3.41 e Figura 3.42, cujas as observações feitas para os resultados dos ensaios no item 3.8.5, são válidas para os ensaios CUW com medida direta de sucção.

A trajetória de tensões seguida pelos corpos de prova ensaiados pode ser visualizada na Figura 3.42.

Na Figura 3.41 é mostrado apenas os valores de sucção obtidos durante a fase de cisalhamento, todo o monitoramento dos valores obtidos ao longo de todo o ensaio, inclusive durante a estabilização e o adensamento, podem ser vistos no anexo “A”.

Amostra	Origem	σ_c (kPa)	w_i (%)	e_0	γ_d (kN/m ³)	S_0 (%)	w_f (%)
CP – 29	Bloco 03	30	23,41	0,77	15,65	84	22,73
CP – 30	Bloco 03	60	24,82	0,80	15,42	76	24,06
CP – 31	Bloco 03	120	26,40	0,84	15,08	87	25,09
CP – 32	Bloco 03	200	24,55	0,81	15,33	84	24,07

Tabela 3.13 – Índices físicos dos CP's dos ensaios triaxiais tipo CUW com medida direta de sucção

Onde:

σ_c – Tensão confinante efetiva;

w_i – Umidade inicial;

w_f – Umidade final;

e_0 – Índice de vazios;

γ_d – Peso específico aparente seco;

S_0 – Grau de saturação inicial.

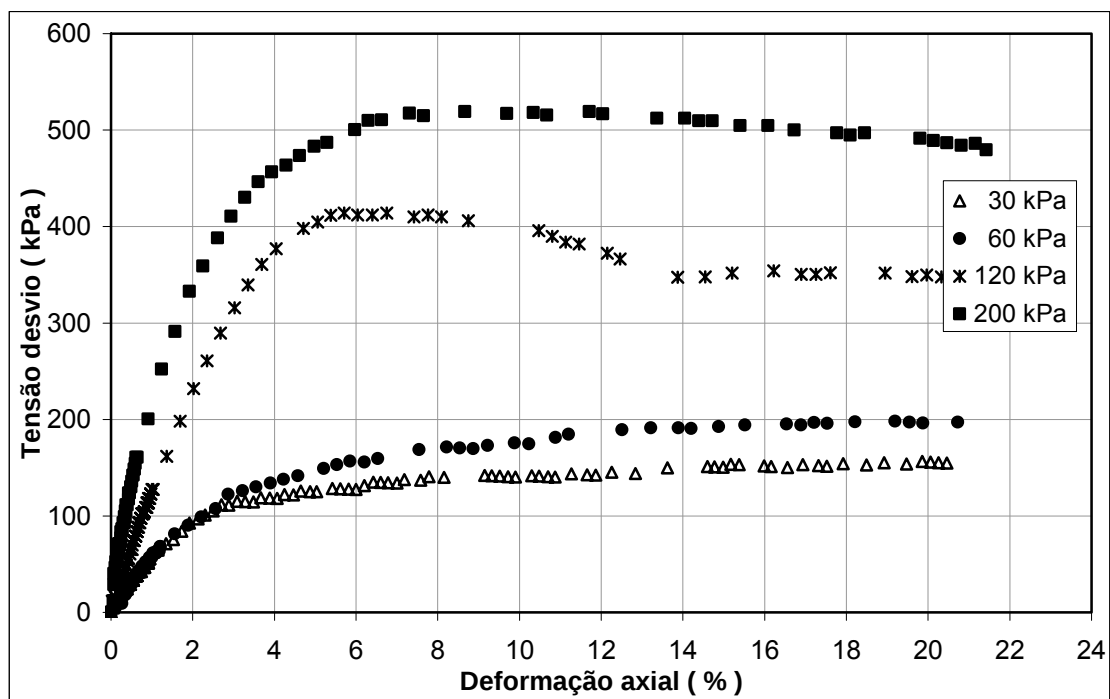


Figura 3.39 – Curvas tensão desvio x deformação axial, ensaios CUW com medida direta de sucção.

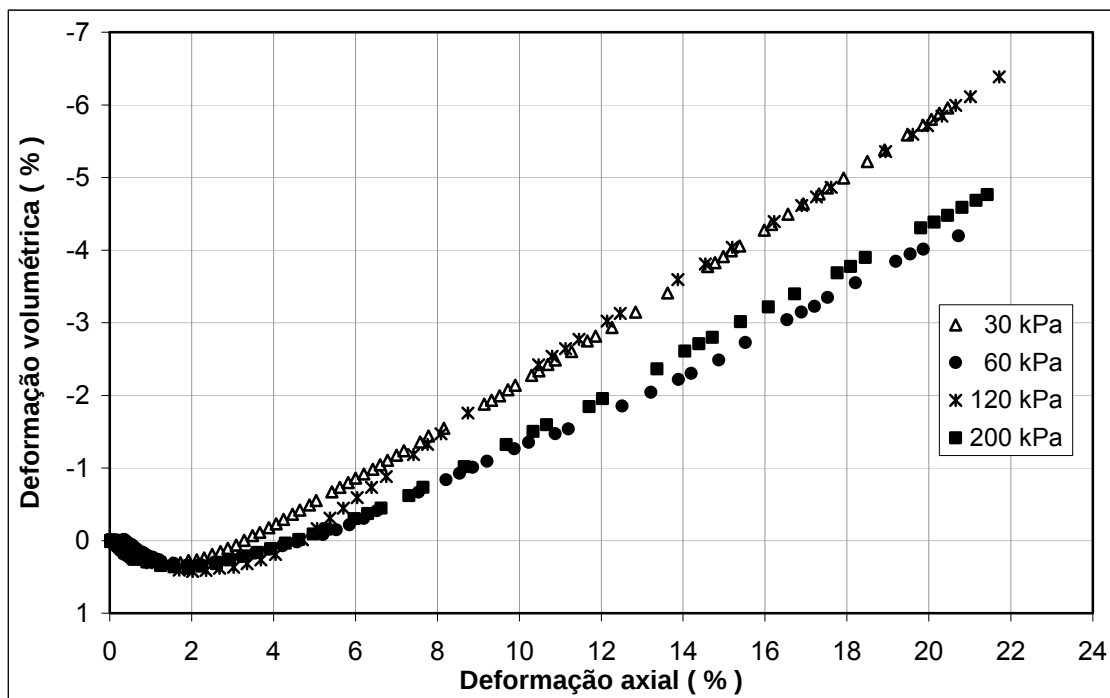


Figura 3.40 – Curvas deformação volumétrica x deformação axial, ensaios CUW com medida direta de sucção.

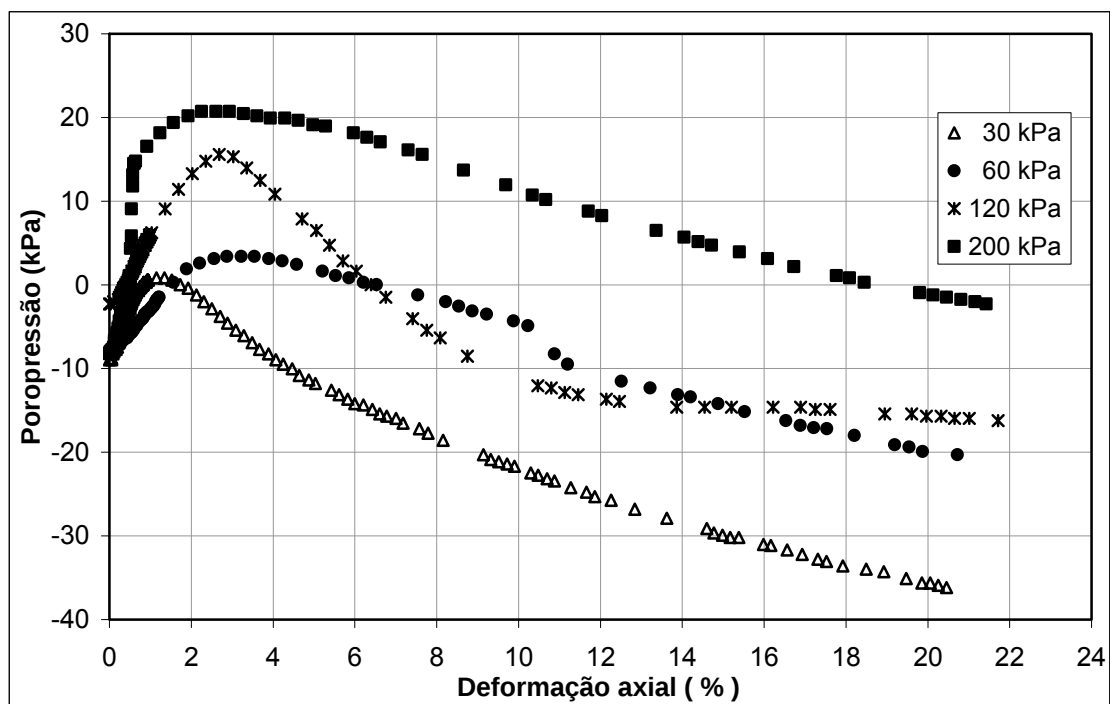


Figura 3.41 – Curvas poropressão x deformação axial, ensaios CUW com medida direta de sucção.

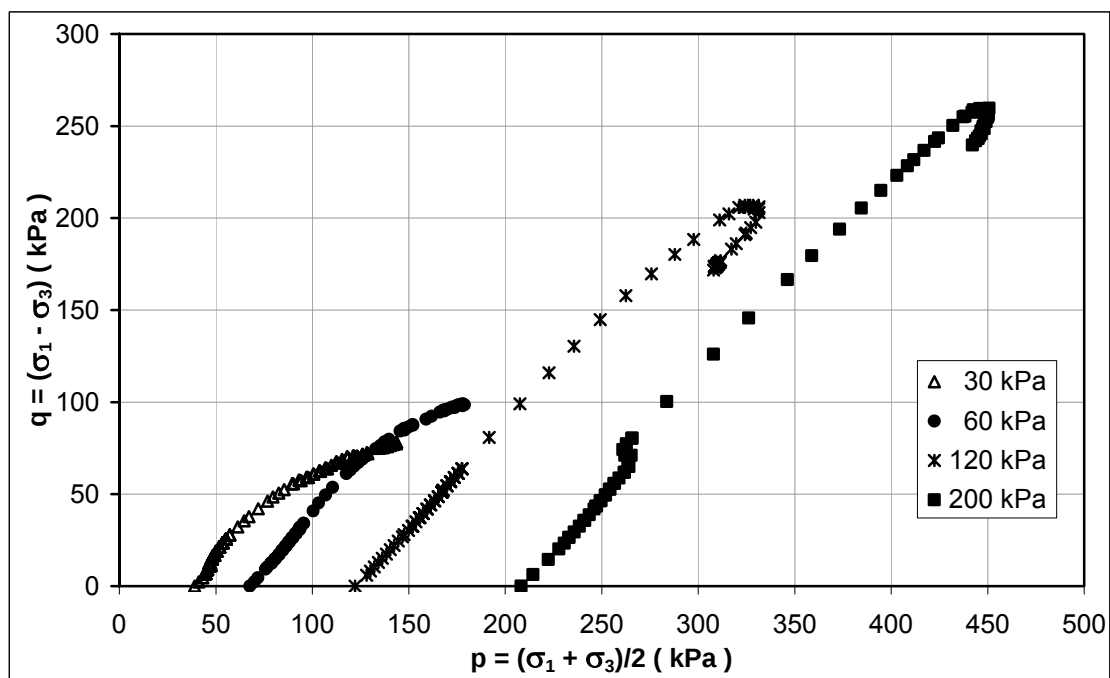


Figura 3.42 – Trajetória de tensões não saturada não drenada, ensaios CUW com medida direta de sucção.

3.9 – Análise dos resultados de ensaios de laboratório

3.9.1 – Caracterização

Analisando a Figura 3.11 e a Tabela 3.2 pode-se observar que as amostras estudadas apresentam um grau de homogeneidade bastante satisfatório. Como valores típicos dos resultados da granulometria, as amostras apresentaram por volta de 58 % de material passando na peneira #200 dos quais apenas 20 % é argila. A classificação pelo sistema unificado é de silte de alta compressibilidade (CL).

3.9.2 – Compactação

Na Figura 3.43 comparam-se resultados de γ_{dmax} e w_{ot} obtidos em laboratório e no campo. Observar-se que os valores são coincidentes e que a compactação em laboratório é capaz de representar razoavelmente as condições obtidas com os rolos compactadores.

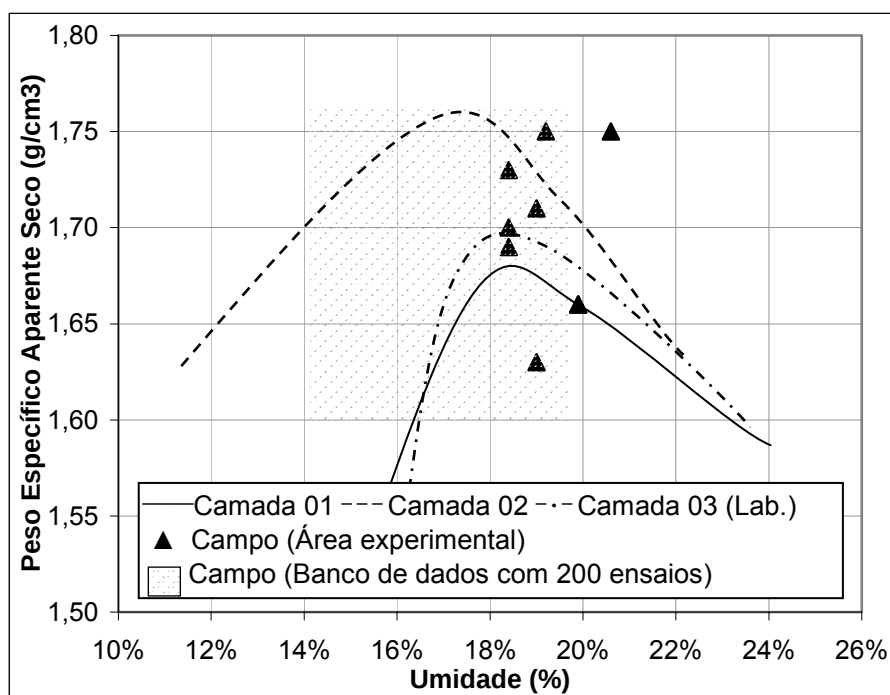


Figura 3.43 – Comparação entre os resultados de campo e laboratório

3.9.3 – Adensamento

Os ensaios de adensamento tiveram como finalidade a determinação de uma estimativa da tensão de escoamento para posterior definição das tensões confinantes que foram utilizadas no presente trabalho.

Para as amostras ensaiadas na condição não saturada (natural), obteve-se uma tensão de escoamento de 160 e 280 kPa, e para as amostras em condição inundada valores de 120 e 220 kPa.

3.9.4 – Papel filtro

Os resultados obtidos com o anel 01 (Figura 3.21) e o anel 06 (Figura 3.22) mostram que as curvas características apresentam dois pontos de inflexão, que esta evidenciado na Figura 3.23 onde estão plotados os pontos obtidos por ambos os anéis.

Os ajustes realizados segundo a proposição de Fredlund e Xing (1994) descrita no item 2.2.5, apesar de apresentarem apenas um ponto de inflexão, mostraram-se bastante satisfatórios. O solo estudado apresenta uma tendência a um comportamento bimodal que foi mais claramente evidenciada quando foram inseridos os pontos provenientes da monitoração de campo que serão discutidos mais adiante no item 4.7.

3.9.5 – Permeabilidade

Com os resultados obtidos pelo programa SOILCOVER (Figura 3.24) pode ser observado que as amostras apresentam uma queda da condutividade hidráulica com a diminuição do grau de saturação. Este comportamento é compatível com o comportamento de material granular.

Verifica-se também que a queda da condutividade hidráulica tende a uma variação maior para sucções maiores que 2000 kPa no anel 06 e para sucções maiores que 3000 kPa no anel 01. Futai (2002) afirma este comportamento está associando a natureza bimodal dos poros do solo que se observa na curva característica. Os microporos fazem com que existam estes dois comportamentos. O primeiro, dominado pelos poros maiores com baixa inclinação e consequentemente

pouca variação da condutividade hidráulica. Após a dessaturação dos poros maiores, há uma brusca variação da curva característica dominada pelos microporos, fazendo com que o solo atinja elevadas sucções.

3.9.6 – Resistência ao cisalhamento (Triaxiais)

Para todos os tipos de ensaios realizados durante este estudo foi verificado que quanto maior a tensão confinante maior o nível de deformação axial para alcançar a ruptura.

Quanto às deformações volumétricas, todas as amostras, independente do tipo de ensaio realizado, apresentaram um comportamento dilatante para pequenas deformações axiais, e um comportamento compressivo ao longo do restante do ensaio (Figura 3.30, Figura 3.36 e Figura 3.40). A exceção foi o ensaio CD convencional que apresentou comportamento inverso (Figura 3.27).

Na Figura 3.44 apresentam-se reunidos os resultados dos diferentes ensaios de resistência ao cisalhamento efetuados. A envoltória de resistência é típica de solos compactados, que tem como característica que os pontos localizados acima da tensão de escoamento se alinham formando uma reta que passa pela origem dos eixos e para os pontos localizados abaixo da tensão de escoamento alinham-se de modo a formar uma envoltória curva caracterizada pelo ganho de resistência causado pelo “sobreadensamento”, esta envoltória curva tende a se alinhar com a reta formada pelos pontos que estão acima da tensão de escoamento. No trecho da envoltória correspondente a tensões superiores a tensão de escoamento, determinou-se para o solo uma coesão efetiva igual a 0 kPa (zero) e ângulo de atrito ϕ' igual a 26° .

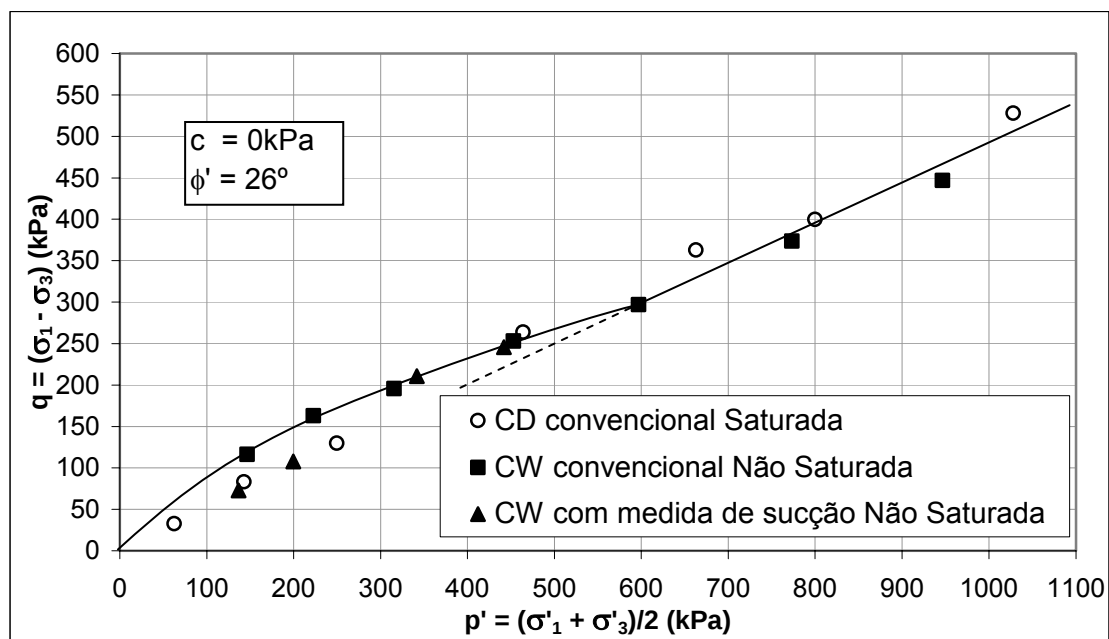


Figura 3.44 – Envoltória de Resistência para o solo estudado

Nos ensaios CW e CUW a sucção inicial dos corpos de prova, medidas após a fase de estabilização, variou entre 15 e 25 kPa. Quando da aplicação da tensão confinante verificou-se que ocorre uma redução deste valor que tende a se dissipar e estabilizar em um novo valor, tão menor quanto maior a tensão confinante aplicada. Após iniciada a fase de cisalhamento observou-se novamente uma queda que se estende até a ruptura, e a partir daí segue-se uma fase onde a sucção aumenta progressivamente. O comportamento da fase de cisalhamento pode ser visualizado em detalhe na Figura 3.37 e Figura 3.41.

Na Figura 3.44 não foi inseridos os resultados dos ensaios U UW e CUW, pois nestes ensaios não foram realizadas as medidas da pressão de ar ao longo do ensaio, impossibilitando suas análises por tensões efetivas.

INSTRUMENTAÇÃO DE CAMPO

Neste capítulo serão descritos os equipamentos utilizados na instrumentação e seus procedimentos de calibração e instalação. Apresenta-se o desenvolvimento, a montagem e a calibração (positiva e negativa) dos tensiômetros utilizados neste estudo. É mostrada em detalhe a área onde foram instalados os equipamentos, os procedimentos e cuidados tomados durante a instalação e os resultados obtidos durante todo o período de aquisição de dados, com as respectivas considerações sobre os mesmos.

4.1 – Geotermômetros

4.1.1 – Princípio de funcionamento

A temperatura do solo está relacionada diretamente com a incidência de raios solares sobre essas superfícies, onde parte é refletida e parte é absorvida aumentando a temperatura do solo. Essa variação na temperatura bem como a umidade relativa do ar são responsáveis pela evaporação e conseqüente variação da sucção.

O sensor de temperatura do solo aplicado nos ensaios é do tipo Termistor de 10K ou 10000 Ohms (Figura 4.1), bastante comum no ramo da eletrônica. O sensor funciona como uma resistência, permitindo ou não a passagem de corrente. Sua possibilidade de leitura tem uma variação de -20 a $+60$ °C com um erro de $\pm 0,1$ °C, fabricado pela UP – GmbH.

Este sensor apresenta um cabo comum com três pernas internas, um positivo e dois negativos. Com o auxílio de um multímetro mede-se separadamente a corrente entre o fio positivo e os fios negativos. A combinação positivo e negativo que der 0 (zero) ohm deverá ser ligada no grupo terminal de leitura do “Data Logger”. O fio

negativo da combinação que der 10 K (1000 ohms), deverá ser ligado na entrada de massa do grupo terminal de leitura do “Data Logger”. Para que haja a passagem de corrente e sucessivas leituras do sensor de temperatura, tendo em vista que este não é alimentado por fonte externa, deve-se fazer um “jumper” entre os fios positivo e o negativo, do canal de leitura. Esse “jumper” deve ser feito através de um pedaço de fio com mesma bitola usada nos fios do sensor, unindo-o aos demais cabos conforme mostrado na Figura 4.2.



Figura 4.1 – Geotermômetro automatizado – TMP (UP – GmbH, de, 2000)

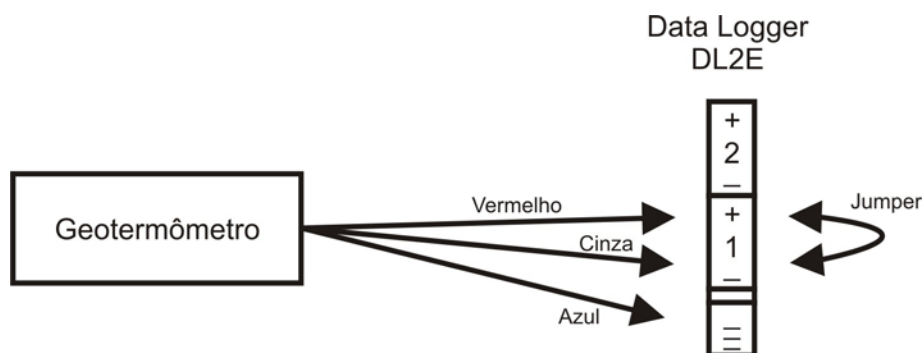


Figura 4.2 – Esquema de ligação do geotermômetro

O geotermômetro TMP, assim como os demais instrumentos automatizados, pode ser conectado a qualquer “Data Logger”, tendo uma leitura da temperatura do solo de forma contínua, sendo de grande utilidade nas correlações com dados ambientais externos, como temperatura e umidade relativa.

4.2 – Sonda Thetaprobe ML2

4.2.1 – Princípio de funcionamento

A sonda Thetaprobe ML2 (Delta – T Devices, Cambridge, UK), chamada de TDR, é um instrumento de fabricação inglesa que mensura diretamente a umidade do solo, correspondendo ao conteúdo de umidade volumétrica, θ_v , através do princípio de refletometria no domínio do tempo (TDR). Este princípio é baseado num gerador de ondas, que envia um pulso eletromagnético para um conjunto de hastes, e é sensível a mudanças pelo conteúdo de água entre as mesmas. Na medida em que o pulso encontra uma mudança pelo conteúdo médio de água entre as hastes, a porção de energia do pulso é refletida, voltando ao longo das hastes para o gerador. O tempo decorrido entre a reflexão do pulso que atravessa o solo e a reflexão final das hastes pode ser medido em forma de ondas. As mudanças de uma constante dielétrica (ϵ) aparente são convertidas em uma voltagem direta virtualmente proporcional ao teor de umidade do solo.

O instrumento consiste de um “corpo” impermeável, o qual contém componentes eletrônicos, apresentando na sua extremidade um conjunto de quatro hastes afiadas de 6,0 cm de comprimento, de aço inoxidável, que devem ser introduzidos no solo (Figura 4.3). Para o presente trabalho todo o equipamento foi enterrado.

O TDR apresenta um cabo tipo coaxial com cinco fios, sendo dois de alimentação (positivo e negativo), dois de leitura (positivo e negativo), e um fio blindado (terra). Os dois primeiros são conectados na fonte de alimentação de 12,0 V 1,0 A. Os outros dois fios, são conectados no grupo terminal do corpo do “Data Logger”. Um esquema de ligação pode ser visto na Figura 4.4.



Figura 4.3 – TDR (Delta – T Devices, UK, 2000)

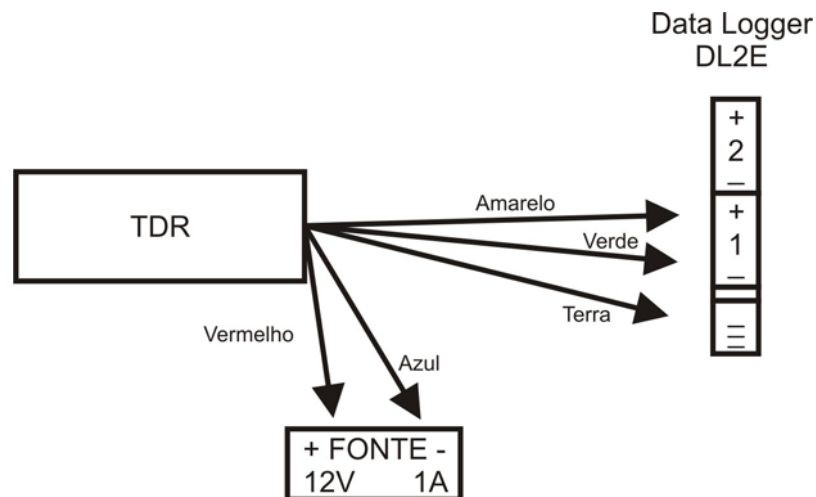


Figura 4.4 – Esquema de ligação do TDR

O fornecimento de energia foi garantido através de um cabo conectado ao corpo do instrumento que é acoplado a uma fonte de alimentação. O TDR então gera sinais analógicos de saída, que são interpretados como umidade, onde são armazenados pelo “Data Logger”.

4.2.2 – Calibração

A curva de calibração para o TDR usada para determinar o teor de umidade volumétrico é normalmente assumida como sendo única.

Segundo Marinho (2002), o TDR exige uma calibração que depende do tipo de solo e do contato das hastes do TDR com o solo; o TDR estudado possui uma acurácia de ± 2 % de teor de umidade.

De fato o fabricante apresenta duas curvas de calibração, sendo uma para solos minerais (Figura 4.5), utilizada no presente estudo, e outra para solos orgânicos. Quanto ao contato das hastes com o solo é possível garantir uma uniformidade pelo controle de compactação realizado na área estudada.

O TDR correlaciona uma constante dielétrica e umidade volumétrica pela equação de Topp et al (1980) (*apud* Marinho, 2005) e precisa da densidade seca. Sua calibração em primeiro momento foi dispensável, tendo em vista que os TDR utilizados neste trabalho são robustos e apresentaram resultados muito satisfatórios quando utilizados por Pacheco (2001) e Diene (2002). Utilizou-se a curva de calibração de fábrica para solos minerais, apresentada na Figura 4.5 utilizando o valor de densidade seca obtido na área de instrumentação.

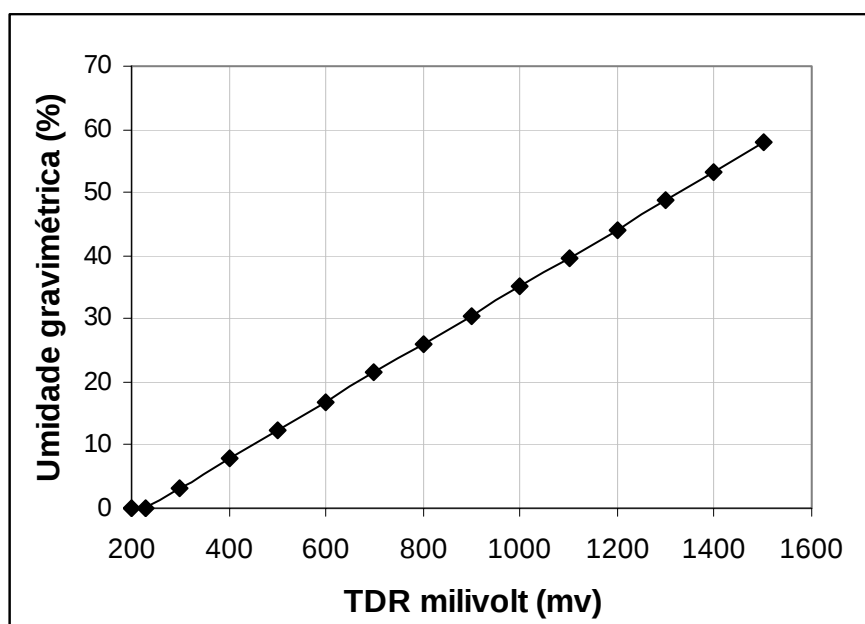


Figura 4.5 – Curva de calibração dos TDR's

4.3 – Equitensiômetros

4.3.1 – Princípio de funcionamento

O Tensiômetro de Equivalência ou Equitensiômetro (EQ2) é composto por uma sonda Theta comum (Delta – T Devices, Cambridge, UK) e um corpo de equilíbrio, mostrado na Figura 4.6. O Equitensiômetro utiliza uma recente geração de sensores de umidade, para obter com precisão as leituras sem os problemas muito comuns aos tensiômetros. O sensor consiste de uma sonda Theta embutida em um material poroso especial. O conteúdo de água deste material entra em equilíbrio com o potencial matricial do solo envolvido, onde é detectada pela sonda Theta, quando absorvida. Seu funcionamento baseia-se de equivalência de potencial matricial entre o material do solo e o corpo do instrumento em equilíbrio. A princípio, a resposta do instrumento EQ2 corresponde a uma faixa de 0 kPa a –1000 kPa (10 atm), sendo que sua melhor precisão, é de –100 kPa a –1000 kPa, com $\pm 5\%$ de erro. A sua precisão de leitura em sucções de 0 a –100 kPa, é de ± 10 kPa. O EQ2 é uma sonda de medição capacitiva e mede apenas o equilíbrio no interior do seu corpo.

O EQ2 apresenta um cabo tipo coaxial com cinco fios, sendo dois de alimentação (positivo e negativo), dois de leitura (positivo e negativo), e um fio blindado (terra). Os dois primeiros são conectados na fonte de alimentação de 12,0 V 1,0 A. Os outros dois fios, são conectados no grupo terminal do corpo do “Data Logger”. Um esquema de ligação pode ser visto na Figura 4.7.



Figura 4.6 – Equitensiômetro EQ2 (Delta – T Devices, UK, 2000)

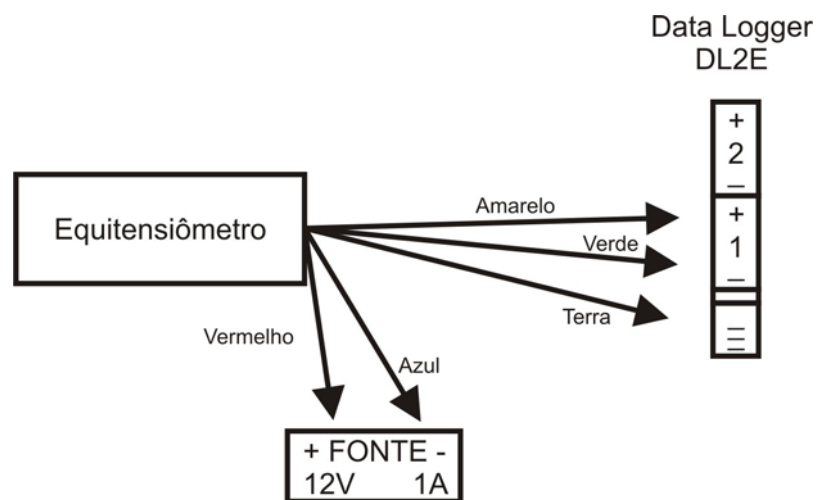


Figura 4.7 – Esquema de ligação do Equitensiômetro EQ2

O fornecimento de energia foi garantido através de um cabo conectado ao corpo do instrumento que é acoplado a uma fonte de alimentação. O EQ2 então gera sinais analógicos de saída que são armazenados pelo “Data Logger”.

4.3.2 – Calibração

A calibração do EQ2 em primeiro momento é dispensável, pois o mesmo já vem pré-calibrado de fábrica. Segundo o manual de fábrica, a influência das características físicas e químicas do solo sobre os resultados medidos, como teor de húmus, estrutura do solo, granulometria, densidade, pH, parecem não ter influências nas medições. Porém, sabendo-se que o princípio de funcionamento do EQ2 é basicamente semelhante ao da sonda Theta, essas limitações com relação a sua utilização podem ser previamente consideradas. Além disto, tendo em vista que os EQ2 utilizados neste trabalho são robustos e apresentaram resultados muito satisfatórios quando utilizados por Pacheco (2001) e Diene (2002), utilizaram-se das mesmas curvas de calibração de fábrica que pode se observada na Figura 4.8, Figura 4.9, Figura 4.10 e Figura 4.11.

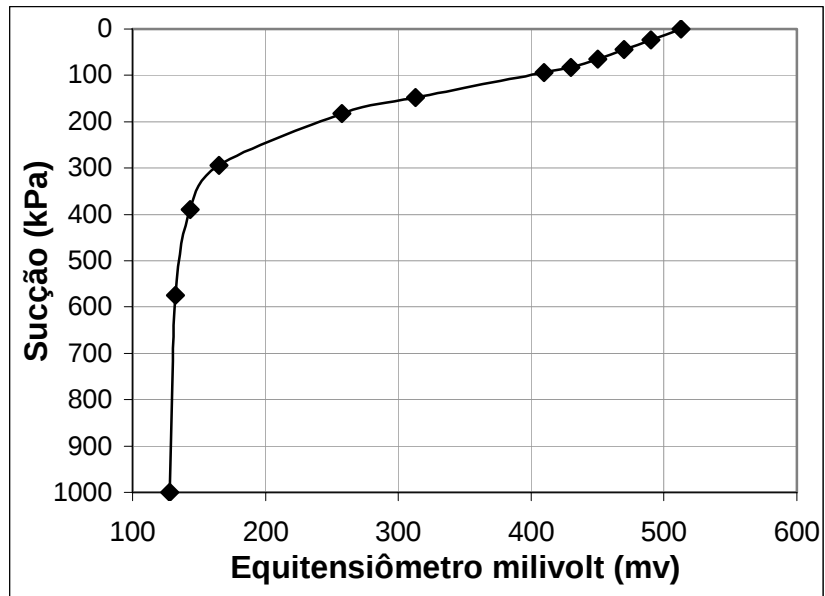


Figura 4.8 – Curva de calibração do equitensiômetro 15/87

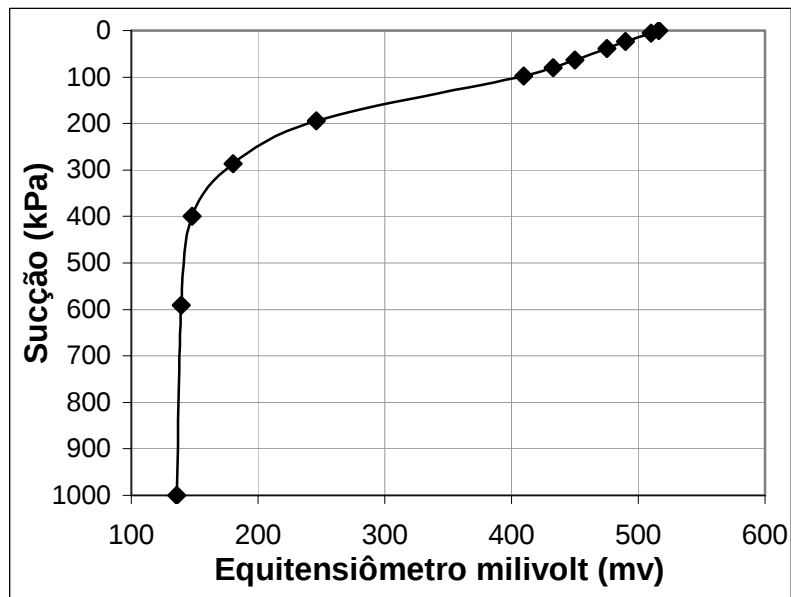


Figura 4.9 – Curva de calibração do equitensiômetro 15/88

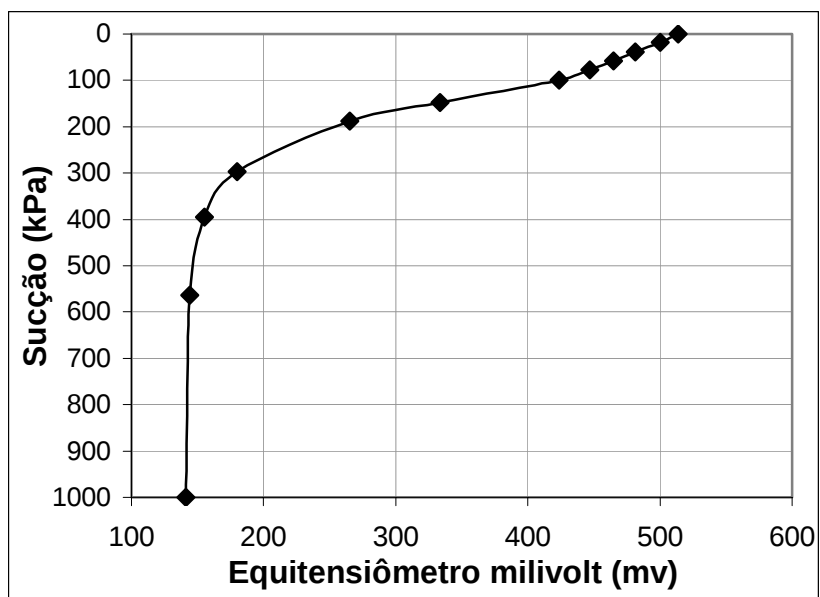


Figura 4.10 – Curva de calibração do equitensiômetro 13/60

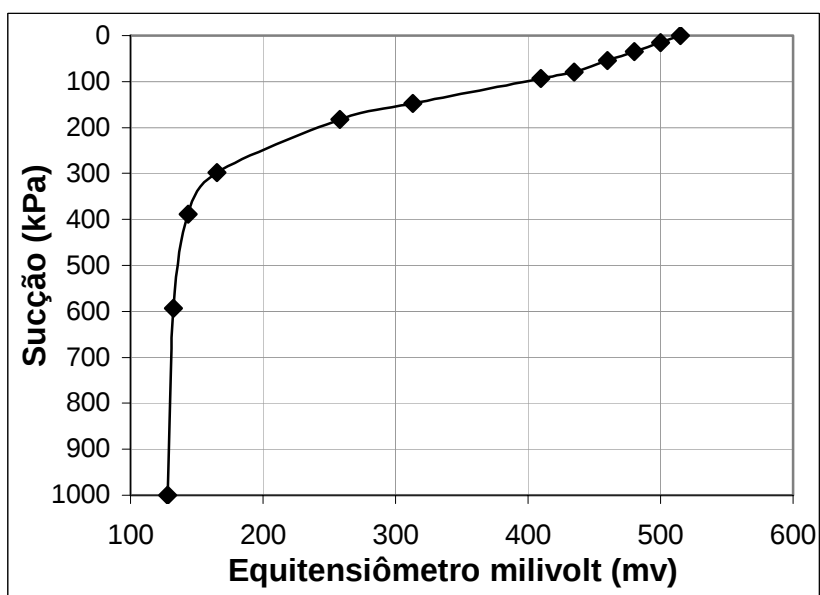


Figura 4.11 – Curva de calibração do equitensiômetro 15/83

4.4 – Tensiômetros

4.4.1 – Princípio de funcionamento

Os transdutores de pressão têm como princípio básico de funcionamento um diafragma que se distende de acordo com a pressão do líquido ou gás atuando em um dos seus lados fechado em um compartimento estanque. Do outro lado desse compartimento, em contato com a pressão atmosférica, se encontram os extensômetros que medem o movimento do diafragma. O valor da resistência elétrica do diafragma varia com este movimento, sendo possível assim uma calibração. No presente trabalho a calibração foi realizada conforme será descrito no item 4.4.3.

As pedras porosas (que devem atender aos requisitos descritos no item 4.4.2.1), desenvolvem uma função primordial como interface entre solo, água e sistema de medição. O copo, geralmente constituído por aço, vidro ou acrílico, desenvolve a função de matriz de todo o conjunto do equipamento, com a acoplagem do copo com a pedra porosa no transdutor obtém-se o tensiômetro capaz de medir poro pressão negativa (Figura 4.12).

Para se medir o valor da sucção de um solo com o tensiômetro deve-se garantir que a água presente em sua estrutura apresente uma continuidade hidráulica com a água da pedra porosa deste equipamento. Para isto, foi utilizada uma pasta preparada com o mesmo material do solo e com teor de umidade próxima ao limite de liquidez. A pasta é colocada sobre o tensiômetro, sendo em seguida colocado o solo sobre a mesma. Neste momento a pasta passa a perder água para o solo até o momento em que ambos estejam com a mesma sucção. Como a pasta está em contato com a pedra porosa do tensiômetro, a pressão negativa da água presente em sua estrutura é transmitida ao diafragma do transdutor.

O Transdutor utilizado é composto de um invólucro em aço inoxidável AISI 304, com acabamento polido e um cabo blindado, protegido por capa PVC anti-chama composta por 2 condutores de $0,2 \text{ mm}^2$ para sinal de saída de 4 a 20 mA. Os dois fios são conectados na fonte de alimentação de 12,0 V 1,0 A, outros dois fios são conectados no grupo terminal do corpo do “Data Logger” e saem (antes e depois) de uma resistência colocada no fio positivo de alimentação, para conversão do sinal de

saída de amperagem para voltagem. Um esquema de ligação pode ser visto na Figura 4.13.



Figura 4.12 – Tensiômetro

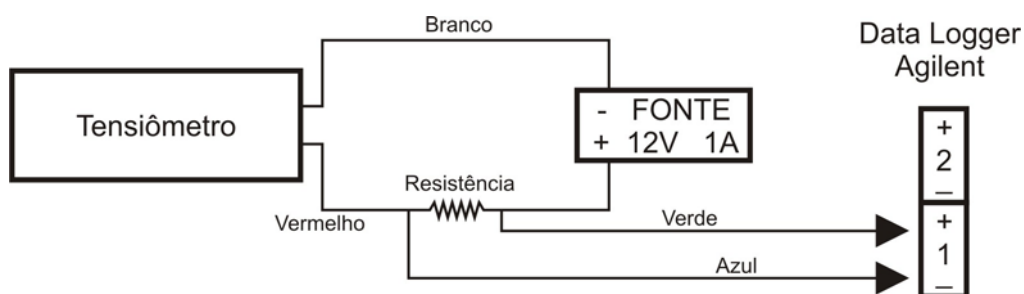


Figura 4.13 – Esquema de ligação do tensiômetro

O fornecimento de energia foi garantido através de um cabo conectado ao corpo do instrumento que é acoplado a uma fonte de alimentação. O Tensiômetro agora gera sinais analógicos de saída, onde são armazenados pelo “Data Logger”.

4.4.2 – Desenvolvimento e montagem

O projeto do tensiômetro foi desenvolvido com a finalidade de quantificar o valor da sucção mátrica no interior da massa do aterro e possibilitar a realização de ensaios triaxiais com medidas diretas de sucção, evitando assim o uso da técnica de translação de eixos. Tal dispositivo baseia-se nos trabalhos de Pacheco (2001), Diene (2002) e Mahler et al (2004), que desenvolveram seus tensiômetros com base no trabalho de Ridley e Burland (1993).

O tensiômetro desenvolvido neste trabalho consiste basicamente de uma pedra porosa colada em um cabeçote acrílico, acoplada a um transdutor de pressão, com o reservatório entre a pedra e transdutor completamente preenchido por água destilada e deaerada. Para fixação da pedra porosa no copo de acrílico foi utilizada cola Araldite Nº 2011, a base de epóxi, com longo tempo de vida.

Os cabeçotes (copos) foram fabricados em acrílico de modo a se obter o menor reservatório possível de água (aproximadamente $2,5 \text{ cm}^3$) e são rosqueáveis no corpo do transdutor. É imprescindível que a água utilizada para preenchimento do reservatório, entre a membrana do transdutor e a pedra porosa, seja deaerada.

Para obtenção de água deaerada procedeu-se da seguinte forma: primeiramente ferveu-se água por um período de 20 min, esperou-se o resfriamento para posterior aplicação de vácuo por um período superior de 2 horas

Após a fixação das pedras porosas nos copos de acrílico, estes eram submetidos ao processo de saturação descrito no item 4.4.2.2. Após a saturação das pedras porosas é imprescindível que fiquem submersas em água deaerada, para que não haja dessaturação, até a utilização no tensiômetro. Com as pedras saturadas, procede-se para a montagem dos tensiômetros.

Primeiramente com o auxílio de uma seringa com agulha faz-se a saturação do reservatório interno (Figura 4.14a), a partir de então todo o procedimento deve ser realizado submerso em água deaerada a fim de evitar a entrada de bolhas de ar no sistema. É aplicada uma película de fita teflon e então acopla-se o copo acrílico ao transdutor (Figura 4.14b). Após acoplagem, ainda submerso, foi então colocado o parafuso no furo do copo acrílico sendo rosqueado lentamente para que se permitisse a dissipação da pressão dentro do reservatório (Figura 4.14c). Após montagem deixou-se o tensiômetro submerso, em água destilada e deaerada, até sua utilização. Este procedimento é utilizado para que não ocorra dessaturação da pedra porosa (Figura 4.14d).

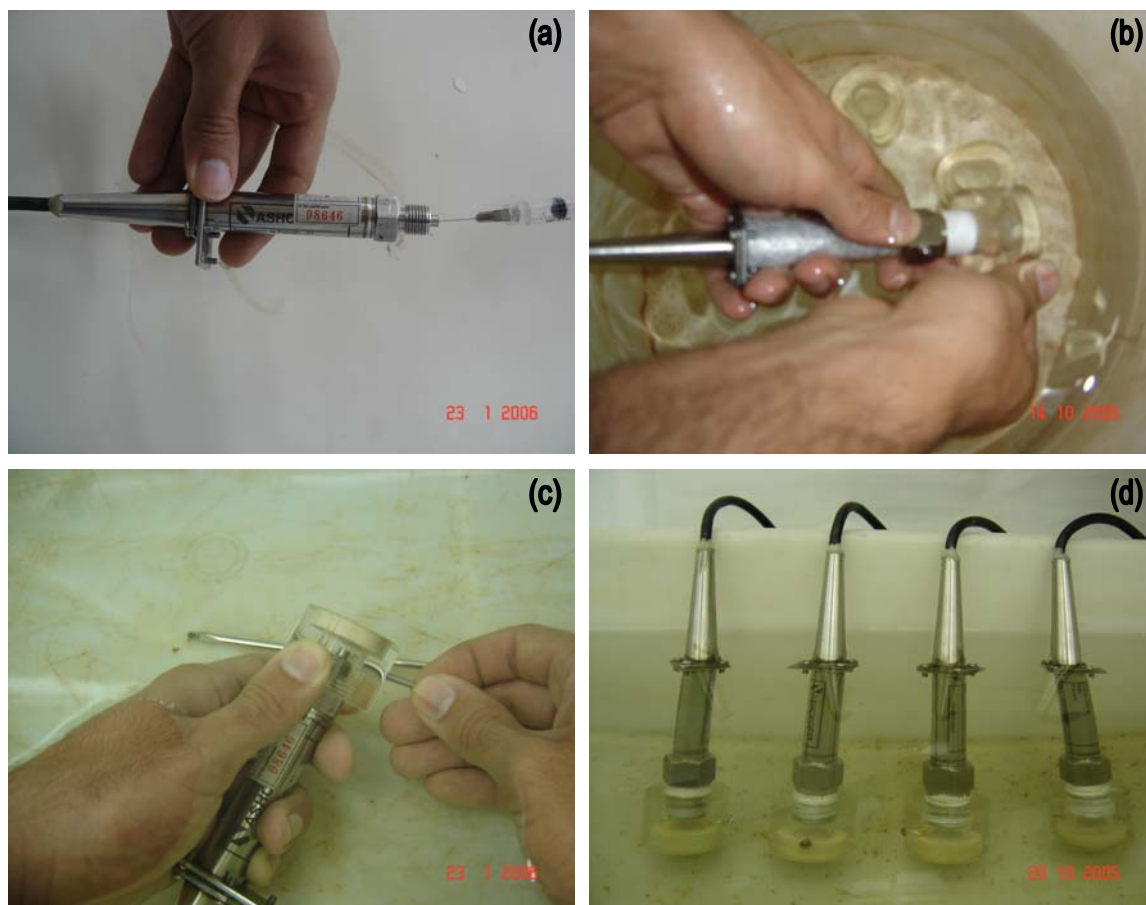


Figura 4.14 – Seqüência de montagem do tensiômetro

4.4.2.1 – Componentes

a) Transdutores

O transdutor de pressão utilizado neste trabalho é do fabricante Ashcroft, modelo K-1 (Figura 4.15), modelo semelhante aos utilizados por Pacheco (2001) e Diene (2002). O sistema sensor é composto por Strain gauge, película fina de polissilício. Outras características são descritas na Tabela 4.1.

Pressão máxima	4 bar
Faixa de operação	Vácuo (-1 bar) a 4 bar
Pressão de ruptura do diafragma	1,5 x da faixa
Voltagem de alimentação	10 a 30 Vcc
Sinal de saída	4 a 20 mA
Tempo de resposta	< 5 ms
Acurácia	1% do fundo de escala
Vida útil	mais de 100 milhões de ciclos

Tabela 4.1 – Especificações do transdutor modelo K-1



Figura 4.15 – Transdutor de pressão modelo K1

b) Pedra porosa

Foram empregadas pedras porosas de alta pressão de borbulhamento e valor de entrada de ar igual a 15 bar. São pedras da SoilMoisture de material cerâmico com diâmetro de 20 mm, espessura de 6,5 mm e coeficiente de permeabilidade (k) de $2,59 \times 10^{-9}$ cm/s, que pode ser visualizada na Figura 4.16.

Através da seleção do tamanho dos poros, as pedras porosas de alta pressão de borbulhamento podem medir altos valores de sucção. Cada lote de pedras é individualmente testada no que se refere a suas propriedades hidráulicas e pressão de borbulhamento.

c) Copo acrílico

Os copos acrílicos têm função de reservatório de água e por isto exigem aspectos importantes para o bom funcionamento como: uma superfície bastante lisa, a fim de não permitir fixação de bolhas de ar, uma boa resistência inclusive a possíveis impactos e à corrosão.

Optou-se então por copos em acrílico, uma vez que já foram utilizados por Diene (2002). Os copos foram então fabricados pela INCOMPLAST sob encomenda com rosca interna do tipo NPT. Os copos acrílicos apresentam um furo lateral que dá acesso ao reservatório de água do tensiômetro, furo este que tem como função permitir a expulsão de água do reservatório quando o copo acrílico está sendo

acoplado ao transdutor, pois sem o furo o tempo para dissipação da pressão no reservatório do tensiômetro seria muito longo.



Figura 4.16 – Pedra porosa de 15 bar e copo acrílico

4.4.2.2 – Processo de saturação

Para saturação das pedras porosas, Ridley e Burland (1993) colocaram as pedras porosas em uma câmara e aplicaram pressões positivas da ordem de 60 bar, forçando a passagem de água pelos poros da pedra.

Pacheco (2001) e Diene (2002) utilizaram o processo baseado em Bezerra (1996). Processo semelhante foi utilizado no presente trabalho, sendo aumentados os tempos utilizados para aplicação de vácuo seco (24 h) e vácuo com água (12 h). Os equipamentos necessários e os passos para saturação devem ser realizados rigorosamente da seguinte forma:

→ Equipamentos

- Câmara de Saturação/Calibração (Figura 4.17);
- Sistema de aplicação de pressão (triaxial);
- Bomba de vácuo;
- Água destilada e deaerada;
- Copo acrílico com pedra porosa já colada.



Figura 4.17 – Câmara de calibração/saturação

→ Procedimento utilizado

- Ferver a água destilada durante um período superior a 20 min, resfriá-la e aplicar vácuo por período superior a 2 h;
- Coloca-se o conjunto (copo acrílico – pedra porosa) na câmara e aplica-se vácuo seco por período superior a 24 h (Figura 4.18a);
- Após este período, preenche-se com água destilada e deaerada a câmara num processo de inundação com a água sendo sugada pelo vácuo, até que o conjunto encontre-se submerso;
- Deixa-se o conjunto submerso sob aplicação de vácuo com água por período superior a 12 h (Figura 4.18b);
- Coloca-se o conjunto na tampa da câmara de calibração, onde é fixado, e preenche-se a câmara, agora por completo, com água destilada e deaerada;
- Aplica-se pressão positiva (650 kPa) forçando a passagem da água pelos poros por período superior a 12 h (Figura 4.18c). (Verifica-se que o copo é preenchido com água que percola pela pedra);
- O conjunto, agora saturado, é acoplado ao transdutor (operação realizada dentro de um recipiente com água destilada e deaerada).
- Agora com o tensiômetro montado, realiza-se ciclos de pressões para estabilizar e dissolver possíveis bolhas de ar existentes no reservatório.

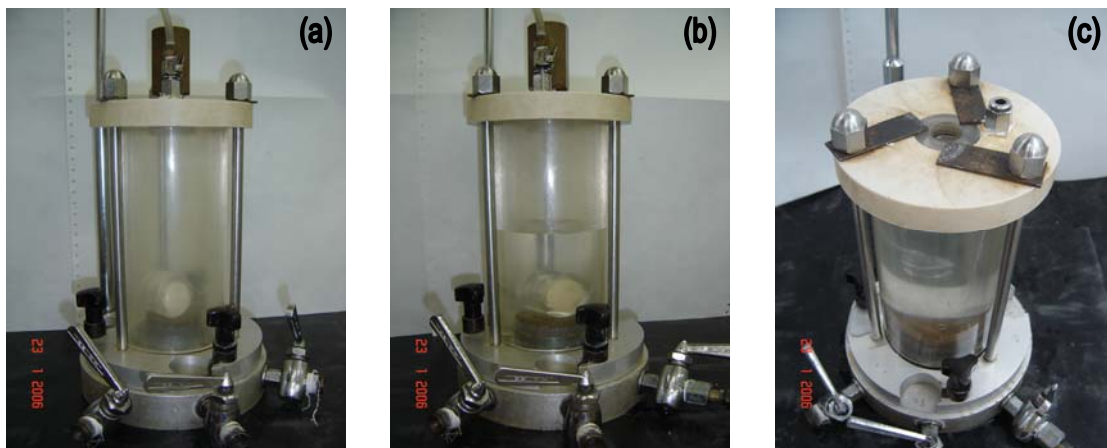


Figura 4.18 – Seqüência usada na saturação

4.4.3 – Calibração dos tensiômetros

Antes de se iniciar o processo de calibração, Marinho e Chandler (1994) (*apud* Pacheco, 2001) cita algumas recomendações para que não ocorra cavitação devido ao aprisionamento de ar dissolvido no sistema e que foram aqui descritas:

- A água utilizada dentro do sistema deve ser destilada e deaerada;
- As superfícies de contato com a água do sistema devem ser bem lisas, evitando ou reduzindo o número e tamanho das cavidades;
- Aplicar vácuo ao sistema, após montagem, para se remover ao máximo eventuais bolhas;
- Efetuar ciclos de pressão de zero até valores positivos. Isto pode contribuir para dissolução de eventuais bolhas.

O processo de calibração comumente utilizado parte da suposição de que o diafragma do transdutor de pressão tem comportamento mecânico regido pela lei de Hooke. Assim o tensiômetro é calibrado aplicando-se pressões positivas, extrapolando-se o resultado para a condição de pressões negativas, não se realizando efetivamente uma calibração negativa devido a dificuldades encontradas na aplicação e controle do vácuo. Além destas dificuldades, com bombas de vácuo atingi-se apenas -100 kPa, quando os solos podem atingir tensões bem mais elevadas.

Sendo assim foi desenvolvido uma câmara para calibração negativa, onde foi colocado o transdutor (rosqueado na tampa da câmara, gerando uma comunicação com a atmosfera) e foram aplicadas pressões de ar que fizeram com que a membrana

se deslocasse no sentido oposto, ou seja, no mesmo sentido de uma aplicação de vácuo. Este procedimento simula o tensionamento da água do reservatório pelo solo gerado pela sucção.

Outro ponto importante é que foram realizadas calibrações (positivas e negativas) apenas com os transdutores (ainda sem a pedra porosa) e com os tensiômetros (com a pedra porosa), observando-se valores de resposta idênticos. Porém o tempo de resposta dos tensiômetros é de aproximadamente 5 s, certamente devido à pedra porosa, enquanto nos transdutores é praticamente instantânea. Com estas calibrações conclui-se que:

- O procedimento comumente utilizado baseado na lei de Hooke é válido;
- Pode-se adotar a calibração dos transdutores aos tensiômetros, economizando grande parte do tempo despendido para a calibração dos tensiômetros.

Os equipamentos necessários e os passos para calibração devem ser realizados rigorosamente da seguinte forma:

→ Equipamentos

- Câmara de Saturação/Calibração;
- Câmara de calibração negativa;
- Sistema de aplicação de pressão (triaxial);
- Bomba de vácuo;
- Compressor de ar;
- Manômetro digital com acurácia de 0,005 bar;
- Água destilada e deaerada;
- Computador com interface;
- “Data Logger”;
- Multímetro de 4 dígitos;
- Fonte estabilizada;
- Transdutor e tensiômetro montado.

→ Procedimentos

Para calibração positiva dos transdutores:

- Acopla-se o transdutor ao sistema de aplicação de pressões (Figura 4.19a);
- Aplica-se varias pressões progressivamente em ciclos de carga e descarga;
- Lê-se a deformação aplicada no multímetro e no “Data Logger”.

Para calibração positiva dos tensiômetros (Figura 4.19b), procede-se da mesma maneira, mas agora acopla-se o tensiômetro na tampa da câmara de saturação/calibração, que deve estar ligada ao sistema de aplicação de pressões e preenchida com água destilada e deaerada.

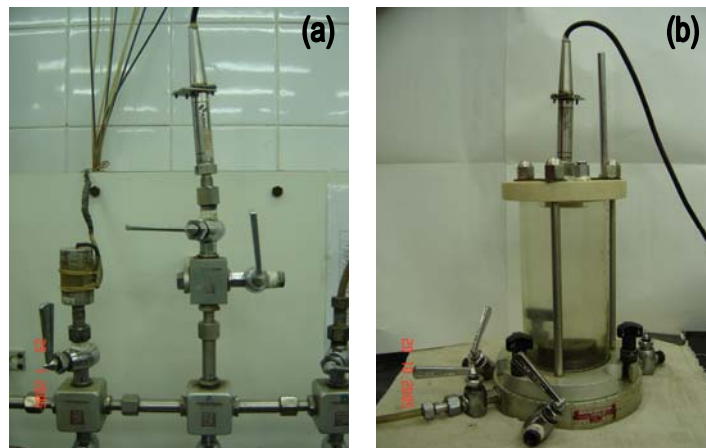


Figura 4.19 – Calibração positiva do transdutor e do tensiômetro respectivamente

Para calibração negativa dos transdutores:

- Acopla-se o transdutor na tampa da câmara de calibração negativa (Figura 4.20a);
- Aplica-se varias pressões progressivamente em ciclos de carga e descarga com o compressor de ar, controlando as pressões com manômetro;
- Lê-se a deformação aplicada no multímetro e no “Data Logger”.

Para a calibração negativa dos tensiômetros (Figura 4.20b), procede-se da mesma maneira da calibração positiva dos mesmos, mas agora as pressões são aplicadas com a bomba de vácuo e controladas com manômetro.

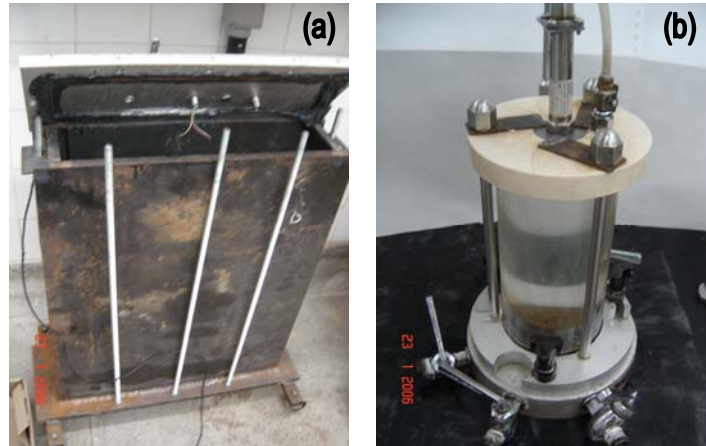


Figura 4.20 – Calibração negativa do transdutor e do tensiômetro

As curvas de calibração obtidas podem ser vistas a seguir:

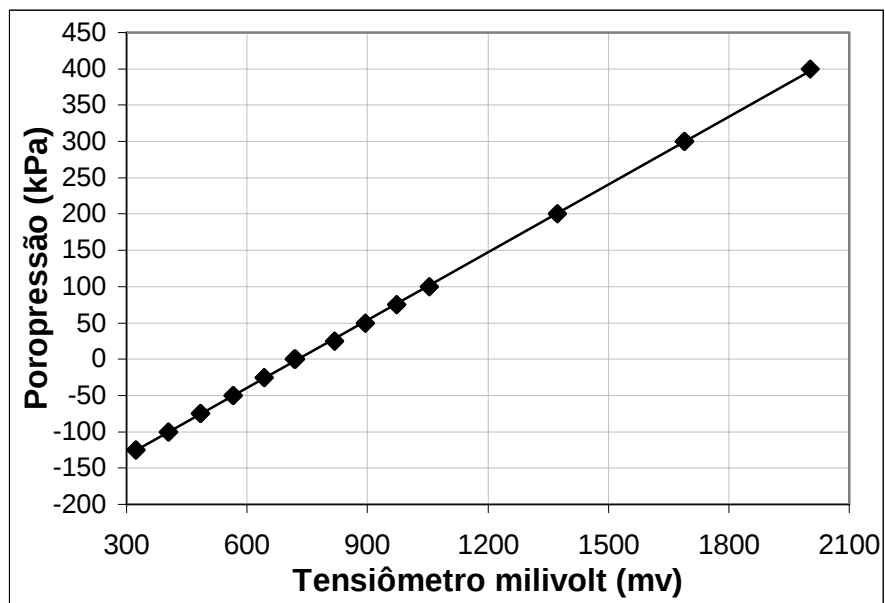


Figura 4.21 – Curva de calibração do tensiômetro 01

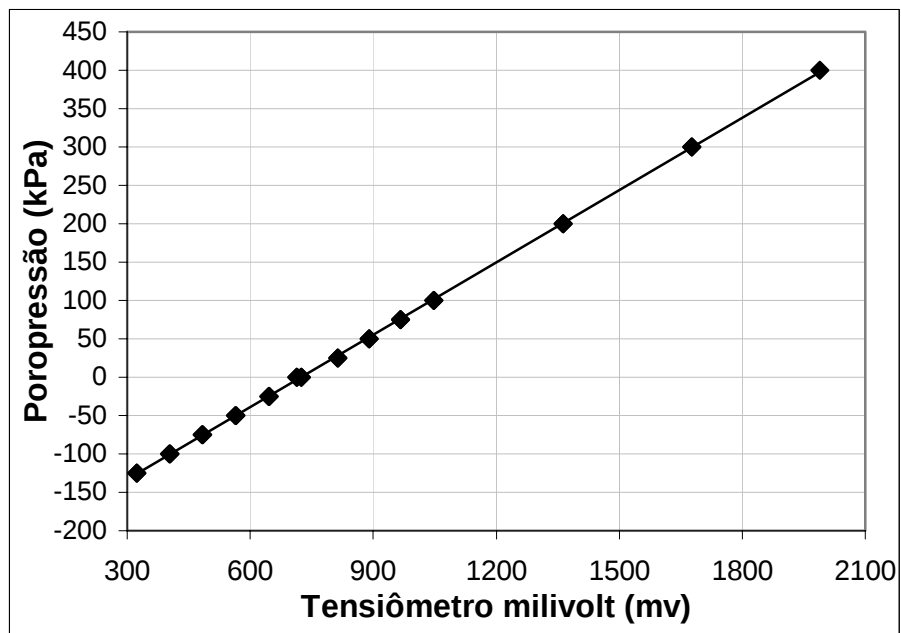


Figura 4.22 – Curva de calibração do tensiômetro 02

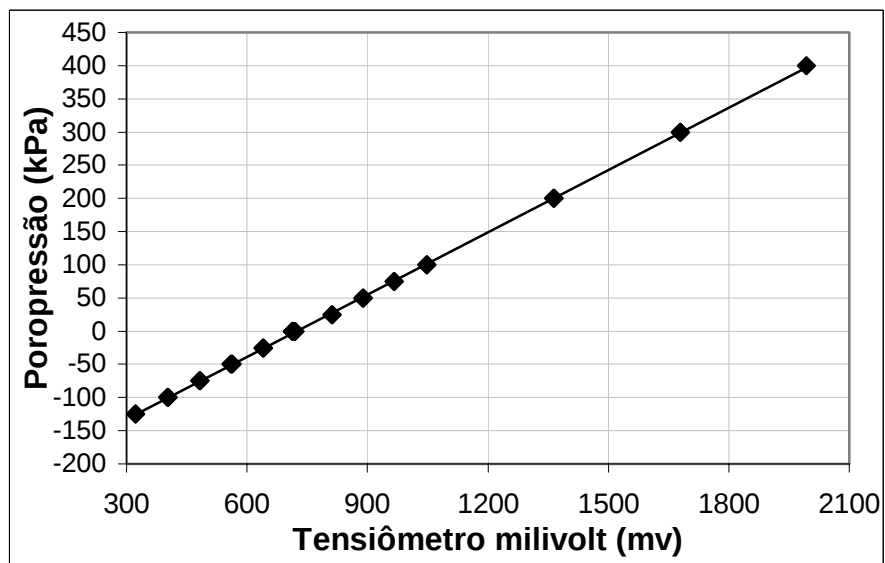


Figura 4.23 – Curva de calibração do tensiômetro 03

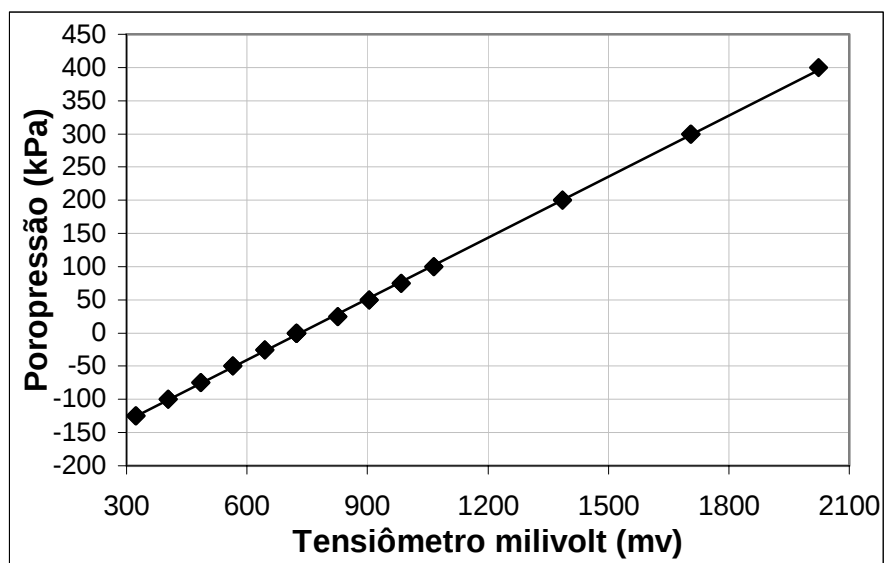


Figura 4.24 – Curva de calibração do tensiômetro 04

4.5 – Sistema de aquisição de dados

O “Data Logger” é um equipamento capacitado em realizar leitura e armazenar dados providos de uma diversidade de instrumentos com as mais variadas fontes. Esses dados podem ser lidos através do próprio display do instrumento ou através de um software instalado em um PC, constituindo assim uma interface.

Neste trabalho foram utilizados dois modelos de “Data Logger”, um DL2e e um Agilent, que podem ser visualizados na Figura 4.25 respectivamente.



Figura 4.25 – “Data Logger”s utilizados

Optou-se pela utilização de dois “Data Logger” pois o “Data Logger” DL2e não atendia a faixa de saída dos tensiômetros, que foram ligados ao “Data Logger” Agilent. Os outros instrumentos (termômetros, TDR’s e equitensiômetros) foram ligados ao “Data Logger” DL2e.

A comunicação entre o “Data Logger” e o PC é feita por um cabo do tipo RS-232, desde que seja configurado o set-up de comunicação em ambas as faces. O “Data Logger” DL2e possui memória suficiente para armazenar cerca de 13000 leituras e o Agilent possui memória capaz de armazenar até 50000 leituras.

A grande versatilidade, robustez, facilidade de manuseio, resistência física, alta compatibilidade de interface, são algumas características que viabilizaram a utilização destes equipamentos. Na instalação dos instrumentos, estes equipamentos foram configurados para aquisição de dados diários, com intervalo de leituras de 30 min.

4.6 – Instrumentação de campo

4.6.1 – Localização na obra

Foi escolhida uma nova área para a instrumentação cuja localização pode ser visualizada no âmbito da obra na Figura 3.1, em vista geral na Figura 4.26a e em detalhe na Figura 4.26b.

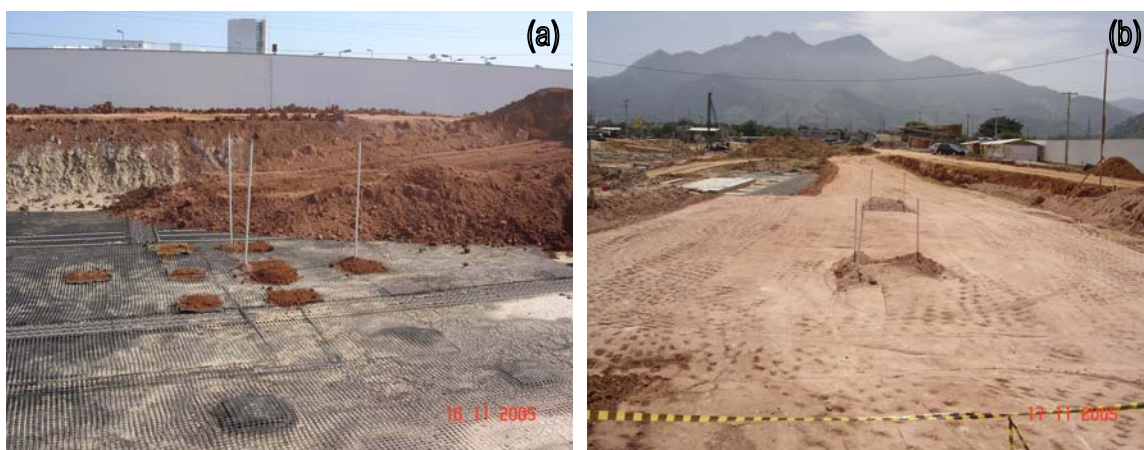


Figura 4.26 – Detalhe da área instrumentada

Foram tomados os mesmos cuidados desde seleção de material na jazida (Figura 3.2) até o controle de compactação realizados na área de coleta de amostras

para a área instrumentada conforme descritos no Item 3.2.1. Foram realizados novos ensaios de caracterização, conforme descrito no item 3.3, com material de cada camada da área de instrumentação, cujos resultados são apresentados na Tabela 4.2, Figura 4.27 e na Figura 4.28.

Amostra	Pedregulho (%)	Areia (%)			Silte (%)	Argila (%)	G	W _L (%)	W _P (%)	I _P (%)
		Grossa	Média	Fina						
Inst. 01	9,7	9,7	15,2	12,3	16,4	63,8	2,758	39,3	19,3	20,0
	9,7	9,7	15,0	17,1	48,5	0				
Inst. 02	20,6	20,6	19,0	12,1	23,9	15,2	2,721	37,8	20,6	17,2
	21,5	21,5	18,6	16,9	33,6	0				
Inst. 03	17,8	17,8	20,5	16,6	26,3	11,7	2,721	37,6	20,1	17,5
	16,2	16,2	22,1	23,8	30,9	0				
Inst. 04	18,9	18,9	14,5	7,5	14,4	29,1	2,738	36,0	23,7	12,3
	15,9	15,9	16,0	21,3	31,3	0				

Tabela 4.2 – Resumo dos resultados da caracterização da área instrumentada

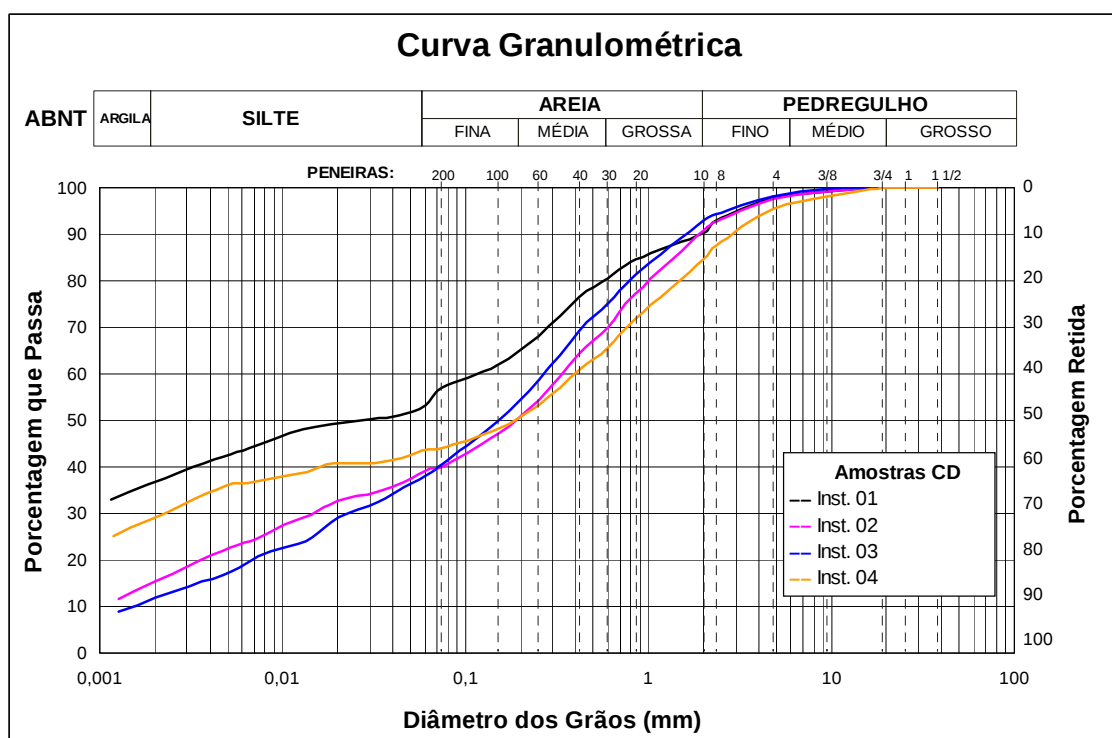


Figura 4.27 – Curva granulométrica das amostras com defloculante

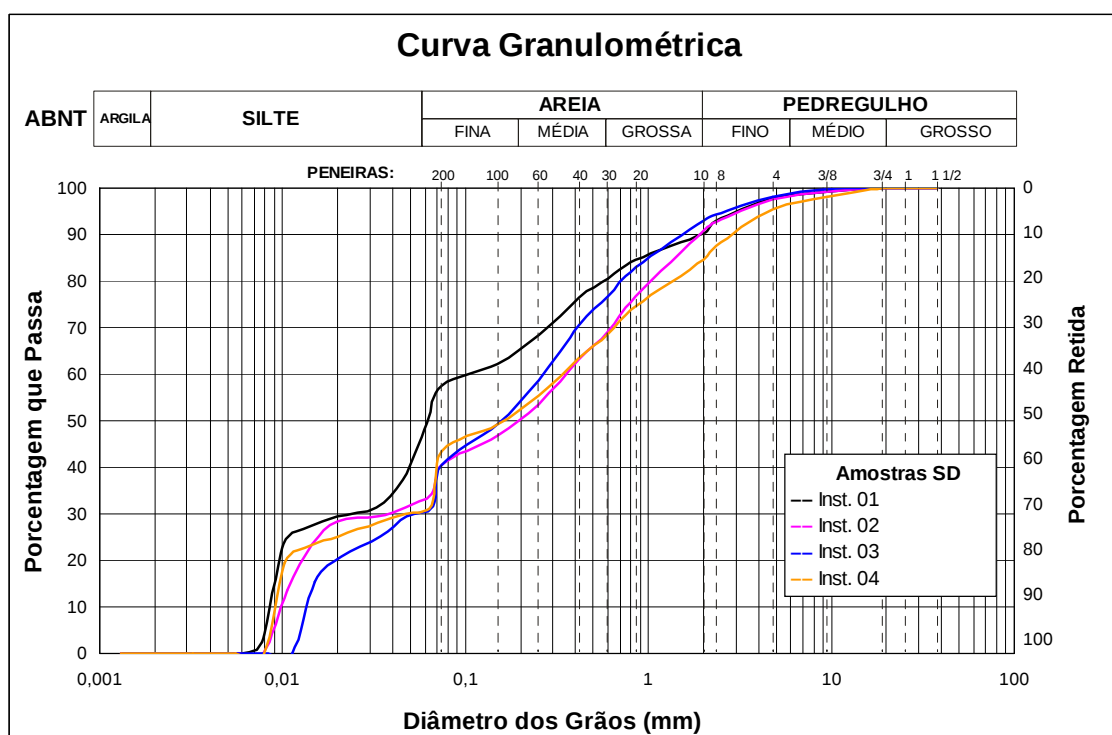


Figura 4.28 – Curva granulométrica das amostras sem defloculante

Pode-se verificar a diferença entre as curvas granulométricas realizadas com e sem defloculante, comprovando a existência de agregações como foi verificado também na área de coleta de amostras (Figura 3.10, Figura 3.11 e Figura 3.12).

Utilizando os valores do índice de plasticidade e do limite de liquidez quando plotados na carta de Casagrande, obtém-se a mesma classificação das amostras da área de coleta de amostras, uma argila de baixa compressibilidade (CL) (Figura 3.13).

Os resultados dos ensaios de grau de compactação que foram realizados pelas empresas CONCREMAT e METROPOLITANA podem ser visualizados na Tabela 4.3, onde é possível verificar que os resultados são próximos (de mesma ordem) que os apresentados na Tabela 3.3, com os resultados dos ensaios da área de coleta de amostras, e pela Tabela 3.4 com a análise estatística.

Amostras	$\gamma_{d\text{campo}}$ (g/cm ³)	w_{campo} (%)	G.C. (%)	$\gamma_{d\text{max}}$ (g/cm ³)	w_{ot} (%)
Inst. 01	1,68	20,0	98,0	1,71	19,0
Inst. 02	1,72	19,9	98,4	1,75	19,2
Inst. 03	1,75	20,8	100,1	1,75	20,6
Inst. 04	1,69	19,5	97,2	1,73	18,4

Tabela 4.3 – Resultado da área de instrumentação

4.6.2 – Procedimento de instalação

Foi colocado um conjunto de quatro equipamentos, com um equipamento de cada tipo, em quatro camadas sobrepostas. Segundo esquema de instalação da Figura 4.29.

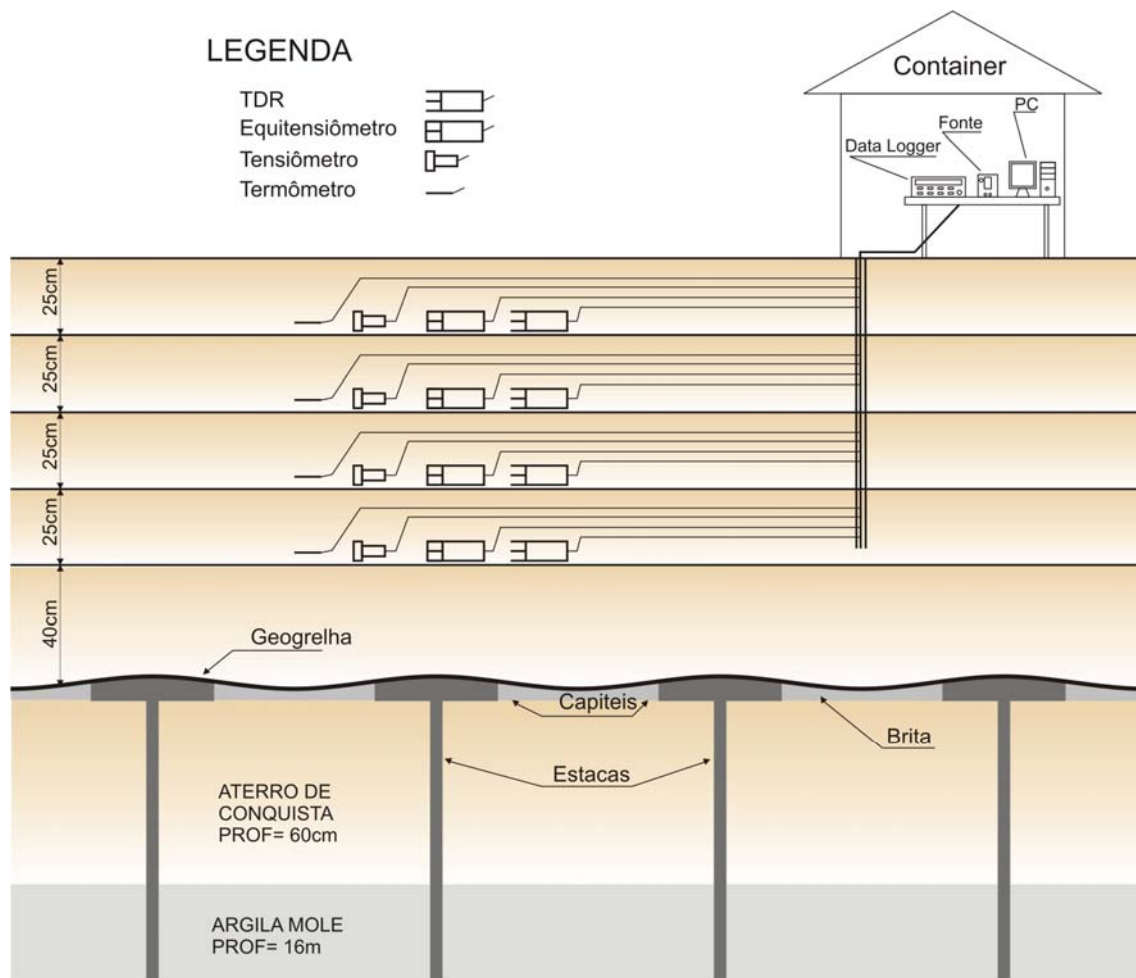


Figura 4.29 – Esquema de instalação da instrumentação

Antes da colocação dos tensiômetros na camada (cuja pedra porosa deve estar submersa até instantes antes), adicionou-se água, ao material da camada até formar uma pasta próxima ao limite de liquidez. Esta pasta foi posta envolvendo o todo copo acrílico, para garantir continuidade da pedra porosa à massa do aterro e preencher eventuais reentrâncias que possam vir a ocorrer devido à passagem do rolo compactador. Utilizou-se de observação tátil-visual para a preparação da pasta. Na instalação dos TDR's foi necessária uma atenção especial para garantir que exista

solo entre as hastes. Na instalação dos equitensiômetros também tomou-se cuidado para garantir que o solo estivesse em contato e envolvendo toda a sonda.

Com os cuidados descritos acima, foram realizados os seguintes passos para instalação dos equipamentos em cada camada (Figura 4.30):

- Levar os equipamentos para as proximidades do local de instalação, o tensiômetro deve estar imerso em água destilada e deareada (Figura 4.30a).
- Raspar o material fofo e colocar no local o material que vai ser posto na camada, fazendo uma espécie de cama para receber os equipamentos;
- Colocar o TDR tomando cuidado para garantir a existência (presença) de material entre as hastes (Figura 4.30b);
- Colocar o equitensiômetro tomando cuidado para garantir contato do solo com a sonda (Figura 4.30b);
- Preparar e colocar a pasta no tensiômetro e colocá-lo no local (entre o TDR e o equitensiômetro – Figura 4.30c, d, e e f);
- Colocar o termômetro (Figura 4.30f);
- Cobrir todo o conjunto, inclusive a fiação, para posterior colocação da camada e compactação pelo rolo (Figura 4.30g e h).

Vale lembrar que a compactação com o rolo não danificou nenhum equipamento, tendo em vista que os mesmos são bastantes robustos e que foram retirados e testados, não apresentando nenhuma alteração nas curvas de calibração.



Figura 4.30 – Procedimento de instalação da instrumentação

4.7 – Apresentação e análise dos resultados

4.7.1 – Análise dos dados de campo

A instalação dos equipamentos decorreu durante todo o dia 18 de novembro de 2005, sendo este o dia “zero” para a aquisição de dados, que perdurou até o dia 26 de janeiro de 2006 perfazendo um total de 69 dias.

Os resultados de sucção, teor de umidade e temperatura são apresentados separados por equipamento instalado e podem ser vistos na Figura 4.31, Figura 4.32, Figura 4.33 e Figura 4.34. Incluíram-se nestas figuras os dados pluviométricos obtidos pelo sistema Alerta Rio na estação pluviométrica “18 - Cidade de Deus” localizada na Telemar – Estrada Mal. Salazar de Moraes, Nº 1409 - Cidade de Deus. Nesta estação, a cerca de 2 km da obra, a precipitação pluviométrica é medida a uma resolução de 0,2 mm em intervalos de tempo de 15 min.

No período entre os dias 7 e 17 não foram registradas leituras devido a problemas ocorridos durante o andamento da obra, onde houve a necessidade do desligamento da energia elétrica por prazo superior ao suportado pelo sistema de NoBreak's disponível.

Logo após a instalação dos instrumentos foram registradas leituras da ordem de 75 à 85 kPa de sucção e 19 à 22 % de umidade em todas as camadas (Figura 4.31 e Figura 4.33). O regime de chuvas causa variações nas medidas de sucção e de umidade que são sentidas mais rapidamente nas camadas mais superficiais.

O valor inicial de sucção registrado logo após a instalação sofreu uma redução de 72 kPa para 48 kPa a 0,25 m de profundidade, uma redução menos expressiva de 75 kPa para 65 kPa a 0,50 m de profundidade e uma tendência de redução para as profundidades de 0,75 m e 1 m, que não foi possível seu acompanhamento devido a paralização do fornecimento de energia para o container. Estas reduções aconteceram devido à ocorrência da primeira chuva que foi registrada logo no dia seguinte à instalação (Figura 4.31).

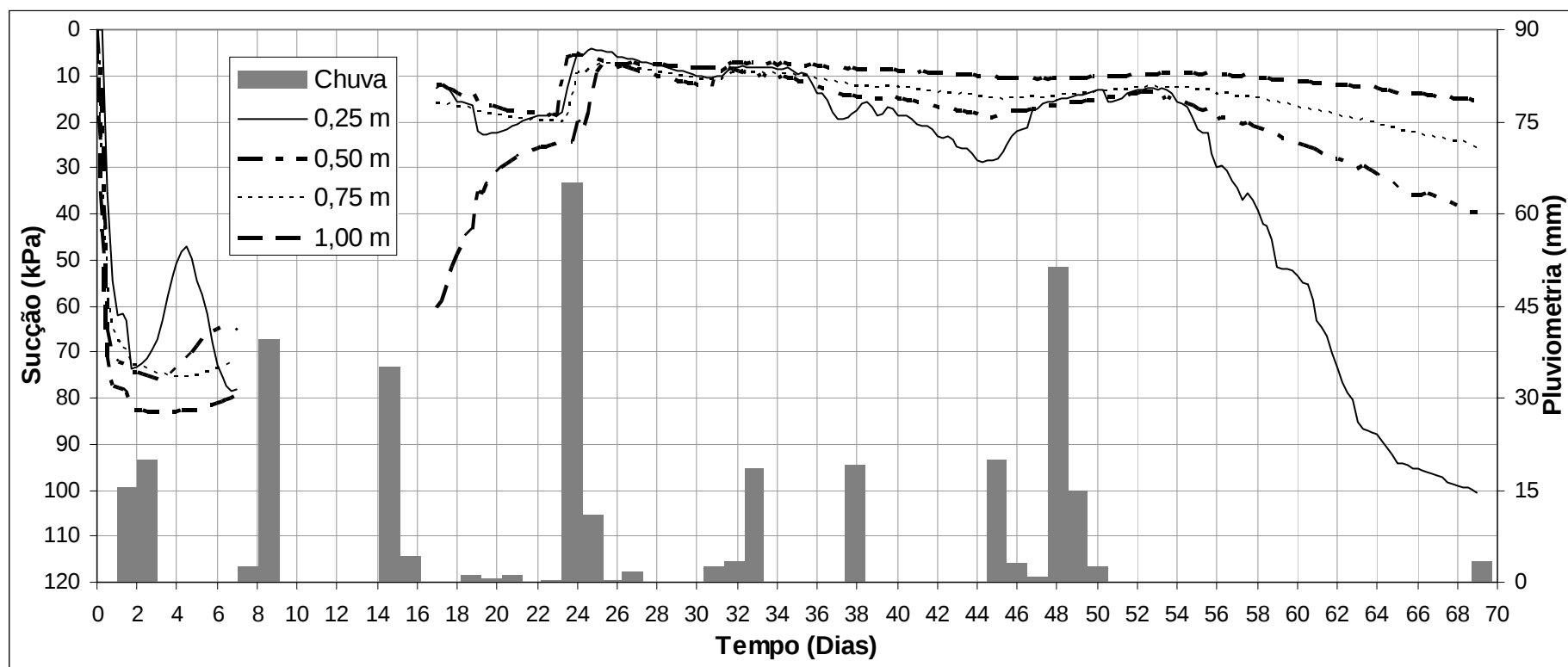


Figura 4.31 – Resultados obtidos com tensiômetros ao longo do tempo em cada camada

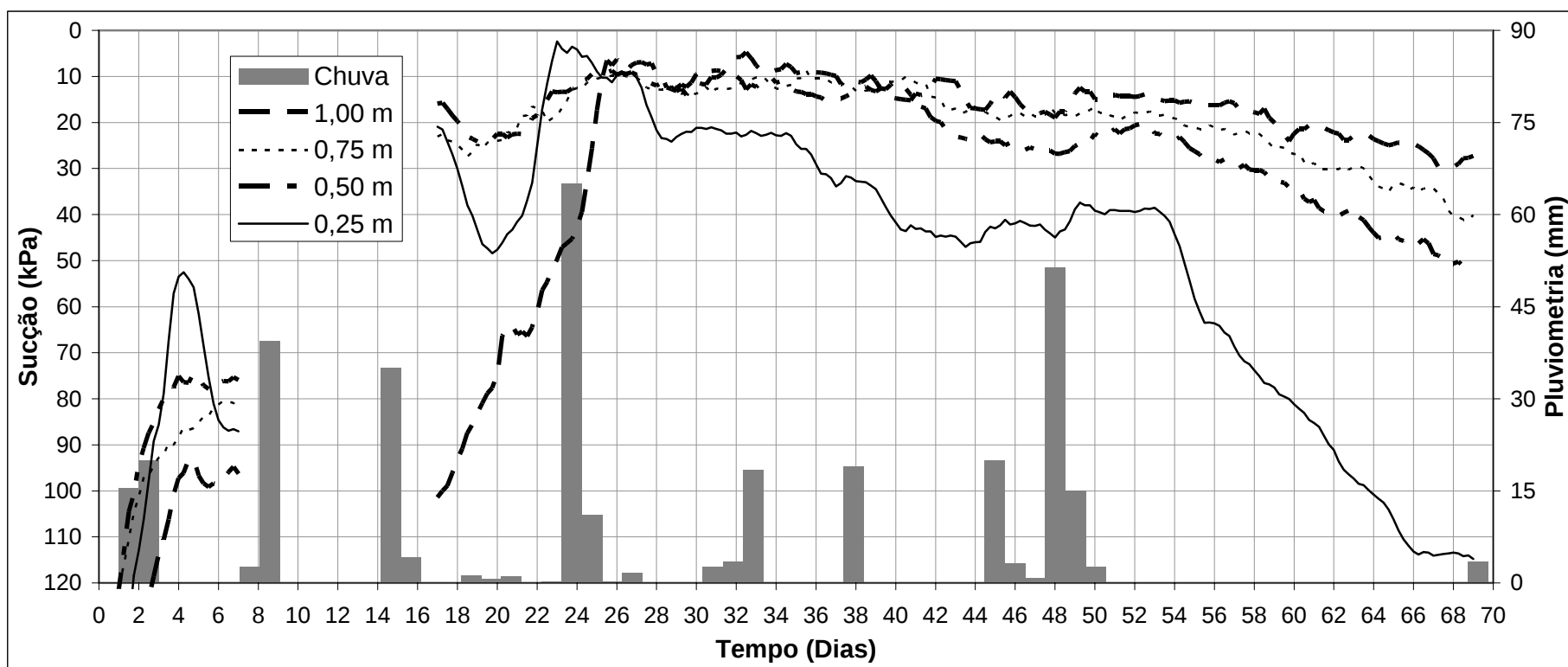


Figura 4.32 – Resultados obtidos com equitensiômetros ao longo do tempo em cada camada

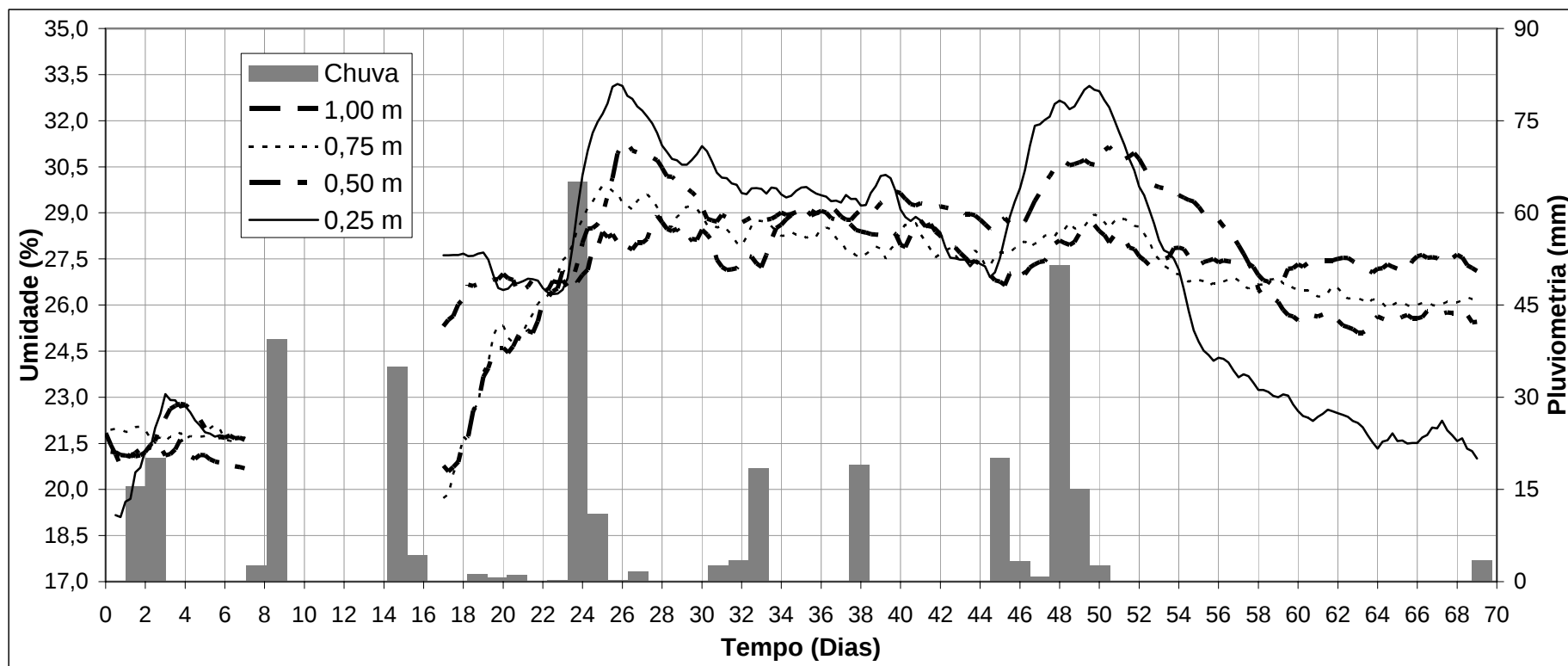


Figura 4.33 – Resultados obtidos com TDR's ao longo do tempo em cada camada

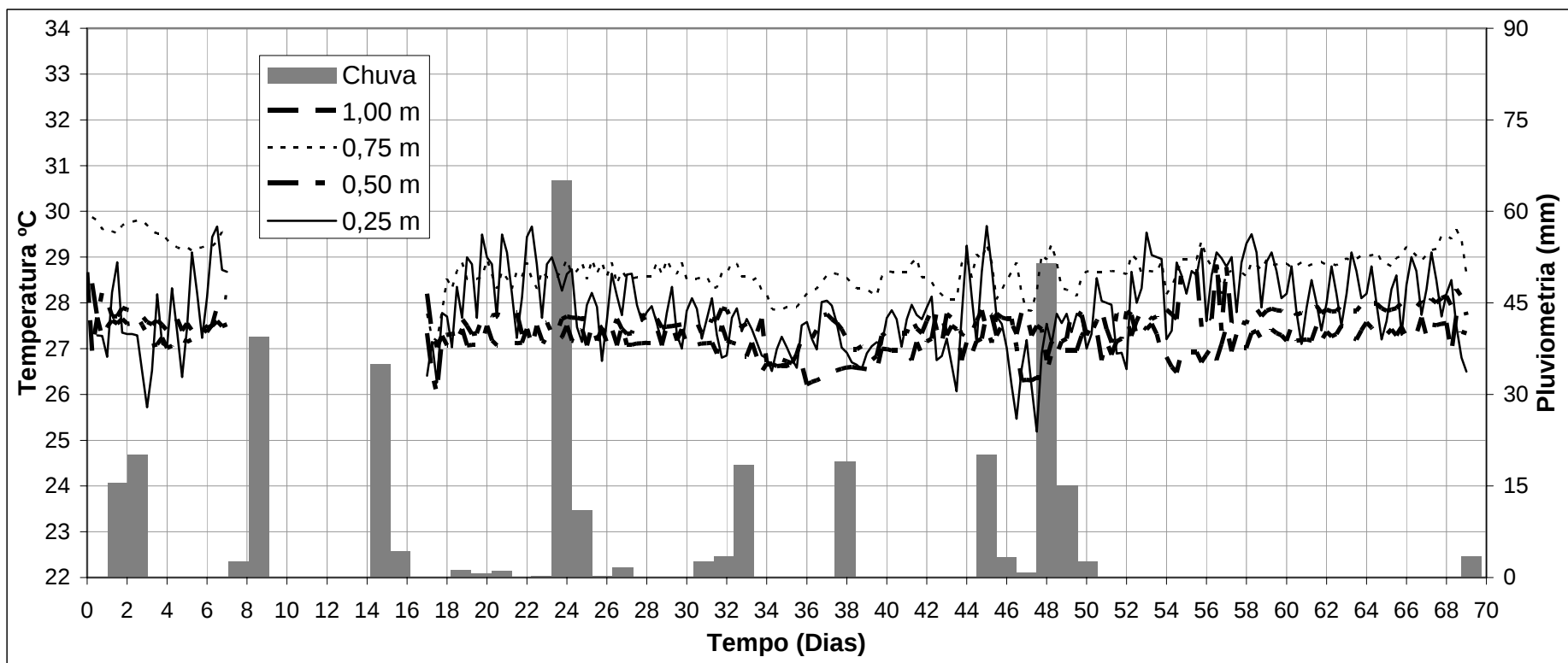


Figura 4.34 – Resultados obtidos com termômetros ao longo do tempo em cada camada

Foi executada uma camada de brita com 40 cm de altura no dia 26, que permaneceu sobre o aterro até o dia 40. Esta camada foi usada como sobrecarga objetivando o estudo de deformações na geogrelha, objeto de estudo de uma tese de doutorado em andamento com instrumentação no mesmo local. Devido à presença desta camada de brita, os valores de sucção sofreram variações mais lentamente, provavelmente devido à diminuição da incidência de sol e da evaporação, mantendo os valores de umidade mais elevados (Figura 4.31 e Figura 4.33).

4.7.2 – Tensiômetros versus equitensiômetros

A redução dos valores medidos de sucção nas camadas, ocorre com o avanço da frente de saturação e, dependendo da duração e intensidade da chuva, pode chegar ou não as camadas mais profundas. Este comportamento foi verificado ao longo de toda a aquisição (Figura 4.31).

A partir do dia 45 até dia 50 ocorreu um grande volume de chuva ao longo destes dias, que levou todos os valores de sucção a cerca de 10 kPa; quando então houve um longo período de estiagem entre os dias 52 e 68 que provocou a elevação da sucção em todas as profundidades, sendo este aumento mais acentuado tanto quanto menor a profundidade. Este aumento foi bem mais rápido e acentuado para 0,25 m de profundidade por sofrer diretamente os efeitos climáticos (incidência direta de sol e vento, por exemplo) que aceleram a dessaturação (Figura 4.31 e Figura 4.32).

Os resultados obtidos pelos equitensiômetros (Figura 4.32), apesar de terem trabalhado em sua faixa de menor acurácia, com cerca de 10% de erro, registraram sucções próximas das registradas pelos tensiômetros. É perceptível ainda que os equitensiômetros possuem um tempo de resposta mais lento que os tensiômetros e, portanto são bem menos sensíveis às variações de umidade causada pelas chuvas à curto prazo, sendo assim não foi possível verificar as variações da sucção na camada mais superficial com os equitensiômetros, que são perceptíveis na Figura 4.31.

Uma correlação entre os valores obtidos entre os tensiômetros e os equitensiômetros para cada camada está mostrada na Figura 4.35. Tomando-se o tensiômetro como medida de referência pode-se concluir que o equitensiômetro realmente apresenta um erro de leitura que variou de 5 % a 30 % ao longo da aquisição dos dados, representado pelos pontos localizados fora do alinhamento da

reta à 45°. Os maiores valores de discrepância foram verificados logo após a ocorrência de chuva devido ao tempo de resposta do equitensiômetro ser mais lento.

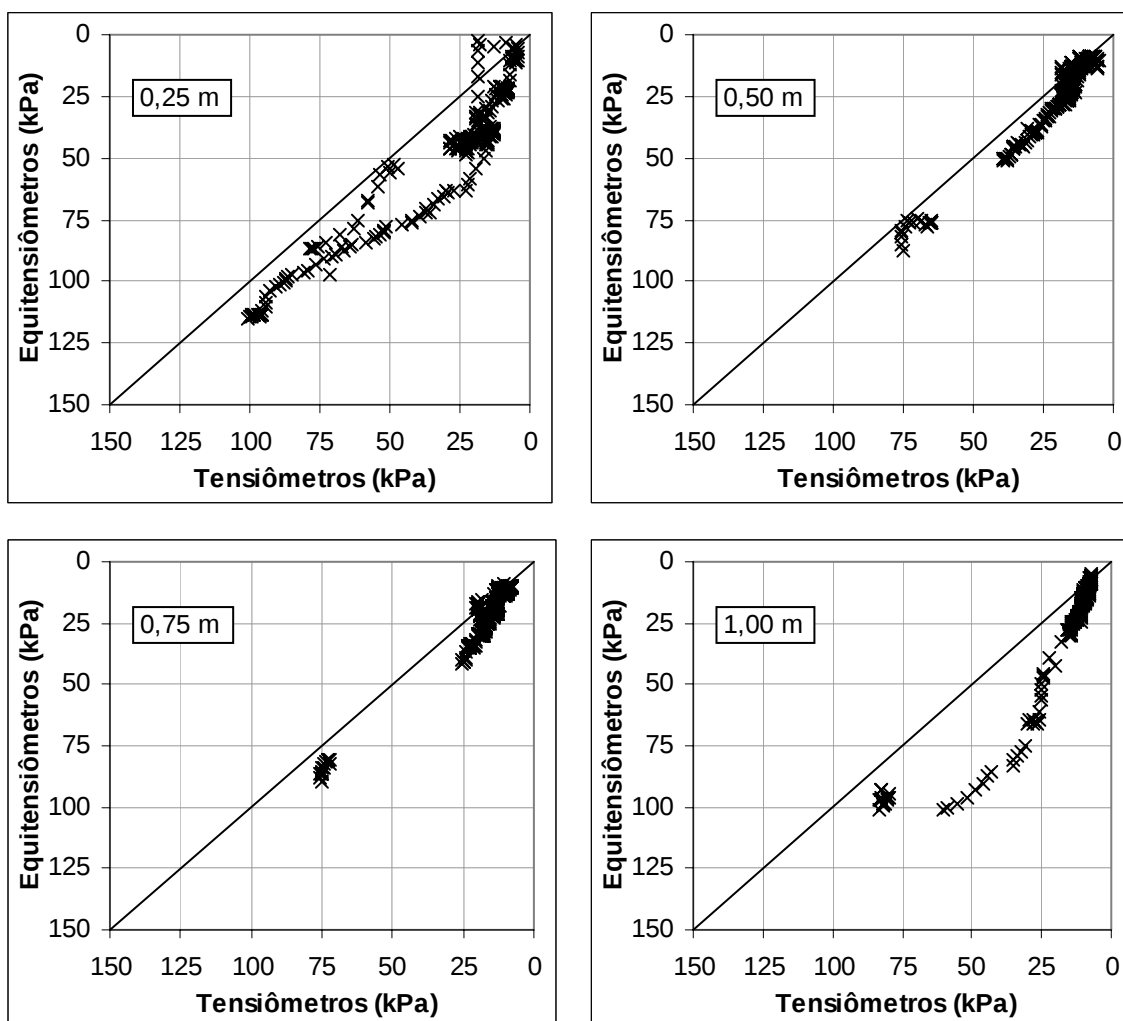


Figura 4.35 – Correlação entre tensiômetros e equitensiômetros

Tendo em vista que os equitensiômetros apresentam tempo de resposta mais lento que os tensiômetros e que, quanto mais profundo for o ponto de medição menor é a variação, é de se esperar que estes pontos mais profundos se ajustem melhor a reta à 45° que os pontos de medição mais superficiais, que sofrem maiores variações. Este fato pode ser verificado na Figura 4.35 ao compararmos os dados coletados para cada camada. Com ressalva para o ponto de medição da camada de 1,00 m de profundidade que apresenta dados distantes da reta à 45° (que correspondem aos dados aquisitados no período que vai do dia 17 a 24) devido, provavelmente, à chegada da frente de saturação.

4.7.3 – Perfis de sucção e de umidade

Tomando por base o período, que vai do dia 52 ao dia 68 por se tratar de pontos de valores extremos (máximos e mínimos) obtidos durante toda a aquisição, pode-se mostrar faixas de variações que foram medidas ao longo de toda aquisição dos dados que está representada na Figura 4.36. Pode-se observar que a sucção varia numa faixa maior quanto mais próximo da superfície estiver o ponto de medição. Com relação à umidade verifica-se o mesmo comportamento, onde observa-se uma faixa de variação de leituras maior para pontos mais próximos da superfície e para profundidade de 1,0 m verificou-se que não ocorreu variação.

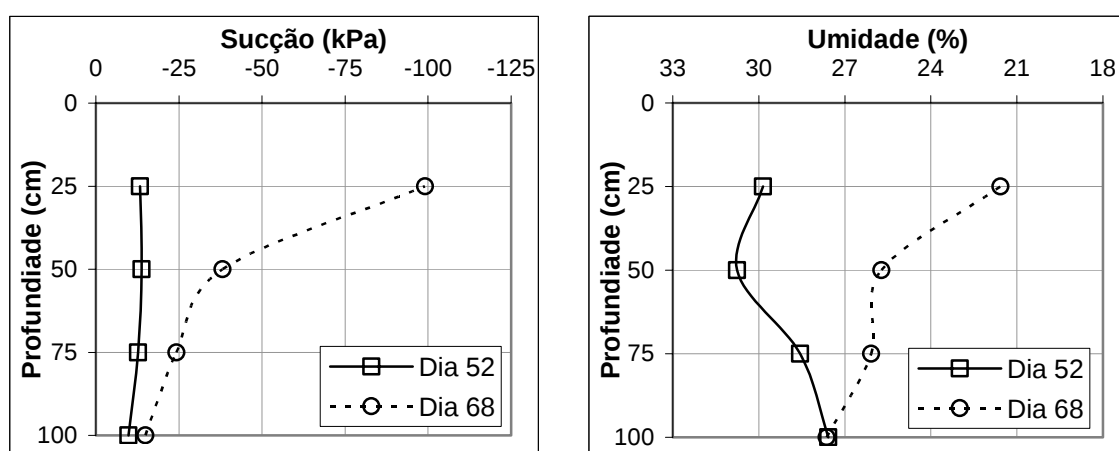


Figura 4.36 – Faixa de variação de sucção e umidade durante a aquisição dos dados

Os termômetros não registraram variações significativas de temperaturas ao longo dos 70 dias de leituras, exceto para a camada mais superficial (25 cm de profundidade) que registrou variações de cerca de 2° C ao longo do dia durante toda a aquisição (Figura 4.34).

Em dias de sol (sem chuva) foi constatado que há um aumento na temperatura média (apenas na camada de 0,25 m de profundidade), até que ocorra uma chuva que resfria a camada alterando as variações ao longo do dia de 2° C para 1° C, que podem ser vistos mais explicitamente nos dias 24 e 45 (Figura 4.34).

As temperaturas máximas e mínimas registradas no aterro ao longo dos 70 dias de aquisição foram de 25,2° C à 29,8° C, para 0,25 m de profundidade, de 28,2° C à 27,0° C, para 0,50 m de profundidade, de 27,5° C à 30,0° C, para 0,75 m de

profundidade e de 28,5° C à 26,3° C, para 1,0 m de profundidade. As leituras iniciais de cerca de 30° C registrada para a 0,75 m de profundidade ocorreram devido à exposição do termômetro ao sol, por um período prolongado, durante a instalação, o que não ocorreu nas demais profundidades (Figura 4.34).

Uma vez saturadas as camadas mais profundas (0,50 m, 0,75 m e 1,0 m) verifica-se ser necessário períodos de estiagem mais longos (quanto mais profunda for a camada, maior o tempo) para a obtenção de valores de sucção consideráveis. Já para a camada mais superficial foi necessário apenas cerca de oito dias para obter valores de sucção da ordem de 80 kPa (Figura 4.31).

4.7.4 – Curva Característica: dados de campo e laboratório

Na Figura 4.37, apresenta-se conjuntamente os resultados obtidos de sucção e umidade em campo e laboratório que, em linhas gerais, são coincidentes. Não foi possível obter uma curva característica de campo tão completa quanto à de laboratório, pois não foram registrados valores de sucção em campo maiores que 100 kPa. Ao juntar os resultados de campo e laboratório verifica-se que os dados são complementares.

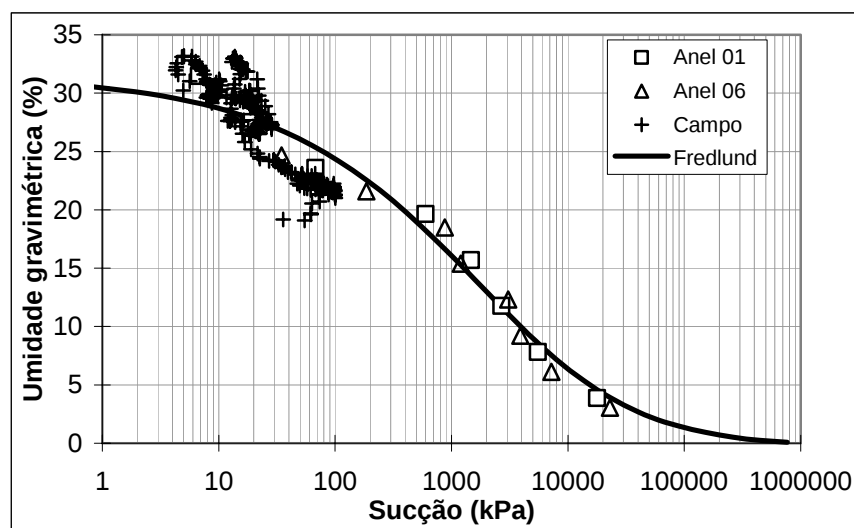


Figura 4.37 – Curva característica com dados de campo e laboratório

O valor de entrada de ar correspondente à sucção foi determinada seguindo os procedimentos descritos no item 2.2.4. As sucções assim determinadas correspondem

a uma generalização do valor de entrada de ar, estando o início da dessaturação relacionada a valores menores de sucção (Oliveira, 2004).

Ao realizar os procedimentos do item 2.2.4 constatou-se a presença de um patamar na curva característica, de onde pode-se afirmar da existência de dois valores de entrada de ar, um para os macroporos e outro valor para os microporos, tendo em vista que o solo estudado apresenta material granular (macroporos) e material fino (microporos) constatados nos resultados dos ensaios de granulometria. Sendo assim, realizou-se dois novos ajustes segundo a metodologia de Fredlund e Xing (1994), um ajuste até 80 kPa e outro para os demais valores. Com este procedimento, utilizado de forma semelhante por Oliveira (2004), obteve-se um melhor ajuste para a curva característica, que pode ser visualizada na Figura 4.38 e os valores de entrada de ar de 6 kPa para os macroporos e de 400 kPa para os microporos, foram obtidos graficamente com mais acurácia.

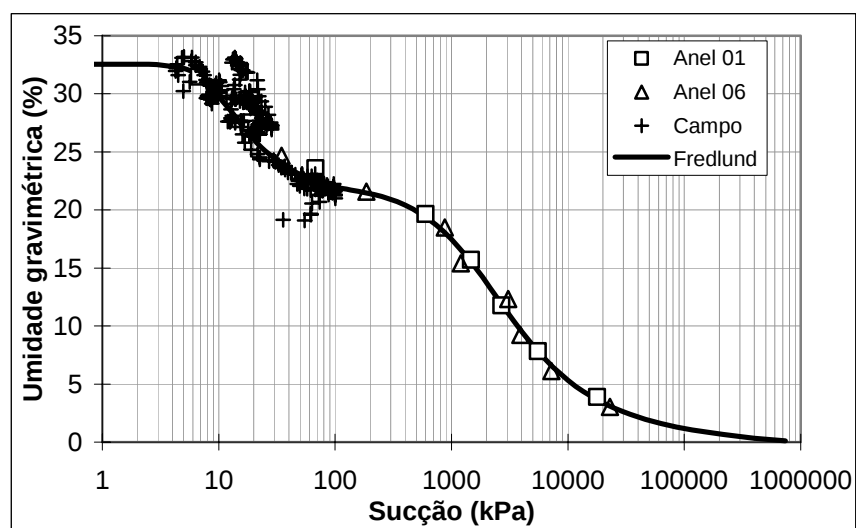


Figura 4.38 – Ajuste para os dados de campo e laboratório

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

5.1 – Conclusões relativas aos ensaios de laboratório

Com uma seleção prévia de material na jazida e acompanhamento adequado da execução do aterro é possível a realização de um aterro com uma massa relativamente uniforme e os ensaios de compactação em laboratório são capazes de representar razoavelmente as condições obtidas com os rolos compactadores.

O solo estudado apresentou um comportamento bimodal sendo possível a definição de dois valores de entrada de ar, uma para os macroporos (6 kPa) e outro para os microporos (400 kPa).

O padrão de comportamento apresentado nos ensaios triaxiais foi caracterizado pelo crescimento da tensão desvio até a estabilização na forma de patamar, associado à estabilização das deformações volumétricas. Para os ensaios com medidas de sucção, ela mostrou-se decrescente no início do cisalhamento até a ruptura dos corpos de prova quando então entra em crescimento constante.

No adensamento dos corpos de prova dos ensaios triaxiais, quando é aplicada a tensão confinante ocorre uma redução da sucção que posteriormente tende a estabilizar em um novo valor, tão menor quanto maior for a tensão confinante aplicada.

O solo estudado apresenta um ângulo de atrito de 26° e coesão igual à zero devido ao efeito da compactação que quebra as cimentações existentes do solo. Com estes dados juntamente com os dados obtidos pelas medidas de sucção em laboratório e em campo, pôde-se assegurar que a construção dos muros de contenção previstos na obra era desnecessária, representando uma grande economia para a mesma.

5.2 – Conclusões relativas à instrumentação de campo

A calibração positiva e negativa dos transdutores pelo método empregado no presente estudo pode ser usada para os tensiômetros, uma vez que estes apresentaram valores de resposta praticamente idênticos.

Os resultados alcançados pela instrumentação foram satisfatórios, pois atenderam perfeitamente as expectativas iniciais de valor inicial de sucção e de variação da sucção ao longo do tempo, onde a redução dos valores medidos de sucção nas camadas ocorreu com o avanço da frente de saturação podendo ou não chegar às camadas mais profundas dependendo da intensidade e duração da chuva.

Com o regime de chuvas pode-se observar uma correlação com a curva característica obtida em laboratório, que apresentou um comportamento bimodal. Os resultados obtidos em campo complementaram a curva de laboratório confirmando este comportamento bimodal, de onde foi possível retirar-se os seguintes valores de 6 kPa e 400 kPa de entrada de ar para os macroporos e microporos respectivamente.

Com relação à variação de sucção e a umidade ao longo do tempo, observou-se que a sucção e a umidade variaram numa faixa maior quanto mais próximo da superfície for o ponto de medição. Para umidade a partir de 1,0 m de profundidade esta variação não foi verificada.

Uma vez saturadas as camadas mais profundas, verificou-se ser necessário períodos de estiagem mais longos para obtenção de valores de sucção consideráveis, e para a mais superficial, com apenas 8 dias, obteve-se valores da ordem de 80 kPa.

A temperatura média na massa do aterro varia em cerca de 2° C ao longo do dia, e esta variação cai para 1° C quando ocorre chuva, para 0,25 m de profundidade. Acima desta profundidade não foram registradas variações nítidas de temperatura.

A colocação da sobrecarga sobre o aterro evitou a evaporação, gerando uma certa estabilização da sucção e da umidade, intensificada ainda pela diminuição da incidência de sol que gerou também a estabilização da temperatura na camada com 25 cm de profundidade.

5.3 – Sugestões para futuras pesquisas

A realização de ensaios com carregamento controlado com e sem medidas de sucção e comparação com os resultados aqui apresentados, bem como a realização dos ensaios aqui apresentados agora com medidas também da pressão de ar, viabilizando a análise por tensões efetivas.

A realização de ensaios com deformação axial controlada com e sem medidas de sucção e medidas da pressão de ar.

A realização de um estudo mais detalhado sobre o comportamento bimodal verificado nas curvas características, bem como a instrumentação de novas áreas com diferentes tipos de solo.

A realização de ensaios em amostras compactadas em laboratório e comparação com resultados aqui apresentados.

BIBLIOGRAFIA

ASHCROFT, 1999. Pressure Transmitter instruction sheet.

ASHCROFT, 2000. Model K1 pressure transducer. www.dresserinstruments.com. Site consultado em agosto de 2005.

BEZERRA, R. L., 1996. Desenvolvimento do piezocone COPPE da terceira geração e sua utilização em argilas moles. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

BISHOP, A. W., 1959. The Principle of Effective Stress. Publish in Teknisk Ukeblad, Vol. 106, Nº 39, pp. 859-863.

BISHOP, A. W., ALPAN, J., BLIGHT, G. E., DONALD, I. B., 1960. Factors Controlling the Strength of Partly Saturated Cohesive Soils. Research Conference Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, pp. 503-532.

BORGES, A. M., 2006. Comunicação Pessoal.

BRACLEY, I. J. A., 1973. Shell Pressure and Free Swell in a Compacted Clay Proceeding 3rd Int. Conference on Expansive Soils, Haifa, Vol.1, pp169-176, Jerusalem: Academic Press.

CHANDLER, R. J., CRILLY, M. S., MONTGOMERY-SMITH, G. 1992. A Low-Cost Method of Assessing Clay Desiccation for Low-Rise-Buildings. Proceeding of the Institute of Civil Engineering, Nº 2, pp. 82-89.

CRONEY, D., COLEMAN, J., BLACK, P. M., 1958. Movement and Distribution of Water in soil in Relation to Highway Design and Performance. Highway Research Board, Special Report, Nº 40, pp. 226-252, Washington.

CRUZ, P. T., 1973. 100 Barragens Brasileiras, Oficina de Textos, São Paulo.

D'APPOLONIA, D. J., WHITMAN, R. V., D'APPOLONIA, E. D., (1969). Sand Compaction with Vibratory Rollers. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, v. 95, n. SM1, January, pp 263-284.

DARWIN, G. H., (1883). On The Horizontal Thrust of Mass of Sand. Proc. Instn Civ. Engrs 71.

DELGADO, A.K.C. & CAMAPUM DE CARVALHO, J., 2004. Análise da influência da variação da energia de compactação na forma das curvas características. 5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Vol 1, pp 229-234, São Carlos/SP.

DIENE, A. A., 2004. Desenvolvimento de tensiômetros para sucção elevada ensaiados em lisímetros de laboratório. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

DINEEN, K., RIDLEY, A. M., 1999. The Soil Moisture Characteristics Curve the Influence of Hysteresis on its Measurement and Interpretation. XII Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Vol. 2, pp. 1013-1018, Foz do Iguaçu, Brasil.

DRESSER. www.dresserinstruments.com. Site consultado em agosto de 2005.

EARTH MANUAL, 1968, United States Department of the Interior Bureau of Reclamation, Washington, D'C. Second Printing.

FEUERHARMEL, C., GEHLING, W. Y. Y., BICA, A. V. D., PEREIRA, A., 2004. Determinação das curvas características de solos coluvionares pelo uso combinado da placa de sucção e método do papel filtro. 5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Vol 1, pp 243-248, São Carlos/SP.

FONSECA, A. P., 2000. Compressibilidade e resistência ao cisalhamento dos solos de uma voçoroca em Ouro Preto. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

FREDLUND, D. G., 1979. Appropriate Concepts and Technology for Unsaturated Soils. Can. Geotech. J., 16, nº1, pgs. 121-139.

FREDLUND, D. G., 1998. Bringing Unsaturated Soil Mechanics into Engineering Practice. 2nd Internacional Conference on Unsaturated Soil, Vol 2, pp 1-36, Beijing, China.

FREDLUND, D. G., & RAHARDJO, H., 1993. Soil Mechanics for Unsaturated Soils. Wiley-Interscience Publications.

FREDLUND, D. G., & XING, A., 1994. Equation for Soil-water Characteristic Curve. Canadian Geotechnical Journal 37: 521-532.

FREDLUND, D. G., MORGENSTERN, N. R., 1977. Stress Variable for Unsaturated Sails. Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 103, Nº GT5, pp. 447-446.

FREDLUND, D. G., VANAPALLI, S. K., XING, A., PUFAHL, D. E., 1995. Predicting the Shear Strength Function for Unsaturated Soils Using the Soil-Water Characteristic Curve. Proceeding of the First International Conference on Unsaturated Soil. Vol. 1, pp. 63-69. Paris, France.

FREITAS, N. C., 2004. Estudos dos movimentos de um colúvio no sudeste brasileiro. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de janeiro, Brasil.

FUTAI, M. M., 2002. Estudo teórico-experimental do comportamnto de solos tropicais não saturados: Aplicação a um caso de voçorocamento. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de janeiro, Brasil.

FUTAI, M. M., ALMEIDA, M. S. S., 2005 . An Experimental Investigation of the Mechanical Behaviour of an Unsaturated Gneiss Residual Soil. In: Contents, Geotechnique, vol.55, nº 3, 201-213.

FUTAI, M. M., ALMEIDA, M. S. S., E LACERDA, W. A., 2004. Resistência ao cisalhamento de solos tropicais não-saturados. 5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Vol 1, pp 043-054, São Carlos/SP.

GERSCOVICH, D. M. S., 1994. Modelagem numérica de fluxo em meios porosos saturados e não saturados com aplicações ao estudo de encostas no Rio de Janeiro. Tese de Doutorado – PUC-Rio.

GERSCOVICH, D. M. S., SAYÃO, A. S. F. J., 2002. Evaluation of the Soil-Water Characteristic Curve Equations for Soils from Brasil. Proceeding of the 3rd International Conference on Unsaturated Soils. Vol. 1, pp. 295-300. Recife, Brasil.

HEAD, K.H., 1982, Manual of Soil Laboratory Testing. London, vol.2, published by Pentech Press Limited London.

HEAD, K.H., 1986, Manual of Soil Laboratory Testing. London, vol.3, published by Pentech Press Limited London.

HEAD, K.H., 1989, Soil Technician's Handbook, London, vol.3, published by Pentech Press Limited London.

LAMBE, T. W., 1958. The Structure of Compacted Caly. Journal Soils Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 84, N° SM2.

LAMBE, T. W., 1961, Residual Pore Pressure in Compacted Caly. 5th Int. Conf. Soil Mechanics and Dundation engineering, Vol. 1, Paris.

LAMBE, T.W., WHITMAN, R., 1987. Mecânica de Suelos, versão autorizada em espanhol da edição em inglês (1969), por John Wiley & Sons Inc., Editorial Limusa, 5^a reimpressão, México.

LINS, A. P. H., 1991. Resistência e poro-pressões desenvolvidas em um solo compactado não saturado em laboratório. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

MAHLER, C. F, PACHECO, A. C. C. DOS S., GONÇALVES, H., 2004. Desenvolvimento de um tensiômetro para medições de sucções elevadas. 5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Vol 1, pp 69-72, São Carlos/SP.

MARINHO, F. A. M., 1994-a, Medição de sucção com o método do papel filtro. X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Vol. 2, pp. 515-522.

MARINHO, F. A. M., 1994-b, Shrinkage Behavior of Some Plastic Soils. Ph.D. Thesis – Imperial College – University of London.

MARINHO, F. A. M., 1997, Medição de sucção em solos. 3º Simpósio Brasileiro de Solos não Saturados, Rio de Janeiro, RJ, Vol. 2, pp. 373-397.

MARINHO, F. A. M., 2005. Os Solos Não Saturados: Aspectos Teóricos, Experimentais e Aplicados. Texto apresentado à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para o Concurso de Livre-Docência.

MARINHO, F. A. M., PEREIRA, J. H. F. 1998, Mini-curso: Solos não saturados. XI Congresso brasileiro de mecânica dos solos e engenharia geotécnica – Brasília – Brasil.

MASSAD, F., 2003. Obras de Terra: Curso Básico de Geotecnia. São Paulo: Oficina de Textos.

MATEUS, M. S. C., 1994. Determinação em laboratório da condutividade hidráulica de solos não saturados. Dissertação de Mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos, USP, 170p.

OLIVEIRA, O. M., 2004. Estudo sobre a resistência ao cisalhamento de um solo residual compactado não saturado. Tese de Doutorado – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, USP, 332p.

OLIVEIRA, O. M., MARINHO, F. A. M., 2004. Aspectos da curva de retenção de água de um solo residual compactado. 5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Vol. 1, pp 279-287, São Carlos/SP.

PACHECO, A. C., 2001. Desenvolvimento de um tensiômetro para medidas de sucção acima de uma ATM. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil

PINTO, C. de S., 2002. Curso Básico de Mecânica de Solos em 16 aulas/2ª Edição. São Paulo: Oficina de Textos.

POROUS STONE – www.soilmoisture.com. Site consultado em agosto de 2005.

RIDLEY A. M. & BURLAND J. B., 1993. A New Instrument for Measuring Soil Moisture Suction. In: Technical note, Geotechnique, vol.43, nº 2, 321-324.

RIDLEY A. M., 1995. Strngth-suction-moisture Content Relationship for Kolin Under Normal Atmospheric Conditions. In: First International Conference on Unsaturated Soils/ Unsat'95, Paris, vol.2, 645-651.

SANDRONI, S. S, 2004. Notas para o curso "GEOTECNIA DAS BARRAGENS". COPPE/UFRJ.

SEED, h. B., CHAN, C. K. 1959. Structure and Strength Characteristic of Compacted Clays. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. Proceedings ASCE, N° SM5, Vol. 85, pp. 87-127.

TERZAGHI, K., 1934. Large Retaining Wall Tests, Engineering News Record 112.

TOLL, D. G., 2000. The Influence of Fabric on Shear Behavior of Unsaturated Compacted Soils. Advances in Unsaturated Geotechnics, GEODENVER, pp. 223-234. Denver, Colorado.

UBALDO, M. O., 2005. Uso de cinzas de carvão na composição de uma cobertura de rejeitos de mineração. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

VANAPALLI , S. K., 1994. Simle Procedures and Their Interpretation in Evaluating the Shear Strength an Unsa tured Soil. PhD Thesis, University of Saskatchewan, Canada.

VANAPALLI, S. K., FREDLUND, D. G., PUFAHL., D. E., 1999. The Influence of Soil Structure and Stress History on the Soil-Water Characteristics a Compacted Till. Geotechnique, Vol. 49, N° 2, pp. 143-159.

VANAPALLI, S. K., FREDLUND, D. G., PUFAHL., D. E., CLIFTON, A. W., 1996. Model for the Prediction of Shear Strength with Respect to Soil Suction. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 33, pp. 379-392.

VAN-GENUCHTEN, M. TH., 1980. A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils. Soil Sci. Soc. Am J., vol.44, p. 277-287.

WHITE, N. F., DUKE, H. R., SUNADA, D. K., COREY, A. T., 1970. Physics of Desaturation in Porous Materials. Journal of the Irrigation and Drainage Division, Proceedings ASCE, Vol. 96, N° IR2, pp. 165-191.

PROCEDIMENTOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS

A – Procedimento adotado nos ensaios triaxiais

Neste anexo estão descritos os procedimentos utilizados durante a execução dos ensaios de cisalhamento dos corpos de prova, bem como os detalhes e nuances que ocorreram durante sua execução. Todos os corpos de prova foram moldados a partir de amostra indeformada.

A.1 – Equipamentos utilizados

As células de fabricação da Ind. e Comércio Ronald Top LTDA, têm sua base em duralumínio e copo acrílico, com topo e base de aço inox, que suportam pressão confiante máxima de 1000 kPa. Para os ensaios sem medida de sucção foram utilizadas células de $\varnothing = 2"$ (Figura A.1a) e para os ensaios com medida de sucção foi realizada uma adaptação (furo) na base de uma célula de $\varnothing = 4"$ para introdução do tensiômetro (Figura A.1b). Esta adaptação já vinha sendo desenvolvida a algum tempo pelo Prof. Cláudio Mahler em conjunto com seus orientados.

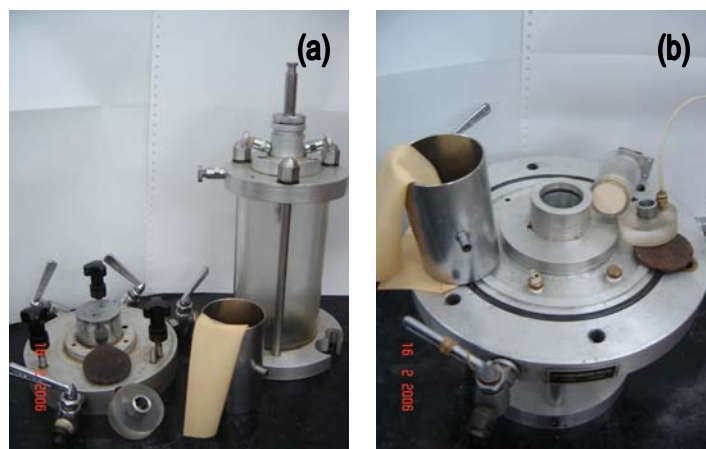


Figura A.1 – Células utilizadas nos ensaios triaxiais

Para aplicação das pressões foi utilizado um dispositivo auto compensador de potes de mercúrio, tipo Bishop, com capacidade de cerca de 700 kPa, fabricado pela Wykeham Farrance Eng. LTDA.

Foram utilizadas duas prensas mecânicas com velocidade de deformação constante, com capacidade de 1 e 10 toneladas. As velocidades de deslocamento eram ajustadas mediante uma seleção de pares de engrenagens, com as respectivas marchas.

Para medição da variação volumétrica dos corpos de prova foram utilizados dois equipamentos distintos: buretas graduadas com torneira de inversão de fluxo com constante igual a $0,16 \text{ cm}^3/\text{divisão}$, fabricadas pela COPPE/UFRJ, e medidores de variação de volume elétricos da marca Wykeham Farrance. Estes medidores possuem transdutores externos do tipo resistivo. A capacidade da câmara interna destes medidores é de 100 cm^3 .

As leituras da força desviadora aplicada ao corpo de prova foram feitas através de dois transdutores de força, de capacidade máxima igual 1500 e 300 Kgf fabricadas pelo Laboratório de Geotecnia da COPPE.

Os transdutores de pressão utilizados foram fabricados pela Ahscroft, com capacidade de 1000 kPa.

O tensiômetro utilizado seguiu rigorosamente os procedimentos para saturação, montagem e calibração descritos no item 4.4.2 e 4.4.3.

Para medição dos deslocamentos, foram utilizados extensômetros elétricos da marca Wykeham Farrance Eng. LTDA, com curso de 50 mm.

Todos os equipamentos e transdutores foram testados e previamente calibrados antes da campanha de ensaios.

Foram usadas membranas de látex que sempre eram testadas quanto a furos antes de cada ensaio. Não houve perda de ensaio por furo de membrana.

O papel filtro utilizado para ajudar na drenagem radial, de topo e base foi WHATMAN nº 54.

As pedras porosas utilizadas eram previamente saturadas, para expulsar o ar dos vazios, sendo mantidas saturadas em água deaerada até o momento de utilização.

As leituras de força, poro-pressão, de variação volumétrica e deslocamento axial foram feitas por um conversor analógico-digital fabricado pela Hewlett Packard, modelo HP3421 A, que envia dados para um PC, onde são armazenados os dados durante o ensaio. Foi utilizado o programa "TRIAXM3.EXE", desenvolvido pelo Laboratório de Geotecnia da COPPE, que permite a leitura dos dados a cada 10 segundos, com possibilidade de alterar este tempo durante a aquisição dos dados.

A.2 – Moldagem dos corpos de prova

Os corpos de prova foram moldados a partir de um paralelepípedo de solo com cerca de 7 x 7 x 15 cm (Figura A.2a) que foram extraídos dos blocos indeformados, coletados como descrito no item 3.2.2, com auxílio de uma faca.

Antes de colocar o paralelepípedo no torno de moldagem nivelou-se o topo e a base deixando com altura de aproximadamente 12 cm. Com o auxílio de uma faca, desbastou-se cuidadosamente o corpo de prova girando-se a base do torno (Figura A.2b). Quando o diâmetro chega a aproximadamente 5 cm, transferiu-se o corpo de prova para o berço com o objetivo de nivelar o topo e a base (Figura A.2c), deixando com altura de aproximadamente 10 cm.

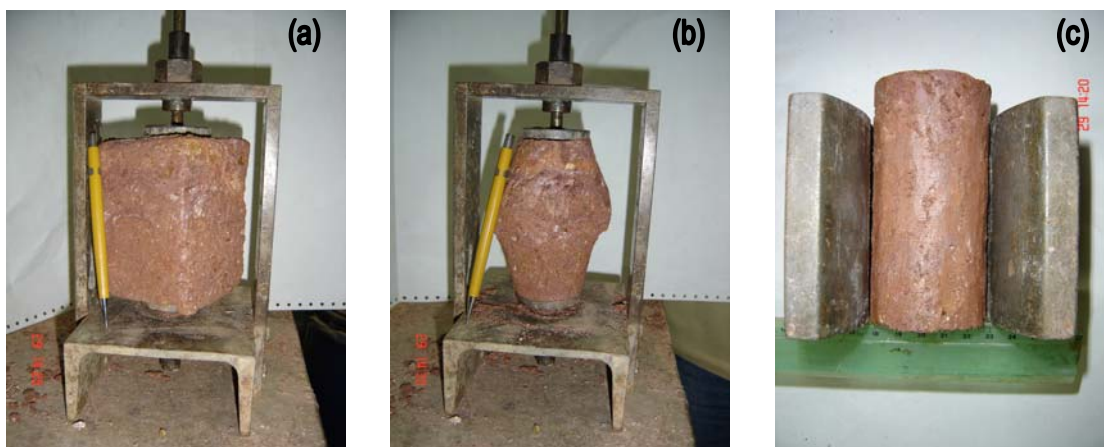


Figura A.2 – Sequência de moldagem dos corpos de prova

Do solo restante da moldagem, foram recolhidas duas cápsulas com material para determinação da umidade do corpo de prova.

Depois de moldado, o corpo de prova foi pesado e medido com auxílio de um paquímetro de precisão 0,01 mm, com pelo menos 5 medidas para diâmetro e 3 para altura. Quando não ensaiado imediatamente, o corpo de prova foi embalado em dois sacos plásticos identificados e armazenado em caixa de isopor posta dentro da câmara úmida. Apenas foram armazenados, por um período maior, os corpos de prova ainda em forma de paralelepípedos e não mais do que três dias.

Todos os corpos de prova foram moldados sem maiores dificuldades, tendo em vista que o material dos blocos havia sido previamente selecionado garantindo assim uma boa homogeneidade.

A.3 – Montagem dos ensaios

A.3.1 – Ensaio sem medida de sucção

Com os sistemas de torneiras da base da célula triaxial já saturados, colocou-se uma pedra porosa e um papel filtro com 5 cm de diâmetro no pedestal da base da célula triaxial, ambos previamente saturados (Figura A.3a). Logo a seguir posicionou-se o corpo de prova sobre o papel filtro, colocou-se outro papel filtro no topo e por fim colocou-se o “top cap” e o papel filtro radial. (Figura A.3b).

Com o auxílio de um encamisador, foi colocada uma membrana de látex ao redor do conjunto. Para impedir a entrada de água pelo topo e pela base, foram colocados elásticos (Figura A.3c).

O copo de acrílico foi colocado com o cuidado de encaixar o pistão no interior do “top cap”. Uma garra metálica foi usada com a finalidade de evitar a saída do pistão do “top cap” quando fosse aplicada a tensão confinante na célula. Após montagem a célula triaxial foi levada para a prensa (Figura A.3d).

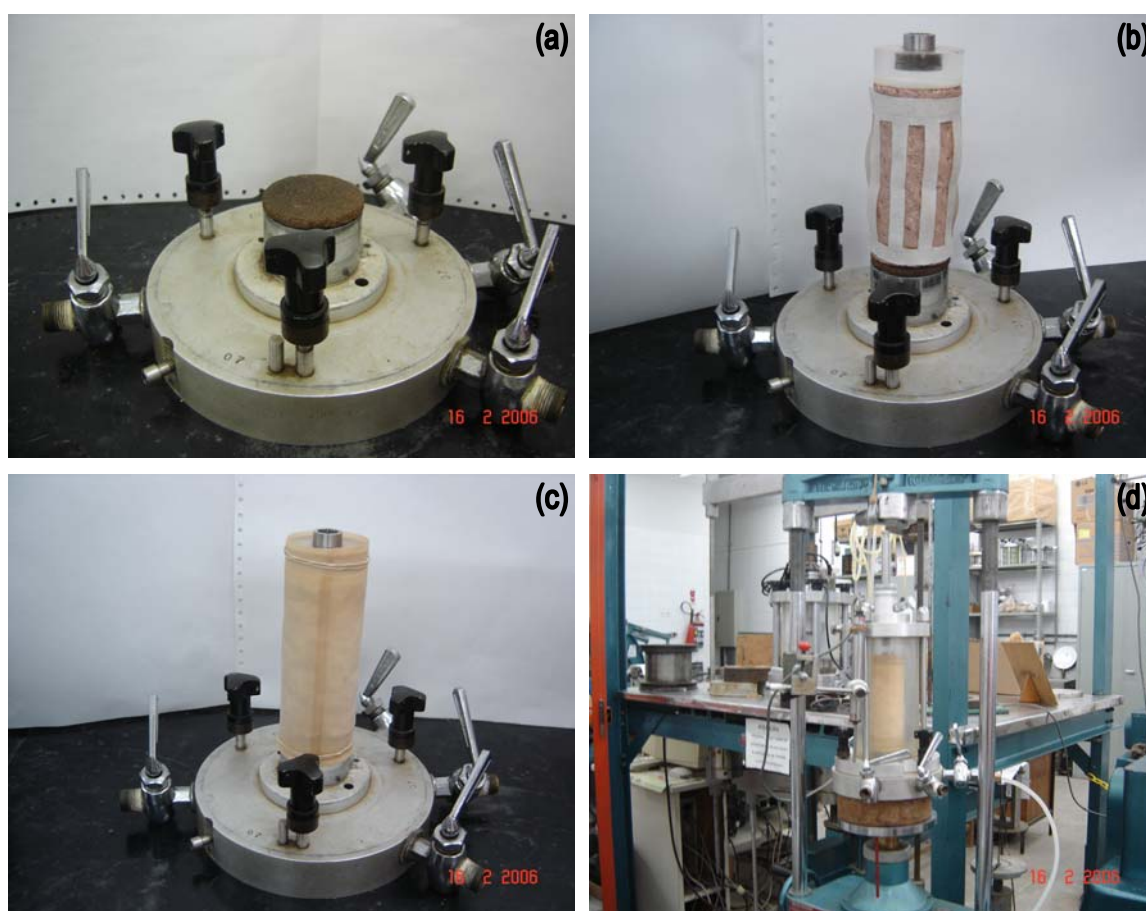


Figura A.3 – Sequência de montagem dos ensaios sem medida de sucção

A.3.2 – Ensaios com medida de sucção

Estes ensaios foram realizados com a célula apresentada na Figura A.1b. Após colocação do tensiômetro na base da célula e com os sistemas de torneiras da base da célula já saturados, passou-se sobre o tensiômetro uma pasta (Figura A.4a), preparada com o solo que passa na peneira de malha 0,42 mm (#40) próximo ao limite de liquidez. A quantidade de pasta a ser utilizada deve ser suficiente para preencher a

pequena reentrância localizada acima da pedra porosa (aprox. 0,2 mm). Logo a seguir, o corpo de prova foi posicionado diretamente sobre a pasta, colocou-se em seu topo um papel filtro, uma pedra porosa e um “top cap”, por onde foi realizada a drenagem do corpo de prova, e por fim o papel filtro radial (Figura A.4b).

Com o auxílio de um encamisador, foi colocada uma membrana de látex ao redor do conjunto, que serviu tanto para evitar a perda de umidade do corpo de prova (durante a fase de equalização da sucção) como para impedir a entrada de água pelo topo e pela base (durante as fases de adensamento e cisalhamento), a drenagem do “top cap” foi conectada a uma das torneiras da base da célula (Figura A.4c).

Os demais procedimentos para montagem da célula estão descritos no item anterior (Figura A.4d).

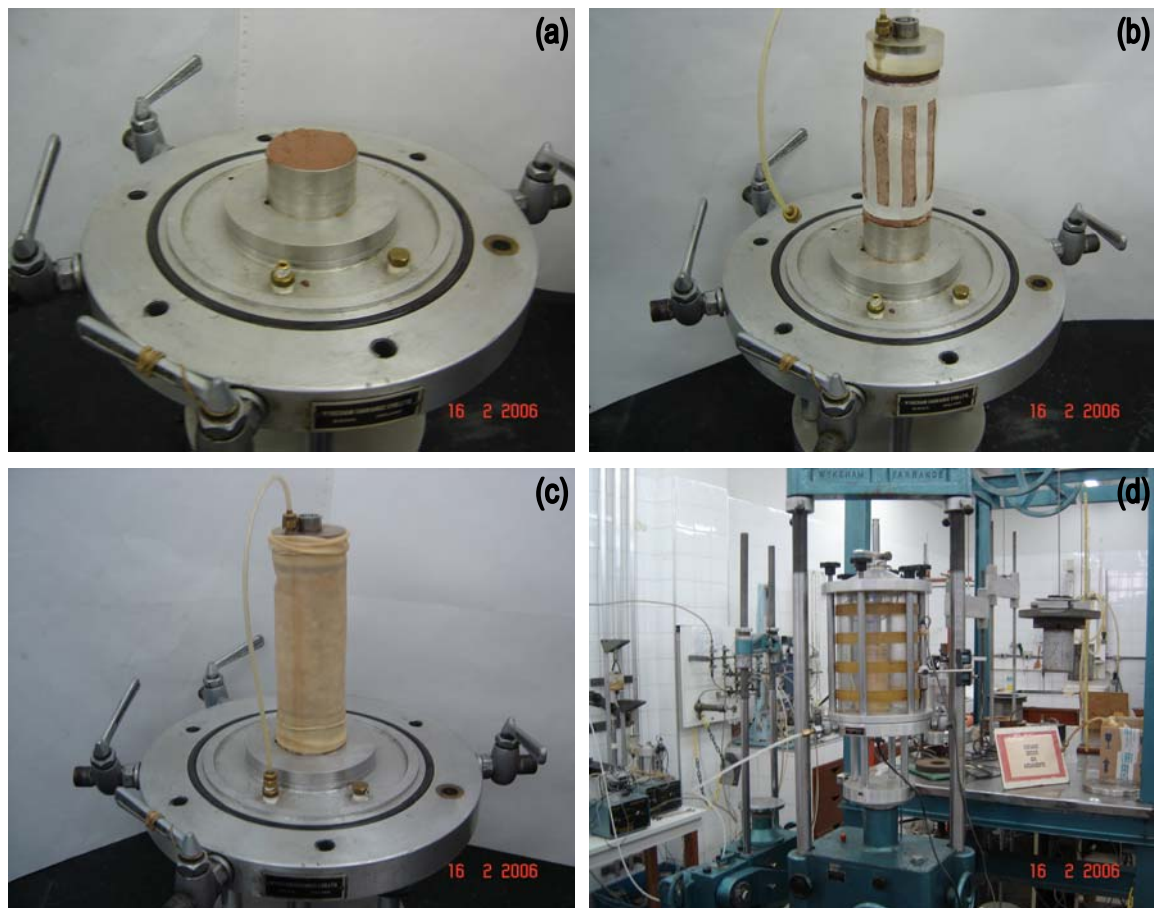


Figura A.4 – Seqüência de montagem dos ensaios com medida de sucção

A.4 – Procedimento dos Ensaios

A.4.1 – Ensaio Tipo CD

A.4.1.1 – Saturação dos corpos de prova

A técnica utilizada foi a de saturação por contrapressão, pois além de saturar o corpo de prova, também dissolve as bolhas de ar que possam existir entre a amostra e a membrana e na linha de aplicação da contrapressão.

Este tipo de saturação consiste na aplicação de pequenos incrementos simultâneos, em estágios, na pressão de água dos poros e na pressão confinante permitindo que não ocorra variação volumétrica do corpo de prova e o estado de tensões efetivas permaneça o mesmo.

Para verificar se o grau de saturação estava satisfatório, calculava-se o parâmetro B de Skempton antes de cada novo estágio. Os corpos de prova foram considerados saturados para valores de B maior ou igual a 0,97.

Para cada estágio de saturação procedeu-se da seguinte forma: inicialmente as torneiras (contrapressão e pressão confinante) da célula triaxial foram fechadas e ajustou-se o “zero” do aparelho de leitura através da colocação da pressão atmosférica no transdutor de pressão do painel triaxial.

Ajustou-se um pote de mercúrio para a pressão confinante desejada e outro para a contrapressão, fez-se a leitura inicial da bureta, aplicaram-se as pressões simultaneamente abrindo-se as torneiras. Deixou-se por um período de tempo suficiente para que as leituras no medidor de variação de volume estivessem estabilizadas, então fez-se a medição do parâmetro B da seguinte forma:

- *Anotou-se a leitura inicial da bureta;
- *Fechou-se a torneira de contrapressão;
- *Ajustou-se o “zero” do transdutor de pressão da base da célula triaxial (u_a);
- *Aumentou-se o valor da pressão confinante (σ_c);
- *Mediu-se o valor lido no transdutor de pressão da base (Δu);
- *Calculou-se o parâmetro B, onde $B = \Delta u / \Delta \sigma_c$.

Se o valor do parâmetro B fosse satisfatório, preparava-se para a fase de adensamento. Caso o corpo de prova não estivesse saturado, aplicava-se outro estágio de pressão, aumentando o valor da pressão confinante e contrapressão. Após a confirmação de um valor de B satisfatório, deixaram-se as células triaxiais com a pressão confinante e contrapressão por pelo menos 20 h, até o início de outra fase.

A.4.1.2 – Adensamento dos corpos de prova

A fase de adensamento iniciou-se com o fechamento da torneira do medidor de volume e o ajuste do pote de mercúrio para a pressão confinante de consolidação desejada, fazendo-se a leitura inicial da bureta.

Aplicou-se a pressão de consolidação na célula e abriu-se a torneira do medidor de volume, acionando-se o cronômetro simultaneamente.

Foram realizadas leituras de variação volumétrica em diversos intervalos de tempo já previamente estabelecidos e simultaneamente traçavam-se os gráficos de variação volumétrica (cm³) versus raiz de tempo (minutos), conforme recomendações de Head (1986), para posterior obtenção do valor de t_{100} que foi utilizado para determinação da velocidade de cisalhamento. O valor de t_{100} foi obtido pela interseção entre os prolongamentos do trecho inicial retilíneo e da horizontal correspondente ao trecho de estabilização das variações volumétricas.

Foi considerado fim do adensamento quando havia estabilização da variação de volume. A fase de adensamento teve duração, na maioria dos ensaios, de 24h.

A.4.1.3 – Cisalhamento dos corpos de prova

Logo após a fase de adensamento, iniciou-se a fase de cisalhamento.

A velocidade de cisalhamento foi calculada segundo a equação empírica descrita por Head (1986):

$$V_{\max} = \frac{\varepsilon_{ar} \times L}{100 \times t_r} \quad (\text{mm/min})$$

Onde:

ε_{ar} = deformação axial estimada na ruptura (%);

L = altura do corpo de prova (mm);

t_r = tempo mínimo de ruptura (min).

Utilizando-se as recomendações de Head (1986), adotou-se os valores de ε_{ar} iguais a 6%. Como os valores de t_r calculados pelas equações $t_r = 1,8 \times t_{100}$ nos ensaios do tipo CIU e $t_r = 14 \times t_{100}$ para os ensaios do tipo CID, com drenagem lateral, ficaram muito abaixo do valor mínimo de 120 min sugerido por Head, foi adotado o valor de $t_r = 120$ min para todos os ensaios.

Nos ensaios tipo CD, CW sem medida de sucção, UUW, CW e CUW com medidas de sucção, a velocidade deve ser tal que permita a total drenagem e/ou dissipação de excesso de poropressões em todo o corpo de prova durante a compressão axial. Na Tabela A.1 estão apresentados os valores de velocidade de cisalhamento adotados para cada tipo de ensaio.

	Ensaio	V_{max} adot (mm/min)
Sem medida de sucção	CD	0,06
	CW	0,13
Com medida de sucção	UUW	0,13
	CW	0,06
	CUW	0,06

Tabela A.1 – Valores das velocidades de cisalhamento

Após o posicionamento da célula triaxial na prensa realizou-se a troca do medidor de variação volumétrica, antes realizada com bureta (saturação e adensamento) e agora realizada com medidor volumétrico. Colocaram-se as engrenagens e ajustou-se a marcha adequada para a velocidade adotada, colocou-se a esfera metálica sobre o pistão, encostando-o na célula de carga fixada previamente na prensa, ajustou-se o transdutor de deslocamento e zerou-se as leituras dos equipamentos no software de aquisição.

Ligou-se a prensa e deu-se partida no software simultaneamente, que inicia a aquisição dos dados. Todos os corpos de prova foram levados até aproximadamente 20 % de deformação axial. Ao término do ensaio, retirou-se o corpo de prova da célula triaxial e colocou-se na estufa para obtenção da umidade final.

A.4.2 – Ensaio Tipo CW

A.4.2.1 – Adensamento dos corpos de prova

Nos ensaios triaxiais do tipo CW não houve fase de saturação, pois os ensaios foram realizados na umidade natural.

A fase de adensamento foi iniciada logo após a montagem do ensaio e enchimento da célula com água destilada e deaerada. Durante esta fase as medidas de variação volumétrica foram realizadas através de um medidor volumétrico elétrico acoplado a tensão confinante aplicada ao corpo de prova. Como os corpos de prova não estão saturados, os mesmos permanecem durante todo o ensaio conectados com o meio externo, ou seja, drenado ao ar. Para isto tomou-se o cuidado de deixar a pedra porosa e a tubulação de conexão com a atmosfera seca.

As células triaxiais e os medidores volumétricos elétricos foram previamente calibrados quanto à variação de volume para as tensões confinantes adotadas nos ensaios, sendo característica da calibração um tempo de espera de pelo menos 4 horas para estabilização. Os resultados das calibrações das células usadas estão na Tabela A.2.

Tensão (kPa)	Célula 07 (cm³)	Célula 08 (cm³)	Célula 5" (cm³)
30	0,829	0,818	1,782
60	1,547	1,514	4,111
120	2,692	2,668	7,074
200	-	-	11,418
300	5,257	5,207	-
400	6,424	6,381	-
500	7,576	7,541	-

Tabela A.2 – Calibração da variação de volume das células triaxiais.

A.4.2.2 – Cisalhamento dos corpos de prova

Logo após a fase de adensamento procedeu-se como descrito no item A.4.1.3. Exceto no que diz respeito à troca de medidor de variação volumétrica, pois já se encontrava acoplado o medidor volumétrico automático desde a fase de adensamento.

Não foram observadas variações nos teores de umidade dos corpos de prova durante o ensaio. Portanto trata-se de ensaios do tipo CW não saturados, drenados ao ar e com umidade constante.

A.4.3 – Ensaio Tipo U UW

A.4.3.1 – Cisalhamento dos corpos de prova

Nos ensaios triaxiais U UW não houve fase de saturação e adensamento. Após montagem foi acoplado o medidor volumétrico e um transdutor de poropressão nas torneiras da base da célula triaxial e encheu-se a célula. Os ensaios foram logo em seguida cisalhados como descrito no item A.4.1.3. Exceto no que diz respeito à troca de medidor de variação volumétrica, pois já se encontrava acoplado o medidor volumétrico elétrico e quanto à drenagem que permaneceu fechada durante todo o ensaio.

A.4.4 – Ensaio Tipo CW com medida de sucção

A.4.4.1 – Estabilização da sucção

Deve-se tomar cuidado nesta fase, pois ela começa exatamente quando o corpo de prova é posicionado sobre a pasta do tensiômetro, durante todo o resto da montagem dos ensaios, descrito no item A.3.1, tomou-se o cuidado de não perturbar o corpo de prova.

Foi utilizado como critério de fim da estabilização, o fato de o tensiômetro permanecer com medidas de sucção constante que ocorriam decorridos em cerca de 120 min. Por motivos de execução todas as amostras foram deixadas por aproximadamente 12 h na fase de estabilização.

A.4.4.2 – Adensamento dos corpos de prova

Após estabilização das medidas de sucção iniciava-se a fase de adensamento onde os procedimentos são os mesmos descritos no item A.4.2.1.

Neste tipo de ensaio a drenagem foi realizada pela parte superior dos corpos de prova, pois na parte inferior encontrava-se o tensiômetro que impossibilitou a drenagem pela base.

A pressão de confinamento faz com que a sucção do corpo de prova diminua, sendo considerado o fim da fase de adensamento o momento em que a mesma se estabiliza neste novo valor, que ocorria em cerca de 4 horas, tempo bastante superior ao necessário (cerca de 2 h) para adensamento convencional dos corpos de prova.

A.4.4.3 – Cisalhamento dos corpos de prova

Logo após a fase de adensamento procedeu-se como descrito no item A.4.1.3. Exceto no que diz respeito à troca de medidor de variação volumétrica, pois já se encontrava acoplado o medidor volumétrico elétrico.

A velocidade de cisalhamento adotada, 0,06 mm/min, foi bem abaixo da calculada que era de 0,13 mm/min, pois em se tratando de um ensaio não convencional optou-se por diminuir a velocidade visando uma melhor equalização das poro pressões medidas.

Pode ser visualizado na Figura A.5, Figura A.6, Figura A.7 e Figura A.8 o acompanhamento da variação da sucção, ao longo do tempo, durante cada ensaio CW com medida direta de sucção realizado.

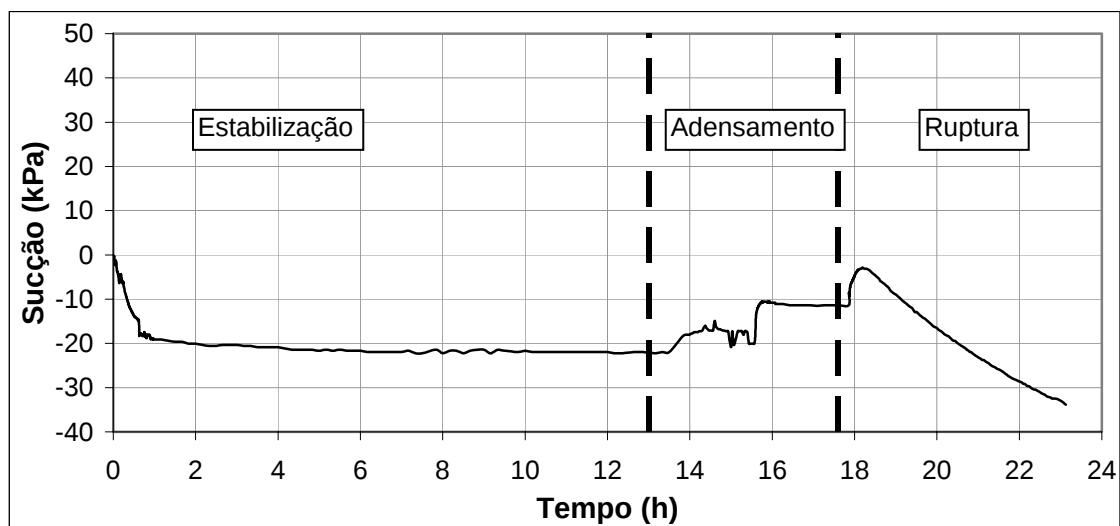


Figura A.5 – Variação da sucção ao longo do tempo para o ensaio CW submetido à tensão confinante de 30 kPa

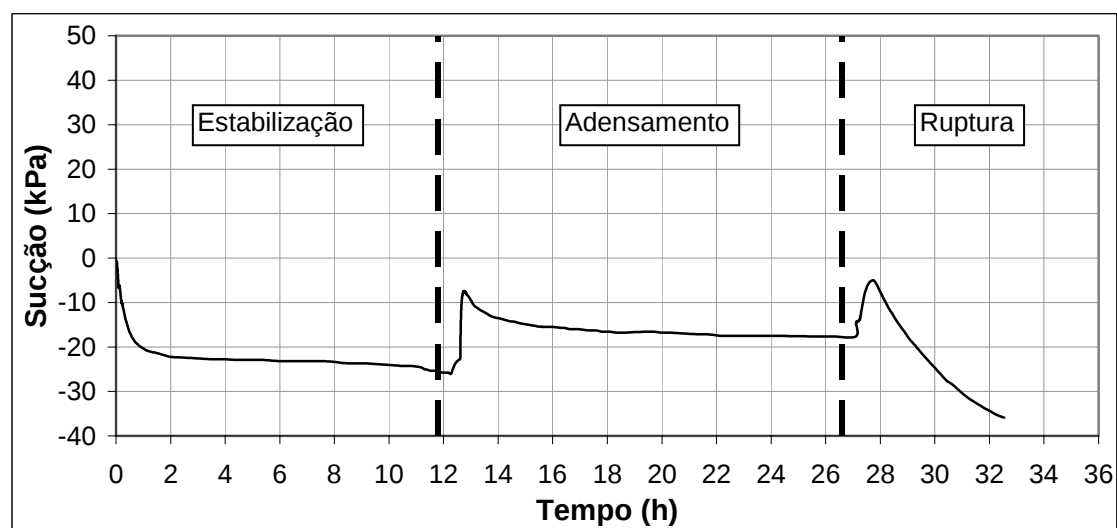


Figura A.6 – Variação da sucção ao longo do tempo para o ensaio CW submetido a tensão confinante de 60 kPa

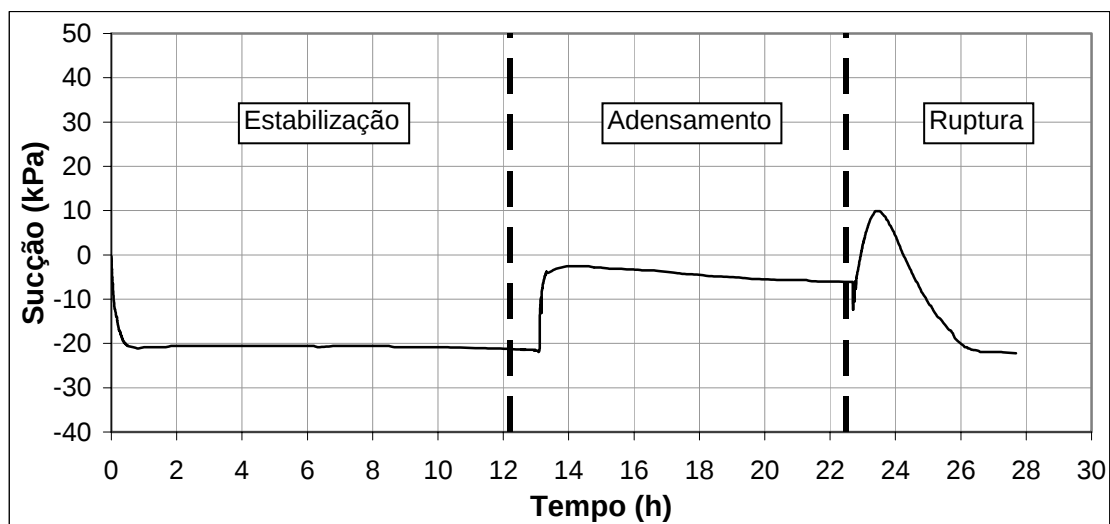


Figura A.7 – Variação da sucção ao longo do tempo para o ensaio CW submetido à tensão confinante de 120 kPa

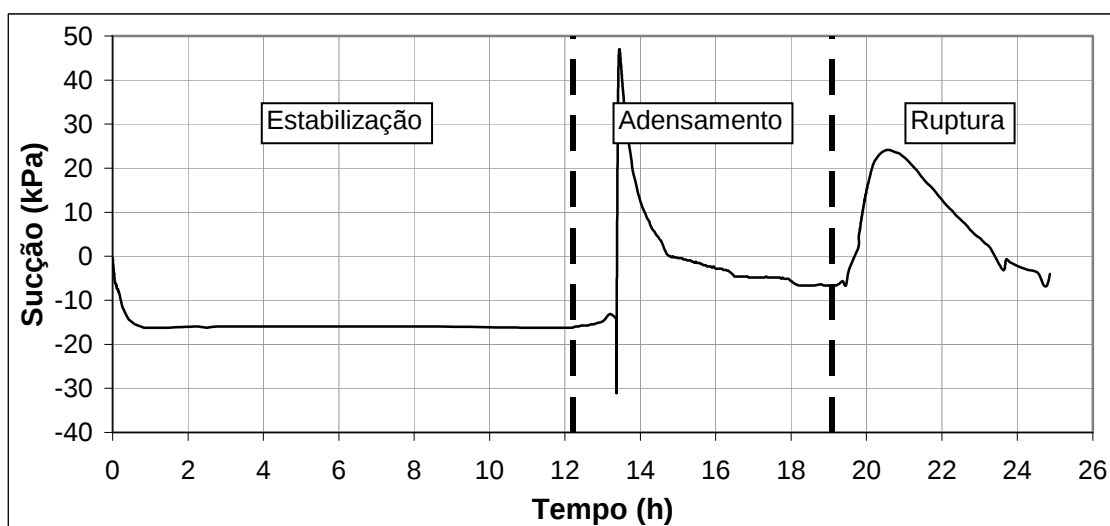


Figura A.8 – Variação da sucção ao longo do tempo para o ensaio CW submetido à tensão confinante de 200 kPa

A.4.5 – Ensaio Tipo CUW com medida de sucção

A.4.5.1 – Estabilização da sucção

Idem A.4.4.1.

A.4.5.2 – Adensamento dos corpos de prova

Idem A.4.4.2.

A.4.5.3 – Cisalhamento dos corpos de prova

Idem A.4.4.3. Exceto no que diz respeito à drenagem que foi fechada no início da fase de cisalhamento.

Pode ser visualizado na Figura A.9, Figura A.10, Figura A.11 e Figura A.12, o acompanhamento da variação da sucção, ao longo do tempo, durante cada ensaio CUW com medida direta de sucção realizado.

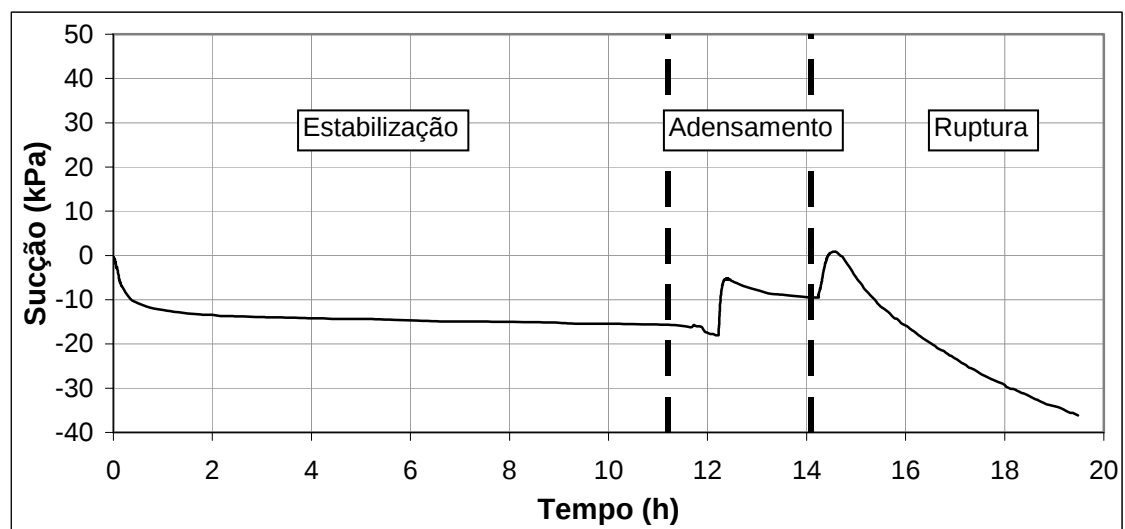


Figura A.9 – Variação da sucção ao longo do tempo para o ensaio CUW submetido à tensão confinante de 30 kPa

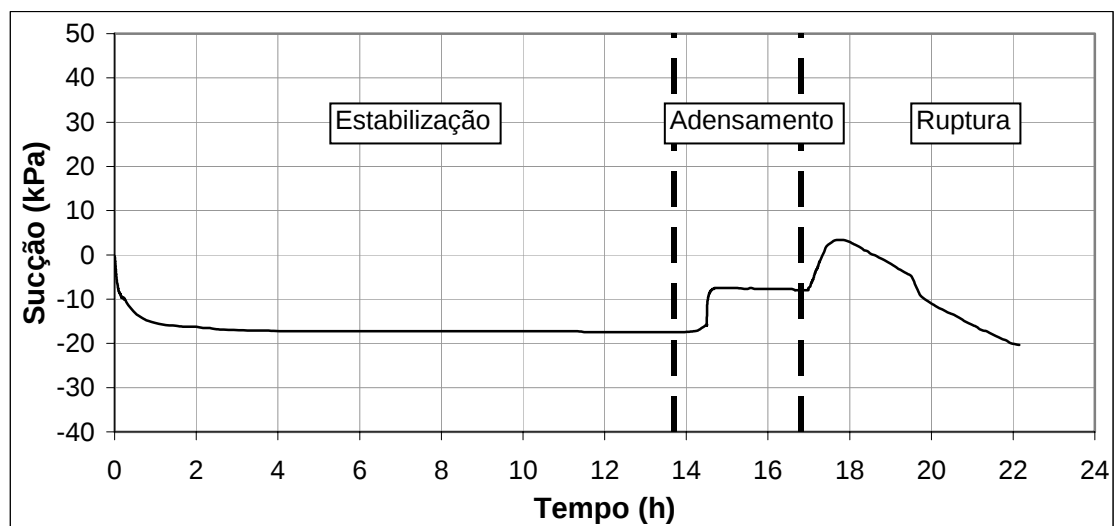


Figura A.10 – Variação da sucção ao longo do tempo para o ensaio CUW submetido à tensão confinante de 60 kPa

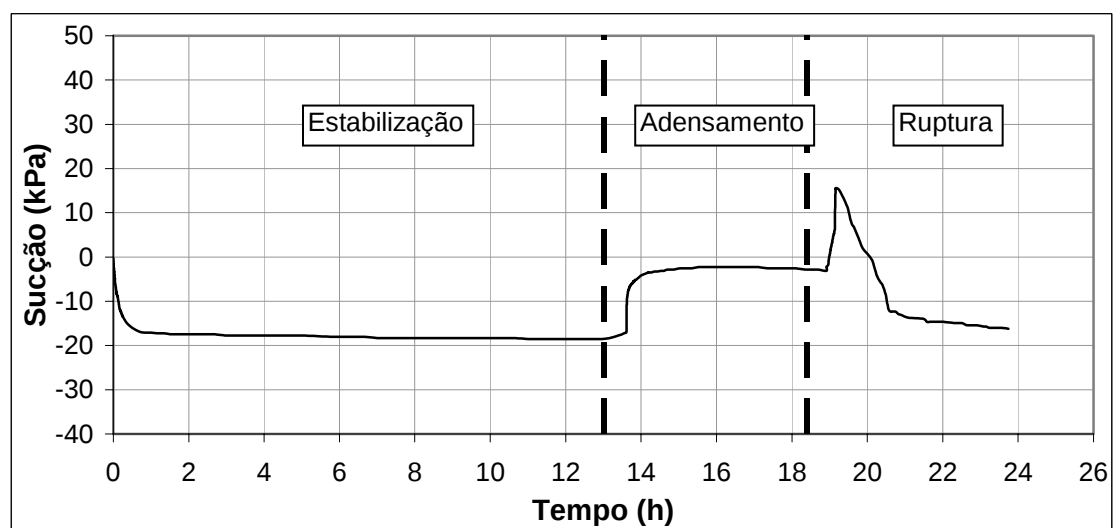


Figura A.11 – Variação da sucção ao longo do tempo para o ensaio CUW submetido à tensão confinante de 120 kPa

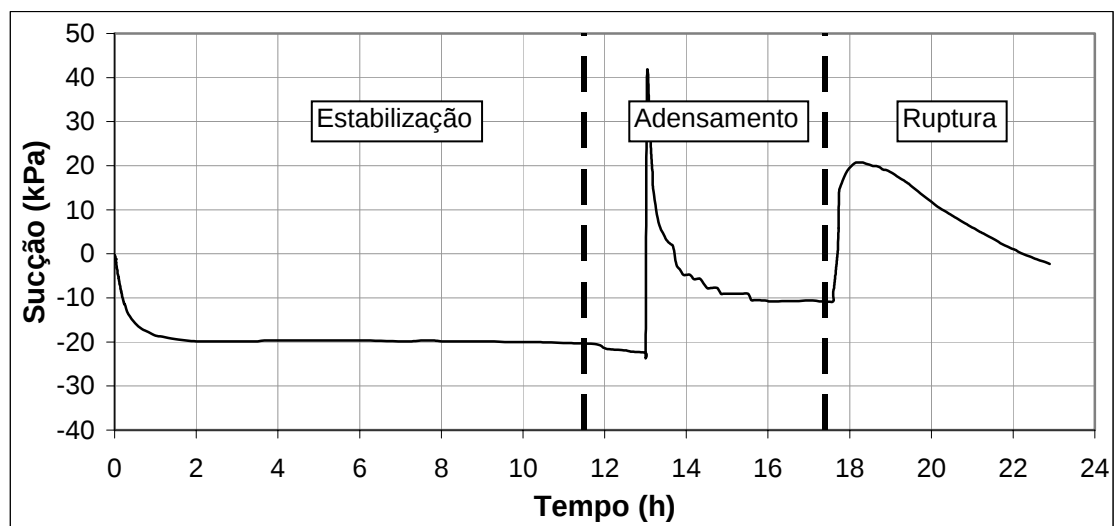


Figura A.12 – Variação da sucção ao longo do tempo para o ensaio CUW submetido à tensão confinante de 200 kPa