



UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO
ESCOLA DE MINAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO
EM ENGENHARIA CIVIL



**IMPLEMENTAÇÃO DE METODOLOGIAS DE
ENSAIOS PARA DETERMINAÇÃO DE
RELAÇÕES CONSTITUTIVAS DE
PROCESSOS DE FLUXO EM SOLOS
COM A UTILIZAÇÃO DA
BOMBA DE FLUXO**

AUTORA: ANA PAULA DINIZ BOTELHO

ORIENTADOR: PROF. DR. WALDYR LOPES DE OLIVEIRA FILHO

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte integrante dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, área de concentração: Geotecnia.

Ouro Preto, junho de 2001.

Livros Grátis

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

B748i Botelho, Ana Paula Diniz.

Implementação de metodologias de ensaios para determinação de relações constitutivas de processos de fluxo em solos com a utilização da bomba de fluxo. / Ana Paula Diniz Botelho. Ouro Preto: UFOP/DECIV, 2001.

xxvii, ---f., il. graf. tabel.

Dissertação / Mestrado. UFOP. DECIV

Orientador: Prof. Dr. Waldyr Lopes de Oliveira Filho.

1. Mecânica dos solos. 2. Bomba de fluxo \x Geotecnia.

CDU: 624.131.6

*Dedico esta dissertação de Mestrado à meus queridos pais,
Azor e Eunice, modelos de integridade, força e caráter,
que com amor, amizade, compreensão, estímulo, confiança, respeito e
sacrifício sempre estiveram presentes na concretização desse sonho.*

“ Não basta ensinar ao homem uma especialidade. Porque se tornará assim uma máquina utilizável, mas não uma personalidade. É necessário que adquira um sentimento, um senso prático daquilo que vale a pena ser empreendido, daquilo que é belo, do que é moralmente correto. A não ser assim, ele se assemelhará, com seus conhecimentos profissionais, mais a um cão ensinado do que a uma criatura harmoniosa e desenvolvida. Deve aprender a compreender as motivações dos homens, seus sonhos e suas angústias, para determinar seu lugar com relação a seu próximo e a comunidade.”

Albert Einstein

*Mache dich, mein Herze, rein,
Ich will Jesum selbst begraden.
Denn er soll nunmehr in mir
Für und für
Seine süße Ruhe haben.
Welt, geh aus, laß Jesum ein!*

J. S. Bach

AGRADECIMENTOS

“Para fazer grandes coisas, não é preciso estar acima dos homens.

É necessário estar com eles.”

Montesquieu

À Deus.

Ao Gil pela compreensão, incentivo, dedicação e todo carinho.

Aos meus familiares, especialmente a tia Tita, tia Cândida, Beth, Otávio, Marcos e Mateus, pelo apoio e força.

Ao professor e orientador Dr. Waldyr Lopes de Oliveira Filho pelo crescimento pessoal e profissional proporcionado durante a execução do trabalho.

Ao professor e amigo Sérgio Tibana pela credibilidade, incentivo, apoio, orientação e carinho constantes nesses anos.

À professora e amiga Terezinha de Jesus Bonuccelli pelo apoio, força e carinho incondicionais no momento decisivo do trabalho.

Ao professor e amigo Luís Fernando Martins Ribeiro pelo apoio, atenção, orientação e estímulo fundamentais na etapa final do trabalho.

Aos professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Mestrado em Geotecnia, Romero César Gomes, Luiz Gonzaga Araújo, Christianne de Lyra Nogueira, Frederico Garcia Sobreira e Saulo Gutemberg pela oportunidade de aprendizado e de crescimento.

Aos amigos e parceiros Silvana e Celso pela paciência, dedicação, apoio e carinho constantes nessa trajetória: “Que tristes os caminhos, se não fora a mágica presença das estrelas.” (Mário Quintana).

Aos colegas de turma, Sérgio, José Christiano, Carlos, Gilberto, Cláudio, Sandra, Renzo, Liliane, Paulo e Ednelson pelo companheirismo, carinho e convivência.

À Luciene pela amizade e incentivo em todos os momentos durante esses anos.

Aos amigos Marco Túlio (Barnabé) e Luiz Heleno pelo incentivo e cooperação.

Aos Professores Gustavo Ferreira Simões e Lúcio Flávio de Souza Villar pela amizade, incentivo e atenção.

Ao professor Walter Dornelas, Róvia, Rosa, Fátima, Aparecida, Geraldo, Sr. Osvaldo e Sr. Raimundo pelo carinho e dedicação.

Ao Engenheiro Aurélio José Lara, exemplo de sabedoria e profissionalismo, pelos conhecimentos e conselhos transmitidos que me fazem descobrir, a cada dia, os fascínios da Engenharia Civil.

Ao professor Dobroslav Znidarcic, da Universidade do Colorado, pela atenção e colaboração na realização do trabalho.

À UFOP, Fundação Gorceix, FEOP e FAPEMIG pelo apoio financeiro.

RESUMO

Nas últimas décadas, o interesse da comunidade geotécnica por problemas relacionados à preservação do meio ambiente vêm tomando vulto, sendo acompanhado pelo aumento do nível de exigências sociais e de aspectos éticos e legais ligados à proteção do meio ambiente melhoria da qualidade de vida. Inseridos neste contexto, estão os problemas relacionados aos processos de fluxo em solos, sendo que o estudo desses problemas estão diretamente ligados a estocagem de resíduos de mineração e de processamentos industriais e ao transporte de contaminantes em solos.

Os principais problemas relacionados aos processos de fluxo em solos estudados são o adensamento, o fluxo em condições saturadas e o fluxo em condições não saturadas. A bomba de fluxo é um equipamento relativamente simples, de fácil operação e bastante eficiente, permitindo um controle rigoroso da velocidade de fluxo imposta na amostra. A versatilidade do equipamento é um aspecto notável enfatizado no trabalho, tornando-o útil em diversas aplicações no laboratório e também no campo.

Portanto, este trabalho tem como objetivo a determinação experimental das relações constitutivas envolvidas em cada um desses processos com a utilização da técnica da bomba de fluxo. São apresentadas a montagem do equipamento, a implementação da técnica e o desenvolvimento das metodologias de ensaio.

Os procedimentos desenvolvidos na pesquisa permitem a obtenção para algumas amostras das propriedades de compressibilidade e de permeabilidade, da permeabilidade saturada e da curva de retenção de água (ciclo de drenagem). São apresentados também alguns resultados comparativos, com base na literatura, entre os ensaios realizados com a bomba de fluxo e com as técnicas convencionais para os três tipos de ensaios desenvolvidos, observando-se, em geral, um bom ajuste entre os dados.

ABSTRACT

In the last decades, the interest of the geotechnical community for environment related problems has been increased in parallel to more demanding social requirement and legal and ethical issues for environment protection and life quality improvement. In this framework, the flow process problems are inserted in, especially those related to storage of mine industrial wastes, and also contaminant transport in soils.

The main flow processes in soils being investigated are consolidation, saturated and unsaturated flows. The flow pump is a relatively simple equipment, of easy operation and efficiency, allowing a rigorous flow rate control within the specimen. Its multipurpose application is a remarkable aspect emphasized in this work, being known several uses either in laboratory or in the field.

Therefore, this research focus on the experimental determination of constitutive relations of each of those processes by using the flow pump technique. In this sense, equipment assemblage, flow pump technique and tests methodology implementation are presented.

The procedures developed in this research has allowed the determination of compressibility and permeability properties of some soils, their saturated hydraulic conductivities, and also their water retention curves (drainage cycle). Finally a comparison is made of the flow pump technique results against conventional tests based on published data, showing a good agreement.

ÍNDICE

	página
Lista de tabelas	xiii
Lista de figuras	xv
Lista de símbolos	xxii
CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO	
1.1 Contexto geral	1
1.2 Objetivos do trabalho.....	5
1.3 Escopo do trabalho	6
CAPÍTULO 2 - PROCESSOS DE FLUXO EM SOLOS	
2.1 Formulação geral da equação de fluxo	8
2.2 Modelagem do problema de adensamento.....	11
2.2.1 Teoria do adensamento a grandes deformações	11
2.2.1.1 Sistemas de coordenadas.....	14
2.2.1.2 Equação diferencial do adensamento a grandes deformações	19
2.2.3 Modelos constitutivos unidimensionais.....	29
2.2.3.1 Modelos de compressibilidade	30
2.2.3.2 Modelos de permeabilidade	35
2.3 Modelagem do problema de fluxo em condições saturadas	37
2.3.1 Permeabilidade saturada	38
2.3.2 Lei de Darcy	39
2.3.3 Efeito da temperatura.....	41
2.3.4 Relações empíricas	42
2.3.5 Fatores que afetam a permeabilidade	43
2.3.6 Valores típicos de permeabilidade.....	45

2.4 Modelagem do problema de fluxo em condições não saturadas.....	45
2.4.1 Fluxo em solos não saturados.....	48
2.4.1.1 Meio poroso.....	50
2.4.1.2 Lei de Darcy	50
2.4.1.3 Teor de umidade volumétrica.....	50
2.4.1.4 Sucção mátrica.....	51
2.4.1.5 Mecanismo físico de retenção de água no solo	51
2.4.2 Relação sucção x saturação.....	54
2.4.2.1 Curva de retenção de água	55
2.4.2.2 Fatores que afetam a forma da curva de retenção de água.....	59
2.4.3 Relação permeabilidade relativa x sucção	61
2.4.4 Funções da curva de retenção de água.....	63
2.4.5 Funções da permeabilidade relativa	66
2.5 Comentários finais.....	69

CAPÍTULO 3 - ENSAIOS DE LABORATÓRIO

3.1 Ensaio de adensamento a grandes deformações.....	70
3.1.1 Ensaio de adensamento edométrico.....	71
3.1.2 Ensaio em coluna de sedimentação de acrílico	73
3.1.3 Ensaio de adensamento com fluxo restrito	76
3.1.4 Ensaio de adensamento com taxa de deslocamento constante (CRD)	78
3.1.5 Ensaio HCT.....	82
3.1.6 Ensaio HCT com bomba de fluxo	88
3.2 Ensaio de permeabilidade saturada	90
3.2.1 Considerações gerais	92
3.2.2 Tipos de permeômetros para ensaio de permeabilidade saturada.....	93
3.2.3 Ensaio de carga constante	93
3.2.4 Ensaio de carga variável	95
3.2.5 Ensaio de permeabilidade saturada com bomba de fluxo.....	98
3.3 Ensaio de determinação da curva de retenção de água	103
3.3.1 Considerações gerais	103

3.3.2 Ensaio com funil de Buckner	104
3.3.3 Ensaio com placa de pressão	105
3.3.4 Ensaio com papel filtro	109
3.3.5 Ensaio com tensiômetro	111
3.3.6 Ensaio com psicrômetro	112
3.3.7 Ensaio com bomba de fluxo	114
3.4 Comentários gerais	117

CAPÍTULO 4 - EQUIPAMENTOS E METODOLOGIAS

4.1 Equipamentos utilizados nos ensaios	118
4.1.1 Painel de controle de pressão	118
4.1.2 Bomba de fluxo	122
4.1.3 Célula triaxial	125
4.1.4 Transdutor diferencial de pressão	133
4.1.5 Moldes bipartidos	137
4.1.6 Sistema de aplicação de pressão	138
4.1.7 Sistema de aplicação de carga	139
4.1.8 Sistema de aquisição de dados	140
4.1.9 Outros equipamentos	141
4.2 Metodologias desenvolvidas para os ensaios	142
4.2.1 Cuidados gerais	142
4.2.1.1 Preparação do equipamento	142
4.2.1.2 Preparação do corpo de prova	144
4.2.1.3 Saturação do corpo de prova	145
4.2.1.4 Montagem da célula triaxial	148
4.2.2 Metodologias do ensaio HCT com bomba de fluxo	148
4.2.2.1 Preparação do corpo de prova	148
4.2.2.2 Determinação do índice de vazios para tensão efetiva nula	151
4.2.2.3 Ensaio de adensamento induzido por percolação	151
4.2.2.4 Ensaio de carregamento em etapas	153
4.2.2.5 Ensaio de permeabilidade	154

4.2.2.6 Retirada do corpo de prova	155
4.2.3 Metodologias do ensaio de permeabilidade saturada	156
4.2.3.1 Preparação do corpo de prova	156
4.2.3.2 Ensaio de permeabilidade saturada.....	158
4.2.3.3 Retirada do corpo de prova	159
4.2.4 Metodologias do ensaio de determinação da curva de retenção de água.....	159
4.2.4.1 Preparação do corpo de prova	160
4.2.4.2 Ensaio de determinação da curva de retenção de água	162
4.2.4.3 Retirada do corpo de prova	165
4.3 Comentários finais.....	165
 CAPÍTULO 5 - APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	
5.1 Ensaio HCT com bomba de fluxo	167
5.1.1 Descrição das amostras ensaiadas	167
5.1.2 Ensaio de caracterização.....	171
5.1.3 Características dos corpos de prova.....	173
5.1.4 Apresentação dos resultados	175
5.1.5 Análise dos resultados	179
5.2 Ensaio de permeabilidade saturada	192
5.2.1 Descrição das amostras ensaiadas	192
5.2.2 Ensaio de caracterização.....	194
5.2.3 Características dos corpos de prova.....	196
5.2.4 Apresentação dos resultados	197
5.2.5 Análise dos resultados	200
5.3 Ensaio de determinação da curva de retenção de água.....	202
5.3.1 Descrição das amostras ensaiadas	202
5.3.2 Ensaio de caracterização.....	202
5.3.3 Características dos corpos de prova.....	203
5.3.4 Apresentação dos resultados	203
5.3.5 Análise dos resultados	204

5.4 Comentários finais.....	212
CAPÍTULO 6 - DESEMPENHO DO EQUIPAMENTO	
6.1 Comparação dos resultados dos ensaios de adensamento	213
6.2 Comparação dos resultados dos ensaios de permeabilidade saturada	219
6.3 Comparação dos resultados dos ensaios de determinação da curva de retenção de água	225
6.4 Questões adicionais sobre o uso da bomba de fluxo para determinação da curva de retenção de água.....	227
6.4.1 Ciclos de histerese	228
6.4.2 Velocidade de fluxo.....	230
6.5 Comentários finais.....	235
CAPÍTULO 7 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES	
7.1 Considerações finais	236
7.1.1 Ensaio HCT com bomba de fluxo	236
7.1.2 Ensaio de permeabilidade saturada.....	237
7.1.3 Ensaio de determinação da curva de retenção de água.....	237
7.2 Conclusões	237
7.2.1 Com relação ao equipamento	237
7.2.2 Com relação ao ensaio HCT com bomba de fluxo.....	238
7.2.3 Com relação ao ensaio de permeabilidade saturada	239
7.2.4 Com relação ao ensaio de determinação da curva de retenção de água	240
7.3 Sugestões.....	241
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	243
APÊNDICE	
A- FIGURAS	255

LISTA DE TABELAS

Capítulo 2

- Tabela 2.1 - Classificação do solo de acordo com a permeabilidade (Terzaghi)45
- Tabela 2.2 - Grupo de valores de permeabilidade (k) e permeabilidade intrínseca (K) .46

Capítulo 3

- Tabela 3.1 - Equações usadas na análise do ensaio CRD (Lee et al., 1984) 82

Capítulo 5

- Tabela 5.1 - Fluorescência de raios-X para o caulim BEMIL 168
- Tabela 5.2 - Resumo das características das amostras de caulim (BEMIL) e de lama (ALCAN) ensaiadas 171
- Tabela 5.3 - Resumo das características das amostras de lama (SAMARCO) ensaiadas...
..... 172
- Tabela 5.4 - Resumo das características dos corpos de prova do caulim da BEMIL ... 174
- Tabela 5.5 - Resumo das características dos corpos de prova da lama da ALCAN 174
- Tabela 5.6 - Resumo das características dos corpos de prova da lama da SAMARCO
..... 175
- Tabela 5.7 - Principais dados utilizados na análise para o caulim da BEMIL 183
- Tabela 5.8 - Principais dados utilizados na análise para a lama da ALCAN 184
- Tabela 5.9 - Principais dados utilizados na análise para a lama da SAMARCO..... 185
- Tabela 5.10 - Variação do gradiente hidráulico para as amostras no ensaio de permeabilidade 185
- Tabela 5.11 - Parâmetros obtidos como saída da análise para o caulim BEMIL 186
- Tabela 5.12 - Parâmetros obtidos como saída da análise para a lama da ALCAN..... 186
- Tabela 5.13 - Parâmetros obtidos como saída da análise para a lama da SAMARCO. 187
- Tabela 5.14 - Resumo das características das amostras de rejeito de níquel..... 194

Tabela 5.15 - Resumo das características das amostras de caulim (BEMIL) e de rejeito granular (SAMARCO)	195
Tabela 5.16 - Resumo das características dos corpos de prova	197
Tabela 5.17 - Resumo dos resultados de ensaio de permeabilidade saturada	201
Tabela 5.18 - Resumo das características da amostra	202
Tabela 5.19 - Resumo das características dos corpos de prova	203
Tabela 5.20 - Resumo dos parâmetros obtidos na análise para os ensaios 1 e 2	209

LISTA DE FIGURAS

Capítulo 2

Figura 2.1 - Cubo elementar sujeito a um fluxo nas direções x, y e z	9
Figura 2.2 – Sistema de coordenadas eulerianas: configuração no tempo t	15
Figura 2.3 – Sistema de coordenadas lagrangeanas: (a) configuração no tempo t= 0 e (b) configuração no tempo t	16
Figura 2.4 – Relações entre os sistemas de coordenadas: (a) configuração inicial (t= 0) e (b) configuração no tempo (t> 0)	18
Figura 2.5 - Equilíbrio de um elemento de solo.....	20
Figura 2.6 – Continuidade de um elemento de solo.....	21
Figura 2.7 - Esboço das curvas características $k= k(\psi)$ e $\theta= \theta(\psi)$	48
Figura 2.8 - Distribuição de poropressão típica em um horizonte de solo	49
Figura 2.9 - Influência relativa das parcelas de sucção em uma curva de retenção de água (Mac Queen e Miller, 1974 <i>apud</i> de Campos <i>et al.</i> , 1992)	52
Figura 2.10 - Modelo capilar	53
Figura 2.11 - Modelo da seção transversal do poro do solo com variação da saturação (Corey, 1986 <i>apud</i> Manna, 1991)	55
Figura 2.12 - Curva de retenção de água típica de um solo siltoso (Fredlund e Xing, 1994).....	56
Figura 2.13 - Curvas de retenção de água (de Campos <i>et al.</i> , 1992).....	57
Figura 2.14 - Trechos característicos de uma curva de retenção de água	58
Figura 2.15 - Curvas de retenção de água para diferentes tipos de solo no ciclo de drenagem (Fredlund e Xing, 1994)	60
Figura 2.16 - Curvas de permeabilidade calculadas através da curva de retenção de água para os ciclos de drenagem e de umidecimento (Rahardjo e Leong, 1997)	62
Figura 2.17 - Forma típica da curva de retenção de água no modelo de van Genuchten (1980)	64

Figura 2.18 - Forma típica da curva de retenção de água no modelo exponencial.....	65
--	----

Capítulo 3

Figura 3.1 - Ensaio de adensamento edométrico adaptado para medida de permeabilidade.....	71
Figura 3.2 - Ensaio em coluna de sedimentação.....	73
Figura 3.3 - Célula do ensaio de adensamento com fluxo restrito.....	77
Figura 3.4 - Esquema do ensaio de fluxo restrito	77
Figura 3.5 - Ensaio CRD	78
Figura 3.6 - Esquema do ensaio de adensamento hidráulico.....	83
Figura 3.7 - Princípio do ensaio de adensamento hidráulico.....	84
Figura 3.8 - Consolidômetro L.....	86
Figura 3.9 - Consolidômetro H	87
Figura 3.10 - Esquema do ensaio de adensamento induzido por percolação	88
Figura 3.11 – (a) Ensaio de carga constante e (b) Ensaio de carga variável	94
Figura 3.12 - Ensaio de permeabilidade no equipamento triaxial.....	96
Figura 3.13 - Esquema do permeâmetro de paredes flexíveis	97
Figura 3.14 - Esquema do ensaio de permeabilidade com a bomba de fluxo	99
Figura 3.15 - Equipamento do ensaio com a bomba de fluxo	101
Figura 3.16 - Funil de Buckner	104
Figura 3.17 - Ensaio com placa de pressão.....	105
Figura 3.18 - Ensaio com papel filtro.....	110
Figura 3.19 - Tensiômetro de Ridley e Burland (1993)	111
Figura 3.20 - Psicrômetro com termistor.....	113
Figura 3.21 - Psicrômetro com termopar.....	114
Figura 3.22 - Esquema do equipamento para medida de sucção	116
Figura 3.23 - Princípio de operação do GDS.....	117

Capítulo 4

Figura 4.1 - Vista geral do equipamento	119
Figura 4.2 - Regulador de pressão.....	119
Figura 4.3 - Reservatório de acrílico	120

Figura 4.4 - Manômetro digital	121
Figura 4.5 - Painel de controle de pressão	121
Figura 4.6 - Bomba de fluxo	122
Figura 4.7 - Vista lateral da bomba de fluxo (desenho esquemático)	123
Figura 4.8 - Vista superior da bomba de fluxo (desenho esquemático)	123
Figura 4.9 - Painel digital da bomba de fluxo (desenho esquemático)	124
Figura 4.10 - Seringas de aço inoxidável	125
Figura 4.11 - Dispositivo de distribuição contínua de fluxo	126
Figura 4.12 - Dispositivo de distribuição contínua de fluxo	126
Figura 4.13 - Célula triaxial	127
Figura 4.14 - Pedestal e cabeçote	128
Figura 4.15 – Ligações da célula triaxial	129
Figura 4.16 – Ligações da célula triaxial	129
Figura 4.17 - Tubo de acrílico e base modificada	130
Figura 4.18 - Tubo de acrílico, base modificada e pistão de acrílico	130
Figura 4.19 - Vista superior da base modificada e pistão de acrílico	131
Figura 4.20 - Vista inferior da base modificada e pistão de acrílico	131
Figura 4.21 - Membrana de látex e anéis de vedação	132
Figura 4.22 - Pedras porosas e pedra cerâmica	133
Figura 4.23 - Diafragmas e transdutor diferencial de pressão	134
Figura 4.24 - Transdutor diferencial de pressão (desenho esquemático)	135
Figura 4.25 – Ligação do transdutor diferencial de pressão no bloco terminal	135
Figura 4.26 - Tubo-U (desenho esquemático)	137
Figura 4.27 - Moldes bipartidos	138
Figura 4.28 - Sistema de potes de mercúrio (desenho esquemático)	139
Figura 4.29 - Equipamento triaxial	140
Figura 4.30 – Bloco terminal e cabo de borracha	141
Figura 4.31 - Ligação do sistema de aquisição de dados (desenho esquemático)	141
Figura 4.32 - Vista geral do equipamento	142
Figura 4.33 – Desenho esquemático da montagem do ensaio de adensamento induzido por percolação	149
Figura 4.34 – Desenho esquemático da montagem do ensaio de permeabilidade saturada	

.....	157
Figura 4.35 – Desenho esquemático da montagem do ensaio de determinação da curva de retenção de água	161

Capítulo 5

Figura 5.1 - Curvas granulométricas das amostras de caulim (BEMIL) e de lama (ALCAN) utilizadas no ensaio de adensamento induzido por percolação.....	172
Figura 5.2 - Curvas granulométricas das amostras de lama (SAMARCO) utilizadas no ensaio de adensamento induzido por percolação	173
Figura 5.3 - Gráficos de poropressão gerada x tempo do ensaio de adensamento induzido por percolação para o caulim da BEMIL	176
Figura 5.4 - Gráfico de poropressão gerada x tempo do ensaio de permeabilidade saturada para o caulim da BEMIL	176
Figura 5.5 - Gráfico de poropressão gerada x tempo do ensaio de adensamento induzido por percolação para a lama da ALCAN	177
Figura 5.6 - Gráfico de poropressão gerada x tempo do ensaio de permeabilidade saturada para a lama da ALCAN	177
Figura 5.7 - Gráfico de poropressão gerada x tempo do ensaio de adensamento induzido por percolação para a lama da SAMARCO (Bica-velha).....	178
Figura 5.8 - Gráfico de poropressão gerada x tempo do ensaio de permeabilidade saturada para a lama da SAMARCO (Bica-velha)	178
Figura 5.9 - Curvas de Compressibilidade obtidas no ensaio de adensamento induzido por percolação para o caulim BEMIL	187
Figura 5.10 - Curvas de Permeabilidade obtidas no ensaio de adensamento induzido por percolação para o caulim BEMIL	188
Figura 5.11 - Curvas de Compressibilidade obtidas no ensaio de adensamento induzido por percolação para a lama da ALCAN (Ensaio 1 e Ensaio 2).....	189
Figura 5.12 - Curvas de Permeabilidade obtidas no ensaio de adensamento induzido por percolação. para a lama da ALCAN (Ensaio 1 e Ensaio 2).....	189
Figura 5.13 - Curvas de Compressibilidade obtidas no ensaio de adensamento induzido por percolação para a lama da SAMARCO (Bica-velha, Bica-nova e Furo).....	190

Figura 5.14 - Curvas de Permeabilidade obtidas no ensaio de adensamento induzido por percolação para a lama da SAMARCO (Bica-velha, Bica-nova e Furo).....	190
Figura 5.15 - Curvas de Compressibilidade para o caulim BEMIL, a lama da ALCAN (Ensaio 2), da lama da SAMARCO (Bica-velha) e da SAMARCO (Furo).....	191
Figura 5.16 - Curvas de Permeabilidade para o caulim BEMIL, a lama da ALCAN (Ensaio 2), da lama da SAMARCO (Bica-velha) e da SAMARCO (Furo).....	192
Figura 5.17 - Curvas granulométricas dos rejeitos de níquel da CNT	195
Figura 5.18 - Curvas granulométricas do caulim da BEMIL e do rejeito granular da SAMARCO.....	196
Figura 5.19 - Gráfico de poropressão gerada x tempo do ensaio de permeabilidade saturada para o rejeito de níquel da CNT (canyon).....	198
Figura 5.20 - Gráfico de poropressão gerada x tempo do ensaio de permeabilidade saturada para o rejeito de níquel da CNT (Dique)	198
Figura 5.21 - Gráfico de poropressão gerada x tempo do ensaio de permeabilidade saturada para o caulim da BEMIL	199
Figura 5.22 - Gráfico de poropressão gerada x tempo do ensaio de permeabilidade saturada para o rejeito granular da SAMARCO	199
Figura 5.23 - Curva granulométrica do rejeito granular da SAMARCO	203
Figura 5.24 - Gráfico de poropressão gerada x tempo do ensaio de determinação da curva de retenção de água para o rejeito granular da SAMARCO	204
Figura 5.25 - Gráfico de sucção x saturação do ensaio de determinação da curva de retenção de água para o rejeito granular da SAMARCO	205
Figura 5.26 - Curva ajustada x dados experimentais para o ensaio 1	207
Figura 5.27 - Curva ajustada x dados experimentais para o ensaio 2	208
Figura 5.28 - Curva de permeabilidade relativa para o ensaio 1	210
Figura 5.29 - Curva de permeabilidade relativa para o ensaio 2	210
Figura 5.30 - Curvas de sucção x saturação para o rejeito granular da SAMARCO (Relatório CEGEO-R017)	211
Figura 5.31 - Curvas de permeabilidade relativa x poropressão para o rejeito granular da SAMARCO (Relatório CEGEO-R017)	211

Capítulo 6

Figura 6.1 - Curva de compressibilidade (bomba de fluxo x fluxo restrito)	214
Figura 6.2 - Curva de permeabilidade (bomba de fluxo x fluxo restrito).....	214
Figura 6.3 - Curva de compressibilidade (bomba de fluxo x coluna de sedimentação x oedométrico)	215
Figura 6.4 - Curva de permeabilidade (bomba de fluxo x oedométrico)	216
Figura 6.5 - Curva de compressibilidade (oedométrico x adensamento hidráulico).....	217
Figura 6.6 - Curva de permeabilidade (oedométrico x adensamento hidráulico).....	217
Figura 6.7 - Curva de compressibilidade (bomba de fluxo x CRD)	218
Figura 6.8 - Curva de permeabilidade (bomba de fluxo x CRD).....	219
Figura 6.9 - Relação índice de vazios x permeabilidade (caulim: bomba de fluxo x carga constante).....	220
Figura 6.10 - Relação índice de vazios x permeabilidade (caulim: bomba de fluxo x carga constante).....	221
Figura 6.11 - Relação índice de vazios x permeabilidade (silte: bomba de fluxo x carga constante).....	222
Figura 6.12 - Relação índice de vazios x permeabilidade (bomba de fluxo x carga variável)	223
Figura 6.13 – Relação índice de vazios x permeabilidade (oedométrico com medida de permeabilidade através da bomba de fluxo	224
Figura 6.14 - Curva de retenção de água (bomba de fluxo x funil de Buckner).....	225
Figura 6.15 - Curva de retenção de água (bomba de fluxo x raios gama).....	227
Figura 6.16 - Curva de retenção de água (placa de pressão x papel filtro x psicrômetro x bloco poroso x sensor de dissipação de calor)	228
Figuras 6.17 - Exemplo da curva de poropressão gerada x tempo com ciclos de histerese para areia fina.....	229
Figura 6.18 - Exemplo correspondente da curva de sucção x saturação com ciclos de histerese para areia fina	229
Figura 6.19 - Curvas de sucção x tempo escalar obtidas para diferentes vazões de fluxo para areia fina.....	230

Figura 6.20 - Curvas de sucção x tempo escalar obtidas para diferentes vazões de fluxo para areia fina.....	232
Figura 6.21 - Curvas de sucção x tempo escalar obtidas para diferentes vazões de fluxo para areia fina.....	233
Figura 6.22 - Curvas de sucção x tempo escalar obtidas para diferentes vazões de fluxo para areia fina.....	233
Figura 6.23 - Curvas de sucção x tempo escalar obtidas para diferentes vazões de fluxo para areia fina.....	234
Figura 6.24 - Curvas de sucção x tempo escalar obtidas para diferentes vazões de fluxo para areia fina.....	234
Figura 6.25 - Curvas de sucção x tempo escalar obtidas para diferentes vazões de fluxo para areia fina.....	235

LISTA DE SÍMBOLOS

A	área
A	parâmetro
a	parâmetro
a	área do piezômetro
a_v	coeficiente de compressibilidade
B	parâmetro
C	parâmetro
C	fator de forma
$C(\psi)$	capacidade de retenção específica
$C(h)$	fator de correção
C_c	índice de compressão do solo
C_k	constante linear
c_v	coeficiente de adensamento
D	parâmetro
D_{10}	diâmetro efetivo
E	parâmetro
e	índice de vazios
e_i	índice de vazios para o instante i
e_m	índice de vazios médio
e'_0	índice de vazios no limite de fluidez
e_{00}	índice de vazios para tensão efetiva nula
e_∞	índice de vazios correspondente a tensão efetiva infinita
F	parâmetro
G_s	densidade das partículas sólidas
g	aceleração da gravidade
H	altura
HB	diferença normalizada

H_c	altura final da amostra calculada
H_f	altura final da amostra
H_o	altura inicial
H_s	altura de sólidos
h	carga hidráulica total
h_c	altura de ascensão capilar
h_e	carga de elevação
h_f	carga total final
h_r	sucção mátrica correspondente ao teor de umidade volumétrica residual
h_s	sucção
h_t	carga hidráulica total
h_i	carga total inicial
h_o	carga total no topo
IP	índice de plasticidade
i	gradiente hidráulico
j	força de percolação
k	coeficiente de permeabilidade
k_o	coeficiente de permeabilidade inicial
k_r	coeficiente de permeabilidade relativa
k_s	coeficiente de permeabilidade saturada
k_T	coeficiente de permeabilidade na temperatura $T^{\circ}\text{C}$
k_x	coeficiente de permeabilidade na direção x
k_y	coeficiente de permeabilidade na direção y
k_z	coeficiente de permeabilidade na direção z
K	coeficiente de permeabilidade intrínseca
L	comprimento na direção do fluxo
LL	limite de liquidez
LP	limite de plasticidade
M	massa
M_s	massa de sólidos
M_w	massa de água
M_x	massa na direção x

M_y	massa na direção y
M_z	massa na direção z
m	parâmetro
N	parâmetro
n	porosidade
P	peso de sólidos
p	parâmetro
p_{atm}	pressão atmosférica
p_c	pressão capilar
pF	escala logaritmo decimal da sucção
Q	volume de água que flui através do solo
Q	função objetiva
Q	parâmetro
q	vazão de fluxo
R	taxa de deformação
r	raio do tubo capilar
S	grau de saturação
S	superfície específica
S_r	saturação residual
S_{1-D}	coeficiente de rigidez para deformação unidimensional
T1	tangente
T2	tangente
T3	tangente
T_s	tensão superficial
t	tempo
t_i	tempo inicial
t_f	tempo final
u	poropressão da água
u_0	poropressão estática da água
u_a	pressão de ar
u_b	poropressão na base
u_w	poropressão total da água

V	volume
V_s	volume de sólidos
V_t	volume total
V_v	volume de vazios
V_w	volume de água
v	velocidade de descarga ou superficial ou de percolação de Darcy
v_s	velocidade de fluxo dos sólidos
v_z	velocidade de fluxo aparente ou velocidade superficial de fluxo
v_w	velocidade absoluta de percolação da água
\bar{v}_x	componente da velocidade de fluxo na direção x
\bar{v}_y	componente da velocidade de fluxo na direção y
\bar{v}_z	componente da velocidade de fluxo na direção z
x, y e z sistema de coordenadas cartesianas	
Z	parâmetro
z	coordenada reduzida
W_d	peso seco
w	teor de umidade
α	parâmetro
α_{exp}	parâmetro ajustável para o modelo exponencial
α_{vg}	parâmetro ajustável para o modelo de van Genuchten
β	parâmetro
β	ângulo de molhamento
ΔH	altura do elemento de solo
Δh	perda de carga ao longo da amostra
Δu	poropressão gerada
Δt	intervalo de tempo
$\Delta \sigma$	variação de tensão total
ε	parâmetro
ε	deformação
ε_d	deformação na face drenada

ε_m	deformação média
ε_u	deformação na face não-drenada
v	parâmetro
γ	peso específico
γ_d	peso específico seco
γ_s	peso específico dos sólidos
γ_w	peso específico da água
γ_t	peso específico total
γ'	peso específico submerso
λ	parâmetro
μ	parâmetro
η	viscosidade
η_T	viscosidade na temperatura T°C
η_w	viscosidade dinâmica
ξ	sistema de coordenadas euleriano
Ψ	carga de pressão
Ψ_{ad}	sucção de adsorção
Ψ_c	sucção capilar
Ψ_m	sucção mátrica
Ψ_{om}	sucção osmótica
Ψ_t	sucção total
ρ	massa específica
ρ_r	massa específica relativa
ρ_s	massa específica dos sólidos
ρ_w	massa específica da água
σ	tensão total
σ'	tensão efetiva
σ_b	tensão total na base
σ'_0	tensão efetiva inicial
σ'_b	tensão efetiva na base

σ'_c	tensão efetiva na base calculada
σ'_d	tensão efetiva na face drenada
σ'_f	tensão efetiva na base
σ'_m	tensão efetiva média
σ'_t	tensão efetiva de topo
σ'_u	tensão efetiva na face não-drenada
θ	teor de umidade volumétrica
θ_e	teor de umidade volumétrica equivalente
θ_r	teor de umidade volumétrica residual
θ_s	teor de umidade volumétrica saturado (curva de drenagem)
θ'_s	teor de umidade volumétrica saturado (curva de saturação)

1

INTRODUÇÃO

1.1 Contexto Geral

Atualmente uma das questões mais importantes na Engenharia Geotécnica é a pesquisa de técnicas que têm o objetivo de reverter ou reduzir a crescente deterioração do meio ambiente através do estudo específico dos processos envolvidos nos problemas gerados. Nas últimas décadas, o interesse da comunidade geotécnica por problemas relacionados à preservação do meio ambiente começou a tomar vulto, o que foi acompanhado pelo aumento do nível de exigências sociais e os conseqüentes aspectos éticos e legais ligados à proteção do meio ambiente e melhoria da qualidade de vida.

Uma das áreas de estudo está relacionada a disposição e ao armazenamento dos resíduos industriais, de mineração e de resíduos sólidos urbanos, que vem cada vez mais sendo restringido pelos órgãos responsáveis pelo monitoramento ambiental. O controle se torna mais importante quando esses resíduos, sólidos ou líquidos, são compostos por substâncias tóxicas, exigindo soluções que objetivam eliminar ou diminuir o impacto sobre o meio ambiente, causado pela ocupação de áreas cada vez maiores para a estocagem e/ou a contaminação das águas superficiais e subterrâneas. De uma maneira geral, os problemas relacionados à disposição e ao armazenamento de resíduos estão vinculados às diferentes propriedades geotécnicas destes materiais.

A estocagem de resíduos de mineração e de processamentos industriais é um problema crescente e importante devido a contínua exigência da exploração de recursos minerais para a manutenção do progresso tecnológico do mundo atual. O conhecimento do comportamento desses materiais está associado principalmente ao estudo de processos tais como sedimentação, adensamento e ressecamento do solo, que são problemas

tipicamente geotécnicos relacionados ao processo de fluxo, com a determinação das características de compressibilidade e de permeabilidade relativos a esses fenômenos.

Uma outra área de aplicação do estudo de processos de fluxo em solos diz respeito ao transporte de contaminantes. O armazenamento de resíduos sólidos e líquidos pode provocar a geração de fluxo de fluidos contendo substâncias tóxicas e o posterior contato entre este fluido e o lençol subterrâneo. O tratamento das áreas atingidas pelo transporte desses produtos requer o conhecimento do transporte de contaminantes nas zonas saturadas e não saturadas do solo.

Dos processos de fluxo mencionados, destacam-se pela sua relevância no campo de disposição de rejeito, o adensamento, o fluxo em condições saturadas e o fluxo em condições não saturadas.

O estudo do adensamento de materiais finos de alta compressibilidade, tais como, rejeitos de mineração, materiais dragados e argilas moles, é importante para o planejamento das atividades de disposição e para a reabilitação da área degradada, de acordo com os aspectos geotécnico-ambientais. Contudo, esses materiais apresentam normalmente características particulares, isto é, elevados índices de vazios e teores de umidade inicial, acarretando em grandes deformações no processo de adensamento. O adensamento de materiais finos de elevada compressibilidade vem sendo intensivamente estudado nas últimas décadas, destacando-se os trabalhos de Schiffman e Gibson (1964), Bromwell (1984), Cargill (1984), Krizek e Somogyi (1984).

A análise do comportamento destes materiais durante o adensamento pode ser feito apropriadamente através da teoria de adensamento a grandes deformações estabelecida por Gibson *et al.* (1967). A equação geral desta teoria é formulada com hipóteses mais gerais e pode ser resolvida por método numérico de análise, sendo necessário estabelecer as condições iniciais e de contorno e as relações constitutivas (índice de vazios x permeabilidade e índice de vazios x tensão efetiva), que devem ser determinadas experimentalmente e ajustadas a um modelo teórico.

No entanto, a determinação experimental dessas relações constitui uma dificuldade no estudo do comportamento de materiais finos durante o processo de adensamento, pois, para estes materiais, os métodos experimentais convencionais não são aplicáveis, principalmente para baixos níveis de tensão. Para contornar este problema, uma solução bastante atraente tem sido o uso da técnica experimental baseada no ensaio de adensamento induzido por percolação com emprego da bomba de fluxo que permite o controle das vazões de fluxo aplicadas na amostra (Abu-Hejleh *et al.*, 1996).

Esta técnica tem-se mostrado muito adequada na determinação das relações constitutivas do adensamento de materiais finos, uma vez que reduz, em grande parte, as limitações dos outros métodos convencionais, tal como o tempo de duração dos ensaios. Uma vez conhecidas estas relações, características como as curvas de recalque x tempo, a magnitude de adensamento e os perfis instantâneos de poropressão, de índices de vazios e de densidade natural do solo podem ser previstos.

Já com relação ao estudo do fluxo em solos saturados, observa-se que, segundo Aiban e Znidarcic (1990), o interesse em se obter medidas precisas da permeabilidade de solos, especialmente para solos com granulometria fina, tem aumentado significativamente nos últimos anos. Isto deve-se principalmente à necessidade de se prever exatamente o movimento do fluido através dos solos.

Para problemas geotécnicos convencionais tais como estabilidade de taludes, perdas d'água em reservatórios e outras análises de percolação, é, em geral, suficiente conhecer a permeabilidade dentro de uma ordem de magnitude ou observar se a permeabilidade não é superior à especificada. Entretanto, os problemas associados com a disposição de resíduos perigosos requerem uma determinação mais cuidadosa dos valores de permeabilidade.

Portanto, o aumento da necessidade de ensaios de permeabilidade e a exigência de maior acurácia tem estimulado a avaliação e a melhoria dos métodos de medida de permeabilidade existentes. Os ensaios de campo são, em grande parte, trabalhosos e caros devido aos problemas associados com a instalação dos equipamentos e com o

tempo necessário para se atingir as condições de equilíbrio. Alternativamente, ensaios de laboratório podem ser mais facilmente executados, apresentando a vantagem de poder variar as condições de contorno e permitindo fazer uma avaliação da sua influência na permeabilidade.

Com a técnica da bomba de fluxo (Olsen, 1966), uma vazão é imposta à amostra por meio da bomba, a correspondente poropressão gerada é medida e o gradiente hidráulico é calculado. Este é um procedimento oposto ao empregado no ensaio convencional de permeabilidade a carga constante, no qual um gradiente hidráulico constante é imposto à amostra e a vazão é medida.

O uso da bomba de fluxo é mais apropriado para solos de baixa permeabilidade quando as vantagens são mais aparentes do que em ensaios com solos de permeabilidade elevada. O cálculo do coeficiente de permeabilidade é feito com o emprego da Lei de Darcy e a precisão na determinação do coeficiente de permeabilidade é pelo menos três ordens de magnitude melhor do que o determinado pelos métodos convencionais.

Com relação ao fluxo em condições não saturadas, observa-se que na prática da engenharia geotécnica, é comum tratar o problema de fluxo em solos de maneira simplificada, desprezando-se o fluxo na região não saturada. Tal simplificação geralmente não permite a análise com precisão satisfatória de problemas que envolvem uma parcela de fluxo presente na zona não saturada.

Em geotecnia muitos problemas estão relacionados ao fluxo em solos não saturados. Alguns desses problemas são os relacionados à estabilidade de obras de terra como barragens e pavimentos rodoviários, à estabilidade de taludes e encostas, à geotecnia ambiental como o transporte de contaminantes em solos e à estabilidade de estruturas de disposição de rejeitos de mineração.

O fluxo em solos não saturados pode ser estudado através de modelos matemáticos. Para ligar as equações, relações constitutivas específicas devem ser conhecidas com relação a saturação do fluido, as permeabilidades relativas e as pressões capilares. Em

geral estas relações constitutivas são importantes pois elas afetam a proporção na qual a água e os solventes químicos movem-se através do subsolo.

As relações constitutivas são usualmente determinadas diretamente em ensaios de laboratório, muitas vezes de difícil implementação. Em outros casos, eles podem ser estimados através de dados publicados para solos similares. A obtenção de dados experimentais para o estudo de solos não saturados pode ser feita com emprego da técnica que utiliza a bomba de fluxo (Manna, 1991) para o controle da velocidade de fluxo na amostra de solo e com a medida da sucção gerada na base da mesma através do transdutor diferencial de pressão.

É possível calcular o grau de saturação correspondente à sucção medida através da velocidade imposta na amostra pela bomba de fluxo. Portanto, por meio dos dados experimentais, é possível determinar a relação entre a sucção e a saturação ou o teor de umidade volumétrica do solo, isto é, a curva de retenção de água do solo tanto para o trecho de drenagem ou secagem quanto para o trecho de saturação ou umedecimento. Além disso, com a obtenção da curva de retenção de água do solo, é possível também determinar indiretamente a curva de permeabilidade relativa.

Sendo assim, destaca-se a versatilidade do uso da técnica da bomba de fluxo na realização de ensaios para o estudo do adensamento, do fluxo em condições saturadas e não saturadas.

1.2 Objetivos do trabalho

A justificativa dessa pesquisa está relacionada à inovação da implementação da técnica da bomba de fluxo, bem como a pesquisa de procedimentos e rotinas de ensaio necessárias à determinação experimental das relações constitutivas consideradas nos processos de fluxo em solos e a utilização de análises numéricas para obtenção dessas relações. A técnica da bomba de fluxo tem sido muito usada no exterior, sendo necessário disponibilizá-la no Brasil através da implementação desse equipamento em laboratório para viabilizar a execução dos ensaios. O equipamento é muito versátil e

pode também ser usado para realização de ensaios de campo (Znidarcic e Piccoli, 1995).

O objetivo da pesquisa é a determinação das relações constitutivas dos processos de fluxo em solos através da técnica da bomba de fluxo para o estudo dos principais problemas relacionados a esses processos: adensamento a grandes deformações, fluxo em condições saturadas e fluxo em condições não saturadas. Esta técnica é descrita nos trabalhos de Znidarcic e Liu (1989), Znidarcic *et al.* (1992), Abu-Hejleh *et al.* (1996), Aiban e Znidarcic (1990) e Manna *et al.* (1993), os quais estabeleceram todas as ferramentas necessárias para o estudo experimental dos processos de fluxo em solos. São realizados três tipos de ensaio com o equipamento: ensaio de adensamento induzido por percolação, ensaio de permeabilidade saturada e ensaio de determinação da curva de retenção de água.

Este trabalho é basicamente experimental e inclui a montagem e operacionalização do equipamento (conjunto bomba de fluxo, célula triaxial, sistema de aplicação de pressão e sistema de aquisição de dados) em laboratório, a implementação e adaptação dos procedimentos de ensaios, a realização dos ensaios, a análise dos resultados obtidos dos ensaios com utilização de programas e modelos de análise e a obtenção das características geotécnicas dos materiais (como por exemplo de rejeitos de mineração) relacionadas aos processos de fluxo em solos. O desenvolvimento da pesquisa foi realizado nas instalações do Laboratório de Geotecnia da UFOP.

1.3 Escopo do trabalho

Esta pesquisa é apresentada em sete capítulos. O primeiro capítulo apresenta uma introdução geral ao assunto estudado. O segundo capítulo descreve os principais problemas relacionados ao processo de fluxo em solos com a apresentação dos conceitos, equações e modelos adotados na análise relacionados ao problema.

No terceiro capítulo apresenta-se uma revisão dos principais ensaios de laboratório existentes para o estudo do adensamento a grandes deformações de materiais de granulometria fina de alta compressibilidade, da permeabilidade saturada e da

determinação da curva de retenção de água.

O quarto capítulo descreve detalhadamente os equipamentos e as técnicas utilizadas para a realização dos ensaios, bem como as fases de montagem, as metodologias e os procedimentos empregados em cada um deles.

O quinto capítulo apresenta os resultados experimentais obtidos de acordo com as metodologias propostas. É fornecida a caracterização dos materiais utilizados nos ensaios, isto é, as curvas granulométricas, os pesos específicos dos sólidos e os limites de consistência. São descritas as análises dos resultados obtidos com a utilização dos modelos e programas de análise.

O sexto capítulo descreve um estudo comparativo da técnica de ensaio baseada na bomba de fluxo frente a outros ensaios existentes a partir de dados publicados na literatura. Este capítulo tem a finalidade de esclarecer dúvidas ou questionamentos sobre o desempenho dessa técnica comparada às suas congêneres.

O sétimo e último capítulo apresenta uma visão geral do trabalho, as conclusões obtidas a partir dos resultados experimentais e, finalmente, um conjunto de sugestões e recomendações para trabalhos futuros.

2

PROCESSOS DE FLUXO EM SOLOS

Este capítulo apresenta um detalhamento dos conceitos e aspectos relacionados aos principais processos de fluxo em solos abordados neste trabalho: adensamento a grandes deformações, fluxo em condições saturadas e fluxo em condições não saturadas, com destaque às relações constitutivas envolvidas nesses processos. Isto é:

- Adensamento a grandes deformações: determinação das relações tensão efetiva \times índice de vazios ($\sigma' \times e$) e índice de vazios \times permeabilidade ($e \times k$) para os materiais.
- Fluxo em condições saturadas: determinação direta da permeabilidade saturada (k_{sat}) dos materiais.
- Fluxo em condições não saturadas: determinação da relação sucção \times saturação ($\psi \times S$) para os materiais.

2.1 Formulação geral da equação de fluxo

O processo de fluxo em solos é um processo físico descrito matematicamente pela equação diferencial parcial deduzida através da equação da continuidade que descreve a conservação da massa de fluido durante o fluxo no meio poroso. Para a dedução dessa equação, considera-se um cubo elementar que representa um volume unitário do meio poroso sendo submetido a um fluxo nas direções x , y e z , como indicado na Figura 2.1. Efetuando-se o balanço de massa para a direção x , tem-se que as taxas de fluxo de massa de entrada e de saída através do cubo elementar podem ser expressas por:

$$\text{Entrada} = \rho \cdot v_x \cdot dydz \tag{2.1}$$

$$\text{Saída} = \left[\rho v_x + \frac{\partial(\rho v_x)}{\partial x} dx \right] dydz \quad (2.2)$$

Logo a taxa de fluxo de massa resultante na direção x é dado pela equação:

$$\frac{\partial M_x}{\partial t} = \left(\frac{\partial M_x}{\partial t} \right)_{\text{Saída}} - \left(\frac{\partial M_x}{\partial t} \right)_{\text{Entrada}} \quad (2.3)$$

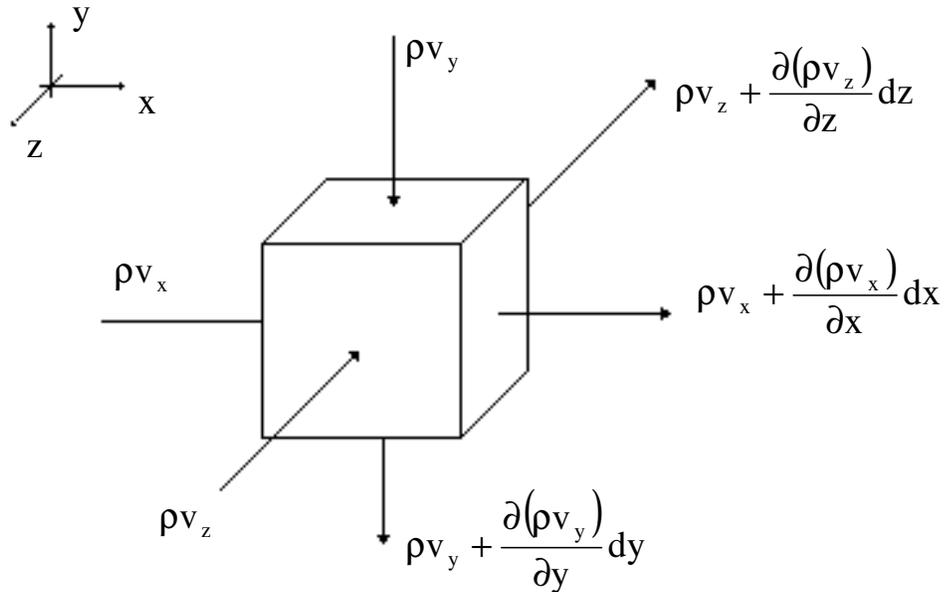


Figura 2.1: Cubo elementar sujeito a fluxo nas direções x, y e z.

Levando as equações (2.1) e (2.2) na equação (2.3), obtém-se:

$$\frac{\partial M_x}{\partial t} = \frac{\partial(\rho v_x)}{\partial x} dx dy dz \quad (2.4)$$

Analogamente, obtém-se nas direções y e z:

$$\frac{\partial M_y}{\partial t} = \frac{\partial(\rho v_y)}{\partial y} dx dy dz \quad (2.5)$$

$$\frac{\partial M_z}{\partial t} = \frac{\partial(\rho v_z)}{\partial z} dx dy dz \quad (2.6)$$

Pelo princípio da conservação da massa, sabendo que $\partial M/\partial t$ é o termo de armazenamento, pode-se dizer que:

$$\frac{\partial M_x}{\partial t} + \frac{\partial M_y}{\partial t} + \frac{\partial M_z}{\partial t} = \frac{\partial M}{\partial t} \quad (2.7)$$

Levando as equações (2.4), (2.5) e (2.6) na equação (2.7) tem-se então a equação geral de fluxo:

$$\left[\frac{\partial(\rho v_x)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho v_y)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho v_z)}{\partial z} \right] dx dy dz = \frac{\partial M}{\partial t} \quad (2.8)$$

A equação (2.8) relaciona o balanço de massa no campo tridimensional xyz com o termo de armazenamento no lado direito. Particularizando o problema, toma-se o fluido como sendo a água e o meio o solo, ou seja, considera-se um meio poroso. Assim pode-se dizer que:

$$M_w = \rho_w \cdot V_w \quad (2.9)$$

onde:

M_w é a massa de água;

ρ_w é a massa específica da água.

Multiplicando e dividindo o segundo termo da equação anterior por V_v (volume de vazios) e V (volume total) e sabendo-se que $V = dx \cdot dy \cdot dz$, $S = V_w/V_v$ e $n = V_v/V$, tem-se:

$$M_w = \rho_w \cdot \frac{V_w}{V_v} \cdot \frac{V_v}{V} dx dy dz = \rho_w \cdot S \cdot n \cdot dx dy dz \quad (2.10)$$

O termo de armazenamento pode ser expresso em termos da porosidade do solo (n) e do grau de saturação (S). Logo, levando a equação (2.10) na equação (2.9), obtém-se a equação geral de fluxo em um meio poroso:

$$\frac{\partial(\rho_w v_x)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho_w v_y)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho_w v_z)}{\partial z} = n \cdot S \cdot \frac{\partial \rho_w}{\partial t} + \rho_w \cdot S \cdot \frac{\partial n}{\partial t} + \rho_w \cdot n \cdot \frac{\partial S}{\partial t} \quad (2.11)$$

Dependendo da maneira que as propriedades ρ_w , S e n são considerados, diferentes processos de fluxo em solos podem ser descritos pela equação (2.11). Logo, para cada um dos processos de fluxo, essa equação geral fica particularizada por meio da consideração de aspectos específicos relacionados a cada um desses processos.

2.2 Modelagem do problema de adensamento

O adensamento é um dos processos de fluxo em solos. Na equação geral do processo de fluxo em solos, nas hipóteses de condições isotérmicas e grau de saturação constante, as derivadas de ρ_w e S na equação (2.11) são nulas. Logo, a equação fica:

$$\frac{\partial(\rho_w v_x)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho_w v_y)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho_w v_z)}{\partial z} = \rho_w \cdot S \cdot \frac{\partial n}{\partial t} \quad (2.12)$$

A equação (2.12) é a equação geral para a análise de adensamento a grandes deformações. Considerando que o fluido é incompressível (ρ_w constante), que é válida a Lei de Darcy ($v = k dh/dl$ onde v é a velocidade de fluxo, k é a permeabilidade e dh/dl é o gradiente hidráulico) e que o material está saturado, tem-se:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) = \frac{\partial n}{\partial t} \quad (2.13)$$

A equação (2.13) é a equação que descreve de forma mais convencional o processo de fluxo em solos relacionado ao adensamento. A equação específica do adensamento a grandes deformações empregada na análise dos resultados dos ensaios é desenvolvida na teoria do adensamento a grandes deformações, tal como em Gibson *et al.* (1967), com base nas leis de balanço e nas relações constitutivas. Uma revisão das teorias de sedimentação e de adensamento acopladas é apresentada por Schiffman *et al.* (1988). A seguir será apresentada a teoria do adensamento a grandes deformações e a dedução de sua equação governadora.

2.2.1 Teoria do adensamento a grandes deformações

Segundo Pane (1981), a teoria do adensamento unidimensional de Terzaghi (1923) é uma representação unidimensional de um fenômeno tridimensional, que se baseia na ocorrência de deformações infinitesimais (pequena deformação da camada em relação a sua espessura), na validade da Lei de Darcy (proporcionalidade entre velocidade de fluxo e gradiente hidráulico), na hipótese de fluxo unidimensional (válida quando a espessura da camada em processo de adensamento é muito inferior à sua extensão), na

hipótese de que os coeficientes de permeabilidade e compressibilidade permanecem constantes durante o adensamento e na linearidade entre a variação das tensões e as variações volumétricas.

Esta teoria tem mostrado algumas discrepâncias significativas entre a previsão e a observação experimental devido as hipóteses simplificadoras, as quais são apenas aproximadamente satisfeitas na prática (Schiffman *et al.*, 1984). Além disso, a teoria clássica de Terzaghi não é adequada para a previsão do comportamento de solos finos de alta compressibilidade, tais como rejeitos finos de mineração e materiais dragados, dos quais são esperadas grandes deformações em relação a espessura inicial da camada em análise (Carrier III *et al.*, 1983).

É necessário destacar que as teorias de adensamento podem ser divididas em duas categorias: as teorias de deformação infinitesimal e as teorias de deformação finita, conforme explicado em detalhes em Schiffman (1980). Ambas as categorias podem envolver propriedades lineares e não lineares do solo e as relações tensão-deformação são independentes ou intrinsecamente dependentes do tempo.

Do ponto de vista físico, a teoria das deformações finitas difere da teoria de deformação infinitesimal, pois esta última assume que a espessura da camada em adensamento permanece constante por todo o processo, isto é, a deformação da camada para qualquer tempo durante o processo é insignificante comparado a espessura inicial da camada. Já a teoria de deformação finita introduz a espessura da camada como uma variável do problema, ou seja, a deformação da camada para um determinado tempo durante o processo é significativa quando comparada com sua espessura inicial.

A análise de materiais com granulometria fina de alta compressibilidade, onde o peso próprio tem efeito importante na magnitude das deformações que atingem valores

consideráveis, levou ao desenvolvimento de teorias de adensamento com deformações finitesimais, apresentando algumas especificidades em relação à teoria de adensamento convencional.

O estudo das condições específicas da teoria de adensamento a grandes deformações, como também é chamada a teoria de adensamento com deformações finitas, tomou impulso nas últimas décadas através das formulações propostas nos trabalhos de Mikasa (1963) e de Gibson *et al.* (1967).

A teoria do adensamento a grandes deformações de Gibson *et al.* (1967) descreve de forma adequada a magnitude e o progresso do recalque de materiais de granulometria fina altamente compressíveis. Essa teoria é a mais indicada para o estudo do adensamento destes materiais e é baseada nas seguintes suposições, de acordo com Schiffman *et al.* (1984):

- meio saturado e consistindo de três componentes: as partículas de solo, o esqueleto de solo formado por elas e os vazios preenchidos com água;
- completa interação entre o esqueleto de solo e os vazios preenchidos por água, ou seja, o princípio da tensão efetiva é válido;
- o fluido é Newtoniano;
- a Lei de Darcy governa o escoamento do fluido através do esqueleto de solo e é expressa em termos da velocidade relativa entre a água intersticial e as partículas sólidas;
- assume-se que as partículas de solo e a água que preenche os vazios são incompressíveis;

- as massas das porções sólidas e fluidas do sistema são conservadas separadamente, o que requer a não existência de interações químicas entre os constituintes.

Segundo Pane (1981), a formulação de Gibson *et al.* (1967) para o adensamento considera a não linearidade geométrica e a não linearidade física do problema, sendo a formulação mais geral no âmbito das teorias unidimensionais. A teoria de Terzaghi é, portanto, um caso particular da teoria com grandes deformações.

Um aspecto importante na formulação da equação da teoria do adensamento a grandes deformações de Gibson *et al.* (1967) é o sistema de coordenadas. Muitos sistemas de coordenadas são possíveis, entre eles destacam-se os sistemas de coordenadas euleriano, lagrangeano e do material, descritos a seguir.

2.2.1.1 *Sistemas de coordenadas*

a) Sistema de coordenadas eulerianas

No sistema de coordenadas euleriano, as deformações são relacionadas a um sistema de eixos fixo no espaço. As teorias de deformação infinitesimal do adensamento assumem que a deformação da camada em um tempo qualquer durante o processo é desprezível comparada a espessura inicial da camada. Em tais teorias, portanto, a coordenada euleriana “ ξ ” de uma partícula do esqueleto sólido será a mesma durante o processo de adensamento; e em um ponto qualquer será:

$$\xi_1(t) = \xi_1(t_0) = \text{constante} \quad (2.14)$$

onde:

$\xi_1(t)$, $\xi_1(t_0)$ são coordenadas da mesma partícula de solo no tempo genérico (t) e no tempo de referência (t_0) respectivamente.

Entretanto, se as deformações são grandes comparadas com a espessura da camada

compressível, o uso do sistema de coordenadas eulerianas pode ser inconveniente; em tal caso, a coordenada euleriana será função do tempo (t) e da coordenda inicial (a):

$$\xi = \xi(a, t) = \text{constante} \quad (2.15)$$

Seja a camada de argila mole (Figura 2.2) sujeita a grandes deformações. Decorrido um tempo (t) da aplicação da carga (q), a camada sofre uma diminuição de espessura de um valor $\Delta\xi$. Na formulação euleriana, este problema é tratado dividindo-se o carregamento em vários incrementos (Δq) de modo que cada incremento produz uma redução na espessura da camada. Se as deformações são pequenas para cada incremento de carga, elas podem ser calculadas usando-se a hipótese de deformações infinitesimais. O incremento de carga seguinte refere-se a configuração atual, daí a razão de dizer-se que a coordenada euleriana refere-se a configuração atualizada.

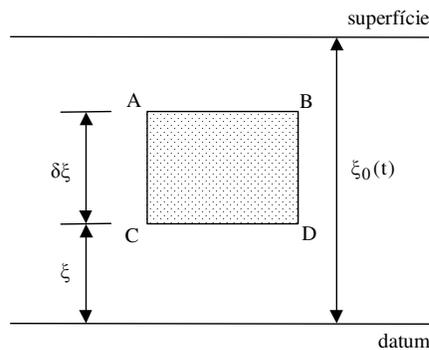


Figura 2.2: Sistema de coordenadas eulerianas: configuração no tempo t.

b) Sistema de coordenadas lagrangeanas

Neste sistema de coordenadas, as partículas em movimento são identificadas, em qualquer instante, por meio de suas coordenadas iniciais. Dessa forma, a coordenada lagrangeana “a” de uma partícula torna-se independente do tempo, apesar de estar mudando de posição, como pode ser observado na Figura 2.3(a).

Assume-se que a fronteira inferior da camada (plano de referência $a=0$) é fixo no

espaço, e a posição da fronteira superior no tempo ($t= 0$) é ($a= a_0$). Uma amostra da camada compressível ($A_0B_0C_0D_0$) tem coordenda inicial (a) e espessura (δa). No estágio de adensamento ($t>0$), a camada terá uma nova configuração (Figura 2.3b). A superfície superior recalçou, e a amostra apresenta nova configuração (ABCD). A nova distância (ξ) da amostra do plano de referência fixo é a coordenada “convectiva”. É matematicamente mais conveniente trabalhar com um sistema de coordenadas independente do tempo, tal como o sistema (a). De fato, uma variável dependente do tempo tal como o excesso de poropressão (u) é expressa no sistema euleriano como:

$$u = u(\xi, t) = u(\xi(a, t), t) \quad (2.16)$$

E no sistema lagrangeano com (a) independente do tempo:

$$u = u(a, t) \quad (2.17)$$

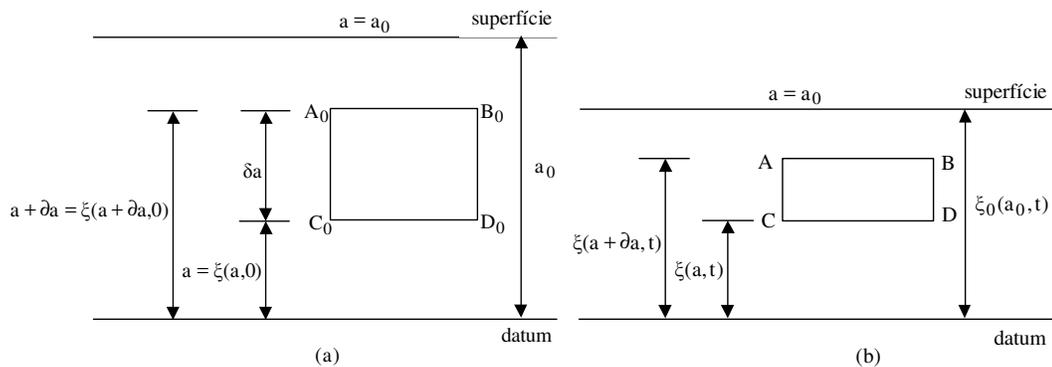


Figura 2.3: Sistema de coordenadas lagrangeanas: (a) configuração no tempo $t= 0$ e (b) configuração no tempo t .

c) Sistema de coordenadas reduzido

O sistema de coordenadas reduzido ou do material é muito útil na análise de problemas de adensamento a grandes deformações. Neste sistema, a coordenada “ z ” de uma partícula é definida como o volume de partículas sólidas contidas entre um plano de referência, geralmente a base da camada, e o ponto de coordenada lagrangeana a ser analisado (Ortenblad, 1930 e McNabb, 1960 citado por Pane, 1981). O volume de

partículas sólidas “z” é definido como:

$$z(a) = \int_0^a [1 - n(a,0)] da \quad (2.18)$$

onde:

$n(a,0)$ representa a distribuição de porosidade.

Como o sistema de coordenda (a), o sistema de coordenda (z) é independente do tempo; um ponto do esqueleto é determinado pelo volume de sólidos entre este ponto e o plano de referência, e esse volume será constante durante o processo de adensamento assumindo que as partículas sólidas são incompressíveis. Sendo assim, o peso específico dos sólidos é constante e então:

$$\frac{\partial z(a, t)}{\partial t} = 0 \quad (2.19)$$

Logo:

$$z = z(a) \quad (2.20)$$

d) Transformação de coordenadas

A simplicidade da formulação analítica e a facilidade de resolução do problema do adensamento com grandes deformações por meio de coordenadas reduzidas (z) e a melhor compreensão física deste problema nos sistemas euleriano (ξ) e lagrangeano (a) são os motivos pelos quais o adensamento é resolvido no sistema de coordenadas reduzidas sendo posteriormente feita a transformação para os outros dois sistemas.

A transformação das variáveis do sistema de coordenadas reduzidas para os outros sistemas só é possível na medida que as relações de transformação sejam conhecidas. A Figura 2.4 representa as configurações inicial e deformada de um elemento de solo com volume de sólidos constante e unitário, nas quais se baseiam as relações entre os diversos sistemas de coordenadas citados.

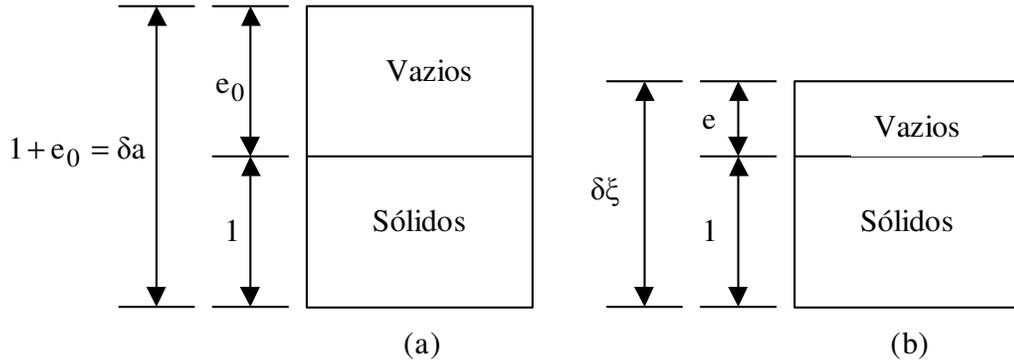


Figura 2.4: Relações entre os sistemas de coordenadas: (a) configuração inicial ($t = 0$) e (b) configuração no tempo ($t > 0$).

Considerando o processo de adensamento do elemento de solo na Figura 2.4, no estado inicial ($t=0$), o elemento (δa) é formado pelo volume unitário de sólidos e pelo volume de vazios igual ao índice de vazios inicial (e_0). Durante o adensamento, no tempo ($t>0$), o elemento (δa) adensou até a espessura ($\delta \xi$), supondo mesmo peso específico de sólidos, mas com novo volume de vazios, igual ao índice de vazios (e).

Pode-se, então, obter as seguintes relações:

i) Relação entre as coordenadas reduzida e lagrangeana:

$$\frac{\partial z}{\partial a} = \frac{dz}{da} = 1 - n(a,0) = \frac{1}{[1 + e(a,0)]} \quad (2.21)$$

ii) Relação entre as coordenadas reduzida e euleriana:

$$\frac{\partial z}{\partial \xi} = \frac{dz}{da} \frac{\partial a}{\partial \xi} = \frac{1}{(1 + e_0)} \frac{(1 + e_0)}{(1 + e)} = \frac{1}{[1 + e(z, t)]} \quad (2.22)$$

iii) Relação entre as coordenadas euleriana e lagrangeana:

$$\frac{\partial \xi}{\partial a} = \frac{(1 + e)}{(1 + e_0)} = \frac{[1 + e(a, t)]}{[1 + e(a, 0)]} \quad (2.23)$$

2.2.1.2 Equação diferencial do adensamento a grandes deformações

Conforme mencionado anteriormente, a equação do adensamento a grandes deformações fundamenta-se nas leis de balanço (equações de equilíbrio da mistura, equilíbrio do fluido e continuidade do sistema) e nas relações constitutivas (princípio das tensões efetivas e relações constitutivas do material). Na dedução da equação governadora seguir-se-á a teoria proposta por Gibson *et al.* (1967), segundo Pane (1981). Nesta dedução, a coordenada vertical será sempre orientada para baixo.

a) Equação de equilíbrio da mistura

Considera-se o elemento de solo (ABCD) apresentado na Figura 2.5. Este elemento tem comprimento, largura e altura unitária ($\delta z=1$). Pela definição da coordenada do material “z”, o volume total do elemento, será composto pelo volume de sólidos (V_s) unitário e pelo volume de vazios (V_w) igual ao índice de vazios (e). A tensão total no ponto (z) e no tempo (t) é (σ) e o peso total do elemento (W) é a soma do peso de sólidos (W_s) e do peso de fluido (W_w). Do equilíbrio de forças na direção vertical tem-se que:

$$\frac{\partial \sigma}{\partial z} = W_s + W_w = (\gamma_s + e \cdot \gamma_w) \quad (2.24)$$

onde:

γ_w é o peso específico da água;

γ_s é o peso específico dos sólidos.

Isto é:

$$\frac{\partial \sigma}{\partial z} = (\gamma_s + e \cdot \gamma_w) \quad (2.25)$$

A equação (2.25) expressa o equilíbrio da mistura no sistema de coordenada (z). Em coordenadas eulerianas, tem-se que:

$$\frac{\partial \sigma}{\partial \xi} = \frac{(\gamma_s + e \cdot \gamma_w)}{(1+e)} \quad (2.26)$$

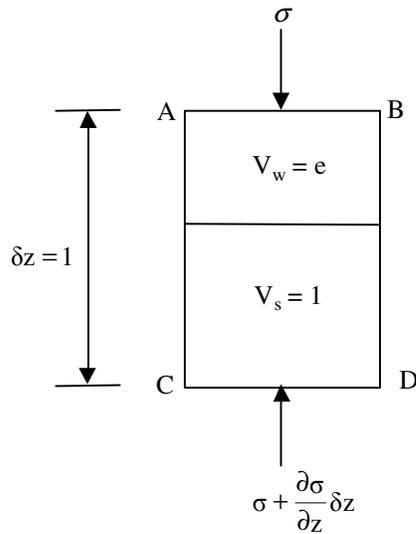


Figura 2.5: Equilíbrio de um elemento de solo.

b) Equação de equilíbrio do fluido (que preenche os poros do solo)

Em um instante qualquer, sabe-se que a poropressão total da água (u_w) tem duas componentes, a poropressão estática da água (u_0) e o excesso de poropressão da água (u):

$$u_w = u_0 + u \quad (2.27)$$

O equilíbrio do fluido em termos de poropressão estática é:

$$\frac{\partial u_0}{\partial \xi} = \gamma_w \quad (2.28)$$

A substituição da equação (2.28) na equação (2.27) resulta no equilíbrio do fluido em termos de (u_w) e (u_0). Logo a relação de equilíbrio do fluido em termos de (u_w) e (u) é:

$$\frac{\partial u}{\partial \xi} = \frac{\partial u_w}{\partial \xi} - \gamma_w \quad (2.29)$$

Em coordenadas reduzidas tem-se que:

$$\frac{\partial u}{\partial z} = \frac{\partial u_w}{\partial z} - \gamma_w (1 + e) \quad (2.30)$$

c) Equação de continuidade do sistema

A continuidade do sistema implica na continuidade do fluido que preenche os poros do

solo e do peso de sólidos (Figura 2.6). Como os grãos do solo são assumidos incompressíveis, a continuidade do peso de sólidos reduzem a transformação de coordenadas:

$$\frac{\partial z}{\partial \xi} = \frac{1}{(1+e)} \quad (2.31)$$

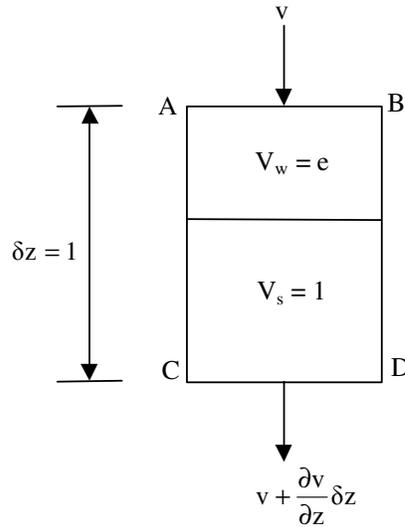


Figura 2.6: Continuidade de um elemento de solo.

A equação da continuidade do fluido que preenche os poros estabelece que a diferença das massas do fluido que preenche os poros do solo escoando para dentro e para fora dos limites do elemento de solo é igual a taxa de massa armazenada dentro do próprio elemento. Logo:

$$-\frac{\partial(\rho_w \cdot v_z)}{\partial z} dx dy dz = \frac{\partial m_w}{\partial t} \quad (2.32)$$

$$\frac{\partial(\rho_w \cdot v_z)}{\partial z} dx dy dz = -\frac{\partial(\rho_w \cdot S \cdot n)}{\partial t} dx dy dz \quad (2.33)$$

A velocidade (v_z) é a velocidade aparente ou do material igual a (Gersevanov, 1934):

$$v_z = n(v_s - v_w) \quad (2.34)$$

onde:

v_s é a velocidade absoluta das partículas sólidas;

v_w é a velocidade absoluta do fluido que preenche os poros.

Da equação (2.33) e lembrando que as partículas sólidas e o fluido que ocupa os poros são incompressíveis, a equação da continuidade do fluido que preenche os poros em coordenadas reduzidas pode ser escrita como:

$$\frac{\partial v_z}{\partial z} = -\frac{\partial e}{\partial t} \quad (2.35)$$

ou

$$\frac{\partial v_z}{\partial z} = -\frac{\partial n}{\partial t} \quad (2.36)$$

onde:

n é a porosidade;

d) Princípio das tensões efetivas

O princípio das tensões efetivas estabelece que:

$$\sigma' = \sigma - u_w \quad (2.37)$$

onde σ' é a tensão efetiva.

O princípio assume completa interação entre o esqueleto sólido e o fluido que preenche os poros (Schiffman, 1970). Uma forma equivalente da equação (2.23) é:

$$\frac{\partial u_w}{\partial z} = \frac{\partial \sigma}{\partial z} - \frac{\partial \sigma'}{\partial z} \quad (2.38)$$

A expressão do princípio das tensões efetivas em função do excesso de poropressão é:

$$\frac{\partial \sigma}{\partial z} = \frac{\partial \sigma'}{\partial z} + \frac{\partial u}{\partial z} + \gamma_w(1 + e) \quad (2.39)$$

e) Lei de Darcy-Gersevanov

Assume-se que a Lei de Darcy governa o fluxo de água através do esqueleto sólido. De fato, as forças de arraste no esqueleto sólido (e suas reações com o fluido que preenche

os poros provocam aumento do gradiente de poropressão) dependem da velocidade relativa ($v_w - v_s$) entre o fluido que preenche os poros e os grãos de solo (Scheidegger, 1957 citado por Pane, 1981). Na formulação do adensamento a grandes deformações, Gibson *et al.* (1967) levam em consideração a lei de Darcy (1856) modificada, que apresenta a forma mais geral, de tal forma que a velocidade superficial do fluxo é considerada igual a proposta por Gersevanov (1934), ou seja:

$$n(v_w - v_s) = -\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial \xi} \quad (2.40)$$

onde:

k é a permeabilidade do solo.

Substituindo a equação (2.40) na equação (2.35), tem-se:

$$v_z = -\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial \xi} \quad (2.41)$$

Em coordenadas reduzidas:

$$v_z = -\frac{k}{\gamma_w} \frac{1}{(1+e)} \frac{\partial u}{\partial z} \quad (2.42)$$

A equação (2.41) é a equação de um fluido que obedece a Lei de Darcy-Gersevanov. É importante observar que, quando as deformações são infinitesimais e a velocidade absoluta dos sólidos é desprezível, a lei de Darcy-Gersevanov assume a forma da Lei de Darcy adotada por Terzaghi.

f) Relações constitutivas do material

Duas funções do material devem ser consideradas na equação do adensamento a grandes deformações:

i) permeabilidade;

ii) compressibilidade.

O coeficiente de permeabilidade foi definida por Gibson *et al.* (1967) como funcional do índice de vazios (e) e da coordenada reduzida (z):

$$k = F(e, z) \quad (2.43)$$

A tensão efetiva é um funcional do índice de vazios (e) e da coordenada reduzida (z) e também é dependente da história de tensões do solo:

$$\sigma' = G(e, z, t) \quad (2.44)$$

O fato da coordenada (z) ser considerada parâmetro torna as duas últimas equações aplicáveis a solos heterogêneos (cujas propriedades variam com a profundidade), além de permitir a consideração de carregamentos não-monotônicos e a variável (t) permite levar em conta a deformação lenta (adensamento secundário).

g) Equação diferencial do adensamento a grandes deformações

A equação diferencial do adensamento a grandes deformações é desenvolvida das equações de balanço e das relações constitutivas e será deduzida no sistema de coordenadas reduzidas e posteriormente transformada para os outros sistemas de coordenadas. As principais equações usadas na dedução são:

$$\frac{\partial \sigma}{\partial z} = (\gamma_s + e \cdot \gamma_w) \quad (2.25)$$

$$\frac{\partial u}{\partial \xi} = \frac{\partial u_w}{\partial \xi} - \gamma_w \quad (2.29)$$

$$\frac{\partial z}{\partial \xi} = \frac{1}{(1 + e)} \quad (2.31)$$

$$\frac{\partial v_z}{\partial z} = - \frac{\partial e}{\partial t} \quad (2.36)$$

$$\frac{\partial u_w}{\partial z} = \frac{\partial \sigma}{\partial z} - \frac{\partial \sigma'}{\partial z} \quad (2.38)$$

$$v_z = - \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial \xi} \quad (2.41)$$

Substituindo a equação (2.41) na equação (2.36) resulta em:

$$\frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial \xi} \right] = \frac{\partial e}{\partial t} \quad (2.45)$$

Pela substituição da equação (2.29) na equação (2.45) tem-se:

$$\frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{k}{\gamma_w} \left(\frac{\partial u_w}{\partial \xi} - \gamma_w \right) \right] = \frac{\partial e}{\partial t} \quad (2.46)$$

O termo $\left(\frac{\partial u_w}{\partial \xi} - \gamma_w \right)$ na equação (2.46) pode ser escrito como:

$$\left(\frac{\partial u_w}{\partial \xi} - \gamma_w \right) = \frac{\partial u_w}{\partial z} \frac{\partial z}{\partial \xi} - \gamma_w \quad (2.47)$$

Pela substituição das equações (2.38) e (2.31) na equação (2.47) tem-se que:

$$\left(\frac{\partial u_w}{\partial \xi} - \gamma_w \right) = \left(\frac{\partial \sigma}{\partial z} - \frac{\partial \sigma'}{\partial z} \right) \frac{1}{(1+e)} - \gamma_w \quad (2.48)$$

Finalmente, pela substituição da equação (2.25) na equação (2.48), tem-se que:

$$\left(\frac{\partial u_w}{\partial \xi} - \gamma_w \right) = \frac{(\gamma_s + e \cdot \gamma_w)}{(1+e)} - \gamma_w - \frac{\partial \sigma'}{\partial z} \frac{1}{(1+e)} \quad (2.49)$$

Isto é,

$$\left(\frac{\partial u_w}{\partial \xi} - \gamma_w \right) = \frac{(\gamma_s - \gamma_w)}{(1+e)} - \frac{\partial \sigma'}{\partial z} \frac{1}{(1+e)} \quad (2.50)$$

Substituindo a equação (2.50) na equação (2.46) resulta em:

$$\frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{k}{\gamma_w} \frac{(\gamma_s - \gamma_w)}{(1+e)} \right] - \frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{k}{\gamma_w} \frac{1}{(1+e)} \frac{\partial \sigma'}{\partial z} \right] = \frac{\partial e}{\partial t} \quad (2.51)$$

A equação (2.51) é a forma geral da equação para o adensamento unidimensional a grandes deformações (Gibson *et al.*, 1967). Essa equação considera a não homogeneidade da camada, os efeitos intrínsecos em relação ao tempo e as cargas aplicadas não-monotônicas. Algumas simplificações podem ser feitas na equação (2.51). Primeiramente assume-se que a camada compressível é homogênea, o que removerá a dependência de (z) das funções do material. Segundo, assume-se que a história de

carregamento é monotônica e os funcionais (F) e (G) se tornam funções biunívocas. A terceira simplificação assume adensamento primário, isto é, o índice de vazios (e) não será intrinsecamente dependente do tempo t e o funcional (G) também se torna dependente de uma só variável. As equações (2.43) e (2.44) ficam:

$$k = F(e) \quad (2.52)$$

$$\sigma' = G(e) \quad (2.53)$$

E as relações:

$$\frac{\partial k}{\partial z} = \frac{dk}{de} \frac{\partial e}{\partial z} \quad (2.54)$$

$$\frac{\partial \sigma'}{\partial z} = \frac{d\sigma'}{de} \frac{\partial e}{\partial z} \quad (2.55)$$

Substituindo as equações (2.43) e (2.44) na equação geral (2.51) resulta em:

$$\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right) \frac{d}{de} \left[\frac{k}{(1+e)} \right] \frac{\partial e}{\partial z} - \frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{k}{\gamma_w(1+e)} \frac{d\sigma'}{de} \frac{\partial e}{\partial z} \right] = \frac{\partial e}{\partial t} \quad (2.56)$$

A equação (2.56) é a equação diferencial governadora do adensamento a grandes deformações para adensamento monotônico, primário de camadas homogêneas de argila em coordenadas do material (z). Da equação (2.56) pode-se obter a equação geral em coordenadas lagrangeanas pela aplicação direta da equação:

$$\frac{\partial z}{\partial a} = \frac{1}{(1+e_0)} \quad (2.57)$$

Resultando em:

$$\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right) \frac{d}{de} \left[\frac{k}{(1+e)} \right] \frac{\partial e}{\partial a} - \frac{\partial}{\partial a} \left[\frac{k}{\gamma_w} \frac{(1+e_0)}{(1+e)} \frac{d\sigma'}{de} \frac{\partial e}{\partial a} \right] = \frac{1}{(1+e_0)} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (2.58)$$

onde ($e_0 = e(a,0)$) é o índice de vazios para ($t=0$). A equação (2.58) é a equação geral para o adensamento unidimensional a grandes deformações em coordenadas lagrangeanas (a).

Da equação (2.56) pode-se obter a equação geral em coordenadas eulerianas pela

aplicação direta da equação:

$$\frac{\partial z}{\partial \xi} = \frac{1}{(1+e)} \quad (2.59)$$

Resultando em:

$$\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right) \frac{d}{de} \left[\frac{k}{(1+e)} \right] \frac{\partial e}{\partial \xi} - \frac{\partial}{\partial \xi} \left[\frac{k}{\gamma_w} \frac{d\sigma'}{de} \frac{\partial e}{\partial \xi} \right] = \frac{1}{(1+e)} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (2.60)$$

A equação (2.60) é a equação geral para o adensamento unidimensional a grandes deformações em coordenadas eulerianas (ξ).

A equação geral do adensamento unidimensional a grandes deformações desenvolvida em coordenadas do material (z) é da seguinte forma:

$$\frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{k}{\gamma_w} \frac{1}{(1+e)} \frac{\partial \sigma'}{\partial z} \right] - \frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{k}{\gamma_w} \frac{(\gamma_s - \gamma_w)}{(1+e)} \right] + \frac{\partial e}{\partial t} = 0 \quad (2.61)$$

A equação (2.61) é a forma mais geral da equação do adensamento, pois todas as equações das diversas teorias do adensamento podem ser deduzidas a partir dela, como casos particulares (Pane, 1981). Para reduzir a equação do adensamento da teoria de Terzaghi, considera-se a equação (2.61) expressa em coordenadas lagrangeanas. Logo:

$$\frac{\partial}{\partial a} \left\{ \frac{k}{(1+e)} \left[(1+e(a,0)) \frac{\partial \sigma'}{\partial a} - (\gamma_s - \gamma_w) \right] \right\} + \frac{\gamma_w}{(1+e(a,0))} \frac{\partial e}{\partial t} = 0 \quad (2.62)$$

Verificando-se as suposições feitas para reduzir a teoria de Gibson et al. (1967) a teoria de adensamento convencional como formulada originalmente por Terzaghi (1924), parte-se do princípio da conservação da massa em coordenadas eulerianas, expressa pela equação:

$$\frac{\partial}{\partial \xi} \left\{ \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial \xi} \right\} = \frac{1}{(1+e)} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (2.63)$$

Assumindo-se as seguintes hipóteses:

i) As deformações são infinitesimais. Isto implica em:

$$\xi = a = x \quad (2.64)$$

$$1 + e(a, t) = 1 + e(a, 0) \quad (2.65)$$

ii) O coeficiente de permeabilidade (k) é constante. Logo:

$$k(e) = k_0 = \text{const} \tan te \quad (2.66)$$

iii) O coeficiente de compressibilidade (a_v) é constante. Logo:

$$a_v = -\frac{de}{d\sigma'} = \text{const} \tan te \quad (2.67)$$

iv) O incremento de carga imposto é constante com o tempo. Isto implica em:

$$\frac{\partial \sigma}{\partial t} = 0 \quad (2.68)$$

$$\frac{\partial \sigma'}{\partial t} = \frac{\partial \sigma}{\partial t} - \frac{\partial u_w}{\partial t} = -\frac{\partial u}{\partial t} \quad (2.69)$$

Substituindo as equações (2.64) e (2.65) na equação (2.63) resulta em:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left\{ \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial x} \right\} = \frac{1}{[1 + e(x, 0)]} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (2.70)$$

Realizando a derivação com relação a (x), a equação (2.70) fica:

$$\frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial k}{\partial x} \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \frac{1}{[1 + e(x, 0)]} \frac{\partial e}{\partial t} = \frac{1}{[1 + e(x, 0)]} \frac{de}{d\sigma'} \frac{\partial \sigma'}{\partial t} \quad (2.71)$$

Substituindo as equações (2.66) e (2.69) na equação (2.71) leva a:

$$\frac{k_0}{\gamma_w} \frac{[1 + e(x, 0)]}{a_v} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (2.72)$$

Se uma suposição adicional de índice de vazios inicial constante é considerada (isto é, $e(x, 0) = e_0 = \text{constante}$), então a equação (2.72) resulta em:

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (2.73)$$

onde o coeficiente de adensamento é:

$$c_v = \frac{k_0 (1 + e_0)}{\gamma_w a_v} = \text{constante} \quad (2.74)$$

A equação (2.74) é a equação geral convencional do adensamento proposta por Terzaghi (1924). Observa-se que a equação é composta de derivadas parciais de segunda ordem do tipo parabólica e linear homogênea com coeficientes constantes. As variáveis z e t são variáveis independentes; a variável u é a variável dependente. Soluções fechadas para tal equação são portanto possíveis.

2.2.2 Modelos constitutivos unidimensionais

Sabendo que as características de compressibilidade e de permeabilidade dos materiais são usualmente expressas pelas relações constitutivas índice de vazios x tensão efetiva e índice de vazios x permeabilidade, é necessário determinar os modelos matemáticos mais adequados para modelar essas relações que podem ser determinadas experimentalmente.

Essas relações são modeladas por funções matemáticas que aproximam o comportamento observado. Diversas formas para essas funções, desde valores constantes para a compressibilidade e a permeabilidade até funções logarítmicas, exponenciais e potenciais, têm sido propostas e usadas por vários autores (Liu e Znidarcic, 1991). Os principais modelos de compressibilidade e permeabilidade serão descritos a seguir em função do objetivo deste trabalho que é a determinação das relações constitutivas ligadas ao processo de adensamento. É importante ressaltar que os conceitos apresentados são baseados na determinação das características de solos finos de alta compressibilidade de acordo com (Liu, 1990).

2.2.2.1 Modelos de compressibilidade

A seguir são descritos alguns dos principais modelos de compressibilidade propostos na literatura.

a) Modelo linear-logarítmico

O modelo linear-logarítmico apresenta a expressão mais simples para a compressibilidade, na qual se admite que o coeficiente de compressibilidade é constante. A equação deste modelo é descrita por:

$$e = e_0 - C_c \log\left(\frac{\sigma'}{\sigma'_0}\right) \quad (2.75)$$

onde:

e_0 é o índice de vazios inicial;

σ'_0 é a tensão efetiva inicial;

C_c é o coeficiente de compressibilidade do solo.

Este modelo apresenta como vantagem a facilidade e simplicidade em expressar o decréscimo da compressibilidade com o acréscimo da tensão efetiva. Algumas limitações deste modelo são: índice de vazios infinito para tensão efetiva nula, do índice de vazios negativos para tensões efetivas elevadas e impossibilidade de modelagem do comportamento de materiais de granulometria fina que exibem uma relação não-linear entre o índice de vazios e o logaritmo da tensão efetiva.

b) Modelo de Koppula e Morgenstern (1982)

Este modelo foi inicialmente proposto por Janbu (1963) na seguinte forma:

$$\frac{de}{d\sigma'} = \left(\frac{de}{d\sigma'}\right)_0 \left(\frac{\sigma'}{\sigma'_0}\right)^p \quad (2.76)$$

que pode ser integrado para se obter que:

$$e = \left(\frac{de}{d\sigma'}\right)_0 \frac{1}{(p+1)} \frac{(\sigma')^{p+1}}{(\sigma'_0)^p} + C \quad (2.77)$$

onde:

p é a constante do material;

C é a constante de integração.

O primeiro termo à direita da equação representa uma função potencial em termos de tensão efetiva, que tem sido usada atualmente de várias formas em modelos constitutivos.

c) Modelo de Monte e Krizek (1976)

Propõe-se a seguinte função potencial:

$$\sigma' = D(\varepsilon)^N \quad (2.78)$$

e que:

$$\varepsilon = \frac{(e'_0 - e)}{(1 + e'_0)} \quad (2.79)$$

onde:

D , N são constantes;

ε é deformação relacionada à variação do índice de vazios;

e'_0 é o índice de vazios no limite de fluidez.

O limite de fluidez é definido como sendo o teor de umidade correspondente ao instante em que as partículas sólidas, sedimentadas a partir de uma suspensão, iniciam a interação entre elas. Neste instante a resistência ao cisalhamento da mistura é nula.

d) Modelo de Butterfield (1979)

Este modelo surgiu da revisão de dados publicados sobre características de adensamento unidimensional para vários solos. Os solos podem ser modelados com grande eficiência através de duas linhas retas em um gráfico do logaritmo do índice de vazios com o logaritmo da tensão efetiva. A relação funcional tem a forma:

$$\ln\left(\frac{1+e}{1+e_0}\right) = -C_c \ln\left(\frac{\sigma'}{\sigma'_0}\right) \quad (2.80)$$

onde:

C_c é a inclinação do trecho correspondente a região normalmente adensada da curva.

Esta constante deve ser substituída por C_s para a região sobreadensada da curva.

A função proposta também pode ser escrita como:

$$e = (1 + e_0) \cdot \left(\frac{\sigma'}{\sigma'_0} \right)^{-C_c} - 1 \quad (2.81)$$

e) Modelo de Somogyi (1979)

A função potência proposta por Somogyi (1979) foi usada por McVay *et al.* (1986), Huerta *et al.* (1988), Feldkamp (1989) e outros, sendo apresentada sob a forma:

$$e = A \cdot \sigma'^B \quad (2.82)$$

onde:

A, B são constantes do modelo.

f) Modelo de Carrier III *et al.* (1983)

A função potência proposta tem a forma:

$$e = \alpha \cdot \left(\frac{\sigma'}{p_{atm}} \right)^\beta + \varepsilon \quad (2.83)$$

onde:

p_{atm} é a pressão atmosférica;

α , β , ε são coeficientes empíricos.

g) Modelo de Gibson *et al.* (1981) e Cargill (1984)

A função exponencial proposta para modelar o adensamento unidimensional de materiais de granulometria fina tem a forma:

$$e = (e_{00} - e_\infty) \exp(-\lambda \sigma') + e_\infty \quad (2.84)$$

onde:

e_{00} é o índice de vazios correspondente à tensão efetiva zero;

e_∞ é o índice de vazios correspondente à tensão efetiva infinita;

λ é constante do material.

Segundo Liu (1990), essa função não apresenta as limitações dos outros modelos e é adequada na modelagem do comportamento de materiais de granulometria fina principalmente para a faixa de baixas tensões efetivas.

h) Modelo de Hardin (1989)

Este modelo é proposto para solos coesivos normalmente adensados submetidos a um estado de deformação unidimensional e apresenta a seguinte forma:

$$\frac{1}{e} = \frac{1}{e_i} + \frac{1}{S_{1-D}} \left(\frac{\sigma'}{P_{atm}} \right)^p \quad (2.85)$$

onde:

$1/e_i$ é o intercepto para σ' igual a zero;

p é parâmetro;

S_{1-D} é o coeficiente de rigidez adimensional para a deformação unidimensional.

Observa-se que o índice de vazios é bem definido para tensão efetiva zero. Além disso, uma vez que p é sempre positivo, o índice de vazios é positivo independentemente da magnitude da tensão efetiva.

i) Modelo de Liu (1990)

Este modelo foi obtido pela expansão da função potencial apresentada por Somogyi (1979) adicionando uma constante “Z” para evitar o problema do índice de vazios infinito para tensão efetiva nula. Este modelo contorna as deficiências relacionadas anteriormente além de representar a compressibilidade de ambos os materiais normalmente adensados e sobreadensados. O modelo apresenta a seguinte forma:

$$e = A \cdot (\sigma' + Z)^B \quad (2.86)$$

onde:

A, B, Z são parâmetros do modelo.

Liu (1990) apresenta um estudo comparativo dos três últimos modelos aqui apresentados (função potencial, modelo de Hardin e função potencial estendida) a partir

de dados de adensamento unidimensional. Observa-se que a função exponencial não apresentou um bom ajuste com os dados experimentais, especialmente na faixa de tensão elevada, mas nos modelos de Hardin e na função potencial expandida o ajuste obtido aos dados experimentais foi adequado.

Conclui-se, portanto, que os dois modelos analíticos, modelo de Hardin e função potencial extendida, removem todas as maiores limitações do modelo logarítmico-linear e das funções potenciais. Aliás, todos os modelos de função potencial têm características semelhantes e não se observa nenhum benefício na escolha de uma ou de outra forma para modelar o adensamento de solos.

Essas funções são capazes de modelar uma relação não linear entre o índice de vazios e a tensão efetiva e não assumem valores negativos de índice de vazios, independente da magnitude da tensão efetiva. Contudo nenhum desses modelos de função potencial pode evitar que o índice de vazios assumira valor infinito quando a tensão efetiva for zero, pois o expoente nestas funções é sempre negativo.

O modelo proposto por Liu (1990) tem se mostrado bastante apropriado para modelar a relação tensão efetiva x índice de vazios conforme pode-se observar nos trabalhos de Al-Tabbaa e Wood (1987), Aiban e Znidarcic (1990) e Abu-Hejleh e Znidarcic (1992). Portanto esse modelo será adotado na análise dos resultados dos ensaios de adensamento a grandes deformações conforme citado no item 5.2.5.

Através desse modelo, o índice de vazios fica bem definido para a tensão efetiva nula, independentemente da magnitude da tensão. Essa função é capaz de modelar o comportamento de materiais de granulometria fina de alta compressibilidade com grande eficiência.

2.2.2.2 Modelos de permeabilidade

A seguir são descritos alguns modelos de permeabilidade propostos na literatura.

a) Modelo linear-logarítmico

O modelo linear logarítmico é usado para modelar a relação índice de vazios x permeabilidade e apresenta a seguinte forma:

$$e = e_0 + C_k \log_{10} \left(\frac{k}{k_0} \right) \quad (2.87)$$

onde:

C_k é a constante para um dado solo;

k_0 é o coeficiente de permeabilidade inicial.

Este modelo é considerado inadequado para caracterização do comportamento de permeabilidade para materiais com granulometria fina, de acordo com Monte e Krizek (1976).

b) Modelo de Kozeny-Carman (1956)

Este modelo apresenta a seguinte forma:

$$k = C \frac{e^3}{(1+e)} \quad (2.88)$$

onde:

C é função do peso específico e da viscosidade do fluido, do fator de forma dos poros, da superfície específica por unidade de volume das partículas sólidas e da tortuosidade do caminho de fluxo.

c) Modelo de Monte e Krizek (1976)

Os autores propuseram uma relação quadrática da permeabilidade com o índice de vazios para materiais com granulometria fina. Uma forma linear da função relacionando k dividido por $(1+e)$ foi usada de acordo com:

$$\frac{k}{(1+e)} = \alpha + \beta e \quad (2.89)$$

onde:

α , β são constantes do material.

d) Modelo de Somogyi (1979)

Uma função exponencial para relacionar a permeabilidade e o índice de vazios foi proposta sob a forma:

$$k = Ce^D \quad (2.90)$$

onde:

C, D são parâmetros do modelo determinados na análise.

Esta função tem se mostrado bastante apropriada para modelar a relação índice de vazios x permeabilidade conforme observado nos trabalhos de Al-Tabbaa e Wood (1987), Aiban e Znidarcic (1990) e Abu-Hejleh e Znidarcic (1992). Portanto, este será o modelo adotado na análise dos resultados dos ensaios de adensamento a grandes deformações conforme citado no item 5.2.5.

e) Modelo de Koppula e Morgenstern (1982)

Este modelo relaciona a permeabilidade dividida por (1+e) à tensão efetiva, sendo que a permeabilidade pode ser considerada como uma função potencial do índice de vazios na forma:

$$\frac{k}{(1+e)} = \left(\frac{k}{1+e} \right)_0 \left(\frac{\sigma'}{\sigma'_0} \right)^q \quad (2.91)$$

onde:

q é a constante do material.

f) Modelo de Carrier *et al.* (1983)

A permeabilidade pode ser modelada através da seguinte equação:

$$k = E \frac{e^F}{(1+e)} \quad (2.92)$$

onde:

E, F são constantes do material.

g) Modelo de Carrier e Bromwell (1983)

Este modelo tem a seguinte equação:

$$k = \mu \frac{(e - \lambda)^v}{(1+e)} \quad (2.93)$$

onde:

μ , v , λ são constantes do material.

2.3 Modelagem do problema de fluxo em condições saturadas

A simplificação mais usual para a engenharia geotécnica com relação a equação geral de fluxo (equação 2.11) é considerar ρ_w , S e n como constantes e portanto, com derivadas nulas. Anulando-se o segundo termo da equação, a análise é de fluxo saturado no estado de equilíbrio. A equação capaz de representar o fluxo no solo em condições saturadas é:

$$\frac{\partial(\rho_w v_x)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho_w v_y)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho_w v_z)}{\partial z} = 0 \quad (2.94)$$

Considerando que é válida a Lei de Darcy e que o fluido é incompressível (ρ_w constante), tem-se:

$$\frac{\partial}{\partial x} (k_x \frac{\partial h}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (k_y \frac{\partial h}{\partial y}) + \frac{\partial}{\partial z} (k_z \frac{\partial h}{\partial z}) = 0 \quad (2.95)$$

Considerando que o coeficiente de permeabilidade k é constante em uma mesma direção, resulta:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (2.96)$$

Para as condições de isotropia de permeabilidades ($k_x = k_y = k_z$) em um determinado

material, a equação clássica governadora dos problemas de fluxo em solos saturados fica:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (2.97)$$

Esta equação diferencial parcial (2.97) é chamada de equação de Laplace. A solução dessa equação é uma função $h(x, y, z)$ que descreve o valor da carga hidráulica h em um ponto para condições tridimensionais.

2.3.1 Permeabilidade saturada

Os solos são materiais permeáveis dado que a água pode fluir através dos seus poros que estão interligados entre as partículas sólidas. A pressão da água que ocupa os poros é medida em relação a pressão atmosférica (nível de água).

O nível de água se altera de acordo com as condições climáticas, mas ele pode se alterar como consequência de operações de construção. Abaixo do nível de água, assume-se que o solo esteja completamente saturado, a pressão da água que ocupa os poros é estática (pressão hidrostática) e depende da profundidade abaixo do nível de água. Acima do nível de água, a água pode manter-se em pressão negativa pela tensão capilar: quanto menor o tamanho dos poros maior a altura que a água pode elevar-se acima do nível de água.

Conforme definido na engenharia geotécnica, a permeabilidade é a propriedade do solo que permite um fluido escoar através dele, isto é, através de seus vazios. Portanto, a permeabilidade é um parâmetro que mede a velocidade aparente de percolação de um fluido em um meio poroso. A permeabilidade dos solos também é afetada por diferentes fatores, incluindo o tamanho e a geometria dos vazios. Por sua vez, as características dos vazios são relacionadas ao tamanho, forma e arranjo dos grãos do solo. Estes fatores serão discutidos com detalhes no item 2.3.5.

Na engenharia geotécnica, o interesse está voltado basicamente a permeabilidade de líquidos, e o líquido é usualmente a água. O fluxo de água através de todos os tipos de solos, desde pedregulhos e areias até argilas impermeáveis, é governado pelas mesmas leis físicas. A diferença entre as características de permeabilidade dos tipos de solos é somente a magnitude do fenômeno, dado que uma argila pode ser muitas vezes menos permeável que uma areia.

2.3.2 *Lei de Darcy*

Em 1856, o engenheiro hidráulico francês Henri Darcy verificou através de ensaios que a velocidade de fluxo da água através de uma coluna de solo é diretamente proporcional a carga total e inversamente proporcional ao comprimento da coluna. Os resultados foram generalizados na lei empírica que recebeu o seu nome e pode ser escrita como:

$$q = k \frac{\Delta h}{L} A \quad (2.98)$$

onde:

q é a vazão de fluxo;

k é a permeabilidade;

Δh é a perda de carga ao longo da amostra;

L é o comprimento da amostra;

A é a área transversal da amostra perpendicular à direção de fluxo.

O gradiente hidráulico, isto é, a taxa de variação da carga hidráulica total em relação a distância na direção do fluxo, é dado por:

$$i = \frac{h_1 - h_2}{L} = \frac{\Delta h}{L} \quad (2.99)$$

Dado que a lei de Darcy é válida para a condição de fluxo laminar, quando a velocidade de fluxo excede um determinado valor crítico, ocorre uma turbulência, o fluxo deixa de

ser laminar e a lei de Darcy não é mais válida.

Para fluxo ascendente, muito cuidado deve ser tomado em relação ao gradiente hidráulico crítico que é o valor do gradiente hidráulico sob o qual as partículas do solo começam a perder o contato entre elas. Essa perda de contato resulta na perda da tensão efetiva levando o solo, se granular, a uma situação instável, com perda de capacidade de suporte conhecido como estado de liquefação ou de areia movediça. Logo o gradiente hidráulico imposto na amostra não deve ser maior que o gradiente hidráulico crítico.

Para fluxo descendente, o atrito devido ao arraste da água nas superfícies das partículas de solo tendem a trazer as partículas perto umas das outras e aumentar a pressão de contato entre elas, podendo ocasionar o adensamento do solo.

A velocidade da água que é considerada para o fluxo através dos solos é a velocidade de descarga e não a velocidade real das partículas de água através dos vazios. A velocidade de descarga também é denominada de velocidade superficial ou velocidade de percolação de Darcy e é definida como:

$$v = \frac{Q}{A \cdot t} = \frac{q}{A} \quad (2.100)$$

onde:

Q é o volume de água que flui através do solo;

t é o tempo;

q é a vazão de fluxo.

A lei de Darcy apresenta a equação básica para os cálculos de permeabilidade. Conforme já mencionado, é baseada nas suposições de que o fluxo de água é laminar e não turbulento. Assume-se que o índice de vazios permanece constante e que são alcançadas as condições de equilíbrio na percolação. Esta suposição é geralmente válida para solos desde argilas até areias médias, mas não deve ser válida para materiais mais

grossos.

A permeabilidade na lei de Darcy depende não somente das propriedades do meio poroso mas também das propriedades do líquido permeante. Logo uma outra forma da lei de Darcy é escrita a seguir:

$$q = K \frac{\gamma}{\eta} \frac{\Delta h}{L} A \quad (2.101)$$

onde:

K é a permeabilidade intrínseca do solo;

γ é o peso específico do líquido permeante;

η é a viscosidade do líquido permeante.

A permeabilidade intrínseca é constante para um dado solo com uma dada permeabilidade e é independente das propriedades do fluido permeante. De acordo com Daniel (1993), os engenheiros civis têm denominado a permeabilidade de coeficiente de permeabilidade, mas os geotécnicos e os hidrogeologistas preferem denominá-la de condutividade hidráulica. Devido ao fato de outros fenômenos de condução serem descritos por uma equação com forma idêntica da lei de Darcy e também devido ao fato do coeficiente de proporcionalidade nestas equações de condução ser usualmente chamado condutividade, pode-se denominar o coeficiente k na lei de Darcy de condutividade hidráulica a fim de ser consistente com outros domínios.

2.3.3 Efeito da temperatura

A permeabilidade está relacionada à viscosidade da água, a qual varia com a temperatura. Portanto, a temperatura da água deve ser sempre levada em consideração na realização dos ensaios de permeabilidade, seja no laboratório ou no campo.

É conveniente relacionar a permeabilidade à temperatura padrão de 20°C. Se o ensaio de permeabilidade realizado a uma temperatura de T°C fornece um coeficiente de

permeabilidade k_T , o correspondente valor a 20°C , k_{20} é calculado pela equação:

$$k_{20^\circ\text{C}} = k_{T^\circ\text{C}} \left(\frac{\eta_{T^\circ\text{C}}}{\eta_{20^\circ\text{C}}} \right) \quad (2.102)$$

2.3.4 Relações empíricas

Muitas fórmulas têm sido apresentadas para relacionar a permeabilidade dos solos, especialmente os solos granulares, às características de suas partículas e a outros dados de classificações. Duas dessas fórmulas têm sido amplamente aceitas.

A primeira é dada por Hazen (1892) que é simples, mas indica apenas a ordem de grandeza da permeabilidade e é baseada nos dados da dimensão das partículas. A segunda é a fórmula de Kozeny (1927) e modificada por Carman (1939), a qual leva em conta a forma e distribuição do tamanho das partículas e a porosidade do solo.

a) Fórmula de Hazen

Esta fórmula é baseada em trabalho experimental com areias finas, uniformes, e busca relacionar a permeabilidade ao diâmetro efetivo das partículas (D_{10}). Este método não leva em conta as variações do índice de vazios e não deve ser aplicada a argilas. A fórmula dada por Terzaghi e Peck (1948) no sistema internacional de unidades é:

$$k = C(D_{10})^2 \times 10^{-4} (\text{m/s}) \quad (2.103)$$

onde:

C é um fator a ser determinado, usualmente igual a 100.

b) Fórmula de Kozeny

A equação proposta por Kozeny relaciona o tamanho das partículas, a porosidade (n), a angularidade das partículas, a superfície específica (S) e a viscosidade da água (η_w). A equação geral é:

$$k = \frac{\rho_w \cdot g}{e \cdot C \cdot \eta_w \cdot S^2} \frac{n^3}{(1-n)^2} \quad (2.104)$$

Esta equação foi modificada por Carman:

$$k = \frac{\rho_w g}{C \eta_w S^2} \frac{e^3}{1+e} \quad (2.105)$$

onde:

g é a aceleração da gravidade;

η_w é a viscosidade dinâmica da água;

C é o fator de forma;

S é a superfície específica dos grãos $[L]^{-1}$.

2.3.5 Fatores que afetam a permeabilidade

A permeabilidade é uma propriedade fundamental dos solos, mas depende dos seguintes fatores relacionados abaixo (Head, 1984):

a) Fatores invariáveis para um dado solo

- Distribuição do tamanho das partículas: a permeabilidade de solos granulares é influenciada pela distribuição do tamanho das partículas. Quanto menores as partículas, menor o índice de vazios entre elas e, portanto, a resistência ao fluxo de água aumenta (isto é, a permeabilidade diminui) com a diminuição do tamanho das partículas.
- Forma e textura das partículas: partículas alongadas e irregulares criam trajetórias de fluxo que são mais tortuosas do que aquelas em torno de partículas esféricas. Já as partículas com superfície de textura áspera apresentam maior resistência devido ao atrito ao fluxo do que partículas com textura lisa. Ambos os efeitos tendem a reduzir a velocidade de fluxo da água através do solo, isto é, reduzir a permeabilidade.
- Composição mineralógica: este é um fator adicional para solos com granulometria fina pois diferentes tipos de minerais conservam diferentes espessuras de água absorvida e, conseqüentemente, o tamanho dos poros variam. O tipo de mineral

influencia a permeabilidade de argilas de forma mais expressiva do que o tamanho das partículas.

b) Fatores dependentes das condições do solo

- Índice de vazios: a forma de preparação da amostra de solo tem um efeito considerável no tamanho e disposição dos vazios entre as partículas e, por isso, na permeabilidade.
- Grau de saturação: a quantidade de vazios preenchidos com água é muito importante nas medidas de permeabilidade. As bolhas de ar podem bloquear os canais de percolação entre as partículas e reduzir apreciavelmente a permeabilidade.

c) Fatores relacionados ao fluido permeante

- Natureza do fluido: a permeabilidade depende das propriedades do fluido permeante, isto é, da densidade e da viscosidade dinâmica do fluido. A origem da água usada nos ensaios pode ser fator significativo.
- Tipo de fluxo: umas das suposições na qual a lei de Darcy é baseada é que o fluxo é laminar, o que ocorre quando a velocidade de fluxo é relativamente baixa. Acima de uma determinada velocidade, o fluxo torna-se turbulento e a lei de Darcy não é mais válida.
- Temperatura: o aumento na temperatura causa a diminuição na viscosidade da água, isto é, a água se torna mais 'fluida', o que afeta o valor da permeabilidade medida. Maiores detalhes podem ser obtidos no item 2.3.3.

d) Fator relacionado ao estado natural do solo

- Estrutura do solo: alguns solos em seu estado natural são anisotrópicos. Alguns

fatores de anisotropia que podem afetar a permeabilidade são as descontinuidades, tais como as fissuras, as lentes ou intrusões de silte e areia, ou bolsões de material orgânico.

2.3.6 Valores típicos de permeabilidade

A Tabela 2.1 abaixo fornece uma classificação dos materiais com relação à permeabilidade segundo Terzaghi e Peck (1967).

Tabela 2.1: Classificação do solo de acordo com a permeabilidade (Terzaghi e Peck, 1967).

Grau de Permeabilidade (Terzaghi)	k (cm/s)
Alta	Acima de 10^{-1}
Média	10^{-1} a 10^{-3}
Baixa	10^{-3} a 10^{-5}
Muito baixa	10^{-5} a 10^{-7}
Praticamente impermeável	Abaixo de 10^{-7}

A Tabela 2.2 também indica limites de valores de permeabilidade (k) e de permeabilidade intrínseca (K) para um amplo grupo de materiais. Esta tabela é baseada em parte do dados apresentados na revisão de Davis (1969) segundo Freeze e Cherry (1979). Através desses dados pode-se concluir que a permeabilidade varia sobre um amplo campo de valores.

2.4 Modelagem do problema de fluxo em condições não saturadas

Em meios não saturados, a equação geral do processo de fluxo resulta em:

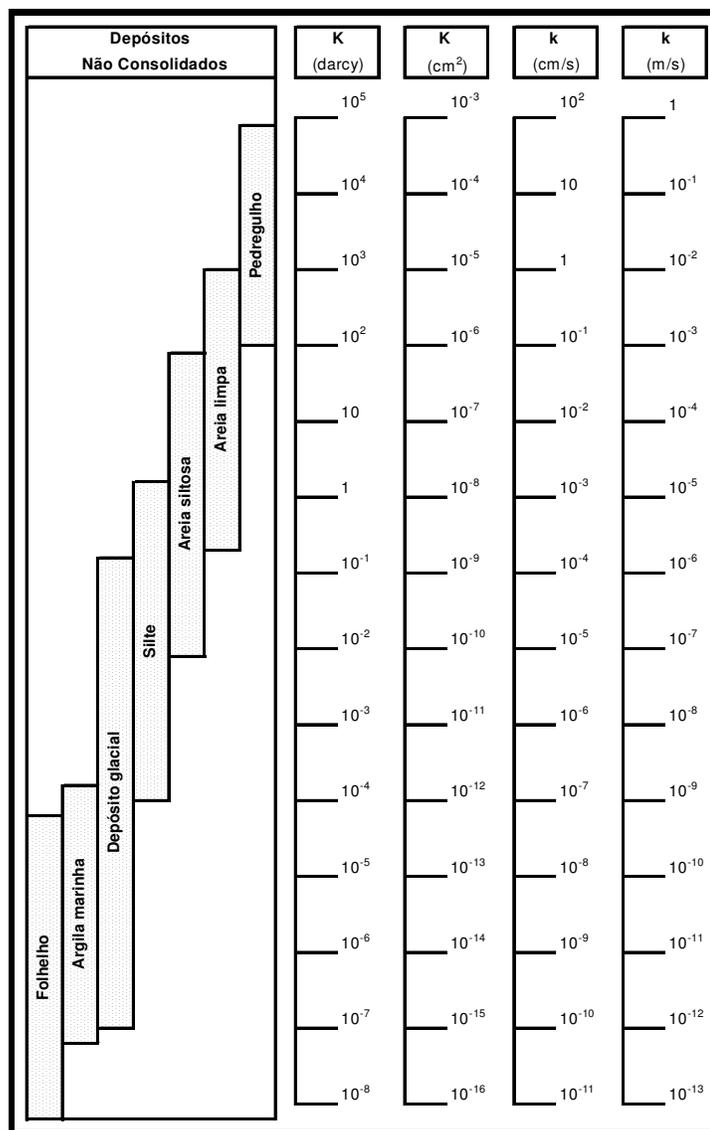
$$\frac{\partial(\rho_w v_x)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho_w v_y)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho_w v_z)}{\partial z} = \rho_w \cdot n \cdot \frac{\partial S}{\partial t} \quad (2.106)$$

A equação (2.106) é a equação que descreve o fluxo em condições não saturadas em um meio poroso não compressível e em condições isotérmicas. Considerando que o fluido é

incompressível (ρ_w constante), que é válida a Lei de Darcy, que a carga hidráulica (h) pode ser dividida nas parcelas devida à elevação (z) e à carga de pressão (ψ) e introduzindo o conceito de umidade volumétrica ($\theta = S.n$), isto é, a relação entre o volume de água presente no solo e o volume total do solo, tem-se:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial \psi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial \psi}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left[k_z \left(1 + \frac{\partial \psi}{\partial z} \right) \right] = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (2.107)$$

Tabela 2.2: Grupo de valores de permeabilidade (k) e permeabilidade intrínseca (K) Freeze e Cherry, 1979).



Sabe-se que, para solos não saturados, a diminuição da umidade volumétrica (θ) implica no aumento das tensões intersticiais solo-água, ou seja, no aumento da sucção. Esta sucção é função do arranjo e da dimensão das partículas e, assim, a capacidade de retenção da água de um solo é uma característica intrínseca deste material.

O aumento da sucção provoca também a diminuição na permeabilidade (k), ou seja, as poropressões negativas (sucção) impõem uma barreira à passagem de água no meio pois, com o aumento da sucção, ocorre a diminuição da umidade volumétrica e,

consequentemente, a redução dos caminhos de percolação da água. Assim, k_x , k_y e k_z são funções de ψ ($k_x = k_x(\psi)$, $k_y = k_y(\psi)$ e $k_z = k_z(\psi)$) e também são características intrínsecas do material.

Como a umidade volumétrica é função da carga de pressão ($\theta = \theta(\psi)$), pode-se trabalhar com (ψ) como variável dependente, introduzindo-se, para tanto, o termo capacidade de retenção específica ($C(\psi)$):

$$C(\psi) = \frac{\partial \theta}{\partial \psi} \quad (2.108)$$

Assim, pode-se escrever a equação dos processos de fluxo em meios não saturados:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial \psi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial \psi}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left[k_z \left(1 + \frac{\partial \psi}{\partial z} \right) \right] = C(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial t} \quad (2.109)$$

A equação (2.109) é a equação para o fluxo transiente em um meio não saturado e é denominada equação de Richards (Freeze e Cherry, 1979). Essa equação pode ser classificada como uma equação diferencial parcial não linear de segunda ordem, tendo com variáveis independentes x , y , z e t e a incógnita $\psi = \psi(x, y, z, t)$. A não linearidade é devida ao fato dos coeficientes das derivadas não serem constantes, mas dependentes da variável primária (ψ). Os termos $\partial k_x(\psi)/\partial x$, $\partial k_y(\psi)/\partial y$ e $\partial k_z(\psi)/\partial z$ dependem das propriedades do material. Assim, para a solução desta equação diferencial é necessário a determinação das relações constitutivas.

A realização de ensaios de laboratório com emprego da bomba de fluxo em solos não saturados tem como objetivo a obtenção das relações constitutivas $\theta = \theta(\psi)$ e $k = k(\psi)$ conforme pode ser observado na Figura 2.7. Essas funções são chamadas de curvas características. A primeira relação é a curva de retenção de água e a segunda é a função de permeabilidade. Essas curvas apresentam em geral forma sigmóide e tem histerese

para os ciclos de drenagem e saturação.

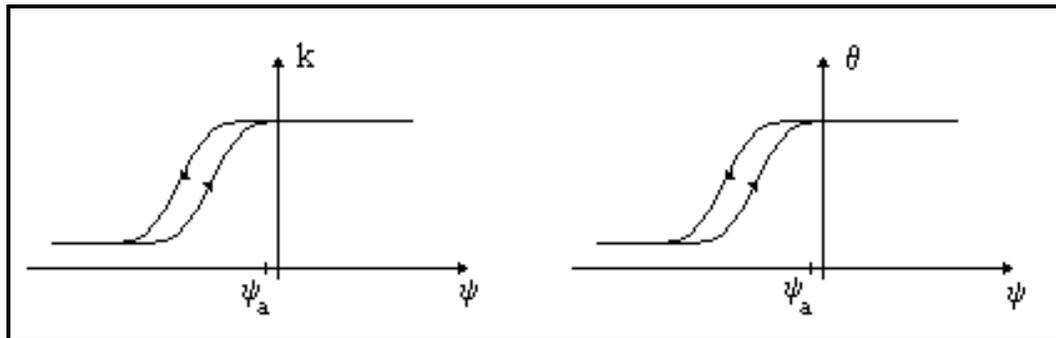


Figura 2.7: Esboço das curvas características $k=k(\psi)$ e $\theta=\theta(\psi)$.

2.4.1 Fluxo em solos não saturados

Na natureza, a maior parte dos processos de fluxo ocorrem em regiões em que o meio é não saturado. A principal diferença entre os processos de fluxo em solos saturados e não saturados encontra-se no valor da permeabilidade, que decresce com a presença de ar nos vazios. Um estudo bastante completo sobre o comportamento de solos não saturados é apresentado por Fredlund (1979), Fredlund e Rahardjo (1993) e Fredlund (1995).

Conforme descrito no item 2.3, a permeabilidade do solo é uma propriedade que está relacionada com a facilidade com a qual o solo permite o fluxo da água. Até então, os conceitos relacionados a permeabilidade (lei de Darcy, carga hidráulica e permeabilidade) foram desenvolvidos para solos saturados, ou seja, aqueles cujos vazios estão completamente preenchidos por água. Para esses solos o valor da permeabilidade permanece constante.

No entanto alguns solos, especialmente aqueles próximos à superfície do terreno, raramente estão saturados. Nestes solos, os vazios estão parcialmente preenchidos com água e os vazios restantes estão preenchidos por ar. Para solos não saturados, o valor da permeabilidade varia devido à presença de ar no meio. Já a água armazenada no solo,

além de afetar a permeabilidade, controla a distribuição de poropressões no meio.

A Figura 2.8 apresenta a distribuição de poropressão (u) típica em um horizonte de solo. Nesta figura, pode-se destacar as três zonas distintas: zona saturada, franja capilar e zona não saturada.

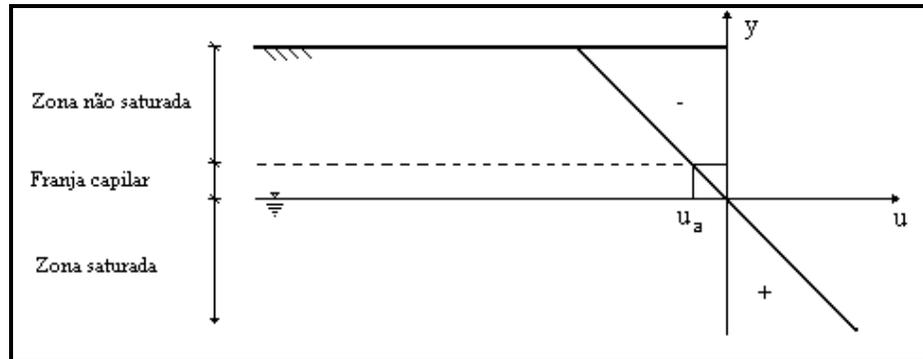


Figura 2.8: Distribuição de poropressão típica em um horizonte de solo.

A zona saturada é a região na qual os vazios do solo estão preenchidos por água e a poropressão é positiva. A franja capilar é a região de ascensão capilar na qual o solo ainda se encontra saturado, porém sujeito a uma poropressão negativa. Já a zona não saturada é a região sujeita a uma poropressão negativa na qual os vazios do solo são preenchidos por ar e água. A poropressão de entrada de ar (u_a) caracteriza a interface entre a franja capilar e a zona não saturada.

Em referência ao mecanismo físico de retenção de água, os engenheiros geotécnicos geralmente denominam a carga de pressão ψ , quando $\psi < 0$, de carga de sucção. Observa-se que, na zona saturada, $\psi > 0$ e na zona não saturada, $\psi < 0$. Isto reflete o fato de que a água na zona não saturada é mantida nos poros do solo sob as forças da tensão superficial. A carga hidráulica (h) é igual a soma algébrica da carga de pressão (ψ) e da carga de posição (z).

2.4.1.1 Meio poroso

O meio poroso é um conjunto sólido contendo vazios e poros. Segundo Manna (1991), Bear (1972) descreveu o meio poroso como um volume ocupado por uma matéria multifásica na qual pelo menos uma das fases é sólida e a outra é não sólida. Esta definição inclui material sólido, vazio e fluido ou fluidos que ocupam os vazios. O espaço dentro do domínio do meio poroso, que não é parte da matriz sólida, é referido como vazio ou poro. Os poros ou vazios estão dispersos no meio poroso de uma maneira regular ou aleatória e podem estar ou não interconectados.

2.4.1.2 *Lei de Darcy*

A Lei de Darcy (1856), conforme já definida anteriormente no item 2.3.2 aplica-se também quando o meio é não saturado. Neste caso, a diferença de pressão será determinada por forças capilares e de adsorção e a condutividade irá depender do teor de umidade do meio.

2.4.1.3 *Teor de umidade volumétrica*

Baseado na definição de que os vazios do meio poroso podem estar parcialmente preenchidos por um líquido e a parte remanescente estar ocupada por outro gás, é necessário determinar a quantidade de cada fluido que ocupa os vazios. O conceito de teor de umidade volumétrica (θ) que relaciona o volume do fluido e o volume total do solo é introduzido. A relação entre o grau de saturação (S) e o teor de umidade volumétrica é expressa como:

$$\theta = S \cdot n \tag{2.110}$$

onde:

n é a porosidade do solo.

2.4.1.4 *Sucção mátrica*

A sucção total (ψ_t) está associada à energia potencial da água no solo e pode ser separada em duas componentes: a sucção mátrica (ψ_m) e a sucção osmótica (ψ_{om}). A sucção osmótica está relacionada à presença de diferenças de concentração de solutos

no solo. Já a sucção mátrica é composta por duas parcelas: a sucção capilar (ψ_c) e a sucção de adsorção (ψ_{ad}).

Logo:

$$\psi_t = \psi_m + \psi_{om} \quad (2.111)$$

$$\psi_m = \psi_c + \psi_{ad} \quad (2.112)$$

A sucção capilar está relacionada com o nível macroestrutural do solo, isto é, com a interligação dos poros através dos quais a água flui devido a gradientes de pressão capilar. A sucção de adsorção está associada ao nível microestrutural, ou seja, a hidratação dos minerais argílicos.

A influência relativa das parcelas de sucção na curva de retenção de água está apresentada na Figura 2.9. A sucção é expressa em unidade de pressão, carga hidráulica ou através da escala “pF”. Esta escala corresponde ao logaritmo decimal da sucção (h_s) expressa em centímetro de água equivalente, isto é:

$$pF = \log h_s \quad (2.113)$$

2.4.1.5 *Mecanismo físico de retenção de água no solo*

A forma de armazenamento da água pelo solo é um fator importante no estudo dos solos não saturados. Segundo Barbour (1998), pode-se destacar três formas de interpretação do mecanismo de armazenamento da água em solos. A primeira forma, proposta por Briggs (1897), atribuiu a capacidade de retenção de água de um solo à ação da tensão superficial de filmes de água ao redor de capilares e, ainda, à ação de forças de atração ao redor das partículas.

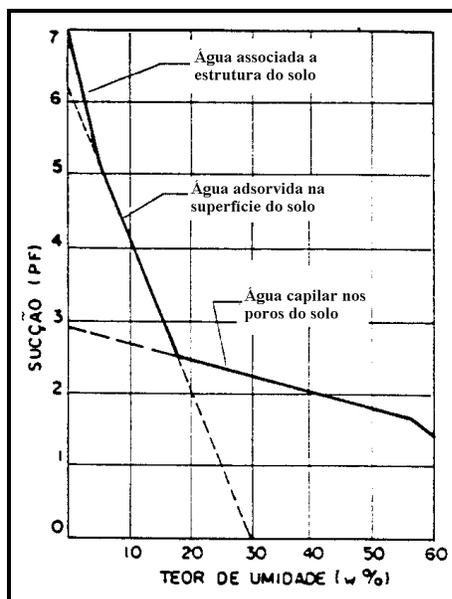


Figura 2.9: Influência relativa das parcelas de sucção em uma curva de retenção de água (Mac Queen e Miller, 1974 *apud* de Campos *et al.*, 1992).

Já a segunda forma, proposta por Buckingham (1907), adota a abordagem baseada na energia da água presente no solo, isto é, na energia da água intersticial, denominada potencial capilar, que controla a capacidade de retenção do solo. A curva de retenção do solo, que é a relação entre o potencial capilar e o teor de umidade volumétrica do solo, foi proposta por este autor.

A terceira forma baseia-se no modelo capilar com a interpretação do potencial capilar feita em termos da diferença de pressão ao longo do menisco na interface ar-água dentro do solo. Este modelo foi proposto por Haines (1927) por meio da observação microscópica que revela um menisco côncavo estendendo-se de grão a grão ao longo de cada poro. Logo a interface ar-água em um solo pode ser aproximada por um menisco ar-água formado em tubo capilar de vidro, onde a altura de ascensão capilar é h_c , conforme mostra a Figura 2.10.

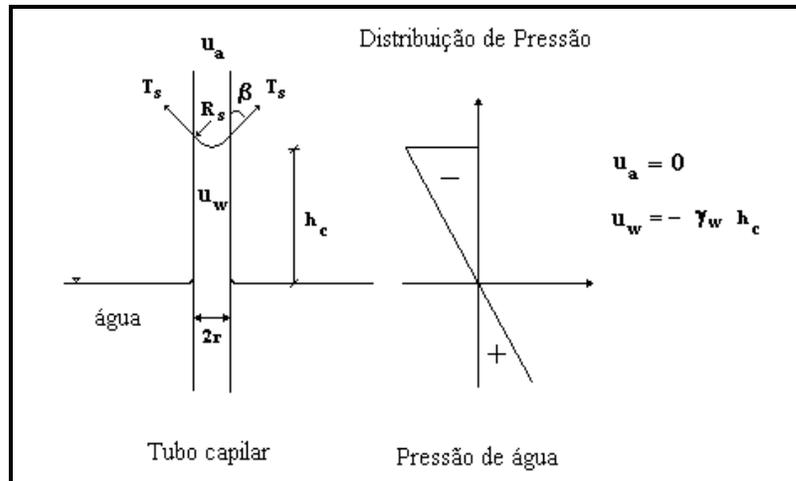


Figura 2.10: Modelo capilar.

O equilíbrio do menisco é mantido pois a diferença entre as pressões de ar (u_a) e de água (u_w), denominada sucção mátrica, atuando no tubo capilar é equilibrada pela tensão superficial (T_s) atuando em um ângulo de molhamento (β) ao longo do contato ar-água.

Segundo Taylor (1948), no modelo capilar a sucção mátrica é proporcional ao inverso do raio efetivo do poro (r). Este modelo, apesar das limitações devido à variação geométrica do meio, contribuiu para os estudos de características dos solos não saturados, tais como a resistência e o efeito de histerese na curva de retenção de água. Para o modelo capilar, define-se a pressão capilar como uma descontinuidade na pressão que ocorre ao longo da interface que separa dois fluidos imiscíveis em contato em um meio poroso, expressa por:

$$p_c = 2 \cdot T_s \frac{\cos \beta}{r} \quad (2.114)$$

onde:

p_c é a pressão capilar;

r é o raio do tubo capilar.

Em geral, o valor da pressão capilar depende da saturação e da geometria dos poros nos quais ocorrem a interface. A um dado nível de saturação, baixos valores de pressão capilar correspondem a grandes poros. Ao contrário, altos valores de pressão capilar são devidos ao efeito de pequenos poros.

Por meio do modelo capilar, pode-se afirmar que o aumento do teor de umidade volumétrica implica em uma diminuição das tensões intersticiais solo-água, ou seja, uma diminuição da sucção. Observa-se, ainda que, ao diminuir-se a sucção, ocorrerá um aumento na permeabilidade (k), que varia linearmente com a carga de pressão (ψ).

2.4.2 Relação sucção x saturação

A saturação e a pressão capilar relacionam-se através de uma função. Esta função pode ser visualizada considerando o modelo da seção transversal de um elemento de poro contendo uma mistura de ar e água.

Segundo Manna (1991), quando um gás desloca um líquido pelo aumento de pressão de ar ou pela diminuição de pressão de água, um volume de água é removida do poro (por exemplo, na Figura 2.11, p_c aumenta de p_{c1} para p_{c2}). Logo, como a pressão capilar aumenta, as interfaces restringem-se a espaços sucessivamente menores com menores raios de curvatura, ou seja:

$$S = f(p_c) \tag{2.115}$$

onde:

S é o grau de saturação.

De forma a se verificar a relação expressa pela equação (2.115), muitos ensaios em solos têm sido realizados em laboratório por engenheiros de petróleo e engenheiros geotécnicos. Em geral, a amostra é submetida à perda da saturação pelo aumento da pressão capilar (sucção), sendo permitido o equilíbrio em cada estágio de incremento.

Os valores da saturação determinados para cada valor correspondente de sucção são plotados em curvas denominadas curvas de retenção de água (Collins, 1961 citado por Manna, 1991).

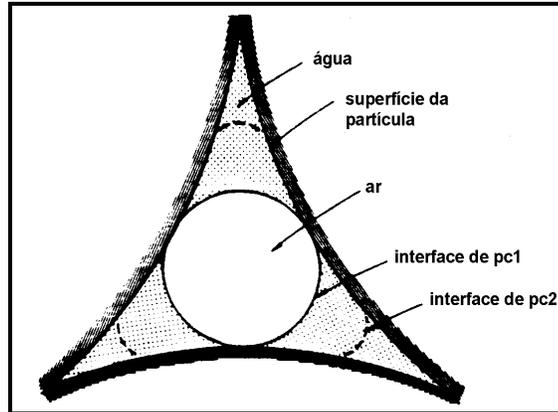


Figura 2.11: Modelo da seção transversal do poro do solo com variação da saturação (Corey, 1986 *apud* Manna, 1991).

2.4.2.1 Curva de retenção de água

A curva de retenção de água do solo descreve a quantidade de água que está presente no solo sob várias sucções mátricas e é uma importante relação constitutiva, representando a variação do teor de umidade volumétrica (ou do grau de saturação) com a sucção mátrica. Devido a existência de várias linhas de interpretação, esta curva pode ser obtida de diferentes formas. Pode-se adotar a definição sugerida por Fredlund e Xing (1994), que relaciona a sucção mátrica com o teor de umidade volumétrica, ou então a que relaciona a sucção mátrica com o grau de saturação. Um exemplo de curva de retenção de água típica para solo siltoso é apresentada na Figura 2.

a) Histerese

A relação entre a sucção mátrica e o teor de umidade volumétrica não é unívoca. Observa-se que o teor de umidade diminui com o aumento da sucção mátrica seguindo o caminho de drenagem. Por outro lado, o teor de umidade aumenta quando a sucção mátrica diminui seguindo o caminho de saturação. A curva que descreve este processo é

respectivamente denominada de curva de drenagem (ou de secagem) e curva de saturação (ou de umedecimento), as quais são diferentes devido a natureza histerética da curva de retenção.

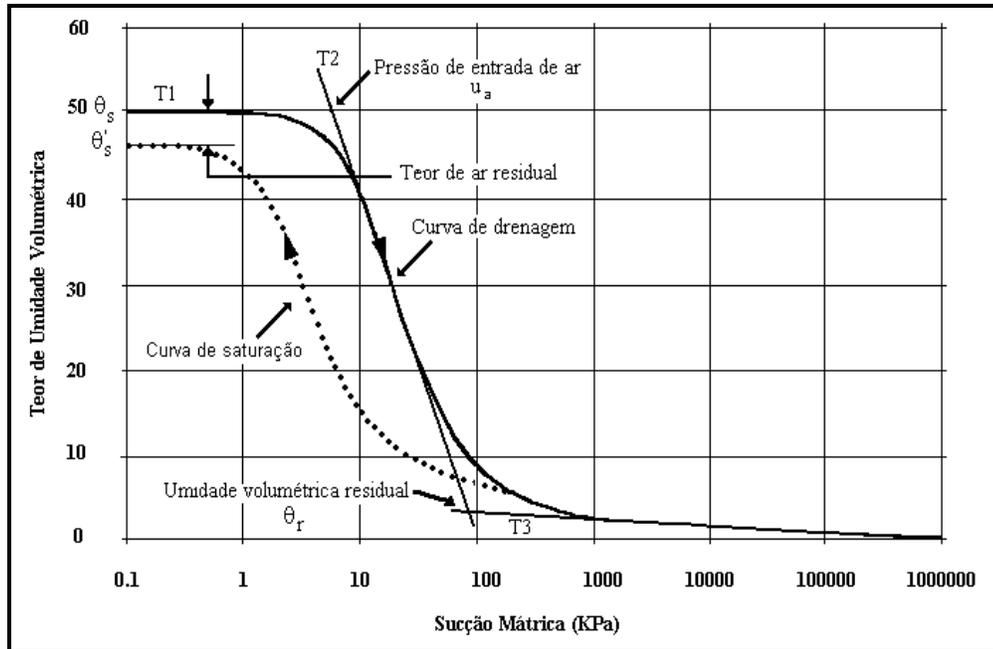


Figura 2.12: Curva de retenção de água típica de um solo siltoso (Fredlund e Xing, 1994).

Segundo Nielsen *et al.* (1986), a histerese ocorre porque a estrutura do solo apresenta diferentes ângulos de contato nos ciclos de drenagem e saturação, e ainda, porque os poros, isoladamente, apresentam restrições geométricas. O efeito histerético é normalmente aumentado devido à presença de ar aprisionado no solo ou devido a fenômenos de expansão e contração do solo.

A Figura 2.13 mostra as curvas de retenção de água para dois tipos diferentes de solos, ressaltando os dois trechos da curva: o de drenagem ou de secagem e o de saturação ou de umedecimento para esses solos segundo de Campos *et al.* (1992).

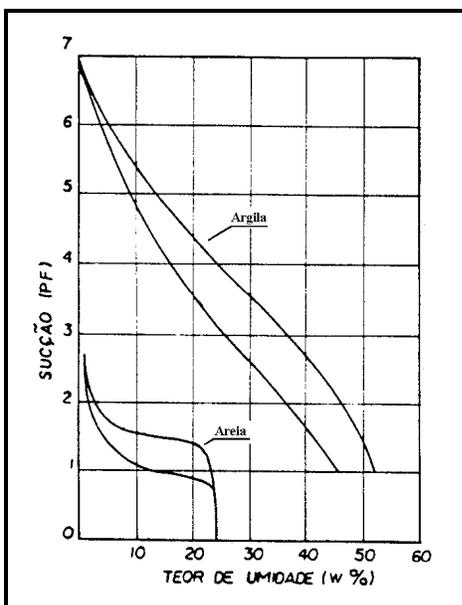


Figura 2.13: Curvas de retenção de água (de Campos *et al.*, 1992).

b) Pressão de entrada de ar

A pressão de entrada de ar (u_a) constitui um ponto característico da curva de retenção de água e representa o valor de sucção mínima para o qual o ar começa a penetrar nos poros de maior diâmetro presentes no solo. O valor da pressão de entrada de ar depende das dimensões das aberturas maiores ou dos espaços de vazios em um elemento particular de poro considerado. Na Figura 2.12, Fredlund e Xing (1994) sugerem que este ponto seja dado pelo prolongamento das tangentes T_1 e T_2 .

c) Teor de umidade volumétrica residual

O teor de umidade volumétrico residual (θ_r) pode ser determinado pela interseção das tangentes T_2 e T_3 na Figura 2.12 de acordo com Fredlund e Xing (1994). Este é outro ponto característico da curva de retenção de água (no ciclo de drenagem) e é o teor de umidade para o qual é necessário um grande aumento na sucção para que se possa continuar a retirar água do solo.

Além disso a presença de ar aprisionado no solo (teor de ar residual) pode defasar o ponto inicial da curva de drenagem em relação ao ponto final da curva de saturação, isto

é, é possível que o teor de umidade volumétrica saturado para a curva de drenagem (θ_s) seja diferente do teor de umidade volumétrica saturado para a curva de saturação (θ_s').

d) Trechos da curva de retenção de água

A curva de retenção de água pode ser dividida em três trechos, como mostrado na Figura 2.14. A pressão de ar é o fator que divide os trechos I e II, enquanto a pressão correspondente ao teor de umidade volumétrica residual é o fator que divide o trecho II e III. Observa-se grande variação do teor de umidade volumétrica no trecho II, sendo que nos trechos I e III a variação é menos acentuada.

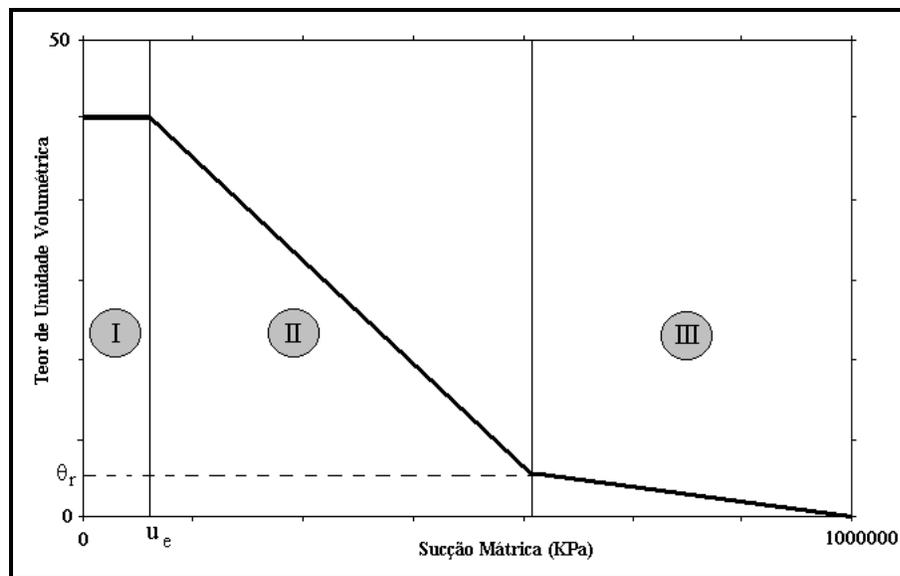


Figura 2.14: Trechos característicos de uma curva de retenção de água.

Nota-se ainda que a inclinação da curva de retenção (razão entre a variação do teor de umidade volumétrica e a variação da sucção mátrica) é próxima de zero nos trechos I e III. Durante o processo de drenagem, solos com curva de retenção mais inclinada no trecho II apresentam tendência de perder maior quantidade de água do que solos que apresentam o trecho II mais suave.

2.4.2.2 Fatores que afetam a forma da curva de retenção de água

a) Tipo de solo

O tipo de solo influi de forma fundamental na forma da curva de retenção de água no que se refere a sua composição mineralógica e granulométrica, dado que estes aspectos irão refletir nas características micro-estruturais do solo. A quantidade de água retida pelo solo, quando este é submetido a baixos níveis de sucção, depende principalmente dos efeitos da capilaridade, da distribuição granulométrica e da estrutura do solo.

De outra forma, quando a sucção atinge valores elevados, o volume de água retido dependerá do mecanismo de adsorção, sendo menos influenciado pela estrutura e mais pela composição mineralógica e superfície específica da partículas de solo.

A magnitude das forças de adsorção nos solos arenosos são pequenas, o que permite associar a sucção mátrica às forças capilares. Para este tipo de solo, a curva de retenção é muito influenciada pela estrutura e distribuição granulométrica. Em geral, nos solos puramente arenosos, os poros são relativamente grandes e uniformes, sendo que uma pequena sucção é suficiente para reduzir a saturação em grande parte dos poros de maior diâmetro, provocando acentuada redução no teor de umidade.

No caso de solos argilosos, além de forças capilares, as forças de adsorção são parcelas significativas da sucção mátrica em função da natureza das partículas. Logo, quanto maior a atividade dos minerais que constituem o solo, maior o volume de água retida por adsorção para um determinado nível de sucção.

A Figura 2.15 mostra as curvas de retenção correspondentes a diferentes tipos de solos. Apesar das variações, pode-se dizer que esta curva possui, em geral, um formato sigmóide.

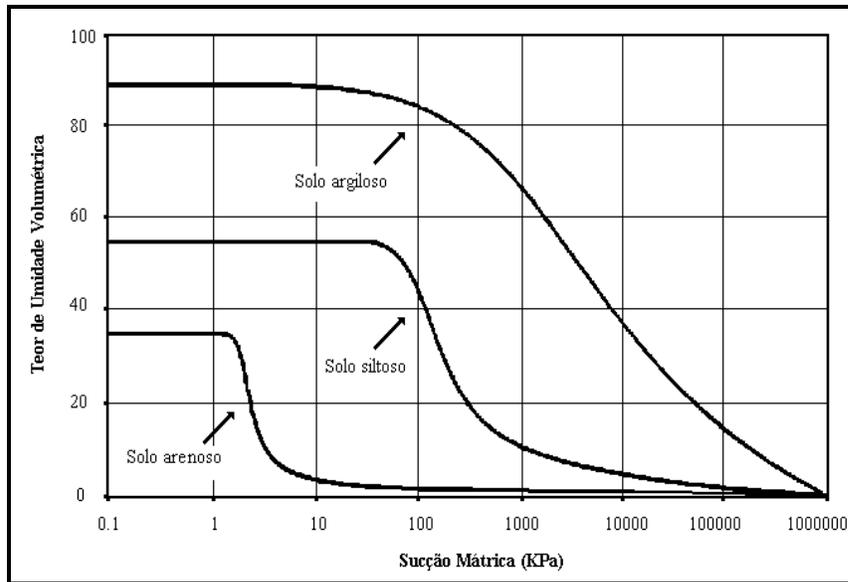


Figura 2.15: Curvas de retenção de água para diferentes tipos de solo no ciclo de drenagem (Fredlund e Xing, 1994).

b) Arranjo estrutural

O arranjo estrutural no qual as partículas estão dispostas influencia a forma da curva de retenção de água. Quando um solo é compactado, o volume de vazios maiores é reduzido, o que aumenta a porcentagem de poros com tamanho intermediário. Os poros menores permanecem inalterados. Desta forma, a compactação de um solo provocará a alteração da forma original da curva de retenção de água.

c) Histerese

Conforme já descrito, a curva de retenção de água é dependente da trajetória de drenagem e saturação seguida. Portanto sucções diferentes podem ser obtidas caso o solo esteja aumentando ou diminuindo o grau de saturação. Alguns dos fatores que podem provocar este comportamento histerético destacados por Presa (1982), de acordo com de Campos *et al.* (1992), são:

- geometria não uniforme dos poros individuais interligados por pequenas gargantas, resultando em um efeito conhecido como “ink-bottle” que faz com que, para um

determinado valor de sucção, a quantidade de água retida no solo durante o processo de drenagem seja superior a observada durante o processo de saturação;

- influência do ângulo de contato solo-água que, devido à rugosidade da superfície das partículas do solo, varia segundo o avanço do menisco;
- ocorrência de ar aprisionado nos poros que tende a reduzir o teor de umidade no processo de umedecimento.

d) Temperatura

Segundo de Campos *et al.* (1992), o aumento da temperatura reduz a tensão superficial na interface solo-água, diminuindo a curvatura do menisco e, conseqüentemente, a sucção do solo. Além disso, a existência de ar ocluso pode afetar a forma da curva de retenção de água pois o aumento da temperatura poderá expandir os poros com ar, o que altera a estrutura do material.

2.4.3 Relação permeabilidade relativa x sucção

A permeabilidade é função do teor de umidade volumétrica que por sua vez depende da sucção mátrica. O aumento da sucção devido à diminuição do teor de umidade volumétrica e a conseqüente redução dos caminhos preferenciais de fluxo, implica numa diminuição da permeabilidade. Esta relação pode ser representada graficamente pela curva de permeabilidade, cujo formato é similar ao formato da curva de retenção de água, inclusive apresenta também a histerese para ciclos de drenagem e saturação, conforme mostrado na Figura 2.16.

A determinação da função de permeabilidade pode ser realizada através de ensaios de campo, ensaios de laboratório e de modelos matemáticos. Alguns ensaios de laboratório e de campo para medida da permeabilidade de um solo não saturado são apresentados em detalhes por Klute (1972) e Benson e Gribb (1997).

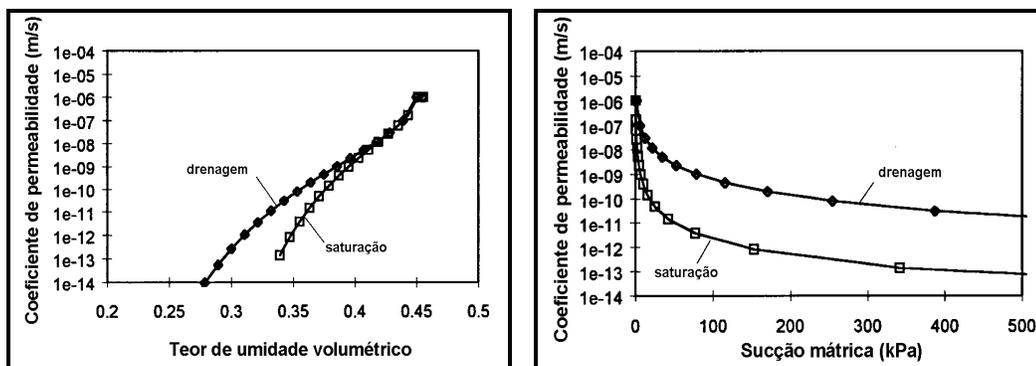


Figura 2.16: Curvas de permeabilidade calculadas através da curva de retenção de água para os ciclos de drenagem e de umidescimento (Rahardjo e Leong, 1997).

No entanto, as medidas diretas requerem um longo período de tempo devido a baixa permeabilidade do solo não saturado, especialmente para sucções mátricas mais elevadas. Além disso, a acurácia na medida de baixas vazões de água escoando por um longo período de tempo pode ser afetada, por exemplo, pela difusão do ar. Em virtude dessas dificuldades, tem-se usado métodos indiretos para determinar a função de permeabilidade.

Dado que a curva de retenção de água do solo descreve a quantidade de água que está presente no solo sob várias sucções, essa curva indica o espaço disponível para que a água possa fluir no solo através dos poros com água para várias sucções mátricas. Portanto, a forma da curva pode ser usada para estimar a variação da permeabilidade em relação a sucção ou ao teor de umidade volumétrico do solo. A função diminui da permeabilidade saturada (k_{sat}) para a sucção mátrica nula e assume valores mais baixos para sucções mátricas mais elevadas.

Este procedimento é descrito por Rahardjo e Leong (1997). As funções utilizadas na análise iniciam com a permeabilidade saturada para uma sucção mátrica nula e decresce para sucções mátricas mais elevadas. Além disso, como a curva de retenção de água

apresenta histerese durante os processos de drenagem e saturação, espera-se um comportamento histerético similar explicitado pela função de permeabilidade, no caso em que a permeabilidade é estimada da curva de retenção de água do solo.

2.4.4 Funções da curva de retenção de água

Conforme mencionado anteriormente, a determinação da relação constitutiva $S=S(\psi)$ (ou $\theta= \theta(\psi)$) é necessária para a resolução da equação geral do fluxo em condição não saturada (2.106), juntamente com $k= k(\psi)$. Vários modelos têm sido propostos para descrever de forma mais adequada a curva de retenção de água (Leong e Rahardjo, 1997). Dentre esses modelos, pode-se destacar o modelo de van Genuchten (1980), de Srivastava e Yeh (1991) e de Fredlund e Xing (1994).

- Modelo de van Genuchten (1980)

A função proposta por van Genuchten vem sendo amplamente utilizada em vários trabalhos pois fornece um bom ajuste para uma ampla variedade de solos e ainda possui a vantagem de trabalhar com uma função contínua. A relação é a seguinte:

$$\theta = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{\left[1 + (\alpha\psi)^\beta\right]^m} \quad (2.116)$$

onde:

θ é o teor de umidade volumétrico;

θ_r é o teor de umidade volumétrico residual;

θ_s é o teor de umidade volumétrico saturado;

ψ é a sucção;

α , β , m são parâmetros do modelo.

Os valores de α , β , m podem ser obtidos por um algoritmo de ajuste da curva, sendo que o parâmetro m se relaciona com o parâmetro β através da seguinte relação:

$$m = 1 - \frac{1}{\beta} \quad (2.117)$$

O aspecto da curva de retenção de água para o modelo proposto por van Genuchten (1980) é apresentado na Figura 2.17. Este modelo apresenta a capacidade de retenção nula para a situação de saturação e ainda é capaz de caracterizar a zona de ascensão capilar. Através dessas características, o modelo de van Genuchten pode aproximar melhor o comportamento do solo, apesar de não considerar, da mesma forma, o efeito da histerese para os ciclos de drenagem e de secagem.

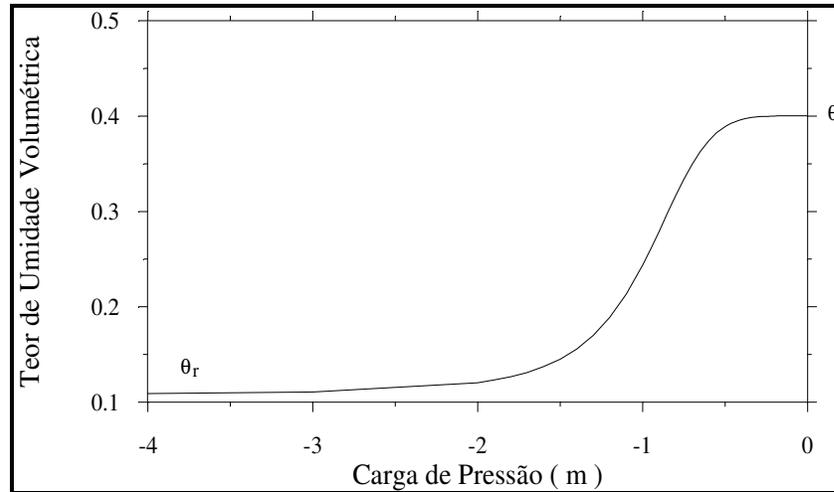


Figura 2.17: Forma típica da curva de retenção de água no modelo de van Genuchten (1980).

- Modelo de Srivastava e Yeh (1991)

O modelo exponencial proposto por Srivastava e Yeh (1991) propõe a seguinte relação para a curva de retenção de água para um solo:

$$\theta = \theta_r + (\theta_s - \theta_r) e^{\alpha_{\text{exp}} \psi} \quad (2.118)$$

onde:

θ_r é o teor de umidade volumétrica residual;

θ_s é o teor de umidade volumétrica saturado;

ψ é a carga hidráulica de pressão;

α_{exp} é um parâmetro que varia de acordo com o tipo de solo.

O parâmetro α_{exp} representa a taxa de redução do teor de umidade volumétrica com a carga hidráulica de pressão. O aspecto típico da curva de retenção de água sugerida neste modelo é apresentado a seguir na Figura 2.18.

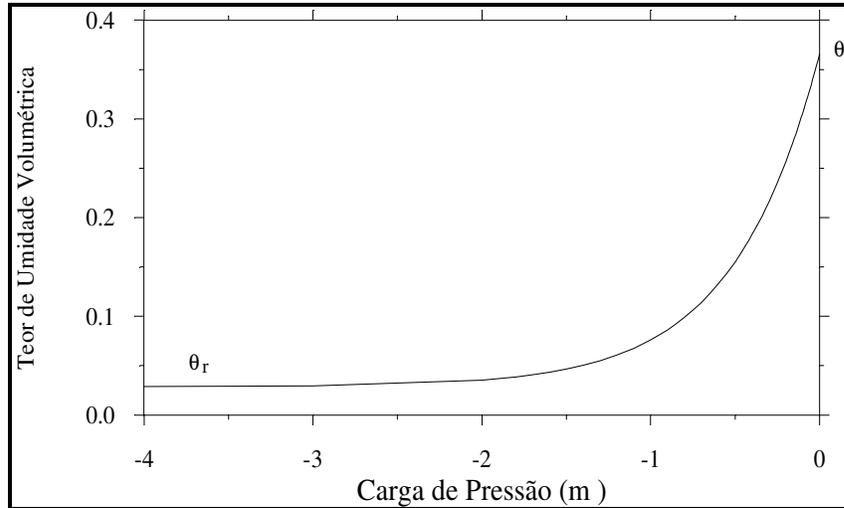


Figura 2.18: Forma típica da curva de retenção de água no modelo exponencial.

- Modelo de Fredlund e Xing (1994)

O modelo para a curva de retenção proposto por Fredlund e Xing (1994) é:

$$\theta = C(h) \frac{\theta_s}{\left\{ \ln \left[e + \left(\frac{h}{a} \right)^n \right] \right\}^m} \quad (2.119)$$

$$C(h) = 1 - \frac{\ln \left[1 + \frac{h}{h_r} \right]}{\ln \left[1 + \frac{1000000}{h_r} \right]} \quad (2.120)$$

onde:

$C(h)$ é o fator de correção;

h é a sucção;

h_r é a sucção mátrica correspondente ao teor de umidade volumétrica residual;

a, m, n são parâmetros do modelo.

Os valores de a , m , n e h_r também podem ser obtidos por um algoritmo de ajuste da curva. Sabe-se que a maior diferença entre as equações (2.96) e (2.99) é que a curva de retenção de água dada pelo modelo proposto por van Genuchten (1980) aproxima por uma assíntota em relação ao eixo de carga de pressão para valores mais altos de sucção mátrica enquanto o modelo de Fredlund e Xing (1994) força a curva de retenção de água a zero para valores de sucção mátrica de 1 GPa.

2.4.5 Funções da permeabilidade relativa

De acordo com Fredlund *et al.* (1994), existem basicamente dois tipos de abordagem para a determinação indireta da função de permeabilidade. A primeira é baseada em equações empíricas e a segunda em modelos estatísticos. Para a utilização de equações empíricas, é necessário a obtenção de dados que relacionem a permeabilidade à sucção mátrica através de medidas de permeabilidade. Já os modelos estatísticos exigem a medida da permeabilidade saturada e o levantamento da curva de retenção de água.

A adoção de relações explícitas para a função de permeabilidade e para a curva de retenção propiciam uma resposta mais rápida e direta tendo, desta forma, um papel mais importante na modelagem de problemas de fluxo em solos não saturados, visto que estas propriedades precisam ser avaliadas diversas vezes no processo de cálculo.

Leong e Rahardjo (1997) apresentam algumas categorias de funções de permeabilidade para solos não saturados, incluindo modelos empíricos, macroscópicos e estatísticos. Dentre os modelos propostos para descrever a curva de permeabilidade destacam-se o modelo empírico de Srisvastava e Yeh (1991) e o modelo estatístico de Gardner (1958) citado por Rahardjo e Leong (1997), de Mualem (1976) e de van Genuchten (1980).

- Modelo de Srisvastava e Yeh (1991)

O modelo exponencial empírico proposto por Srivastava e Yeh (1991) dado por:

$$k = k_s e^{\alpha_{\text{exp}} \psi} \quad (2.121)$$

onde:

k_s é a permeabilidade saturada;

ψ é a carga hidráulica de pressão;

α_{exp} é o parâmetro do modelo.

- Modelo de Gardner (1958)

A equação que descreve a função de permeabilidade determinada através da curva de retenção de água do solo proposta por Gardner é:

$$k = \frac{k_s}{[1 + (\alpha h)^\beta]} \quad (2.122)$$

onde:

h é a sucção;

α, β são parâmetros do modelo.

- Modelo de Mualem (1976)

O modelo estatístico de Mualem (1976) é baseado na dimensão e na distribuição dos poros. A seguinte função em termos do teor de umidade volumétrica e de carga hidráulica de pressão é proposta:

$$k = k_s \theta_e^m \left[\frac{\int_{\theta_r}^{\theta} \frac{d\theta}{\psi(\theta)}}{\int_{\theta_r}^{\theta_s} \frac{d\theta}{\psi(\theta)}} \right]^2 \quad (2.123)$$

$$\theta_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad (2.124)$$

onde:

θ é o teor de umidade volumétrico;

θ_e é o teor de umidade volumétrico equivalente;

θ_r é o teor de umidade volumétrico residual;

θ_s é o teor de umidade volumétrico saturado;

m é parâmetro do modelo.

- Modelo de van Genuchten (1980)

O modelo de van Genuchten (1980) para a função de permeabilidade é baseado no modelo de Mualem (1976):

$$k_r = \frac{\left[1 - (\alpha\psi)^{\beta-1} \left\{ 1 + (\alpha\psi)^\beta \right\}^{-m} \right]^2}{\left[1 + (\alpha\psi)^\beta \right]^{\frac{m}{2}}} \quad (2.125)$$

$$m = 1 - \frac{1}{\beta} \quad (2.126)$$

onde:

k_r é a permeabilidade relativa;

α , β , m são parâmetros do modelo.

A equação do modelo de van Genuchten pode ser escrita da seguinte forma:

$$k_r = \theta_e^{\frac{1}{2}} \left[1 - \left(1 - \theta_e^{\frac{\beta}{\beta-1}} \right)^{1-\frac{1}{\beta}} \right]^2 \quad (2.127)$$

$$k = k_s \cdot k_r \quad (2.128)$$

$$\theta_e = \frac{1}{\left[1 + (\alpha h)^\beta \right]^{\frac{1}{\beta}}} \quad (2.129)$$

onde:

α , β são parâmetros do modelo.

2.5 Comentários finais

Os principais processos de fluxo em solos podem ser descritos por diferentes modelos matemáticos adotados de acordo com a sua adequação em relação ao processo. Esses modelos descrevem as relações constitutivas envolvidas nos processos de fluxo determinadas experimentalmente, sendo que as principais técnicas utilizadas para a obtenção dessas relações são descritas no capítulo seguinte.

3

ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Este capítulo descreve alguns dos principais ensaios de laboratório para determinação das relações constitutivas envolvidas nos processos de fluxo estudados. Os ensaios são: adensamento a grandes deformações, permeabilidade saturada e determinação da curva de retenção de água.

3.1 Ensaio de adensamento a grandes deformações

O estudo do comportamento de materiais finos de elevada compressibilidade no processo de adensamento deve estar baseado não só em uma teoria adequada capaz de descrever este comportamento, como também em métodos e técnicas de ensaio apropriadas para a determinação das relações constitutivas envolvidas neste fenômeno: índice de vazios x tensão efetiva e índice de vazios x permeabilidade.

Os métodos para a determinação dessas propriedades podem ser divididos em dois grupos: os métodos diretos e os métodos indiretos. Nos métodos diretos, essas propriedades podem ser medidas diretamente nos ensaios. Já os métodos indiretos requerem um modelo matemático capaz de utilizar os dados do ensaio para determinar as propriedades de adensamento, ou seja, as propriedades do material são retrocalculadas dos dados medidos nos ensaios, o que é denominado de solução inversa (Znidarcic, 1982).

Como os procedimentos e equipamentos convencionais existentes para a execução do ensaio de adensamento são inadequados para o emprego de materiais finos de elevada compressibilidade, uma grande variedade de equipamentos e técnicas de ensaio têm sido desenvolvidos para a determinação das propriedades de adensamento desses materiais.

Dentre essas técnicas podem-se citar: o ensaio de adensamento com fluxo restrito, o ensaio com velocidade de deformação constante, o ensaio HCT (adensamento hidráulico) e o ensaio HCT com bomba de fluxo.

Nota-se que todos esses ensaios são interpretados pela equação geral do adensamento a grandes deformações e que o processo de adensamento em cada ensaio é ocasionado pela imposição de contornos e condições iniciais matematicamente bem definidas para determinar as características do material.

A seguir são descritos os principais ensaios de adensamento desenvolvidos para materiais de granulometria fina com elevada compressibilidade.

3.1.1 Ensaio de adensamento edométrico

Este ensaio é conhecido como ensaio de adensamento convencional e foi proposto por Terzaghi (1927). Neste ensaio, o corpo de prova é submetido a estágios de carregamentos constantes e a deformação com relação ao tempo para cada estágio é monitorada. O equipamento utilizado é composto por anel metálico, célula de adensamento com pedras porosas, prensa de carga e extensômetro, conforme ilustrado na Figura 3.1.

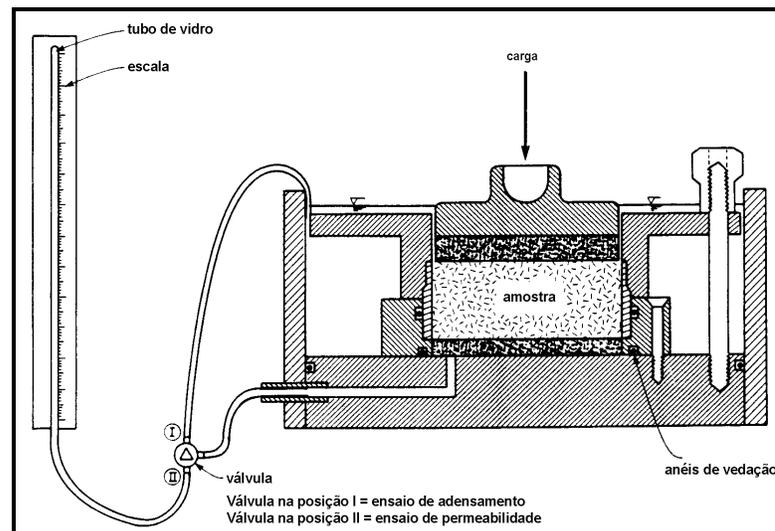


Figura 3.1: Ensaio de adensamento edométrico adaptado para medida de permeabilidade.

O corpo de prova é colocado no anel metálico rígido e o conjunto dentro da célula de adensamento. O corpo de prova fica confinado lateralmente, sendo que são permitidas apenas as deformações na direção axial. A célula é levada à prensa para aplicação das tensões verticais no corpo de prova em estágios de carregamento. Cada estágio permanece em atuação até que as deformações originadas pelo carregamento cessem, o que em geral tem duração de 24 horas. Segue-se para o estágio seguinte, com o aumento do carregamento (dobro do carregamento do estágio anterior). Durante os estágios, o corpo de prova é drenado pelas faces superior e inferior, sendo feitas medidas da deformação vertical ao longo do tempo para cada estágio de carregamento.

O coeficiente de adensamento (c_v) e a sua variação com o índice de vazios são determinados para cada estágio através de um dos seguintes métodos de análise que se baseiam em ajuste de curvas do ensaio, conforme citado por Znidarcic (1982):

- método de Terzaghi (1927);
- método da raiz quadrada do tempo (Taylor, 1942);
- método do logaritmo do tempo (Casagrande, 1936);
- método proposto por Lee (1979).

Segundo Znidarcic *et al.* (1984), todos os métodos acima incluem a suposição de que a compressibilidade e o coeficiente de permeabilidade são constantes durante cada carregamento. Esta suposição representa a principal restrição para a aplicação desses procedimentos de análise. No final de todos os estágios, obtém-se a variação do índice de vazios com a tensão efetiva (curva de compressibilidade). Já a variação da permeabilidade com o índice de vazios é obtida indiretamente a partir do coeficiente de adensamento e da própria curva de compressibilidade.

As maiores desvantagens deste tipo de ensaio de adensamento são a longa duração (uma ou duas semanas); a não aplicabilidade para materiais finos de alta compressibilidade e a análise dos resultados segundo a teoria de adensamento com pequenas deformações.

3.1.2 Ensaio em coluna de sedimentação de acrílico

O ensaio em coluna de sedimentação desenvolvido por Been e Sills (1981) constitui de coluna segmentada de acrílico de 10,2 cm de diâmetro e 200 cm de altura, base, transdutor de pressão, fonte de raios-X, sistema de movimentação vertical e horizontal do emissor e receptor de raios-X. O dispositivo de raios X instalado quantifica a variação de densidade do corpo de prova com o tempo e com a profundidade, sem perturbar a estrutura do material (Figura 3.2).

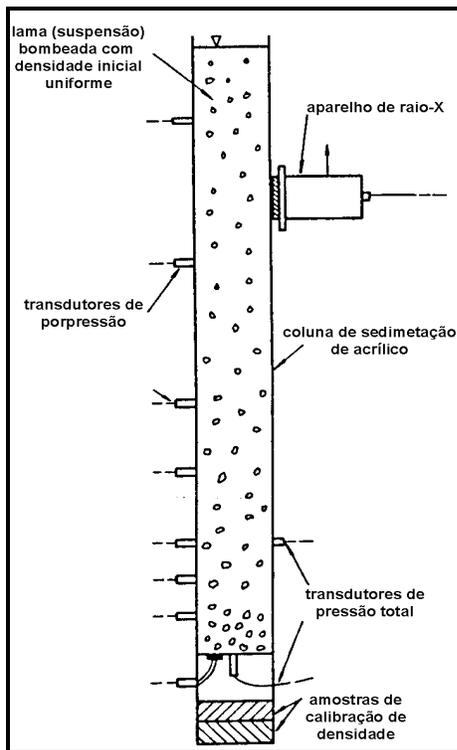


Figura 3.2: Ensaio em coluna de sedimentação.

Cada perfil de variação de densidade é obtido acionando-se o sistema de movimentação, continuamente, ao longo da altura da coluna. A quantidade de raios que atravessa diametralmente o material é registrada pelo receptor ligado ao sistema de aquisição de dados. Os transdutores de pressão, localizados em diferentes elevações ao longo da coluna, medem a poropressão e um transdutor de pressão, na base da coluna, mede a tensão vertical total.

O perfil de densidade pode ser determinado durante todo o ensaio e a integração deste perfil ao longo da altura, combinado com os dados de poropressão, fornece a distribuição de índice de vazios (e) e tensão total. A tensão efetiva (σ'), em uma elevação particular, pode ser determinada referindo-se ao perfil de poropressão e tensão total calculada por:

$$\sigma' = \int_0^{\xi} \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1+e} d\xi \quad (3.1)$$

Já a permeabilidade (k) é calculada por:

$$k = \frac{v_s}{i} \quad (3.2)$$

onde:

γ_s é o peso específico dos sólidos;

γ_w é o peso específico da água;

ξ é a coordenda euleriana;

v_s é a velocidade da fase sólida;

i é o gradiente hidráulico.

A velocidade da fase sólida para um elemento de solo é a mudança na altura deste elemento entre dois perfis de densidade dividido pelo intervalo de tempo. O gradiente hidráulico médio i pode ser calculado através de duas observações consecutivas:

$$i = \frac{1}{2} \left[\left(\frac{\Delta h}{\Delta H} \right)_1 + \left(\frac{\Delta h}{\Delta H} \right)_2 \right] \quad (3.3)$$

onde:

Δh é a diferença de carga total;

ΔH é a altura do elemento de solo.

O uso de técnicas não-destrutivas de raios-X e as facilidades de medida da pressão neste ensaio fornecem uma avaliação do comportamento físico no adensamento de materiais de granulometria fina. Porém, a duração do ensaio é considerada longa e o dispositivo de ensaio é relativamente sofisticado. Além disso, o uso do gradiente hidráulico como um valor médio para calcular a permeabilidade é um procedimento questionável.

Já o equipamento utilizado por Pane (1985) constitui de coluna graduada de acrílico de 80 cm de altura, transdutor de pressão, bomba de fluxo e reservatórios de ar com regulador de pressão. Através deste cilindro, pode-se observar o progresso do recalque durante o adensamento por peso próprio. A bomba de fluxo é usada para induzir uma diferença de carga na amostra e, conseqüentemente, provocar um fluxo constante. O transdutor de pressão é usado para medir a geração de poropressão.

Pane (1985) desenvolveu um processo inverso na retro-análise por meio dos dados do ensaio e dos valores calculados a partir de uma simulação analítica. Com os resultados da curva ajustada aos dados experimentais, uma expressão hiperbólica para a relação entre índice de vazios e tensão efetiva é:

$$e = A + \frac{1}{B\sigma' + C} \quad (3.4)$$

E a expressão potencial usada para descrever o comportamento de permeabilidade para índice de vazios é:

$$k = Ce^D \quad (3.5)$$

Os valores dos parâmetros A, B, C e D são alterados até que uma concordância satisfatória seja encontrada entre os valores observados experimentalmente e os calculados analiticamente. Este processo soluciona as dificuldades inerentes ao problema de adensamento a grandes deformações na determinação das características de permeabilidade correspondentes a baixos índices de vazios.

Tan *et al.* (1988) empregou o ensaio e o procedimento de análise similar ao usado por Been e Sills (1981) para determinar as propriedades de adensamento de materiais com granulometria fina. Em vez de um detector de raios X, um scanner de densidade de raios Gama foi usado. Foram utilizados transdutores de pressão para medir a poropressão. Uma sobrecarga constante foi colocada no topo da amostra com a qual uma faixa de tensão efetiva mais extensa do que a obtida por Been e Sills (1981) pôde ser medida.

O equipamento consiste de célula de 50 cm de altura e 15,3 cm de diâmetro, detector de

raios Gama, transdutores de pressão e transdutor de deslocamento. A poropressão, a tensão total e a taxa de recalque da amostra do ensaio são monitoradas continuamente pelo sistema de aquisição de dados. Os perfis de densidade e de poropressão obtidos no ensaio são utilizados para determinação da relação do índice de vazios x tensão efetiva e índice de vazios x permeabilidade. Este método de ensaio fornece informações confiáveis de adensamento somente para uma faixa de tensão efetiva entre 0,4 kPa e 20 kPa. Fora desta faixa de tensão, esta técnica de ensaio não é recomendada.

Um equipamento semelhante ao desenvolvido por Been e Sills (1981) também foi utilizado por Alves (1992) para estudar as características de compressibilidade e de permeabilidade de uma lama vermelha.

3.1.3 Ensaio de adensamento com fluxo restrito

Conforme descrito por Barbosa *et al.* (1993), este ensaio foi idealizado por Lee (1977, 1979) e não é um ensaio de carregamento contínuo, mas consiste na aplicação lenta ou incremental da tensão total no topo do corpo de prova, de forma não drenada. Atingindo o nível de tensão desejado, o fluxo de água é permitido numa das faces, sendo a velocidade de drenagem controlada por um restritor de fluxo. Desta forma, assegura-se um pequeno gradiente de pressão entre as faces da amostra. O principal problema do ensaio é a obtenção de um restritor de fluxo com bom desempenho, sendo que não se dispõem de critérios bem definidos para tal escolha.

Uma vez atingida a tensão total requerida, a linha de drenagem é aberta e a poropressão começa a dissipar. As medições de tensão total são feitas por um transdutor de pressão na base da célula. São medidos o deslocamento vertical e as poropressões no topo e na base da amostra. A tensão efetiva pode ser calculada a partir da poropressão média e da tensão total e o índice de vazios pela altura medida do corpo de prova. A permeabilidade do material não pode ser avaliada devido a restrição de fluxo imposta no ensaio. As principais partes do equipamento de adensamento com fluxo restrito são mostradas na Figura 3.3 destacando-se a célula edométrica de fluxo restrito na Figura 3.4, na qual são colocados um transdutor de poropressão e um transdutor de pressão total.

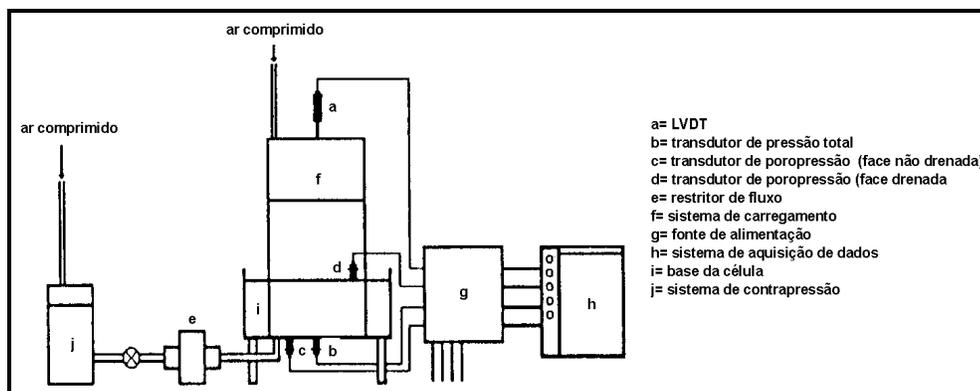


Figura 3.3: Esquema do ensaio de fluxo restrito.

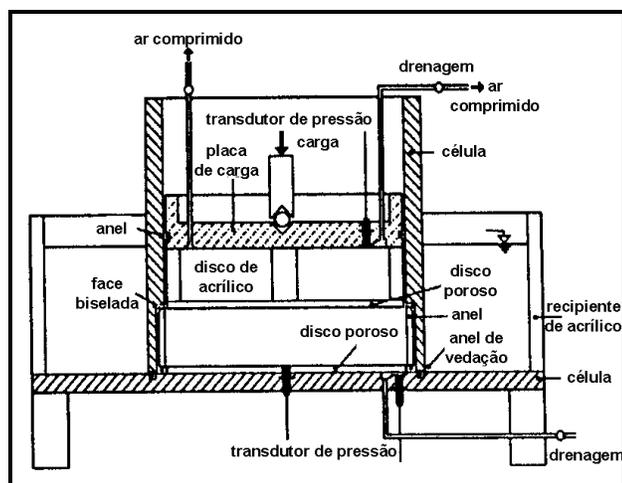


Figura 3.4: Célula do ensaio de adensamento com fluxo restrito.

A utilização do restritor de fluxo, que tem a função de retardar a drenagem de água da amostra, permite que as variações iniciais ocorram de forma mais lenta, possibilitando seu registro pelo sistema de medição. Durante todo o ensaio são monitoradas as tensões totais na base da célula, as poropressões nas faces drenada (poropressão no topo) e não drenada (poropressão na base). A deformação específica é calculada pelos valores de deslocamento da face superior do corpo de prova. No final do ensaio, determina-se o teor de umidade da amostra. Para efeito de cálculo da tensão efetiva média na amostra, é considerada a hipótese de distribuição parabólica da poropressão, com a determinação da relação índice de vazios x tensão efetiva.

3.1.4 Ensaio de adensamento com taxa de deslocamento constante (CRD)

O ensaio de adensamento CRD foi desenvolvido com objetivo de contornar as limitações do ensaio convencional de adensamento: obtenção da curva tensão x deformação a partir de um número reduzido de pontos e longa duração dos ensaios para materiais finos de elevada compressibilidade. Os detalhes do ensaio CRD e a análise empregada na interpretação dos resultados são descritos em Znidarcic *et al.* (1986).

Segundo Znidarcic (1982), este tipo de ensaio foi sugerido por Hamilton e Crawford (1959) como uma tentativa de acelerar o processo de ensaio e testar o material sob taxas de deformações que se aproximam muito das taxas de campo. Neste ensaio, mantém-se fixa uma das faces da amostra (geralmente o topo), enquanto impõe-se um deslocamento com velocidade constante à outra. A amostra fica submetida a um carregamento variável, crescente com o tempo. O ensaio é simples, não necessita de um sistema de aplicação de carga sofisticado e é realizado utilizando-se uma prensa de carregamento com controle de velocidade. Consiste de oedômetro, pistão, prensa de carga, transdutor para medir a tensão total e a poropressão e extensômetro, conforme mostrado na Figura 3.5.

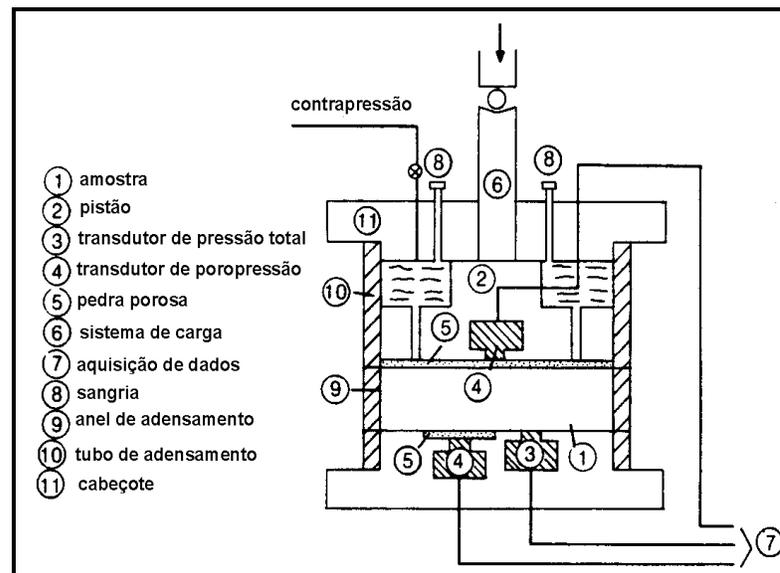


Figura 3.5: Ensaio CRD.

O corpo de prova é colocado na câmara cilíndrica e carregado pela ação do pistão móvel. Apenas uma das faces do corpo de prova, normalmente a base, não é drenada. A amostra e o sistema são saturados por aplicação de contrapressão. Durante o ensaio, a amostra é submetida a deformação vertical a taxa constante e a tensão total e a poropressão são medidas durante todo o ensaio, de forma que as tensões efetivas são conhecidas em ambos os extremos da amostra. Com os dados obtidos, calculam-se a tensão efetiva, o índice de vazios e a permeabilidade para cada instante, determinando-se a variação da compressibilidade e da permeabilidade do solo com o índice de vazios.

De acordo com Znidarcic *et al.* (1984), Hamilton e Crawford (1959) observaram diferenças significativas nas relações de índice de vazios x tensão efetiva vertical em função da taxa de deformação no ensaio. Eles concluíram que o ensaio deve ser realizado para velocidades baixas, evitando o desenvolvimento significativo de poropressões.

Portanto a principal limitação do ensaio CRD está relacionada à determinação da velocidade mais apropriada para a realização do ensaio. Este fator apresenta influência significativa na determinação dos parâmetros de compressibilidade e está diretamente relacionado com o tipo de solo. Na escolha da velocidade mais adequada, deve-se levar em conta os objetivos do ensaio e as limitações teóricas impostas à análise dos resultados. Ainda não se dispõe de um critério bem definido para determinar a velocidade do ensaio. No entanto, a maioria dos métodos utilizados para se prever esta velocidade consideram a razão entre a poropressão na base e a tensão total aplicada (u_b/σ).

Alguns dos principais métodos propostos para análise dos dados do ensaio CRD são descritos a seguir e as principais equações utilizadas são apresentadas na Tabela 3.1 de acordo com Lee *et al.* (1994). Esses métodos são o de Smith e Wahls (1969); de Wissa *et al.* (1971); de Umehara e Zen (1980) e de Lee (1981).

a) Smith e Wahls (1969)

Essa análise utiliza a formulação a grandes deformações e supõe uma distribuição linear

do índice de vazios com o tempo. São calculadas a tensão efetiva média e o coeficiente de compressibilidade.

b) *Wissa et al.* (1971)

Assumindo deformações infinitesimais, define-se o coeficiente de compressibilidade, a tensão efetiva média e a deformação média.

c) *Umehara e Zen* (1980)

A análise é baseada na teoria do adensamento a grandes deformações, definindo-se a taxa de deformação R:

$$R = \frac{(\log(\sigma - u) - \log\sigma'_0)}{(\log\sigma - \log\sigma'_0)} \quad (3.6)$$

Usando gráficos, o valor do parâmetro $c_v/(vH_0)$, correspondente à taxa R, pode ser obtido. Quando este parâmetro é conhecido, a taxa de recalque nas extremidades do corpo de prova pode ser obtida de outros gráficos. Logo, o coeficiente de adensamento e a relação tensão efetiva x índice de vazios são obtidos.

d) *Lee* (1981)

O método assume que o coeficiente de adensamento permanece constante durante o ensaio e define-se o parâmetro β por:

$$\beta = \frac{rH_0^2}{c_v} \quad (3.7)$$

A análise considera o estado transiente e permanente. A distribuição de deformação no corpo de prova é aproximada por uma função parabólica. Define-se a tensão efetiva média, o coeficiente de compressibilidade e a deformação nas faces drenadas e não drenadas.

e) *Znidarcic* (1982)

Este método de análise destaca-se dos demais porque, além de suportar grandes deformações, não apresenta o coeficiente de adensamento c_v constante, nem pressupõe um comportamento pré-definido para a deformabilidade do material. *Znidarcic* (1982) propôs uma análise para retro-calcular as propriedades cujo procedimento é baseado no cálculo dos parâmetros da teoria, ajustando-se a solução analítica aos resultados obtidos

experimentalmente. A análise consiste em se dividir a duração total do ensaio em intervalos de tempo, como se cada um deles correspondessem a um teste de curta duração, admitindo solução com valores constantes da função (g) válida dentro destes intervalos.

Conhecendo-se as tensões efetivas no topo e na base do corpo de prova durante o ensaio e assumindo uma relação linear entre tensão efetiva e índice de vazios, é possível estabelecer um processo iterativo que termina quando as curvas de compressibilidade obtidas estiverem próximas. Para eliminar as dificuldades no procedimento de análise, a equação do adensamento a grandes deformações foi simplificada, desprezando-se a parcela de peso próprio $f(e)$ e fazendo $g(e)$ constante. Então:

$$\frac{\partial}{\partial z} \left[g(e) \frac{\partial e}{\partial z} \right] + f(e) \frac{\partial e}{\partial z} = \frac{\partial e}{\partial t} \quad (3.8)$$

$$g \frac{\partial^2 e}{\partial z^2} = \frac{\partial e}{\partial t} \quad (3.9)$$

A função (g) é uma função do índice de vazios na forma:

$$g = - \frac{k}{\gamma_w (1+e)} \frac{d\sigma'}{de} \quad (3.10)$$

A relação de compressibilidade é construída através do processo iterativo, assumindo-se que a relação entre índice de vazios e tensão efetiva para um material homogêneo é única. Após isto, a permeabilidade pode ser calculada para cada incremento de tempo com valor conhecido da função (g). A hipótese de negligenciar o efeito do peso próprio é considerada imprópria para o adensamento de materiais finos de elevada compressibilidade, pois este desempenha papel dominante no processo.

O ensaio CRD também foi utilizado por Martins et al. (1990), Guimarães Filho (1990), Ribeiro (1992) e Lima (1996) para estudar as características de compressibilidade e de permeabilidade de solos muito moles.

Tabela 3.1: Equações usadas na análise do ensaio CRD (Lee *et al.*, 1994).

	Smith e Wahls (1959)	Wissa <i>et al.</i> (1971)	Lee (1981)
Tensão efetiva (σ'_m)	$\sigma'_m = \sigma \left\{ \frac{\left[\left(\frac{1}{3} \right) - \left(\frac{b}{r} \right) \left(\frac{1}{24} \right) \right]}{\left[\left(\frac{1}{2} \right) - \left(\frac{b}{r} \right) \left(\frac{1}{12} \right) \right]} \right\}$	$\sigma'_m = \sigma - \frac{2}{3}u$	$\sigma'_m = \sigma - \frac{2}{3}u$
Coefficiente de compressibilidade (c_v)	$c_v = \frac{rH^2}{a_v u_b} \left[\frac{1}{2} - \frac{b}{r} \left(\frac{1}{12} \right) \right]$	$c_v = \left(\frac{H_0^2}{2u} \right) \left(\frac{\Delta\sigma}{\Delta t} \right)$	$c_v = \left(\frac{H^2}{2u} \right) \left(\frac{\Delta\sigma'_d}{\Delta t} \right)$ $c_v = \left(\frac{H^2}{2u} \right) \left(\frac{\Delta\sigma'_u}{\Delta t} \right)$
Deformação na face drenada (ϵ_d)	_____	$\epsilon_d = \epsilon_m + \frac{\beta}{3}$	$\epsilon_d = \epsilon_m + \frac{\beta}{3} \left[\frac{1}{1 - \left(\frac{\beta}{3} \right) \left(\frac{H}{H_0} \right)} \right]$
Deformação na face não drenada (ϵ_u)	_____	$\epsilon_u = \epsilon_m - \frac{\beta}{6}$	$\epsilon_u = \epsilon_m - \frac{\beta}{6} \left[\frac{1}{1 - \left(\frac{\beta}{3} \right) \left(\frac{H}{H_0} \right)} \right]$

H é a espessura do corpo de prova;

H_0 é altura do corpo de prova;

b/r é constante;

u é a poropressão;

σ'_d é a tensão efetiva na face drenada;

σ'_u é a tensão efetiva na face não drenada;

ϵ_m é a deformação média do corpo de prova.

3.1.5 Ensaio HCT

O ensaio HCT (Hydraulic Consolidation Test) ou de adensamento hidráulico é baseado no princípio do adensamento pela força de percolação e foi proposto por Imai (1979).

Consiste em submeter o corpo de prova ao fluxo induzido, ficando sujeito a forças de percolação que levam ao adensamento.

A amostra é sujeita a percolação por aplicação de diferença de carga entre o topo e a base. A distribuição de poropressão dentro da amostra é obtida pela medida da poropressão em diferentes pontos. O fluxo de água através da amostra é medido e o ensaio continua até que as leituras de poropressão no estado permanente sejam obtidas. Em seguida, a percolação é interrompida e a amostra é fatiada para obter a distribuição de índices de vazios ao longo da amostra, através da determinação do teor de umidade. Um esquema do ensaio é apresentado na Figura 3.6.

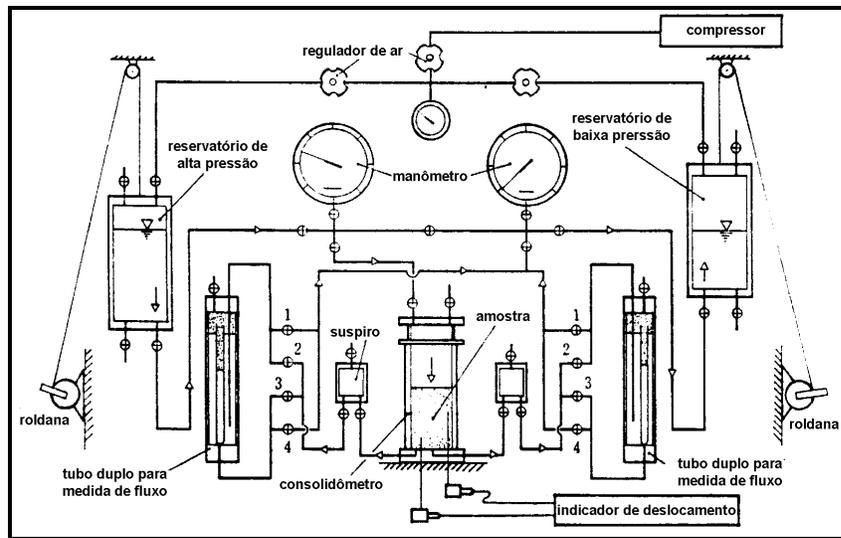


Figura 3.6: Esquema do ensaio de adensamento hidráulico.

Sendo conhecidas as tensões efetivas e o índice de vazios em vários pontos dentro da amostra, a relação tensão efetiva x índice de vazios pode ser estabelecida. Através das medidas de poropressão, a distribuição de gradientes hidráulicos pode ser calculada e, dado que a velocidade de fluxo também é medida, as relações índice de vazios x permeabilidade podem ser obtidas. Obtêm-se assim as curvas de compressibilidade e permeabilidade da amostra.

Para verificar o mecanismo que controla o adensamento por força de percolação, é preciso verificar como a força de percolação é convertida em tensão efetiva de

adensamento. A Figura 3.7 apresenta o estado de tensões em um elemento de solo, através do qual percola um fluxo de água descendente.

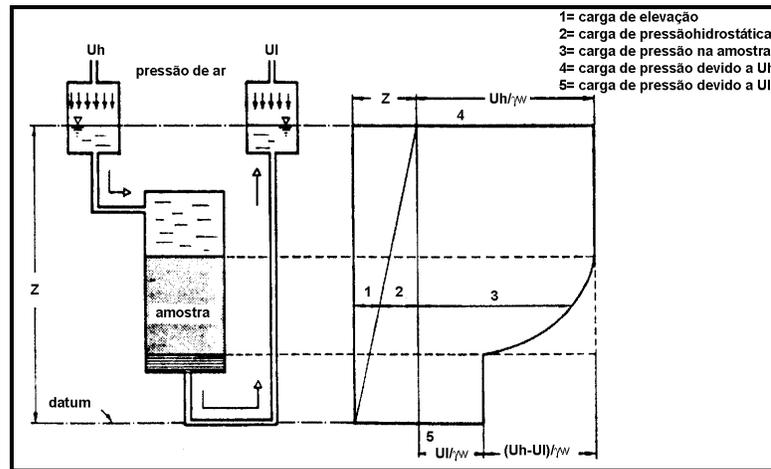


Figura 3.7: Princípio do ensaio de adensamento hidráulico.

A diferença de tensões efetivas entre as elevações z e $z+dz$ resulta em:

$$d\sigma' = \gamma dz - du \quad (3.11)$$

onde:

γ é o peso específico do solo;

du é a variação da poropressão.

A variação da carga hidráulica total é:

$$dh = \frac{1}{\gamma_w} (du - \gamma_w dz) \quad (3.12)$$

Então a equação fundamental é dada por:

$$\frac{d\sigma'}{dz} = -\gamma_w \frac{dh}{dz} + \gamma' \quad (3.13)$$

onde:

γ_w é o peso específico da água;

γ' é o peso específico submerso do elemento.

Sabe-se que a força de percolação (j) é expressa pela força por unidade de volume e é calculada pelo produto entre o gradiente hidráulico (i) e o peso específico de água. Já o gradiente hidráulico é dado pela razão entre a variação da carga hidráulica total e a

distância ao longo da qual se dá o fluxo. Logo resulta em:

$$\frac{d\sigma'}{dz} = j + \gamma' \quad (3.14)$$

Esta equação indica que o gradiente de tensão efetiva de adensamento é causado pela ação da força de percolação e pelo peso submerso do solo.

Neste método, o adensamento do material é realizado pelo seu peso próprio e pela percolação descendente induzida pela diferença de carga constante. O perfil de tensão efetiva pode ser determinado pela integração das forças de percolação e do peso próprio submerso para diferentes profundidades:

$$\sigma'(x) = \gamma_w [h_0 - h(x)] + \int_0^x \gamma'(x).dx \quad (3.15)$$

onde:

h_0 é a carga total no topo;

$h(x)$ é a carga total na elevação x da amostra;

x é a coordenada positiva orientada de acordo com a gravidade;

γ' é o peso específico submerso da amostra.

O perfil de índice de vazios é construído a partir dos resultados dos teores de umidade $w(x)$:

$$e(x) = \frac{G_s \cdot w(x)}{S(x)} \quad (3.16)$$

onde:

G_s é a densidade específica dos sólidos;

S é o grau de saturação.

A permeabilidade ao longo da amostra é obtida considerando-se a lei de Darcy:

$$k(x) = \frac{v}{i(x)} \quad (3.17)$$

onde:

v é a velocidade constante do fluxo no estado permanente;

$i(x)$ é o gradiente hidráulico para a carga total a uma profundidade x .

As vantagens deste tipo de ensaio estão na diminuição do tempo de ensaio e na aplicação de um amplo intervalo de tensões (de 0,01 kPa até 50 kPa). Contudo, a principal desvantagem é que a altura do corpo de prova varia após a interrupção do fluxo que adensou a amostra. Logo, a altura final da amostra não corresponderá àquela para a qual foi obtida a distribuição de tensão efetiva e poropressão. Como resultado, a precisão das relações índice de vazios \times tensão efetiva e índice de vazios \times permeabilidade determinadas é questionável.

Os ensaios de adensamento hidráulico em consolidômetro L e H foram desenvolvidos por Gobara *et al.* (1995) utilizando o princípio de ensaio proposto por Imai (1979). Estes ensaios apresentam concordância satisfatória com o ensaio convencional, fornecendo curvas de adensamento para uma ampla faixa de tensões efetivas de 0,01 até 20 kPa.

Segundo Gobara *et al.* (1995), no consolidômetro L (Figura 3.8), as diferenças de carga hidráulica impostas são pequenas, logo as tensões efetivas máximas são baixas. A poropressão é medida por piezômetros fixos e móvel e os recalques são medidos através de três régulas graduadas fixadas na parede do consolidômetro.

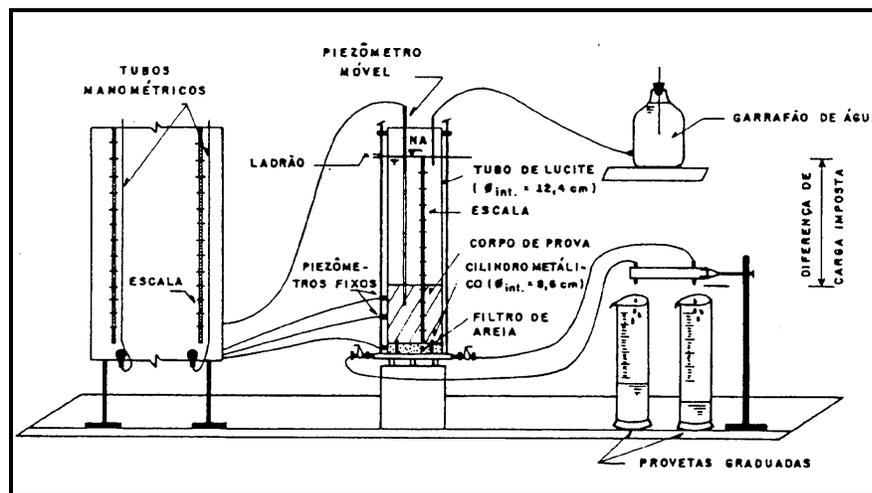


Figura 3.8: Consolidômetro L.

Já no consolidômetro H (Figura 3.9), as diferenças de carga hidráulica impostas são

maiores, logo as máximas tensões efetivas atingidas são maiores. A poropressão é medida por um piezômetro móvel (agulha metálica) e por um transdutor de pressão. As diferenças de carga hidráulica são impostas pela diferença de nível entre o reservatório de água e o topo da amostra. Os recalques também são medidos através de três réguas graduadas fixadas na parede do consolidômetro.

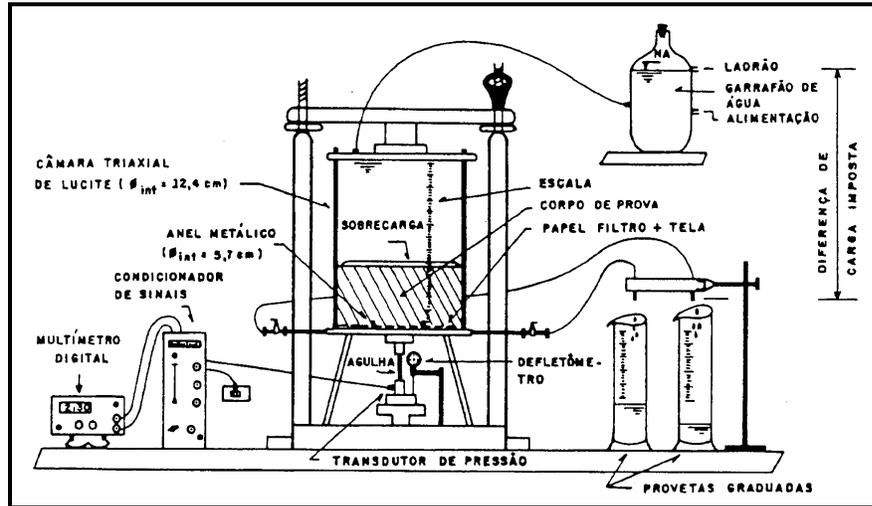


Figura 3.9: Consolidômetro H.

Com o resultado das leituras dos piezômetros, foram obtidas as curvas de distribuição da carga hidráulica ao longo do corpo de prova. As tensões efetivas em cada profundidade são calculadas como a somatória do efeito do peso próprio e das forças de percolação. A distribuição do índice de vazios é obtida mediante a distribuição dos teores de umidade. No consolidômetro L, o teor de umidade final é determinado para amostras espaçadas de 1 cm retiradas na porção central do corpo de prova. Já no consolidômetro H, o teor de umidade final é determinado de amostras retiradas com altura variando entre 0,2 e 0,5 cm com a cravação de amostrador na parte central do corpo de prova. Os coeficientes de permeabilidade resultam das distribuições da carga hidráulica ao longo do corpo de prova e da aplicação da Lei de Darcy.

O equipamento utilizado por Gobara *et al.* (1995) elimina algumas desvantagens do equipamento de Imai (1979) por ser um equipamento relativamente simples, mas apresenta a desvantagem da variação da altura do corpo de prova após a interrupção do

fluxo, o que resulta em valores questionáveis dos índices de vazios calculados.

3.1.6 Ensaio HCT com bomba de fluxo

A técnica deste ensaio é baseada na metodologia proposta por Imai (1979) e consiste em aplicar uma força de percolação descendente imposta pela bomba de fluxo no corpo de prova, o que provocará fluxo e causará o adensamento por percolação. Aplica-se também um estágio de carregamento na amostra por aplicação de carga e realiza-se o ensaio de permeabilidade com a bomba de fluxo. A poropressão gerada na amostra é medida com transdutor diferencial de pressão durante o ensaio.

O equipamento para a realização do ensaio é descrito por Znidarcic e Liu (1989), Znidarcic *et al.*(1992), Abu-Hejleh *et al.*(1992) e Abu-Hejleh *et al.* (1996) e é composto pela célula triaxial modificada, bomba de fluxo, painel de controle de pressão, transdutor diferencial de pressão, sistema de carregamento e sistema de aquisição de dados, conforme mostrado na Figura 3.10.

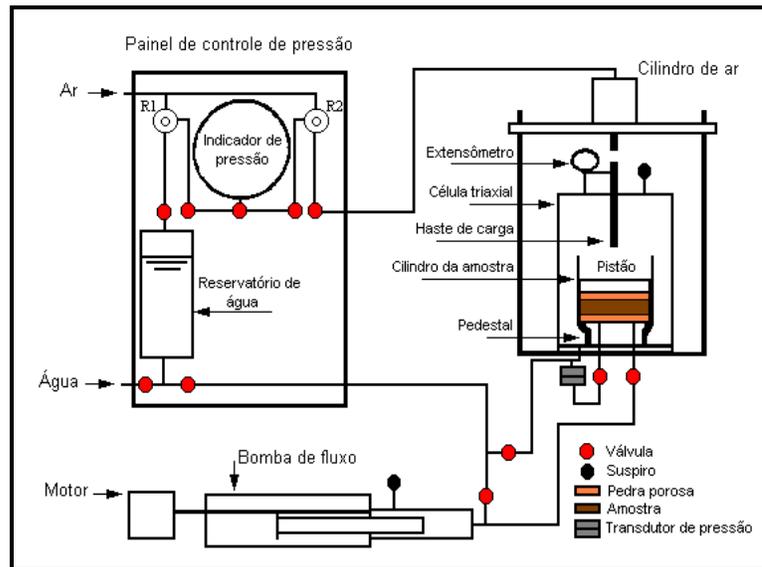


Figura 3.10: Esquema do ensaio de adensamento induzido por percolação.

A amostra é colocada dentro do tubo de acrílico ficando em adensamento por toda noite sob seu peso próprio e pela tensão efetiva produzida pelo pistão. Em seguida, no ensaio de adensamento induzido por percolação, uma velocidade de fluxo constante é imposta

ao longo da amostra pela retirada de água da sua base usando a bomba de fluxo. Devido ao fluxo descendente de água, a amostra adensa e a poropressão gerada é continuamente medida com um transdutor de pressão, sendo registrada pelo sistema de aquisição de dados. Essa velocidade é mantida até que o estado de equilíbrio seja alcançado. Neste estágio, a altura da amostra é medida e a tensão efetiva de base (σ'_f) é calculada (Abu-Hejleh e Znidarcic, 1996).

Após o ensaio de adensamento por fluxo, o ensaio de carregamento é realizado através da aplicação de pesos na amostra. Uma vez que a amostra é completamente adensada, sua altura é medida e o correspondente índice de vazios é calculado. Essa fase é necessária para a obtenção de dados de compressibilidade e permeabilidade em nível de tensão efetiva mais alto.

Uma velocidade de fluxo, menor que a utilizada no adensamento por fluxo, é imposta à amostra com a bomba de fluxo, ocasionando fluxo descendente de água. A pressão resultante é obtida e usada para calcular a permeabilidade (Aiban e Znidarcic, 1990). O índice de vazios, que neste instante é considerado o mesmo para toda a amostra, é obtido. A amostra é removida da célula e seu peso seco é determinado. Maiores detalhes da metodologia desse ensaio são descritos no Capítulo 4 (item 4.2.2).

A teoria de adensamento a grandes deformações (Gibson *et al.*, 1967) é empregada na análise dos dados do ensaio. A relação índice de vazios x tensão efetiva é modelada por uma função potencial expandida (Liu e Znidarcic, 1991) e a relação índice de vazios x permeabilidade é modelada por uma função potencial (Znidarcic e Aiban, 1988), conforme descrito nos itens 2.2.3.1 e 2.2.3.2.

Com a utilização desta técnica de ensaio, é possível determinar os índices de vazios correspondentes a tensão efetiva nula e a tensões mais elevadas, possibilitando a obtenção da curva de compressibilidade, abrangendo níveis baixos e altos de tensão. Durante este ensaio, a velocidade de fluxo através da amostra é controlada pela bomba de fluxo e a diferença de pressão resultante é medida pelo transdutor diferencial de

pressão. Além disso, sua análise envolve um algoritmo iterativo para resolver o problema não linear associado. A análise dos dados desse ensaio é descrita em detalhes no Capítulo 5 (item 5.1.5).

Este ensaio mostra-se eficiente e conveniente, resultando em economia de tempo quando comparado com outros ensaios. Uma outra vantagem do ensaio é a determinação das características de adensamento para uma ampla faixa de tensão efetiva.

Uma forma alternativa para a realização e análise do ensaio de adensamento hidráulico foi proposta por Fox e Baxter (1997) para obtenção das relações constitutivas de compressibilidade e de permeabilidade. As equações foram derivadas para a distribuição de carga hidráulica, distribuição de poropressões, distribuição de tensões efetivas e para a vazão no estado permanente do ensaio.

Utiliza-se a bomba de fluxo para o controle das velocidades de fluxo. O ensaio é realizado em dois estágios, para os quais são medidas a altura da amostra e a vazão para dois gradientes hidráulicos sucessivos após se atingir o estado de equilíbrio. Com o término do ensaio, a distribuição do índice de vazios é obtida pelo fatiamento da amostra retirada por extrusão. O ensaio elimina a necessidade de medida da distribuição de poropressões no estado permanente, permanecendo a dúvida na medida da distribuição do índice de vazios final.

A técnica da bomba de fluxo foi também utilizada por Silva (1999) para o estudo do adensamento de materiais finos de elevada compressibilidade.

3.2 Ensaio de permeabilidade saturada

Segundo Olson e Daniel (1981), muitos engenheiros e geólogos estão mais acostumados com técnicas convencionais para medida de permeabilidade de solos, como por exemplo, ensaios de carga constante e ensaios de carga variável, do que com técnicas especiais para medida de permeabilidade de solos com granulometria fina. Na

engenharia, a prática consiste frequentemente em admitir que esses solos são efetivamente impermeáveis dispensando as tentativas de medir sua permeabilidade.

A necessidade de medidas de permeabilidade em solos com granulometria fina tornou-se imperativa como resultado de recentes desenvolvimentos. Um deles está no aumento da importância das questões ambientais na sociedade, onde materiais de permeabilidade baixas estão sendo cada vez mais estudados para a estabilização a longo tempo e para a efetividade no retardamento do transporte de resíduos perigosos.

Outra área de crescente interesse envolve os problemas de adensamento. A acurácia de previsões de campo pode ser melhorada pelo uso de medidas de permeabilidade em laboratório, em oposição a avaliação do coeficiente de adensamento diretamente do ajuste de curvas teóricas, com dados de laboratório de recalque x tempo (Olson e Daniel, 1981).

Para solos saturados, a determinação da permeabilidade através de ensaios de campo é preferível, pois um grande volume de solo pode ser analisado, levando-se em conta os efeitos da sua macroestrutura. No entanto, os ensaios de laboratório oferecem a vantagem de economia. Os principais ensaios de permeabilidade são:

- carga constante: a perda de carga é mantida constante e a correspondente velocidade de fluxo é medida;
- carga variável: a perda de carga diminui com o tempo e a velocidade de fluxo é obtida em função da mudança no nível de água e da área do tubo no qual a carga diminui;
- bomba de fluxo: a velocidade de fluxo é mantida constante e a correspondente perda de carga é medida.

Em seguida são descritos alguns aspectos sobre o tipo de fluido percolante utilizado, o índice de vazios, o tamanho da amostra e os tipos de permeâmetros existentes. São descritos também os principais ensaios desenvolvidos para a determinação da

permeabilidade saturada dos materiais.

3.2.1 Considerações gerais

a) Líquido percolante

Os ensaios de permeabilidade usualmente são realizados com água, mas podem ser realizados com outras soluções químicas e contaminantes. As soluções químicas requerem algumas considerações especiais em termos de projeto do equipamento, monitoramento do líquido efluente e cuidados com o operador. Quanto a água, segundo Daniel (1993), as características mais importantes são a quantidade de ar dissolvido, o tipo e a concentração de eletrólitos, a turbidez, o teor de nutrientes e a população de microorganismos. A água utilizada nos ensaios de permeabilidade deve ser água destilada e deaerada.

b) Índice de vazios

Segundo Pane (1985), a suposição do índice de vazios constante ao longo da amostra durante o ensaio de permeabilidade é incorreta, pois a imposição de fluxo induz forças de percolação que podem alterar as tensões efetivas entre as partículas. Logo, a poropressão, a tensão efetiva e o índice de vazios irão variar ao longo da amostra.

De fato, qualquer medida de permeabilidade modificará o estado de tensão na amostra e induzirá a processos transientes, isto é, adensamento durante o ensaio de permeabilidade. Portanto, somente quando as tensões induzidas pelo fluxo são pequenas quando comparadas às tensões efetivas iniciais, a Lei de Darcy pode ser aplicada. Quanto menor o gradiente e mais rígida a amostra, menor o erro introduzido pela suposição de índice de vazios constante.

Segundo Pane (1985), para argilas moles, o ensaio de permeabilidade pode produzir incrementos de tensões efetivas na amostra superiores às tensões iniciais. Assim, a amostra fica sujeita ao processo de adensamento e irá se deformar sob forças de percolação. As velocidades de fluxo de entrada e saída serão diferentes devido às deformações da amostra e o coeficiente de permeabilidade irá variar de acordo com essa

velocidade.

c) Tamanho da amostra do ensaio

De acordo com Daniel (1993), não há limite de tamanho para a amostra a ser utilizada no ensaio de permeabilidade. Entretanto, o tamanho da amostra deve ser tal que a amostra seja o mais representativa possível. Razões decrescentes da relação L/D tendem a acelerar o tempo do ensaio, enquanto razões crescentes tendem a ocasionar uma maior diferença na tensão efetiva entre as extremidades da amostra, para um dado gradiente hidráulico.

3.2.2 Tipos de permeâmetros para ensaio de permeabilidade saturada

Os permeâmetros utilizados para realização de ensaio de permeabilidade podem ser divididos em duas categorias: permeâmetros de paredes rígidas e de paredes flexíveis. As vantagens e desvantagens do uso desses permeâmetros são destacadas em Daniel *et al.* (1985) e Daniel (1993).

a) Permeâmetros de paredes rígidas

Esses permeâmetros consistem de um tubo rígido para conter a amostra. O tubo circular e é construído de metal, plástico ou vidro. O líquido percolante flui ao longo do eixo da amostra, sendo que o fluxo pode ser ascendente (da base para o topo) ou descendente (do topo para a base). Segundo Daniel (1993), os principais tipos de permeâmetros são: molde de compactação, célula de adensamento e tubo de amostragem.

b) Permeâmetros de paredes flexíveis

Os ensaios nesses permeâmetros são realizados em células triaxiais convencionais ou modificadas. A amostra é confinada com pedras porosas, cabeçote, pedestal e encamisada por membrana de látex. As linhas de drenagem no topo e na base são destinadas à saturação e a realização do ensaio. A diferença de pressão pode ser medida usando um transdutor diferencial de pressão.

3.2.3 Ensaio de carga constante

Os ensaios a carga constante são utilizados para materiais cujo coeficiente de permeabilidade é superior ao valor de 10^{-3} cm/s. Isto se deve às dificuldades, devido a

evaporação, de se medirem vazões muito pequenas para materiais mais impermeáveis. Estes ensaios podem ser executados em permeâmetros de pequeno e grande porte, sendo que a dimensão dos mesmos está associada ao máximo tamanho de partícula do material. Um esquema do ensaio de carga constante é mostrado na Figura 3.11 (a).

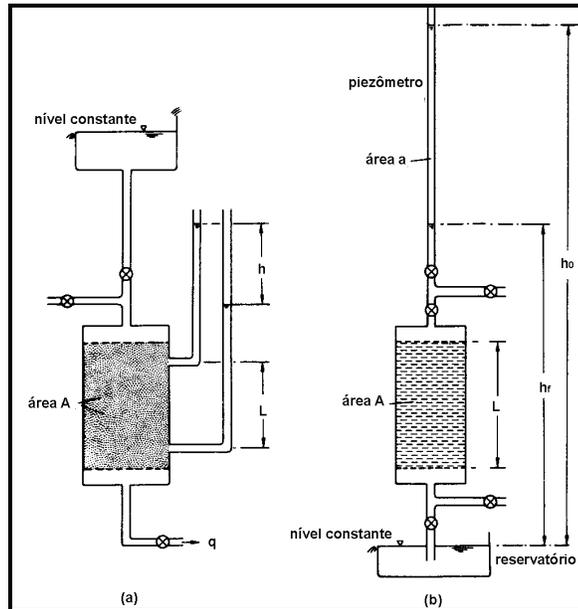


Figura 3.11: (a) Ensaio de carga constante e (b) Ensaio de carga variável.

A carga hidráulica (\$h\$) permanece constante e a quantidade de água (\$Q\$) escoando através da amostra por um período de tempo (\$t\$) é medida por meio de uma proveta. São medidos o comprimento da amostra (\$L\$) e a área de seção transversal (\$A\$). Portanto, o gradiente hidráulico (\$i\$) é mantido constante sob o valor de \$h/L\$. A permeabilidade é calculada por:

$$k = \frac{Q \cdot L}{h \cdot A \cdot t} \quad (3.18)$$

O ensaio de carga constante é mais confiável e acurado para solos relativamente permeáveis, tais como areia, onde a quantidade de descarga é maior. Para solos impermeáveis a acurácia desse ensaio diminui apreciavelmente. Medidas precisas da permeabilidade de solos de baixas permeabilidades podem ser obtidas somente se os gradientes impostos forem muito altos ou se os ensaios levarem um longo tempo. No entanto, gradientes elevados usualmente produzem grande variação da tensão efetiva na

amostra, fazendo com que ela se torne menos homogênea.

3.2.4 Ensaio de carga variável

No ensaio de carga variável, o gradiente hidráulico varia com o tempo. Este ensaio é realizado em estado transiente e a tensão efetiva dentro da amostra muda continuamente, com alteração do volume e, então, da permeabilidade. Os ensaios a carga variável são utilizados para materiais cujo coeficiente de permeabilidade é inferior ao valor de 10^{-3} cm/s. O esquema desse ensaio é apresentado na Figura 3.11 (b).

O comprimento da amostra é designado por (L) e a área da seção transversal por (A). A área do piezômetro é expressa por (a) e a descarga (Q) é medida por meio de uma proveta. Se h_i , h , e h_f representam a carga no início, a carga para um tempo intermediário qualquer e a carga no final do ensaio, respectivamente, a expressão para o coeficiente de permeabilidade é:

$$k = \frac{a \cdot L}{A \cdot t} \ln \frac{h_i}{h_f} \quad (3.19)$$

Ou

$$k = 2,3 \frac{a \cdot L}{A \cdot t} \log \frac{h_i}{h_f} \quad (3.20)$$

Remy (1973) desenvolveu um novo permeâmetro de carga variável para superar as falhas dos tipos usuais disponíveis, com a substituição do tubo capilar do permeâmetro de carga variável por transdutor de pressão. A célula triaxial é utilizada, a amostra é saturada e uma pressão é aplicada por meio de um pistão no topo. Esta pressão é anotada em função do tempo através de um gráfico, utilizando-se, a fórmula usual do permeâmetro de carga variável.

Tavenas *et al.* (1983a) utilizaram o equipamento triaxial com aplicação de contrapressão e medição do fluxo que entra e que sai da amostra através das buretas de topo e base (Figura 3.12). Um gráfico da relação do fluxo x tempo é traçado e o sistema de aquisição de dados é utilizado para interpretar a curva ajustada. Este equipamento é destinado à medida de permeabilidades em argilas e implica na observação de fluxos

muito pequenos sobre um dado período de tempo.

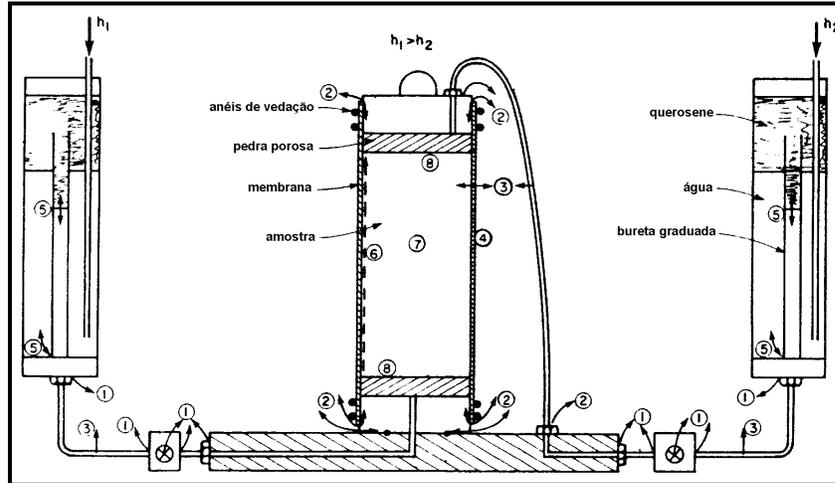


Figura 3.12: Ensaio de permeabilidade no equipamento triaxial.

Para reduzir alguns problemas que afetam as medidas de permeabilidade, Tavenas *et al.* (1983a) sugeriram alterações nos procedimentos e nas montagens dos ensaios. Durante os ensaios de permeabilidade na célula triaxial, as mudanças de volume da amostra não podem ser evitadas e contribuem para um erro na medida de permeabilidade, mas a aplicação de um gradiente hidráulico adequado pode ser feito visando minimizar este problema.

As vantagens do ensaio de permeabilidade em células triaxiais, de acordo com Tavenas *et al.* (1983b) são: obtenção de células de diversos tamanhos para amostras de tamanhos variáveis e reprodução das condições de campo em laboratório, tanto no ensaio de carga constante quanto no de carga variável, realizada na célula triaxial.

Ainda de acordo com Tavenas *et al.* (1983a), o equipamento de ensaio de adensamento convencional e os procedimentos podem ser adaptados para execução dos ensaios de permeabilidade a carga variável (Figura 3.1). No final do estágio de aplicação de carga, o ensaio de permeabilidade é realizado pela conexão da base da amostra ao tubo de vidro cheio de água. Uma carga inicial é então aplicada entre a base e o topo da amostra. A diferença de poropressão correspondente pode produzir mudanças de tensão efetiva dependendo das condições da amostra. O ensaio de carga variável é realizado em

24 horas, observando-se as variações com o tempo do nível de água no tubo de permeabilidade. O coeficiente de permeabilidade é calculado segundo a equação usual do permeâmetro de carga variável.

O equipamento utilizado por Daniel *et al.* (1984) para medida da permeabilidade é um permeâmetro de parede flexível (Figura 3.13). A célula é similar à célula triaxial com tubo de acrílico dentro do qual a amostra é colocada, com base equipada com linhas de drenagem para o topo e para a base da amostra, destinadas ao controle da drenagem e a medida de pressão durante o ensaio. Esta célula recebe transdutores de pressão para medir a diferença de pressão ao longo da amostra e possibilita a realização do ensaio com diferentes tipos de fluidos percolantes. É utilizado um painel de controle e distribuição de pressão e um telescópio ótico para medir as mudanças na altura da amostra de solo.

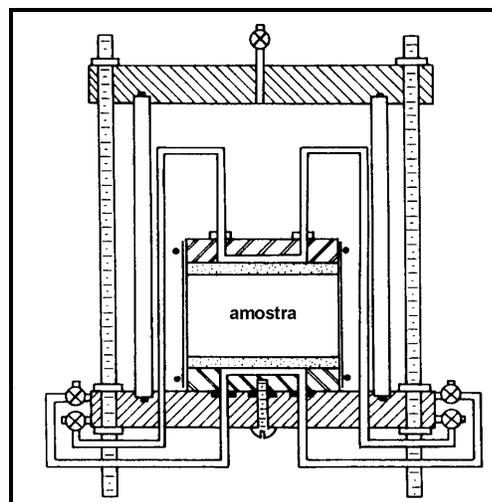


Figura 3.13: Esquema do permeâmetro de paredes flexíveis.

A amostra é encamisada por membrana de látex. O transdutor diferencial de pressão é usado para medida da perda de carga ao longo da amostra. O gradiente hidráulico e a tensão efetiva média são mantidas através dos reguladores de ar. A quantidade de água que entra e sai, bem como as mudanças de altura na amostra são medidas periodicamente para verificar se não há vazamento hidráulico no sistema ou se o ensaio atingiu o estado de equilíbrio. As vazões de entrada e saída são normalmente valores

médios usados para calcular a permeabilidade.

Para medir baixas permeabilidades em solos, Carpenter e Stephenson (1986) também propuseram o uso do ensaio em célula triaxial. Nesta célula, o ensaio de permeabilidade a carga variável poder ser conduzido a gradientes que resultam em uma tensão efetiva aplicada na amostra menor do que a tensão de pré-adensamento do material. Para a realização do ensaio, a amostra é encamisada por membrana de látex e submetida a tensões que simulam as condições de campo. São observadas as dimensões, as condições de umidade, a saturação e o adensamento da amostra. Foram usados tubos para leitura do fluxo que entra e que sai da amostra e as pressões foram monitoradas com transdutores de poropressão. O coeficiente de permeabilidade foi calculado com base na equação de carga variável.

Carpenter e Stephenson (1986) verificaram a influência de muitas variáveis na medição da permeabilidade. Dentre estas variáveis pode-se destacar a magnitude do gradiente hidráulico, a razão entre comprimento e diâmetro da amostra, a duração do ensaio e o grau de saturação do solo.

3.2.5 Ensaio de permeabilidade saturada com bomba de fluxo

Esse ensaio consiste no ensaio de velocidade de fluxo constante realizado pelo bombeamento do líquido percolante através da amostra a uma vazão controlada e pela medida da diferença de pressão ao longo da mesma. Quando a velocidade de fluxo e a diferença de pressão tornam-se estáveis, o ensaio é finalizado e a permeabilidade não mais se altera.

A técnica da bomba de fluxo para medida da permeabilidade de solos foi proposta inicialmente por Olsen (1966), que utilizou a bomba de fluxo em um sistema triaxial convencional (Figura 3.14). Segundo Aiban e Znidarcic (1990), nesse ensaio, uma quantidade de fluxo conhecida é forçada através da amostra pela bomba e a correspondente poropressão gerada é medida pelo transdutor diferencial de pressão, o qual é usado para determinar o gradiente hidráulico. Este conceito é exatamente o contrário do ensaio convencional de carga constante, no qual um gradiente hidráulico conhecido é imposto ao longo da amostra e a velocidade de fluxo correspondente é

medida (Znidarcic, 1982).

A bomba de fluxo é usada para controlar precisamente o fluxo ao longo da amostra pela retirada de água a uma velocidade constante de fluxo da base. A carga hidráulica inicial transiente é anotada em relação ao tempo e eventualmente estabilizada para uma condição de equilíbrio com um gradiente de carga constante imposto ao longo da amostra. O correspondente valor de permeabilidade é geralmente calculado no estado de equilíbrio usando a lei de Darcy.

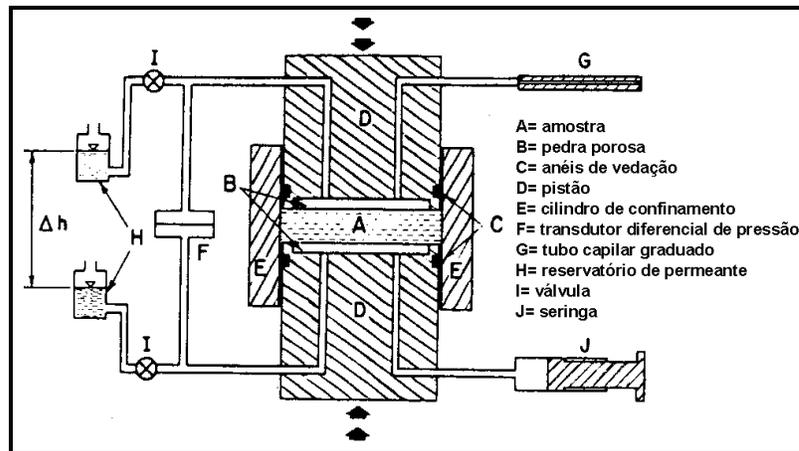


Figura 3.14: Esquema do ensaio de permeabilidade com a bomba de fluxo.

O método da bomba de fluxo tem características que facilitam reconhecer e minimizar o fenômeno que causa erros nas medidas de permeabilidade dos ensaios convencionais (Olsen *et al.*, 1985):

- A diferença de carga na amostra pode ser medida para a condição de fluxo nula, isto é, quando o fluxo ao longo de uma face da amostra é evitado. Além disso, essa condição pode ser usada como referência para medidas de diferenças de carga induzidas por velocidades de fluxo impostas.
- A diferença de carga induzida pela imposição externa de uma velocidade de fluxo constante pode ser monitorada e registrada continuamente com o tempo através do transdutor diferencial de pressão.
- As medidas de permeabilidade podem ser conduzidas na amostra com sucessivos

aumentos das velocidades de fluxo em um período de tempo razoável.

O conjunto dos dados obtidos de permeabilidade incluem medidas de resposta do tempo e da diferença de carga Δh induzida ao longo do comprimento da amostra para cada uma das velocidades de fluxo externamente aplicadas. O transdutor diferencial de pressão indica a diferença de carga ao longo da amostra induzida pela bomba de fluxo. Os valores para o estado de equilíbrio da diferença de carga são usados para calcular o valor de permeabilidade para cada ensaio.

Olsen *et al.* (1985) realizaram ensaios objetivando avaliar o tempo de resposta e a variação da permeabilidade em relação aos estágios de adensamento. As amostras foram submetidas a estágios de carregamento e, para cada estágio, uma velocidade de fluxo é introduzida de forma ascendente na base da célula triaxial. A diferença de carga induzida é então registrada para cada ensaio pelos transdutores de pressão. A permeabilidade pode ser calculada para cada estágio de carga, sendo que um gráfico de permeabilidade x tensão efetiva pode ser obtido.

As vantagens deste ensaio estão no fato de que é muito mais fácil e mais acurado medir diferenças de pressão do que variações de volume, o que produz resultados mais acurados e o gradiente imposto pode ser menor do que nos outros tipos de ensaios; o sistema é todo fechado, o que evita problemas comuns associados com formação de menisco e evaporação; as velocidades de fluxo impostas podem ser mantidas muito pequenas quando necessário, pela seringa apropriada, com gradientes pequenos induzidos ao longo da amostra; o ensaio leva menos que uma hora quando comparado com a duração de algumas horas (senão dias) para os ensaios convencionais. A consequência dessas vantagens é a obtenção de um coeficiente de permeabilidade mais confiável. Já as desvantagens estão no alto custo do equipamento e a possibilidade de desenvolvimento de gradientes hidráulicos extremamente altos se uma velocidade de fluxo elevada for usada.

O ensaio de permeabilidade proposto por Aiban e Znidarcic (1990) baseia-se no ensaio

proposto por Olsen (1966), utilizando célula triaxial, bomba de fluxo e sistema de aplicação de pressão. Os autores ensaiaram materiais finos e granulares sob diferentes condições e os efeitos de diferentes variáveis incluindo índice de vazios, gradiente hidráulico, tamanho da amostra e tipo de solo. Um desenho esquemático do equipamento utilizado é apresentado na Figura 3.15.

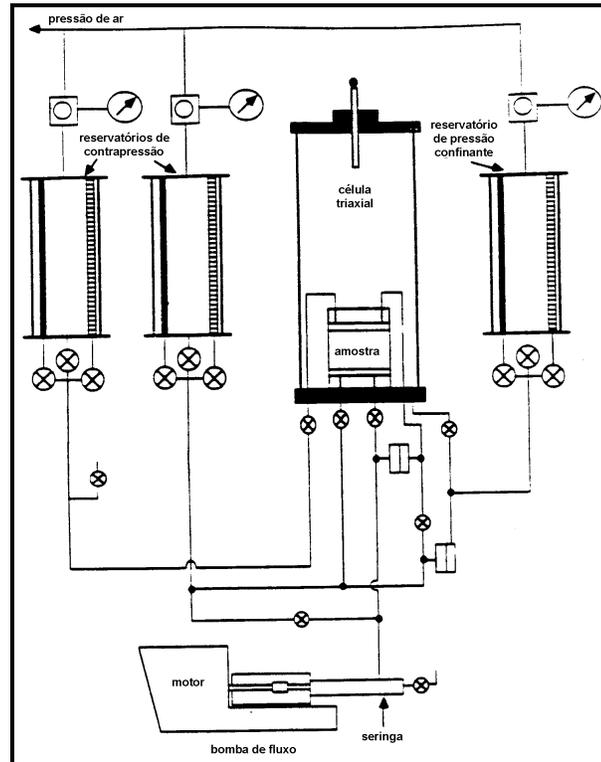


Figura 3.15: Equipamento do ensaio com a bomba de fluxo.

Nesse ensaio, uma quantidade constante e conhecida do fluxo de água é forçada através da amostra pela bomba de fluxo e a correspondente diferença de pressão, da qual o gradiente hidráulico é avaliado, é medida pelo transdutor diferencial de pressão. O ensaio de permeabilidade começa quando, mantendo uma pressão constante aplicada no topo da amostra, a bomba de fluxo promove a retirada da água da base, provocando uma diferença de pressão entre o topo e a base e, conseqüentemente, um fluxo descendente. O ensaio continua até que a diferença de pressão gerada, para a respectiva vazão selecionada, atinja o regime permanente. O coeficiente de permeabilidade (k) é calculado utilizando-se a lei de Darcy (regime permanente).

Maiores detalhes das metodologias do ensaio de permeabilidade saturada com a bomba de fluxo e da análise dos dados são fornecidas no Capítulo 4 (item 4.2.3) e no Capítulo 5 (item 5.2.5) respectivamente.

O equipamento desenvolvido por Araruna Júnior *et al.* (1994) é baseado no permeâmetro de parede flexível com uso da bomba de fluxo para criar um gradiente hidráulico constante na amostra. O permeâmetro de parede flexível tem duas principais vantagens sobre o permeâmetro de parede rígida. O vazamento na parede lateral é eliminado pois a membrana flexível é comprimida firmemente na amostra pela pressão no fluido da célula e a amostra pode ser adensada anisotropicamente para modelar as condições de tensão efetiva em campo. O ensaio é geralmente mais rápido quando o fluxo é controlado e o gradiente de pressão resultante é medido do que adotando-se o processo inverso. Isto é possível pelo uso de uma bomba de fluxo.

O equipamento desenvolvido consiste de um sistema de bomba de fluxo com medidores acurados de variação de volume devido ao adensamento. É um sistema fácil de usar, com vazamento restrito e capaz de acomodar amostras de diferentes tamanhos e diferentes condições de drenagem usando uma variedade de fluidos percolante. A bomba de fluxo utilizada introduz o fluido percolante a taxa muito baixa e constante na base da amostra, enquanto o transdutor diferencial de pressão monitora o gradiente induzido sobre o comprimento da amostra. A quantidade de água expelida dos espaços dos poros da amostra é medida pelo equipamento de medição de mudança de volume em relação ao fluxo que sai. As pressões são controladas pelos reguladores e monitoradas com transdutores.

Os resultados dos ensaio demonstram que o equipamento permite medidas de permeabilidade para pequenos gradientes. As velocidades de fluxo muito baixas podem ser monitoradas usando os medidores de variação de volume. O equipamento mostrou-se capaz de ensaiar solos de granulometria fina com coeficientes de permeabilidade menores que 10^{-11} m/s em um tempo relativamente curto, comparado com os ensaios de

permeabilidade triaxiais, nos quais o fluxo é induzido por gradientes de pressão.

3.3 Ensaios de determinação da curva de retenção de água

A curva de retenção de água expressa a relação entre a saturação (ou o teor de umidade volumétrica) e a sucção. A determinação experimental dessa curva está associada a determinação de cada um destes parâmetros individualmente ou à determinação simultânea dos mesmos em ensaios de laboratório específicos.

3.3.1 Considerações gerais

a) Técnica de translação de eixos

Segundo Hilf (1956) citado por Fredlund e Rahardjo (1993), no campo, um solo não saturado usualmente apresenta poropressão de ar atmosférica ($u_a = 0$) e poropressão de água negativa (u_w). A diferença entre as poropressões de ar e de água é chamada de sucção mátrica ($u_a - u_w$). No laboratório, essa sucção pode ser aplicada a amostra pelo controle da diferença das poropressões de ar e de água, sendo ambas as pressões positivas. A poropressão de água é usualmente controlada pela pressão atmosférica ($u_w = 0$), enquanto a poropressão de ar é variável dependendo do valor da sucção mátrica especificado. Este procedimento é denominado técnica de translação de eixo.

Segundo de Campos *et al.* (1992), esta técnica consiste em elevar as pressões negativas da água contida nos poros do solo a valores positivos, de maneira que possa ser definida a relação saturação (ou teor de umidade) x sucção sem que ocorra a cavitação da água. O desenvolvimento desta técnica foi possível devido à fabricação de pedras cerâmicas e membranas impermeáveis ao ar para um determinado nível de pressão. Este limite de pressão é conhecido como a pressão de cavitação ou de borbulhamento destes materiais.

Em laboratório, a técnica de translação de eixos é utilizada através de diversos equipamentos para induzir a sucção. Os ensaios são realizados em estágios, aplicando-se pressões conhecidas de ar (u_a) e de água (u_w), respectivamente em extremidades opostas da amostra (com u_a maior que u_w). Com a aplicação da sucção ($u_a - u_w$), a água entra ou sai da amostra até se atingir a condição de equilíbrio que é verificada através

do monitoramento contínuo das variações de volume de água ou através de pesagens sucessivas da amostra até observar-se o equilíbrio do peso.

b) Métodos de calibração dos equipamentos

Segundo Lee e Wray (1996), a calibração dos equipamentos utilizados para determinação da curva de retenção de água pode ser feita por dois métodos: o método direto usando o prato de pressão e o método indireto usando soluções de sais (NaCl) com valores conhecidos de sucção osmótica.

3.3.2 Ensaio com funil de Buckner

No ensaio de obtenção da curva de retenção de água do solo com o funil de Buckner (1 a 300 cm de sucção), uma amostra saturada de solo com teor de umidade conhecido é colocada sobre uma pedra cerâmica localizada no funil, conforme Figura 3.16.

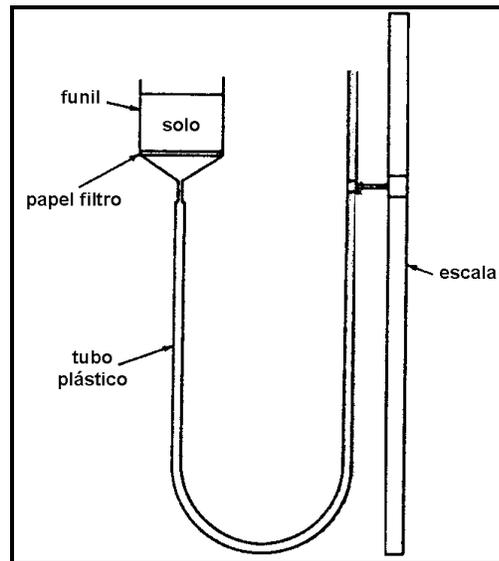


Figura 3.16: Funil de Buckner.

Essa pedra é saturada e conectada à coluna d'água ligada em sua extremidade a uma bureta. A posição da bureta pode ser alterada para diminuir a carga de pressão. Assim que a carga de pressão torna-se menos negativa, a água é drenada da amostra de solo e a quantidade é medida na bureta até que o equilíbrio seja atingido. As medidas são feitas progressivamente para cargas de pressão mais negativas para se determinar a curva de drenagem. Esse ensaio permite a determinação da curva de retenção de água até 300 cm de sucção. Acima deste valor, de 300 a 1500 cm de sucção, o método da placa de

pressão deve ser utilizado.

3.3.3 Ensaio com placa de pressão

Este equipamento consiste de uma placa com pedra cerâmica conforme mostrado na Figura 3.17. O valor de entrada de ar dessa pedra deve ser maior que a máxima sucção a ser medida. Abaixo da pedra está o reservatório de água conectado ao equipamento de medida de pressão e ao sistema de drenagem. A pedra é colocada na câmara dentro da qual o ar comprimido pode ser aplicado. Essa câmara abriga a amostra de solo e a pedra fica em contato com o reservatório de água à pressão atmosférica e não permite a passagem de ar enquanto a sucção mátrica não exceder o valor de entrada de ar da pedra.

Através deste equipamento pode-se determinar diretamente a curva de retenção de água através da imposição de valores de sucção conhecidos e medindo-se, no equilíbrio, o teor de umidade volumétrico. A norma para realização deste ensaio é a ASTM D2325-68.

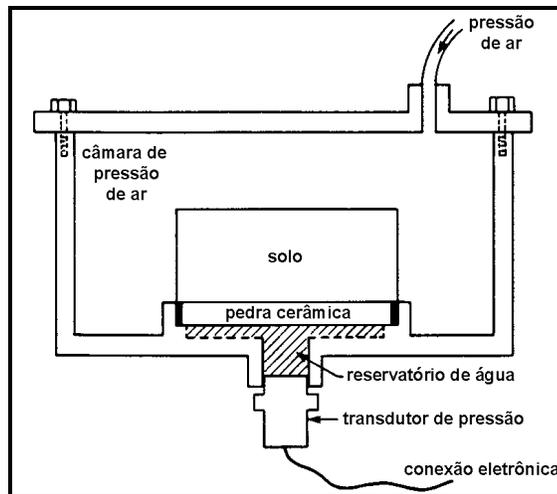


Figura 3.17: Ensaio com placa de pressão.

Quando a amostra é colocada sobre a pedra cerâmica e a pressão de ar na câmara é aumentada, a pressão de água na amostra aumenta em quantidade igual a diferença entre a pressão de ar e a pressão atmosférica. Portanto, se a diferença entre a pressão de ar na

câmara e a pressão atmosférica for maior do que a sucção no solo, a pressão de água final na amostra será positiva e poderá ser medida usando um equipamento de medida de poropressão.

Ao mesmo tempo, a pressão de água no reservatório, inicialmente igual a pressão atmosférica, irá aumentar. Se a água flui do reservatório para o solo, logo a pressão de água no reservatório irá cair até igualar a poropressão de água na amostra. A sucção na amostra será igual a diferença entre a pressão de ar na câmara e a pressão de água no reservatório. Nesta situação, a água flui do reservatório para a amostra e a sucção no solo será reduzida.

Alternativamente, depois da aplicação da pressão de ar, a pressão do reservatório pode ser reduzida a zero pela abertura do sistema para a atmosfera. A pressão de água na amostra será maior do que a pressão de água do reservatório e a água irá fluir do solo para o reservatório.

Plotando-se várias pressões aplicadas com relação ao teor de umidade da amostra de solo para diferentes pressões, pode-se obter uma relação entre a sucção do solo e o teor de umidade, isto é, permite-se a determinação da relação entre o grau de saturação e a sucção mátrica no estado de equilíbrio. Ambos os ciclos de drenagem e infiltração são executados neste ensaio.

Os resultados deste tipo de ensaio podem ser influenciados pelo tipo de pedra porosa, tempo de duração de cada estágio e distribuição inicial de umidade. Em geral, este ensaio é demorado e trabalhoso, mas recentes melhorias envolvem automatização e melhor acurácia na determinação do teor de umidade.

A panela de pressão também pode ser usada e consiste de uma câmara, similar à da placa de pressão, onde várias amostras são ensaiadas simultaneamente. A base, constituída por uma pedra cerâmica de alto valor de entrada de ar sobre a qual são colocadas as amostras, é conectada à pressão atmosférica. A pressão de água (u_w) é mantida nula, enquanto que a pressão de ar (u_a), neste caso igual à sucção ($u_a - u_w$), é

aplicada no interior da câmara (de Campos *et al.*, 1992). Por ser planejado para ensaiar várias amostras simultaneamente em uma mesma câmara, o equipamento não favorece o uso de um sistema de medição de variação de volume que propicie o monitoramento da quantidade de água que entra e que sai de cada amostra.

Este tipo de equipamento deve ser usado para definir curvas características de sucção seguindo-se trajetórias de secagem, partindo-se de condições próximas a saturação e é utilizado para valores de sucção mais elevados. Em geral, os altos valores de sucção são obtidos impondo-se pressões de ar superiores à atmosférica. Para este tipo de ensaio, os resultados também podem ser influenciados pelo tipo de pedra porosa, tempo de duração de cada estágio e distribuição inicial de umidade.

De acordo com de Campos *et al.* (1992), a placa de pressão desenvolvida na PUC-Rio é constituída por três partes: a tampa com válvula de pressurização do ar dentro da câmara, o cilindro que forma o corpo da câmara provido de anel de vedação nas extremidades e a base com pedra cerâmica de alto valor de entrada de ar sendo que a câmara d'água está localizada abaixo dessa pedra. A câmara é conectada ao sistema de medição de vazão através de duas saídas na base. O sistema de medição de vazões permite a quantificação do volume de água que entra ou sai da amostra. A faixa de sucção sob a qual pode trabalhar esta placa depende da pedra cerâmica utilizada.

A amostra é colocada sobre a pedra cerâmica, a câmara é fechada e então são aplicadas as pressões de ar pelo topo e de água pela base do equipamento. Quando as leituras da variação de volume de água estabilizam, considera-se que a amostra alcançou a sucção aplicada. Mantendo a pressão da câmara de água constante, a pressão de ar é aumentada caso se pretenda impor uma trajetória de secagem, ou reduzida, no caso de uma trajetória de umidecimento.

Fourie e Papageorgiou (1995) empregaram a técnica do prato de pressão para determinação da curva de retenção de água para um intervalo de tempo de 4 a 6 dias. A água é drenada através do pedra porosa na base da amostra. O equilíbrio é muito rápido e a pressão diferencial ar-água é monitorada através de um transdutor diferencial de

pressão. Os cálculos do teor de umidade são feitos com base na medida do teor de umidade final da amostra.

A célula triaxial é utilizada com a base modificada. A pressão de ar é aplicada na câmara e a amostra é envolvida por membrana de látex e colocada sobre a pedra porosa. A pressão de ar na célula é aumentada em incrementos. O ensaio começa pelo aumento da pressão de ar na câmara e, em seguida, abrindo-se a válvula da base para permitir o fluxo de água. Depois de um determinado tempo, a válvula da base é fechada e a poropressão da água é equilibrada.

O equilíbrio da sucção é medido pelo transdutor diferencial de pressão e o correspondente teor de umidade volumétrico é calculado do volume de água que sai da amostra durante cada incremento de pressão. Desta forma, o trecho de drenagem da curva de retenção de água é obtido. Esta técnica também pode ser usada para obter o trecho de infiltração da curva pela injeção de água através da base.

O equipamento utilizado por Su e Brooks (1980) também é baseado na técnica do prato de pressão. Neste equipamento a água no solo não precisa atingir o estado de equilíbrio para um incremento de pressão fixado. Ao invés disso, um volume especificado de água é adicionado ou removido da amostra e a diferença de pressão no solo é determinada. O equipamento é composto por: célula incluindo a barreira capilar e a câmara, tubo capilar com menisco para observação do movimento da água para dentro ou para fora da barreira capilar, bureta para armazenar e medir o volume de água que foi removido da amostra, pipeta para medir o incremento de água adicionado a amostra, regulador de pressão e manômetros.

O trecho de drenagem na curva de retenção é obtido pela desaturação da amostra em incrementos. A drenagem é produzida pela diminuição da pressão de ar no tubo e na bureta com o regulador de pressão. A água é transferida da amostra para a bureta. Depois que o volume especificado é drenado, a válvula da bureta é fechada e a válvula para o tubo capilar é aberta. O aumento do nível de água no tubo capilar aumenta a pressão de água no solo e diminui a diferença de pressão ao longo da barreira capilar.

A diferença de pressão entre o ar e a água no solo é calculada pela subtração da elevação do menisco no tubo acima do nível zero da carga de pressão de ar no equilíbrio. O correspondente teor de umidade é determinado pela variação do volume de água no tubo e na bureta acima do nível zero e subtraindo-os do volume de poros.

O ciclo de infiltração pode ser obtido pela adição de volume de água conhecido na superfície da amostra. A pressão de ar acima do menisco no tubo é aumentada. Após o ensaio, a amostra é retirada da célula, pesada e levada à estufa para determinação do volume final de água. A curva de retenção para os dois trechos é obtida em menos de 24 horas.

3.3.4 Ensaio com papel filtro

Quando dois materiais porosos são colocados em contato em ambiente fechado, eles irão trocar umidade entre si até que o equilíbrio seja alcançado. De acordo com Gerscovich (1994), esta técnica foi proposta por Gardner (1937) e consiste em se colocar um papel filtro em contato com o solo e, sem permitir a evaporação, deixar que o equilíbrio de umidade se estabeleça. A partir da umidade final do papel filtro e da calibração é possível determinar o valor da sucção no solo.

O método do papel filtro (Figura 3.18), normalizado pela ASTM (D5298-92), tem a vantagem de medir as duas componentes da sucção por dois tipos de mecanismos. No primeiro, o papel filtro pode ser colocado em contato direto com a amostra até atingir o equilíbrio absorvendo água por capilaridade. No segundo modo, o papel e a amostra são colocados dentro de um recipiente fechado. Devido a temperatura ambiente, a umidade relativa é equivalente a sucção na amostra. Ficando no mesmo ambiente, o papel filtro irá absorver ou liberar umidade até se atingir o equilíbrio.

Nas medidas com o papel filtro em contato com a amostra de solo, a amostra em contato direto com o papel filtro é colocada em ambiente fechado a temperatura controlada. Depois de uma semana, a amostra é desembulhada e o papel filtro úmido é pesado, colocado para secar em estufa e pesado novamente. O teor de umidade pode ser

calculado. O equilíbrio é alcançado quando o teor de umidade de solo e do papel são os mesmos e a sucção no solo é avaliada pela determinação do teor de umidade do papel filtro. Já para se fazer medidas sem contato do papel filtro com a amostra, coloca-se um espaçador poroso entre o papel e a amostra. O papel filtro deve ser previamente calibrado. A curva de retenção do papel filtro é então usada para inferir a sucção do papel filtro e portanto da amostra.

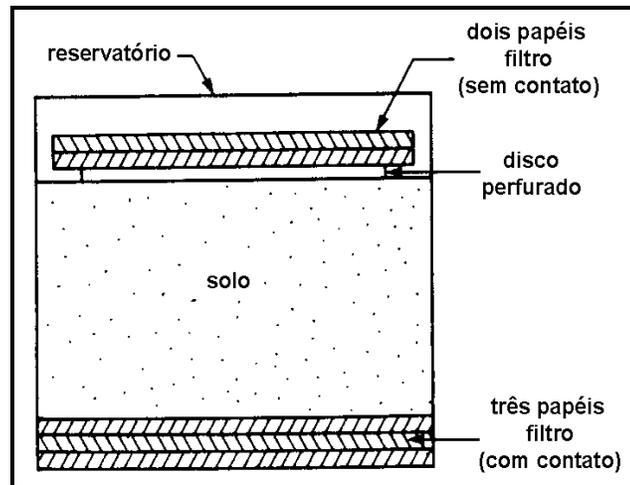


Figura 3.18: Ensaio com papel filtro.

A técnica do papel filtro foi empregada por Swarbrick (1995) permitindo a medida real da sucção no solo para uma dada condição, que é resultado da transferência de água do solo para o papel. O método pode ser aplicado para um amplo domínio de sucção, é simples de usar e o custo dos instrumentos é extremamente baixo. As desvantagens do uso deste método, segundo Woodburn e Lucas (1996) são: o tempo necessário para se atingir o equilíbrio (em geral, cerca de 7 dias), o efeito da variação de temperatura e a necessidade de medida muito acurada do peso do papel filtro.

Mais recentemente, uma nova técnica foi desenvolvida para controlar com mais eficiência o peso do papel filtro. Ela consiste em se colocar a amostra de solo sobre uma pequena balança eletrônica. O papel filtro fica em contato com esta balança e é pesado a todo minuto. Com o uso desta técnica, o tempo necessário para se atingir o equilíbrio é de 3 dias, dependendo da sucção na amostra de solo (Woodburn e Lucas, 1996).

3.3.5 Ensaio com tensiômetro

O tensiômetro é o equipamento mais utilizado para determinação direta da sucção (Figura 3.19). É semelhante a um piezômetro e consiste de uma ponta porosa instalada dentro do solo conectada a um sistema de medição de pressão. Os sistemas de medição consistem de manômetros de coluna de mercúrio, vacuômetros e transdutores eletrônicos para registros contínuos de pressão. Em geral, as pontas porosas são permeáveis à água e aos sais nela dissolvidos, fazendo com que os tensiômetros registrem as sucções totais (mátrica e osmótica).

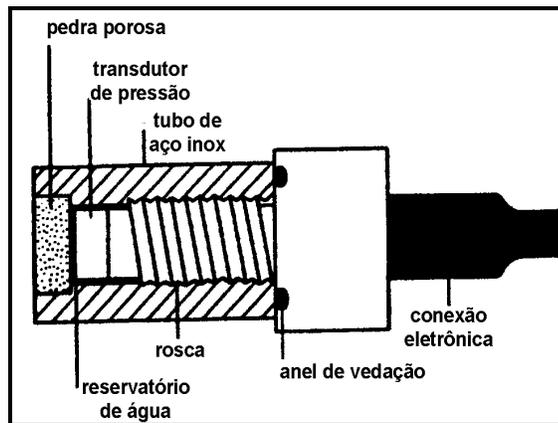


Figura 3.19: Tensiômetro de Ridley e Burland (1993).

As medidas de tensiometria são em geral limitadas às sucções mátricas superiores a 1 atm (100 kPa), pois abaixo deste limite a água do sistema sofre cavitação e, dependendo do tipo de pedra porosa, sucções elevadas podem ocasionar passagem do ar através das pontas porosas equalizando a pressão interna com a atmosférica (Gerscovich, 1994). As pontas porosas devem ser construídas de forma que a pressão de entrada de ar seja superior à máxima pressão negativa a que o tensiômetro estará submetido.

De acordo com Marinho (2000), as vantagens do uso desse instrumento estão no período mais curto de tempo para se atingir o equilíbrio, na interpretação mais simples dos dados em relação aos outros ensaios e na possibilidade do uso em campo e em laboratório, podendo ser incorporado a outros equipamentos de ensaios.

Segundo Marinho e Sousa Pinto (1997), um dos tipos de ensaios realizados com este

equipamento é o da livre absorção de água do topo da amostra. Neste ensaio, as amostras preparadas são mantidas dentro dos moldes e colocadas em contato com o tensiômetro. O aumento da sucção é registrado até que o equilíbrio seja estabelecido. Neste momento é colocada água sobre o topo da amostra e observa-se o decréscimo da sucção com o tempo.

Guan e Fredlund (1997) utilizaram tensiômetros para medir diretamente a sucção mátrica. O equipamento utilizado é formado por um pequeno recipiente de água, um transdutor de pressão e uma pedra cerâmica. A amostra de solo é colocada sobre essa pedra e a sonda de sucção é colocada na amostra. A pressão de ar é aplicada na célula para forçar a água sair da amostra através da pedra cerâmica. A água que sai da amostra é coletada. A pressão de ar na câmara é levada a zero e a correspondente redução na pressão de água na sonda é registrada. Quando a pressão de água registrada não varia mais, a câmara é cheia de água. A pressão de ar é aumentada e o procedimento é repetido. No final do ensaio, o teor de umidade do solo é medido. Quando o equilíbrio for atingido, a sucção mátrica deve ser igual a pressão de ar aplicada. Se a pressão de ar for nula, a poropressão negativa é medida pela sonda de sucção.

A acurácia da sonda de sucção é limitada pela resolução do transdutor de pressão usado e é extremamente sensível a pequenas perdas de água durante as medidas. Logo, sugere-se que as medidas de sucção sejam feitas em um ambiente de umidade controlada no qual a evaporação na sonda é reduzida ao mínimo.

3.3.6 Ensaio com psicrômetro

O psicrômetro é um equipamento que mede a umidade e pode ser usado para medir a sucção total. A forma mais simples consiste de um termômetro de bulbo úmido no qual a evaporação do ar adjacente reduz a sua temperatura para um valor inferior a temperatura ambiente. Quando a evaporação acaba e o equilíbrio com a pressão de vapor do ambiente é alcançado, a temperatura medida é comparada à temperatura do termômetro de bulbo seco colocado no mesmo ambiente.

As diferenças entre as temperaturas de bulbo seco e bulbo úmido são relacionadas a

umidade relativa. Os psicrômetros são recomendados para medições em laboratório de valores de sucção entre 1 e 80 atm (Daniel, 1983) e podem ser divididos em dois grupos (Ridley e Wray, 1995):

Psicrômetro com termistor (Figura 3.20): emprega duas resistências idênticas que são sensíveis à temperatura. Uma delas é colocada sob a água e a outra permanece seca. Ambas são utilizadas em um ambiente fechado e a evaporação ou a condensação na resistência úmida irá resultar na diferença entre as resistências, relacionada a umidade relativa do ambiente. Através de uma curva de calibração, determina-se, então, o valor da sucção.

Psicrômetro com termopar (Figura 3.21): é constituído de sonda elétrica que mede a umidade relativa de vapor no solo. Uma pequena corrente elétrica atravessa um par termoelétrico causando a condensação da água. A corrente elétrica é desligada e a variação da temperatura no bulbo úmido é medida enquanto a água evapora. Através de uma curva de calibração, também determina-se o valor da sucção.

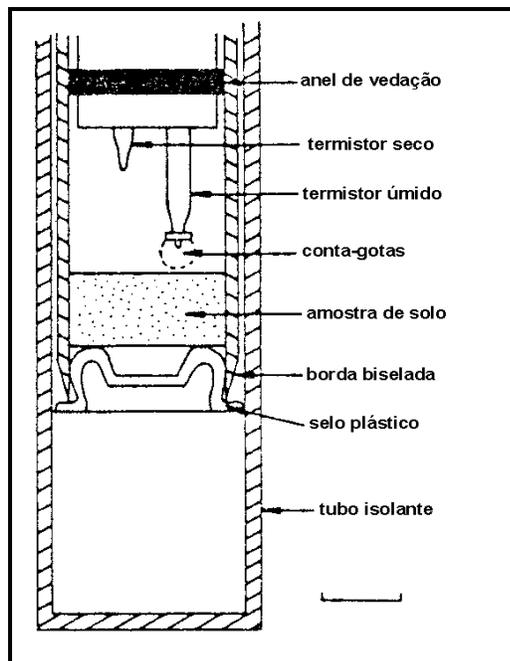


Figura 3.20: Psicrômetro com termistor (Ridley e Wray, 1995).

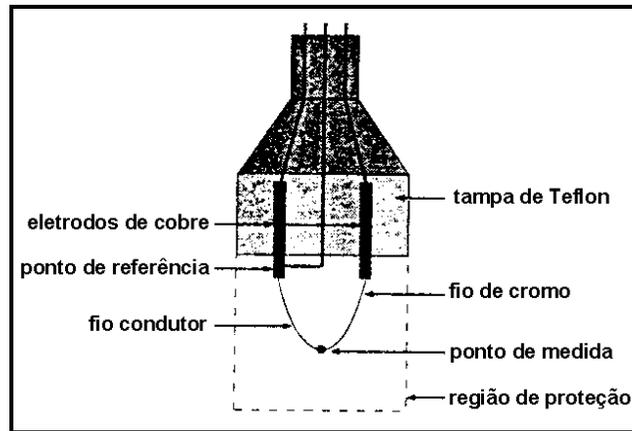


Figura 3.21: Psicrômetro com termopar (Ridley e Wray, 1995).

Truong e Holden (1995) utilizaram o psicrômetro com termistor para medir a sucção total da amostra. Os principais aspectos deste método são: método de calibração, a preparação da amostra para os ensaios, o efeito da temperatura no desempenho do equipamento e os meios utilizados para obter, armazenar e apresentar os dados.

O equipamento é constituído de sondas, cuba termicamente isolada e sistema de aquisição de dados. Cada sonda contém dois transistores; um transistor úmido e um transistor seco. As sondas são colocadas nas extremidades da amostra e ligadas a cuba termicamente isolada. O monitoramento contínuo dos valores para cada sonda é realizado até que o equilíbrio. Destes valores, a sucção do solo é obtida usando a calibração da sonda.

Este equipamento tem sido indicado para medidas de sucção em solos devido ao custo, a acurácia, ao tempo de ensaio, a facilidade de operação e ao campo de sucção em relação a outros equipamentos.

3.3.7 Ensaio com bomba de fluxo

Este método de obtenção experimental da relação entre a sucção e a saturação utiliza a bomba de fluxo para o controle do fluxo de água na amostra de solo e um transdutor diferencial de pressão para medir a sucção no solo. Esta técnica permite a determinação da curva de retenção de água para uma grande variedade de solos. No entanto, até o

presente momento, é limitada a solos granulares sendo que a extensão do seu uso a solos argilosos pode ser feita com algumas modificações no equipamento e nas análises. Ambos os trechos de drenagem e infiltração são obtidos em um experimento contínuo com a utilização de apenas uma amostra de solo.

Conforme descrito por Manna (1991), Znidarcic *et al.* (1991), Manna *et al.* (1993), este equipamento consiste de célula triaxial convencional, transdutor diferencial de pressão, bomba de fluxo, sistema de aplicação de pressão e pedra cerâmica de alto valor de entrada de ar (Figura 3.15).

A amostra encamisada com membrana de látex é colocada sobre a pedra cerâmica e saturada. A bomba de fluxo retira água da base da amostra a uma taxa constante e a poropressão gerada é continuamente registrada com transdutor diferencial de pressão. Este mede a diferença de pressão entre a pressão de ar no topo da amostra e a pressão de água abaixo da pedra cerâmica que é igual a sucção na amostra.

Desta forma, a curva de retenção de água é estabelecida de forma contínua para os dois ciclos de drenagem e de infiltração, destacando-se que, para o primeiro caso, o ensaio termina quando a diferença de pressão aumenta muito, indicando que a amostra de solo atingiu a saturação residual. O tempo é medido do momento em que a dessaturação da amostra inicia, conforme indicado pela mudança na forma da curva de retenção. Os valores de saturação para qualquer tempo são obtidos dos dados de sucção x tempo obtidos do ensaio.

Como a bomba de fluxo pode ser revertida para o modo de injeção de água, é possível obter a curva de infiltração e as curvas de histerese. Os dados experimentais do ensaio são ajustados ao modelo numérico de análise. Esta técnica é mais conveniente e mais rápida do que os métodos convencionais utilizados. Como esta técnica envolve um processo contínuo de aplicação de sucção, requer intervenção mínima do operador durante o ensaio. Os maiores detalhes da metodologia de ensaio e análise dos dados ensaio são descritas no Capítulo 4 (item 4.2.4) e Capítulo 5 (item 5.3) respectivamente.

Ray e Morris (1995) utilizaram o ensaio baseado no método proposto por Znidarcic *et al.* (1992) para determinar a curva de retenção de água (Figura 3.22). Tanto o trecho de drenagem quanto o trecho de infiltração foram obtidos com a utilização do sistema de aquisição de dados. Utilizou-se bomba de fluxo para o controle da velocidade de fluxo e transdutor diferencial de pressão para medida da poropressão gerada na amostra.

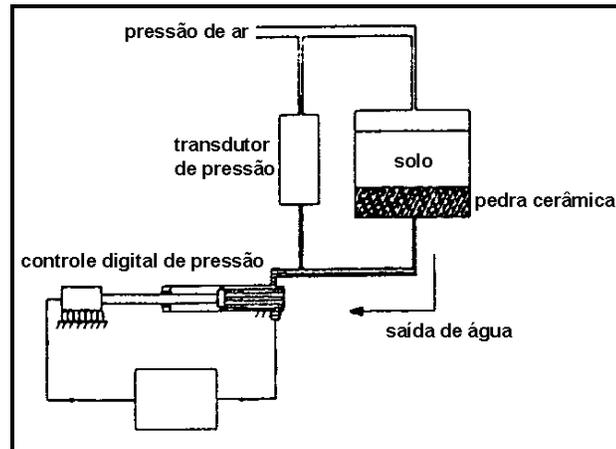


Figura 3.22: Esquema do equipamento para medida de sucção.

Baseado neste método, a técnica para medida automatizada foi desenvolvida com a utilização do sistema geotécnico digital (GDS – Geotechnical Digital Systems). O GDS é um mecanismo hidráulico de controle por microprocessador conforme apresentado na Figura 3.23, produzindo, medindo e controlando as variações de pressão e de volume. O computador torna automático o controle do ensaio e dos dados obtidos.

A água deaerada no cilindro é pressurizada ou deslocada pelo movimento do pistão, ativado por motor. O sistema é projetado de forma que um incremento na rotação do motor faz com que o pistão desloque a água com possível resolução de controle de volume. Um microprocessador faz a leitura do transdutor de pressão. As células triaxiais convencionais são usadas e a base é equipada com pedra cerâmica de alto valor de entrada de ar. A amostra é colocada na base sobre a pedra cerâmica. O topo da célula, com cabeçote, é conectado ao painel de pressão e a base é conectada ao GDS. O transdutor diferencial de pressão mede a diferença de pressão entre o topo e a base da amostra.

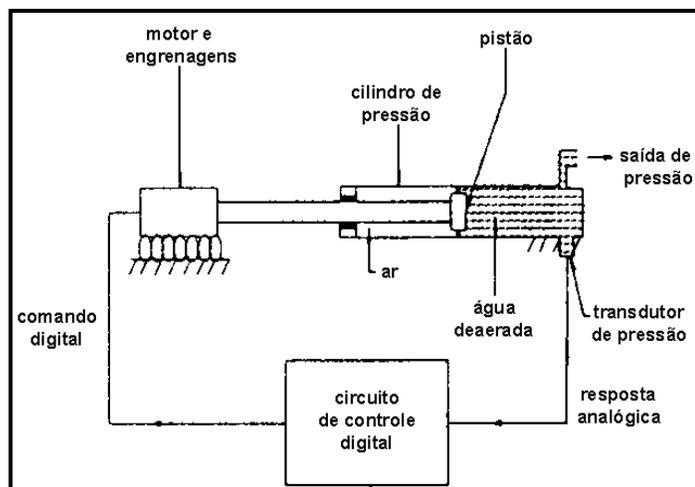


Figura 3.23: Princípio de operação do GDS.

A curva de retenção de água é determinada pelo controle do volume de água e pela medida da diferença de pressão na amostra. O pistão retira água da base da amostra a vazão constante e o transdutor mede a diferença de pressão entre a pressão de ar no topo da amostra e a pressão de água abaixo da pedra cerâmica. Esta diferença de pressão é igual a sucção na amostra. O sistema de aquisição de dados controla o ensaio e os dados obtidos. Antes e depois do ensaio, o volume e o peso úmido da amostra são determinados. O grau de saturação é calculado a partir do volume retirado de água, que é precisamente controlado pelo pistão, conhecido o volume da amostra e a sua porosidade.

3.4 Comentários finais

Diversos tipos de ensaios podem ser utilizados para o estudo dos processos de fluxo em solos, em particular, para o estudo do adensamento, do fluxo em condições saturadas e não saturadas. Dentre esses ensaios, destacam-se os que empregam a bomba de fluxo, técnica implementada neste trabalho através da montagem do equipamento e do desenvolvimento de metodologias de ensaios descritos a seguir.

4

EQUIPAMENTOS E METODOLOGIAS

Esse capítulo trata da contribuição maior deste trabalho que corresponde a implementação da técnica da bomba de fluxo para realização de ensaios direcionados ao estudo dos processos de fluxo em solos. Para tanto, é apresentada detalhadamente a descrição dos equipamentos utilizados, das montagens executadas e das metodologias desenvolvidas para a realização do ensaio HCT com a bomba de fluxo, do ensaio de permeabilidade saturada e do ensaio de determinação da curva de retenção de água com o emprego da bomba de fluxo.

4.1 Equipamentos utilizados nos ensaios

O sistema para a realização dos ensaios consiste principalmente nas seguintes partes: o painel de controle de pressão, a bomba de fluxo, a célula triaxial convencional, o transdutor diferencial de pressão, o sistema de aplicação de pressão, o sistema de aplicação de carga e o sistema de aquisição de dados.

Os diagramas esquemáticos das montagens do equipamento para os ensaios são apresentados no item 4.2.2 (Figuras 4.33 a 4.35). O sistema de ensaio é independente e requer somente de força elétrica e de suplemento de pressão. Uma vista geral do equipamento é apresentada na Figura 4.1.

4.1.1 Painel de controle de pressão

O painel de controle de pressão consiste basicamente de uma placa de madeira (compensado) revestida por fórmica, na qual estão fixados os reservatórios de acrílico para aplicação de pressão, as válvulas reguladoras de pressão (Figura 4.2), o manômetro digital para leituras de pressão, as válvulas de controle do fluxo de água e ar e as linhas

que são ligadas aos sistemas de aplicação de pressões (potes de mercúrio e sistema de ar comprimido), à célula triaxial e à bomba de fluxo. Este painel de controle tem dois propósitos: controlar a aplicação da contrapressão necessária para saturação do corpo de prova e a aplicação de pressão para realização dos ensaios.

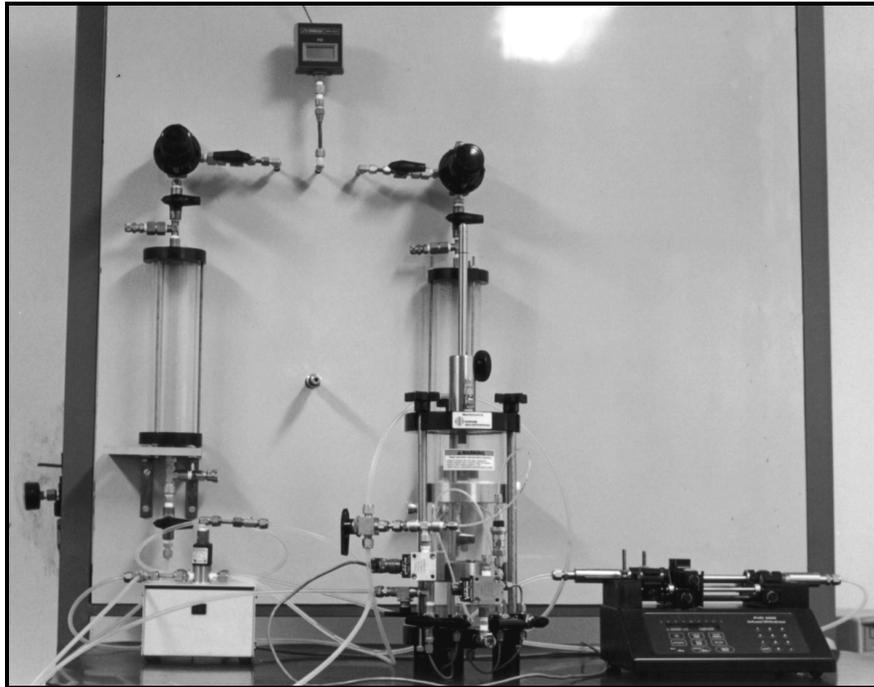


Figura 4.1: Vista geral do equipamento.



Figura 4.2: Regulador de pressão.

No caso do ensaio de determinação da curva de retenção de água, um dos reservatórios do painel é destinado a aplicação de pressão de água no corpo de prova, enquanto o outro é reservado a aplicação da pressão de ar no topo do mesmo. O reservatório de acrílico é apresentado na Figura 4.3.

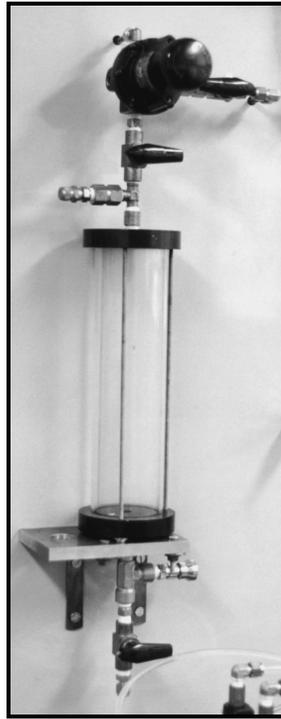


Figura 4.3: Reservatório de acrílico.

A finalidade dos reguladores de pressão fixados no painel é de realizar o ajuste e o controle das pressões utilizadas nos ensaios. O regulador de ar existente no ponto da linha de ar comprimido utilizado pelo equipamento é responsável por uma primeira seleção da pressão a ser aplicada no ensaio.

Para medir as pressões confinantes e as contrapressões aplicadas no corpo de prova durante o ensaio foram utilizados o manômetro analógico com faixa de trabalho de 0-1400 kN/m² do painel do equipamento triaxial e o manômetro digital DPG-500 de \pm 500psi ligado a uma fonte de alimentação de 9Vdc, com resolução de 1 psi.

O manômetro digital é um instrumento de medida calibrado na fábrica, cujo “ zero” é

obtido pelo ajuste do pino situado no canto superior do manômetro. Um adaptador de pressão com elemento poroso deve ser conectado a esse manômetro cuja finalidade é controlar o fluxo e proteger o instrumento por meio de um filtro. A Figura 4.4 mostra o manômetro digital utilizado e uma vista geral do painel de controle de pressão é dada na Figura 4.5.

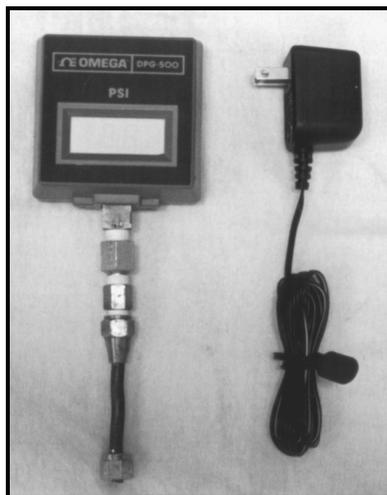


Figura 4.4: Manômetro digital.

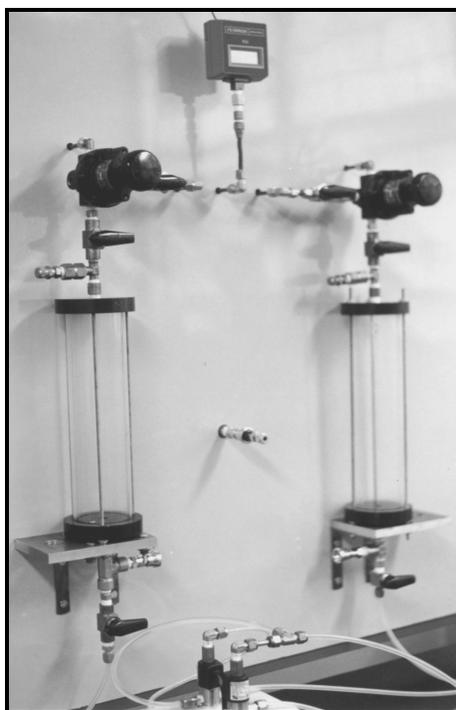


Figura 4.5: Painel de controle de pressão.

4.1.2 Bomba de fluxo

A bomba de fluxo é fabricada pela Harvard Apparatus Company modelo PHD 2000 Infuse/Withdraw, que consiste de duas seringas de aço inoxidável com capacidade de 20ml cada uma. O mecanismo de funcionamento com a utilização de um motor de velocidade variável controla o sistema de infusão/remoção de fluxo da seringa conforme mostrado nas Figuras 4.6 a 4.8. Esse motor é ligado a uma caixa de engrenagens e a um parafuso sem fim que é responsável pelo direcionamento do pistão da seringa.

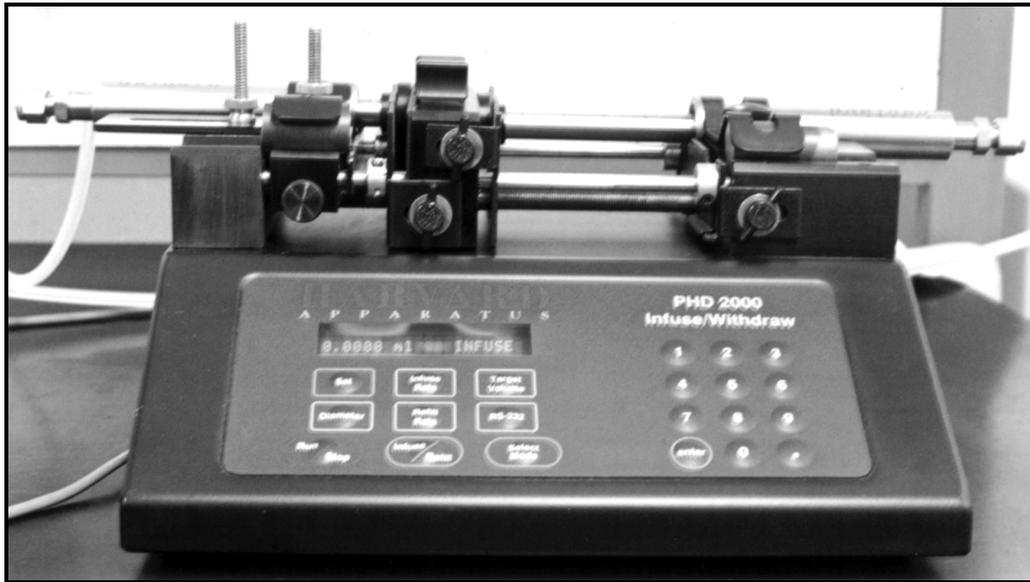


Figura 4.6: Bomba de fluxo.

Com esse equipamento é possível controlar as velocidades de fluxo impostas ao corpo de prova e obter medidas mais acuradas e de maior precisão. Além disso, a bomba de fluxo é versátil, de fácil uso e pode ser implementada com a aquisição do módulo automático e do suporte para uso de até dez seringas de forma simultânea. A resolução da medida de volume da bomba de fluxo é da ordem de 10^{-6} ml/s.

Este modelo de bomba de fluxo permite o uso de duas seringas simultaneamente, ou seja, enquanto uma das seringas realiza a remoção de água do corpo de prova, a outra se esvazia, injetando água em um dos reservatórios. Conectando a bomba ao dispositivo de distribuição contínua de fluxo descrito a seguir, as duas seringas passam a operar no

mesmo modo, ou seja, ou apenas injetando água no corpo de prova ou succionando água do corpo de prova.

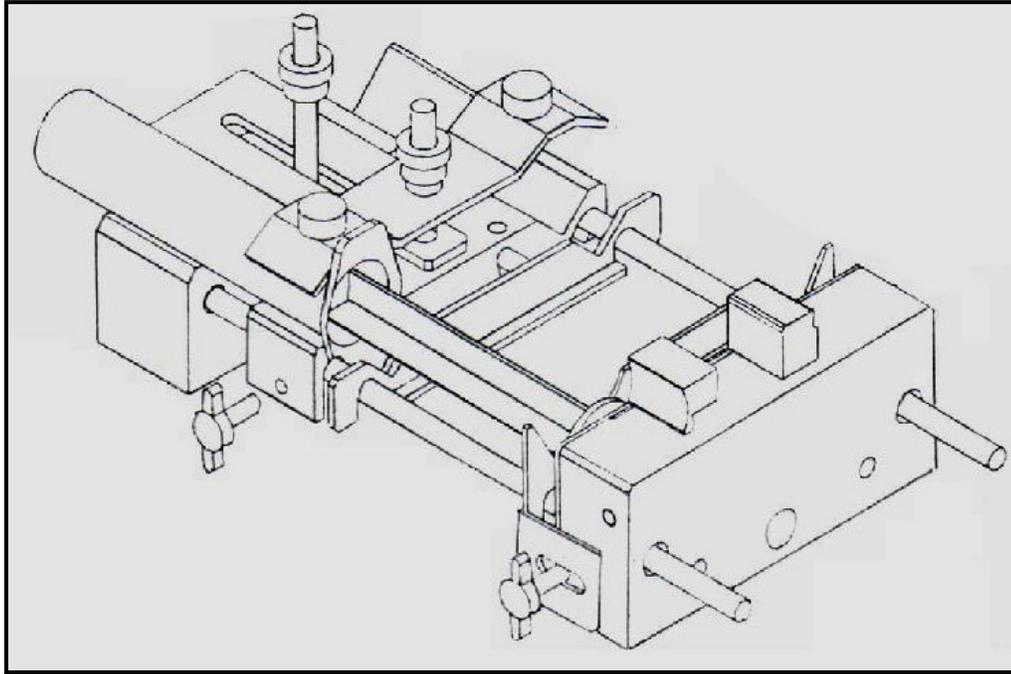


Figura 4.7: Vista em perspectiva da bomba de fluxo (desenho esquemático).

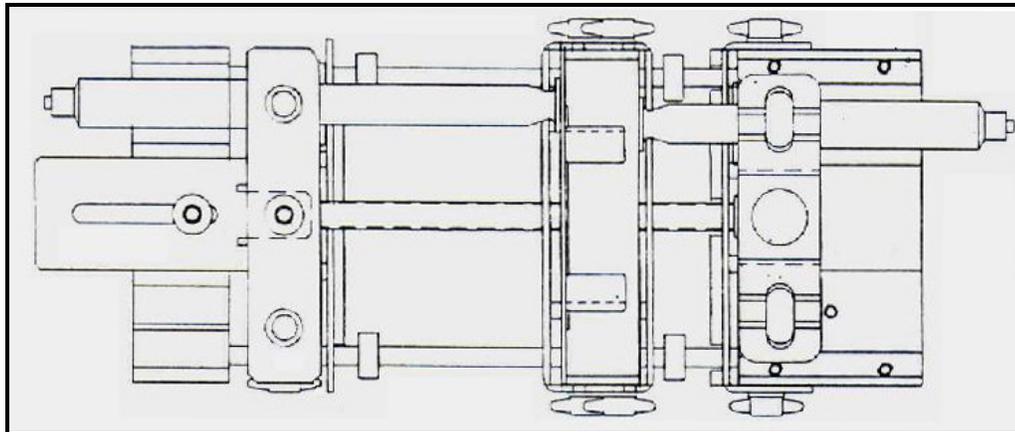


Figura 4.8: Vista superior da bomba de fluxo (desenho esquemático).

Essa bomba possui um painel frontal digital, mostrado na Figura 4.9, que permite a seleção do diâmetro da seringa, do modo de funcionamento (infusão/remoção) e da forma de operação da bomba de fluxo (controle do volume injetado ou succionado do corpo de prova ou controle da velocidade de fluxo do ensaio).

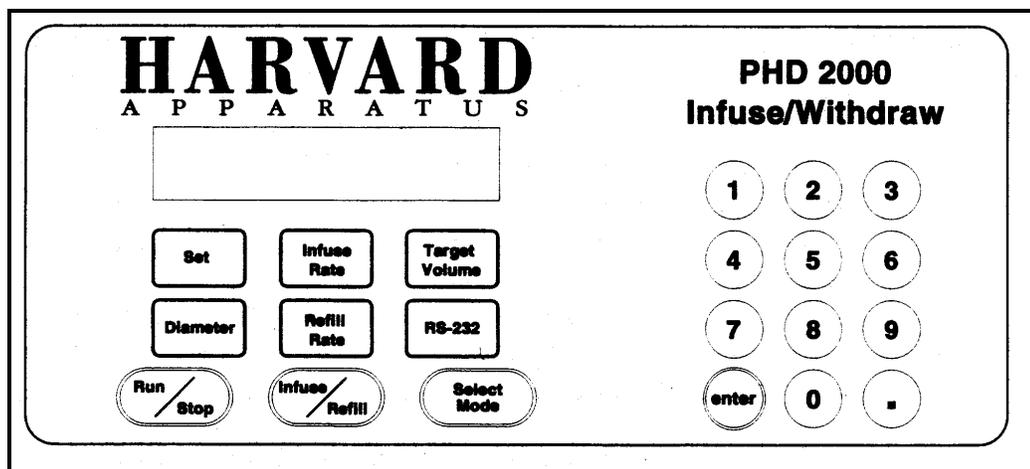


Figura 4.9: Painel digital da bomba de fluxo (desenho esquemático).

O sistema da bomba possui em sua memória várias seringas que podem ser utilizadas, sendo necessário indicar o tipo da seringa (diâmetro e material) a ser utilizada. Durante o ensaio, o visor do painel da bomba indica o volume injetado ou succionado no corpo de prova, o modo de funcionamento (infusão ou remoção) e a direção que o bloco guia está se movendo.

A bomba de fluxo pode operar tanto através da seleção da velocidade de fluxo imposta no corpo de prova, quanto do volume a ser injetado ou succionado do corpo de prova. Nestes ensaios, optou-se por trabalhar com o controle da velocidade de fluxo imposta na amostra. É necessário selecionar previamente o diâmetro das seringas utilizadas, o modo de funcionamento (infusão ou remoção) e a velocidade imposta no corpo de prova pela bomba de fluxo.

a) Seringas

As seringas também fabricadas pela Harvard Apparatus Company são de aço inoxidável e têm diâmetro de 19 mm e comprimento em torno de 104 mm. Essas seringas são apresentadas na Figura 4.10. O conjunto bomba-seringa permite injetar ou succionar um total de aproximadamente 20 ml por seringa, sendo que o limite inferior de vazão é igual a 0,0523 $\mu\text{l}/\text{min}$ e superior de 54,804 ml/min. Qualquer vazão intermediária pode ser selecionada, sendo que os limites dependem do diâmetro da seringa utilizada.



Figura 4.10: Seringas de aço inoxidável.

b) Dispositivo de distribuição contínua de fluxo

A bomba de fluxo está ligada ao dispositivo de distribuição de fluxo contínuo (Figuras 4.11 e 4.12) de alta pressão (200 psi) que permite o funcionamento unidirecional da bomba. Se esse sistema estiver ligado, as duas seringas irão retirar ou apenas injetar água no corpo de prova. Mas se o sistema estiver desligado, uma seringa irá retirar água do corpo de prova, enquanto a outra irá realizar a injeção. Esse sistema permite que a bomba seja usada para obter os ciclos de histerese (ciclos de drenagem e de infiltração).

As Figuras A.4 a A.7 apresentadas no Apêndice A ilustram esquematicamente o funcionamento da bomba e do dispositivo de distribuição contínua de fluxo.

4.1.3 Célula triaxial

A célula de ensaio é uma célula triaxial convencional da Durham Geo-Enterprises com pressão máxima de operação de 175 psi (Figura 4.13). Consiste de base e topo, câmara cilíndrica de acrílico com diâmetro interno de 114 mm e altura de 274 mm utilizada para abrigar o corpo de prova, dois conjuntos de pedestal (removíveis) e cabeçote também de acrílico e pedras porosas com diâmetros de 1,4” e 2,8”, conforme as Figuras 4.14 e 4.22 respectivamente.

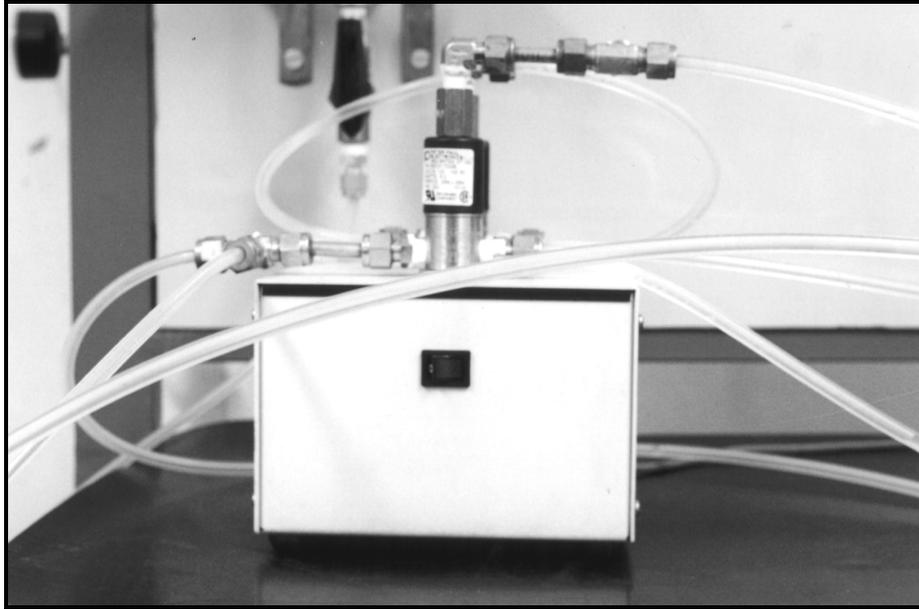


Figura 4.11: Dispositivo de distribuição contínua de fluxo.

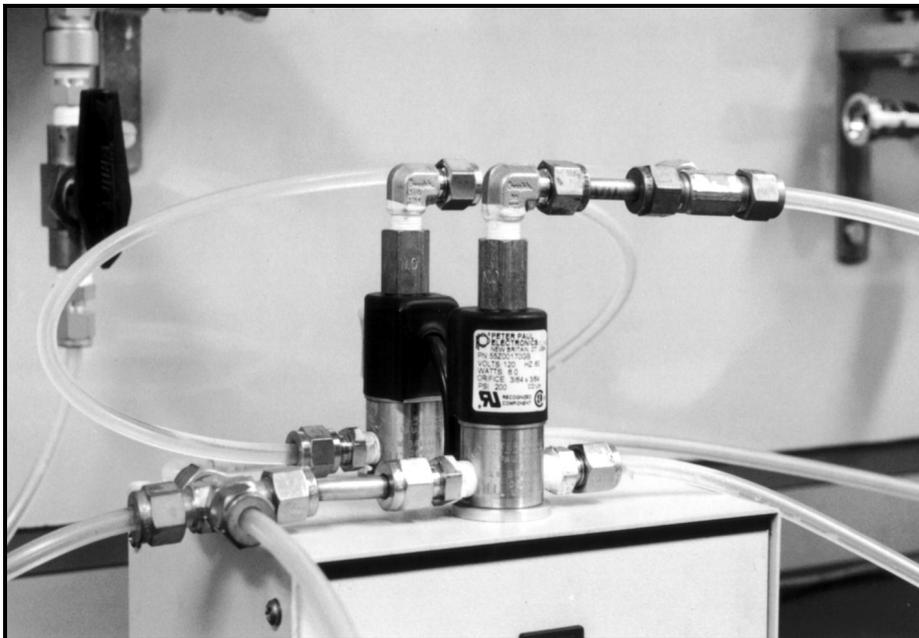


Figura 4.12: Dispositivo de distribuição contínua de fluxo.

A base da câmara possui cinco saídas. Uma das saídas é responsável pelo enchimento da câmara triaxial pelo líquido confinante e está conectada ao engate rápido. As outras quatro são conectadas duas a duas ao topo e a base do corpo de prova, podendo ser

usadas para ligação da bomba de fluxo, para medida da poropressão gerada no corpo de prova e também para sua saturação. O controle dessas saídas é feito por meio de válvulas.

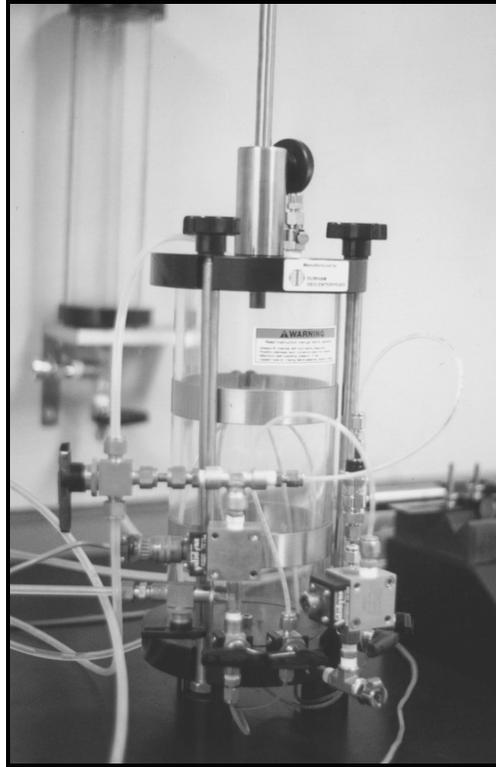


Figura 4.13: Célula triaxial.

O topo da célula possui um engate rápido (suspiro) que permite a saída do ar durante o enchimento da câmara com o fluido confinante e uma haste de carregamento que tem a finalidade de aplicação de cargas no corpo de prova durante o ensaio de adensamento por percolação induzida (fase de carregamento em etapas). Já o extensômetro é utilizado para medir a altura do corpo de prova durante este ensaio. Nos encaixes do cilindro de acrílico, tanto no topo quanto na base da célula, são usados anéis de vedação de borracha (o-rings) para evitar vazamentos. A fixação do cilindro no topo e na base é feita através de hastes com porcas. A base da célula é ligada as linhas de drenagem e infusão e de medida de poropressão. As ligações da célula triaxial podem ser vistas com maior detalhe nas Figuras 4.15 e 4.16.

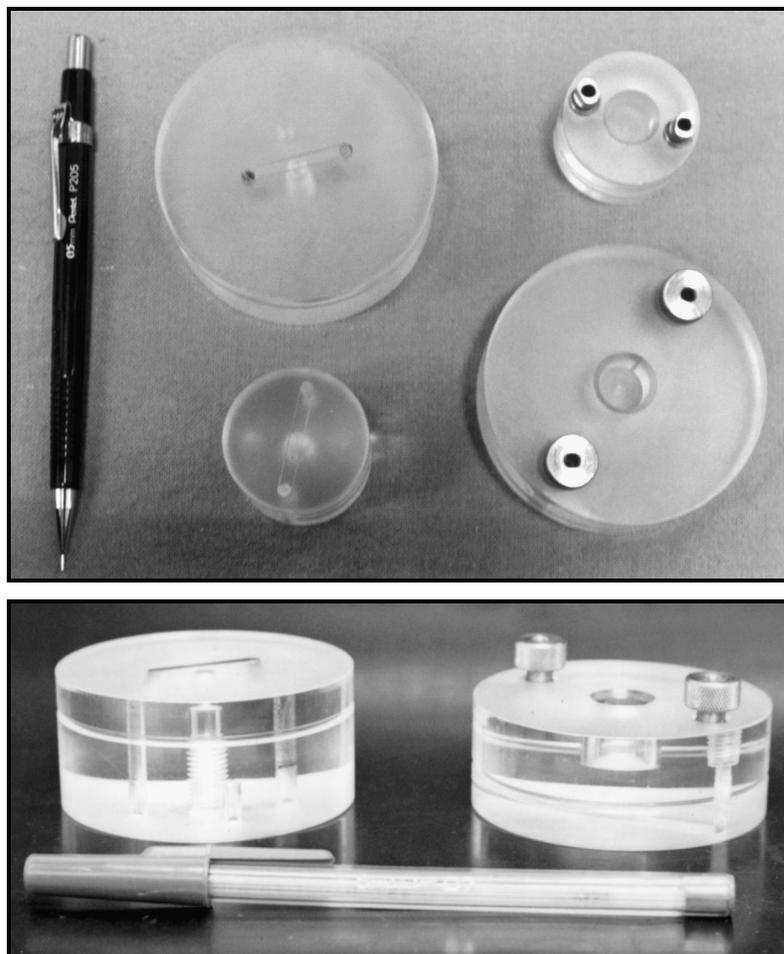


Figura 4.14: Pedestal e cabeçote.

A Figura A.3 apresentada no Apêndice A ilustra a célula triaxial montada para o ensaio HCT com bomba de fluxo, de permeabilidade saturada e de determinação da curva de retenção de água.

a) Tubo e pistão de acrílico

Especialmente para a realização do ensaio de adensamento por percolação induzida, a base deve ser substituída pela base modificada que é acoplada ao tubo de acrílico (Figura 4.17) para alojar a amostra de solo mole (lama). Nesta base já está assentada a pedra porosa. O tubo de acrílico tem diâmetro de aproximadamente 8,88 cm, resultando em uma área de seção transversal de aproximadamente $61,93 \text{ cm}^2$. A Figura 4.18 mostra o tubo de acrílico e a base modificada.

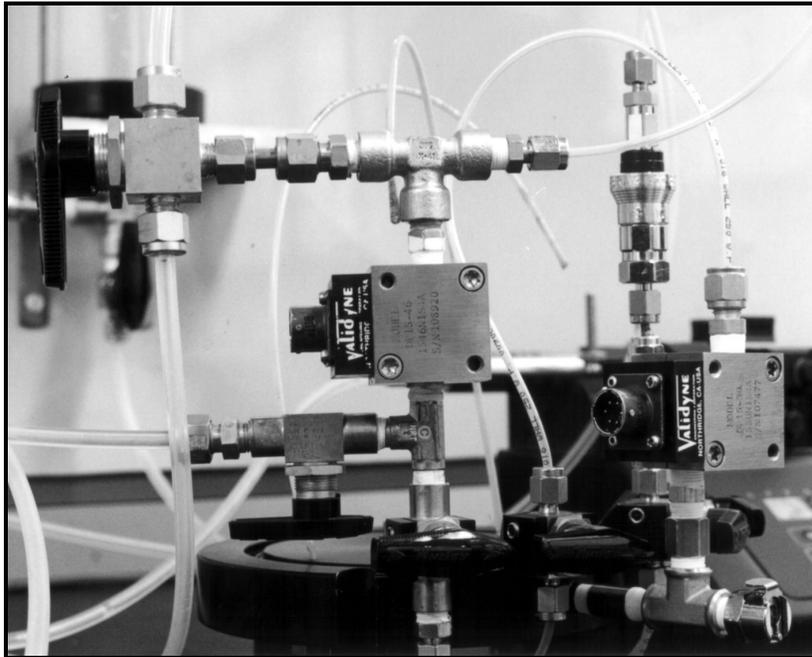


Figura 4.15: Ligações da célula triaxial.

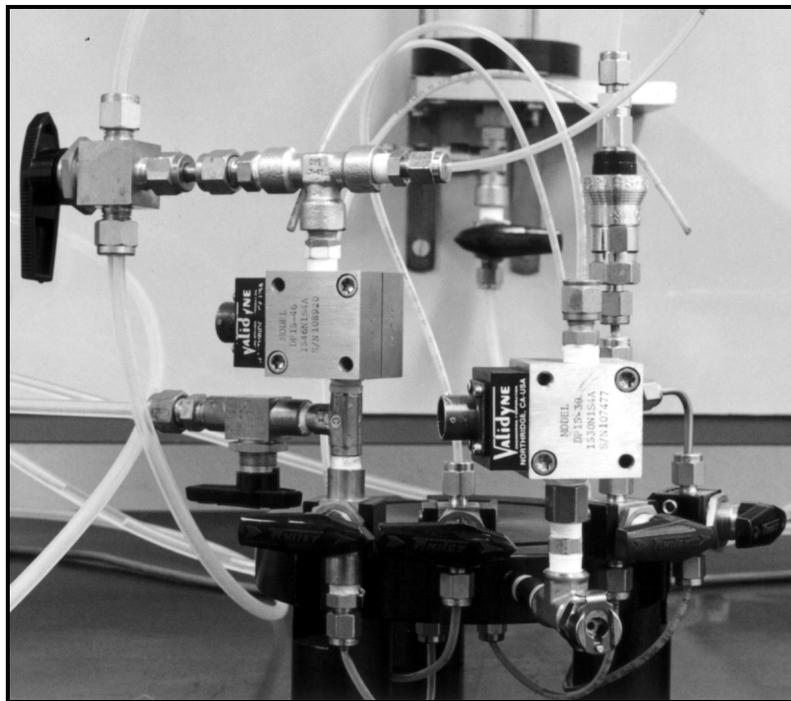


Figura 4.16: Ligações da célula triaxial.



Figura 4.17: Tubo de acrílico e base modificada

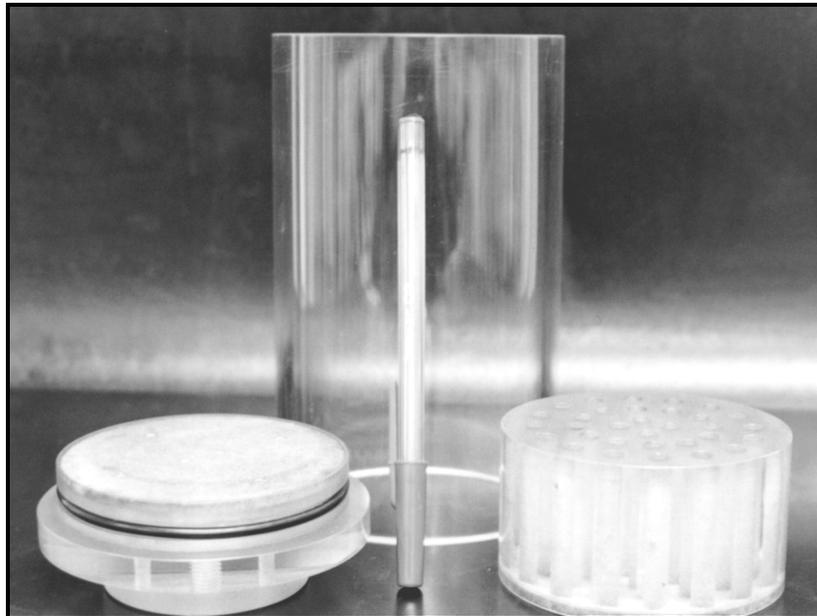


Figura 4.18: Tubo de acrílico, base modificada e pistão de acrílico.

Neste ensaio também é utilizado o pistão de acrílico perfurado com pedra porosa cuja finalidade é transferir o carregamento aplicado no corpo de prova durante a fase de carregamento em etapas e evitar a formação de canais preferenciais de fluxo (You, 1993

apud Abu-Hejleh *et al.*, 1996) observados em trabalhos anteriores. O pistão de acrílico tem aproximadamente o mesmo diâmetro do tubo de acrílico e seu peso submerso produz um carregamento superficial no corpo de prova correspondente a tensão de aproximadamente 0,10 kPa. A base modificada e o pistão de acrílico são apresentados na Figura 4.19 e 4.20.

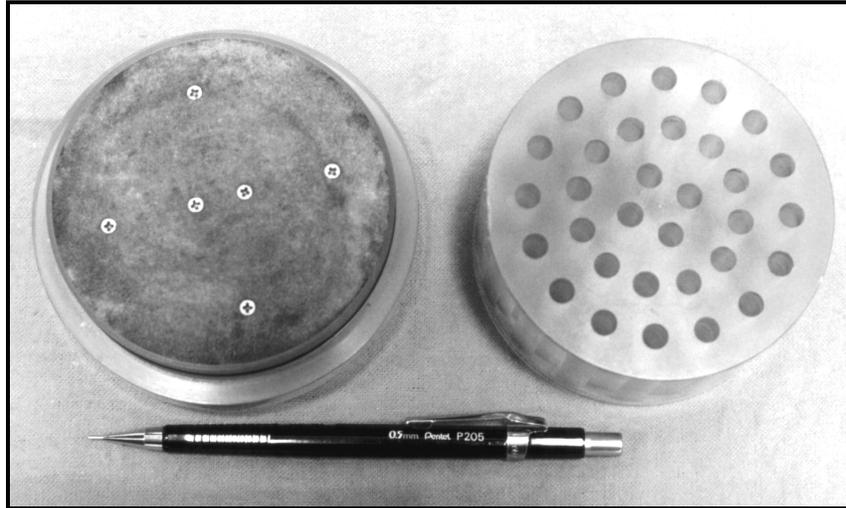


Figura 4.19: Vista superior da base modificada e pistão de acrílico.

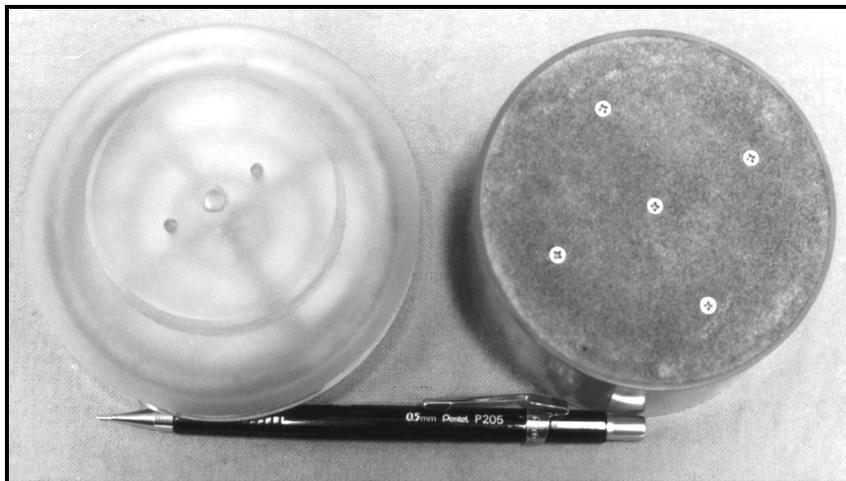


Figura 4.20: Vista inferior da base modificada e pistão de acrílico.

Já para a realização do ensaio de permeabilidade e do ensaio de determinação da curva de retenção de água, deve-se utilizar o cabeçote e o pedestal de acrílico convencionais. O corpo de prova é colocado sobre a base com pedra porosa e papel filtro, sendo que em

seu topo é também colocado papel filtro, pedra porosa e o cabeçote.

b) Membranas de látex e pedras porosas

As membranas de látex (Figura 4.21) são utilizadas no ensaio de permeabilidade saturada e de curva de retenção para envolver o corpo de prova, evitando o contato do mesmo com a água. Essas membranas são impermeáveis e flexíveis para não impedir os movimentos do corpo de prova durante os ensaios. Além disso, permitem uma maior uniformidade na aplicação da pressão sobre o corpo de prova. As membranas são fixadas ao cabeçote e ao pedestal através dos anéis de vedação.

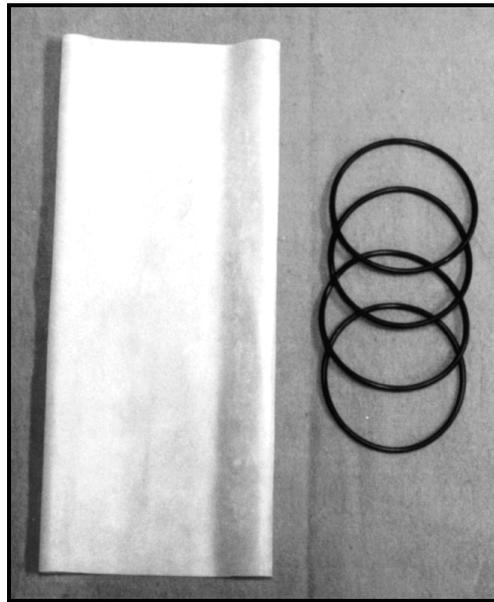


Figura 4.21: Membrana de látex e anéis de vedação.

As pedras porosas, previamente saturadas são colocadas no topo e na base do corpo de prova e têm a função de drenagem da água. Para evitar a colmatagem dessas pedras pelos finos dos solos, deve-se utilizar papel filtro entre essas pedras e o corpo de prova.

Especificamente para o ensaio de determinação da curva de retenção de água deve-se utilizar a pedra cerâmica de alto valor de entrada de ar (Figura 4.22). O corpo de prova é colocado sobre essa pedra na base. A pedra cerâmica é usada para evitar que o ar do corpo de prova não saturado entre em contato com o sistema saturado.

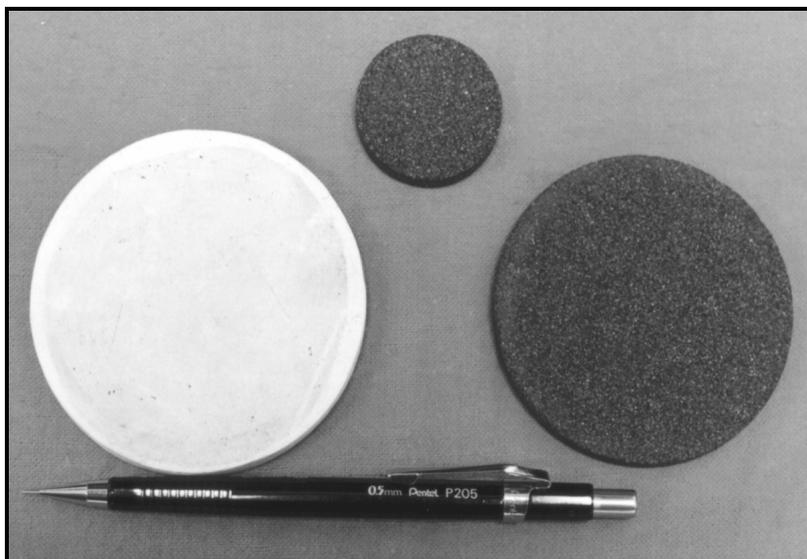


Figura 4.22: Pedra cerâmica e pedras porosas.

A pressão de borbulhamento ou o valor de entrada de ar é a pressão necessária para forçar o ar através da pedra cerâmica completamente saturada. Neste caso, a pedra cerâmica tem pressão de borbulhamento ou de cavitação de $\frac{1}{2}$ bar (50 kPa) e apresenta uma permeabilidade da ordem de 10^{-5} cm/s. A pressão de borbulhamento ou cavitação e a permeabilidade da pedra cerâmica devem ser observadas com cuidado, pois quanto maior a pressão de entrada de ar da pedra, menor será a permeabilidade e se uma pressão de ar muito alta for aplicada no topo do corpo de prova pode ocorrer a desaturação da pedra porosa. O volume deslocado de água deve ser compatível com a permeabilidade da pedra cerâmica. Neste caso, a pedra cerâmica não deve apresentar nenhum problema dado que o volume de água deslocado é pequeno.

4.1.4 Transdutor diferencial de pressão

O transdutor diferencial de pressão é um instrumento que tem a finalidade de realizar as medidas de diferença de pressão de forma muito precisa. O transdutor diferencial de pressão utilizado é fabricado pela Validyne Engineering Corporation, modelo DP-15 e possui três diafragmas substituíveis capazes de medir diferenças de pressão de $\pm 1,25$ psi (8,62 kPa), $\pm 12,5$ psi (86,19 kPa) e ± 50 psi (344,75 kPa) cada um. A Figura 4.23 mostra os diafragmas e o transdutor diferencial de pressão.

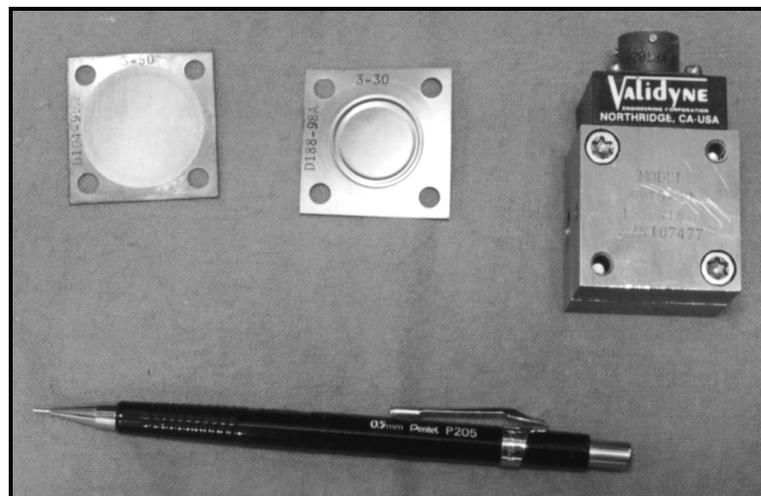


Figura 4.23: Diafragmas e transdutor diferencial de pressão.

O transdutor diferencial de pressão é fixado na base da célula com a finalidade de medir a geração de poropressão durante o ensaio e é situado no sistema entre as duas linhas que ligam o topo e a base do corpo de prova. Esse transdutor é conectado ao sistema de aquisição de dados, o que permite o monitoramento contínuo da poropressão gerada.

As vantagens do uso desses transdutores são a capacidade de medida de pequenas pressões com precisão, a troca dos diafragmas de acordo com a faixa de pressão de trabalho, a alta frequência de resposta e a durabilidade. A Figura 4.24 apresenta o desenho esquemático do transdutor diferencial de pressão e a Figura 4.25 mostra sua ligação com o sistema de aquisição de dados.

Este transdutor é formado por duas câmaras de aço inoxidável, cada uma com uma saída de pressão e uma válvula de sangria. O diafragma é preso entre as duas câmaras e, no momento em que uma diferença de pressão é aplicada, o diafragma deforma em direção a câmara de menor pressão. Os circuitos do transdutor diferencial são conectados de forma que a diferença entre a pressão aplicada nas câmaras é medida. Uma das saídas de pressão é conectada à base do corpo de prova para medir a poropressão gerada durante o ensaio, enquanto a outra é conectada ao reservatório de pressão para fornecer a pressão de referência, a partir da qual a poropressão gerada é medida.

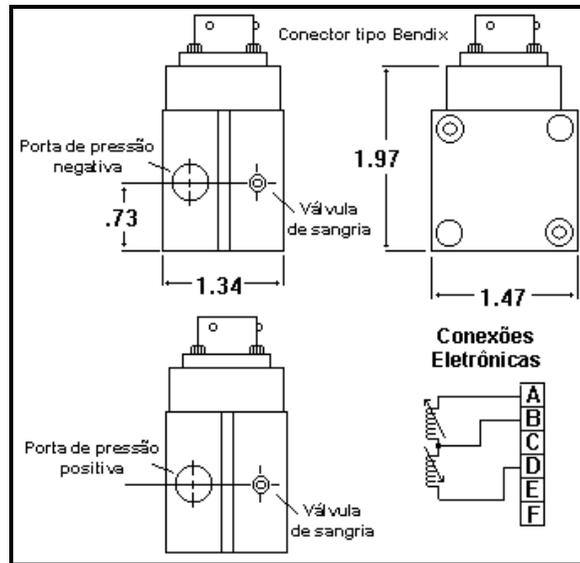


Figura 4.24: Transdutor diferencial de pressão (desenho esquemático).

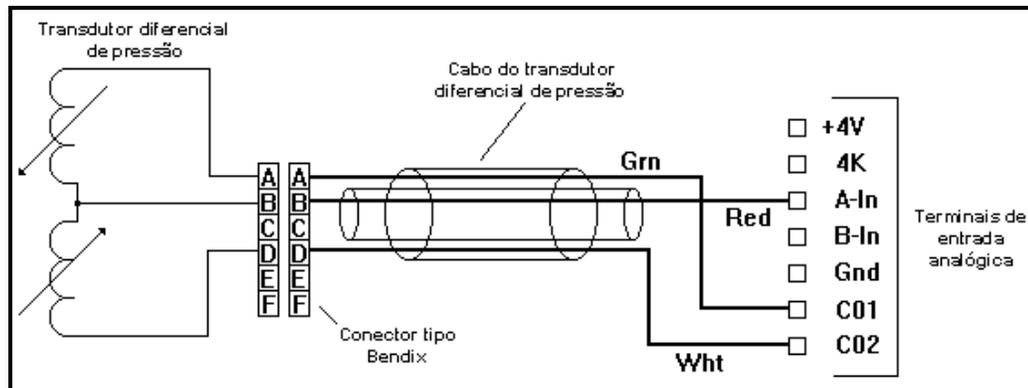


Figura 4.25: Ligações do transdutor diferencial de pressão no bloco terminal.

a) Calibração dos transdutores diferenciais de pressão

Os transdutores diferenciais de pressão devem ser previamente calibrados para obtenção da saída de leitura em pressão. Como foram utilizados três diafragmas com limites de pressão diferentes, foram necessárias maneiras diferentes para realizar a calibração, com relação ao sistema de aplicação de pressão. A equação de regressão dos dados da calibração é da forma $y = a.x + b$ (linear). O programa de aquisição de dados apresenta simultaneamente na tela do computador o gráfico referente a poropressão gerada ao longo do tempo.

Para o diafragma de $\pm 1,25$ psi, a calibração é feita com o auxílio de um sistema de aplicação de pequenas pressões, tanto positivas quanto negativas, em uma das saídas de pressão enquanto a outra saída fica aberta para a atmosfera. Neste trabalho, um sistema foi desenvolvido especialmente para realização desta calibração e consiste de um tubo de PVC perfurado de 5 em 5 cm fixado com concreto a uma base nivelada. Neste tubo é acoplado uma luva de correr na qual é presa um béquer com água destilada. Um tubo de nylon liga o béquer com água a uma das saídas do transdutor diferencial de pressão enquanto a outra porta fica aberta para a atmosfera.

Portanto ao alterar a altura do béquer com água ao longo do tubo de PVC, tendo o transdutor diferencial de pressão fixo em determinado referencial, pode-se obter a leitura da poropressão gerada através do sistema de aquisição de dados. Dessa forma, a pressão aplicada em uma das portas pode ser incrementada ou diminuída de uma quantidade constante determinada no tubo vertical. A curva de calibração do transdutor diferencial de pressão (voltagem x pressão) pode ser traçada por meio destes dados tanto para pressões positivas quanto pressões negativas.

O transdutor diferencial de pressão de $\pm 12,5$ psi foi calibrado com o auxílio do manômetro de tubo em U (Figura 4.26), que permite leituras numa faixa maior de pressões que atendam os limites de pressão desse transdutor. Este manômetro consiste de um tubo em U transparente, com cerca de 1m, contendo mercúrio. Através desse manômetro, pequenos incrementos de pressão são aplicados no tubo preenchido por mercúrio e a leitura da pressão é feita com a ajuda da régua graduada.

Nesse esquema é importante observar o nível de referência para o qual as pressões estão sendo aplicadas. A pressão é aplicada em pequenos acréscimos e a leitura correspondente é feita pelo sistema de aquisição de dados. Uma das portas do transdutor diferencial de pressão é ligada ao manômetro de mercúrio e a outra porta fica aberta para a atmosfera. A curva de calibração do transdutor é obtida para os estágios de acréscimo e decréscimo de pressão, com a verificação dos ajuste entre esses estágios.

O transdutor diferencial de pressão de ± 50 psi foi calibrado deixando uma das câmaras de pressão aberta para a atmosfera, enquanto a outra câmara é conectada ao sistema de potes de mercúrio para a aplicação de pressões em etapas sucessivas. As pressões aplicadas são elevadas aos poucos até o valor máximo de trabalho do diafragma do transdutor diferencial de pressão.

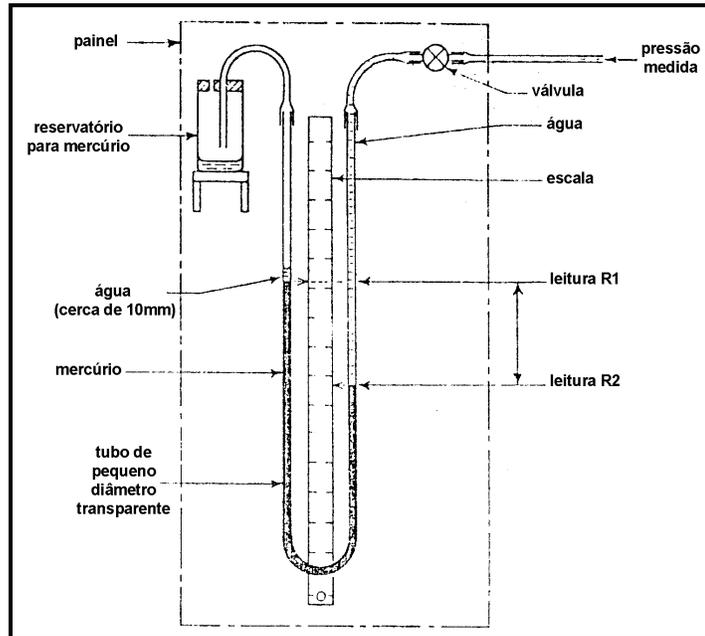


Figura 4.26: Tubo-U (desenho esquemático).

No caso de haver um transdutor de pressão previamente calibrado, o transdutor diferencial de pressão poderia ser calibrado com o auxílio de duas células triaxiais e este transdutor de pressão. Em uma das células é ligado o transdutor de pressão e uma das câmaras do transdutor diferencial. Na outra célula, liga-se a outra câmara de pressão do transdutor diferencial. Inicialmente, as duas células são submetidas a mesma pressão, o que determina a qual tensão efetiva corresponde o zero do transdutor diferencial. Logo em seguida, aumenta-se a pressão somente na célula onde o transdutor de pressão estava ligado.

4.1.5 Moldes bipartidos

Para a moldagem dos corpos de prova utilizando amostras deformadas utilizou-se moldes bipartidos de latão e de bronze de 2,8" conforme a Figura 4.27. Os desenhos

esquemáticos dos moldes bipartidos são apresentados nas Figuras A.24 a A.27 no Apêndice A.

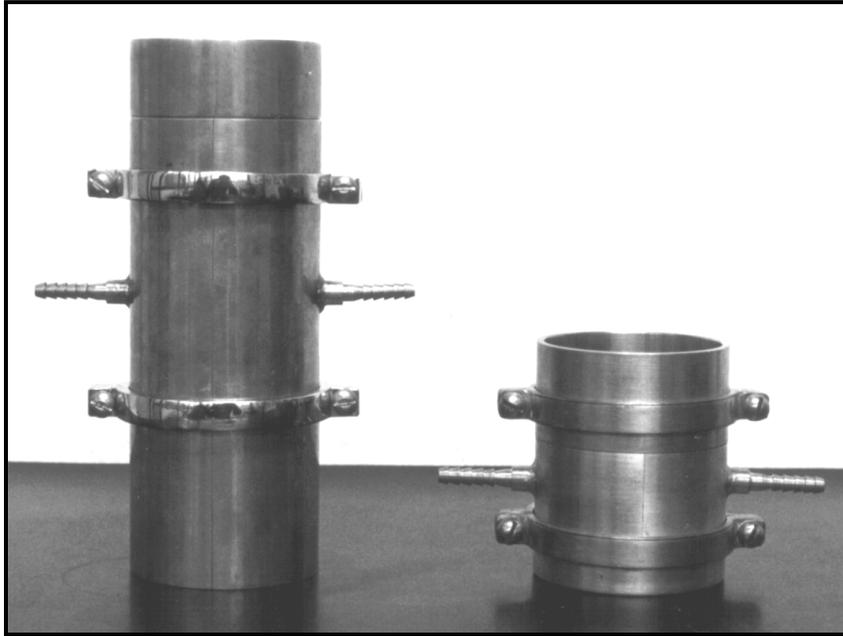


Figura 4.27: Moldes bipartidos.

4.1.6 Sistema de aplicação de pressão

a) Ar comprimido

O modelo de compressor utilizado é o compressor de pistão acionado por correia, modelo WTV-10AP/220 (Wayne Profissional), deslocamento de ar de 10 pés³/min ou 283,9 l/min, pressão máxima de 175 psi ou 12,1 bar, potência do motor de 2 HP ou 1,5 kW e volume do reservatório (de eixo horizontal) de 220 litros. Outros equipamentos acessórios ao sistema de ar comprimido instalados foram purgador de ar, filtro de ar, manômetro, válvula de segurança e o regulador de pressão para controle da pressão desejada instalado junto aos principais pontos da linha de ar comprimido.

No ponto específico do equipamento foram instalados o filtro de ar e o regulador de pressão com manômetro para a redução da pressão a níveis desejados. A linha de ar comprimido foi instalada em circuito aberto com cerca de 30 metros em pequeno declive, apresentando sete derivações com pontos de consumo de ar tendo sido utilizado

tubos e conexões de aço galvanizado. Cada ponto de consumo é protegido por engate rápido e registro. Para a instalação da linha de ar comprimido foi necessária a construção de compartimento externo (alvenaria + telha de amianto + fundação) bem ventilado para abrigar o compressor de ar que, de preferência, deve ficar no centro geométrico dos pontos de consumo.

b) Sistema de mercúrio

Para aplicação de pressões pode-se utilizar o sistema auto-compensador de mercúrio, tipo Bishop, com capacidade de até 1200 kPa, conforme a Figura 4.28. Nesse caso, foi utilizado o sistema empregado no equipamento triaxial, conforme as Figuras 4.29.

4.1.7 Sistema de aplicação de carga

Uma das fases do ensaio HCT com bomba de fluxo é o ensaio de carregamento em etapas. A carga externa aplicada é transferida para o corpo de prova através da haste de carregamento da célula. A aplicação da carga é feita através do prato acoplado na extremidade desta haste, no qual podem ser colocados os pesos correspondentes ao valor da carga desejada.

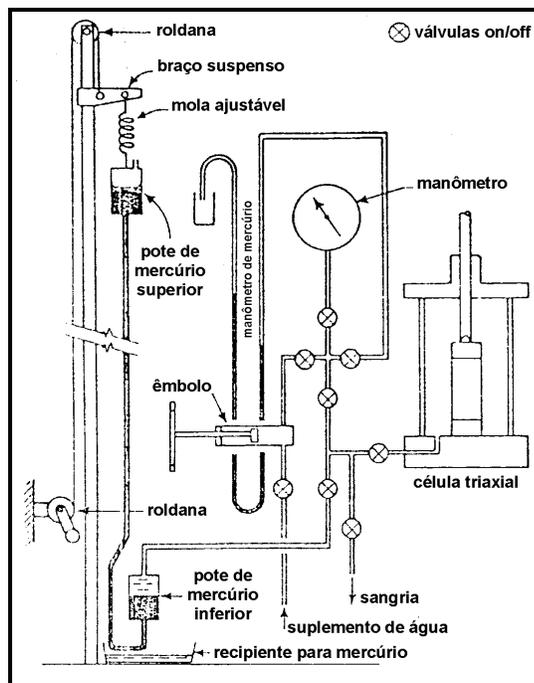


Figura 4.28: Sistema de potes de mercúrio (desenho esquemático).

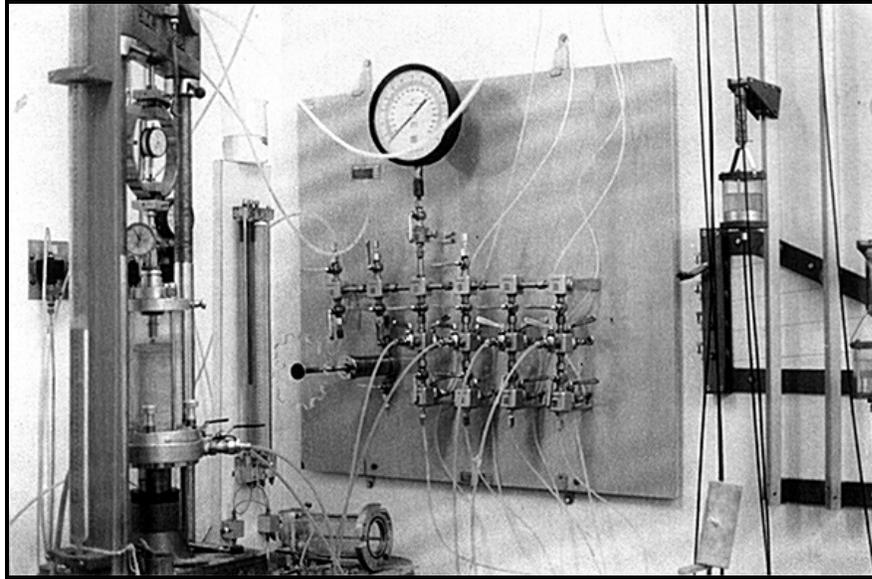


Figura 4.29: Equipamento triaxial.

4.1.8 Sistema de aquisição de dados

O sistema de aquisição de dados consiste de um dispositivo eletrônico no qual estão ligados os transdutores diferenciais de pressão e de um micro-computador. Por meio de um programa de aquisição de dados (Lab-View[®]) instalado no computador, os dados de poropressão gerada durante o ensaio podem ser monitorados a uma dada frequência de leitura. Este programa de aquisição de dados apresenta simultaneamente na tela do computador o gráfico referente à poropressão gerada ao longo do tempo, bem como a própria leitura da poropressão.

Como um dos ensaios realizados apresenta tempo de duração superior a 100 horas surgiu a necessidade da aquisição de um no-break no caso de falta de energia e mesmo nos casos de anormalidades na rede elétrica local. Este equipamento é ligado a um módulo de bateria externa com tempo de autonomia de 150 minutos é ligado ao computador.

O sistema de aquisição de dados é fabricado pela Validyne Engineering Corporation. Ele é formado pelo bloco terminal, pelo cabo de borracha e pelo cartão. No bloco terminal (Figura 4.30) é conectado o transdutor diferencial de pressão. Este bloco é

ligado ao computador por um cabo de borracha (Figura 4.31).

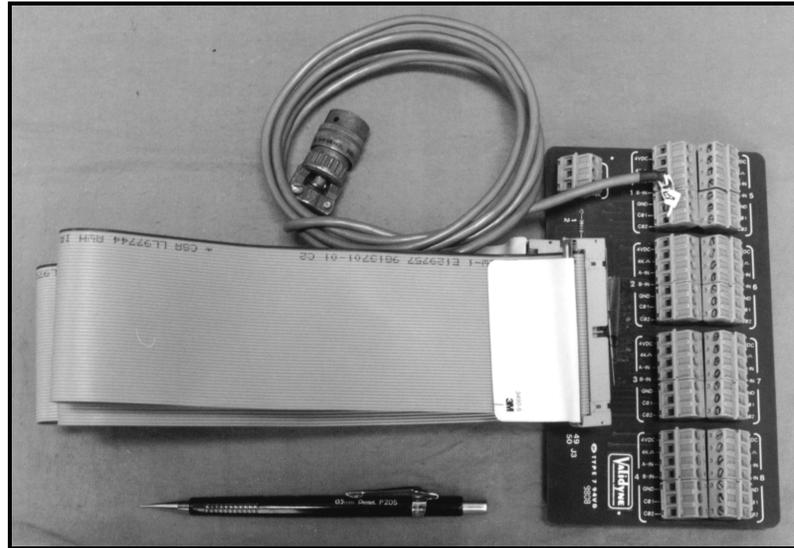


Figura 4.30: Bloco terminal e cabo de borracha.

No computador está instalado o cartão de entrada UPC 601-U (Universal PC Sensor Interface Card) que fornece a interface direta do computador com os sensores e transdutores. No bloco terminal estão agrupadas os terminais para ligação de até oito canais e um terminal para ligação de um sensor de temperatura.

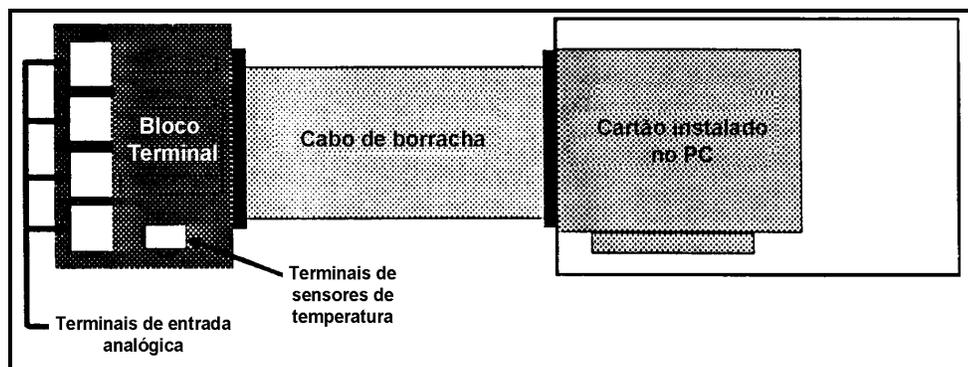


Figura 4.31: Ligação do sistema de aquisição de dados (desenho esquemático).

4.1.9 Outros equipamentos

Em virtude do superaquecimento da bomba de fluxo e do microcomputador em períodos de maior duração dos ensaios e da localização geográfica da sala em que o equipamento se encontra instalado, julgou-se necessário a climatização do ambiente, com a instalação de um sistema de ar condicionado.

4.2 Metodologias desenvolvidas para os ensaios

A seguir são descritas as metodologias para execução do ensaio HCT com bomba de fluxo, do ensaio de permeabilidade saturada e do ensaio de determinação da curva de retenção de água utilizando a técnica da bomba de fluxo. São descritos os procedimentos de preparação do equipamento, de preparação do corpo de prova, de montagem e de execução dos ensaios. Uma vista geral do equipamento utilizado é dada na Figura 4.32.

4.2.1 Cuidados gerais

4.2.1.1 Preparação do equipamento

Antes da execução dos ensaios, algumas medidas importantes devem ser tomadas. O equipamento deve estar limpo, bem como as ranhuras da base e do topo da célula triaxial e os anéis de vedação que se encontram nessas ranhuras. A limpeza deve ser feita com objetivo de remover as impurezas (grãos de solo, restos de vaselina e outros) para garantir uma eficiente vedação do sistema no fechamento da célula triaxial. Em seguida, uma nova camada de vaselina deve ser aplicada nessas ranhuras.

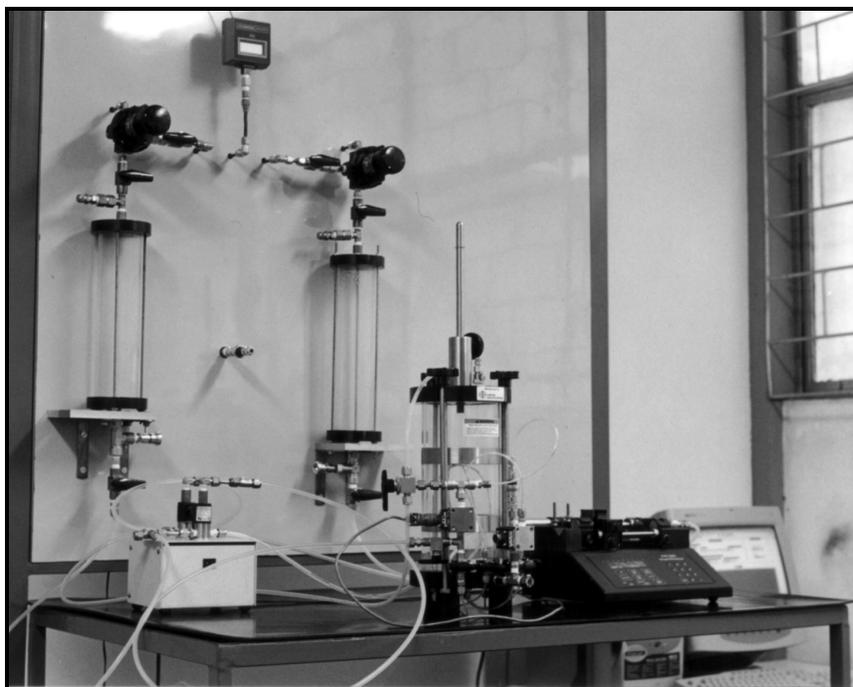


Figura 4.32: Vista geral do equipamento.

Todas as linhas do sistema utilizadas nesse equipamento devem ser saturadas, isto é, todas as bolhas de ar presentes nessas linhas devem ser eliminadas. A saturação das linhas do sistema englobam as linhas que ligam a célula triaxial ao painel de controle de pressão (reservatórios de pressão), à bomba de fluxo e ao dispositivo de distribuição de fluxo. Devem ser saturadas também as linhas de base e de topo da célula triaxial, bem como as linhas utilizadas do sistema de potes de mercúrio, caso seja esse o sistema de aplicação de pressão utilizado.

Em geral, para que a saturação seja realizada, deve-se proporcionar um fluxo de água por gravidade, de forma lenta para que as bolhas de ar presentes no sistema possam ser cuidadosamente eliminadas do sistema. Além disso, durante a realização dos ensaios, é aplicada uma contrapressão no sistema para garantir essa saturação.

As pedras porosas devem ser lavadas previamente em água corrente, secas em estufa e fervidas em água para garantir sua saturação anteriormente a sua colocação junto ao corpo de prova na realização dos ensaios. No caso específico do ensaio HCT com bomba de fluxo, a base modificada e o pistão utilizados devem estar com a pedra porosa neles situada previamente limpas e saturadas.

As seringas de aço inoxidável, após serem adequadamente posicionadas e presas à bomba de fluxo, também devem ser saturadas, bem como o dispositivo de distribuição contínua. Para isso, a bomba é ligada e um fluxo de água no interior das seringas e do dispositivo de distribuição contínua é estabelecido. O sentido do fluxo deve ser algumas vezes invertido até se observar a total ausência de bolhas de ar. Para a inversão do fluxo de água são utilizadas as modalidades de infusão e de remoção da bomba de fluxo. Esse passo deve ser repetido quantas vezes necessário a fim de se garantir a saturação das seringas, do dispositivo de distribuição contínua e das linhas que se ligam a elas.

Os transdutores diferenciais de pressão instalados na célula triaxial também devem ser saturados. Para esses transdutores é realizada a sangria das bolhas de ar presente no interior das câmaras através de um pequeno parafuso situado em cada uma de suas portas.

Especificamente para o ensaio de determinação da curva de retenção de água, deve-se utilizar a pressão de ar em um dos reservatórios de pressão para a aplicação da pressão de ar no topo do corpo de prova. Portanto, antes do início desse ensaio, um dos reservatórios de pressão já deve estar ligado ao sistema de ar comprimido.

4.2.1.2 *Preparação do corpo de prova*

A descrição detalhada da preparação do corpo de prova para o ensaio HCT com bomba de fluxo será feita no item 4.2.2.1.

Já para o ensaio de permeabilidade saturada e para o ensaio de determinação da curva de retenção de água o corpo de prova pode ser obtido de várias maneiras, em função da amostra ser deformada ou indeformada, coesiva ou não. Se a amostra for indeformada, o corpo de prova pode ser obtido com a cravação de anel ou com a utilização do torno de moldagem, conforme ilustrado na Figura A.1 no Apêndice A.

Se a amostra for deformada, pode-se realizar a compactação do material em condições ideais para, em seguida, ser executada a cravação do anel no cilindro de solo compactado ou a sua moldagem no torno. No entanto, caso a amostra não seja muito coesiva ou tenha uma porcentagem maior de material granular, o corpo de prova pode ser formado utilizando um procedimento de reconstituição de amostras.

Entre os métodos de moldagem de amostras deformadas estão o de pluviação no ar. Este método consiste em verter a amostra seca através de um recipiente de abertura pré-selecionada (um funil) dentro do molde bipartido encamisado pela membrana de látex com vácuo aplicado em suas laterais. A pedra porosa ou a pedra cerâmica já devem estar posicionadas na base, sendo que sobre elas é colocado o papel filtro. Após a formação do corpo de prova, o colarinho é retirado. O cabeçote é colocado e a membrana é levantada e presa ao cabeçote pelos anéis de vedação. O molde bipartido só é retirado após a aplicação de uma sucção na base do corpo de prova que deve permanecer até a colocação da câmara da célula triaxial e do seu enchimento com água. Um estudo detalhado de procedimentos deste tipo podem ser obtidos em Oliveira Filho (1987) e é ilustrado na Figura A.2 no Apêndice A.

Caso o corpo de prova não seja moldado no molde bipartido, este pode ser útil na colocação da membrana de látex, sendo cuidadosamente colocado sobre o corpo de prova, envolvendo-o lateralmente, também com aplicação de vácuo em suas laterais para garantir boa aderência da membrana junto as paredes do molde e contato regular entre a membrana e as paredes laterais do corpo de prova, quando da retirada do vácuo aplicado.

Caso não se use o molde bipartido para colocação da membrana de látex no corpo de prova, a membrana é colocada da seguinte forma: previamente à colocação do corpo de prova sobre o pedestal, a membrana de látex é presa na base da célula pelo anel de vedação encaixado na ranhura aí existente, em seguida, a membrana é enrolada para baixo em torno da base, de forma que, ao colocar o corpo de prova sobre a pedra porosa ou pedra cerâmica com papel filtro, a membrana possa ser desenrolada de baixo para cima, encamisando o corpo de prova sem perturbá-lo.

Para haver uma firmeza maior, pode-se colocar o papel filtro, a pedra porosa e o cabeçote sobre o corpo de prova antes de desenrolar a membrana. Durante a subida da membrana, o cabeçote servirá como apoio. A membrana será então desenrolada e presa ao cabeçote através dos anéis de vedação, corretamente encaixados nas ranhuras existentes nas suas laterais.

4.2.1.3 Saturação do corpo de prova

O princípio da saturação é o aumento da pressão da água de forma que o ar presente nos vazios entre em solução na  gua. A saturação tem como objetivo o preenchimento do volume de vazios de uma amostra pela água, sem interferir no arranjo das partículas de solo. A  gua para a realização dos ensaios deve ser destilada e estar livre de ar dissolvido. A deaeração da água pode ser conseguida submetendo-se a água destilada, contida num recipiente adequado a uma pressão inferior a atmosférica ou fervendo-a durante 30 minutos. Feita a deaeração, a água deve ser deixada resfriar, evitando-se, a esse tempo, chacoalh -la ou pass -la de um recipiente para outro. Sendo a difusão do ar na água muito baixa, somente a porção superficial da água será afetada desde que se limite o tempo da exposição ao ar.

Na técnica de saturação por percolação, o fluxo de água é imposto ao corpo de prova por meio de uma pressão diferencial. Um dos modos de estabelecer essa diferença é diminuindo a pressão numa extremidade do corpo de prova, à medida em que a água é injetada na outra extremidade pela pressão atmosférica. Outra maneira é aplicar água sob pressão numa extremidade, recolhendo a água percolada na outra extremidade sob pressão atmosférica. O processo de percolação é lento e sua eficácia em geral é baixa, sendo necessário a utilização de outra técnica. Um inconveniente é a presença de forças de percolação, advindas do emprego de diferenciais elevados de pressão. Essas forças, dependendo do sentido do fluxo, tendem a imprimir um pré-adensamento ao corpo de prova ou provocar sua liquefação.

A técnica da contrapressão consiste em se incrementar lenta e simultaneamente a pressão da água dos poros e a pressão da câmara confinante, provocando com isso um fluxo de água para o corpo de prova que tende a ocupar os vazios deixados pelo ar em razão da sua diminuição de volume e/ou sua entrada em solução na água. As variações do grau de saturação do corpo de prova acontecem sem que haja variação de seu volume já que o estado de tensões efetivas permanece inalterado. A contrapressão é elevada em incrementos pequenos até que se obtenha a saturação. Recomenda-se que os incrementos de contrapressão apresentem tempo suficiente para que o sistema ar/água atinja uma situação de equilíbrio (situação em que não se observa mais a entrada de água no corpo de prova). Esse tempo varia desde poucos minutos a algumas horas dependendo do tipo de solo. A técnica de contrapressão é um procedimento eficaz.

A técnica mista de saturação (percolação + contrapressão) consiste em provocar a elevação do grau de saturação inicial com a percolação e com isso diminuir a contrapressão necessária à saturação completa. É muito boa a eficiência que se obtém com esse procedimento e a constatação da saturação completa é feita por via indireta, utilizando o teste do parâmetro B de Skempton. O parâmetro B é definido, em ensaios triaxiais, como sendo a relação entre a variação da pressão na água dos poros e o correspondente incremento da pressão na célula triaxial (pressão total confinante) em condições não drenadas. Dependendo do valor do parâmetro B, pode-se saber se a amostra está saturada ou não, e ainda se está havendo vazamento.

O teste do parâmetro B é feito fechando a linha de drenagem do corpo de prova, aumentando a pressão hidrostática confinante (câmara triaxial) de um certo valor ($\Delta\sigma$) e medindo a variação correspondente na poropressão (Δu). O valor de B é calculado como:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma} \quad (4.1)$$

A medição de B deve ser feita após o equilíbrio entre as tensões atuantes no corpo de prova. O critério de saturação completa para solos compressíveis advém da constatação de que para a maioria dos solos saturados, em tensões de adensamento consideradas baixas, a compressibilidade da água é praticamente desprezível, comparada com a compressibilidade do esqueleto dos grãos. Este resultado faz com que o parâmetro B seja igual a unidade para solos saturados, significando, em outras palavras, que um aumento na tensão confinante produz um aumento igual na pressão de água dos poros.

O critério para saturação completa para solos rígidos prevê a constância do valor do parâmetro B independentemente do aumento da contrapressão ou de qualquer outro procedimento para elevar o grau de saturação. Recomenda-se que, para a constatação da saturação completa no caso de solos rígidos, a medição do parâmetro B seja feita utilizando-se várias e sucessivas aplicações de contrapressões, mantendo-se a tensão efetiva. Se os resultados do teste do parâmetro B indicarem um valor constante, independentemente do aumento da contrapressão, o corpo de prova terá atingido a saturação.

Para o ensaio HCT com bomba de fluxo, uma contrapressão deve ser aplicada no sistema apenas para garantir a saturação do corpo de prova, sendo que nenhum outro cuidado adicional relacionado a saturação é necessário dado que a amostra utilizada já está saturada.

Para os ensaios de permeabilidade saturada e de determinação da cura de retenção de água, uma pequena pressão é aplicada na célula para garantir um melhor confinamento do corpo de prova e a aderência da membrana de látex junto as suas paredes. Em

seguida, o corpo de prova pode ser saturado por percolação durante algumas horas e por aplicação de contrapressão com a realização do teste do parâmetro B.

4.2.1.4 Montagem da célula triaxial

Uma vez que o corpo de prova é preparado, a célula triaxial é montada. A câmara de acrílico é colocada sobre a base, sendo que as ranhuras da base e do topo da célula são anteriormente lubrificadas por vaselina, assim como também as bordas da câmara triaxial para evitar vazamentos. O topo da célula é então preso à base através das hastes com porcas que são apertadas para garantir a estanqueidade da célula triaxial. A câmara é enchida com água e é aplicada a pressão confinante.

4.2.2 Metodologia do ensaio HCT com bomba de fluxo

O ensaio HCT com bomba de fluxo consiste de quatro fases distintas: determinação do índice de vazios para tensão efetiva nula, o adensamento induzido por percolação, o ensaio de carregamento em etapas e o ensaio de permeabilidade. Este ensaio permite determinar a relação índice de vazios x tensão efetiva (curva de compressibilidade) e a relação índice de vazios x permeabilidade (curva de permeabilidade) de solos finos de alta compressibilidade.

Nesta técnica, uma certa velocidade de fluxo é imposta pela bomba de fluxo ao corpo de prova de solo e a correspondente poropressão gerada é medida pelo transdutor diferencial de pressão, tanto na fase de adensamento por percolação induzida, quanto na fase de permeabilidade. Além disso, é realizada uma fase de aplicação de carga, submetendo também o corpo de prova ao adensamento por aplicação de carga. Cada umas dessas etapas do ensaio será descrita detalhadamente a seguir.

O desenho esquemático da montagem do ensaio HCT com bomba de fluxo é apresentado na Figura 4.33 e a seqüência de execução desse ensaio é ilustrada nas Figuras A.8 a A.13 no Apêndice A.

4.2.2.1 Preparação do corpo de prova

O corpo de prova para execução do ensaio HCT com bomba de fluxo pode ser obtida de duas formas distintas. Uma dessas formas é a mais utilizada e consiste em se coletar a

amostra sob forma de lama no próprio reservatório da barragem de disposição de rejeito (lago) ou mesmo na saída do espigote, sendo que essa coleta pode ser realizada em locais distintos do reservatório. A amostra coletada é colocada em sacos plásticos ou galões, que são levados para o laboratório para a preparação do corpo de prova.

Uma outra maneira de se obter a amostra para realização deste ensaio é através da mistura do material (rejeito de mineração seco, solo e outros) com água até a obtenção de uma lama com consistência pastosa, com a qual pode-se realizar o ensaio. Este processo foi utilizado nas amostras de caulim usadas nesse ensaio.

Em ambos os casos, o corpo de prova deve ser preparado através da homogeneização do material em recipiente até se obter a consistência correspondente às características do início da disposição, podendo-se utilizar para isso o dispersor de amostras para garantir uma eficiente homogeneidade da amostra. Além disso, se a amostra estiver com o teor de umidade baixo, pode-se acrescentar água no recipiente até se alcançar a consistência desejada. Devem ser determinados o índice de vazios inicial da lama (e_0) por meio da coleta de três amostras em cápsulas para obtenção do teor de umidade, bem como a densidade das partículas da amostra e o índice de vazios correspondente a tensão efetiva nula (e_{00}).

A lama preparada é colocada dentro do tubo de acrílico acoplado à base modificada instalada na célula triaxial, através de um funil sobre o papel filtro. O tubo de acrílico é especificamente utilizado neste ensaio e um papel filtro com mesmo diâmetro do corpo de prova deve ser colocado sobre a base modificada antes da colocação da amostra. A altura do corpo de prova deve ser em torno de 5 cm. Essa altura inicial (H_0) pode ser calculada pela altura de sólidos com a determinação do índice de vazios para tensão efetiva nula (e_{00}). Sobre o corpo de prova é colocado o papel filtro, também com mesmo diâmetro do corpo de prova para não gerar potencial que interfira na movimentação do pistão de acrílico. Sobre o papel filtro é colocada uma camada de água de 5 cm sem provocar distúrbio no corpo de prova.

O corpo de prova deve ficar em repouso por um período de duas horas para minimizar a

possibilidade de extrudar a lama em torno do pistão de acrílico quando este for colocado no topo do corpo de prova. Após este período, o pistão pode ser colocado no corpo de prova, repousando livremente sobre este e ficando completamente submerso. Esse pistão de acrílico é utilizado para impor uma sobrecarga (da ordem de 0,1 kPa) que pode prevenir o surgimento de canais preferenciais de fluxo durante o ensaio no corpo de prova (You, 1993 *apud* Pane, 1981).

Assim que o pistão encostar sobre o topo do corpo de prova, a altura inicial do corpo de prova é obtida. A célula triaxial deve ser montada, enchida com água e todo o sistema deve ser saturado por contrapressão. A haste de carregamento é destravada e encostada levemente sobre o pistão. Esta leitura é uma referência para as próximas leituras a serem obtidas durante o ensaio. O corpo de prova de lama é adensado durante toda a noite sob a ação do seu peso próprio e da tensão efetiva produzida pelo pistão de acrílico.

4.2.2.2 *Determinação do índice de vazios para tensão efetiva nula*

Para determinação do índice de vazios correspondente a tensão efetiva nula (e_{00}), a lama preparada é colocada em um recipiente (béquer) com uma camada de aproximadamente 5 cm de espessura e deixada em repouso por alguns dias neste recipiente coberto com plástico para evitar a evaporação da água. Após este período, a água acumulada no topo do corpo de prova é cuidadosamente removida e, da camada superficial do material são coletadas amostras para determinação do teor de umidade e, portanto, do índice de vazios correspondente a tensão efetiva nula (e_{00}).

4.2.2.3 *Ensaio de adensamento induzido por percolação*

Após o adensamento do corpo de prova devido ao seu peso próprio e à sobrecarga imposta pelo pistão de acrílico sob a contrapressão aplicada no sistema por cerca de 18 horas, o ensaio de adensamento por percolação induzida pode ser realizado. O transdutor diferencial de pressão, previamente calibrado (item 4.1.4) é ligado ao sistema de aquisição de dados.

Antes do início do ensaio, deve-se verificar o nível de poropressão na base do corpo de prova. Neste instante, a nova altura do corpo de prova é anotada, tendo como referência

o deslocamento da haste de carregamento em relação a primeira leitura feita no estágio de preparação do corpo de prova.

A velocidade de fluxo é selecionada para o ensaio de adensamento por percolação induzida no painel da bomba de fluxo. Não há critérios bem definidos para esta seleção inicial, o que leva a escolha de um valor baixo para esta vazão inicialmente. No entanto, alguns testes podem ser feitos para se verificar qual a velocidade de fluxo usada no ensaio. A escolha da velocidade de fluxo também está associada a experiência na realização do ensaio para cada tipo de material utilizado e aos dados publicados na literatura.

Segundo Znidarcic *et al.* (1992), se a velocidade selecionada resultar numa poropressão gerada pequena, o ensaio deve ser repetido com uma vazão maior, até que o nível desejado seja atingido (entre 2 kPa e 5 kPa, não menor que 0,3 kPa e maior que 10 kPa). No entanto, se a velocidade inicial escolhida resultar em uma poropressão gerada maior que 10 kPa, o corpo de prova deve ser descartado e outro ensaio preparado. Não é recomendado reduzir a vazão, pois o corpo de prova já estaria pré-adensado sem que se saiba ao certo quanto, o que levaria a análise a resultados incorretos.

Durante o ensaio, é aplicada uma pressão confinante na câmara e uma contrapressão na base do corpo de prova. O modo de operação da bomba pode ser escolhido (de infusão ou de remoção de água), o que é estabelecido através da montagem do ensaio, que neste ensaio, é feita de forma que a bomba retire água da base do corpo de prova, com o dispositivo de distribuição contínua de fluxo ligado. Ressalta-se que nestes ensaios, determinou-se trabalhar com o controle da velocidade de fluxo.

O ensaio de adensamento induzido por percolação começa no momento em que uma das válvulas que ligam a base do corpo de prova ao reservatório de pressão é fechada e a outra válvula que liga a base do corpo de prova à bomba de fluxo, que é ligada, é mantida aberta. A bomba de fluxo passa a retirar água da base do corpo de prova e devido ao fluxo descendente, o corpo de prova irá adensar e a poropressão gerada na base do corpo de prova, continuamente medida pelo transdutor diferencial de pressão, é

registrada pelo sistema de aquisição de dados.

A mesma velocidade é mantida até que se alcance a condição de estado permanente, quando não ocorre mais o adensamento e a poropressão gerada através do corpo de prova torna-se constante. Neste estágio, a altura do corpo de prova é medida e a poropressão gerada é usada para calcular a tensão efetiva na base do corpo de prova. Tendo sido alcançadas as condições de equilíbrio, um novo ensaio de percolação induzida pode ser realizado, agora sob uma vazão maior que a anterior. Isto irá produzir novas variações no índice de vazios e na tensão efetiva ao longo do corpo de prova.

É importante observar que nesta montagem uma das seringas retira água da base do corpo de prova, enquanto a outra injeta água retirada da base do corpo de prova no reservatório. Portanto no momento em que essas seringas atingirem a capacidade limite, isto é, no momento em que uma seringa estiver vazia e a outra estiver cheia e o estado permanente não for alcançado, pode-se alterar o modo de operação da bomba. Dessa forma, a água contida em uma das seringas será eliminada para o reservatório, enquanto a outra seringa vazia começará a retirar água da base do corpo de prova.

Além disso, uma velocidade de fluxo maior que a anterior pode ser imposta pela bomba ao corpo de prova. Neste caso, a bomba deve ser parada e a nova velocidade pode ser selecionada no painel da bomba. Em seguida, a bomba é novamente ligada. Um novo estágio é estabelecido e o ensaio deve continuar até que o estado de equilíbrio seja atingido. Terminado o ensaio, a bomba é desligada.

4.2.2.4 Ensaio de carregamento em etapas

Para obter os dados de adensamento em uma faixa de tensão efetiva mais elevada, o ensaio de carregamento em etapas é realizado. Assim, na conclusão do ensaio de adensamento por percolação induzida, a altura do corpo de prova é medida com a ajuda da haste de carregamento, que deve ser encostada no pistão de acrílico e seu deslocamento medido.

O corpo de prova é então submetido a aplicação de cargas e adensado sob uma tensão

vertical constante. Para isso a haste de carregamento deve ser travada e o prato de aplicação de carga deve ser acoplado na extremidade da haste. Nesse prato são colocados, aos poucos, os pesos para o carregamento do corpo de prova.

O valor do carregamento é selecionado em função da tensão que se deseja aplicar no corpo de prova e deve ser realizado de forma gradual para não provocar a extrusão de solo pelas laterais do pistão de acrílico. Esse estágio de carregamento tem duração semelhante a duração dos estágios de aplicação de carga no ensaio de adensamento edométrico, ou seja, algo em torno de 18 a 24 horas.

Nessa fase, a bomba de fluxo e o sistema de aquisição de dados não são utilizados. A haste de carregamento deve ser destravada e permitida sua descida, empurrando o pistão de acrílico e comprimindo o corpo de prova. Decorrido o período previsto para o adensamento, deve-se verificar se ainda há acréscimo de poropressão, monitorando a poropressão gerada pelo carregamento através do transdutor diferencial e do sistema de aquisição de dados. Finalmente, é medida a altura final do corpo de prova e calculado o índice de vazios correspondente.

4.2.2.5 Ensaio de permeabilidade

Após o adensamento do corpo de prova, é necessário realizar a medida de permeabilidade. Nessa fase, um pequeno fluxo descendente é imposto ao corpo de prova com a bomba de fluxo e a variação da poropressão gerada é medida. Com o valor da poropressão gerada na condição de equilíbrio, a permeabilidade correspondente do corpo de prova pode ser calculada.

A velocidade de fluxo a ser imposta pela bomba de fluxo ao corpo de prova deve ser determinada. Em geral, a velocidade escolhida é baixa, sendo cerca de 10 vezes menor que a menor velocidade utilizada no ensaio de adensamento induzido por percolação. No ensaio de permeabilidade, apesar do corpo de prova ser submetido a uma velocidade de fluxo imposta pela bomba, a ocorrência de adensamento induzido por percolação pode ser negligenciada devido a alta rigidez do corpo de prova.

O ensaio é realizado com a aplicação de contrapressão no corpo de prova e de pressão confinante na câmara da célula triaxial através do sistema de potes de mercúrio. A bomba de fluxo é ligada e a velocidade de fluxo selecionada é imposta ao corpo de prova. Nesta fase o sistema de aquisição de dados é utilizado. Nos primeiros minutos de ensaio, são realizadas leituras de referência para o ensaio. Durante o ensaio, a válvula de base 1 é fechada e a outra válvula de base 2, ligada a bomba de fluxo, permanece aberta conforme pode ser observado no desenho esquemático da montagem do ensaio (Figura 4.33).

A poropressão gerada pela retirada de água da base do corpo de prova com a bomba de fluxo é continuamente medida pelo transdutor diferencial de pressão e registrada pelo sistema de aquisição de dados. O ensaio continua sob a mesma velocidade de fluxo imposta pela bomba ao corpo de prova até que o estado de equilíbrio seja atingido, o que pode ser verificado através do gráfico poropressão gerada x tempo obtido. O coeficiente de permeabilidade pode ser calculado para este estado de equilíbrio.

Mais de uma velocidade de fluxo pode ser aplicada no corpo de prova, sendo que para cada velocidade aplicada, deve-se atingir o estado de equilíbrio para o cálculo do coeficiente de permeabilidade correspondente. Com isso pode-se obter o coeficiente de permeabilidade médio para o corpo de prova. Terminado o ensaio, a bomba é desligada.

Tanto o ensaio de carregamento em etapas quanto o ensaio de permeabilidade podem ser repetidos, aumentando-se a carga aplicada no corpo de prova durante o carregamento em etapas ou a velocidade de fluxo imposta no ensaio de permeabilidade.

4.2.2.6 Retirada do corpo de prova

Com o término do ensaio de permeabilidade, o corpo de prova pode ser removido da célula triaxial, tomando-se o cuidado de aliviar as pressões aplicadas no sistema aos poucos. A bomba de fluxo é desligada e as válvulas da célula triaxial fechadas. A câmara é esvaziada, a célula é desmontada e o corpo de prova pode ser retirado da célula, sendo levado à estufa para a determinação do seu peso seco final. Após a execução do ensaio, todo o equipamento deve ser limpo.

4.2.3 Metodologia do ensaio de permeabilidade saturada

O ensaio de permeabilidade saturada com a bomba de fluxo consiste de três etapas que compreendem a moldagem do corpo de prova, a sua saturação e o ensaio. Esse ensaio permite obter de forma direta o coeficiente de permeabilidade. Uma velocidade de fluxo é imposta pela bomba de fluxo ao corpo de prova e a correspondente poropressão gerada é medida pelo transdutor diferencial de pressão. Portanto, a diferença básica que existe entre o ensaio executado com a bomba de fluxo e os ensaios de permeabilidade convencionais se refere a imposição de uma vazão e leitura da poropressão gerada (perda de carga) e não o contrário.

O desenho esquemático da montagem do ensaio de permeabilidade saturada é apresentado na Figura 4.34 e a seqüência de execução desse ensaio é ilustrada nas Figuras A.14 a A.19 no Apêndice A.

4.2.3.1 Preparação do corpo de prova

Nos ensaios realizados, a moldagem do corpo de prova foi realizada através da cravação de um anel de 2,8” de diâmetro no bloco indeformado, previamente coletado em campo. Após a cravação, o corpo de prova foi retirado do anel e o teor de umidade inicial foi determinado com a coleta das sobras da moldagem do corpo de prova em cápsulas, com secagem em estufa.

Determina-se a altura e o diâmetro do corpo de prova. De acordo com Aiban e Znidarcic (1990) é aconselhável a utilização de corpos de prova com altura reduzida, em torno de 3 cm, a fim de minimizar a influência do adensamento induzido por percolação nos resultados em função do ensaio de permeabilidade com a utilização da bomba de fluxo.

O corpo de prova moldado é colocado na célula triaxial. Para este ensaio é utilizada a base de acrílico convencional da célula triaxial e sobre ela são colocados a pedra porosa previamente saturada, o papel filtro e o corpo de prova. O corpo de prova é encamisado pela membrana de látex seguindo um dos métodos descritos no item 4.2.1.2.

Para haver uma firmeza maior, pode-se colocar o papel filtro, a pedra porosa e o cabeçote no topo do corpo de prova antes de desenrolar a membrana. Durante a subida da membrana, o cabeçote servirá como um apoio. A membrana será então desenrolada e presa ao cabeçote através dos anéis de vedação, corretamente encaixados nas ranhuras existentes em suas laterais. O corpo de prova moldado, já devidamente colocado na célula triaxial, pode ser saturado por percolação e contrapressão conforme detalhado no item 4.2.1.3.

4.2.3.2 *Ensaio de permeabilidade saturada*

Após a saturação do corpo de prova, é realizado o ensaio de permeabilidade saturada com a utilização da bomba de fluxo. Para isso, o corpo de prova deve estar submetido a uma pressão confinante e contrapressão. No ensaio de permeabilidade saturada, a montagem é tal que a bomba retira água da base do corpo de prova enquanto o transdutor diferencial de pressão ligado ao sistema de aquisição de dados monitora a poropressão gerada. Antes do início do ensaio, deve-se verificar o nível de poropressão na base do corpo de prova.

Segundo Abu-Hejleh *et al.* (1996), a seleção da velocidade de fluxo é baseada em uma estimativa da permeabilidade do solo. No caso de haver dúvida a respeito da faixa de valor prevista para a permeabilidade do solo, o ensaio deve começar com uma velocidade de fluxo pequena. Se a velocidade de fluxo selecionada não resultar em uma geração de poropressão significativa (entre 2 kPa e 5 kPa, não menor que 0,3 kPa e maior que 10 kPa), o ensaio é parado e uma velocidade maior é selecionada e os procedimentos são repetidos até que se atinja a geração de poropressão.

A velocidade de fluxo é selecionada para o ensaio de permeabilidade através do painel da bomba de fluxo. Em um mesmo ensaio, pode-se impor ao corpo de prova mais de um valor de velocidade de fluxo, o que possibilita a obtenção de um valor médio para o coeficiente de permeabilidade.

O ensaio de permeabilidade começa quando, tendo sido verificada a saturação do corpo de prova, uma pressão constante é aplicada (através de potes de mercúrio ou do sistema

de ar comprimido) no topo. A bomba de fluxo irá promover a retirada da água da base do corpo de prova sob uma velocidade de fluxo selecionada, o que provocará decréscimo de poropressão entre o topo e a base do corpo de prova, ocasionando um fluxo descendente.

O ensaio continua até que a diferença de poropressão gerada, para a respectiva velocidade selecionada, atinja o estado de equilíbrio, o que pode ser verificado no gráfico poropressão gerada x tempo. O coeficiente de permeabilidade do corpo de prova pode ser calculado para este estado de equilíbrio. Em seguida, é possível escolher outros valores de vazão (crescentes) e repetir os procedimentos. Logo, um novo estágio é estabelecido e o ensaio deve continuar até que o estado de equilíbrio seja novamente atingido. Terminado o ensaio, a bomba é desligada.

Considera-se que, apesar do fluxo descendente, o corpo de prova não sofrerá o adensamento induzido por percolação, pois é submetido a uma velocidade de fluxo pequena. Isso é verdadeiro para os solos em geral, à exceção dos solos de granulometria fina e com elevados índices de vazios. A influência do adensamento induzido por percolação na determinação da permeabilidade saturada é estudada por Abu-Hejleh *et al.* (1996) para corpos de prova com alturas diferentes, observando-se que para corpos de prova mais altos a influência do adensamento é mais pronunciada do que para os mais baixos.

4.2.3.3 Retirada do corpo de prova

Com o término do ensaio, a célula triaxial é esvaziada para a retirada do corpo de prova, sendo necessário reduzir gradativamente as pressões aplicadas nos sistema. O corpo de prova é retirado da célula e pode ser levado à estufa para a determinação do peso seco final. Após a execução do ensaio, todo o equipamento deve ser limpo.

4.2.4 Metodologia do ensaio de determinação da curva de retenção de água

O ensaio para determinação da curva de retenção de água pode ser realizado utilizando a bomba de fluxo em dois ciclos: o primeiro retirando água a partir de um corpo de prova inicialmente saturado (ciclo de drenagem ou de secagem) e o segundo usando o

processo inverso que seria injetando água (ciclo de saturação ou de umidecimento) a partir do corpo de prova quase seco inicialmente. Com esses dois procedimentos, é possível prover parâmetros de fluxo para análises de drenagem e saturação, ou seja, é possível determinar as relações constitutivas $S=S(\psi)$ (ou $\theta = \theta(\psi)$) e $k = k(\psi)$. No presente trabalho, o ensaio foi realizado somente retirando água a partir de um corpo de prova inicialmente saturado (ciclo de drenagem ou de secagem).

O desenho esquemático da montagem do ensaio de determinação da curva de retenção de água é apresentado na Figura 4.35 e a seqüência de execução desse ensaio é ilustrada nas Figuras A.20 a A.23 no Apêndice A.

4.2.4.1 *Preparação do corpo de prova*

As amostras utilizadas neste ensaio foram amostras deformadas silto-arenosas e a moldagem do corpo de prova realizada através da compactação com ajuda de um soquete ou uma haste no molde bipartido. Neste método, a amostra pode estar úmida, seca ou saturada e é colocada no molde bipartido já encamisado pela membrana de látex com vácuo aplicado em suas laterais e compactada com o soquete, usando um determinado número de golpes para cada camada (geralmente três camadas). Para este ensaio são usados o cabeçote e a base convencional da célula triaxial, ressaltando o uso da pedra cerâmica de alto valor de entrada de ar na base do corpo de prova.

O molde é colocado sobre a pedra cerâmica de alto valor de entrada de ar com papel filtro. O topo do corpo de prova é nivelado e coloca-se sobre ele o papel filtro, a pedra porosa e o cabeçote. A membrana é levantada em torno do cabeçote e presa a ele pelos anéis de vedação. Antes de se retirar o molde, aplica-se uma pequena sucção na base. O molde bipartido então pode ser retirado.

Pode-se também utilizar o tubo de PVC (75 mm de diâmetro) e altura de 5 cm como molde. A membrana não é colocada no interior deste molde durante a moldagem, mas pode ser ajustada ao corpo de prova através do próprio molde (a membrana é colocada interiormente ao molde e esse é colocado sobre o corpo de prova, sendo que a membrana pode ser ajustada ao corpo de prova) ou mesmo através do molde bipartido.

Este ensaio utiliza a pedra cerâmica de alto valor de entrada de ar que tem como principal finalidade evitar que o ar do corpo de prova não saturado entre em contato com o sistema saturado. A pressão de borbulhamento deve ser maior do que a máxima sucção gerada no corpo de prova no ensaio. A pedra cerâmica utilizada tem pressão de borbulhamento de 50 kPa. Um estudo detalhado da influência das características da pedra cerâmica na determinação da curva de retenção de água é apresentada em Fredlund e Morgenstern (1973) e em Hillel e Mottes (1966).

São determinadas a altura e o diâmetro do corpo de prova moldado e, em seguida, a célula triaxial pode ser fechada. A saturação do corpo de prova deve ser realizada, de acordo com o item 4.2.1.3.

4.2.4.2 Ensaio de determinação da curva de retenção de água

A curva de retenção de água do solo é composta de dois trechos que constituem o ciclo de drenagem e de saturação. Através deste equipamento é possível determinar os dois ciclos, obtendo-se a curva de retenção de água de forma completa, na qual pode-se observar a histerese da curva. Através deste equipamento é possível também se obter vários ciclos alternados de drenagem e de saturação. Para este ensaio, é muito importante a completa saturação da pedra porosa, bem como da pedra cerâmica. Além disso, é também muito importante a drenagem da água na linha que é conectada ao topo do corpo de prova, que deve ser preenchida por ar para a realização do ensaio.

A escolha da velocidade de fluxo é um fator importante e será discutido com maior detalhe no Capítulo 6, item 4. Se a velocidade de fluxo for muito baixa, o ensaio poderá apresentar longa duração, mas se for muito alta, o grau de saturação pode não ser uniforme ao longo do corpo de prova.

a) Drenagem ou secagem

Nesta fase, a bomba retira água da base do corpo de prova a uma velocidade de fluxo constante, que deve ser selecionada através do painel da bomba. Isto irá provocar uma diferença de poropressão entre o interior e o exterior do corpo de prova registrada pelo transdutor diferencial de pressão. O sistema de aquisição de dados é usado para o

monitoramento contínuo dessa variação de pressão. Além disso, deve-se selecionar também o modo de operação da bomba (infusão ou remoção de água) que é determinado de acordo com a montagem do ensaio em relação ao posicionamento da seringas #1 e #2.

O transdutor diferencial de pressão registra a diferença entre a pressão de ar (contrapressão) no topo do corpo de prova e a pressão de água abaixo da pedra cerâmica de alto valor de entrada de ar. Essa poropressão gerada é igual a sucção apresentada pelo corpo de prova. Esse ensaio emprega a técnica de translação de eixos idealizada por Hilf (1956) conforme citado em Fredlund e Rahardjo (1993). Com essa técnica, as medidas são realizadas para uma contrapressão elevada de maneira que quando a pressão de água é menor que a pressão de ar, ela ainda é superior a pressão atmosférica e não há risco de cavitação da água.

Para este ensaio, deverá ser usado o reservatório para aplicação de pressão de ar no corpo de prova. Para tanto, ajusta-se uma pressão de ar neste reservatório, através do regulador de pressão e do manômetro. Antes do início do ensaio, são feitas as leituras iniciais para obter uma referência através do sistema de aquisição de dados. Neste ensaio, a bomba de fluxo irá controlar a velocidade imposta no corpo de prova. Este ensaio tem duração maior que os demais e as variações são muito mais lentas que nos outros ensaios. A velocidade de fluxo é selecionada na bomba através do painel digital, não havendo critérios bem definidos para essa escolha.

Antes do início do ensaio, deve-se drenar a água das partes do sistema conectadas ao cabeçote do topo. Logo, as linhas que se ligam ao topo do corpo de prova devem ser preenchidas com ar sob pressão igual à contrapressão aplicada enquanto o corpo de prova e todo o resto do sistema permanece saturado. Essa drenagem da água presente na linha pode ser feita por meio do uso de uma velocidade de fluxo mais elevada para acelerar esse processo. Se isso não for possível, o volume de água que ocupa esse trecho deve ser levado em consideração durante a análise dos dados do ensaio.

A bomba é ligada e o ensaio é iniciado. Durante todo o ensaio uma pressão confinante é aplicada na câmara e uma contrapressão é aplicada no topo (pressão de ar) e na base

(pressão de água). O ensaio para determinação do trecho de drenagem da curva de retenção de água segue até que a poropressão gerada aumente de forma assintótica com relação ao tempo, indicando que o corpo de prova atingiu o grau de saturação residual. Esse fato pode ser visualizado no gráfico através do sistema de aquisição de dados. Se o trecho de saturação ou de umidecimento não for executado, a bomba é desligada e o ensaio pode ser desmontado.

A poropressão gerada medida durante o ensaio entre dois pontos de referência no corpo de prova (base e topo) representa a diferença entre a pressão de ar (contrapressão) no topo do corpo de prova e a pressão de água abaixo da pedra cerâmica de alto valor de entrada de ar. É importante destacar que essas medidas são realizadas para elevadas contrapressões de maneira que, mesmo quando a pressão da água for substancialmente mais baixa do que a pressão de ar, ela ainda será superior a atmosférica e o problema da cavitação é evitado.

Caso o ensaio continue além do estágio em que o corpo de prova tenha atingido a saturação residual, pode ocorrer a desaturação da pedra cerâmica de alto valor de entrada de ar, comprometendo a continuidade do ensaio. Quedas no nível de pressão são comuns durante as operações de reversão das seringas. Com a bomba de fluxo também é possível obter o ciclo correspondente à saturação da curva de retenção de água e até mesmo para se obter ciclos de histerese em um mesmo ensaio, conforme descrito a seguir.

b) Saturação ou umidecimento

Para a realização dessa fase, deve-se utilizar a mesma montagem anterior, apenas invertendo rapidamente a posições das seringas #1 e #2 na bomba de fluxo, a fim de não ocorrer queda expressiva da poropressão. Desse modo, a bomba irá injetar água na base do corpo de prova a uma velocidade de fluxo constante selecionada no painel da bomba. Da mesma forma que na fase anterior, a poropressão gerada no corpo de prova será registrada pelo transdutor diferencial de pressão. Esse trecho da curva é similar ao trecho anterior, mas em sentido oposto. Na fase anterior, a poropressão gerada aumenta com o tempo, enquanto nesta fase a poropressão gerada diminui com o tempo. O

sistema de aquisição de dados é usado para monitorar o ensaio, que deve ser parado após atingir o nível desejado de poropressão. A bomba é então desligada.

Para se obter ciclos sucessivos de drenagem e infiltração, basta inverter a posição das seringas, invertendo a direção do fluxo. Estes ciclos (drenagem/saturação) podem ser repetidos quantas vezes for necessário, obtendo-se como resultado os ciclos de histerese da curva de retenção de água. Tendo atingido o término do ensaio, pode proceder-se a retirada do corpo de prova da célula triaxial.

4.2.4.3 Retirada do corpo de prova

O corpo de prova pode ser retirado da célula triaxial com o término do ensaio. Para isso, as pressões devem ser aliviadas gradualmente. O corpo de prova pode ser retirado da célula e levado à estufa para a determinação do peso seco final. Após a execução do ensaio, todo o equipamento deve ser limpo.

4.3 Comentários finais

Este capítulo tratou da descrição do equipamento utilizado e das metodologias implementadas para a execução dos ensaios HCT com bomba de fluxo, do ensaio de permeabilidade saturada e do ensaio de determinação da curva de retenção de água.

Conforme descrito, o equipamento utilizado é composto por equipamentos individuais (célula triaxial, bomba de fluxo e sistema de aplicação de pressão), não recebendo denominação específica. As maiores dificuldades na montagem desse equipamento foram relacionadas ao processo de funcionamento e de operação do dispositivo de distribuição contínua de fluxo, as quais foram solucionadas com a elaboração de desenhos esquemáticos apresentados no Apêndice A.

As metodologias dos ensaios foram desenvolvidas inicialmente tomando como base a literatura publicada e com a realização de inúmeras tentativas visando obter procedimentos cada vez mais adequados para cada um dos ensaios. As maiores dificuldades com relação ao desenvolvimento das metodologias foram para o ensaio de determinação da curva de retenção de água, mais especificamente com relação aos

procedimentos de execução da etapa de saturação ou umidecimento do corpo de prova. Esses procedimentos foram desenvolvidos mas não foram executados.

Os resultados correspondentes aos ensaios realizados com o equipamento de acordo com as metodologias propostas são descritos no capítulo seguinte, bem como as análises desses resultados.

5

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados e as análises dos três tipos de ensaios realizados com os equipamentos e as metodologias propostas no Capítulo 4: o ensaio de HCT com bomba de fluxo, o ensaio de permeabilidade saturada e o ensaio de determinação da curva de retenção de água.

5.1 Ensaio HCT com bomba de fluxo

Este ensaio tem como objetivo a determinação das curvas de compressibilidade e de permeabilidade para alguns materiais, particularmente os solos finos de elevada compressibilidade, tais como rejeitos de mineração sob forma de lama, materiais dragados e argilas moles. Através dessas curvas, ficam determinadas as relações constitutivas índice de vazios x tensão efetiva e índice de vazios x permeabilidade.

5.1.1 Descrição das amostras ensaiadas

Para a realização do ensaio HCT com bomba de fluxo foram selecionadas três tipos de amostras que se distinguem entre si quanto à origem e à composição. As três amostras de lama ensaiadas foram:

- caulim, extraído e comercializado pela BEMIL Beneficiamento de Minérios S.A.;
- lama vermelha da ALCAN Alumínio do Brasil,
- lama vermelha da SAMARCO Mineração S. A.

O caulim é um silicato de potássio e alumínio, consistindo principalmente em caolinita, também conhecida como argila branca ou argila-da-china e é um dos mais importantes

minerais argilosos classificado no grupo dos silicatos com grânulos ou cristais menores que 0,05 mm, com forma de lâminas delgadas e clivagem excelente. O caulim é formado pela alteração química de rochas ígneas ricas em silicatos, apresentando aparência de neve.

A idéia da utilização desse material está relacionada com a realização de alguns testes iniciais com o equipamento para o ensaio HCT com bomba de fluxo, o que permitiu a verificação da montagem do equipamento e a busca inicial da implementação de alguns procedimentos de ensaio.

As amostras de caulim utilizadas foram obtidas na BEMIL Beneficiamentos de Minérios S. A. situada na região de Cachoeira do Campo/MG. O resultado da determinação por fluorescência de raios-X realizada na amostra fornecida pela empresa está apresentada na Tabela 5.1.

Tabela 5.1: Fluorescência de raios-X para o caulim BEMIL.

Elemento	Caulim
MgO[%]	-
SiO ₂ [%]	47,8
Fe ₂ O ₃ [%]	-
Al ₂ O ₃ [%]	36,3
CaO[%]	-
K ₂ O[%]	1,2
TiO ₂ [%]	0,35
P.F.[%]	12,63

Outra amostra utilizada foi a lama vermelha da ALCAN do Brasil localizada em Saramenha, Ouro Preto/MG, que é uma empresa que produz, a partir do minério de bauxita, produtos acabados e semi-acabados de alumínio. O alumínio é o terceiro elemento em abundância na crosta terrestre, mas devido a alta reatividade química não é encontrado em estado metálico “in situ”.

Em estado natural, o alumínio apresenta-se em compostos oxidados, dentre os óxidos hidratados, tais como a bauxita, uma rocha cuja proporção destes componentes varia de acordo com o local da jazida. Nas bauxitas brasileiras, o principal mineral portador de alumínio é a gipsita ou alumina tri-hidratada. A lama vermelha é como são conhecidos os resíduos do processamento da matéria prima bauxita para a extração do óxido de alumínio na obtenção do metal. O processo utilizado pela ALCAN do Brasil para a obtenção desse produto é o processo Bayer.

Nesse processo, o minério de bauxita é submetido a britagem por martelos, seguida por moagem úmida. O minério moído é misturado à solução cáustica a temperatura de 140 °C para a dissolução e o início da reprecipitação da sílica. É obtida uma polpa constituída por uma fase líquida (aluminato de sódio) e uma fase sólida (resíduo insolúvel da digestão denominado de lama vermelha). Esta polpa é submetida ao resfriamento e, através do processo de decantação em espessador, o resíduo insolúvel da digestão, originador da lama vermelha, é separado da solução útil de aluminato de sódio, com a adição de flocculante à mistura.

A mistura é submetida a filtração e a lama decantada é submetida a lavagem e a uma filtração à vácuo. A essa solução, junta-se o espessador sendo novamente filtrada antes de ser hidrolisada. Em seguida, a lama é rejeitada sob a forma de um cake, sendo submetida a um processo de neutralização. O material é lançado, por meio de bombeamento, na área destinada a depósito, como uma polpa.

O rejeito de bauxita é, em geral, extremamente fino, caracterizando uma polpa com elevada concentração de partículas de dimensão de argila. Em função das variações da matéria prima, dos processos de beneficiamento e/ou de lançamento dos rejeitos, as estimativas das capacidades de estocagem e da vida útil do reservatório exigem a obtenção de parâmetros de projeto que representem efetivamente as reais condições de campo. Portanto, é de grande importância o melhor entendimento do comportamento desses materiais, que podem se tratar de produto potencialmente poluente, devido à presença de soluções químicas empregadas na decomposição da rocha de origem.

As amostras para a realização dos ensaios foram obtidas com a ajuda de amostradores durante os ensaios de campo com o emprego da sonda piezométrica na barragem de Marzagão, também situada em Ouro Preto/MG. A coleta da lama foi realizada em locais diferentes do reservatório.

A terceira amostra utilizada foi a lama da SAMARCO Mineração S. A. que possui a sua unidade de lavra e beneficiamento do minério de ferro na unidade de Germano situada em Mariana/MG. O minério de ferro é explorado em minas a céu aberto, a partir da lavra dos itabiritos da Formação Cauê.

No processo de beneficiamento, o minério bruto é submetido a etapas de peneiramento, britagem, moagem, deslamagem e flotação em colunas, obtendo-se o ferro concentrado e eliminando-se as impurezas, principalmente a sílica. O fluxograma de beneficiamento do minério produz resíduos em duas formas: os rejeitos granulares (silicosos) provenientes da flotação em células e os rejeitos mais finos provenientes da flotação em coluna, dos resíduos do “re-cleaner” e dos espessadores.

Ressalta-se que o depósito de rejeitos pode apresentar uma estratificação em horizontes com variações de cor, espessura e compacidades bem diferenciadas. Isso é devido às variações de gênese e granulometria dos minérios brutos provenientes de jazidas diferentes que alimentam o complexo do Germano, das próprias variações do processo de beneficiamento e também das formas de disposição.

O rejeito granular e a lama, resultantes do processo de beneficiamento do minério, são lançados diretamente no reservatório da Barragem do Germano também situada em Mariana/MG. As amostras para a realização dos ensaios foram obtidas, dependendo do uso, através de coleta da lama no reservatório da Barragem do Germano na saída do espigote (bica), durante os ensaios de campo com o emprego da sonda piezométrica com o uso de amostradores ou por meio da execução de trincheiras para amostragem do material.

Os ensaios HCT com bomba de fluxo foram realizados para três tipos de amostra da

lama da SAMARCO. A primeira amostra denominada SAMARCO (Bica-velha) corresponde a amostra antiga coletada diretamente do espigote há alguns meses atrás. A segunda amostra, denominada SAMARCO (Bica-nova), foi coletada recentemente do espigote, enquanto a terceira denominada SAMARCO (Furo) foi coletada do reservatório de rejeitos durante a campanha de ensaios com a sonda piezométrica, no mesmo período de coleta da segunda amostra.

5.1.2 Ensaios de caracterização

Os ensaios de caracterização das amostras para a determinação da granulometria, do peso específico dos grãos e dos limites de consistência foram feitos de acordo com as normas da ABNT. Os resultados obtidos estão resumidos na Tabela 5.2 e 5.3. As frações granulométricas obtidas foram determinadas através das análises granulométricas apresentadas na Figura 5.1 e 5.2.

Tabela 5.2: Resumo das características das amostras de caulim (BEMIL) e de lama (ALCAN) ensaiadas.

Amostra		Caulim	Lama
Local		BEMIL	ALCAN
Peso espec. dos grãos (g/cm ³)		2,68	3,65
Argila (%)	A B N T NBR 6502 1995	14,0	30,0
Silte (%)		82,0	20,0
Areia fina (%)		4,0	50,0
Areia média (%)		0,0	0,0
Areia grossa (%)		0,0	0,0
Pedregulho (%)		0,0	0,0
LL(%)		50,0	48,0
LP (%)	36,0	31,0	
IP (%)	14,0	17,0	

De acordo com a Tabela 5.2 e a Figura 5.1, em relação às frações granulométricas, conclui-se que a amostra de caulim da BEMIL é silto-argilosa e a lama da ALCAN é areno-argilosa.

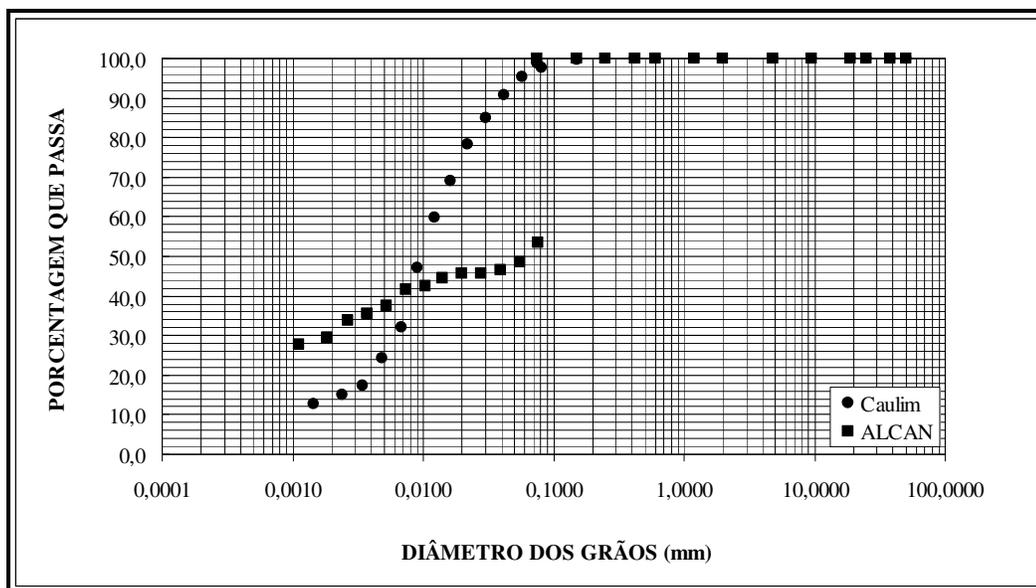


Figura 5.1: Curvas granulométricas das amostras de caulim (BEMIL) e de lama (ALCAN) utilizadas no ensaio HCT com bomba de fluxo.

Como a curva granulométrica da lama da ALCAN apresentou um salto no diâmetro correspondente a peneira nº 200, sugere-se a realização do ensaio no granulômetro a laser e/ou o cálculo da curva granulométrica em % de volume.

Tabela 5.3: Resumo das características das amostras de lama (SAMARCO) ensaiadas.

Amostra		Lama (Bica-velha)	Lama (Bica-nova)	Lama (Furo)
Peso espec. dos grãos (g/cm ³)		3,87	3,44	3,75
Argila (%)	A	23,0	18,5	19,0
Silte (%)	B	45,0	66,5	77,0
Areia fina (%)	N	32,0	14,0	4,0
Areia média (%)	T	0,0	1,0	0,0
Areia grossa (%)	NBR 6502	0,0	0,0	0,0
Pedregulho (%)	1995	0,0	0,0	0,0
LL (%)		-	-	-
LP (%)		-	-	-
IP (%)		-	-	-

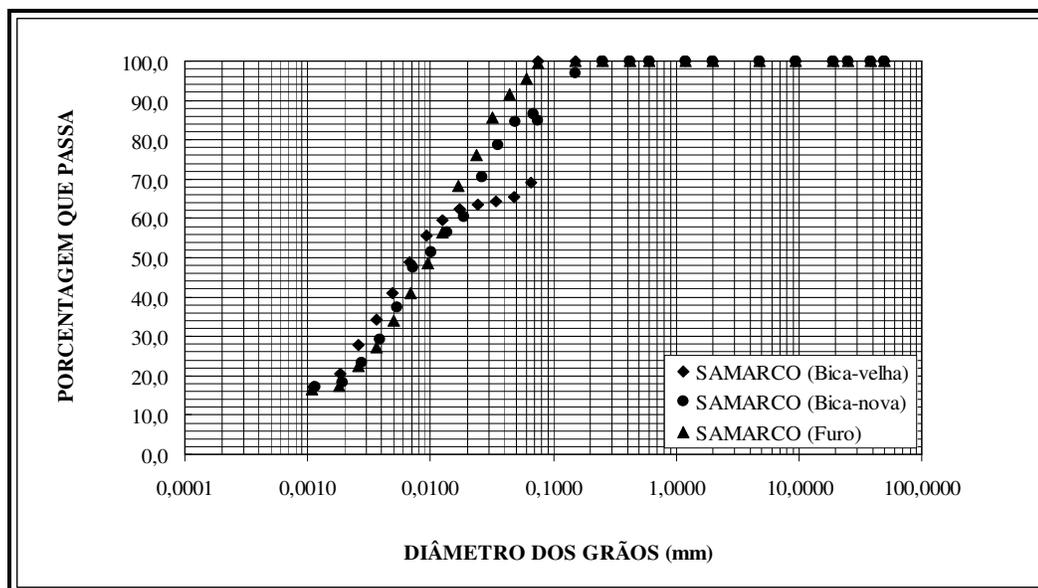


Figura 5.2: Curvas granulométricas das amostras de lama (SAMARCO) utilizadas no ensaio HCT com bomba de fluxo.

De acordo com a Tabela 5.3 e a Figura 5.2, em relação as frações granulométricas, conclui-se que a amostra de lama da SAMARCO (Bica-velha) é silto-arenosa e as amostras de lama da SAMARCO (Bica-nova) e SAMARCO (Furo) são silto-argilosas. Em relação aos limites de consistência, nenhuma das amostras apresenta plasticidade.

A diferença granulométrica entre as amostras da lama da SAMARCO (Bica-velha) pode estar associada ao período e a localização da coleta. A primeira amostra é mais arenosa que as demais, enquanto que a segunda amostra (Bica-nova) é mais arenosa que a terceira (Furo). A diferença em relação ao período pode estar associada ao processo de beneficiamento, ao passo que a diferença em relação a localização pode estar associada à forma de disposição do rejeito.

5.1.3 Características dos corpos de prova

A preparação dos corpos de prova para a realização do ensaio HCT com bomba de fluxo foi realizada conforme os procedimentos citados no Capítulo 4, item 4.2.2.1. As características dos corpos de prova moldados e alguns resultados experimentais para as etapas do ensaio estão descritas nas Tabelas 5.4 a 5.6, observando-se que os corpos de

prova apresentam a mesma área transversal ($61,93 \text{ cm}^2$) e altura inicial aproximada de 5 cm.

O índice de vazios inicial para o corpo de prova da amostra de caulim é de 3,77 conforme a Tabela 5.4.

Tabela 5.4: Resumo das características dos corpos de prova do caulim da BEMIL.

Área (cm^2)	61,93
Altura inicial da amostra (cm) - H_0	4,6813
Altura de sólidos (cm) - H_s	1,1211
Índice de vazios inicial	3,77
Índice de vazios para $\sigma' = 0 - e_{00}$	3,18
Teor de sólidos (%) - P	41,56
Peso inicial da lama	456,83

Para a lama da ALCAN, foram realizados dois ensaios com a moldagem de dois corpos de prova que apresentaram índices de vazios inicial diferentes (Tabela 5.5). Observa-se que essa amostra apresentou índices de vazios mais elevados que as outras amostras utilizadas na realização do ensaio HCT com bomba de fluxo.

Tabela 5.5: Resumo das características dos corpos de prova da lama da ALCAN.

	Ensaio 1	Ensaio 2
Área (cm^2)	61,93	61,93
Altura inicial da amostra (cm) - H_0	5,2876	4,4217
Altura de sólidos (cm) - H_s	0,6183	0,5269
Índice de vazios inicial	7,60	8,10
Índice de vazios para $\sigma' = 0 - e_{00}$	7,55	7,39
Teor de sólidos (%) - P	32,45	31,07
Peso inicial da lama (g)	442,46	428,19

Para a amostra da SAMARCO (Bica-nova), a preparação do corpo de prova foi feita com a retirada do material sobrenadante da amostra, o que provavelmente ocasionou um baixo índice de vazios inicial (2,40) para o corpo de prova. Já para a amostra da

SAMARCO (Bica-velha), este procedimento de preparação do corpo de prova não foi adotado. Um baixo índice de vazios inicial (2,20) para o corpo de prova da amostra da SAMARCO (Furo) também foi obtido mas, nesse caso, isto resultou devido ao fato desse material já se encontrar depositado no reservatório (Tabela 5.6).

Tabela 5.6: Resumo das características dos corpos de prova da lama da SAMARCO.

	SAMARCO (Bica-velha)	SAMARCO (Bica-nova)	SAMARCO (Furo)
Área (cm ²)	61,93	61,93	61,93
Altura inicial da amostra (cm) – H ₀	5,1870	4,9679	5,0012
Altura de sólidos (cm) - H _s	0,8610	1,4691	1,5162
Índice de vazios inicial	5,53	2,40	2,20
Índice de vazios para $\sigma' = 0 - e_{00}$	5,02	2,38	2,30
Teor de sólidos (%) – P	41,19	58,86	62,97
Peso inicial da lama (g)	505,50	535,50	559,34

5.1.4 Apresentação dos resultados

As Figuras 5.3 a 5.8 mostram alguns exemplos típicos das respostas com relação ao tempo da poropressão gerada (gráficos poropressão x tempo) para o ensaio HCT com bomba de fluxo e para o ensaio de permeabilidade para cada uma das amostras utilizadas. A determinação direta da permeabilidade saturada com o uso da técnica da bomba de fluxo será discutida detalhadamente no item 5.2.

Nos gráficos 5.3 a 5.8 estão indicadas a velocidade de fluxo (q) aplicada em cada um dos estágios do ensaio e a correspondente poropressão gerada (Δu). Observam-se quedas abruptas dos valores de poropressão gerada, que representam o instante em que são realizadas as reversões das seringas da bomba de fluxo ou as mudanças das velocidades de fluxo aplicadas na amostra durante a execução dos ensaios.

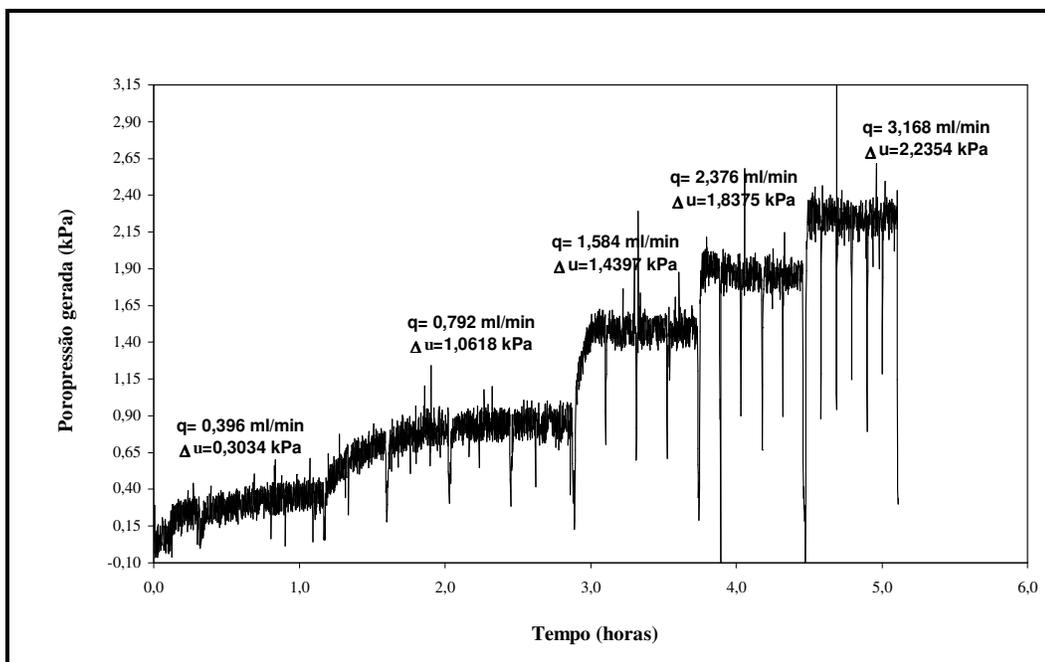


Figura 5.3: Gráficos de poropressão gerada x tempo do ensaio de adensamento induzido por percolação para o caulim da BEMIL.

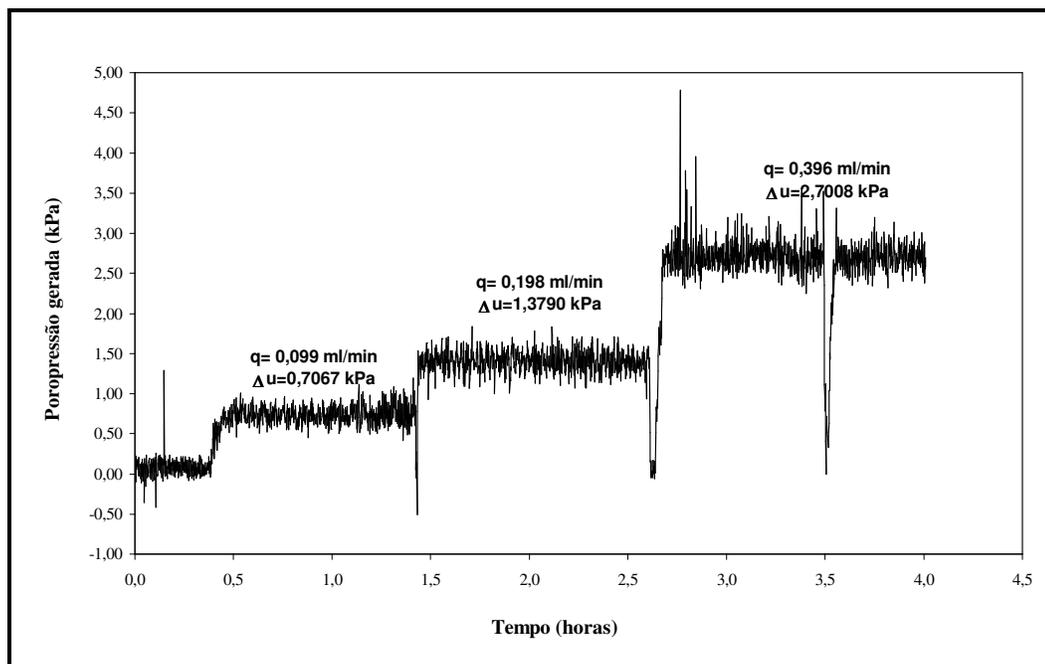


Figura 5.4: Gráfico de poropressão gerada x tempo do ensaio de permeabilidade saturada para o caulim da BEMIL.

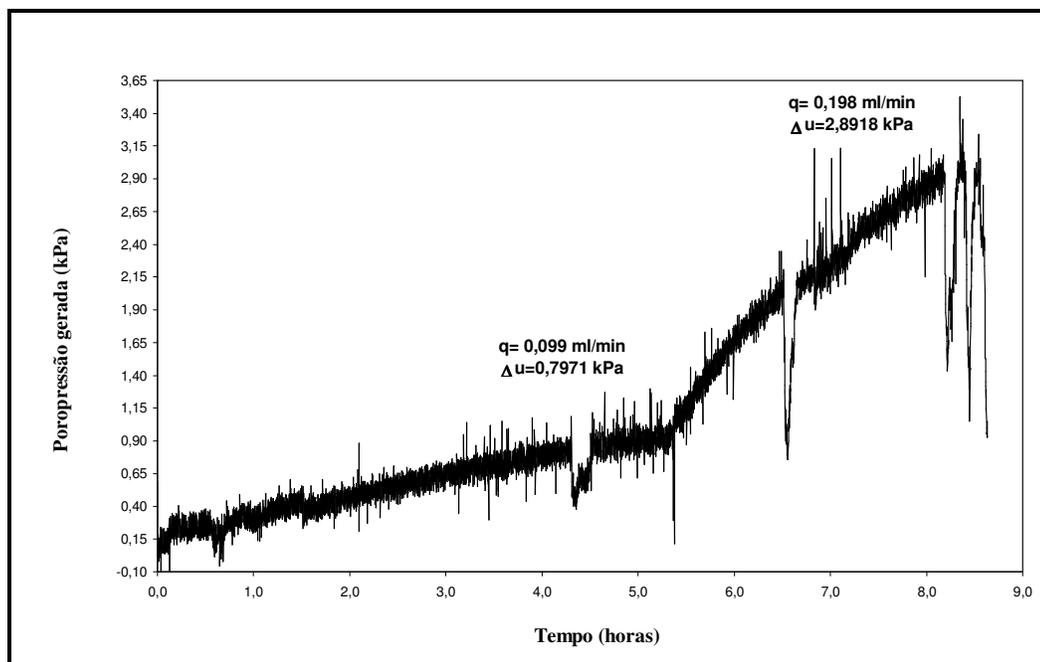


Figura 5.5: Gráfico de poropressão gerada x tempo do ensaio de adensamento induzido por percolação para a lama da ALCAN (Ensaio 2).

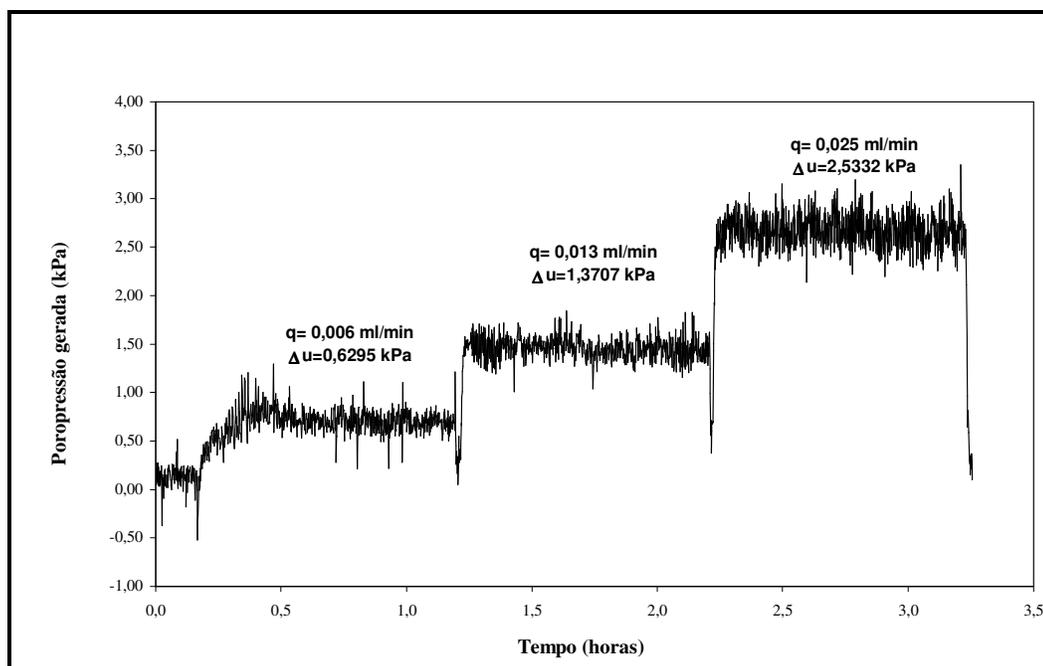


Figura 5.6: Gráfico de poropressão gerada x tempo do ensaio de permeabilidade saturada para a lama da ALCAN (Ensaio 2).

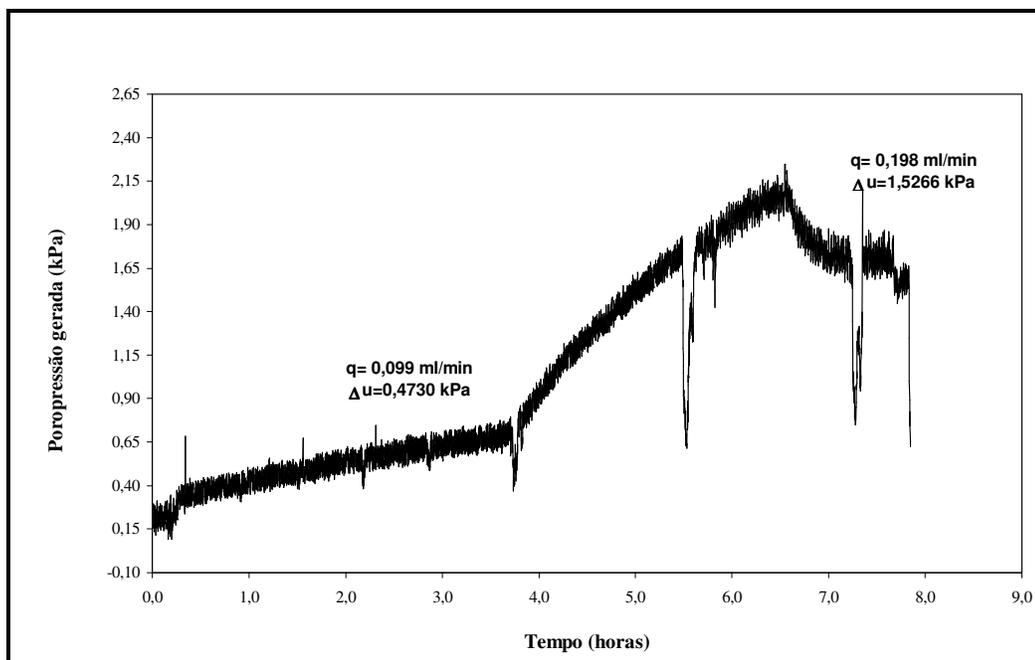


Figura 5.7: Gráfico de poropressão gerada x tempo do ensaio de adensamento induzido por percolação para a lama da SAMARCO (Bica-velha).

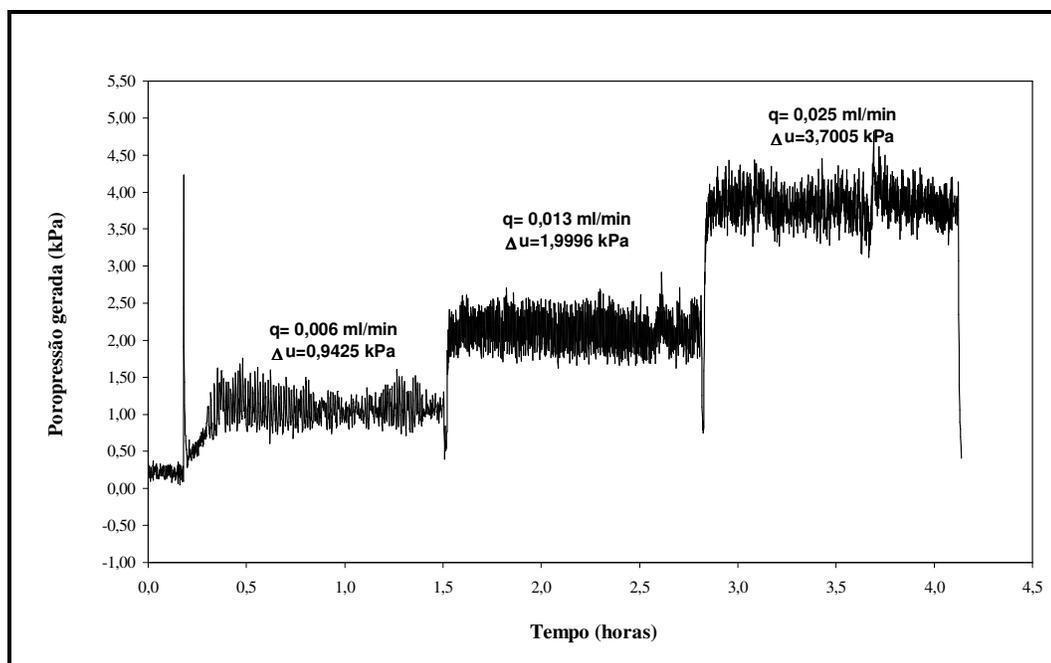


Figura 5.8: Gráfico de poropressão gerada x tempo do ensaio de permeabilidade saturada para a lama da SAMARCO (Bica-velha).

5.1.5 Análise dos resultados

A análise do ensaio HCT com bomba de fluxo foi feita através de um algoritmo de estimativa baseado no método de Gauss-Newton acoplado à técnica de busca linear como descrito em detalhe por Dennis e Schnabel (1983). O principal objetivo desse algoritmo é a minimização da soma dos quadrados das diferenças normalizadas entre os dados experimentais e as previsões calculadas desses dados.

Este algoritmo de estimativa é proposto para determinar as relações constitutivas índice de vazios x tensão efetiva e índice de vazios x permeabilidade através da obtenção dos parâmetros constitutivos (A, B, C, D, Z) das funções de compressibilidade e de permeabilidade que modelam essas relações. Essas funções foram expressas pelas seguintes equações:

$$e = A(\sigma' + Z)^B \quad (5.1)$$

$$k = Ce^D \quad (5.2)$$

Neste caso, foi utilizado um programa de computador denominado SICTA (Seepage Induced Consolidation Test Analysis), desenvolvido por Abu-Hejleh e Znidarcic (1992) para análise dos resultados dos ensaios. Esse programa foi desenvolvido com base no algoritmo citado, tendo como entrada os dados do ensaio e do corpo de prova e como saída os parâmetros (A, B, C, D, Z) dos modelos adotados.

O algoritmo é baseado em um esquema iterativo de cálculo. Assume-se que os parâmetros B e D são independentes, sendo adotado valores iniciais estimados para estes parâmetros. Os parâmetros A, C e Z são calculados através do índice de vazios para tensão efetiva nula (e_{00}), dos dados do ensaio de carregamento em etapas (e, σ') e do ensaio de permeabilidade (k), da seguinte forma:

$$Z = \frac{\sigma'}{\left(\frac{e}{e_{00}}\right)^{\frac{1}{B}} - 1} \quad (5.3)$$

$$A = \frac{e_{00}}{Z^B} \quad (5.4)$$

$$C = \frac{k}{e^D} \quad (5.5)$$

Calcula-se a tensão efetiva (σ'_c) e a altura da amostra (H_c) nos passos que seguem. A tensão efetiva devido a sobrecarga e ao peso próprio ($\sigma'_{\text{sobrecarga+pesopróprio}}$) é dada por:

$$\sigma'_{\text{sobrecarga+pesopróprio}} = \sigma'_{\text{sobrecarga}} + (\gamma_s - \gamma_w)z \quad (5.6)$$

onde:

γ_s é o peso específico dos sólidos;

γ_w é o peso específico da água;

z é coordenada do material.

A distribuição de índice de vazios correspondente a sobrecarga e ao peso próprio é determinada (Equação 5.1) e usada para calcular a distribuição de permeabilidade (Equação 5.2). À tensão efetiva devido ao peso próprio e a sobrecarga é somada a parcela relacionada a força de percolação. Para isso, são calculados o gradiente hidráulico ($i = v/k$) e as forças de percolação ($j = i \cdot \gamma_w$). A tensão efetiva devido a percolação ($\sigma'_{\text{percolação}}$) é dada por:

$$\sigma'_{\text{percolação}} = \int_0^z \frac{v\gamma_w}{k} (1 + e) dz \quad (5.7)$$

onde:

v é a velocidade de fluxo imposta pela bomba de fluxo.

Uma vez que a nova tensão efetiva é calculada, a distribuição de índice de vazios correspondente é obtida e usada novamente para calcular os novos valores de permeabilidade. Este processo é repetido até que a distribuição de índice de vazios para o estado permanente seja obtido. Em seguida a tensão efetiva e a altura são calculadas por:

$$\sigma'_c = \left(\frac{e_b}{A} \right)^{\frac{1}{B}} - Z \quad (5.8)$$

$$h_c = \int_0^{H_s} (1 + e) dz \quad (5.9)$$

onde:

e_b é o índice de vazios estimado correspondente a base da amostra;

H_s é a altura de sólidos.

Estes valores (σ'_c e H_c), juntamente com os resultados experimentais do ensaio HCT com bomba de fluxo no estado de equilíbrio (tensão efetiva de base σ'_f e a altura final da amostra H_f) são utilizados para calcular as diferenças normalizadas (HB_1 e HB_2):

$$HB_1 = 1 - \frac{\sigma'_c}{\sigma'_f} \quad (5.10)$$

$$HB_2 = 1 - \frac{H_c}{H_f} \quad (5.11)$$

onde:

(HB_1) é diferença normalizada entre a tensão efetiva de base calculada (σ'_c) e a tensão efetiva de base obtida experimentalmente (σ'_f);

(HB_2) é a diferença normalizada entre a altura calculada da amostra (H_c) e a altura obtida experimentalmente (H_f).

A função objetiva (Q), definida abaixo, é minimizada.

$$Q = \left| 1 - \frac{\sigma'_c}{\sigma'_f} \right| + \left| 1 - \frac{H_c}{H_f} \right| \quad (5.12)$$

São calculadas as diferenças $\delta Q/\delta B$ e $\delta Q/\delta D$. O conjunto de parâmetros constitutivos A, B, C, D e Z mais ajustáveis são obtidos por uma iteração sucessiva até que o limite de convergência do valor da função objetiva seja alcançado. Caso contrário, novas estimativas para os parâmetros B e D são feitas e o processo de cálculo é repetido.

A eficiência da simulação numérica do ensaio e a exigência de que somente dois parâmetros independentes precisem ser determinados, são fatores que evitam que a análise da estimativa dos parâmetros possa convergir para parâmetros constitutivos

otimizados sem precisão. Uma análise completa de qualquer conjunto de dados experimentais com o programa usualmente necessita de 3 a 20 iterações e pode ser realizado em poucos segundos em qualquer computador. Esta solução numérica é muito precisa e sempre estável, independentemente do grau de não linearidade das relações constitutivas de adensamento.

É importante destacar que os dados de entrada para a análise devem ser previamente calculados conforme descrito a seguir. O índice de vazios correspondente a tensão efetiva nula (e_{00}) é determinado de acordo com o item 4.2.2 e a altura inicial da amostra (H_0) é calculada a partir da altura de sólidos (H_s):

$$H_s = \frac{W_d}{(G_s \cdot \gamma_w \cdot A)} \quad (5.13)$$

$$H_0 = (1 + e_{00})H_s \quad (5.14)$$

onde:

W_d é o peso seco da amostra;

G_s é a densidade das partículas;

A é a área da amostra.

A tensão efetiva final na base (σ'_f), ao final do ensaio HCT com bomba de fluxo, é calculada pelo somatório da tensão efetiva produzida pelo pistão de acrílico (σ'_t), pelo peso próprio da amostra e pela força de percolação, esta expressa pela parcela de poropressão gerada (Δu) durante o ensaio:

$$\sigma'_f = \sigma'_t + (\gamma_s - \gamma_w)z + \Delta u \quad (5.15)$$

Para o ensaio de carregamento em etapas, o índice de vazios final da amostra é calculado pela altura de sólidos (H_s) e a altura final da amostra (H_f) após aplicação da carga, ou seja:

$$e = \left(\frac{H_f}{H_s} \right) - 1 \quad (5.16)$$

O coeficiente de permeabilidade (k) é calculado pela velocidade de Darcy (v) aplicada na amostra, pela altura final da amostra e pela poropressão gerada no estado de equilíbrio (Δu), obtida no gráfico de poropressão gerada x tempo:

$$k = \frac{v \cdot H_f \cdot \gamma_w}{\Delta u} \quad (5.17)$$

A velocidade de Darcy é constante no estado permanente e é calculada como sendo a vazão imposta (q) dividida pela área da amostra (A).

Os dados listados nas Tabelas 5.7 a 5.9, juntamente com outros dados já citados (γ_w , γ_s , e_{oo} , H_o), foram utilizados como variáveis de entrada do programa SICTA que, após ser executado, forneceu os parâmetros constitutivos (A , B , C , D e Z) das funções de compressibilidade e de permeabilidade.

Conforme destacado no Capítulo 4, foi realizada apenas uma análise para os dados dos ensaios, que foi referente à última velocidade de fluxo aplicada na amostra no ensaio de adensamento induzido por percolação. Já para o ensaio de permeabilidade saturada, uma vez que foram observados valores praticamente idênticos do coeficiente de permeabilidade para as diferentes velocidades de fluxo aplicadas, o valor adotado no cálculo foi a média dos valores calculados para cada uma dessas vazões.

Tabela 5.7: Principais dados utilizados na análise para o caulim da BEMIL.

Tensão efetiva de base (kPa) - σ'_f	2,4206
Velocidade de Darcy (m/s) - v	$8,53 \times 10^{-6}$
Índice de vazios final	1,3292
Tensão efetiva (kPa)	50,67
Permeabilidade (m/s) - k	$9,6 \times 10^{-8}$
Altura final após adensamento (cm)	3,7613
Altura final da amostra (cm) - H_f	2,6113
Peso específico seco	1,152

O caulim da BEMIL apresentou um coeficiente de permeabilidade da ordem de 10^{-8} m/s, o que está de acordo com sua composição granulométrica, isto é, a de um material

silto-argiloso. Além disso, o índice de vazios do corpo de prova variou de 3,77 (inicial) a 1,33 (final) de acordo com a Tabela 5.7.

Tabela 5.8: Principais dados utilizados na análise para a lama da ALCAN.

	Ensaio 1	Ensaio 2
Tensão efetiva de base (kPa) - σ'_f	3,1429	3,0288
Velocidade de Darcy (m/s) - v	$5,33 \times 10^{-7}$	$5,33 \times 10^{-7}$
Índice de vazios final	2,7969	1,5844
Tensão efetiva (kPa)	50,67	50,67
Permeabilidade (m/s) - k	$5,8 \times 10^{-9}$	$3,3 \times 10^{-9}$
Altura final após adensamento (cm)	4,4076	2,8217
Altura final da amostra (cm) - H_f	2,3476	1,3617
Peso específico seco	0,962	1,413

Na Tabela 5.8 observa-se que o corpo de prova do ensaio 2 para a lama da ALCAN apresentou índice de vazios final (1,58) menor que o corpo de prova do ensaio 1 (2,80), apesar de apresentar índice de vazios inicial (8,10) maior que o do ensaio 1 (7,60). Os valores do coeficiente de permeabilidade obtidos para as duas amostras são da mesma ordem de grandeza (10^{-9} m/s).

De acordo com a Tabela 5.9, observa-se que as amostras SAMARCO (Bica-velha) e SAMARCO (Bica-nova) apresentam um coeficiente de permeabilidade da mesma ordem de grandeza (10^{-8} m/s), enquanto a amostra SAMARCO (Furo) apresenta permeabilidade mais baixa (10^{-9} m/s). Este resultado é coerente, uma vez que a amostra SAMARCO (Furo) é mais fina (silto-argilosa) que as demais.

Além disso, observa-se que as amostras SAMARCO (Bica-nova) e SAMARCO (Furo) apresentam uma variação do índice de vazios semelhante, ao contrário da amostra SAMARCO (Bica-velha) que apresenta uma variação maior.

A medida de permeabilidade simplifica a análise significativamente e é realizada convenientemente para um pequeno gradiente hidráulico com a bomba de fluxo.

Tabela 5.9: Principais dados utilizados na análise para a lama da SAMARCO.

	SAMARCO (Bica-velha)	SAMARCO (Bica-nova)	SAMARCO (Furo)
Tensão efetiva de base (kPa) - σ'_f	6,8867	2,0635	2,1325
Velocidade de Darcy (m/s) - v	$1,07 \times 10^{-6}$	$1,07 \times 10^{-6}$	$5,33 \times 10^{-7}$
Índice de vazios final	1,2033	0,9658	1,0454
Tensão efetiva (kPa)	50,67	50,67	50,67
Permeabilidade (m/s) - k	$1,2 \times 10^{-8}$	$4,3 \times 10^{-8}$	$7,9 \times 10^{-9}$
Altura final após adensamento (cm)	3,5370	4,0679	4,2712
Altura final da amostra (cm) - H_f	1,8970	2,8879	3,1012
Peso específico seco	1,758	1,749	1,832

A Tabela 5.10 mostra os gradientes hidráulicos calculados que foram impostos nas amostras no ensaio de permeabilidade. Nesta fase, os corpos de prova já estavam adensados por fluxo e por aplicação de carga e, portanto, mesmo que um gradiente hidráulico mais elevado tenha sido aplicado ao corpo de prova, considera-se não mais haver possibilidade de ocorrência de adensamento induzido por percolação no corpo de prova em função da sua rigidez.

Tabela 5.10: Variação do gradiente hidráulico para as amostras no ensaio de permeabilidade.

Amostra	Local	Índice de vazios final	Gradiente Hidráulico (por estágio)
Caulim	BEMIL	1,33	2,78 – 5,55 – 11,15
Lama	ALCAN (Ensaio 1)	2,80	2,79 – 6,03 – 11,60
	ALCAN (Ensaio 2)	1,58	4,91 – 10,61 – 20,39
Lama	SAMARCO	1,20	1,35 – 2,92 – 5,61
	SAMARCO (Bica)	0,97	0,38 – 0,81 – 1,57
	SAMARCO (Furo)	1,05	4,43 – 8,52

Além disso, como os ensaios de permeabilidade foram realizados para cerca de dois ou três estágios com imposição de velocidade de fluxo diferentes em uma mesma amostra, os valores do coeficiente de permeabilidade calculados para cada um desses estágios foram iguais.

Conforme já realizada por outros autores, é possível quantificar a variação do índice de vazios (associada ao adensamento induzido por percolação) com o tempo para determinadas condições iniciais do corpo de prova durante o ensaio de permeabilidade através de simulação numérica. No entanto, não é propósito deste trabalho a realização de tal estudo.

As Tabelas 5.11 a 5.13 apresentam os dados de saída da análise, ou seja, os parâmetros constitutivos A, B, C, D, Z utilizados para se obter as curvas de compressibilidade e de permeabilidade por meio dos modelos de análise e modelar o comportamento dos materiais ensaiados.

Tabela 5.11: Parâmetros obtidos como saída da análise para o caulim BEMIL.

Parâmetro A	2,2245
Parâmetro B	-0,1311
Parâmetro C	$0,2334 \times 10^{-7}$
Parâmetro D	4,9687
Parâmetro Z	0,0655

A Tabela 5.12 apresenta os parâmetros obtidos na análise para a lama da ALCAN, observando-se uma concordância entre os parâmetros B, C e D para os dois ensaios.

Tabela 5.12: Parâmetros obtidos como saída da análise para a lama da ALCAN.

	Ensaio 1	Ensaio 2
Parâmetro A	7,0933	4,1330
Parâmetro B	-0,2360	-0,2441
Parâmetro C	$0,1804 \times 10^{-9}$	$0,8837 \times 10^{-9}$
Parâmetro D	3,3722	2,8629
Parâmetro Z	0,7677	0,0925

Na Tabela 5.13 são apresentados os parâmetros obtidos na análise para a lama da SAMARCO (Bica-velha). Observa-se uma concordância entre os parâmetros A, B e Z das amostras SAMARCO (Bica-nova) e SAMARCO (Furo). Já o parâmetro C para as amostras SAMARCO (Bica-velha) e SAMARCO (Bica-nova) apresenta a mesma ordem de grandeza (10^{-7} m/s).

Tabela 5.13: Parâmetros obtidos como saída da análise para a lama da SAMARCO.

	SAMARCO (Bica-velha)	SAMARCO (Bica-nova)	SAMARCO (Furo)
Parâmetro A	4,4568	1,6941	1,7422
Parâmetro B	-0,3331	-0,1431	-0,1300
Parâmetro C	$0,8860 \times 10^{-7}$	$0,4772 \times 10^{-7}$	$0,6247 \times 10^{-8}$
Parâmetro D	1,6638	2,9927	5,2876
Parâmetro Z	0,6996	0,0929	0,1182

As Figuras 5.9 a 5.14 apresentam as curvas de compressibilidade e de permeabilidade das amostras obtidas a partir dos parâmetros calculados na análise. Essas curvas foram traçadas de forma a estabelecer comparações entre os resultados de ensaios em uma mesma amostra e entre resultados de ensaios em amostras diferentes. De forma geral, observa-se que a diminuição do índice de vazios é acompanhada pela diminuição do coeficiente de permeabilidade da amostra.

As Figuras 5.9 e 5.10 apresentam respectivamente as curvas de compressibilidade e de permeabilidade para a amostra de caulim da BEMIL.

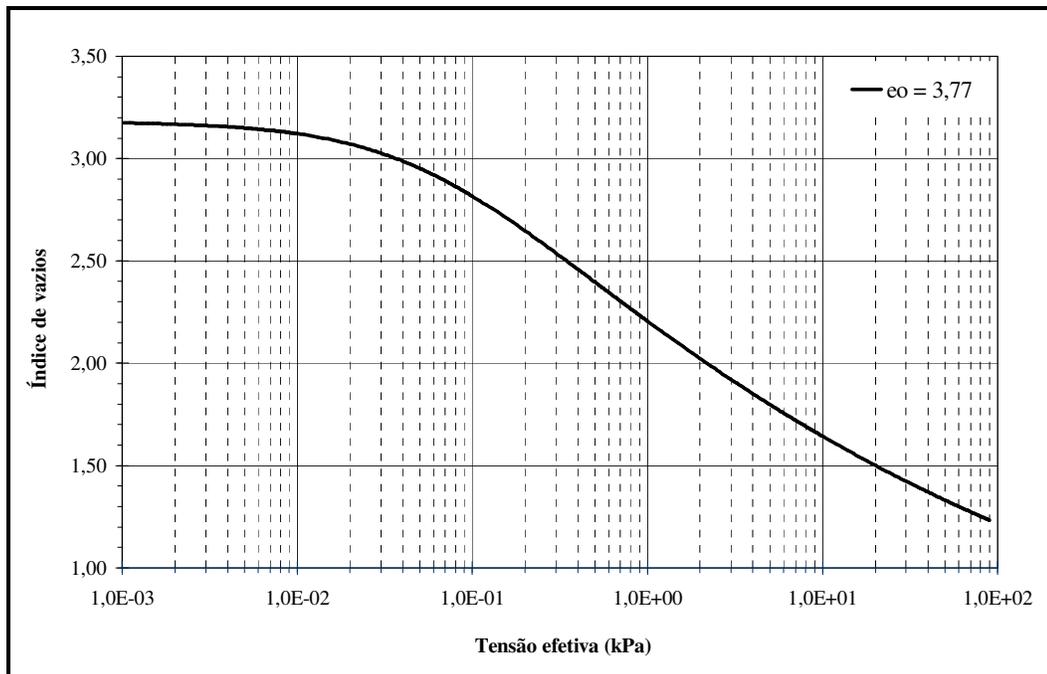


Figura 5.9: Curvas de Compressibilidade obtidas no ensaio HCT com bomba de fluxo para o caulim BEMIL.

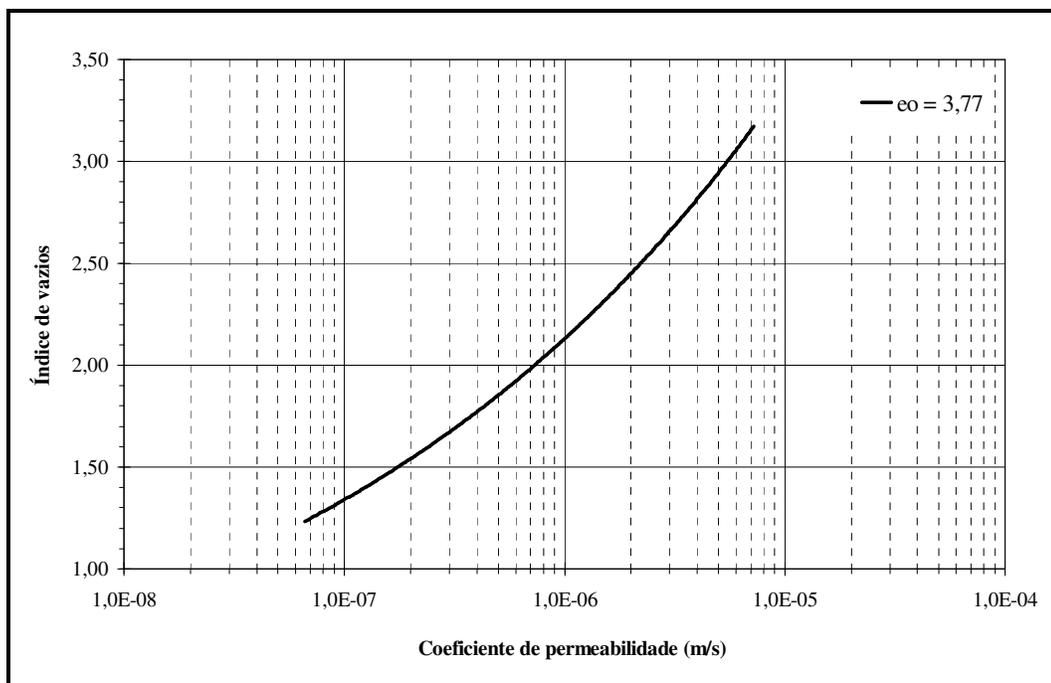


Figura 5.10: Curvas de Permeabilidade obtidas no ensaio HCT com bomba de fluxo para o caulim BEMIL.

As Figuras 5.11 e 5.12 apresentam respectivamente as curvas de compressibilidade e de permeabilidade para a amostra de lama da ALCAN para o ensaio 1 ($e_0 = 7,60$) e para o ensaio 2 ($e_0 = 8,10$). Essas curvas mostram um aspecto semelhante entre si.

Na curva de permeabilidade para a amostra de lama da ALCAN observa-se que quanto menor o índice de vazios, menor será o coeficiente de permeabilidade da amostra (Figura 5.12).

As Figuras 5.13 e 5.14 apresentam respectivamente as curvas de compressibilidade e de permeabilidade para as amostras de lama da SAMARCO (Bica-velha $e_0 = 5,53$), SAMARCO (Bica-nova $e_0 = 2,40$) e SAMARCO (Furo $e_0 = 2,20$). Observa-se que quanto maior o índice de vazios inicial da amostra, maior sua compressibilidade.

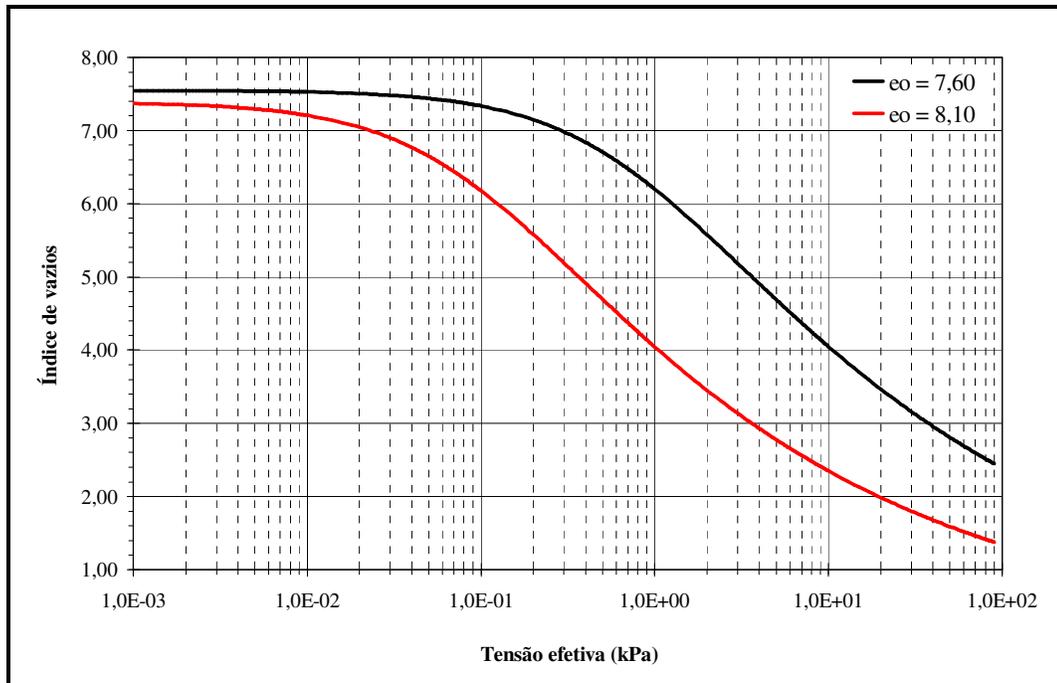


Figura 5.11: Curvas de Compressibilidade obtidas no ensaio HCT com bomba de fluxo para a lama da ALCAN (Ensaio 1 e Ensaio 2).

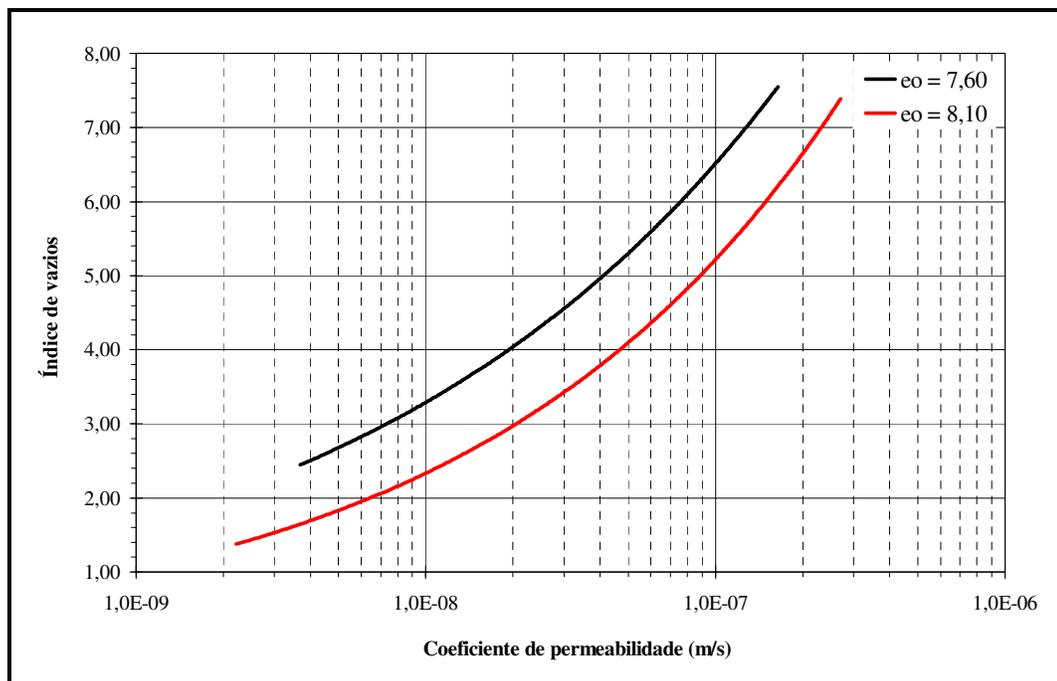


Figura 5.12: Curvas de Permeabilidade obtidas no ensaio HCT com bomba de fluxo para a lama da ALCAN (Ensaio 1 e Ensaio 2).

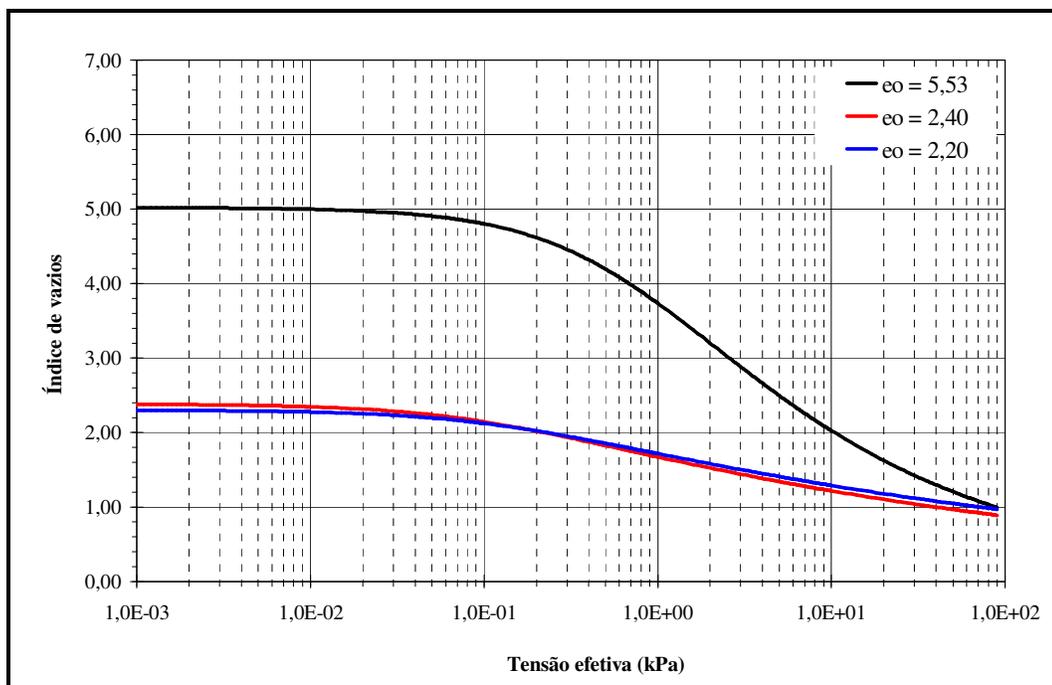


Figura 5.13: Curvas de Compressibilidade obtidas no ensaio HCT com bomba de fluxo para a lama da SAMARCO (Bica-velha, Bica-nova e Furo).

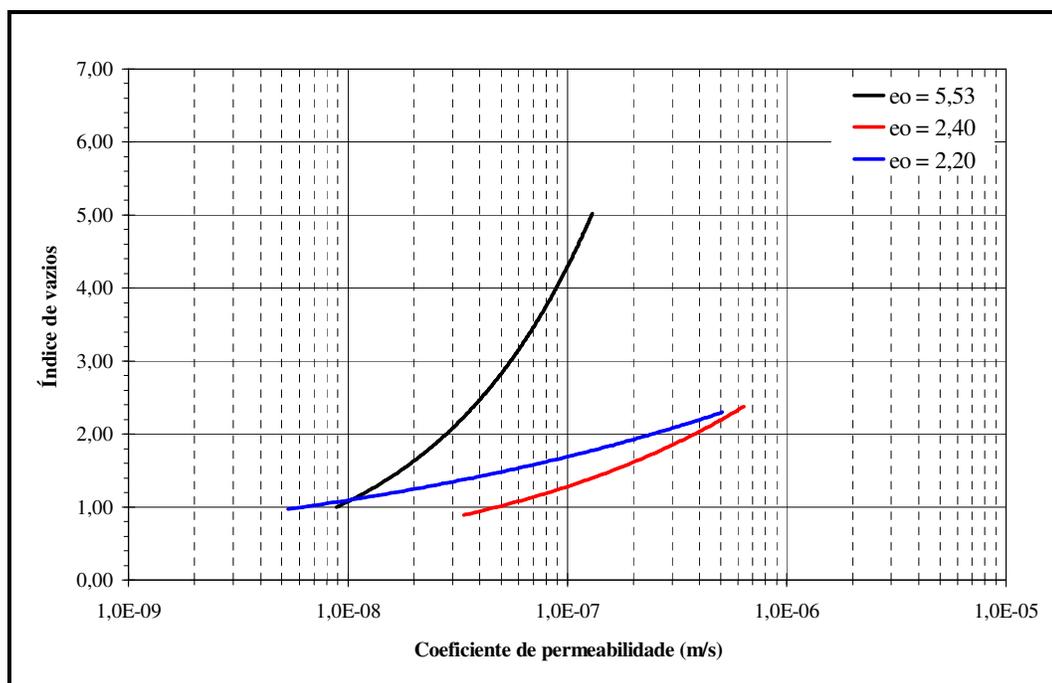


Figura 5.14: Curvas de Permeabilidade obtidas no ensaio HCT com bomba de fluxo para a lama da SAMARCO (Bica-velha, Bica-nova e Furo).

As curvas de compressibilidade para as duas últimas amostras apresentam uma boa concordância, mas diferem da curva de compressibilidade da primeira amostra (Figura 5.13) que é mais compressível. Para as curvas de permeabilidade, um comportamento semelhante é observado para as curvas de mesmo índice de vazios inicial (Figura 5.14).

As Figuras 5.15 e 5.16 apresentam respectivamente as curvas de compressibilidade e de permeabilidade para a amostra de caulim da BEMIL, da lama da ALCAN e da lama da SAMARCO (Bica-velha $e_0= 5,53$) e SAMARCO (Furo, $e_0= 2,20$). Esses resultados foram traçados em um mesmo gráfico com o objetivo de se estabelecer uma comparação entre o comportamento desses materiais durante o processo de adensamento com a técnica da bomba de fluxo.

Na Figura 5.15 observa-se que a amostra de lama da ALCAN é o material mais compressível, sendo a amostra de lama da SAMARCO (Furo) o material menos compressível.

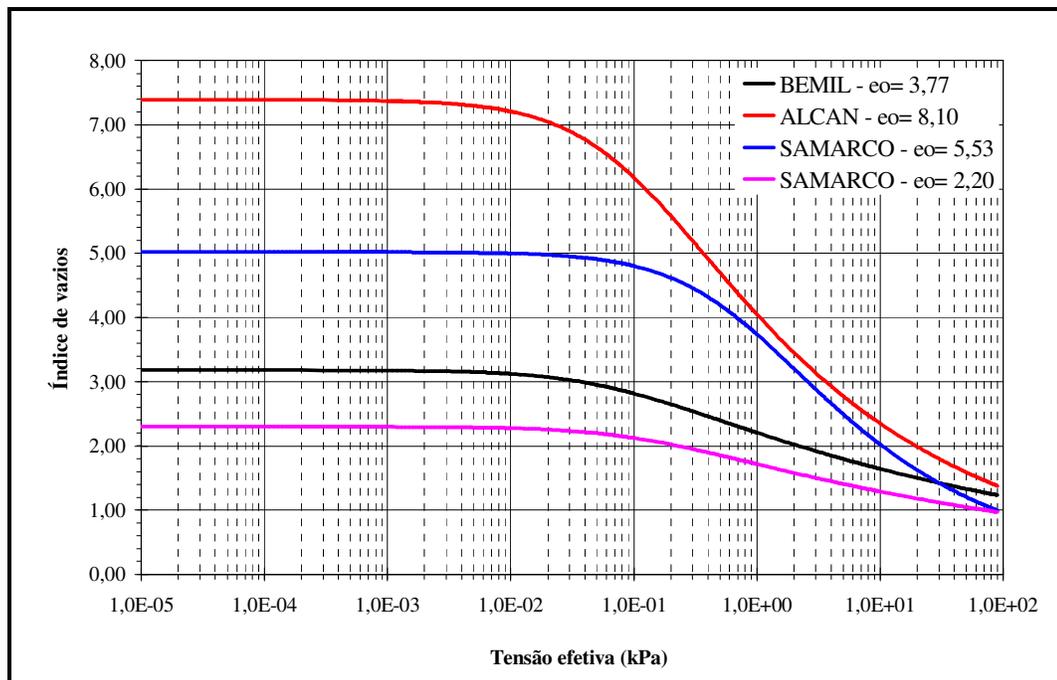


Figura 5.15: Curvas de Compressibilidade para o caulim BEMIL, a lama da ALCAN (Ensaio 2), da lama da SAMARCO (Bica-velha) e da SAMARCO (Furo).

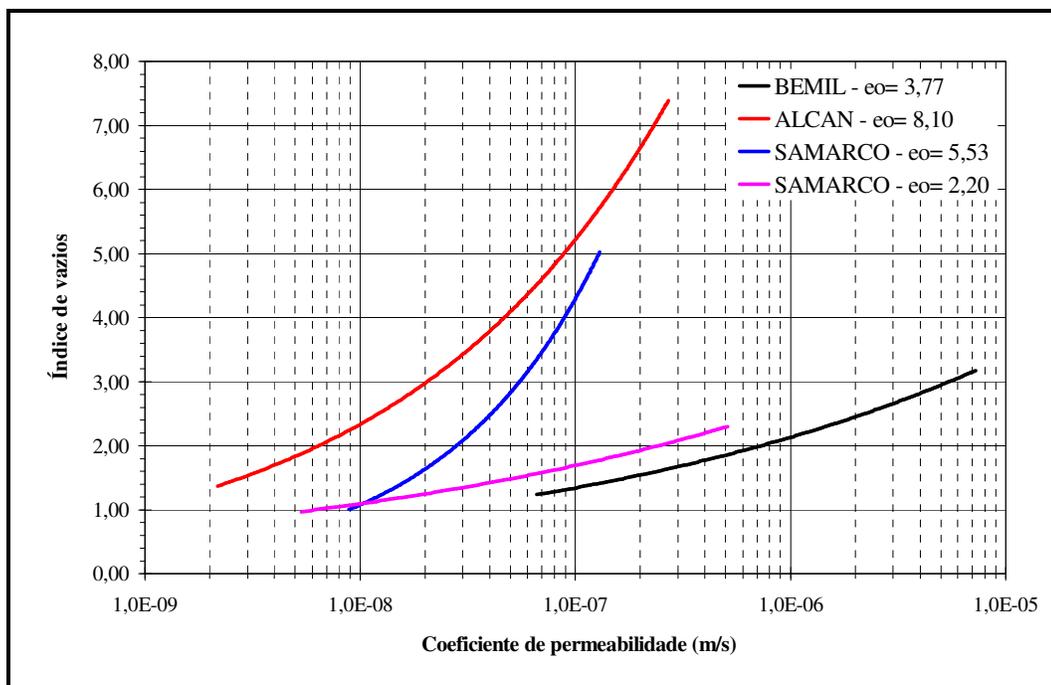


Figura 5.16: Curvas de Permeabilidade para o caulim BEMIL, a lama da ALCAN (Ensaio 2), da lama da SAMARCO (Bica-velha) e da SAMARCO (Furo).

Na Figura 5.16 observa-se que a amostra de caulim da BEMIL é o material mais permeável, sendo a amostra de lama da ALCAN o material menos permeável.

5.2 Ensaio de permeabilidade saturada

Estes ensaios têm como objetivo a determinação direta da permeabilidade saturada de materiais, como os rejeitos de mineração, utilizando-se a bomba de fluxo. Através desses ensaios, é possível obter valores para o coeficiente de permeabilidade e estabelecer correlações com a granulometria das amostras.

5.2.1 Descrição das amostras ensaiadas

As amostras utilizadas para execução do ensaio de permeabilidade com o emprego da bomba de fluxo foram o caulim da BEMIL, o rejeito de níquel da Companhia Níquel Tocantins e o rejeito granular da SAMARCO Mineração S. A.

A amostra de caulim da BEMIL foi a mesma utilizada no ensaio HCT com bomba de fluxo, diferenciando apenas os procedimentos de moldagem do corpo de prova realizada

com o auxílio do molde bipartido, conforme já descrito no Capítulo 4, item 4.2.3.1.

As amostras deformadas dos rejeitos granulares da SAMARCO, dispostos na Barragem do Germano, foram obtidas através da abertura de trincheiras na área de disposição, em profundidades de 0,5, 1,0, 1,5 e 2,0 m. A amostra considerada no ensaio foi obtida da trincheira 3 e retirada a uma profundidade de 1,5m (T3C). Maiores detalhes podem ser obtidos no Relatório CEGEO-R013. A origem desse rejeito granular já foi descrito anteriormente no item 5.1.1.

Outros ensaios foram realizados com amostras de rejeito de níquel (Relatório CEGEO-R025). Estas amostras são o produto da lavra de níquel que, após ser submetida aos processos de secagem, moagem e redução química em fornos a óleo, resulta em um rejeito calcinado de coloração negra, com granulometria fina, o qual é misturado com água, formando uma polpa e lançado por gravidade na bacia de disposição de rejeitos, transportado através de um canal aberto.

A coleta de amostras desse rejeito foi realizada na região dos diques antigos de disposição de rejeitos, uma vez que nesta região o rejeito sedimentado apresenta-se parcialmente saturado, permitindo a coleta de amostras indeformadas. Inclui-se nesta região um local de comunicação entre a bacia superior e a outra em nível inferior, onde o escoamento do rejeito de uma bacia para outra formou um canyon expondo as paredes do rejeito sedimentado, à profundidade de cerca de 5 m, propício para a coleta de blocos de amostras indeformadas para os ensaios.

Foram coletadas duas amostras indeformadas representativas do rejeito lançado na bacia de deposição em pontos diferentes do interior da bacia e outras duas em pontos diferentes do canyon. Para a coleta dessas amostras nas paredes do canyon de escoamento da região dos diques antigos, ou de superfícies expostas do rejeito, removeu-se uma camada de no mínimo 30 cm de espessura até atingir o rejeito sedimentado onde sua estrutura granular não se encontre perturbada pela ação externa. Logo os quatro blocos de amostra indeformada de rejeito de níquel de 30x30x30 cm foram obtidos nos seguintes locais na barragem de níquel:

- Níquel 1: canyon a 1,50 m da base do talude.
- Níquel 2: canyon a 2,50 m da base do talude (ou a cerca de 30 cm abaixo do topo do talude).
- Níquel 3: dique a uma distância de 300 m da bica e a 30 cm abaixo da superfície do dique.
- Níquel 4: dique a uma distância de 50 m da bica e a 30 cm abaixo da superfície do dique.

5.2.2 Ensaios de caracterização

Os ensaios de caracterização das amostras para a determinação da granulometria, do peso específico dos grãos e dos limites de consistência foram feitos de acordo com as normas da ABNT. Os resultados obtidos estão resumidos na Tabela 5.14 e 5.15. As frações granulométricas obtidas foram determinadas através das análises granulométricas apresentadas nas Figuras 5.17 e 5.18.

Tabela 5.14: Resumo das características das amostras de rejeito de níquel.

Amostra		Níquel 1	Níquel 2	Níquel 3	Níquel 4
Local		Canyon 1,5m de altura	Canyon 2,5m de altura	Dique 300m da bica	Dique 50m da bica
Peso espec. grãos (g/cm ³)		3,69	3,52	3,31	3,31
Argila (%)	A	10,0	10,0	12,0	10,0
Silte (%)	B	72,0	74,0	34,0	26,0
Areia fina (%)	N	18,0	14,0	42,0	44,0
Areia média (%)	T	0,0	2,0	12,0	20,0
Areia grossa (%)	NBR 6502	0,0	0,0	0,0	0,0
Pedregulho (%)	1995	0,0	0,0	0,0	0,0
LL (%)		-	-	-	-
LP (%)		-	-	-	-
IP (%)		-	-	-	-

De acordo com a Tabela 5.14 e a Figura 5.17, em relação as frações granulométricas, conclui-se que as amostras de Níquel 1 e Níquel 2 são silto-arenosas e as amostras de Níquel 3 e Níquel 4 são areno-siltosos e, em relação aos limites de consistência, as amostras não apresentam plasticidade.

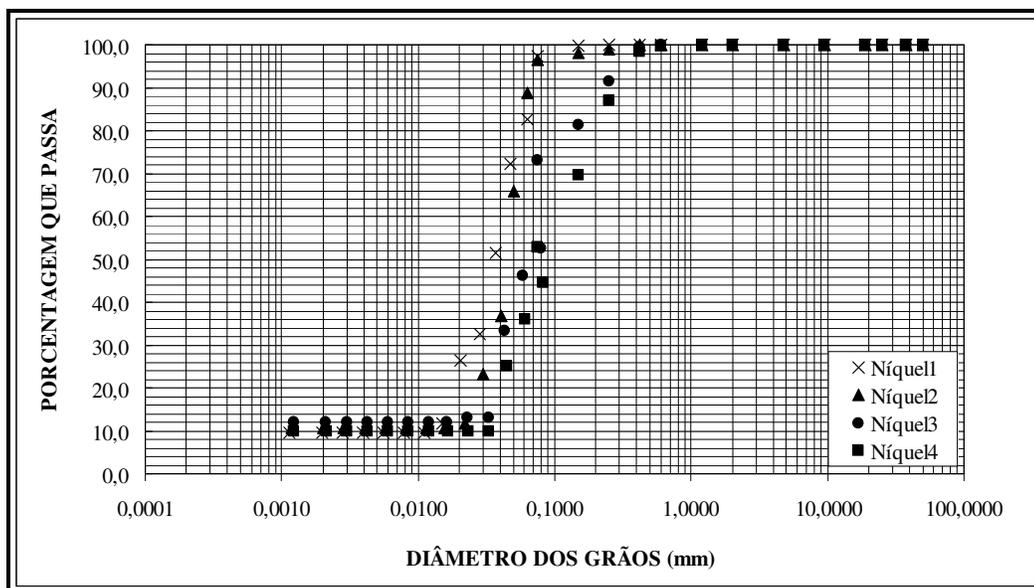


Figura 5.17: Curvas granulométricas dos rejeitos de níquel da CNT.

Tabela 5.15: Resumo das características das amostras de caulim (BEMIL) e de rejeito granular (SAMARCO).

Amostra		Caulim	Rejeito granular
Local		BEMIL	SAMARCO
Peso espec. grãos (g/cm ³)		2,68	3,23
Argila (%)	A	14,0	8,0
Silte (%)	B	82,0	40,0
Areia fina (%)	N	4,0	49,0
Areia média (%)	T	0,0	3,0
Areia grossa (%)	NBR 6502	0,0	0,0
Pedregulho (%)	1995	0,0	0,0
LL (%)		50	-
LP (%)		36	-
IP (%)		14	-

De acordo com a Tabela 5.15 e a Figura 5.18, em relação as frações granulométricas, conclui-se que a amostra de caulim da BEMIL é silto-argilosa e a amostra de rejeito granular da SAMARCO é areno-siltosa. Em relação aos limites de consistência, apenas a amostra de caulim apresenta plasticidade, sendo este material mais fino e mais coesivo

que os demais.

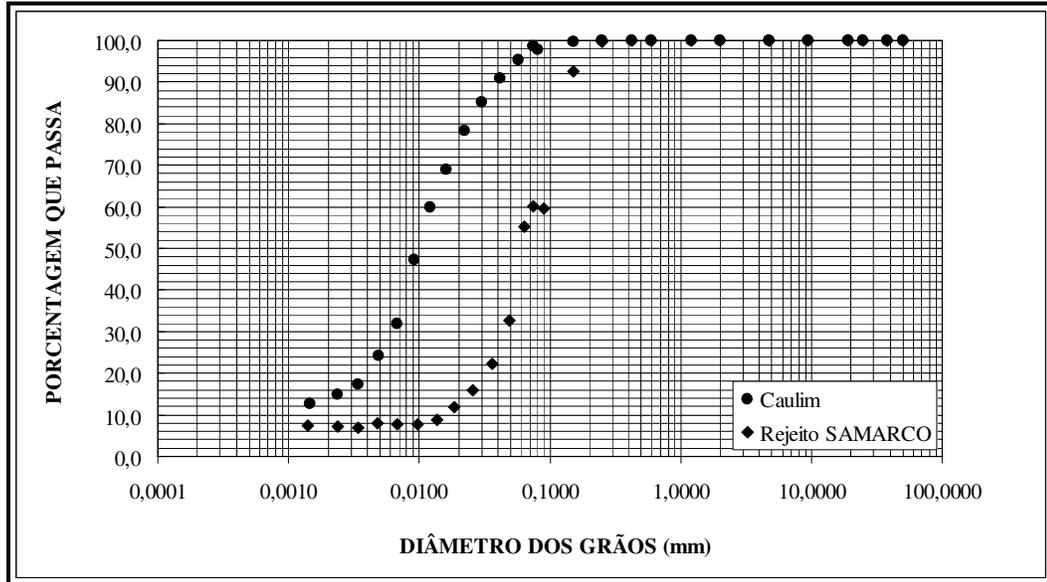


Figura 5.18: Curvas granulométricas do caulim da BEMIL e do rejeito granular da SAMARCO.

5.2.3 Características dos corpos de prova

Os corpos de prova das amostras de rejeito de níquel foram obtidos dos blocos indeformados de acordo com os procedimentos descritos no Capítulo 4, com a realização de cinco ensaios, um para cada um dos tipos de amostra descritas no item 5.2.1, exceto para a amostra do canyon a 2,50m de altura para a qual foram realizados dois ensaios.

Já a preparação dos corpos de prova utilizando o caulim da BEMIL e o rejeito granular da SAMARCO foi feita utilizando amostras deformadas com auxílio do molde bipartido, conforme descrito no Capítulo 4, itens 4.2.3.1 e 4.2.4.1. Foram realizados dois ensaios para o caulim e apenas um para o rejeito granular. Para cada um dos ensaios foram moldados um corpo de prova de acordo cujas características estão relacionadas na Tabela 5.16.

Através da Tabela 5.16 observa-se que com a bomba de fluxo é possível impor ao corpo de prova gradientes hidráulicos menores do que os necessários para a realização dos

ensaios de carga constante e de carga variável, o que reduz a influência do adensamento induzido por percolação.

Tabela 5.16: Resumo das características dos corpos de prova.

Ensaio	Descrição	Área (cm ²)	Altura (cm)	H/D	Índice de vazios inicial	Gradiente hidráulico (por estágio)
1	Níquel 1	40,77	6,23	0,86	2,67	0,23 - 0,46 - 0,91
2	Níquel 2	40,77	5,50	0,76	1,91	0,22 - 0,44 - 0,88 - 1,76
3	Níquel 3	40,77	7,77	1,08	1,10	0,28 - 0,55 - 1,11 - 2,22
4	Níquel 4	40,77	7,42	1,03	1,09	0,30 - 0,60 - 1,19
5	Níquel 2	40,77	6,56	0,91	2,06	0,27 - 0,54 - 1,08 - 2,16
6	Caulim BEMIL	40,77	7,00	0,97	2,44	2,62
7	Caulim BEMIL	40,77	7,00	0,97	2,39	2,17
8	Rejeito granular SAMARCO	40,77	5,40	0,75	0,98	0,24 - 0,48 - 0,95 - 1,91

A amostra de caulim apresentou gradientes hidráulicos mais elevados em relação as outras amostras. No entanto, caso o coeficiente de permeabilidade dessa amostra fosse determinado através do ensaio de carga variável (material mais compressível), seriam necessários gradientes hidráulicos da ordem de 10 a 15.

5.2.4 Apresentação dos resultados

É importante destacar que os ensaios de permeabilidade saturada foram executados com cerca de três estágios empregando vazões de fluxo de valores distintas e crescentes em cada um dos estágios, exceto para a amostra de caulim da BEMIL. Isto possibilitou obter um valor médio para a permeabilidade em cada ensaio. Nas Figuras 5.19 a 5.22 são apresentados resultados típicos da poropressão x tempo para as amostras utilizadas.

Através do gráficos apresentados nas Figuras 5.19 a 5.22 observa-se que as leituras da poropressão são bastante estáveis para as amostras de rejeito de níquel, de caulim e de rejeito granular da SAMARCO.

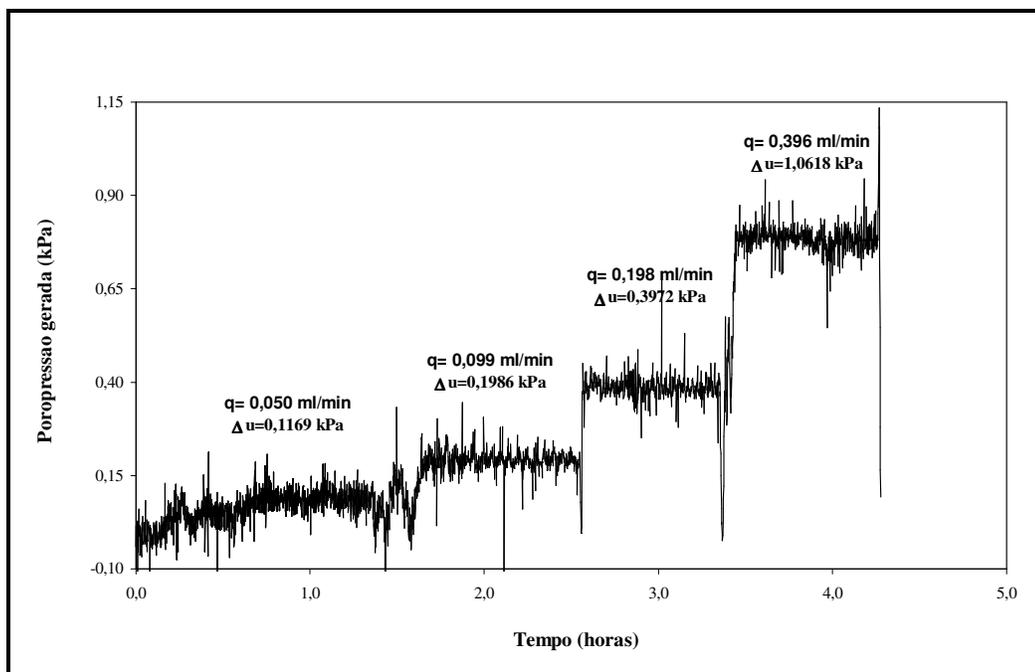


Figura 5.19: Gráfico de poropressão gerada x tempo do ensaio de permeabilidade saturada para o rejeito de níquel da CNT (canyon).

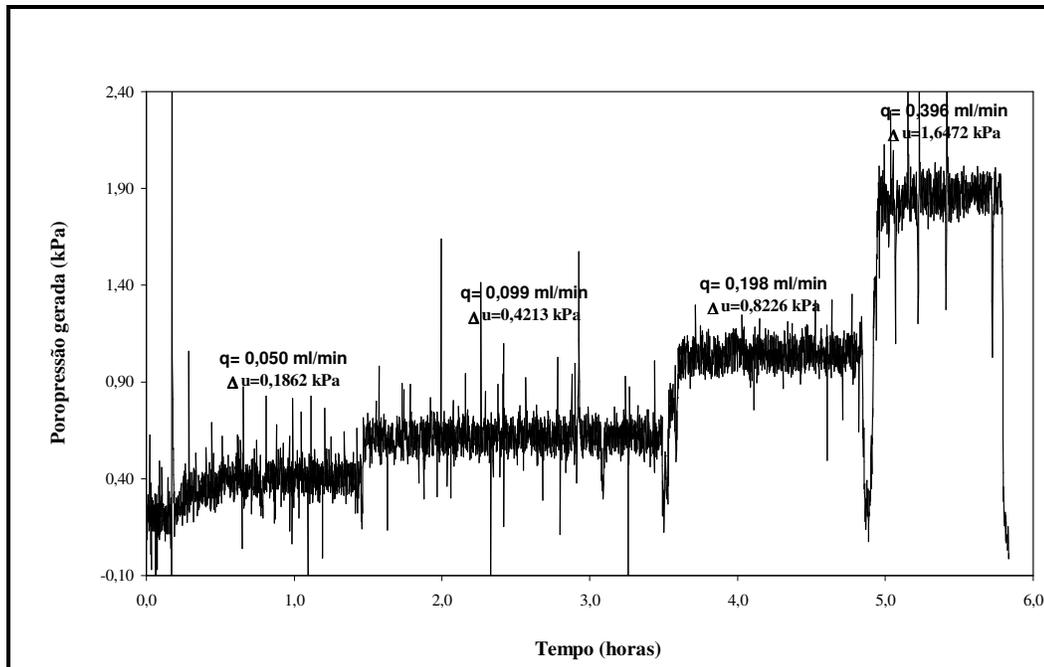


Figura 5.20: Gráfico de poropressão gerada x tempo do ensaio de permeabilidade saturada para o rejeito de níquel da CNT (Dique).

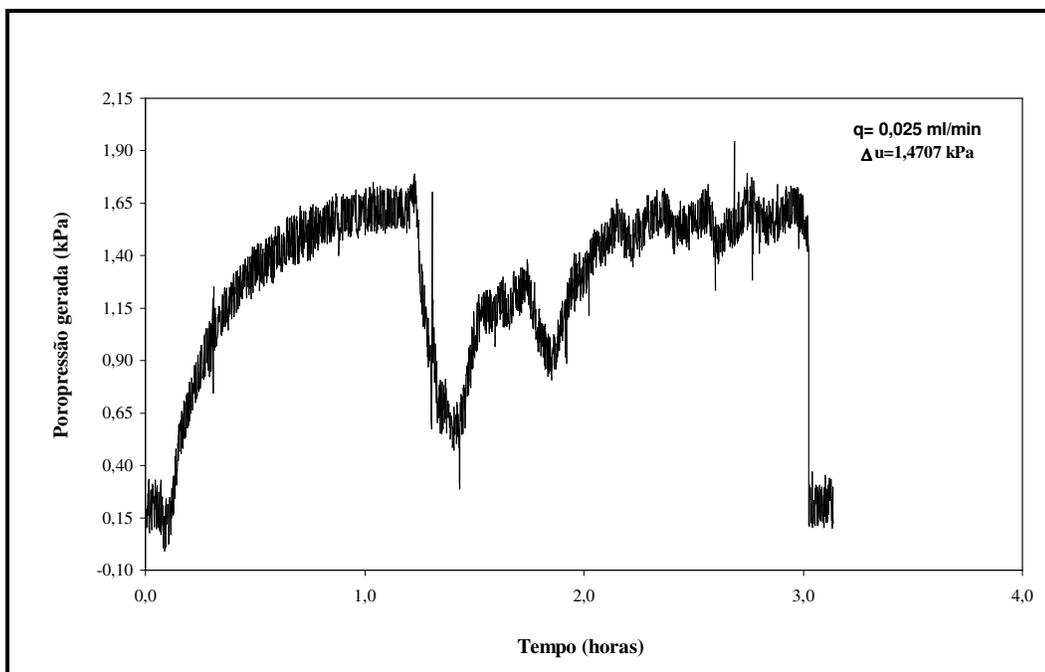


Figura 5.21: Gráfico de poropressão gerada x tempo do ensaio de permeabilidade saturada para o caulim da BEMIL.

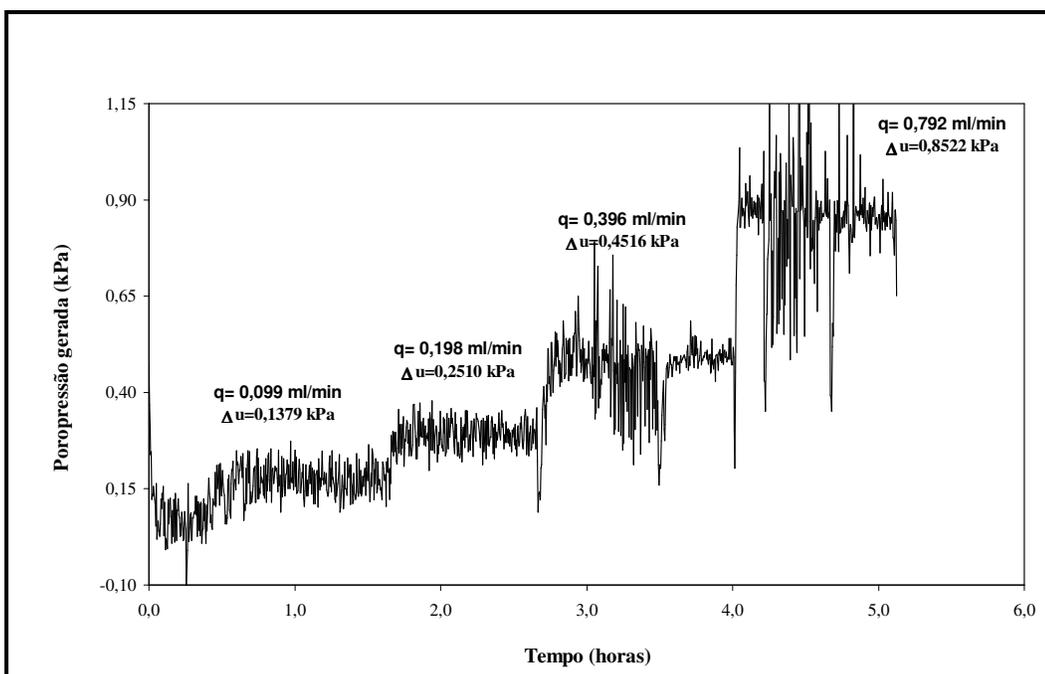


Figura 5.22: Gráfico de poropressão gerada x tempo do ensaio de permeabilidade saturada para o rejeito granular da SAMARCO.

5.2.5 *Análise dos resultados*

O coeficiente de permeabilidade foi calculado de acordo com a Lei de Darcy, sabendo-se a velocidade de fluxo imposta pela bomba na amostra, as características do corpo de prova (altura e área) e a poropressão gerada que é obtida, no estado permanente, do gráfico poropressão x tempo para cada velocidade de fluxo aplicada. A expressão da Lei de Darcy é:

$$k = \frac{q.L}{\Delta u.A} . \gamma_w \quad (5.18)$$

onde:

k é o coeficiente de permeabilidade;

q é a velocidade de fluxo;

L é o comprimento do corpo de prova;

A é área transversal do corpo de prova;

Δu é a poropressão gerada;

γ_w é o peso específico da água.

Como em um mesmo ensaio foram impostas mais de uma velocidade de fluxo na amostra, o coeficiente de permeabilidade obtido corresponde ao valor médio calculado para cada ensaio. A Tabela 5.17 a seguir fornece um resumo dos valores obtidos do coeficiente de permeabilidade saturada para a temperatura de 20°C para cada ensaio, conforme item 2.3.3.

O índice de vazios inicial do ensaio de permeabilidade saturada foi o índice de vazios inicial do corpo de prova, dado que a tensão efetiva atuante foi pequena (10 kPa). Além disso, este ensaio parte da hipótese de que não haja variação do índice de vazios do corpo de prova em decorrência da realização do ensaio, ou seja, não ocorre adensamento induzido por percolação.

Na Tabela 5.17 destacam-se três categorias de material em relação ao coeficiente de permeabilidade, isto é, materiais com coeficiente de permeabilidade de 10^{-8} , 10^{-7} e 10^{-6} m/s. Observa-se uma boa concordância dos valores obtidos para o coeficiente de

permeabilidade em relação a classificação das amostras segundo as suas frações granulométricas.

Tabela 5.17: Resumo dos resultados de ensaio de permeabilidade saturada.

Ensaio	Descrição	Permeabilidade a 20°C (m/s)
1	Níquel 1	$8,9 \times 10^{-7}$
2	Níquel 2	$9,2 \times 10^{-7}$
3	Níquel 3	$7,3 \times 10^{-7}$
4	Níquel 4	$6,8 \times 10^{-7}$
5	Níquel 2	$7,5 \times 10^{-7}$
6	Caulim BEMIL	$3,9 \times 10^{-8}$
7	Caulim BEMIL	$4,7 \times 10^{-8}$
8	Rejeito granular SAMARCO	$1,7 \times 10^{-6}$

As amostras silto-arenosas (Níquel 1 e Níquel 2) e as amostras areno-siltosas (Níquel 3 e Níquel 4) apresentam coeficiente de permeabilidade da ordem de 10^{-7} m/s. Já o rejeito granular da SAMARCO (areno-siltoso) possui coeficiente de permeabilidade da ordem de 10^{-6} m/s, enquanto o caulim da BEMIL (silte-argiloso) apresenta coeficiente de permeabilidade de 10^{-8} m/s, sendo um material mais fino, com características de material coesivo e, portanto, menos permeável que os demais. Portanto, quanto mais granular o material, maior o coeficiente de permeabilidade.

Como foram realizados dois ensaios para a amostra de Níquel 2 e dois ensaios para a amostra de caulim da BEMIL, os resultados obtidos nesses ensaios forneceram praticamente os mesmos valores do coeficiente de permeabilidade para cada uma das amostras, indicando uma boa repetibilidade da técnica de ensaio. Para o caulim da BEMIL, observa-se que o coeficiente de permeabilidade determinado diretamente é da mesma ordem de grandeza do coeficiente de permeabilidade determinado no ensaio HCT com bomba de fluxo.

5.3 Ensaio de determinação da curva de retenção de água

Este ensaio tem como objetivo a determinação da relação sucção x saturação (curva de retenção de água) dos materiais. Através dessa curva é possível determinar indiretamente a curva de permeabilidade relativa. A curva de retenção de água também pode ser determinada para o teor de umidade volumétrica ($\theta = S.n$), mas nesse caso, foi usado o grau de saturação.

5.3.1 Descrição das amostras ensaiadas

Foram utilizadas amostras de rejeito granular da SAMARCO para determinação da curva de retenção de água com a utilização da bomba de fluxo. Essas amostras são as mesmas utilizadas no ensaio de permeabilidade saturada, conforme descrito no item 5.2.1.

5.3.2 Ensaio de caracterização

Os ensaios de caracterização das amostras para a determinação da granulometria, do peso específico dos grãos e dos limites de consistência foram feitos de acordo com as normas da ABNT. Os resultados obtidos estão resumidos na Tabela 5.18. As frações granulométricas obtidas foram determinadas através das análises granulométricas apresentadas na Figura 5.23.

Tabela 5.18: Resumo das características da amostra.

Amostra		Rejeito granular
Local		SAMARCO
Peso específico dos grãos (g/cm^3)		3,23
Argila (%)	A	8,0
Silte (%)	B	40,0
Areia fina (%)	N	49,0
Areia média (%)	T	3,0
Areia grossa (%)	NBR 6502	0,0
Pedregulho (%)	1995	0,0
LL (%)		-
LP (%)		-
IP (%)		-

De acordo com a Tabela 5.18 e a Figura 5.23, em relação as frações granulométricas, conclui-se que a amostra de rejeito granular da SAMARCO é areno-siltosa e não apresenta plasticidade.

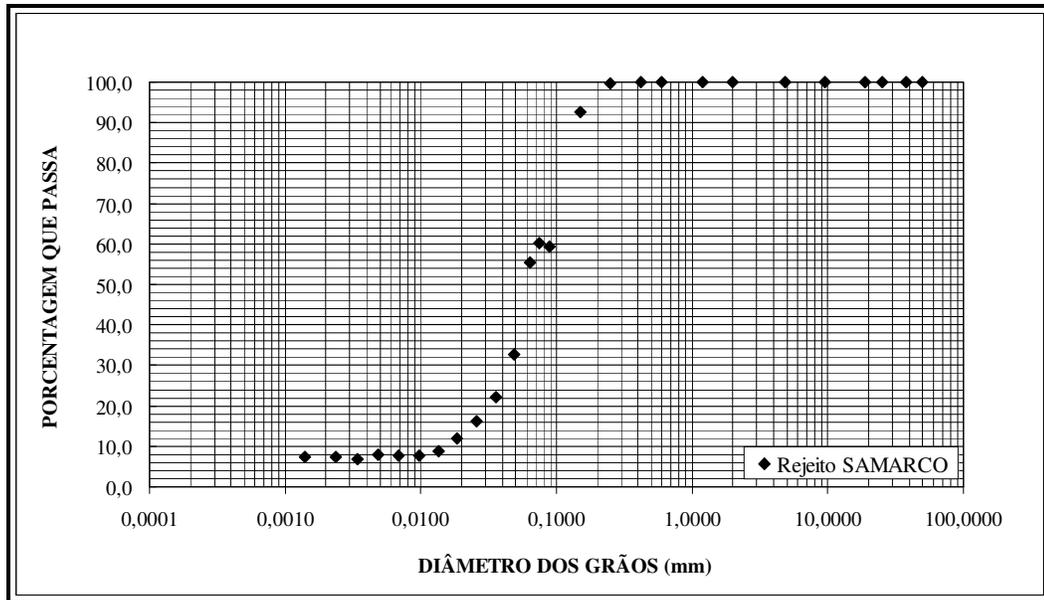


Figura 5.23: Curva granulométrica do rejeito granular da SAMARCO.

5.3.3 Características dos corpos de prova

Os corpos de prova para a amostra do rejeito granular da SAMARCO foram moldados utilizando os procedimentos descritos no item 4.2.4.1 e as suas características estão listadas na Tabela 5.19. Para essa amostra foram realizados dois ensaios.

Tabela 5.19: Resumo das características dos corpos de prova.

Ensaio	Área (cm ²)	Altura (cm)	H/D	Índice de vazios inicial	Porosidade	Gradiente hidráulico
1	40,77	4,30	0,60	0,94	0,49	0,03
2	40,77	6,10	0,85	1,10	0,52	0,03

5.3.4 Apresentação dos resultados

Na Figura 5.24, é apresentado o gráfico poropressão x tempo de um dos ensaios realizados com o rejeito granular da SAMARCO. Nessa figura, pode-se observar que nenhuma variação significativa de pressão foi observada durante as primeiras horas do

ensaio. Durante esse período, a água foi removida das linhas que se ligam ao topo do corpo de prova e da pedra porosa situada no topo, enquanto o corpo de prova permaneceu completamente saturado. O início da diferença de pressão, a partir de aproximadamente 10 horas, corresponde ao instante no qual a água foi removida da pedra porosa no topo e, em seguida, do próprio corpo de prova, levando-o a desaturação.

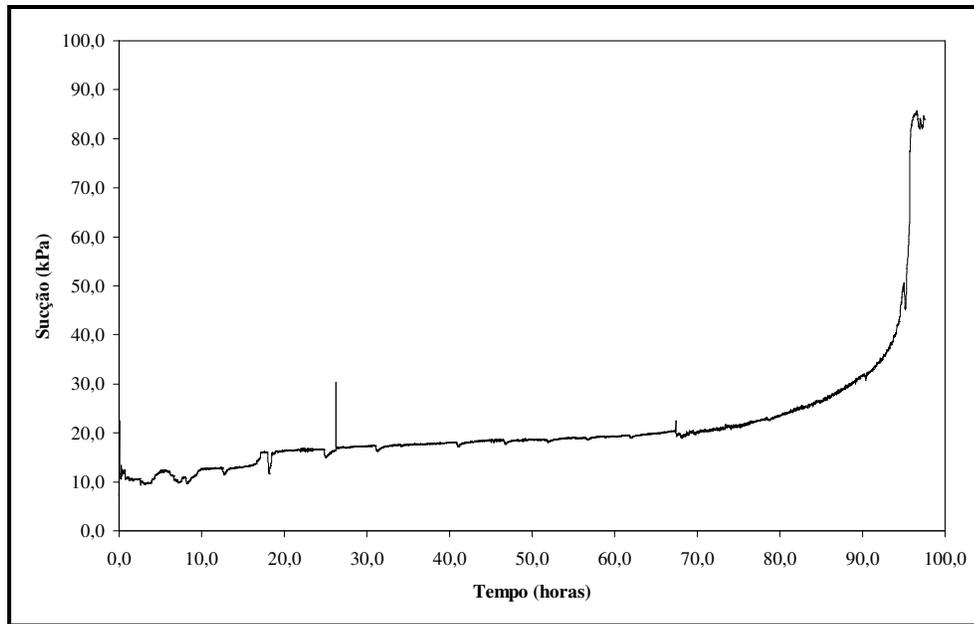


Figura 5.24: Gráfico de poropressão x tempo do ensaio de determinação da curva de retenção de água para o rejeito granular da SAMARCO.

5.3.5 Análise dos resultados

a) Curva de retenção de água

Conforme já destacado por Botelho *et al.* (2001), a curva de sucção x saturação (curva de retenção de água) foi obtida através dos dados de poropressão gerada x tempo fornecidos pelo transdutor diferencial de pressão e da porosidade do corpo de prova. Conhecendo a velocidade de fluxo aplicada no corpo de prova, o tempo de duração do ensaio e as propriedades do material, o grau de saturação para qualquer tempo pôde ser calculado de acordo com a seguinte expressão:

$$S = 1 - \frac{q \cdot \Delta t}{n \cdot V} \quad (5.19)$$

onde:

q é a vazão de fluxo aplicada;

Δt é o intervalo de tempo;

n é a porosidade do corpo de prova;

V é o volume total do corpo de prova .

A vazão imposta pela bomba de fluxo no corpo de prova nos dois ensaios foi de 0,013 ml/s ou de $5,3 \times 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}$. Uma velocidade de fluxo baixa foi empregada de forma a assegurar um grau de saturação uniforme no corpo de prova durante o ensaio.

A curva de retenção de água correspondente aos dados de sucção x tempo da Figura 5.24, obtida a partir da equação (5.15), é apresentada na Figura 5.25. Para a obtenção dessa curva, admitiu-se que o grau de saturação é uniforme ao longo do corpo de prova durante o período de realização do ensaio e que o volume total do corpo de prova permaneceu constante. A sucção é plotada em metros de coluna d'água em relação a saturação. Essa curva foi obtida apenas para o ciclo de drenagem ou de secagem da amostra, partindo do corpo de prova saturado até atingir sua saturação residual.

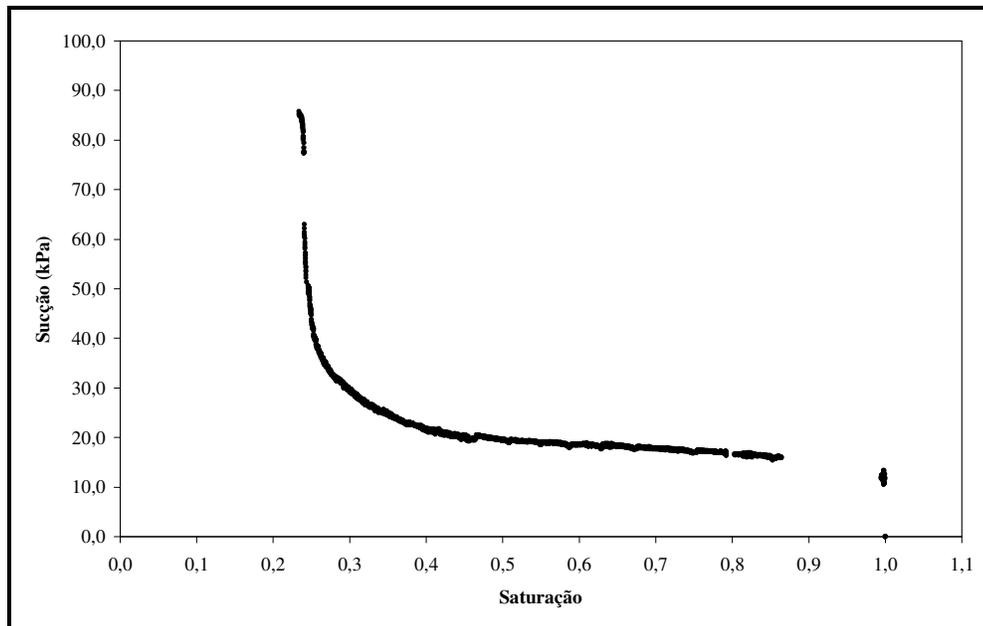


Figura 5.25: Gráfico de sucção x saturação do ensaio de determinação da curva de retenção de água para o rejeito granular da SAMARCO.

Os valores de saturação podem ser expressos em termos do teor de umidade volumétrico através da seguinte expressão:

$$\theta = S.n \quad (5.20)$$

onde:

θ é o teor de umidade volumétrico;

n é a porosidade;

S é o grau de saturação.

Portanto, a curva relacionando a sucção e o teor de umidade volumétrico na amostra pode ser facilmente obtida. O valor de θ que corresponde a 100% de saturação ocorre quando θ é igual a porosidade da amostra. Conforme já mencionado, as curvas de retenção de água para esses ensaios foram determinadas para os valores de saturação.

A interpretação dos dados experimentais do ensaio pode ser realizado através de um modelo analítico de sucção x saturação. O modelo utilizado nesse caso foi o de van Genuchten (1980) que apresenta a seguinte forma:

$$S = S_r + \frac{1 - S_r}{\left[1 + (\alpha\psi)^\beta\right]^m} \quad (5.21)$$

$$m = 1 - \frac{1}{\beta} \quad (5.22)$$

onde:

S é a saturação do corpo de prova;

S_r é a saturação residual do corpo de prova;

ψ é a sucção;

α , β e m são os parâmetros do modelo.

Nessa equação, os três parâmetros (α , β , S_r) são independentes. O valor de S_r pode ser determinado diretamente dos dados da curva de retenção de água ou, assim como α e β , podem ser estimados pelo método dos mínimos quadrados, através do ajuste dos dados experimentais do ensaio com o modelo teórico utilizado. A aproximação pelo método dos mínimos quadrados é uma estratégia para o melhor ajuste da curva, ou seja, os valores da sucção calculados usando o modelo teórico são aproximados dos dados experimentais até que a soma dos quadrados dos desvios seja quase insignificante.

Se os dados experimentais são claramente definidos para a saturação residual, S_r pode ser determinado diretamente da curva de retenção de água. Mas se isso não for possível, o valor de S_r pode ser estimado graficamente pela extrapolação da curva de retenção para valores de grau de saturação mais baixos. Isso pode ser muito trabalhoso quando apenas uma pequena porção da curva de retenção de água é medida. O valor de α é aproximadamente o inverso da sucção no ponto de inflexão da curva de retenção de água.

Nesse caso, o ajuste foi realizado através de um programa de computador, TableCurve[®], no qual a função fornecida foi a equação do modelo teórico adotado, os valores de saturação foram os dados do ensaio e os valores de sucção foram interpolados pelo método dos mínimos quadrados. As curvas ajustadas aos dados experimentais de acordo com o modelo de van Genuchten (1980) são apresentadas nas Figuras 5.26 e 5.27 a seguir. Os valores da saturação residual (S_r) foram impostos na análise, tendo sido obtidos a partir do gráfico sucção x saturação.

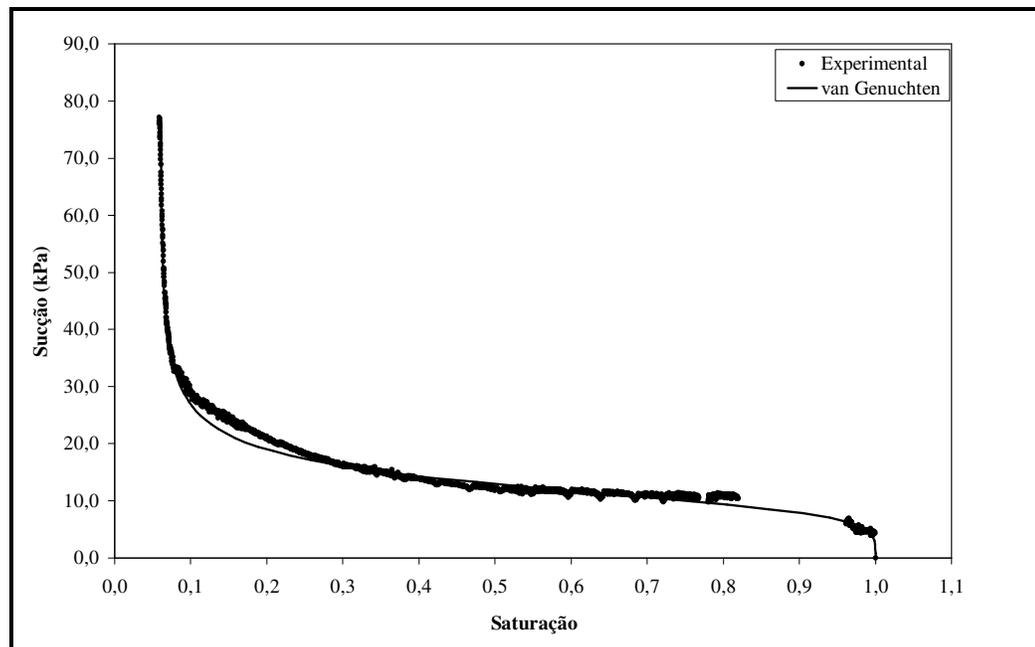


Figura 5.26: Curva ajustada x dados experimentais para o ensaio 1.

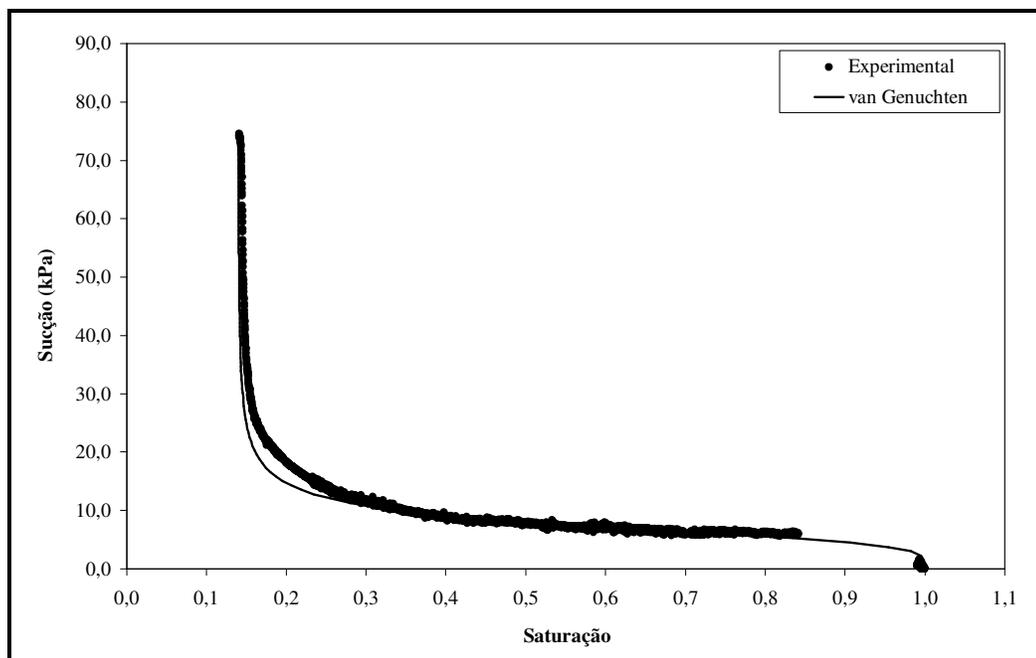


Figura 5.27: Curva ajustada x dados experimentais para o ensaio 2.

Observa-se uma concordância satisfatória entre os dados dos ensaios e o modelo adotado para o ajuste para os dois ensaios realizados, conforme pode ser observado na Figuras 5.26 e 5.27.

Algumas diferenças entre as curvas de retenção de água obtidas para os ensaios apresentadas nas Figuras 5.26 e 5.27 podem ser observadas, destacando-se que essa diferença pode ser função dos procedimentos de moldagem e saturação dos corpos de prova ou por outro motivo, não tendo sido objeto de estudo neste trabalho.

O grau de saturação é afetado pelo volume total e pela porosidade do corpo de prova moldado. Esses fatores podem ser controlados de forma mais eficiente nos procedimentos de moldagem do corpo de prova.

A Tabela 5.20 resume os parâmetros obtidos através do ajuste dos dados ao modelo teórico para os ensaios. De acordo com essa tabela, valores próximos para os parâmetros β e m foram obtidos nos dois ensaios, o mesmo não ocorrendo com os parâmetros α e S_r .

Tabela 5.20: Resumo dos parâmetros obtidos na análise para os ensaios 1 e 2.

Ensaio	Sr	α	β	m
1	0,12	0,85	5,85	0,83
2	0,20	1,45	5,25	0,81

b) Curva de permeabilidade relativa

Com a determinação da curva de retenção de água, pôde-se obter a curva de permeabilidade relativa (relação permeabilidade relativa x poropressão) com a adoção do modelo analítico de van Genuchten (1980):

$$k_r = \frac{\left[1 - (\alpha\psi)^{\beta-1} \left\{ 1 + (\alpha\psi)^\beta \right\}^{-m} \right]^2}{\left[1 + (\alpha\psi)^\beta \right]^{\frac{m}{2}}} \quad (5.23)$$

$$m = 1 - \frac{1}{\beta} \quad (5.24)$$

onde:

k_r é a permeabilidade relativa;

ψ é a poropressão gerada;

α , β , m são parâmetros do modelo.

Nesta equação, a permeabilidade relativa é expressa em termos da sucção e dos parâmetros α , β e m já determinados para a curva de retenção de água. As curvas de permeabilidade relativa x poropressão para os ensaios 1 e 2 são apresentadas nas Figuras 5.28 e 5.29, apresentando um aspecto similar entre ambas.

Os resultados apresentados anteriormente são consistentes com os obtidos no Relatório CEGEO-R017 apresentados na Figura 5.30 e 5.31. Essas figuras mostram respectivamente a curva de retenção de água e a curva de permeabilidade relativa para a mesma amostra (rejeito granular da SAMARCO) utilizada neste trabalho, determinada em Boulder/Colorado com equipamento similar ao empregado neste trabalho.

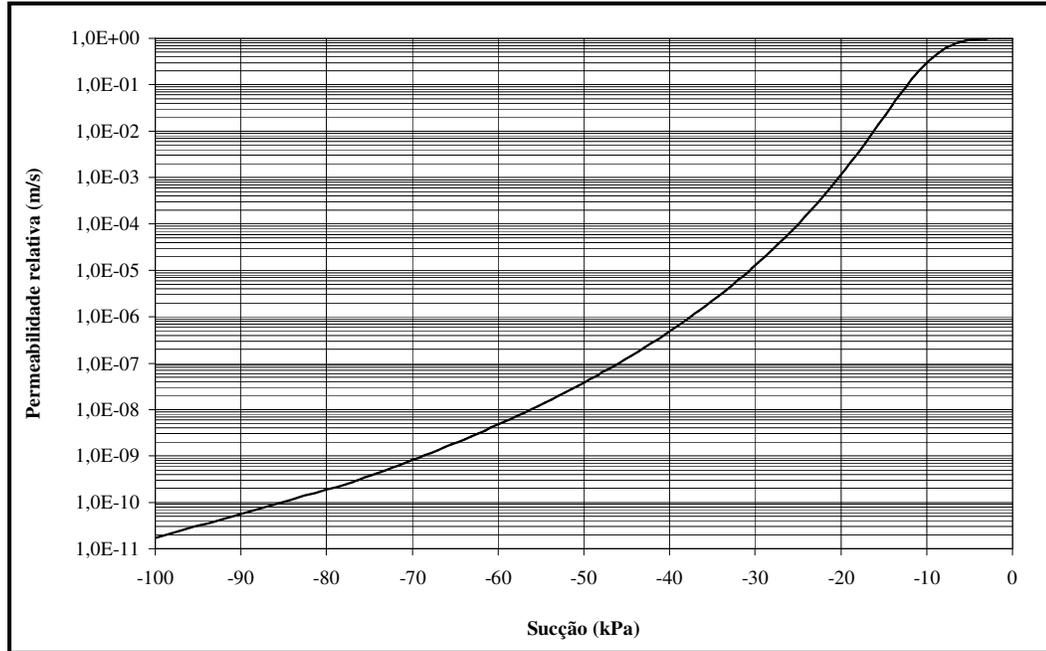


Figura 5.28: Curva de permeabilidade relativa para o ensaio 1.

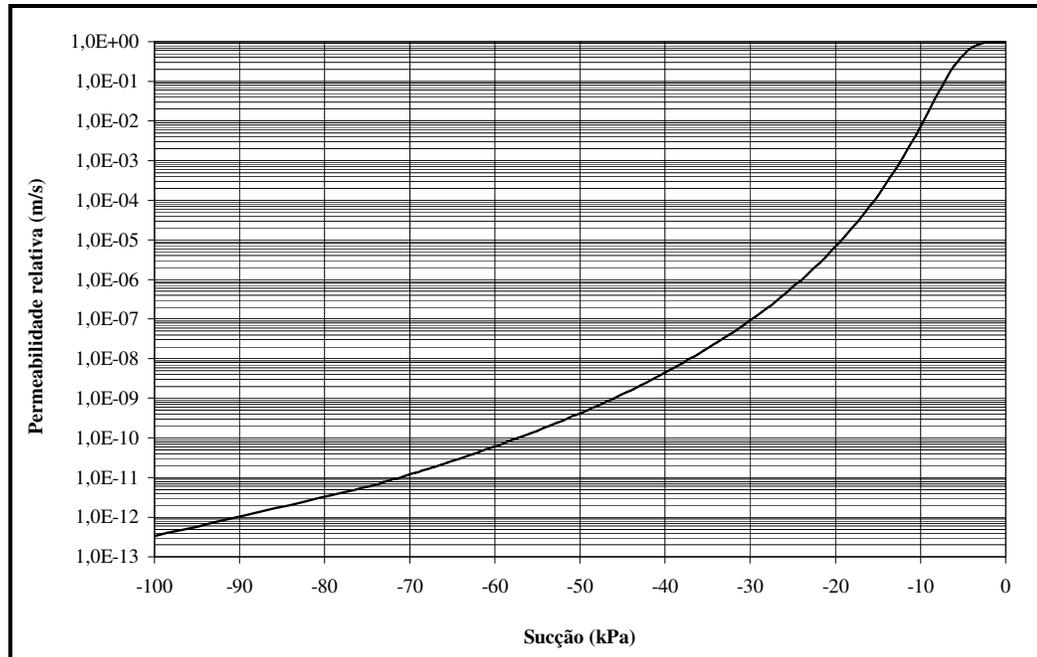


Figura 5.29: Curva de permeabilidade relativa para o ensaio 2.

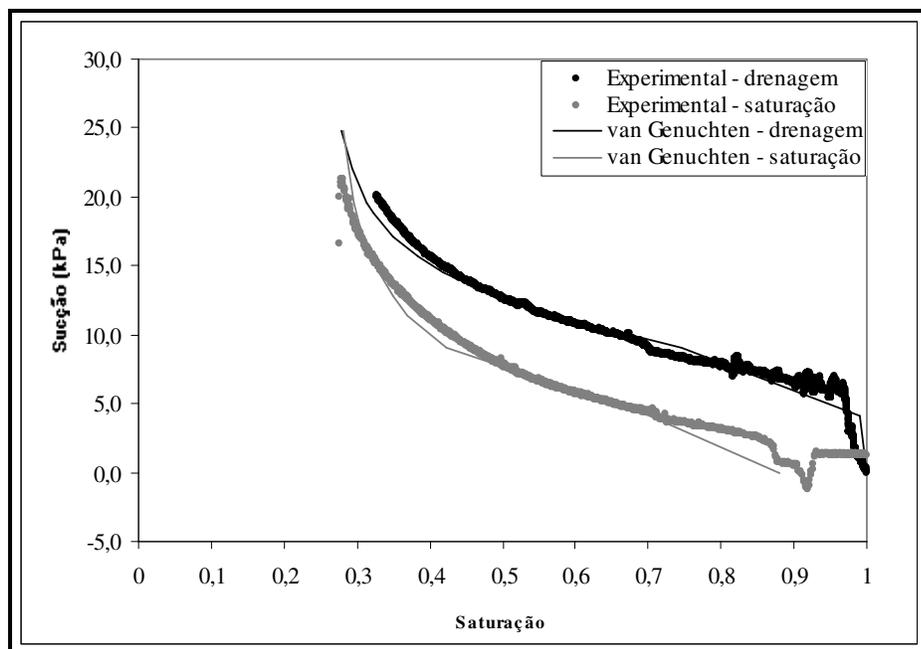


Figura 5.30: Curvas de sucção x saturação para o rejeito granular da SAMARCO (Relatório CEGEO-R017).

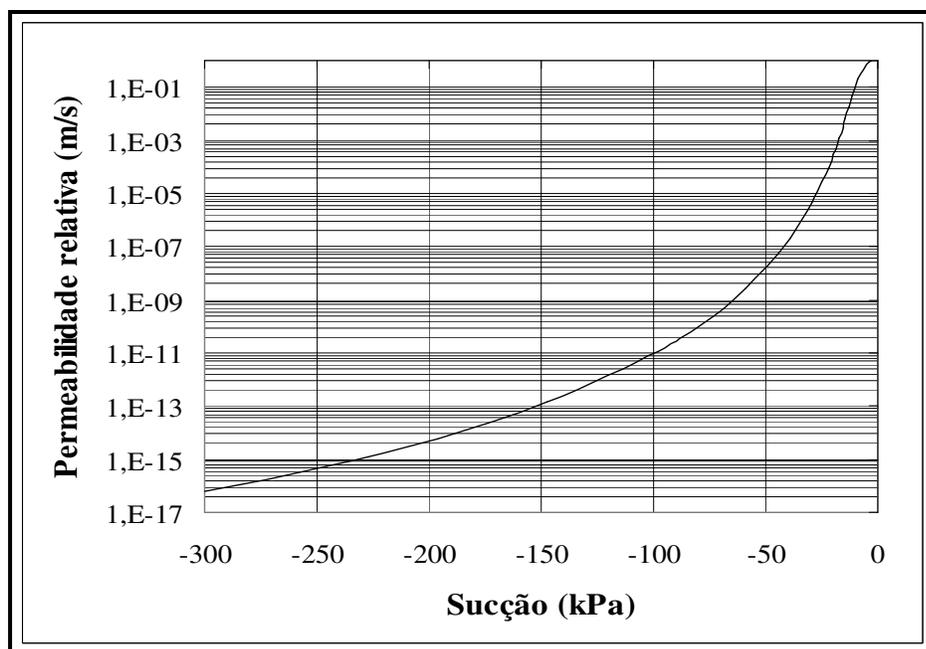


Figura 5.31: Curva de permeabilidade relativa x poropressão para o rejeito granular da SAMARCO (Relatório CEGEO-R017).

5.4 Comentários finais

Este capítulo apresentou os resultados e as análises dos dados dos ensaios realizados com a bomba de fluxo. Foram obtidas as curvas de compressibilidade e de permeabilidade para o caulim, para a lama da ALCAN e da SAMARCO. A permeabilidade saturada foi determinada para o caulim, para o rejeito de níquel e para o rejeito granular da SAMARCO. Já a curva de retenção de água foi determinada para o rejeito granular da SAMARCO, apenas para o trecho de drenagem ou secagem.

Tornou-se necessária ainda a verificação do desempenho da técnica da bomba de fluxo frente a outras técnicas convencionais e alternativas de ensaio. Como este estudo comparativo não foi implementado nesse trabalho é baseado em dados de ensaios publicados na literatura técnica e a discussão é apresentada no capítulo seguinte.

6

DESEMPENHO DO EQUIPAMENTO

Este capítulo tem a finalidade de comparar o desempenho do uso da bomba de fluxo com outros ensaios alternativos na determinação das relações constitutivas envolvidas nos principais processos de fluxo em solos: ensaio de adensamento induzido por percolação, ensaio de permeabilidade saturada e ensaio de determinação da curva de retenção de água.

Neste capítulo faz-se também um comentário sobre aspectos não totalmente explorados sobre o uso da bomba de fluxo na obtenção da curva de retenção de água, a saber, os ciclos de histerese e a influência da velocidade de fluxo no ensaio.

Esses resultados não correspondem aos ensaios realizados nesse trabalho e a discussão baseia-se em resultados apresentados na literatura. É importante destacar que não é objetivo a realização de ensaios comparativos, mas observou-se a conveniência de se estabelecer essa discussão com o objetivo de verificar o desempenho da técnica da bomba de fluxo em relação a outras técnicas, além de pontuar sobre questões omissas no trabalho até então.

6.1 Comparação dos resultados dos ensaios de adensamento

a) Ensaio com a bomba de fluxo x fluxo restrito (Abu-Hejleh *et al.*, 1996)

As Figuras 6.1 e 6.2 mostram respectivamente a comparação entre as curvas de compressibilidade e de permeabilidade obtidas para uma argila fosfática (“Phosphatic clay”) nos ensaios de fluxo restrito e de bomba de fluxo.

Nas análises, os dados de compressibilidade e de permeabilidade obtidos nos ensaios

foram ajustados aos modelos matemáticos. Um bom ajuste entre os resultados foi observado apenas com um pequeno desvio na faixa de baixas tensões.

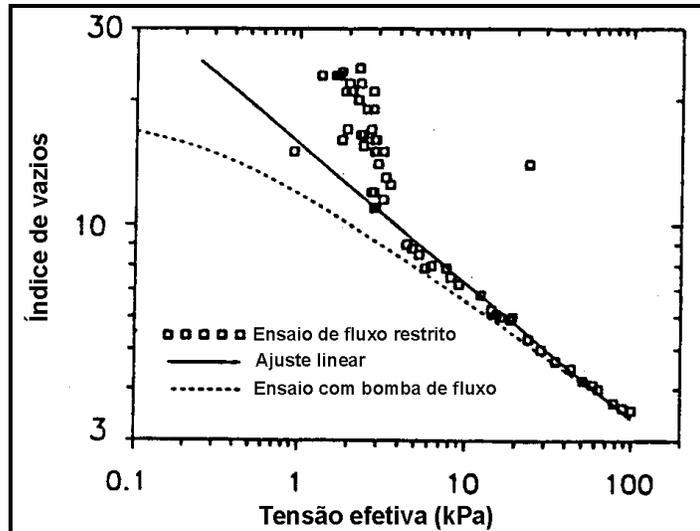


Figura 6.1: Curva de compressibilidade (bomba de fluxo x fluxo restrito).

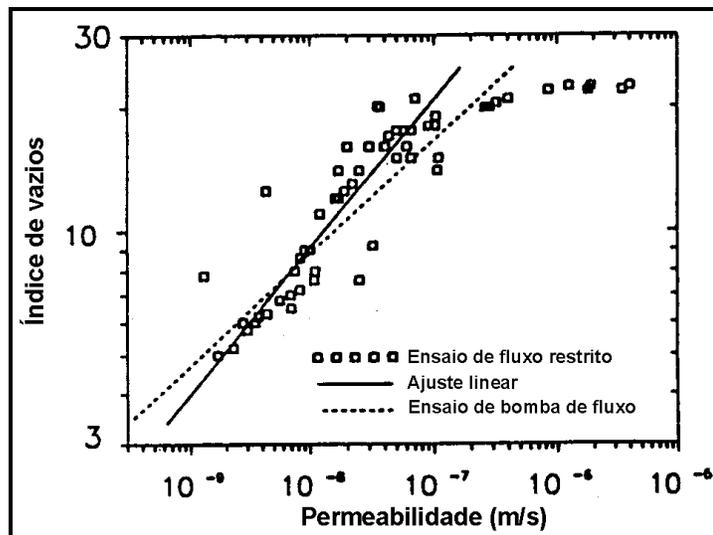


Figura 6.2: Curva de permeabilidade (bomba de fluxo x fluxo restrito).

Os resultados para o ensaio de adensamento de fluxo restrito apresentaram elevada dispersão na faixa de baixas tensões efetivas, indicando que esse procedimento pode não ser confiável para esses níveis. O ensaio de adensamento induzido por percolação

forneceu características de compressibilidade mais consistentes, uma vez que a função potencial simples foi ajustada aos dados de compressibilidade para o ensaio de fluxo restrito, enquanto a função potencial expandida foi usada na análise dos dados do ensaio de adensamento induzido por percolação. Dado que a função potencial simples não considera o índice de vazios máximo para uma dada amostra, os dados obtidos para tensões efetivas elevadas foram extrapolados para baixas tensões efetivas, levando a um desajuste entre as duas técnicas.

b) Ensaio com a bomba de fluxo x coluna de sedimentação x oedométrico (Znidarcic e Liu, 1989)

Znidarcic e Liu (1989) apresentaram a comparação entre as curvas de compressibilidade para uma amostra de argila (“Speswhite China clay”) obtidas através de ensaios de coluna de sedimentação, de ensaios oedométricos e ensaios com a bomba de fluxo e entre as curvas de permeabilidade obtidas através de ensaios de coluna de sedimentação e com a bomba de fluxo. As curvas são apresentadas nas Figuras 6.3 e 6.4.

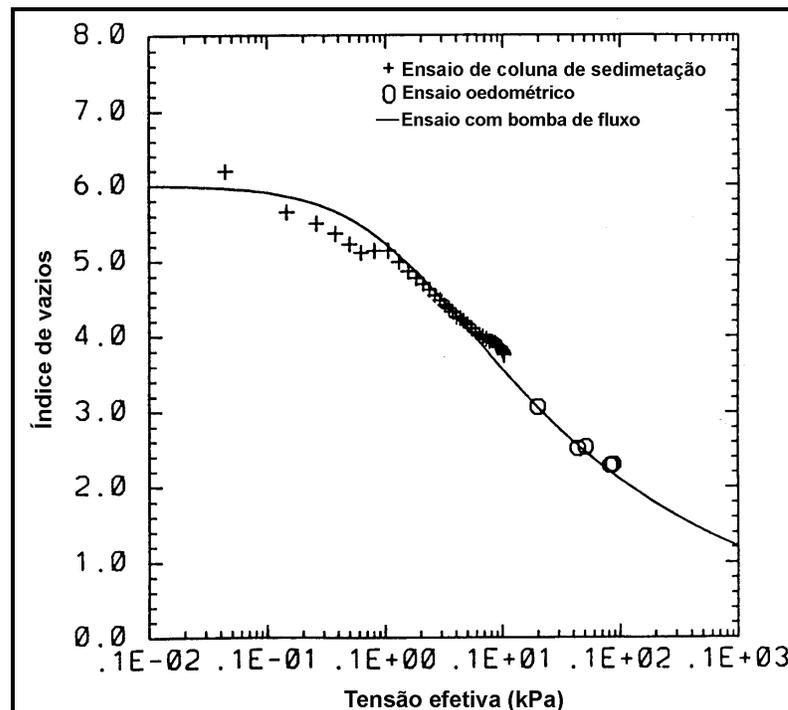


Figura 6.3: Curva de compressibilidade (bomba de fluxo x coluna de sedimentação x oedométrico).

Na curva de compressibilidade (Figura 6.3), a comparação foi feita entre os resultados obtidos através do ensaio com a coluna de sedimentação e com a bomba de fluxo para índices de vazios mais elevados. Para índices de vazios mais baixos, a comparação foi feita através dos resultados do ensaio de adensamento oedométrico e do ensaio com a bomba de fluxo. Em ambos os casos, um excelente ajuste entre os dados foi observado.

As medidas de permeabilidade foram realizadas após cada estágio de aplicação de carga para índices de vazios mais baixos no ensaio oedométrico e com a bomba de fluxo. Um bom ajuste entre os dados obtidos através dos dois diferentes procedimentos foi claramente observado no gráfico (Figura 6.4). É importante destacar que medidas diretas requerem um ensaio que pode levar semanas enquanto o ensaio de adensamento induzido por percolação é realizado dentro de um ou dois dias.

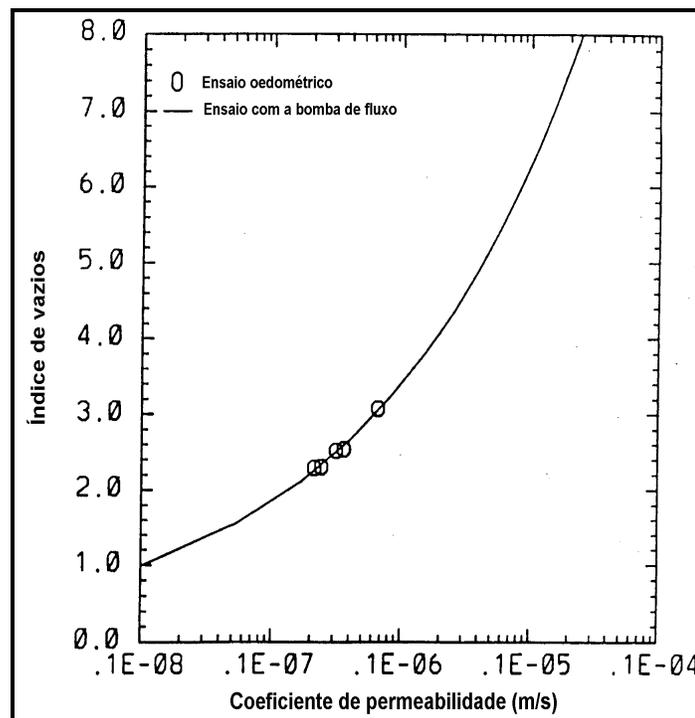


Figura 6.4: Curva de permeabilidade (bomba de fluxo x oedométrico).

c) Ensaio de adensamento hidráulico (HCT) x oedométrico (Fox e Baxter, 1997)

Dado que o ensaio com a bomba de fluxo emprega o mesmo princípio que o ensaio HCT, conforme mencionado no Capítulo 3, alguns dados relacionados a esse ensaio são

apresentados a seguir.

As Figuras 6.5 e 6.6 mostram as comparações entre o ensaio de adensamento HCT e o ensaio oedométrico para uma lama argilosa (“Southern Panther Creek clay”) na determinação das relações índice de vazios x tensão efetiva e índice de vazios x permeabilidade. A relação de compressibilidade para os ensaios estão em concordância, observando-se uma pequena diferença entre os pontos para baixas tensões efetivas.

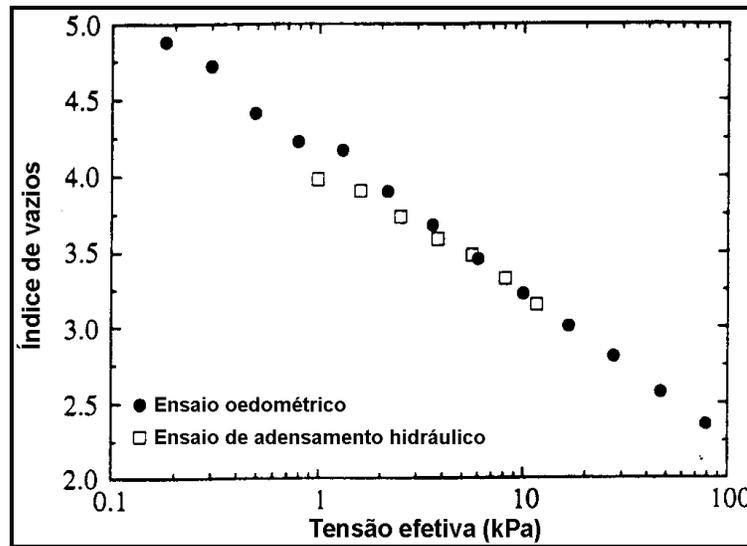
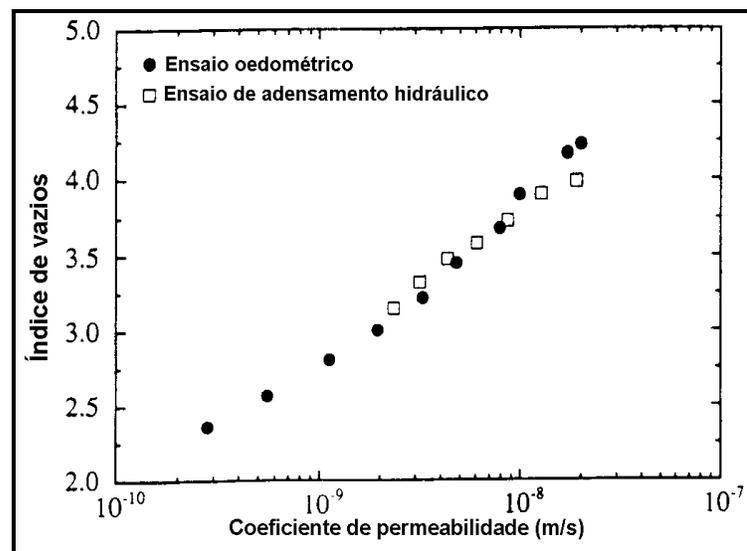


Figura 6.5: Curva de compressibilidade (oedométrico x adensamento hidráulico).



A curva de permeabilidade para o adensamento hidráulico foi obtida pela combinação de valores medidos de índice de vazios com valores calculados de permeabilidade para as alturas correspondentes no corpo de prova. Os dados apresentaram bom ajuste, com uma pequena discrepância para índices de vazios mais elevados. O ajuste mostrado nas curvas, aliado ao fato de que o ensaio de adensamento hidráulico é realizado em uma semana, ilustra a utilidade potencial do ensaio de adensamento hidráulico.

d) Ensaio com a bomba de fluxo x CRD (Silva, 1999)

A comparação entre o ensaio de adensamento com a bomba de fluxo e o ensaio CRD em uma amostra de rejeito é apresentada nas Figuras 6.7 e 6.8.

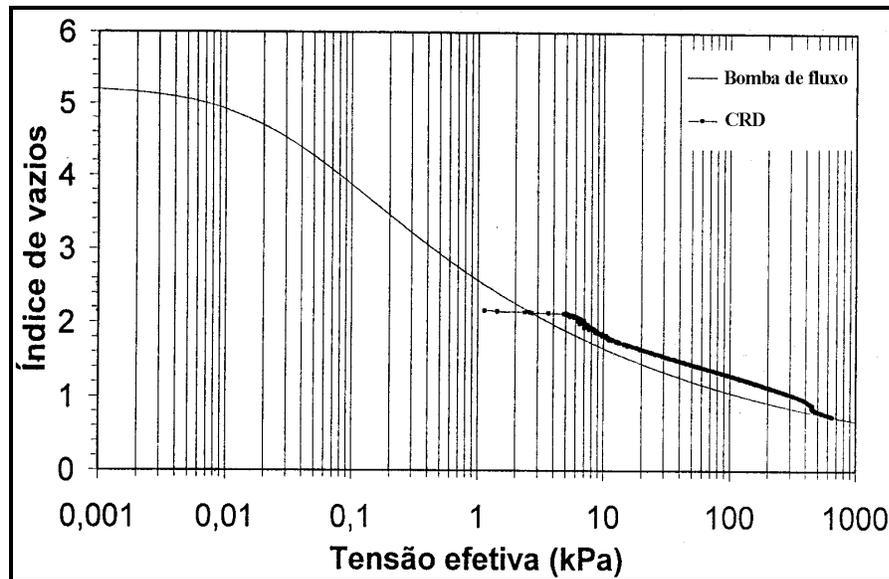


Figura 6.7: Curva de compressibilidade (bomba de fluxo x CRD).

Observou-se uma concordância entre os resultados para as curvas de compressibilidade e de permeabilidade, exceto para os pontos iniciais do ensaio CRD, função da instrumentação usada neste ensaio e de outras características do equipamento desenvolvido, tais como a maior eficiência na determinação de resultados confiáveis acima de, aproximadamente, 4 kPa. Os ensaios CRD foram realizados com velocidade de 0,0756 mm/min.

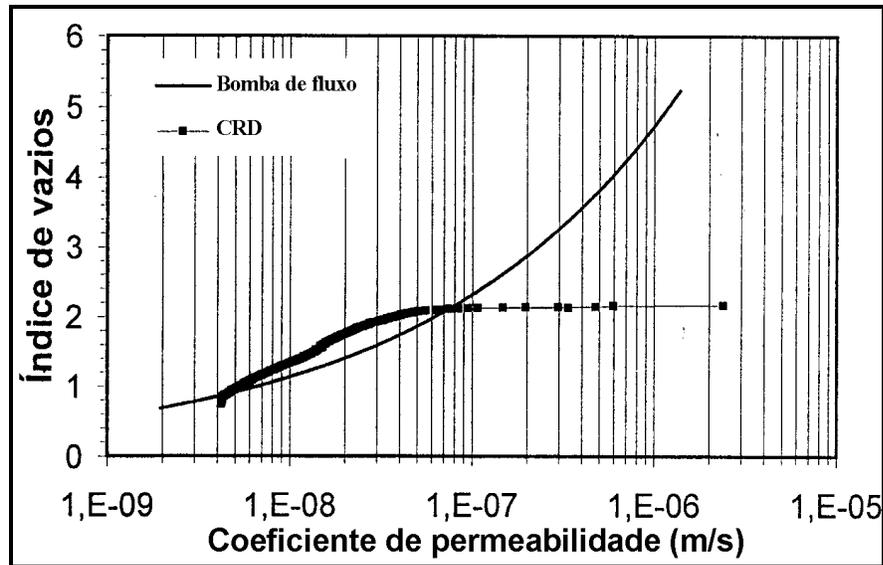


Figura 6.8: Curva de permeabilidade (bomba de fluxo x CRD).

6.2 Comparação dos resultados dos ensaios de permeabilidade saturada

a) Ensaio com a bomba de fluxo x carga constante (Aiban e Znidarcic, 1990)

As Figuras 6.9 e 6.10 apresentam os resultados dos ensaios comparativos com o emprego da técnica da bomba de fluxo e de carga constante para uma amostra de caulim (“Speswhite China clay”). Os corpos de prova de 75 mm de altura foram adensados isotropicamente para diferentes índices de vazios e o ensaio de permeabilidade foi executado sob uma tensão efetiva isotrópica de 30 kPa.

Para cada ensaio as vazões de entrada e saída foram medidas através de buretas com monitoramento da diferença de pressão. Como o fluxo aplicado foi descendente (do topo para a base), a vazão de entrada foi medida pela bureta ligada no topo e a vazão de saída foi controlada pela bomba de fluxo ou medida pela bureta ligada a base do corpo de prova.

Nos ensaios, dois valores de permeabilidade foram calculados: um para a vazão de entrada e outro para a vazão de saída. Idealmente, esses dois valores deveriam ser idênticos no estado de equilíbrio. Entretanto há uma certa diferença entre esses valores

para o ensaio com a bomba de fluxo. Essa diferença não existiu para o ensaio de carga constante.

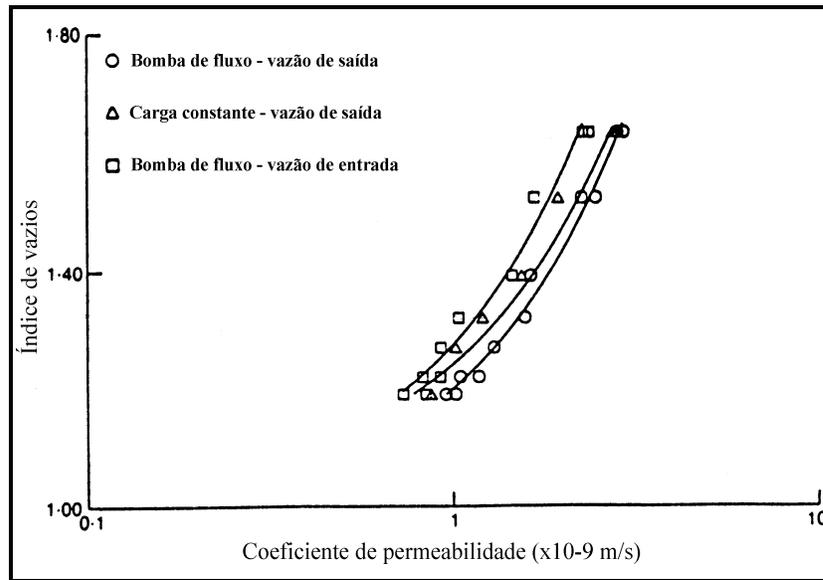


Figura 6.9: Relação índice de vazios x permeabilidade (caulim : bomba de fluxo x carga constante).

A diferença observada na permeabilidade foi da mesma ordem de magnitude e em muitos casos pode ser considerada insignificante. Entretanto, as vazões de saída foram consistentemente maiores que as vazões de entrada, indicando que o volume do corpo de prova diminuiu durante o ensaio. A diferença se tornou menor assim que o corpo de prova atingiu índices de vazios mais baixos. Ambas as observações indicaram a ocorrência do adensamento induzido por percolação (Pane *et al.*, 1983).

Enquanto que para o ensaio com a bomba de fluxo houve estabilização da diferença de pressão, para o ensaio de carga constante, a diferença de pressão variou continuamente durante o ensaio. Apesar dessa variabilidade de diferença de pressão, as vazões de entrada e de saída não mostraram nenhuma diferença entre si no ensaio de carga constante, indicando que o adensamento induzido por percolação não foi um fator significativo neste ensaio.

Isto pode ser explicado pelo fato de que nos ensaios com a bomba de fluxo, o corpo de

prova também adensa devido ao aumento da tensão efetiva (redução da poropressão), enquanto no ensaio de carga constante o corpo de prova pode apresentar expansão devido a diminuição da tensão efetiva (aumento da poropressão). Portanto o aumento da tensão efetiva no ensaio com a bomba de fluxo amplia o efeito do adensamento, ao passo que no ensaio de carga constante a diminuição da tensão efetiva compensa a variação de volume.

A Figura 6.10 apresenta a comparação entre os resultados para uma amostra de caulim (“Speswhite China clay”) de 25mm de altura. Observou-se um bom ajuste entre as vazões de entrada e saída para o ensaio com a bomba de fluxo e de carga constante, não sendo aparente a influência do adensamento induzido por percolação nesses resultados.

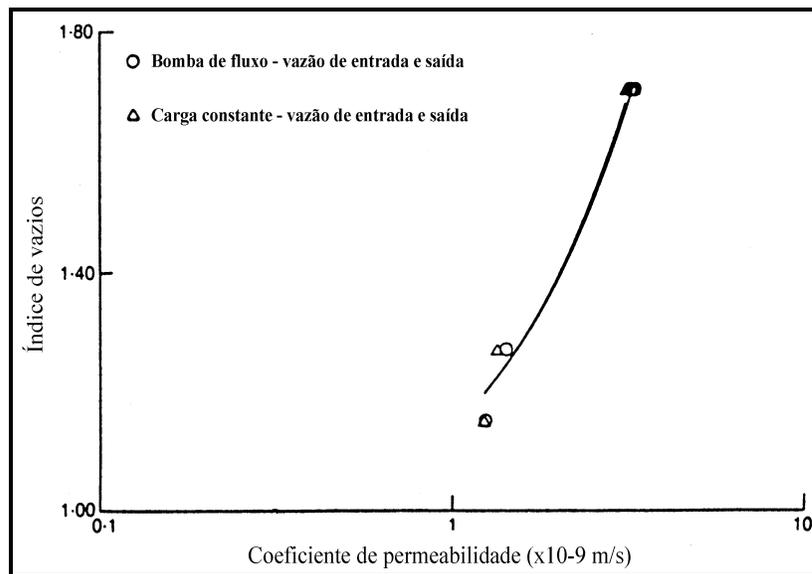


Figura 6.10: Relação índice de vazios x permeabilidade (caulim : bomba de fluxo x carga constante).

Dado que o corpo de prova neste ensaio apresentou 1/3 da altura do corpo de prova da Figura 6.9, a variação de volume para este corpo de prova foi três vezes menor para uma mesma variação na tensão efetiva. A adoção de corpos de prova mais baixos no ensaio de permeabilidade com a bomba de fluxo tem como benefícios a redução da influência do adensamento induzido por percolação nos resultados e a realização de ensaios de menor duração.

Os mesmos ensaios comparativos foram realizados para um material siltoso, observando-se que as vazões de entrada e saída foram as mesmas, sem indicação da ocorrência de adensamento induzido por percolação, conforme apresentado na Figura 6.11. Isto não é surpresa, pois o material siltoso é menos compressível que o material argiloso.

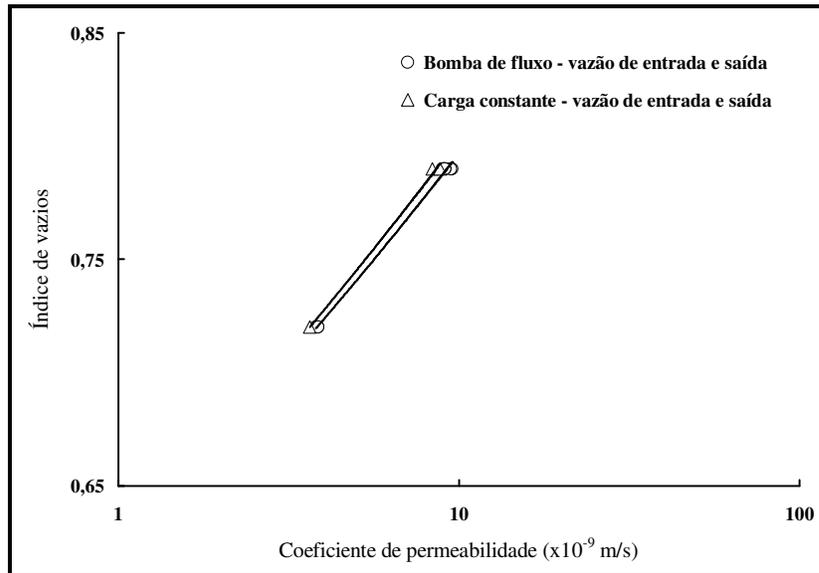


Figura 6.11: Relação índice de vazios x permeabilidade (silte : bomba de fluxo x carga constante).

b) Ensaio com a bomba de fluxo x carga variável (Pane *et al.*, 1983)

A comparação entre a medida de permeabilidade saturada através da bomba de fluxo e do ensaio de carga variável para uma amostra de caulim em relação ao índice de vazios médio da amostra é mostrada na Figura 6.12.

Um aspecto importante na medida direta de permeabilidade com relação ao índice de vazios é o fenômeno do adensamento induzido por percolação. O processo de medida de permeabilidade pode induzir forças de percolação causando o adensamento do corpo de prova e a variação de permeabilidade.

Os resultados com a bomba de fluxo foram obtidos usando uma velocidade de fluxo baixa, de forma a possibilitar gradientes de pequenas magnitudes. Já o ensaio de carga

variável utilizou gradientes comparativamente mais elevados. No ensaio de carga variável, os valores mais elevados de permeabilidade foram obtidos no início de cada ensaio quando gradientes mais elevados produziram um adensamento maior no corpo de prova. No final de cada ensaio de carga variável, um gradiente mais baixo passou a atuar, mas o adensamento continuou.

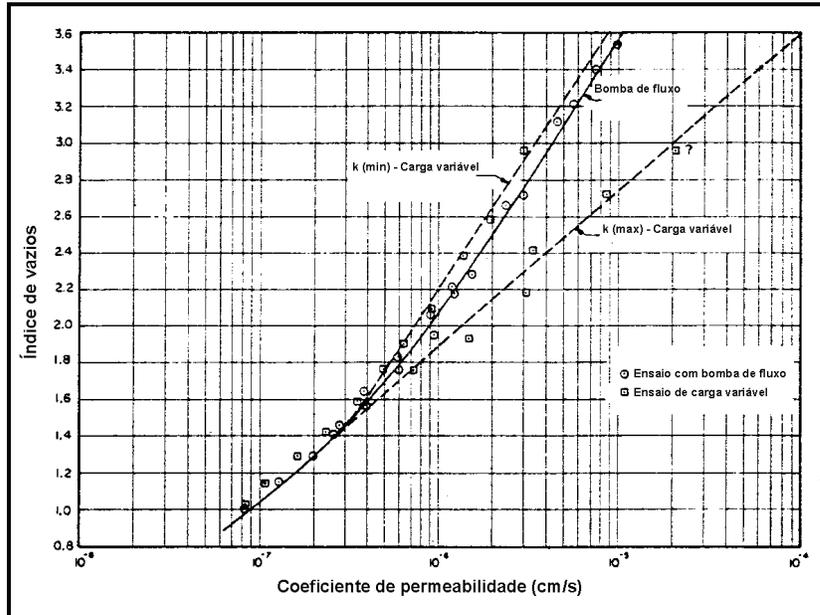


Figura 6.12: Relação índice de vazios x permeabilidade (bomba de fluxo x carga variável).

Os menores valores de permeabilidade determinados através do ensaio de carga variável foram menores do que os valores de permeabilidade obtidos com a bomba de fluxo. Esta discrepância é explicada pelo fato de que os dados de carga variável apresentaram o efeito do adensamento induzido por percolação para gradientes mais elevados. Também houve uma distribuição não uniforme de índice de vazios no corpo de prova sujeita a gradientes de percolação elevados, o que dificultou o cálculo do índice de vazios representativo.

A faixa de valores de permeabilidade obtida no ensaio de carga variável diminuiu quando o corpo de prova adensou sobre incrementos de carga elevados e convergiu para valores obtidos com a técnica da bomba de fluxo para índice de vazios menores que 1,4. Para

esse índice de vazios, onde a amostra não é mais fofa, o adensamento induzido por percolação se torna insignificante e os coeficientes de permeabilidade se tornam semelhantes para os ensaios.

Portanto, os desvios entre os valores obtidos pelas duas técnicas aumentaram devido ao efeito do adensamento induzido por percolação e devido a incertezas envolvidas no cálculo apropriado do índice de vazios.

As incertezas na determinação da permeabilidade podem ser minimizadas pelo emprego de gradientes mais baixos. Quanto menor o gradiente, menor o distúrbio provocado no corpo de prova e menor as variações da velocidade de fluxo e de índice de vazios.

c) Ensaio oedométrico com medida de permeabilidade através da bomba de fluxo x CRD (Znidarcic *et al.*, 1986)

Para a obtenção da relação constitutiva índice de vazios x permeabilidade foram realizadas medidas diretas dessas propriedades através do ensaio CRD e do ensaio oedométrico com a bomba de fluxo para o caulim (“Georgia kaolin”) como é apresentado na Figura 6.13.

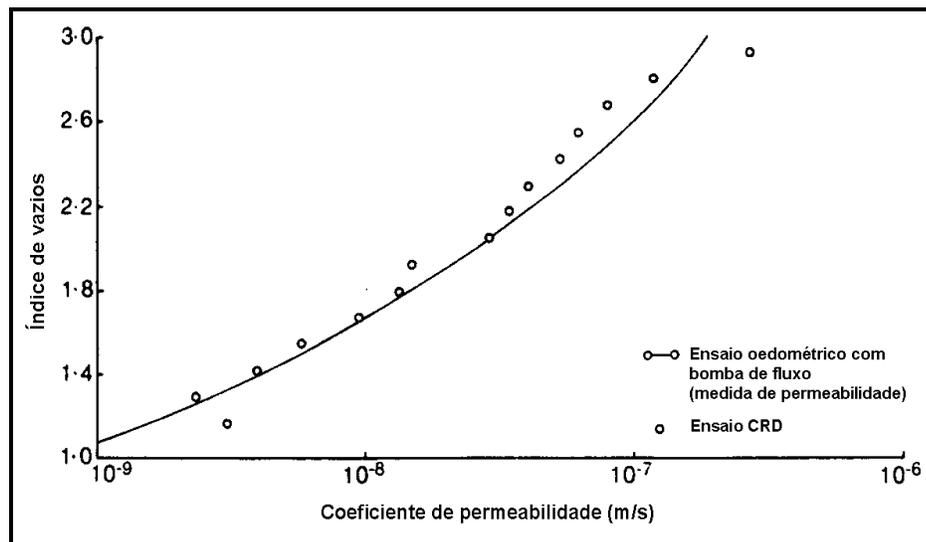


Figura 6.13: Relação índice de vazios x permeabilidade (oedométrico com medida de permeabilidade através da bomba de fluxo x CRD).

Observou-se uma concordância entre os resultados desses dois ensaios. No entanto, um aspecto oscilatório foi observado na determinação do coeficiente de permeabilidade através do ensaio CRD, o que foi atribuído a características de interpolação usada na análise e a possíveis erros experimentais. Em particular, a sensibilidade da instrumentação se tornou crítica para tensões efetivas muito baixas.

6.3 Comparação dos resultados dos ensaios de determinação da curva de retenção de água

a) Ensaio com a bomba de fluxo x funil de Buckner (Manna *et al.*, 1993)

A Figura 6.14 mostra dados comparativos para os ensaios de determinação da curva de retenção de água com a bomba de fluxo e com o funil de Buckner para uma areia média. Esta figura apresentou um ajuste relativamente próximo para os dados. Os valores de sucção mostraram pequena variação junto ao ponto em que o corpo de prova encontrasse completamente saturado.

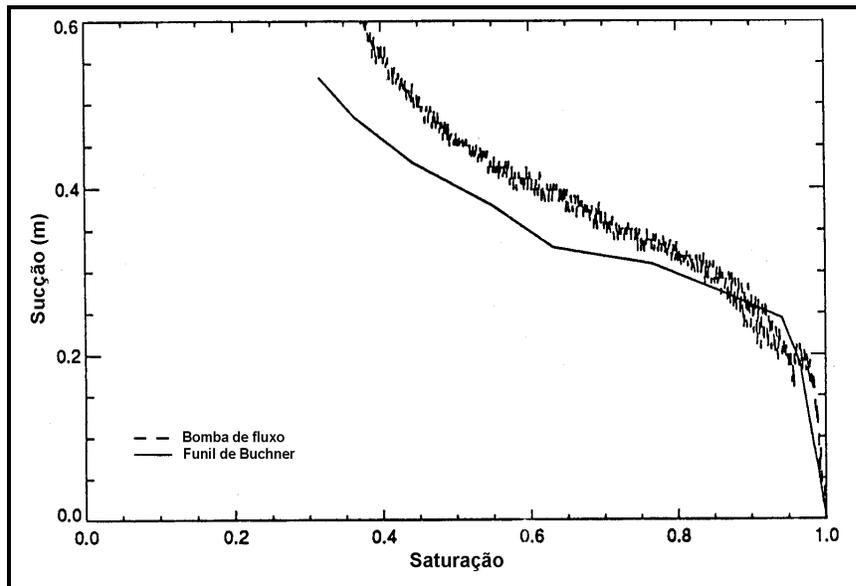


Figura 6.14: Curva de retenção de água (bomba de fluxo x funil de Buckner).

Entretanto, assim que o corpo de prova aproximou-se da saturação residual, as duas curvas começaram a se distinguir. Isto pode ter sido devido a utilização de diferentes

técnicas de compactação para os dois métodos de ensaio, resultando em variações na porosidade do corpo de prova e na estrutura.

Os dados demonstraram que a técnica do funil de Buckner produz resultados aceitáveis para uma curta faixa de valores de sucção. Essa técnica apresenta desvantagens, tais como a necessidade de intervenção do usuário e o tempo de duração do ensaio, pois que muitas horas podem ser necessárias para se atingir o equilíbrio hidráulico para uma dada pressão. A pressão de borbulhamento da pedra cerâmica também é um fator limitante.

A técnica da bomba de fluxo para medida de sucção apresenta como vantagens a mínima intervenção do usuário e a obtenção de medidas para uma faixa de sucção consideravelmente maior, qualquer que seja o material utilizado.

b) Ensaio com a bomba de fluxo x raios gama (Manna *et al.*, 1993)

A Figura 6.15 mostra uma comparação entre os dados de sucção x saturação obtidos para uma areia fina com o ensaio da bomba de fluxo e com raios gama. Para isso, uma coluna de areia foi completamente saturada e subsequentemente drenada pela base da coluna. Para maiores elevações na coluna, o grau de saturação diminui até atingir valores residuais. A sucção no corpo de prova foi igual a carga de elevação do nível d'água na coluna, sendo este nível a referência.

Usando um recurso radioativo e medindo-se os raios gama atravessados pelo corpo de prova, o grau de saturação para qualquer posição ao longo da coluna foi determinado. Conhecendo o valor da sucção para qualquer ponto, a relação sucção x saturação para a amostra foi determinada.

Os resultados dessas medidas foram comparados com os obtidos com a bomba de fluxo. Essa comparação mostra que a técnica da bomba de fluxo produziu resultados semelhantes aos obtidos com os raios gama, mas com melhor resolução, com menos esforço e sem utilizar equipamentos especiais, com utilização de fontes radioativas.

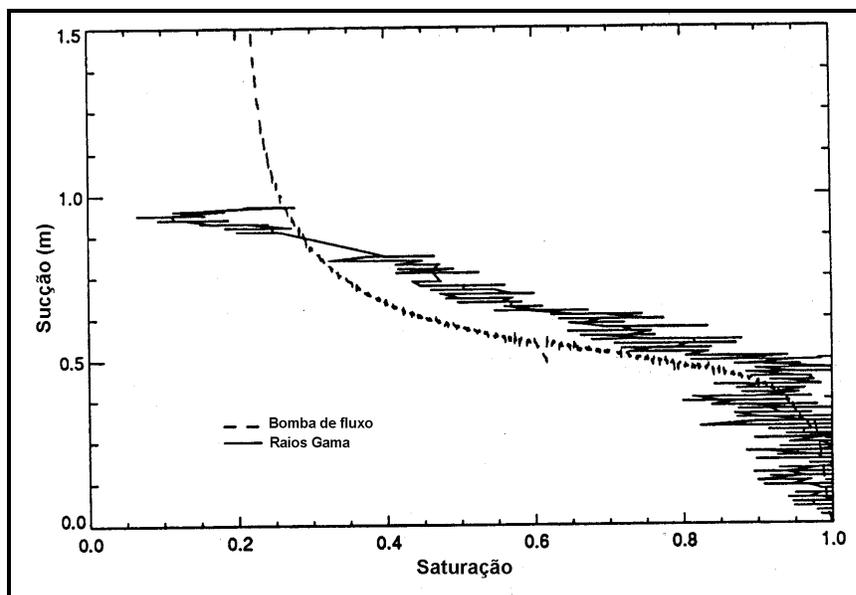


Figura 6.15: Curva de retenção de água (bomba de fluxo x raios gama).

c) Ensaio com a placa de pressão x papel filtro x psicrômetro x bloco poroso x sensor de dissipação de calor (Lee e Wray, 1995)

Lee e Wray (1995) fizeram uma comparação entre os diversos equipamentos e técnicas de medição de sucção, isto é, os ensaios de placa de pressão, de papel filtro, com psicrômetro e com o sensor de dissipação de calor conforme é apresentado na Figura 6.16.

Neste trabalho foi usada a curva de retenção de água obtida no ensaio de placa de pressão como referência. As amostras com sucção mátrica conhecida foram moldadas e medidas pelos instrumentos. Os resultados foram superpostos na curva de retenção do solo mostrando que as respostas foram similares.

6.4 Questões adicionais sobre o uso da bomba de fluxo para determinação da curva de retenção de água

Com a finalidade de completar as informações a respeito da determinação da curva de retenção de água com o emprego da bomba de fluxo, é descrito a seguir a obtenção de

ciclos de histerese e a influência da escolha da velocidade de fluxo nos resultados dos ensaios. Esses fatores não foram objeto de estudo deste trabalho e, portanto, toda a descrição é fundamentada em dados da literatura.

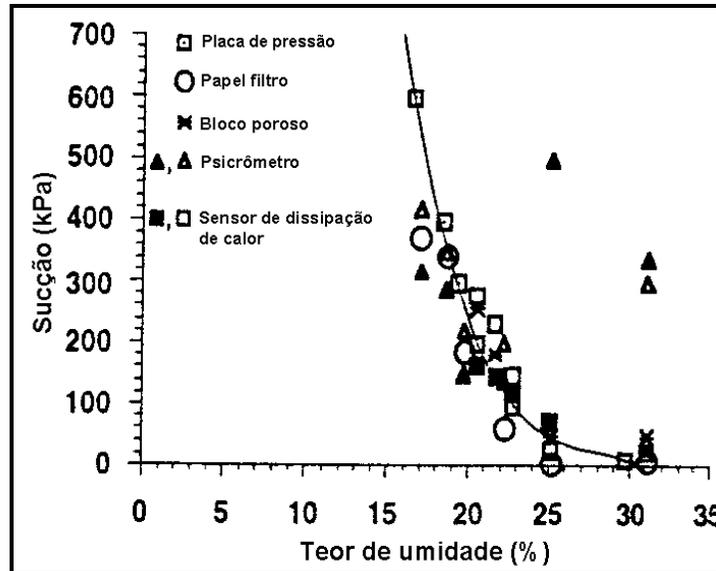


Figura 6.16: Curva de retenção de água (placa de pressão x papel filtro x psicrômetro x bloco poroso x sensor de dissipação de calor).

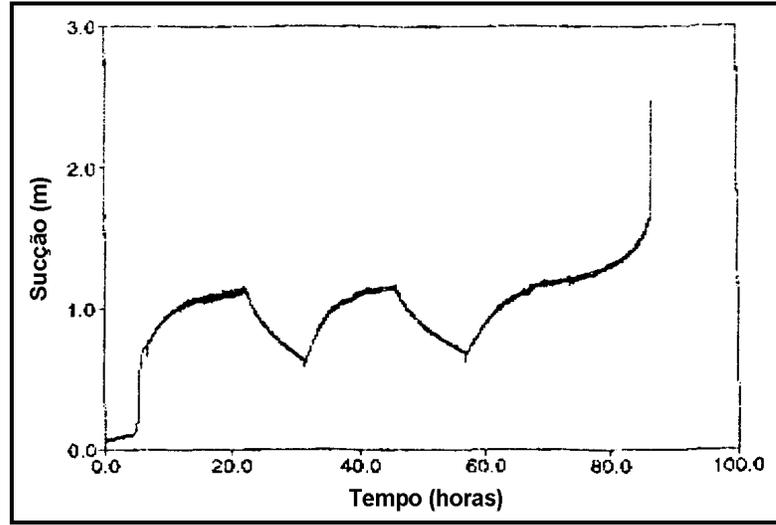
6.4.1 Ciclos de histerese

Apesar dos ciclos de saturação ou de infiltração dos corpos de prova não terem sido determinados neste trabalho, eles podem ser obtidos com a bomba de fluxo, assim como ciclos sucessivos de drenagem e saturação conforme é exemplificado nas Figuras 6.17 e 6.18 (Znidarcic *et al.*, 1991).

A Figura 6.17 apresenta a curva de poropressão gerada x tempo para uma amostra de areia fina e a Figura 6.18 apresenta a curva de sucção x saturação correspondente para essa amostra de areia fina.

Em qualquer momento durante o ensaio, a bomba de fluxo pode ser parada e a direção do fluxo imposta ao corpo de prova pode ser invertida para se obter o ciclo de saturação ou de umidecimento. Depois de atingir o grau de saturação desejável na curva de saturação ou de umidecimento, um novo processo de drenagem ou de secagem pode ser

novamente iniciado.



Figuras 6.17: Exemplo da curva de poropressão gerada x tempo com ciclos de histerese para areia fina.

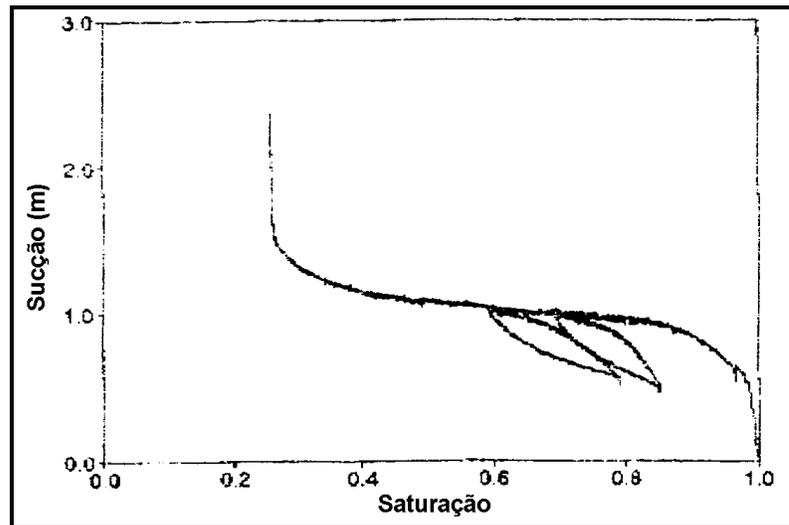


Figura 6.18: Exemplo correspondente da curva de sucção x saturação com ciclos de histerese para areia fina.

Esses ciclos podem ser repetidos quantas vezes for desejável. Observa-se que esse processo é contínuo, sendo que a função do operador é de apenas inverter a posição das seringas e, portanto, a direção do fluxo.

6.4.2 Velocidade de fluxo

Este item tem o objetivo de discutir a influência da velocidade de fluxo na determinação da curva de retenção de água para um determinado solo. A Figura 6.19 apresenta as curvas de sucção x tempo escalar determinadas para uma amostra de areia fina utilizando três diferentes vazões de fluxo.

As curvas típicas em forma de S são obtidas mesmo para vazões de fluxo mais elevadas. Segundo Manna (1991), observa-se que essas curvas são coincidentes nos estágios iniciais, até o ponto em que a distribuição de saturação dentro do corpo de prova torna-se não uniforme. As curvas desviam-se uma das outras com a redução do grau de saturação.

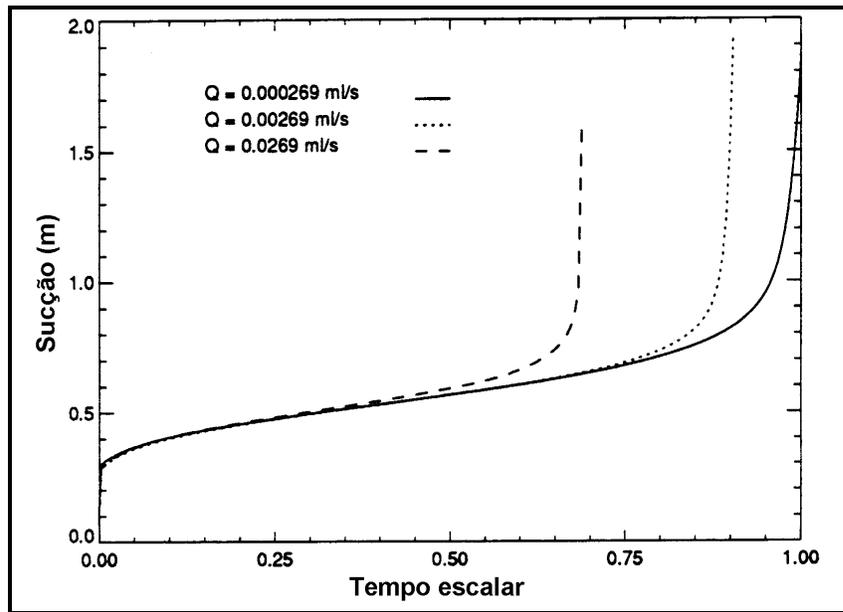


Figura 6.19: Curvas de sucção x tempo escalar obtidas para diferentes vazões de fluxo para areia fina.

A adoção de velocidade de fluxo elevada pode ocasionar a estimativa da saturação residual e não sua determinação direta e, portanto, a curva de sucção x saturação pode não ser representativa. Para a velocidade de fluxo baixa, a não uniformidade nos perfis de saturação e de sucção ocorrem apenas próximo ao estado de saturação residual, o que terá pequena influência nos resultados.

Dessa forma, é possível realizar o ensaio de determinação da curva de retenção de água em duas etapas. Na primeira etapa do ensaio, emprega-se uma velocidade de fluxo sem prejuízo sobre a uniformidade do grau de saturação ao longo do corpo de prova. Essa vazão será aplicada enquanto o grau de saturação do corpo de prova estiver variando.

Quando não houver variação do grau de saturação (próximo a saturação residual), a velocidade de fluxo é alterada para uma vazão menor e o ensaio continua até a saturação residual seja atingida. Este procedimento produz curvas de retenção de água em um período de tempo mais curto sem violar a suposição de uniformidade do grau de saturação ao longo do corpo de prova.

Segundo Abu-Hejleh *et al.*(1993), as curvas para as velocidades alta e intermediária coincidem com a curva de velocidade baixa no início do ensaio, indicando um estado homogêneo de sucção no corpo de prova. Em estágios mais avançados do ensaio, as curvas começam a se desviar, a começar pela de velocidade mais alta, indicando que há uma heterogeneidade de sucção no corpo de prova. Os estados homogêneos de sucção, obtidos para menores valores de velocidade, podem ser usados para avaliar a função de retenção de água do solo.

Um modelo numérico pode ser usado para simular a relação entre a saturação e a sucção do solo. Este modelo é baseado na análise de fluxo unidimensional (Abu-Hejleh, 1991) e busca a resolução da equação diferencial parcial para o fluxo não saturado, usando a técnica de elementos finitos. Essa análise tem a finalidade de fornecer maiores informações sobre a variação do grau de saturação e da sucção no corpo de prova sujeito a uma determinada velocidade de fluxo.

Foram realizadas três simulações para um corpo de prova de areia fina com 30mm de altura e permeabilidade saturada de $1,91 \times 10^{-3}$ ml/s, para velocidades de fluxo de $2,69 \times 10^{-4}$ ml/s, $2,69 \times 10^{-3}$ ml/s e $2,69 \times 10^{-2}$ ml/s respectivamente. Os resultados estão apresentados nas Figuras 6.20 a 6.25 e mostram a variação da sucção e da saturação ao longo da altura do corpo de prova em relação ao tempo e a velocidade de fluxo empregada (Manna, 1991).

Na primeira simulação, a duração total do ensaio simulado foi de cerca de 40 horas para uma velocidade de fluxo de $2,09 \times 10^{-4}$ ml/s. A Figura 6.20 mostra que a distribuição de saturação é uniforme até que a amostra de solo atingiu o seu teor de umidade residual. Isto ocorreu depois de 39 horas. A sucção começa a variar neste mesmo tempo, conforme a Figura 6.21.

No segundo caso, o ensaio durou aproximadamente 4 horas, devido a maior velocidade de fluxo implementada. As variações ou mudanças no grau de saturação ao longo do corpo de prova são observadas na Figura 6.22. Obviamente, a não uniformidade na saturação ocorreu para um tempo anterior (cerca de 3,27 horas) e para um grau de saturação mais elevado. O mesmo se observa para o perfil de sucção (Figura 6.23).

Na última simulação, a velocidade de fluxo foi cerca de 100 vezes mais rápida do que a usada na primeira simulação. Os resultados são apresentados nas Figuras 6.24 e 6.25. Percebe-se que, até o grau de saturação de 60%, nenhum problema de não uniformidade foi observado mas, a partir desse valor, esse problema ocorreu prejudicando os resultados.

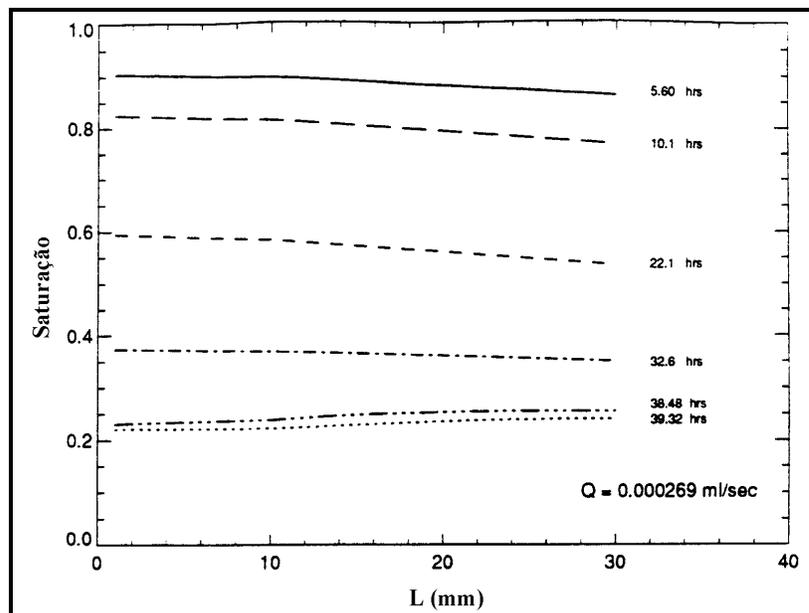


Figura 6.20: Curvas de sucção x tempo escalar obtidas para diferentes vazões de fluxo para areia fina.

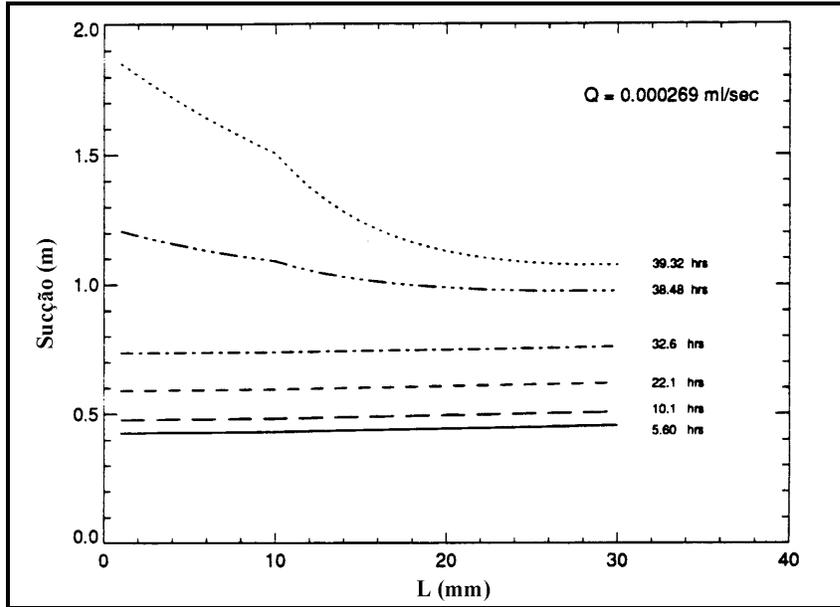


Figura 6.21: Curvas de sucção x tempo escalar obtidas para diferentes vazões de fluxo para areia fina.

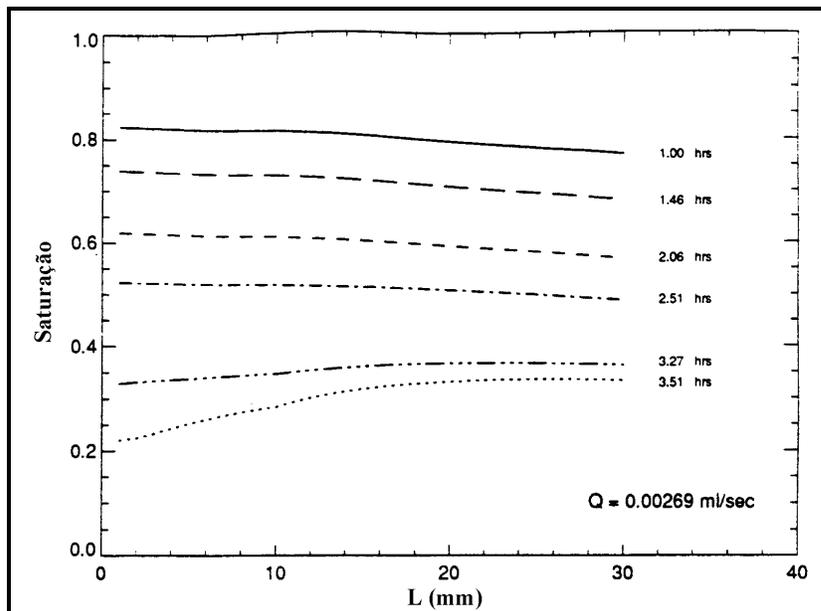


Figura 6.22: Curvas de sucção x tempo escalar obtidas para diferentes vazões de fluxo para areia fina.

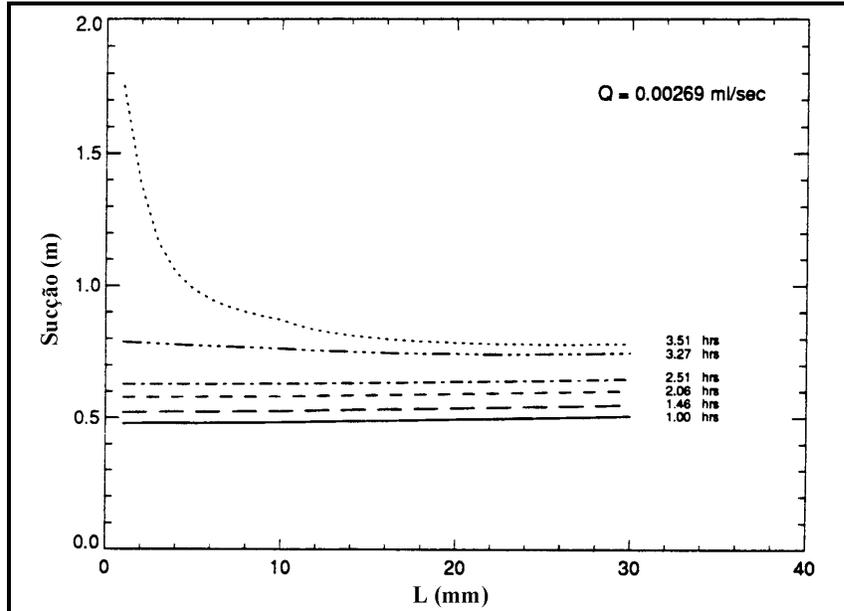


Figura 6.23: Curvas de sucção x tempo escalar obtidas para diferentes vazões de fluxo para areia fina.

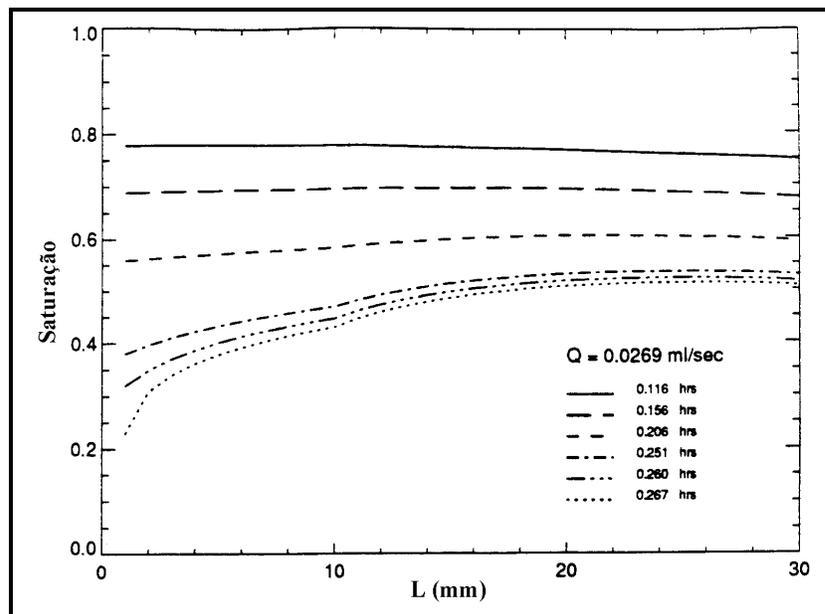


Figura 6.24: Curvas de sucção x tempo escalar obtidas para diferentes vazões de fluxo para areia fina.

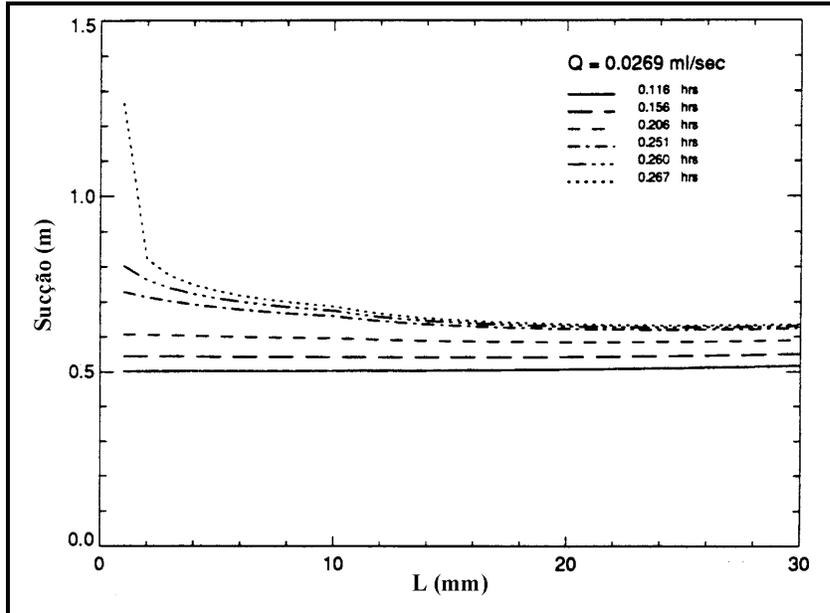


Figura 6.25: Curvas de sucção x tempo escalar obtidas para diferentes vazões de fluxo para areia fina.

6.5 Comentários finais

As diferentes técnicas apresentadas acima para a execução de cada um dos ensaios fornecem relações constitutivas semelhantes. No entanto, conforme já destacado anteriormente, a técnica da bomba de fluxo apresenta algumas vantagens, tais como a realização de ensaios de menor duração do que os ensaios alternativos, com intervenção reduzida do operador e abrangendo uma faixa maior de tensão efetiva e sucção.

7

CONCLUSÕES E SUGESTÕES

7.1 Considerações finais

O objetivo desse trabalho de pesquisa foi a implementação de técnicas de ensaio baseada na utilização da bomba de fluxo para o estudo dos principais problemas relacionados ao processo de fluxo em solos. Esse objetivo foi alcançado com êxito, possibilitando a realização de três tipos de ensaios: o adensamento a grandes deformações, determinação da permeabilidade para solos saturados e a determinação da curva de retenção de água (solos não saturados).

Inicialmente foi efetuada a montagem do equipamento e, em seguida, foram implementadas as metodologias para a realização dos ensaios, a execução desses ensaios e a análise dos dados correspondentes. A seguir são descritos os aspectos gerais de cada um dos ensaios, as conclusões obtidas e sugestões.

7.1.1 Ensaio HCT com bomba de fluxo

Para a realização do ensaio HCT com bomba de fluxo, o corpo de prova (lama) moldado no tubo de acrílico é inicialmente adensado pela ação do seu peso próprio e do pistão de acrílico. O índice de vazios para tensão efetiva nula é determinado e, em seguida, um fluxo descendente é imposto ao corpo de prova através da bomba de fluxo, ocasionando o adensamento por percolação. O transdutor diferencial de pressão registra a poropressão gerada que, no estágio permanente, torna-se constante. O ensaio de adensamento por aplicação de carga também é realizado e, a seguir, o ensaio de permeabilidade com a bomba de fluxo. A análise dos dados do ensaio é realizada segundo a teoria do adensamento a grandes deformações e através do algoritmo de estimativa os parâmetros dos modelos constitutivos são determinados. São obtidas as curvas de compressibilidade e de permeabilidade das amostras estudadas neste trabalho.

7.1.2 Ensaio de permeabilidade saturada

Para a realização do ensaio de permeabilidade saturada, o corpo de prova moldado é encamisado por membrana de látex e saturado. A bomba de fluxo retira água da base do corpo de prova, provocando fluxo descendente e geração de poropressão, registrada pelo transdutor diferencial de pressão. No estágio de equilíbrio, a poropressão gerada torna-se constante e o coeficiente de permeabilidade é calculado através dos dados de poropressão gerada, das dimensões do corpo de prova e da velocidade imposta pela bomba de fluxo. O valor médio do coeficiente de permeabilidade é calculado para as velocidades de fluxo impostas ao corpo de prova

7.1.3 Ensaio de determinação da curva de retenção de água

No ensaio de determinação da curva de retenção de água, o corpo de prova moldado e encamisado por membrana de látex é colocado sobre a pedra cerâmica e saturado. A bomba de fluxo retira água da base do corpo de prova a velocidade constante, provocando uma diferença de pressão entre o interior e o exterior do corpo de prova registrada pelo transdutor diferencial de pressão. Realiza-se o ensaio em um ciclo retirando-se água a partir do corpo de prova inicialmente saturado (ciclo de drenagem ou de secagem). A análise dos dados é realizada com base no modelo analítico de van Genuchten, com estimativa dos parâmetros desse modelo. A curva de retenção de água para as amostras é obtida através dos dados de poropressão gerada e do cálculo do grau de saturação para qualquer tempo, conhecendo-se a vazão aplicada ao corpo de prova, o tempo de duração do ensaio e as propriedades do material.

7.2 Conclusões

As principais conclusões obtidas com a realização da pesquisa são:

7.2.1 Com relação ao equipamento

- O equipamento desenvolvido é relativamente simples e de fácil operação, tornando-se uma alternativa bastante viável para a obtenção das características de adensamento e de permeabilidade de materiais sob forma de lama, para determinação direta do coeficiente de permeabilidade para solos saturados e para a obtenção da relação sucção

x saturação de solos não saturados (curva de retenção de água).

- A bomba de fluxo é um equipamento eficiente, pois permite o controle rigoroso da vazão imposta no corpo de prova, com resolução na faixa de 10^{-6} ml/s, o que é algumas ordens de grandeza melhor do que os métodos convencionais (Abu-Hejleh *et al.*, 1996; Aiban e Znidarcic, 1990). A possibilidade de aplicação de baixas velocidades de fluxo permite a realização de ensaios com gradientes pequenos.
- O emprego do dispositivo de distribuição contínua de fluxo ligado a bomba de fluxo apresenta uma vantagem adicional no uso da técnica em relação aos trabalhos anteriores, pois permite a utilização simultânea das duas seringas e minimiza o tempo de retomada dos ensaios durante o processo de reversão. Além disso, permite também a execução das duas etapas do ensaio de determinação da curva de retenção de água de forma mais simplificada.
- O transdutor diferencial de pressão, juntamente com o sistema de aquisição de dados, permite o controle do ensaio através dos gráficos de poropressão gerada x tempo, com a determinação do instante em que o estado permanente e a saturação residual foram alcançadas.
- O tempo de duração dos três tipos de ensaios foi relativamente menor quando comparado com a duração dos ensaios convencionais realizados em laboratório.
- A bomba de fluxo pode ser usada como um equipamento de controle de volume geral em outras aplicações, tanto em ensaios de laboratório como de campo.
- Uma desvantagem da técnica da bomba de fluxo é o custo inicial mais elevado do equipamento, que pode ser recuperado em relação ao tempo de ensaio e a versatilidade da aplicação da técnica a outros tipos de ensaio.

7.2.2 Com relação ao ensaio HCT com bomba de fluxo

- A técnica da bomba de fluxo é apropriada para a determinação das características de adensamento de solos finos altamente compressíveis, para os quais as técnicas convencionais de ensaio não são adequadas.
- A grande vantagem do uso deste equipamento está na determinação dos dados de compressibilidade e de permeabilidade para uma ampla faixa de tensão efetiva, principalmente para baixas tensões efetivas, para as quais as relações de

compressibilidade e permeabilidade são altamente não-lineares para solos finos de elevada compressibilidade.

- Os ensaios de adensamento realizados com a bomba de fluxo apresentam menor tempo de duração em relação aos ensaios alternativos. Em geral, o ensaio com a bomba de fluxo pode ser realizado dentro de dois ou três dias, o que apresenta vantagens em termos de tempo e execução em comparação com os outros ensaios, que podem levar dias ou semanas para a obtenção dos mesmos resultados.
- A técnica proporciona um método conveniente para a determinação da permeabilidade de solos finos de alta compressibilidade.
- As medidas são feitas no estado permanente, o que possibilita maior facilidade na realização dessas medidas e na análise dos dados dos ensaios.
- Os parâmetros dos modelos matemáticos adotados mostraram um bom ajuste em relação aos dados experimentais. Esse ajuste pôde ser realizado através de um algoritmo de estimativa dos parâmetros.
- O procedimento de análise adotado foi consistente com a teoria do adensamento a grande deformações usada para descrever o comportamento de solos finos de elevada compressibilidade.
- Os dados obtidos para o adensamento com a técnica da bomba de fluxo mostram um bom ajuste com os dados obtidos em outros ensaios, conforme apresentado no Capítulo 6.

7.2.3 Com relação ao ensaio de permeabilidade saturada

- Com a técnica da bomba de fluxo, uma velocidade de fluxo conhecida é imposta no corpo de prova pela bomba de fluxo e a correspondente diferença de pressão, da qual o gradiente hidráulico é avaliado, é medida pelo transdutor diferencial de pressão. Isto é exatamente o conceito oposto do ensaio convencional de carga constante, na qual um gradiente constante conhecido é imposto ao longo do corpo de prova e a correspondente vazão é medida. Observa-se que é muito mais fácil controlar pequenas vazões de fluxo precisamente do que medi-las de forma acurada.
- A precisão na determinação do coeficiente de permeabilidade determinado com a bomba de fluxo é pelo menos três ordens de magnitude melhor do que o determinado

pelos métodos convencionais.

- A técnica da bomba de fluxo é capaz de manter uma diferença de carga constante no corpo de prova assim que o estado permanente é atingido.
- Com a bomba de fluxo, o coeficiente de permeabilidade é determinado dentro de alguns minutos ao contrário dos outros ensaios, sendo que o adensamento induzido por percolação pode ser seja desprezado.
- O uso da bomba de fluxo é igualmente apropriado para solos de permeabilidade baixa e alta, mas suas vantagens são mais aparentes em ensaios com solos menos permeáveis, para os quais os ensaios convencionais requerem longa duração.
- Com o transdutor diferencial de pressão é possível verificar a obtenção do estado permanente, que é a maior vantagem em relação aos ensaios convencionais de carga constante e variável. Para esses ensaios, uma quantidade de água suficiente deve ser medida para o cálculo da vazão média no estado permanente, levando a ensaios longos.
- Segundo a literatura, o coeficiente de permeabilidade determinado com a bomba de fluxo ajusta-se aos obtidos por meio dos ensaios convencionais de acordo com o Capítulo 6.
- A realização de ensaios de permeabilidade com a bomba de fluxo para corpos de prova de alturas menores mostraram uma menor influência do adensamento induzido por percolação nos resultados. O corpo de prova menor mostrou uma variação de volume três vezes menor para uma mesma variação de tensão efetiva em relação aos corpos de prova maiores. Além disso, no corpo de prova menor houve uma menor variação da tensão efetiva para um mesmo gradiente hidráulico aplicado.

7.2.4 Com relação ao ensaio de determinação da curva de retenção de água

- A técnica da bomba de fluxo permite a obtenção da curva de retenção de água para os dois ciclos (drenagem ou secagem e saturação ou umidecimento) em um mesmo ensaio, utilizando-se apenas um corpo de prova.
- Os ciclos de drenagem e de saturação podem ser repetidos quantas vezes se desejar, possibilitando um estudo adicional em relação ao fenômeno de histerese do meio.
- O grau de saturação é determinado com precisão com o uso da bomba de fluxo, que permite o controle do fluxo no corpo de prova.

- Uma ampla faixa de sucção gerada no corpo de prova é monitorada pelo transdutor diferencial de pressão, com a utilização de diafragmas sensíveis.
- O tempo de duração do ensaio com a bomba de fluxo é comparativamente menor em relação aos ensaios convencionais, sendo, por exemplo, cerca de cinco a dez vezes mais rápido do que o ensaio convencional de placa de pressão (Klute, 1986 *apud* Znidarcic *et al.*, 1991).
- A técnica é automática pois envolve um processo contínuo de geração de sucção. Dessa forma, a intervenção do usuário é apenas necessária na realização da reversão da seringa e, se for o caso, na troca da posição das seringas para a obtenção dos ciclos de drenagem e de saturação.
- Conforme destacado no Capítulo 6, a curva de retenção de água obtida com a bomba de fluxo em outros trabalhos apresentou um bom ajuste em relação às curvas obtidas por outros métodos.
- A curva de retenção de água obtida através do ensaio com a bomba de fluxo é útil na determinação da curva de permeabilidade relativa, utilizando-se para isso um modelo paramétrico e os dados de sucção x saturação.
- Pode-se realizar um estudo numérico para validar as suposições feitas na análise do ensaio com a bomba de fluxo, de forma a se propor a escolha da velocidade de fluxo apropriada (Manna, 1991). Com isso, é possível observar a variação da saturação e da sucção em relação a altura do corpo de prova, em relação ao tempo e em relação a velocidade de fluxo utilizada.
- Este procedimento de ensaio caracteriza-se como um método conveniente para determinação das características de fluxo em relação ao transporte de contaminantes em solos (Manna *et al.*, 1993).
- Os dados obtidos de sucção x saturação podem ser usados para verificar e calibrar modelos numéricos que podem ser usados para estudar o efeito de percolação de diferentes fluidos em vários meios porosos.

7.3 Sugestões

Com o objetivo de melhorar e aprimorar este trabalho, bem como desenvolver outras pesquisas com o emprego dessa técnica de ensaio, faz-se as seguintes sugestões para os

trabalhos futuros:

- Implementação do ensaio de ressecamento (Oliveira Filho, 1998).
- Utilização da bomba de fluxo para ensaios de campo (Znidarcic e Piccoli, 1995).
- Determinação da curva de saturação ou de infiltração das amostras para a obtenção completa da curva de retenção de água.
- Implementação da melhoria apresentada por Ray e Morris (1995) no ensaio de determinação da curva de retenção de água com a bomba de fluxo.
- Realização de uma campanha de ensaios mais extensa com o objetivo de verificar, para cada uma das amostras, a influência de outros fatores nos resultados obtidos, tais como índice de vazios inicial, altura inicial do corpo de prova, velocidade utilizada, formação de canais preferenciais de fluxo e outros.
- Realização de uma campanha de ensaios com o objetivo de determinar as relações constitutivas de outros materiais para verificação da aplicabilidade das metodologias de ensaios propostas.
- Aquisição do módulo de operação automática para a bomba de fluxo, de forma que a reversão das seringas seja automaticamente realizada.
- Aprimoramento do sistema de aplicação de carga no ensaio de adensamento induzido por percolação utilizando-se, por exemplo, um cilindro de aplicação de ar e uma célula de carga interna para melhorar a medida da tensão vertical aplicada.
- Melhoria da sensibilidade do transdutor diferencial de pressão através da instalação de filtros no sistema de aquisição de dados, com a verificação da faixa de variação de tensão dos equipamentos e da oscilação do condicionador de sinais.
- Melhoria do sistema de verificação da saturação do corpo de prova nos ensaios de permeabilidade saturada e nos ensaios de determinação da curva de retenção de água.
- Melhoria dos sistemas de medida com a utilização de transdutor de pressão e de transdutor de deslocamento (LSCD) no equipamento dos ensaios.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT (1984). Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica. NBR6509, Associação Brasileira de Normas Técnicas, 8 p., São Paulo, SP.

ABNT (1984). Solo – Análise granulométrica. NBR7181, Associação Brasileira de Normas Técnicas, 13 p., São Paulo, SP.

ABNT (1984). Solo – Determinação do limite de liquidez. NBR6459, Associação Brasileira de Normas Técnicas, 6 p., São Paulo, SP.

ABNT (1984). Solo – Determinação do limite de plasticidade. NBR7180, Associação Brasileira de Normas Técnicas, 3 p., São Paulo, SP.

Abu-Hejleh, A. N. (1981). Seep: one-dimensional model for seepage analysis. Department of Civil, Environmental and Architectural Engineering, University of Colorado, p., Boulder, Colorado.

Abu-Hejleh, A. N. e Znidarcic, D. (1992). User manual for computer program SICTA. Department of Civil, Environmental and Architectural Engineering, University of Colorado, 101 p., Boulder, Colorado.

Abu-Hejleh, A. N., Znidarcic, D. e Illangasekare, T. (1993). Permeability determination for unsaturated soils. Unsaturated Soils, Geotechnical Special Publication, nº 39, ASCE, S. Houston and W. Wray, Eds., p. 163-174.

Abu-Hejleh, A. N., Znidarcic, D. e Barnes, B. L. (1996). Consolidation characteristics of phosphatic clays. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, v. 122, nº 4, p. 295-301.

Aiban, S. A. e Znidarcic, D. (1990). Evaluation of the flow pump and constant head

- techniques for permeability measurements. *Géotechnique*, v. 39, nº 4, p. 655-666.
- Al Tabbaa, A. e Wood, D. M. (1987). Some measurements of permeability of kaolin. *Géotechnique*, v. 37, nº 4, p. 499-503.
- Alves, M. C. M. (1992). Comportamento de sedimentação e adensamento de uma lama vermelha. Tese de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 213 p., Rio de Janeiro.
- Araruna Júnior, J. T., Clarke, B. C. e Harwood, A. H. (1994). A new apparatus for measuring hydraulic conductivity of soils. 10^o Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 10^o COBRAMSEF, p. 343-350, Foz do Iguaçu, PR.
- ASTM (1985). Standard test method for capillary-moisture relationships for coarse and medium textured soils by porous plate apparatus (D2325). 1985 Annual Book of ASTM Standards, 04.08, Philadelphia.
- ASTM (1993). Standard test method for measurement of soil potential (suction) using paper (D5298). 1993 Annual Book of ASTM Standards, 04.08(4), Philadelphia.
- Barbosa, P. S. A., Almeida, M. S. S. e Sills, G. C. (1993). Ensaio de adensamento de fluxo restringido na argila de Sarapuú. *Solos e Rochas*, v. 16, nº 4, p. 305-312, São Paulo.
- Barbour, S. L. (1998). The soil-water characteristic curve: a historical perspective. 19^o Canadian Geotechnical Colloquium, *Canadian Geotechnical Journal*, v. 35, p. 873-894.
- Been, K. e Sills, G. C. (1981). Self-weight consolidation of soft soils: an experimental and theoretical study. *Géotechnique*, v. 31, nº 4, p. 519-535.
- Benson, C. H. e Gribb, M. M. (1997). Measuring unsaturated hydraulic conductivity in the laboratory and field. *Unsaturated Soil Engineering Practice*, Geotechnical Special Publication, ASCE, v. 68, p. 113-167.
- Bonuccelli, T. J. (2000). 1^a Campanha de Ensaio Geotécnicos – Companhia Níquel Tocantins (CNT) – Barragem do Jacuba para Contenção de Rejeitos – Niquelândia –

Goiás. Relatório Técnico CEGEO-R025, Centro de Excelência em Geotecnia, DECIV/EM/UFOP, 61p.

Botelho, A. P. D., Oliveira Filho, W. L. e Gomes, R. C. (2001). Determinação experimental da relação sucção x teor de umidade volumétrica em solos com a utilização da bomba de fluxo. 4^o Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Ñ SAT'2001, p. 293-307, Porto Alegre, RS.

Bromwell, L. G. (1984). Consolidation of mine wastes. Symposim on Sedimentation – Consolidation Models: Predictions and Validation, R. N. Yong e F. C. Townsend, Eds., ASCE, p. 275-295, São Francisco.

Cargill, K. W. (1984). Prediction of consolidation of very soft soil. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, v. 110, n^o 6, p. 775-795.

Carpenter, G. W. e Stephenson, R. W. (1986). Permeability testing the triaxial cell. Geotechnical Testing Journal, v. 9, n^o 1, p. 3-9.

Carrier III, W. D., Bromwell, L. G. e Somogyi, F. (1983). Design capacity of slurried mineral waste pounds. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, v. 109, n^o 5, p. 699-716.

Daniel, D. E. (1983). Permeability tests for unsaturated soil. Geotechnical Testing Journal, v. 6, n^o 2, p. 81-86.

Daniel, D. E. (1993). State-of-the-art: laboratory hydraulic conductivity tests for saturated soil. Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soils, ASTM/STP 1142, David E. Daniel and Stephen J. Trautwein, Eds., American Society for Testing and Materials, 47 p., Philadelphia.

Daniel, D. E., Trautwein, S. J., Boynton, S. S. e Foreman, D. E. (1984). Permeability testing with flexible-wall permeameters. Geotechnical Testing Journal, v. 7, n^o 3, p. 113-122.

Daniel, D. E., Anderson, D. C. e Boynton, S. S. (1985). Fixed-wall versus flexible-wall

permeameters. Hydraulic Barriers in Soil and Rock, ASTM/STP 874, A. I. Johnson, R. K. Frobel, N. J. Cavalli e C. B. Petterson, Eds., American Society for Testing and Materials, p. 107-126, Philadelphia.

de Campos, T. M., Delgado, C. C., Tibana, S., Aguilar, S. A. S. e Fonseca, E. C. (1992). Determinação da curva característica de sucção em laboratório. 1^a Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, 1^a COBRAE, p. 835-851, Rio de Janeiro.

Dennis, J. E. e Schnabel, R. B. (1983). Numerical methods for unconstrained optimization. Series in Computational Mathematics, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ.

Feldkamp, J. R. (1989). Permeability measurement of clay by a non-linear analysis of transient seepage consolidation testes. *Géotechnique*, v. 39, n^o 1, p. 141-145.

Fourie, A. B. e Papageorgiou, G. (1995). A technique for the rapid determination of the moisture retention relationship and hydraulic conductivity of unsaturated soils. Proceedings of the 1^a International Conference in Unsaturated Soils, UNSAT 95, v. 1, p. 485-490, Paris.

Fox, P. J. e Baxter, G. D. P. (1997). Consolidation properties of soil slurries from hydraulic consolidation test. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, v. 123, n^o 8, p. 770-776.

Fredlund, D. G. (1979). Appropriate concepts and technology for unsaturated soils. 2^o Canadian Geotechnical Colloquium. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 16, p. 121-139.

Fredlund, D. G. (1995). The scope of unsaturated soil mechanics: an overview. Proceedings of the 1^a International Conference in Unsaturated Soils, UNSAT 95, v. 3, p. 1155-1177, Paris.

Fredlund, D. G. e Morgenstern, N. R. (1973). Pressure response below high entry discs. *International Conference on Expansive Soils*, v. 1, p. 97-108.

Fredlund, D. G. e Rahardjo, H. (1993). *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. John

Wiley e Sons, 560 p, New York.

Fredlund, D. G. e Xing, A. (1994). Equations for the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 31, p. 521-532.

Fredlund, D. G., Xing, A. e Huang, S. (1994). Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, v.31, p. 533-546.

Freeze, R. A. e Cherry, J. A. (1979). *Groundwater*. Prentice Hall, 604 p., London, U. K.

Gerscovich, D. M. S. (1994). Fluxo em meios porosos saturados - não saturados: modelagem numérica com aplicações ao estudo de encostas do Rio de Janeiro. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio, 244 p.

Gibson, R. E., England, G. L. e Hussey, M. J. L. (1967). The theory of one-dimensional consolidation of saturated clays: I. finite non-linear consolidation of thin homogeneous layers. *Géotechnique*, v. 17, nº 3, p. 261-273.

Gibson, R. E., Schiffman, R. L. e Cargill, K. W. (1981). The theory of one-dimensional consolidation of saturated clays: II. Finite nonlinear consolidation of thick homogeneous layers. *Canadian Geotechnical Journal*, v.18, p. 280-293.

Gobara, W., Pinto, C. S. e de Sílvia, E. (1995). Obtenção de parâmetros para dimensionamento de reservatórios para disposição de rejeitos pelo ensaio HCT. 3º Simpósio sobre Barragens de Rejeitos e Disposição de Resíduos, REGEO'95, v. 1, p. 1-14, Ouro Preto, MG.

Guan, Y. e Fredlund, D. G. (1997). Use of tensile strength of water for the direct measurement of high soil suction. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 34, p. 604-614.

Head, K. H. (1984). *Manual of soil laboratory testing*. Pentech Press, 3 vols., London, U. K.

Hillel, D. e Mottet, J. (1966). Effect of plate impedance, wetting method, and aging in

soil moisture retention. *Soil Science*, v. 102, nº 2, p. 135-139.

Huerta, A., Kriegsmann, G. A. e Krizek, R. J. (1988). Permeability and compressibility of slurries from seepage-induced consolidation. *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 114, nº 5, p. 614-627.

Imai, G. (1979). Development of a new consolidation test procedure using seepage force. *Soils and Foundations*, v. 19, nº 3, p. 45-60.

Klute, A. (1972). The determination of the hydraulic conductivity and diffusivity of unsaturated soils. *Soil Science*, v. 113, nº 4, p. 264-276.

Koppula, S. D. e Morgenstern, N. R. (1982). On the consolidation of sedimentation clays. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 19, p. 260-268.

Krizek, R. J. e Somogyi, F. (1984). Perspectives on modeling consolidation of dredged materials. *Symposium on Sedimentation – Consolidation Models: Predictions and Validation*, R. N. Yong e F. C. Townsend, Eds., ASCE, p. 296-332, São Francisco.

Lee, K. (1981). Consolidation with constant rate of deformation. *Géotechnique*, v. 31, nº 2, p. 215-229.

Lee, K., Choa, V., Lee, S. H. e Quek, S. H. (1994). Constant rate of strain consolidation of Singapore marine clay. *Géotechnique*, v. 43, nº 3, p. 471-488.

Lee, H. C. e Wray, W. K. (1995). Techniques to evaluate soil-suction – A vital unsaturated soil water variable. *Proceedings of the 1^a International Conference in Unsaturated Soils, UNSAT 95*, vol. 1, p. 615-622.

Leong, E. C. e Rahardjo, H. (1997a). Review of soil-water characteristic curve equations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, v. 123, nº 12, p. 1106-1117.

Leong, E. C. e Rahardjo, H. (1997b). Permeability functions for unsaturated soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 123, nº 12, p. 1118-

1126.

Lima, P. P. (1996). Ensaios oedométricos com taxa de deslocamento constante em solos muito moles. Tese de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, 110p, Viçosa, MG.

Liu, J. C. (1990). Determination of soft soil characteristics. PhD. Thesis, Department of Civil, Environmental and Architectural Engineering, University of Colorado, 297 p, Boulder, Colorado.

Liu, J. C. e Znidarcic, D. (1991). Modeling one-dimensional compression characteristics of soils. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, v. 117, nº 1, p. 162-169.

Manna, M. (1991). Suction-saturation measurements in soils using the flow pump technique. M. Sc. Thesis, Department of Civil, Environmental and Architectural Engineering, University of Colorado, 73 p., Boulder, Colorado.

Manna, M., Znidarcic, D. e Illangasekare, T. (1993). Suction-saturation measurements in soils using flow pump technique. *Geotechnical Testing Journal, ASTM*.

Marinho, F. A. M. (2000). Short-course GeoDenver.

Marinho, F. A. M. e Sousa Pinto, C. (1997). Sol suction measurement using a tensiometer. *Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics*, Almeida (Ed.), p. 249-254, Balkema, Rotterdam.

Mc Vay, M., Townsend, M. e Bloomquist, D. (1986). Quiescent consolidation of phosphatic waste clays. *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 112, nº 11, p. 1033-1049.

Monte, J. L. e Krizek, R. J. (1976). One-dimensional mathematical model for large-strain consolidation. *Géotechnique*, v. 26, nº 3, p. 495-510.

Mualem, Y. (1976). A new model for predicting the hydraulic conductivity of

unsaturated porous media. *Water Resources Research*, v. 12, nº 3, p. 513-522.

Nielsen, D. R., van Genuchten, M. Th. E Biggar, J. W. (1986). Water flow and solute transport processes in unsaturated zone. *Water Resources Research*, v. 22, nº 9, p. 89-108.

Oliveira Filho, W. L. (1987). Considerações sobre ensaios triaxiais em areias. Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, 266 p, Rio de Janeiro.

Oliveira Filho, W. L. (1998). Verification of the desiccation theory for soft soils. PhD. Thesis, Department of Civil, Environmental and Architectural Engineering, University of Colorado, 230 p, Boulder, Colorado, USA.

Oliveira Filho, W. L. (1999). 8ª Campanha de Ensaio Geotécnicos – SAMARCO Mineração S. A. – Projeto de Disposição de Rejeitos Granulares na Cava do Germano. Relatório Técnico CEGEO-R013, Centro de Excelência em Geotecnia, DECIV/EM/UFOP, 75 p.

Oliveira Filho, W. L. (1999). 9ª Campanha de Ensaio Geotécnicos – SAMARCO Mineração S. A. – Projeto de Disposição de Rejeitos Granulares na Cava do Germano. Relatório Técnico CEGEO-R017, Centro de Excelência em Geotecnia, DECIV/EM/UFOP, 15 p.

Olsen, H. W. (1966). Darcy's law saturated kaolinite. *Water Resources Research*, v. 2, nº 2, p. 287-295.

Olsen, H. W., Nichols, R. W. e Rice, T. L. (1985). Low gradient permeability measurements in a triaxial system. *Géotechnique*, v. 35, nº 2, p. 145-157.

Olson, R. E. e Daniel, D. E. (1981). Measurement of the hydraulic conductivity of fine-grained soils. *Permeability and Groundwater Contaminant Transport*, ASTM/STP 746, T. F. Zimmie and C. O. Riggs, Eds., American Society for Testing and Materials, p. 18-64.

Pane, V. (1981). One-dimensional finite strain consolidation. M. Sc. Thesis. Department

of Civil, Environmental and Architectural Engineering, University of Colorado, 148 p, Boulder, Colorado.

Pane, V. (1985). Sedimentation and consolidation clays. PhD. Thesis, University of Colorado, Department of Civil, Environmental and Architectural Engineering, Boulder, 302 p, Colorado, USA.

Pane, V., Croce, P., Znidarcic, D., Ko, H.-Y., Olsen, H. W. e Schiffman, R. L. (1983). Effects of consolidation on permeability measurements for soft clay. *Géotechnique*, v. 33, n^o 1, p. 67-72.

Rahardjo, H. e Leong, E. C. (1997). Soil-water characteristic curves and flux boundary problems. *Unsaturated Soil Engineering Practice, Geotechnical Special Publication, ASCE*, v. 68, p. 88-112.

Ray, R. P. e Morris, K. B. (1995). Automated laboratory testing for soil/water characteristic curves. *Proceedings of the 1^a International Conference in Unsaturated Soils, UNSAT 95*, v. 1, p. 547-552.

Remy, J. P. (1973). The measurement of small permeabilities in the laboratory. *Géotechnique*, v. 23, n^o 3, p. 454-458.

Ridley, A. M. e Burland, J. B. (1993). A new instrument for the measurement of soil moisture suction. *Géotechnique*, v. 43, n^o 2, p. 321-324.

Ridley, A. M. e Wray, W. K. (1995). Suction measurement: a review of current theory and practices. *Proceedings of the 1^a International Conference in Unsaturated Soils, UNSAT 95*, v. 2, p. 659-665, Paris.

Schiffman, R. L. (1980). Finite and infinitesimal strain consolidation. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, v. 106, n^o GT2, p. 203-207.

Schiffman, R. L. e Gibson, R. E. (1964). Consolidation of nonhomogeneous clay layers. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, v. 90, n^o SM5, p. 1-50.

Schiffman, R. L., Pane, V. e Gibson, R. E. (1984). The theory of one-dimensional consolidation of saturated clays: IV. an overview of nonlinear finite strain sedimentation and consolidation. Symposium on Sedimentation – Consolidation Models: Predictions and Validation, R. N. Yong e F. C. Townsend, Eds., ASCE, p. 1-29, São Francisco.

Schiffman, R. L., Vick, S. G. e Gibson, R. E. (1988). Behavior and properties of hydraulic fills. Hydraulic Fill Structures, D. J. A. Zyl e S. G. Vick, Eds., Geotechnical Special Publication, ASCE, v. 21, p. 166-202.

Silva, W. S. (1999). Desenvolvimento de um eodômetro para ensaios de adensamento induzido por forças de percolação. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, 113 p, Viçosa, MG.

Smith, R. E. e Wahls. H. E. (1969). Consolidation under constant rates of strain. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, v. 1, nº SM2, p. 519-539.

Somogyi, F. (1979). Analysis and prediction of phosphatic clay consolidation: implementation package. Lakeland: Florida Phosphatic Clay Research Project (Technical Report), p.

Srivastava, R. e Yeh, T.-C. J. (1991). Analytical solutions for one-dimensional. Transient Infiltration Toward the Water Table in Homogeneous Layered Sols, Water Resources Research, v. 27, nº 5, p. 726-753.

Su, C. e Brooks, R. H. (1980). Water retention measurement for soils. Journal of the Irrigation and Drainage Division, v. 106, nº IR2, p. 105-112.

Swarbrick, G. E. (1995). Measurement of soil suction using filter paper method. Proceedings of the 1^o International Conference in Unsaturated Soils, UNSAT 95, v. 2, p. 653-658, Paris.

Tan, S.-A., Tan, T.-S., Ting, L. C., Yong, K.-Y., Karunaratne, G.-P. e Lee, S.-L. (1988). Determination of consolidation properties for very soft clay. Geotechnical Testing

Journal, v. 11, n° 4, p. 233-240.

Tavenas, F., Leblond, P., Jean, P. e Leroueil, S. (1983a). The permeability of natural soft clays: Part I. Methods of laboratory measurement. Canadian Geotechnical Journal, v. 20, p. 629-644.

Tavenas, F., Leblond, P., Jean, P. e Loroueil, S. (1983b). The permeability of natural soft clays: Part II. Permeability characteristics. Canadian Geotechnical Journal, v. 20, p. 645-660.

Taylor, D. W. (1948). Fundamentals of Soil Mechanics, John Wiley e Sons.

Truong, H. V. P. e Holden, J. C. (1995). Soil suction measurement with transistor psychrometer. Proceedings of the 1^a International Conference in Unsaturated Soils, UNSAT 95, v. 2, p. 659-665, Paris.

Umehara, Y. e Zen, K. (1980). Constant rate of strain consolidation for very soft clayey soils. Soils and Foundations, v. 20, n° 2, p. 79-95.

van Genuchten, M. Th. (1980). A closed-form equation for prediction the hydraulic conductivity of unsaturated soils. Soil Science Society American Journal, v. 44, p. 892-898.

Wissa, A. E. Z., Christian, J. T., Davis, E. H. e Heiberg, S. (1971). Consolidation at constant rate of strain. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, v. 4, n° SM10, p. 1393-1413.

Woodburn, J. A . e Lucas, B. (1995). New approaches to the laboratory and field measurement of soil suction. Proceedings of the 1^a International Conference in Unsaturated Soils, UNSAT 95, v. 2, p. 667-671, Paris.

Znidarcic, D. (1982). Laboratory determination of consolidation properties of cohesive soils. PhD. Thesis, Department of Civil, Environmental and Architectural Engineering, University of Colorado, 172 p, Boulder, Colorado.

Znidarcic, D. e Schiffman, R. L. (1982). On Terzaghi's concept of consolidation. *Géotechnique*, v. 32, p. 387-389.

Znidarcic, D.; Croce, P.; Pane, V.; Ko, H. Y.; Olsen, H. W. e Schiffman, R. L. (1984). The theory of one-dimensional consolidation of saturated clays: III. existing test procedures and analyses. *Geotechnical Testing Journal*, v. 7, n° 3, p. 123-133.

Znidarcic, D., Schiffman, R. L., Pane, V., Croce, P., Ko, H. Y. e Olsen, H. W. (1986). The theory of one-dimensional consolidation of saturated clays: V. constant rate of deformation testing and analysis. *Géotechnique*, v. 36, n° 2, p. 227-236.

Znidarcic, D. e Aiban, S. A. (1988). Discussion on some measurements of the permeability of kaolin by Al-Tabbaa, A. e Wood, D. M. *Géotechnique*, v. 38, n° 4, p. 453-454.

Znidarcic, D. e Liu, J. C. (1989). Consolidation characteristics determination for dredged material. Proceedings of the 22^o Annual Dredging Seminar, Department of Civil Engineering, p. 45-65, Tacoma, Washington.

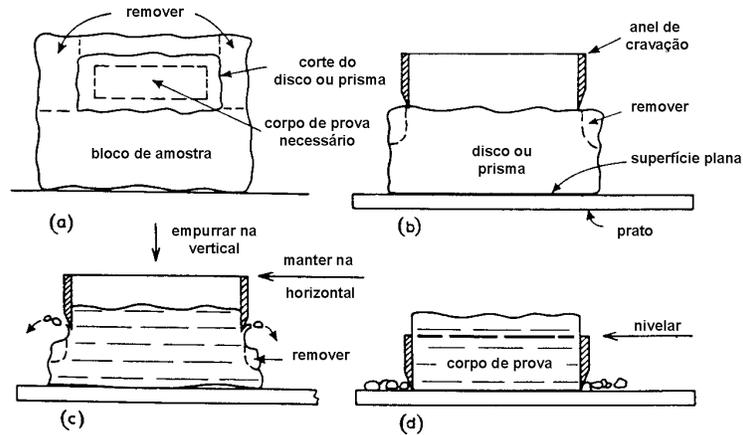
Znidarcic, D., Illangasekare, T. e Manna, M. (1991). Laboratory testing and parameter estimation for two-phase flow problems. Geotechnical Engineering Congress, McClean et al., Eds., ASCE, Geotechnical Special Publication, v. 2, n° 27, p. 1089-1099.

Znidarcic, D., Abu-Hejleh, A. N., Fairbanks, T. e Robertson, A. (1992). Seepage induced consolidation test, equipment description and users manual. Reported Prepared for Florida Institute of Phosphate Research, Department of Civil, Environmental and Architectural Engineering, University of Colorado, 63 p, Boulder, Colorado.

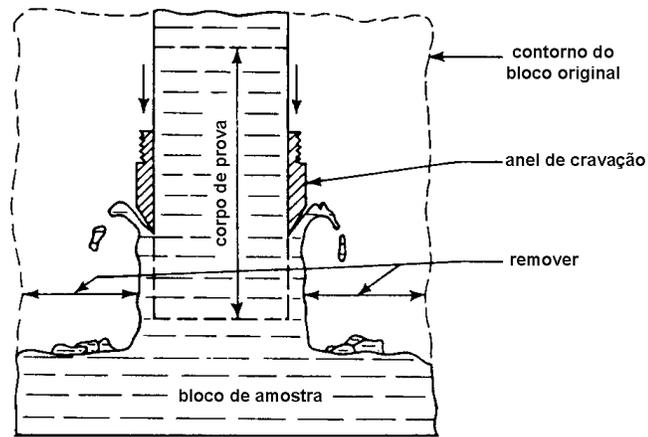
Znidarcic, D. e Piccoli, S. (1995). Field measurements of hydraulic conductivity. 4^o International Symposium, FMGM 95, p. 489-494.

APÊNDICE A
FIGURAS

A. Cravação de anel em bloco de amostra indeformada



B. Cravação de anel em corpo de prova de compactação



C. Moldagem de corpo de prova com torno de talhagem

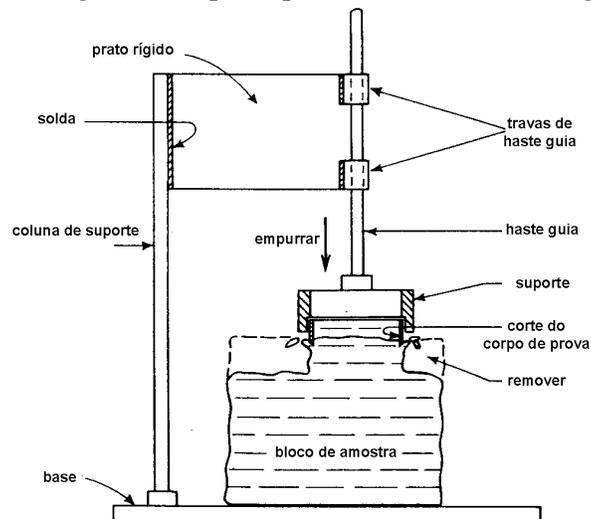


FIGURA 1: PREPARAÇÃO DE CORPO DE PROVA – AMOSTRA INDEFORMADA

Livros Grátis

(<http://www.livrosgratis.com.br>)

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)
[Baixar livros de Matemática](#)
[Baixar livros de Medicina](#)
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)
[Baixar livros de Meteorologia](#)
[Baixar Monografias e TCC](#)
[Baixar livros Multidisciplinar](#)
[Baixar livros de Música](#)
[Baixar livros de Psicologia](#)
[Baixar livros de Química](#)
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)
[Baixar livros de Serviço Social](#)
[Baixar livros de Sociologia](#)
[Baixar livros de Teologia](#)
[Baixar livros de Trabalho](#)
[Baixar livros de Turismo](#)