

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

ADHARA PALÁCIO GUIZELINI

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO HIDROMECÂNICO DE SOLOS VISANDO A
CONSTRUÇÃO DE SISTEMAS DE COBERTURA ALTERNATIVOS
PARA ATERROS SANITÁRIOS**

CURITIBA

2011

ADHARA PALÁCIO GUIZELINI

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO HIDROMECÂNICO DE SOLOS VISANDO A
CONSTRUÇÃO DE SISTEMAS DE COBERTURA ALTERNATIVOS
PARA ATERROS SANITÁRIOS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Construção Civil, área de concentração em Geotecnia, Departamento de Construção Civil, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, como parte das exigências para a obtenção do título de Mestre em Construção Civil.

Orientador: Prof. Dr. Eduardo Dell'Avanzi

CURITIBA

2011

Guizelini, Adhara Palácio

Estudo do comportamento hidromecânico de solos visando a construção de sistemas de cobertura alternativos para aterros sanitários / Adhara Palácio Guizelini. – Curitiba, 2011.

166 f. : il.; graf., tab.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Paraná, Setor de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Construção Civil.

Orientador: Eduardo Dell'Avanzi

1. Aterro sanitário. 2. Solos - Controle hidráulico. I. Dell'Avanzi, Eduardo. II. Título.

CDD 628.44564

TERMO DE APROVAÇÃO

ADHARA PALÁCIO GUIZELINI

ESTUDO DO COMPORTAMENTO HIDROMECÂNICO DE SOLOS VISANDO A CONSTRUÇÃO DE SISTEMAS DE COBERTURA ALTERNATIVOS PARA ATERROS SANITÁRIOS

Dissertação aprovada como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre no Programa de Pós-Graduação em Construção Civil, Área de Concentração: Geotecnia, Setor de Tecnologia, da Universidade Federal do Paraná, pela seguinte banca examinadora:

Orientador:



Prof. Dr. Eduardo Dell'Avanzi

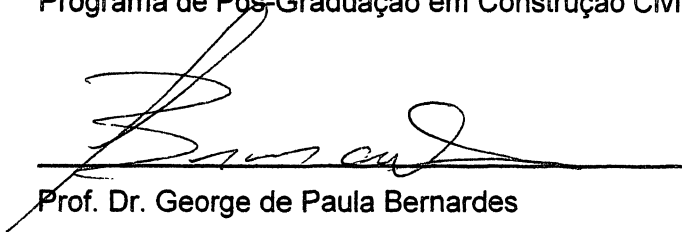
Programa de Pós-Graduação em Construção Civil - UFPR

Examinadores:




Prof. Dr. Sidnei H. Cardoso Teixeira

Programa de Pós-Graduação em Construção Civil - UFPR



Prof. Dr. George de Paula Bernardes

Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho - UNESP



Prof. Dr. Tácio Mauro Pereira de Campos

Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC-Rio

Curitiba, 15 de abril de 2011

*“Pesquisa é o processo de entrar em vielas
para ver se elas são becos sem saída”
(Marston Bates)*

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador Eduardo Dell'Avanzi, pela oportunidade e pelo conhecimento cedido, com toda a disposição e dedicação pela pesquisa.

À PUC-Rio, em especial à pessoa do Professor Tácio Mauro Pereira de Campos, que me proporcionou a oportunidade de trabalhar com o equipamento de cisalhamento direto com sucção controlada. Sem esta oportunidade, este trabalho não seria possível.

À PUC-PR, em especial à pessoa do Professor Carlos Gustavo Nastari Marcondes, que me proporcionou o acesso ao equipamento de cisalhamento direto convencional.

Ao engenheiro William Braga, chefe do laboratório do Professor Tácio, e ao senhor Celso de Souza Amarante, que por amizade e consideração me ajudaram no suporte para a execução dos ensaios.

Ao CNPq, pelo suporte financeiro durante meu mestrado.

Aos colegas do grupo de pesquisa e do LAGEMA, pela ajuda e solidariedade nos momentos difíceis, sempre procurando uma solução para suprir a falta de equipamentos. Agradeço também à Ana Paula, pelos finais de semana e feriados dedicados ao auxílio na execução dos ensaios.

Aos colegas de mestrado, pelas horas de estudo e pela companhia durante todos os congressos e seminários, sempre compartilhando as dificuldades e as vitórias durante estes dois anos.

Aos meus pais, Devanir e Janete, e à minha irmã, Belquis, pelo conforto e carinho e também pela compreensão em todos os momentos. Ao meu namorado, Alexandre, pelo apoio e pelas horas de alegria e descontração, indispensáveis para superar o cansaço, e por não me deixar desanimar, mesmo quando todos os gráficos não faziam o menor sentido.

Aos meus amigos mestrandos de outras áreas, por compartilhar o empenho pela dedicação à pesquisa, seja ela qual for. E aos amigos que mesmo não compreendendo esta dedicação, sempre respeitaram e se dispuseram a ouvir sobre ensaios malucos que nunca ouviram falar, dando o maior apoio, sempre incentivando a troca das horas de estudo pelos churrascos e festas.

Muito obrigado!

RESUMO

Os sistemas de cobertura de aterros sanitários do tipo barreira capilar são sistemas alternativos muito utilizados em regiões de clima semi-árido, baseados nas diferenças hidráulicas de dois tipos de solos sobrepostos. Para fazer uma avaliação da eficiência destes tipos de sistema deve ser feita uma análise das propriedades hidráulicas dos solos utilizados, como a sua curva de retenção de umidade e a sua função de condutividade hidráulica, uma vez que atuam basicamente no domínio da não saturação. Os solos denominados hidrofóbicos apresentam uma peculiaridade por terem valores de entrada de água positivo, de modo que possuem a capacidade de suportar certo valor de coluna d'água sem que haja infiltração. Devido a esta propriedade, estes solos apresentam um bom potencial para aplicações em barreiras capilares em regiões de clima subtropical. Neste trabalho, foi estudado o comportamento hidromecânico de um solo siltoso para verificar a sua aplicabilidade em barreiras capilares, juntamente com um solo arenoso. O comportamento foi avaliado para o solo em condição natural e para o mesmo tratado para indução da repelência à água. Comparando-se as características do silte natural e tratado, observou-se que, para a mesma estrutura de distribuição de poros, o comportamento hidráulico não apresentou variações significativas, independente da condição de hidrofobicidade. O solo arenoso se mostrou mais eficiente, uma vez que a quantidade de produto aplicada foi menor, e as mudanças hidráulicas não dependem da estrutura do solo. A estrutura de uma barreira capilar formada pelo silte e areia natural apresentou um bom potencial, devido às suas diferenças hidráulicas. Como os solos na cobertura se encontram em estado não saturado, para verificar a influência da sucção na resistência, foram feitos ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada com o solo siltoso estudado. Como estes ensaios são demorados, exigem equipamento específico e geram um comportamento diferente do solo em campo durante o cisalhamento, foi proposta uma metodologia de avaliação do comportamento mecânico não saturado dos solos em função do grau de saturação, que torna possível a realização de ensaios mais rápidos e simples, utilizando o equipamento convencional de cisalhamento direto.

Palavras chave: barreira capilar, solos hidrofóbicos, curva de retenção de umidade, resistência não saturada, índice de saturação relativa.

ABSTRACT

The capillary barrier cover systems of landfills are alternative systems widely used in semi-arid climate regions, based on the hydraulic differences of two overlapping soil types. In order to evaluate the efficiency of these cover systems, an analysis of the hydraulic properties of the soil used must be done, such as its water retention curve and its hydraulic conductivity function, once they act basically on the unsaturated domain. The so-called hydrophobic soils present a peculiar property, as having positive water entry values, in a way they can support a certain value of water column, without infiltration. Due to this property, these soils present a good potential for capillary barrier covers in subtropical regions. In this dissertation, it was studied the hydro mechanical behavior of a silty soil in order to verify its applicability in capillary barriers, together with a sandy soil. It was evaluated the behavior of the soil in natural condition, and the same treated for inducing water repellency. Comparing the characteristics of the natural and treated silt, it was observed that, for the same structure of pore distribution, the hydraulic behavior did not presented significant variation, regardless of hydrophobic condition. The sandy soil was more efficient, since less amount of repellent product was applied, and the hydraulic changes do not depend on the soil structure. The capillary barrier made of silt and natural sand presented a good potential, due to its hydraulic differences. Once the soils on the cover are in unsaturated state, in order to verify the influence of the suction on soil strength, the compacted silt was subjected to direct shear test with controlled suction. Since these tests are time consuming, require special equipment and generates a different soil behavior in the field during shear, it was proposed a methodology to describe unsaturated mechanical behavior of the soils as a function of the degree of saturation, which makes it possible to conduct faster and simpler tests, by using the conventional equipment of direct shear tests.

Keywords: capillary barrier, hydrophobic soils, water retention curve, unsaturated shear strength, relative saturation index.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1 - LAYOUT CONVENCIONAL DE UMA BARREIRA CAPILAR.....	23
FIGURA 2.2 - PRINCÍPIO DA BARREIRA CAPILAR	23
Fonte: Adaptado de Khire <i>et al.</i> (1999)	23
FIGURA 2.3 – PRINCIPAIS PONTOS DA CURVA DE RETENÇÃO DE UMIDADE.....	28
FIGURA 2.4 – REPRESENTAÇÃO DE CURVAS DE RETENÇÃO DE UMIDADE DO SOLO (CRUS) - (a) SOLO ARENOSO; (b) SOLO SILTOSO; (c) SOLO ARGILOSO.....	28
FIGURA 2.5 – CURVAS DE RETENÇÃO DE UMIDADE PARA SOLO COMPACTADO COM DIFERENTES ÍNDICES DE VAZIOS INICIAL.....	29
FIGURA 2.6 - MÉTODO DO PAPEL FILTRO COM E SEM CONTATO.....	31
FIGURA 2.7 - ESQUEMA DA COLUNA DRENANTE.....	33
FIGURA 2.8 - AJUSTE DO MODELO DE VAN GENUCHTEN A DADOS EXPERIMENTAIS DE UMA CRUS. 36	
FIGURA 2.9 - VOLUME DE CONTROLE INFINITESIMAL PARA O FUXO DE ÁGUA.....	37
FIGURA 2.10 – PLANO DE RUPTURA DE MOHR-COULOMB PARA SOLOS NÃO SATURADOS	44
FIGURA 2.11 – PROJEÇÕES DA ENVOLTÓRIA NO PLANO DA SUÇÃO E NO PLANO DAS TENSÕES.....	45
FIGURA 2.12 – RELAÇÃO ENTRE OS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA NÃO SATURADA E A CURVA CARACTERÍSTICA DE SUÇÃO.....	45
FIGURA 2.13 - REDE DE PONTOS NODAIS DE UM DOMÍNIO DE ELEMENTOS FINITOS	47
FIGURA 2.14 - REPRESENTAÇÃO DA MALHA DE DIFERENÇAS FINITAS	48
FIGURA 2.15 - REPRESENTAÇÃO DA MALHA DE DIFERENÇAS FINITAS PARA FLUXO TRANSIENTE UNIDIMENSIONAL.....	50
FIGURA 2.16 - REPRESENTAÇÃO DOS ÂNGULOS DE CONTATO LÍQUIDO-SÓLIDO (ω) PARA (a) GOTA D'ÁGUA EM SUPERFÍCIE HIDROFÍLICA (b) GOTA D'ÁGUA EM SUPERFÍCIE HIDROFÓBICA.	52
FIGURA 2.17 - ENTRADA DE ÁGUA DE ACORDO COM O ÂNGULO DE CONTATO SÓLIDO- LÍQUIDO PARA (a) AMBIENTE HIDROFÍLICO (b) AMBIENTE HIDROFÓBICO COM $u_w < h_e$. (c) AMBIENTE HIDROFÓBICO COM $u_w > h_e$	53
FIGURA 2.18 - FLUXO PREFERENCIAL NO CONTATO SOLO-LÍQUIDO NA DETERMINAÇÃO DE VALOR DE ENTRADA DE ÁGUA.....	54
FIGURA 2.19 – INFILTRÔMETRO PARA DETERMINAÇÃO DE VALOR DE ENTRADA DE ÁGUA DE SOLOS REPELENTES.....	55
FIGURA 2.20 – CURVAS DE RETENÇÃO DE UMIDADE DA AREIA NATURAL E DA AREIA TRATADA COM MATERIAL REPELENTE.....	56
FIGURA 2.21 – FUNÇÕES DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NÃO SATURADA PARA UMA AREIA NATURAL E UMA AREIA REPELENTE.	57

FIGURA 2.22 – DESENHO ESQUEMÁTICO DA BARREIRA CAPILAR (a) TRADICIONAL (b) ALTERNATIVA.....	58
FIGURA 2.23 – CONDENSAÇÃO DE VAPOR NOS MODELOS REDUZIDOS DE BARREIRAS CAPILARES (a) CAMADA DE PEDRISCO (b) CAMADA DE AREIA NATURAL.....	59
FIGURA 3.1 – DESLOCAMENTO E VARIAÇÃO DA ÁREA DE UMA CÉLULA DE CISALHAMENTO DIRETO	60
FIGURA 3.2 – TRAJETÓRIA DAS TENSÕES AO LONGO DE UM ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO	61
FIGURA 3.3 – VARIAÇÃO DO ÍNDICE DE SATURAÇÃO RELATIVA COM O GRAU DE SATURAÇÃO	62
FIGURA 3.4 – VARIAÇÃO DO ÍNDICE DE SATURAÇÃO RELATIVA COM A SUÇÃO.....	63
FIGURA 3.5 – REPRESENTAÇÃO DA PROJEÇÃO BIDIMENSIONAL DE UMA TRAJETÓRIA DE RESPOSTA.....	67
FIGURA 3.6 – ENVOLTÓRIAS DE RESISTÊNCIA INUNDADAS E TRAJETÓRIAS DE RESPOSTA NÃO SATURADAS.....	68
FIGURA 3.7 – TRAJETÓRIAS DO ÍNDICE DE SATURAÇÃO RELATIVA AO LONGO DO CISALHAMENTO	69
FIGURA 3.8 – TRAJETÓRIAS PARA DETERMINAÇÃO DO PARÂMETRO ϕ^c	69
FIGURA 4.1 – ENSAIO WDPT PARA DIFERENTES GRANULOMETRIAS (a) MENORES DE 0,48mm (b) ENTRE 0,48mm E 2,0mm – TEMPO = 0h	71
FIGURA 4.2 – ENSAIO WDPT PARA DIFERENTES GRANULOMETRIAS (a) MENORES DE 0,48mm (b) ENTRE 0,48mm E 2,0mm – TEMPO = 1h40min.....	72
FIGURA 4.3 – CURVA DE DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA	73
FIGURA 4.4 – CURVAS DE COMPACTAÇÃO DO SILTE NATURAL E DO SILTE TRATADO.....	75
FIGURA 4.5 – POSICIONAMENTO DOS PAPÉIS FILTRO NA AMOSTRA E PROCEDIMENTO DE EMBALAGEM.....	76
FIGURA 4.6 – DADOS EXPERIMENTAIS DE UMIDADE DO SOLO SILTOSO NATURAL EM FUNÇÃO DA UMIDADE VOLUMÉTRICA.....	78
FIGURA 4.7 – DADOS EXPERIMENTAIS DE UMIDADE DO SOLO SILTOSO NATURAL EM FUNÇÃO DO GRAU DE SATURAÇÃO.....	79
FIGURA 4.8 – DADOS EXPERIMENTAIS DE UMIDADE DO SOLO SILTOSO TRATADO EM FUNÇÃO DA UMIDADE VOLUMÉTRICA.....	80
FIGURA 4.9 – DADOS EXPERIMENTAIS DE UMIDADE DO SOLO SILTOSO TRATADO EM FUNÇÃO DO GRAU DE SATURAÇÃO.....	81
FIGURA 4.10 – CURVAS DE RETENÇÃO DE UMIDADE DO SOLO SILTOSO TRATADO NATURAL	82
FIGURA 4.11 – CURVAS DE CONSOLIDAÇÃO DAS AMOSTRAS DE SILTE NATURAL DO ENSAIO	184
FIGURA 4.12 – CURVAS DE CONSOLIDAÇÃO DAS AMOSTRAS DE SILTE NATURAL DO ENSAIO	284
FIGURA 4.13 – VARIAÇÃO DO ÍNDICE DE VAZIOS COM A TENSÃO VERTICAL APLICADA EM CADA CARREGAMENTO DE CADA ENSAIO DO SOLO NATURAL.....	85
FIGURA 4.14 – VARIAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA SATURADA CALCULADA PARA CADA TENSÃO APLICADA – ENSAIO 1.....	86

FIGURA 4.15 – VARIAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA SATURADA CALCULADA PARA CADA TENSÃO APLICADA – ENSAIO 2.....	86
FIGURA 4.16 – CURVAS DE ADENSAMENTO DAS AMOSTRAS DE SILTE TRATADO	88
FIGURA 4.17 – VARIAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA SATURADA COM O ÍNDICE DE VAZIOS PARA O SOLO TRATADO.....	88
FIGURA 4.18 – VARIAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA SATURADA CALCULADA PARA CADA ESTÁGIO DE CARREGAMENTO DO SOLO TRATADO.....	89
FIGURA 4.19 – DETERMINAÇÃO DO VALOR DE ENTRADA DE ÁGUA NO SILTE TRATADO.....	90
FIGURA 4.20 – TRAJETÓRIA DO PULSO EMITIDO PARA O SOLO	91
FIGURA 4.21 – CALIBRAÇÃO DOS SENSORES PARA A UMIDADE VOLUMÉTRICA DA AREIA NATURAL E TRATADA, E PARA O SILTE NATURAL.....	93
FIGURA 4.22 – CALIBRAÇÃO DOS SENSORES PARA A UMIDADE GRAVIMÉTRICA DA AREIA NATURAL E TRATADA, E PARA O SILTE NATURAL.....	93
FIGURA 4.23 – DISPOSIÇÃO DOS SENSORES DE TDR NOS ENSAIOS DE INFILTRAÇÃO	95
FIGURA 4.24 – PERFIL DE UMIDADE AO LONGO DO TEMPO PARA UMA CAMADA DE AREIA NATURAL	96
FIGURA 4.25 – ESQUEMA DO ENSAIO DE ASCENSÃO CAPILAR COM AS AREIAS NATURAL E TRATADA	97
FIGURA 4.26 – PRESSÃO DE ÁGUA DE 10cm SEM QUEBRA DA BARREIRA.....	97
FIGURA 4.27 – INFILTRAÇÃO NA AREIA TRATADA PELAS PAREDES DA CAIXA.....	98
FIGURA 4.28 – COLUNA D'ÁGUA APLICADA NO ENSAIO DE ASCENSÃO CAPILAR AO LONGO DO TEMPO	98
FIGURA 4.29 – PERFIL DE VARIAÇÃO DA UMIDADE AO LONGO DO TEMPO NO ENSAIO DE ASCENSÃO CAPILAR COM CARGA MÁXIMA NA BASE DE 15cm DE COLUNA D'ÁGUA.....	99
FIGURA 4.30 - EQUIPAMENTO UTILIZADO PARA AVALIAÇÃO DO PERFIL DE UMIDADE PARA DUAS CAMADAS DE SOLO	100
FIGURA 4.31 – ESQUEMA DE DISPOSICAO DE SENSORES PARA SIMULACAO DE BARREIRA CAPILAR COM AS AREIAS	101
FIGURA 4.32 – PERFIL DE UMIDADE AO LONGO DO TEMPO PARA INFILTRAÇÃO DESCENDENTE NA BARREIRA FORMADA POR AREIA NATURAL E AREIA TRATADA.....	101
FIGURA 4.33 – PERFIL DE UMIDADE AO LONGO DO TEMPO PARA INFILTRAÇÃO DESCENDENTE NA BARREIRA FORMADA POR AREIA NATURAL E AREIA TRATADA NA CAIXA DE COLUNA DRENANTE	102
FIGURA 4.34 – VISTA SUPERIOR DA CAMADA DE AREIA TRATADA APÓS A QUEBRA DA BARREIRA (a) 1,5cm DA INTERFACE (b) 3,0cm DA INTERFACE.....	103
FIGURA 4.35 – PERFIL DE UMIDADE AO LONGO DO TEMPO ATRAVÉS DE UMA CAMADA DE SILTE SOBREPOSTA A UMA CAMADA DE AREIA NATURAL.....	104
FIGURA 4.36 – MOLDE E SOQUETE UTILIZADOS NA COMPACTAÇÃO DAS AMOSTRAS DE CISALHAMENTO DIRETO	106
FIGURA 4.37 – SISTEMA DE SEPARAÇÃO DAS CAIXAS DE CISALHAMENTO	106

FIGURA 4.38 – VARIAÇÃO DA TENSÃO CISALHANTE COM O DESLOCAMENTO HORIZONTAL DOS ENSAIOS INUNDADOS.....	107
FIGURA 4.39 – DESLOCAMENTO VERTICAL DAS AMOSTRAS INUNDADAS AO LONGO DO CISALHAMENTO	108
FIGURA 4.40 – AMOSTRAS RETIRADAS DOS CORPOS DE PROVA CISALHADOS PARA PERDA DE UMIDADE.....	108
FIGURA 4.41 – VARIAÇÃO DA TENSÃO CISALHANTE COM O DESLOCAMENTO HORIZAONTAL DOS ENSAIOS NÃO SATURADOS.....	109
FIGURA 4.42 – DEFORMAÇÃO VOLUMÉTRICA DAS AMOSTRAS NÃO SATURADAS AO LONGO DO CISALHAMENTO	110
FIGURA 4.43 – ENVOLTÓRIAS DE RESISTÊNCIA INUNDADA E NÃO SATURADA	111
FIGURA 4.44 – EQUIPAMENTO DE CISALHAMENTO DIRETO COM SUCÇÃO CONTROLADA	112
FIGURA 4.45 – INTERIOR DA CÂMARA E CAIXA DE CISALHAMENTO.....	112
FIGURA 4.46 – DETALHE DA APLICAÇÃO DA TENSÃO NORMAL E TRANSDUTOR DE DESLOCAMENTO VERTICAL	113
FIGURA 4.47 – VARIAÇÃO DA ALTURA DAS AMOSTRAS AO LONGO DA EQUALIZAÇÃO E CONSOLIDAÇÃO.....	114
FIGURA 4.48 – VARIAÇÃO DE VOLUME DE ÁGUA NAS AMOSTRAS DURANTE A EQUALIZAÇÃO DA SUCÇÃO E CONSOLIDAÇÃO.....	115
FIGURA 4.49 – VARIAÇÃO DA TENSÃO CISALHANTE COM O DESLOCAMENTO HORIZONTAL DOS ENSAIOS COM SUCÇÃO CONTROLADA.....	116
FIGURA 4.50 – VARIAÇÃO DE VOLUME DE ÁGUA NAS AMOSTRAS DURANTE O CISALHAMENTO.....	116
FIGURA 4.51 – DEFORMAÇÃO VOLUMÉTRICA DAS AMOSTRAS COM SUCÇÃO CONTROLADA AO LONGO DO CISALHAMENTO	117
FIGURA 4.52 – TRAJETÓRIA DE TENSÕES DOS ENSAIOS COM SUCÇÃO CONTROLADA	117
FIGURA 4.53 – ENVOLTÓRIAS SATURADA E NÃO SATURADA CDSC.....	118
FIGURA 4.54 – VARIAÇÃO DA TENSÃO CISALHANTE COM O DESLOCAMENTO HORIZONTAL	119
FIGURA 4.55 – DEFORMAÇÃO VOLUMÉTRICA DAS AMOSTRAS AO LONGO DO CISALHAMENTO.....	120
FIGURA 4.56 – PROJEÇÃO BIDIMENSIONAL DA ENVOLTÓRIA NÃO SATURADA COM OS DOIS GRUPOS DE ENSAIOS	120
FIGURA 4.57 – (a) AMOSTRA DE CISALHAMENTO ROMPIDA (b) MOLDAGEM DA AMOSTRA PARA MÉTODO DO PAPEL FILTRO.....	121
FIGURA 5.1 – AJUSTES NUMÉRICOS DA CURVA DE RETENÇÃO DE UMIDADE	123
FIGURA 5.2 – PREVISÃO DA FUNÇÃO DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DO SILTE	125
FIGURA 5.3 – COMPARAÇÃO DAS FUNÇÕES DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DOS SOLOS ARENOSOS E DO SOLO SILTOSO.....	125
FIGURA 5.4 – CONDIÇÕES DE CONTORNO APLICADAS NA SIMULAÇÃO NUMÉRICA DA ASCENSÃO CAPILAR EM AREIA NATURAL.....	129
FIGURA 5.5 – SIMULAÇÃO NUMÉRICA DA ASCENSÃO CAPILAR EM UMA CAMADA DE AREIA NATURAL PARA $K_{sat} = 1,4 \times 10^{-6}$ m/s	130

FIGURA 5.6 – SIMULAÇÃO NUMÉRICA DA ASCENSÃO CAPILAR EM UMA CAMADA DE AREIA NATURAL PARA $K_{sat} = 10^{-6}$ m/s.....	131
FIGURA 5.7 – VALORES DE SUCÇÃO DAS AMOSTRAS DOS ENSAIOS DE CISLHAMENTO DIRETO	132
FIGURA 5.8 – PROJEÇÃO DA TRAJETÓRIA DE RESPOSTA NA RUPTURA, NO PLANO DAS TENSÕES.....	133
FIGURA 5.9 – ENVOLTÓRIAS DE RUPTURA NO PLANO DA SUCÇÃO.....	134
FIGURA 5.10 – VARIAÇÃO DE $tg\phi^b$ EM RELAÇÃO À SUCÇÃO.....	134
FIGURA 5.11 – COMBINAÇÃO DOS VALORES APLICADOS DE TENSÃO NORMAL LÍQUIDA E SUCÇÃO.....	135
FIGURA 5.12 – COMPARAÇÃO DA TRAJETÓRIA DE RESPOSTA PREVISTA COM OS DADOS EXPERIMENTAIS NO PLANO DAS TENSÕES.....	136
FIGURA 5.13 – COMPARAÇÃO DA TRAJETÓRIA DE RESPOSTA PREVISTA COM OS DADOS EXPERIMENTAIS NO PLANO DA SUCÇÃO.....	136
FIGURA 5.14 – DETERMINAÇÃO DOS VALORES DE $tg\phi^\zeta$ - CDSC.....	137
FIGURA 5.15 – TRAJETÓRIAS DE RESPOSTA PREVISTAS EM FUNÇÃO DO ÍNDICE DE SATURAÇÃO RELATIVA – ENSAIO CDSC (a) VARIAÇÃO COM TENSÃO NORMAL LÍQUIDA (b) VARIAÇÃO COM ζ	139
FIGURA 5.16 – ENVOLTÓRIAS DE RUPTURA NO PLANO DA SUCÇÃO PARA DETERMINAÇÃO DE ϕ^b - CDC.....	140
FIGURA 5.17 – TRAJETÓRIAS DE RESPOSTA PREVISTAS EM FUNÇÃO DA SUCÇÃO - ENSAIOS CDC (a) VARIAÇÃO COM A TENSÃO NORMAL (b) VARIAÇÃO COM A SUCÇÃO.....	142
FIGURA 5.18 – DETERMINAÇÃO DOS VALORES DE $tg\phi^\zeta$ - CDC.....	143
FIGURA 5.19 – TRAJETÓRIAS DE RESPOSTA PREVISTAS EM FUNÇÃO DO ÍNDICE DE SATURAÇÃO RELATIVA – ENSAIO CDC (a) VARIAÇÃO COM TENSÃO NORMAL (b) VARIAÇÃO COM ζ	144

LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1 – MÉTODOS DE DETERMINAÇÃO DA SUCCÃO EM SOLOS.....	30
TABELA 2.2 – CURVAS DE CALIBRAÇÃO PROPOSTAS PARA O PAPEL FILTRO WHATMAN Nº4232	
TABELA 2.3 – FUNÇÕES MATEMÁTICAS PARA DESCRIÇÃO DE CURVAS DE RETENÇÃO DE UMIDADE.....	35
TABELA 2.4 – EQUAÇÕES MATEMÁTICAS DE FUNÇÕES DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NÃO SATURADAS.	40
TABELA 2.5 – EQUAÇÕES PROPOSTAS PARA A RELAÇÃO ENTRE O PARÂMETRO DE TENSÃO EFETIVA E A CURVA DE RETENÇÃO DE UMIDADE.....	46
TABELA 2.6 - PARÂMETRO DE VAN GENUCHTEN DAS AREIAS NATURAL E TRATADA	57
TABELA 3.1 - QUADRO RESUMO DA DETERMINAÇÃO DAS PROPRIEDADES DAS AMOSTRAS ANTES DO CISALHAMENTO	65
TABELA 3.2 - QUADRO RESUMO DA ESTIMATIVA DAS PROPRIEDADES DAS AMOSTRAS DURANTE O CISALHAMENTO.....	66
TABELA 4.1 – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	72
TABELA 4.2 – PORCENTAGEM DAS FRAÇÕES DE PARTÍCULAS DO SOLO	73
TABELA 4.3 – DADOS DO ENSAIO DE PAPEL FILTRO PARA O SOLO SILTOSO NATURAL.....	78
TABELA 4.4 – DADOS DO ENSAIO DE PAPEL FILTRO PARA O SOLO SILTOSO TRATADO COM MATERIAL REPELENTE.....	80
TABELA 4.5 – DADOS DAS AMOSTRAS CONSOLIDADAS DE SILTE NATURAL.....	83
TABELA 4.6 – DETERMINAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA SATURADA DO SOLO NATURAL	85
TABELA 4.7 – DADOS DA AMOSTRA DO ENSAIO EDOMÉTRICO PARA O SOLO TRATADO	87
TABELA 4.8. RESULTADOS DE ADENSAMENTO DA ARGILA TRATADA.....	87
TABELA 4.9 – EQUAÇÕES DE CALIBRAÇÃO DOS SENSORES DE TDR PARA UMIDADE VOLUMÉTRICA	94
TABELA 4.10 – ÍNDICE DE VAZIOS E GRAU DE SATURAÇÃO RESIDUAL – ENSAIOS INUNDADOS	109
TABELA 4.11 – ÍNDICE DE VAZIOS E GRAU DE SATURAÇÃO RESIDUAL – ENSAIOS NÃO SATURADOS.....	110
TABELA 4.12 – ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO COM SUCCÃO CONTROLADA	113
TABELA 4.13 – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PAPEL FILTRO DAS AMOSTRAS DE CISALHAMENTO	121
TABELA 5.1 – PARÂMETROS DE AJUSTE DO MODELO DE VAN GENUCHTEN	124
TABELA 5.2 – CÁLCULO DE $tg\phi^b$ ATRAVÉS DO ÍNDICE DE SATURAÇÃO RELATIVA.....	138
TABELA 5.3 – CÁLCULO DE $tg\phi^c$ EM FUNÇÃO DO ÍNDICE DE SATURAÇÃO RELATIVA.....	143

LISTA DE SÍMBOLOS

g	Aceleração gravitacional
h_c	Altura capilar
H_c	Altura da amostra após consolidação
h_0	Altura da amostra após moldagem
ϕ'	Ângulo de atrito interno efetivo
ϕ^b	Ângulo de atrito interno associado à sucção mátrica
ϕ^s	Ângulo de atrito interno associado ao índice de saturação relativa
ω	Ângulo de contato líquido-sólido
A	Área
A_c	Área corrigida
A_0	Área de moldagem
z	Carga de elevação
h_p	Carga de pressão
h	Carga hidráulica total
c_v	Coefficiente de adensamento
a_v	Coefficiente de compressibilidade
H	Comprimento do caminho máximo de drenagem
K_{sat}	Condutividade hidráulica saturada
K	Condutividade hidráulica
k_a	Constante dielétrica aparente do solo
δh	Deslocamento horizontal
δv	Deslocamento vertical
l	Dimensão lateral do anel de cisalhamento
T_{90}	Fator tempo adimensional
F_N	Força normal
F_T	Força tangencial
i	Gradiente hidráulico
S	Grau de saturação
S_e	Grau de saturação efetivo

S_{res}	Grau de saturação residual
ζ	Índice de saturação relativa
e	Índice de vazios
e_c	Índice de vazios após consolidação
e_0	Índice de vazios inicial / de moldagem
c'	Intercepto coesivo efetivo
L_{ac}	Leitura do anel de carga
L_f	Leitura vertical final
L_i	Leitura vertical inicial
M_w	Massa de água
M_s	Massa de sólidos
ρ_w	Massa específica da água
ρ_d	Massa específica seca; ρ_{d0} - de moldagem; ρ_{dc} - após consolidação
ρ_s	Massa específica dos sólidos;
ρ_t	Massa específica total; ρ_{t0} - de moldagem
M_0	Massa inicial da amostra
n_l	Número total de leituras no ensaio de cisalhamento direto
Θ	Parâmetro adimensional de umidade volumétrica
κ	Parâmetro de ajuste da equação de Vanapalli <i>et al.</i> (1996)
a, b	Parâmetros do modelo de Gardner (1958)
α	Parâmetro do modelo de van Genuchten (1980)
m, n	Parâmetros do modelo de van Genuchten (1980)
χ	Parâmetro de tensão efetiva
γ_w	Peso específico da água
n	Porosidade
u	Pressão
u_w	Pressão de água
u_a	Pressão de ar
r	Raio capilar
Ψ_m	Sucção mátrica

Ψ_{osm}	Sucção osmótica
Ψ	Sucção total
t	Tempo
t_{90}	Tempo para que ocorra 90% do adensamento
τ	Tensão cisalhante
γ_l	Tensão superficial do líquido
σ	Tensão normal total
σ'	Tensão normal efetiva
w	Umidade gravimétrica
w_f	Umidade gravimétrica após cisalhamento
w_0	Umidade gravimétrica de moldagem
θ	Umidade volumétrica
θ_{sat}	Umidade volumétrica de saturação
θ_{res}	Umidade volumétrica residual
h_{ew}	Valor de entrada de água
Ψ_{ea}, u_e	Valor de entrada/saída de ar
Q	Vazão
c	Velocidade de propagação da luz no vácuo
v	Velocidade macroscópica de fluxo de água
V	Volume da amostra
V_0	Volume da amostra antes da consolidação
V_c	Volume da amostra após consolidação
V_w	Volume de água
V_a	Volume de ar
V_s	Volume de sólidos
V_T	Volume total
V_v	Volume de vazios

LISTA DE SIGLAS E ABREVIações

CC	Condição de Contorno
CDC	Ensaio de cisalhamento direto convencional
CDSC	Ensaio de cisalhamento direto com sucção controlada
CPP	Ensaio de cisalhamento direto da PUC-PR
CPR	Ensaio de cisalhamento direto da PUC-Rio
CI	Condição Inicial
CRUS	Curva de Retenção de Umidade do Solo
DAVE	Disco cerâmico de alto valor de entrada de ar
IP	Índice de plasticidade
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
MDF	Método das Diferenças Finitas
MEF	Método dos Elementos Finitos
PTFE	Politetrafluoretileno (Teflon)
TDR	Técnica de Reflectometria no Domínio do Tempo
WDPT	<i>Water Drop Penetration Time</i>

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	19
1.1 OBJETIVOS	20
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	21
2.1 SISTEMAS DE COBERTURA PARA ATERROS SANITÁRIOS	21
2.1.1 Barreiras Capilares	22
2.2 SOLOS NÃO SATURADOS	24
2.2.1 Perfil de Solo Não Saturado	24
2.2.2 Sucção	25
2.2.3 Curva de Retenção de Umidade	27
2.2.3.1 Métodos experimentais para determinação da curva de retenção de umidade	29
2.2.3.1.1 Método do papel filtro	30
2.2.3.1.2 Ensaio de coluna drenante	32
2.2.3.1.3 Técnica de reflectometria no domínio do tempo (TDR)	33
2.2.3.2 Modelos matemáticos para descrição da curva de retenção de umidade	35
2.2.4 Fluxo em Solos Não Saturados	36
2.2.4.1 Função de condutividade hidráulica	39
2.2.4.2 Condutividade hidráulica saturada	41
2.2.5 Resistência ao Cisalhamento em Solos Não Saturados	42
2.3 ANÁLISE NUMÉRICA DO PROBLEMA DE FLUXO EM SOLOS NÃO SATURADOS	46
2.3.1 Aplicação do Método das Diferenças Finitas na Solução do Problema de Fluxo Não Saturado	49
2.4 SOLOS HIDROFÓBICOS	50
2.4.1 Grau de Repelência dos Solos	51
2.4.2 Valor de Entrada de Água	53
2.4.2.1 Determinação do valor de entrada de água	54
2.4.3 Aplicação de Solos Hidrofóbicos	55
2.4.3.1 Barreiras capilares com solo repelente	56
3 AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE SOLOS NÃO SATURADOS COM ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO CONVENCIONAIS	60
3.1 METODOLOGIA DE ENSAIO PROPOSTA	64
4 COMPONENTE EXPERIMENTAL	70
4.1 TRATAMENTO DE SOLOS PARA INDUÇÃO DE REPELÊNCIA	70
4.1.1 <i>Water Drop Penetration Time</i> (WDPT)	71
4.2 CARACTERIZAÇÃO E CURVA DE COMPACTAÇÃO	72
4.2.1 Caracterização e Classificação do Solo	72
4.2.2 Ensaio de Compactação	74
4.3 CURVA DE RETENÇÃO DE UMIDADE	75
4.3.1 Procedimento do método do papel filtro	75
4.3.2 Silte em Condição Natural	77

4.3.3 Silte Tratado com Substância Repelente.....	79
4.4 CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA SATURADA	82
4.4.1 Condutividade Hidráulica Saturada do Silte Natural.....	83
4.4.2 Condutividade Hidráulica Saturada do Silte Tratado.....	87
4.5 VALOR DE ENTRADA DE ÁGUA	89
4.6 ENSAIOS DE INFILTRAÇÃO	90
4.6.1 Calibração do Sistema de TDR	91
4.6.2 Ensaio de Ascensão Capilar.....	94
4.6.3 Ensaio de Infiltração Descendente	99
4.6.3.1 Ensaio de infiltração com areia natural e tratada	100
4.6.3.2 Ensaio de infiltração com areia natural e silte.....	103
4.7 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO	104
4.7.1 Ensaio de Cisalhamento Direto Convencional	105
4.7.1.1 Ensaio de cisalhamento direto inundados	107
4.7.1.2 Ensaio de cisalhamento direto não saturados	109
4.7.1.3 Envoltórias de resistência inundada e não saturada.....	110
4.7.2 Ensaio de Cisalhamento Direto com Sucção Controlada.....	111
4.7.3 Ensaio de cisalhamento direto não saturados com determinação da sucção mátrica.....	118
5 ANÁLISE DE RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	122
5.1 TRATAMENTO DO SILTE PARA INDUÇÃO À REPELÊNCIA	122
5.2 FUNÇÃO DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NÃO SATURADA	123
5.3 INFILTRAÇÃO TRANSIENTE	126
5.3.1 Implementação Computacional da Simulação de Fluxo Transiente Não Saturado.....	126
5.3.2 Simulação Numérica do Processo de Infiltração.....	128
5.4 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO	132
5.4.1 Ensaio de Cisalhamento Direto com Sucção Controlada.....	133
5.4.2 Ensaio de Cisalhamento Direto Convencionais	140
6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	146
REFERÊNCIAS.....	149
APÊNDICE A	155
APÊNDICE B	161

1 INTRODUÇÃO

O conceito de *desenvolvimento sustentável*, adotado oficialmente em 1987 pela Comissão Mundial sobre Meio Ambiente e Desenvolvimento, criada pela Organização das Nações Unidas (ONU), vem sendo cada vez mais aplicado na área da engenharia. A imposição de novas leis e normas de cunho ambiental torna obrigatórios estudos e relatórios de impactos ao meio ambiente em qualquer obra de engenharia, de modo que não devem mais ser considerados apenas os critérios técnicos de execução.

Um fator que gera muita preocupação quanto ao aspecto ambiental é a disposição final de resíduos sólidos. No Brasil, devido à falta de comprometimento dos municípios e falta de critérios mais rígidos de projeto, os aterros sanitários podem se tornar obras de engenharia de grande impacto ao meio ambiente.

Para obter um bom desempenho, um aterro sanitário deve ser composto por quatro sistemas: de impermeabilização de base, drenagem de gases, drenagem e tratamento de percolado e de cobertura diária e final. Este trabalho foca no sistema de cobertura final, uma vez que a ineficiência deste sistema pode causar uma geração elevada de percolado, sobrecarregando os sistemas de impermeabilização de base e de drenagem e tratamento do chorume produzido.

Os sistemas de cobertura do tipo barreira capilar são sistemas alternativos baseados nas diferenças hidráulicas de dois tipos de solos sobrepostos. Existem estudos sobre a utilização de solos hidrofóbicos em barreiras capilares, que mostram seu bom potencial de aplicabilidade como sistemas de cobertura para regiões de clima tropical, devido à capacidade destes solos de suportar uma pressão de água positiva em sua superfície, sem que haja infiltração. A utilização de solos hidrofóbicos poderia substituir a utilização de geossintéticos e, devido às suas propriedades orgânicas, oferecem um menor impacto com a sua disposição no meio.

O desempenho dos sistemas de cobertura deve ser avaliado não somente em termos de infiltração, mas também em termos de resistência ao cisalhamento, uma vez que a sua estabilidade sobre a pilha de lixo deve ser garantida. Os parâmetros de resistência dos solos não saturados variam de acordo com a sucção e a umidade. Uma vez que os sistemas de cobertura sofrem constante processo de infiltração e evaporação, a sua resistência varia ao longo do tempo, na medida em que ocorre a variação da umidade do solo.

Para a avaliação da resistência ao cisalhamento de solos em condição não saturada, devem ser feitos ensaios com sucção controlada. O ensaio de cisalhamento direto com sucção controlada pode ser consideravelmente lento, devido à necessidade de equalização do valor de sucção a ser avaliado. Em termos de projeto, é importante que os ensaios sejam

mais rápidos e capazes de fornecer as informações necessárias de forma confiável e próximas às condições reais. Considerando a realização de ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada menos acessível, objetiva-se a avaliação da resistência dos solos não saturados sob uma representação em função de um índice de saturação relativa, através de um novo procedimento utilizando-se o ensaio de cisalhamento direto convencional.

1.1 OBJETIVOS

O objetivo principal deste trabalho é avaliar o comportamento hidromecânico de dois solos, incluindo a influência da adição de um produto indutor de repelência à água nas propriedades hidráulicas, visando à avaliação do potencial de construção de coberturas finais alternativas para aterros sanitários. Serão comparados os comportamentos hidráulicos de um solo arenoso e de um solo siltoso naturais aos respectivos comportamentos quando tratados para indução à repelência.

Considerando o estado não saturado de trabalho destas coberturas, objetivou-se também o desenvolvimento de uma metodologia de avaliação do comportamento mecânico não saturado dos solos no domínio do grau de saturação. O objetivo específico é proporcionar uma correlação entre o ângulo de atrito não saturado ϕ^b e a variação da umidade da amostra ao longo do cisalhamento, através de um índice de saturação relativa. Tendo em vista esta correlação, objetiva-se um modo de determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento não saturado de solos utilizando equipamentos de cisalhamento direto convencionais. A vantagem desta metodologia é a não necessidade de equipamentos especiais e a diminuição do tempo necessário de ensaio.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 SISTEMAS DE COBERTURA PARA ATERROS SANITÁRIOS

Os aterros sanitários são sistemas de disposição final de resíduos sólidos no solo que, fundamentados em critérios de engenharia e normas operacionais específicas, devem permitir um confinamento seguro em termos de controle de poluição ambiental e proteção à saúde pública. Usualmente, para um bom desempenho, um aterro sanitário deve ser composto por quatro sistemas: de impermeabilização de base, cobertura diária e final, drenagem e tratamento de percolados e drenagem de gases.

O sistema de cobertura tem a função de proteger a superfície das células de deposição de lixo, com a finalidade de impedir a proliferação de vetores, reduzir a exalação de odores e principalmente diminuir a taxa de infiltração da água da chuva, reduzindo consequentemente a formação de chorume a ser tratado posteriormente.

De acordo com Benson e Khire (1995), a prática corrente para minimização de percolação para dentro da massa de resíduos consiste em uma cobertura prescritiva, formada por uma camada de barreira e uma camada com superfície vegetal. A camada de barreira pode ser formada por argila compactada, geossintéticos ou uma combinação dessas camadas, funcionando pelo princípio de baixa condutividade hidráulica saturada.

No Brasil, as normas referentes a aterros sanitários não são claras em relação à especificação técnica dos sistemas de cobertura. De acordo com o manual de gerenciamento de resíduos sólidos elaborado pelo IBAM (Instituto Brasileiro de Administração Municipal), exige-se de um sistema de cobertura, uma camada de argila compactada (solo com condutividade hidráulica saturada mínima de 1×10^{-7} cm/s) de espessura mínima de 50 cm. Esta especificação não apresenta nenhum rigor com relação à quantidade de água infiltrada para a célula de deposição, não exigindo ou garantindo a eficiência necessária do sistema.

Apesar da falta de regulamentação no Brasil, existem sistemas de cobertura alternativos, baseados na legislação norte americana. As características que definem o desempenho de um sistema de cobertura são basicamente divididas entre propriedades de percolação e de estabilidade/integridade da massa de solo. Segundo Benson *et al.* (1994), a eficiência de um sistema de cobertura em limitar a quantidade de percolado depende do material com o qual é construído (solo ou geossintético), suas propriedades físicas e hidráulicas (condutividade hidráulica, capacidade de retenção de umidade), a integridade da

cobertura a longo prazo, o clima ao qual está sujeito e a natureza e qualidade da cobertura vegetal. De acordo com Khire *et al.* (1995), a predição da percolação através de um sistema de cobertura requer a quantificação de todos os componentes do balanço hídrico, como a precipitação, o escoamento superficial, o armazenamento de água no solo, o escoamento entre camadas, a percolação e a evapotranspiração.

A integridade da cobertura pode ser afetada devido à formação de trincas de retração, pelo processo contínuo de umedecimento e secagem do solo, ou trincas devido ao recalque da própria pilha de lixo ao longo do tempo, de acordo com o processo de biodegradação da matéria orgânica. Além destes fatores, deve ser avaliada a estabilidade quanto à ruptura, uma vez que a pilha de deposição pode atingir alturas de até 40 metros, e a inclinação junto da constante presença de fluxo de água podem levar ao deslizamento da cobertura.

Benson e Khire (1995) apresentam estudos de campo avaliando a eficiência de sistemas de cobertura alternativos, como a monocobertura e a barreira capilar. O sistema de monocobertura consiste em uma grossa camada de solo de granulometria fina, explorando a sua baixa condutividade hidráulica saturada e a capacidade de armazenamento de água até ser removida por evapotranspiração. A espessura da camada de solo deve ser avaliada de acordo com o tipo de precipitação do local, as propriedades hidráulicas não saturadas e a taxa de evapotranspiração. De acordo com Anderson (1997), a evapotranspiração é auxiliada pela cobertura vegetal, no entanto, se a camada de solo não for devidamente projetada, a quantidade de água armazenada pode não ser suficiente para suportar uma camada vegetal perene.

Estudos comparativos de sistemas tradicionais de coberturas prescritivas, também denominadas “barreiras resistivas”, com sistemas do tipo barreira capilar (BENSON *et al.*, 1994; KHIRE *et al.*, 1994; BENSON e KHIRE, 1995), mostram que, em regiões de clima árido e semi-árido, os sistemas de barreiras capilares se mostram mais eficientes, além do menor custo de construção.

2.1.1 Barreiras Capilares

As barreiras capilares, em sua forma mais simples, consistem em uma camada de solo de granulometria fina, sobreposta a uma camada de solo de granulometria mais grossa, como ilustrado na Figura 2.1.

O princípio de uma barreira capilar é baseado na diferença da condutividade hidráulica não saturada dos solos sobrepostos. Sob condição de não saturação, um solo granular, como uma areia, apresenta uma umidade volumétrica menor do que um solo fino, como uma argila, para valores de sucção equivalentes. Deste modo, a areia apresenta uma

condutividade hidráulica não saturada menor do que a argila, após o cruzamento das curvas, a partir de um certo valor de sucção (ponto P na Fig. 2.2).

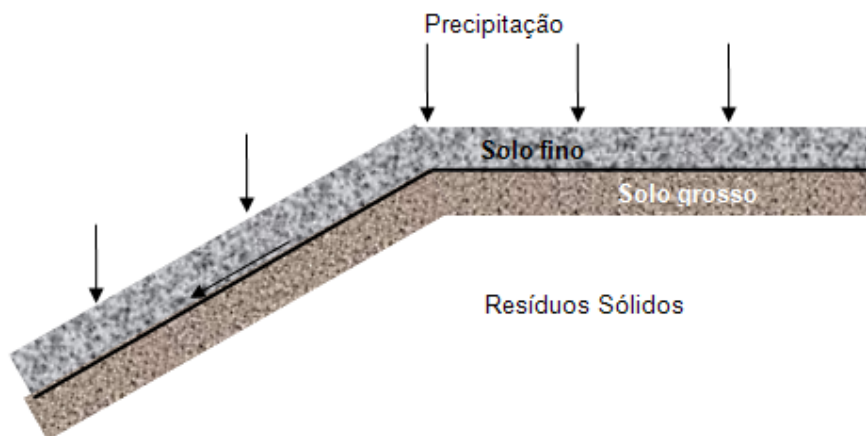


FIGURA 2.1 - LAYOUT CONVENCIONAL DE UMA BARREIRA CAPILAR.

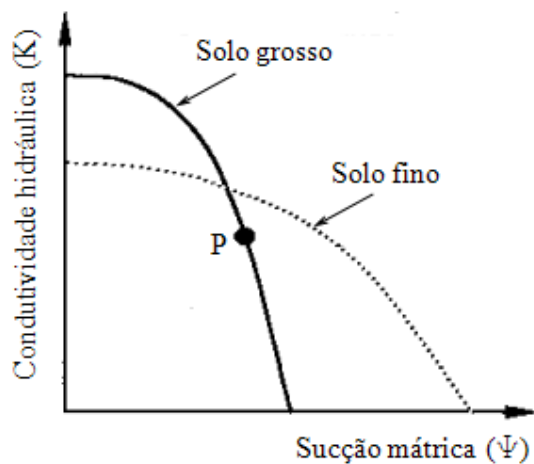


FIGURA 2.2 - PRINCÍPIO DA BARREIRA CAPILAR

Fonte: Adaptado de Khire *et al.* (1999)

Sendo a condutividade hidráulica não saturada do solo granular menor do que a da camada de solo fino, é induzida uma barreira que impede a passagem da água de uma camada de solo para a outra. O fluxo de água para o solo mais grosso se dá quando a camada do solo fino se encontra próximo da saturação, e a camada de solo inferior apresenta um teor de umidade em que a fase água torna-se contínua, suportando a

capacidade de fluxo.

Segundo estudos apresentados por Stormont e Anderson (1999), após a quebra da barreira e término do processo de infiltração, a sucção na região da interface torna a aumentar, restaurando a barreira hidráulica. Estes ciclos de restauração parecem não alterar significativamente o valor de sucção de quebra da barreira capilar.

Como o princípio da barreira capilar se baseia principalmente nas propriedades hidráulicas dos solos utilizados, pode-se avaliar a sua eficiência combinando-se diferentes tipos de solos. Guizelini *et al.* (2008) e Dell'Avanzi *et al.* (2010) apresentam estudos de barreiras capilares com a utilização de um solo hidrofóbico, verificando-se que, com a indução de repelência do solo à água, uma barreira capilar pode ser formada por duas camadas de mesma granulometria e mesma origem.

Para o estudo do processo de infiltração/percolação e da estabilidade de sistemas de cobertura, é necessário, portanto, o entendimento de conceitos de fluxo e de resistência ao cisalhamento de solos não saturados, que serão revisados a seguir.

2.2 SOLOS NÃO SATURADOS

2.2.1 Perfil de Solo Não Saturado

Tradicionalmente, a massa de solo é caracterizada como um sistema multifásico sólido-ar-água. O estado do solo pode ser descrito pela relação entre estas fases, de modo a encontrar-se na natureza em estado de saturação, seco ou não saturado. Matematicamente, esta relação pode ser feita através dos volumes ou pesos das respectivas fases do sistema.

O volume total (V_T) de um volume de controle de solo pode ser considerado igual à soma do volume da fase sólida (V_s) com o volume de vazios (V_v). Partindo do princípio que os vazios podem ser preenchidos por água ou por ar em situação de não saturação, o volume de vazios pode ser considerado como a soma do volume da fase água (V_w) com o volume da fase ar (V_a). Deste modo, o estado do solo pode ser descrito pela avaliação do índice de vazios (e), porosidade (n), grau de saturação (S) e umidade volumétrica (θ) a partir das seguintes relações:

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (2.1)$$

$$n = \frac{V_v}{V_T} \quad (2.2)$$

$$S = \frac{V_w}{V_v} \quad (2.3)$$

$$\theta = \frac{V_w}{V_T} \quad (2.4)$$

Analisando um perfil geológico típico de um solo em região de clima tropical ou subtropical com localização do nível d'água profundo, pode-se observar regiões distintas de inter-relação entre as fases sólido-água-ar.

Uma região seria formada pela zona saturada, abaixo do nível freático. Esta zona é característica por apresentar os vazios do solo preenchidos quase que totalmente por água, podendo haver uma fase de ar ocluso. Deste modo, o grau de saturação é praticamente igual a 1, e a porosidade é igual à sua umidade volumétrica, que assume o nome de umidade volumétrica de saturação (θ_{sat}). Uma área de transição entre a zona saturada e a zona não saturada é denominada zona capilar, na qual a água segue um fluxo ascendente da região saturada através dos vazios do solo, pelo fenômeno de capilaridade.

A zona não saturada apresenta as fases ar e água simultaneamente nos vazios do solo, e, segundo estudiosos da física dos solos, ela pode ser dividida entre a região funicular e a pendular. Na região funicular, a condutividade hidráulica é função da umidade volumétrica do solo, e a fase água é contínua, apresentando a possibilidade de fluxo de água. Na região denominada pendular, o solo não suporta a possibilidade de fluxo de água, pois esta fase é descontínua ou inexistente, sendo a maior parte dos vazios do solo preenchidos por ar (NEWITT & CONWAY-JONES, 1958; PIETSCH, 1991; LEVERSON & LOHNES, 1995 – citados por CHO & SANTAMARIA, 2001).

2.2.2 Sucção

O nível d'água é definido como o limite entre as zonas saturada e não saturada do solo, no qual a pressão de fluido é igual à pressão atmosférica.

Matematicamente, de acordo com a Equação de Bernoulli, a carga hidráulica total (h) em um ponto no solo é definida pela Equação (2.5), na qual ρ_w é a massa específica da água, g é a aceleração da gravidade, u é a pressão e z é a carga de elevação.

$$h = \frac{u}{\rho_w g} + z \quad (2.5)$$

A interface entre as fases ar-água, definida como menisco, apresenta uma concavidade no contato com as partículas do solo, resultado da ação da tensão superficial da água ao longo do menisco. O efeito de tensão superficial associada ao fenômeno de capilaridade na região acima do lençol freático gera uma pressão de magnitude negativa.

Em geral, esta pressão d'água negativa é definida como a diferença entre a pressão de ar (u_a) no interior da massa de solo e a pressão de água (u_w), e é representada pela sucção mátrica (ψ_m), como mostrado pela Equação (2.6).

$$u_a - u_w = \psi_m \quad (2.6)$$

Deste modo, pode-se representar a Equação (2.5) em termos de sucção mátrica, da seguinte forma:

$$h = -\frac{\psi_m}{\rho_w g} + z \quad (2.7)$$

Definindo-se o nível freático como a região em que a pressão de água é igual à pressão atmosférica, pode-se dizer então, que a sucção mátrica no nível d'água é igual a zero. Se considerarmos que, em uma condição natural, a pressão de ar no solo será sempre igual à pressão atmosférica, a sucção pode ser definida apenas pela pressão de água.

A sucção mátrica é tida apenas como uma das componentes de uma sucção total (ψ), relativa à capilaridade e forças de adsorção. A sucção total é compreendida pela energia livre da água intersticial. A outra componente da sucção, relativa à pressão parcial de vapor de água em equilíbrio com a água livre, é denominada sucção osmótica (ψ_{osm}). Deste modo, define-se a sucção total através da Equação (2.8).

$$\psi = \psi_m + \psi_{osm} \quad (2.8)$$

2.2.3 Curva de Retenção de Umidade

Uma das principais características dos solos não saturados é a relação entre a umidade volumétrica e a magnitude de sucção ao longo de uma camada de solo. Essa relação é descrita pela Curva de Retenção de Umidade do Solo (CRUS).

A curva de retenção de umidade apresenta três pontos importantes para a definição de parâmetros, como mostra a Figura 2.3. O ponto do gráfico, no qual a curva corta o eixo da umidade volumétrica, é o ponto que define um valor de sucção zero, representando a saturação do solo. Deste modo, o valor da umidade nesta região se iguala ao valor da porosidade, e determina a umidade volumétrica de saturação. A zona capilar é representada pela região em que a sucção apresenta um valor crescente, com um teor de umidade volumétrico praticamente constante. O segundo ponto definido na figura é o valor de entrada de ar (ψ_{ea}), que representa a diferença entre a pressão de ar e de água necessária para causar a drenagem do maior poro do solo.

Nas regiões de decaimento das CRUS's, representa-se a região funicular, que constitui uma região não saturada do solo. Deste modo, vê-se que, em solos não saturados, há uma relação inversa da sucção com o teor de umidade, uma vez que, na medida em que se aumenta o valor da sucção, diminui-se a magnitude da umidade volumétrica. Quando a umidade volumétrica atinge um valor residual (θ_{res}), tem-se uma região do solo em que a fase água é descontínua, e não mais suporta a possibilidade de fluxo, de modo que a remoção da água requer o fluxo de vapor.

Um dos fatores que influencia na forma de uma curva de retenção é a distribuição granulométrica do solo. A Figura 2.4 apresenta um desenho esquemático de curvas de retenção típicas para solos siltosos, arenosos e argilosos.

A curva (a) da Figura 2.4 representa uma CRUS de um solo arenoso. Percebe-se que o valor de entrada de ar é menor do que para solos siltosos e arenosos, e a curva apresenta um decaimento mais acentuado, atingindo rapidamente a umidade volumétrica residual.

Um menor valor de entrada de ar representa uma zona capilar menor. Conforme o modelo proposto por Kelvin (1753), citado por Fredlund e Rahardjo (1993), o efeito de capilaridade é inversamente proporcional ao diâmetro do poro e à pressão de ar no solo, e diretamente proporcional ao ângulo de contato entre o líquido intersticial e o sólido. Deste modo, solos de granulometria mais fina, como as argilas, apresentam uma zona capilar maior, como pode ser visto pelo maior valor de entrada de ar representado na curva (c).

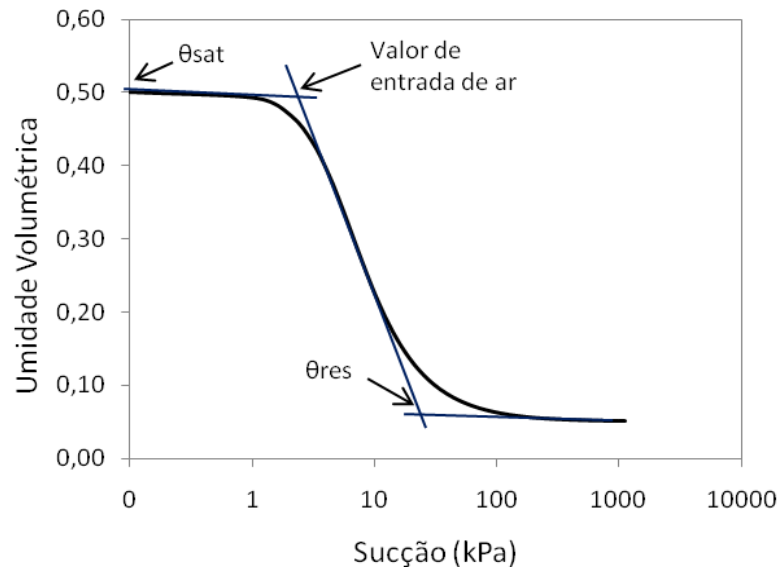


FIGURA 2.3 – PRINCIPAIS PONTOS DA CURVA DE RETENÇÃO DE UMIDADE

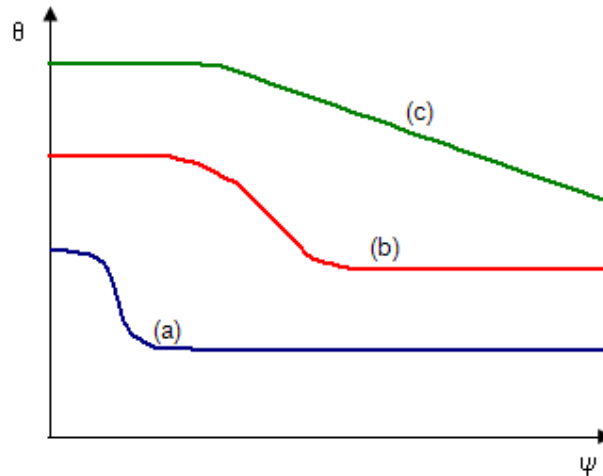


FIGURA 2.4 – REPRESENTAÇÃO DE CURVAS DE RETENÇÃO DE UMIDADE DO SOLO (CRUS) - (a) SOLO ARENOSO; (b) SOLO SILTY; (c) SOLO ARGILOSO.

Comparando-se a umidade volumétrica de saturação para os solos de diferentes distribuições granulométricas, tem-se que, quanto mais fino o solo, teoricamente maior o valor de θ_{sat} , devido ao valor da porosidade. Porém, existem outros fatores que influenciam na retenção de umidade do solo, como histórico de tensões e o processo de compactação.

Outro fator que muda a estrutura de uma CRUS é o índice de vazios inicial. Na Figura 2.5, mostra-se que várias curvas características convergem para um único trecho de

dessaturação (Troll, 1988, citado por Parent *et al.*, 2004). O índice de vazios inicial gera uma mudança na porosidade e conseqüentemente na umidade de saturação, criando uma relação entre o índice de vazios e o valor de entrada de ar, porém, gerando pouca alteração na região residual.

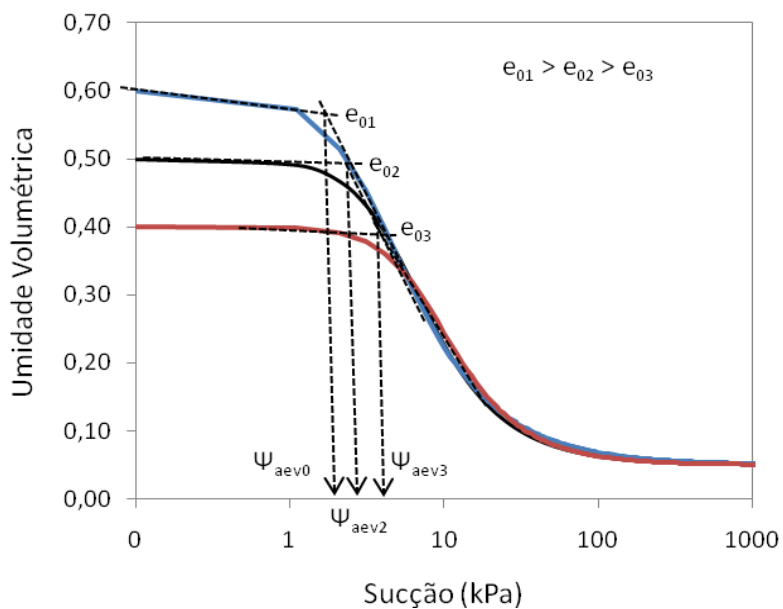


FIGURA 2.5 – CURVAS DE RETENÇÃO DE UMIDADE PARA SOLO COMPACTADO COM DIFERENTES ÍNDICES DE VAZIOS INICIAL

2.2.3.1 Métodos experimentais para determinação da curva de retenção de umidade

O processo de determinação de uma CRUS pode ser laborioso e demorado. Em geral, os métodos para determinação experimental dividem-se em métodos diretos - os quais determinam a sucção e a umidade volumétrica diretamente; e os métodos indiretos - pelos quais a magnitude de sucção é estimada indiretamente, através de correlações. Dentre os métodos indiretos, destaca-se o método do papel filtro como um método simples e de baixo custo, que pode ser empregado em um espectro grande de solos com diferentes distribuições granulométricas. Na Tabela 2.1 são apresentadas algumas das técnicas utilizadas em laboratório para a determinação da sucção. Neste trabalho, serão apresentados detalhadamente o método do papel filtro e o ensaio de coluna drenante, utilizados para determinação das curvas de retenção de umidade dos solos estudados. Os outros métodos aqui citados são descritos por vários autores como Fredlund e Rahardjo (1993), Marinho (1997) e Lu e Likos (2004).

TABELA 2.1 – MÉTODOS DE DETERMINAÇÃO DA SUCCÃO EM SOLOS

Técnica	Sucção determinada	Intervalo (kPa)
Psicrômetro	total	100 a 8000
Papel filtro (com contato)	mátrica	30 a 30000
Papel filtro (sem contato)	total	400 a 30000
Sensor de condutividade térmica	mátrica	0 a 400
Placa de sucção	mátrica	0 a -90
Placa de pressão	mátrica	0 a 1500
Tensiômetro convencional	mátrica	0 a -100
Tensiômetros especiais	mátrica	0 a 1500

Fonte: Adaptado de Fredlund e Rahardjo (1993), Marinho (1997) e Lu e Likos (2004).

2.2.3.1.1 Método do papel filtro

O método do papel filtro é um método de medição indireta da sucção total, ou da sucção mátrica. Quando o papel filtro é colocado em contato com o solo, a água flui do solo para o papel por capilaridade, até que seja atingido um equilíbrio, caracterizando a sucção mátrica. Quando o papel não está em contato com a água do solo, como ilustrado na Figura 2.6, o equilíbrio é atingido pelo fluxo de vapor d'água do solo para o papel, de modo que a sucção determinada é a sucção total. A sucção é determinada através de uma curva de calibração, que relaciona a umidade gravimétrica do papel com valores de sucção correspondentes.

A vantagem deste ensaio é seu baixo custo. Em contrapartida, o procedimento é passível de erros durante a execução, pois o papel filtro é um material muito sensível. Se não houver um grande cuidado nos procedimentos laboratoriais, a umidade do papel filtro poderá ter o seu valor alterado somente com o contato com as mãos do laboratorista ou com a umidade do ar do ambiente.

Para que seja atingido o equilíbrio entre o papel e o solo, é importante que o tempo de equalização do conjunto seja suficiente, a fim de obter uma resposta correta. De acordo com Marinho (1997), para a determinação da sucção mátrica, o tempo de equalização de sete dias é suficiente, para qualquer faixa de sucção. Segundo o mesmo autor, para a medição da sucção total, o tempo de sete dias é suficiente apenas para a determinação de valores acima de 1,0 MPa. Para faixas entre 100kPa e 250kPa são necessários 30 dias, e, para valores menores de 100kPa, o tempo de equalização deve ser maior que 30 dias.

Os papéis mais utilizados são Whatman N°42 e Schleicher & Schuell n°589. A norma americana ASTM-D5298/92 sugere que o papel seja seco em estufa antes do uso, para

melhorar a absorção da água, porém, Marinho (1997) indica que este procedimento pode resultar na alteração da curva de calibração.

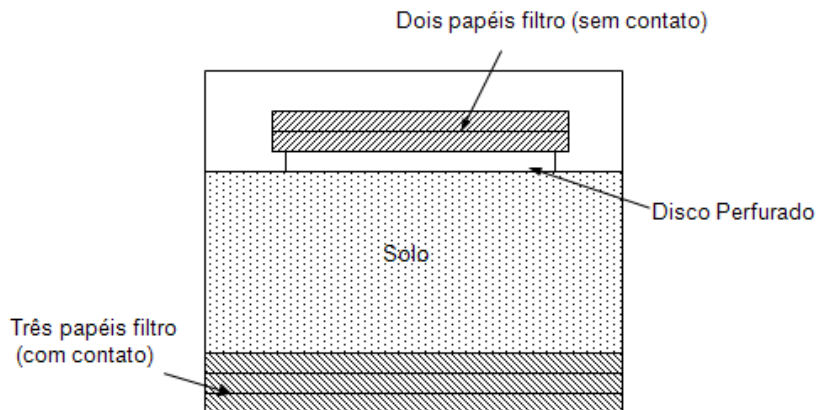


FIGURA 2.6 - MÉTODO DO PAPEL FILTRO COM E SEM CONTATO.

Fonte: Adaptado de Fredlund e Rahardjo (1993).

Existem diversos estudos a respeito da curva de calibração a ser utilizada para cada tipo de papel filtro, de modo que não há um consenso sobre qual curva é mais adequada. As curvas de calibração indicadas pela ASTM-D5298/92 e por Chandler *et al.* (1992) (citado por Leong e Rahardjo, 2002) para o papel Whatman N°42 apresentam uma única equação para a determinação da sucção mátrica e total. Para os estudos conduzidos por Leong e Rahardjo (2002), a curva de calibração proposta pela norma americana apresentou um bom ajuste para os valores de sucção mátrica, porém, apresentou grandes diferenças para os valores de sucção total. Deste modo, os autores apresentam curvas de calibrações distintas para as sucções mátrica e total, cujas diferenças são mais significativas para valores de sucção menores que 1MPa.

Oliveira e Marinho (2006) afirmam que cada lote de papel filtro pode apresentar uma curva de calibração diferente, devido ao processo de fabricação. Os autores ressaltam a importância da calibração do papel filtro a ser utilizado, para pelo menos um ponto, a fim de verificar se o ponto é coerente com as equações utilizadas. Algumas curvas de calibração propostas para o papel filtro Whatman N°42 estão apresentadas na Tabela 2.2.

TABELA 2.2 – CURVAS DE CALIBRAÇÃO PROPOSTAS PARA O PAPEL FILTRO WHATMAN N°42

Referência	Curva de calibração
Chandler <i>et al.</i> (1992)*	ψ (kPa) = $10\exp[6,05 - 2,48\log(w)]$ $w \geq 47\%$
	ψ (kPa) = $10\exp[4,84 - 0,0622w]$ $w < 47\%$
ASTM D5298/92	ψ (kPa) = $10\exp[2,413 - 0,0135w]$ $w \geq 54\%$
	ψ (kPa) = $10\exp[5,327 - 0,0779w]$ $w < 54\%$
Leong e Rahardjo (2002)	<u>Sucção mátrica</u>
	ψ (kPa) = $10\exp[2,909 - 0,0229w]$ $w \geq 47\%$
	ψ (kPa) = $10\exp[4,945 - 0,0673w]$ $w < 47\%$
	<u>Sucção total</u>
	ψ (kPa) = $10\exp[8,778 - 0,222w]$ $w \geq 26\%$
	ψ (kPa) = $10\exp[5,31 - 0,0879w]$ $w < 26\%$

*Citado por Leong e Rahardjo (2002)

2.2.3.1.2 Ensaio de coluna drenante

O ensaio de coluna é um método indireto que permite a estimativa da curva de retenção de umidade do solo através do processo de ascensão capilar (umedecimento) e de drenagem livre, utilizado por Dell'Avanzi (2004).

O equipamento consiste em um sistema composto por uma coluna de solo, dois controladores de velocidade de descarga de água localizados um no topo e outro na base da amostra, um sistema de manutenção do nível d'água na base e sensores de umidade ao longo da coluna de solo. É um equipamento simples e de fácil utilização, no qual as condições de contorno podem ser controladas, e pode-se monitorar a umidade volumétrica em vários pontos da amostra, através da técnica de reflectometria no domínio do tempo (TDR).

Este equipamento foi adaptado por Furlan e Dell'Avanzi (2007), utilizando-se um sistema de três colunas conjugadas, como mostra a Figura 2.7. A amostra de solo é moldada na coluna central, e nas colunas laterais controla-se o nível d'água com uma chave de controle de vazão. Neste caso, o equipamento permite a determinação da CRUS durante ciclos de umedecimento e secagem.

O procedimento de determinação da CRUS durante umedecimento consiste no controle do nível d'água na base da coluna e verificação visual da altura capilar ao longo do tempo, até a estabilização do perfil. Ao final do ensaio, a CRUS é obtida relacionando-se a umidade com a respectiva altura capilar definida durante a amostragem do solo. A umidade é determinada para cada altura da coluna de solo, retirando-se uma amostra e colocando em estufa por 24h. O método visual de avaliação da altura capilar não é considerado muito preciso devido à variação de altura da água no contato solo-acrílico, porém, o método pode ser utilizado de forma prática para estimativa de comportamento da curva.

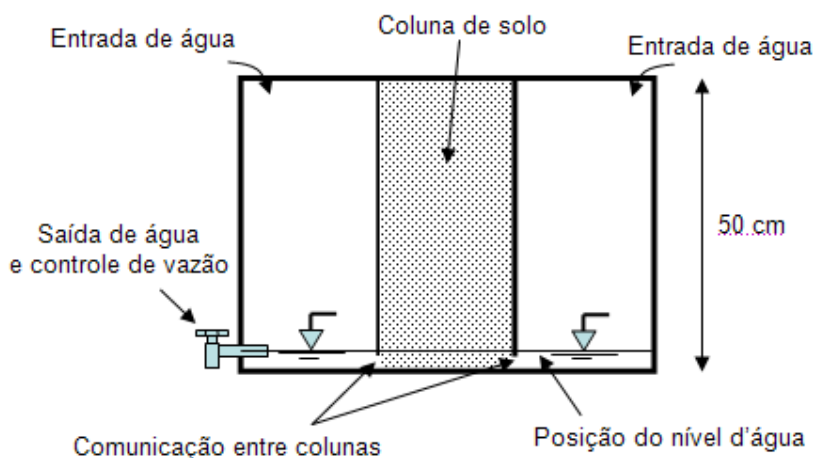


FIGURA 2.7 - ESQUEMA DA COLUNA DRENANTE.

Fonte: Furlan e Dell'Avanzi (2007)

2.2.3.1.3 Técnica de reflectometria no domínio do tempo (TDR)

A técnica de reflectometria no domínio do tempo possui diversas aplicações no campo da geotecnia, e uma delas é sua utilização para avaliar a umidade do solo, tanto no campo quanto no laboratório. A técnica do TDR implica na emissão de um pulso eletromagnético a partir de uma sonda, que se propaga através do solo. A dissipação da energia do pulso através do solo resulta na variação da velocidade de propagação da onda emitida (v_{TDR}). A velocidade de propagação depende do comprimento da sonda e do tempo de propagação do pulso, como mostra a Equação (2.9).

$$v_{TDR} = \frac{2L_{TDR}}{t_{TDR}} \quad (2.9)$$

A umidade do solo pode ser relacionada com o tempo de propagação da onda emitida, uma vez que, quanto maior a umidade, menor a velocidade de propagação. Deste modo, tem-se que a umidade do solo é diretamente proporcional ao tempo. Na medida em que a onda percorre o sistema multifásico composto pelo solo, a energia emitida é dissipada. Essa perda de energia é representada pela constante dielétrica aparente do solo (k_a). A variação da umidade do solo gera então uma variação de k_a . Topp *et al.* (1980), citado por Topp *et al.* (2000), relacionou a constante dielétrica do solo com a velocidade de propagação, de acordo com a Equação (2.10), na qual C é a velocidade de propagação da luz no vácuo (3×10^8 m/s).

$$k_a = \left(\frac{C}{v_{TDR}} \right)^2 \quad (2.10)$$

Wright *et al.* (2001) apresenta diversas relações empíricas propostas por diferentes autores, das quais, a mais utilizada é a proposta por Topp *et al.* (1980), apresentada na Equação (2.11).

$$\theta = -0,053 + 0,0293k_a - 0,00055k_a^2 + 0,0000043k_a^3 \quad (2.11)$$

Apesar das diversas correlações empíricas já existentes, o procedimento de calibração utilizado no presente trabalho envolve a relação linear entre $\sqrt{k_a}$ e θ , e a relação entre a massa específica seca e a umidade gravimétrica $\left(\theta = w \rho_d / \rho_w \right)$, utilizada por diversos autores como Siddiqui *et al.* (2000), Dell'Avanzi (2004) e Yu e Drnevich (2004).

O processo de calibração não deve ser influenciado pelo tamanho ou pelo tipo da sonda utilizada, assim como pelo recipiente que contem o solo. Deste modo, as dimensões da célula de calibração devem ser mínimas para que pouco solo possa ser utilizado, mas também devem ser grandes o suficiente para que não haja interferência do pulso nos contornos da célula. Suwansawat e Benson (1999) realizaram um estudo para determinação de uma dimensão ótima para a célula de calibração do TDR. Foi concluído que as dimensões de um cilindro de ensaio de compactação, de 116 mm de altura e 102 mm de diâmetro, podem ser utilizadas para a calibração com a utilização de uma sonda de 80 mm, com três hastes, cujas distâncias centro-a-centro são de 20 mm. A distância mínima entre a sonda e as paredes ou a base da célula de calibração, deve ser de 30 mm.

2.2.3.2 Modelos matemáticos para descrição da curva de retenção de umidade.

A determinação experimental de uma curva de retenção de umidade fornece valores discretos de determinados pontos ao longo do intervalo entre a saturação e a umidade residual. Porém, a relação entre sucção e a umidade volumétrica é contínua para todo o intervalo. A descrição desta continuidade pode ser realizada ajustando-se funções matemáticas aos resultados obtidos experimentalmente.

Atualmente, existem diversas formulações para descrição de CRUS, como as apresentadas na Tabela 2.3, porém, os modelos propostos por Gardner (1958) e van Genuchten (1980) são bastante utilizados (STORMONT e ANDERSON, 1999; CHOO e YANFUL, 2000, DELL'AVANZI, 2006; FURLAN *et al.*, 2008)

TABELA 2.3 – FUNÇÕES MATEMÁTICAS PARA DESCRIÇÃO DE CURVAS DE RETENÇÃO DE UMIDADE

Autores	Modelo	Parâmetros
Gardner (1958)	$\Theta = \exp(-b\psi)$	$\Theta = \frac{\theta - \theta_{res}}{\theta_{sat} - \theta_{res}}$ $b = \text{constante}$
Farrel e Larson (1972)*	$\psi = \psi_{cr} \exp[b(1 - S_e)]$	$S_e = \text{grau de saturação efetivo}$
Van Genuchten (1980)	$\Theta = \frac{1}{[1 + (\alpha\psi)^n]^m}$	$\alpha, n, m = \text{constantes}$
Williams et al. (1983)*	$\ln \psi = a + b \ln \theta$	$a, b = \text{constantes}$
McKee e Bumb (1984)*	$\Theta = \exp\left[-\frac{(\psi - a)}{b}\right]$	$a, b = \text{constantes}$

*Citados por Leong e Rahardjo (1997)

O modelo proposto por Gardner (1958) apresenta uma formulação matemática exponencial, mostrada pela Equação (2.12), na qual b é uma constante relativa ao inverso do valor de entrada de ar.

$$\theta(\psi) = \theta_{res} + (\theta_{sat} - \theta_{res}) \exp(-b\psi) \quad (2.12)$$

O modelo proposto por van Genuchten (1980) é dado pela Equação (2.13), na qual α é um valor relacionado ao inverso do valor de entrada de ar. Os parâmetros n e m são determinados pelo ajuste aos pontos de retenção de umidade obtidos experimentalmente.

$$\theta(\psi) = \theta_{res} + \frac{(\theta_{sat} - \theta_{res})}{[1 + (\alpha\psi)^n]^m} \quad (2.13)$$

A Figura 2.8 apresenta um exemplo de ajuste do modelo de van Genuchten aos resultados experimentais de uma curva de retenção de umidade de um solo arenoso, determinada pelo método da coluna drenante.

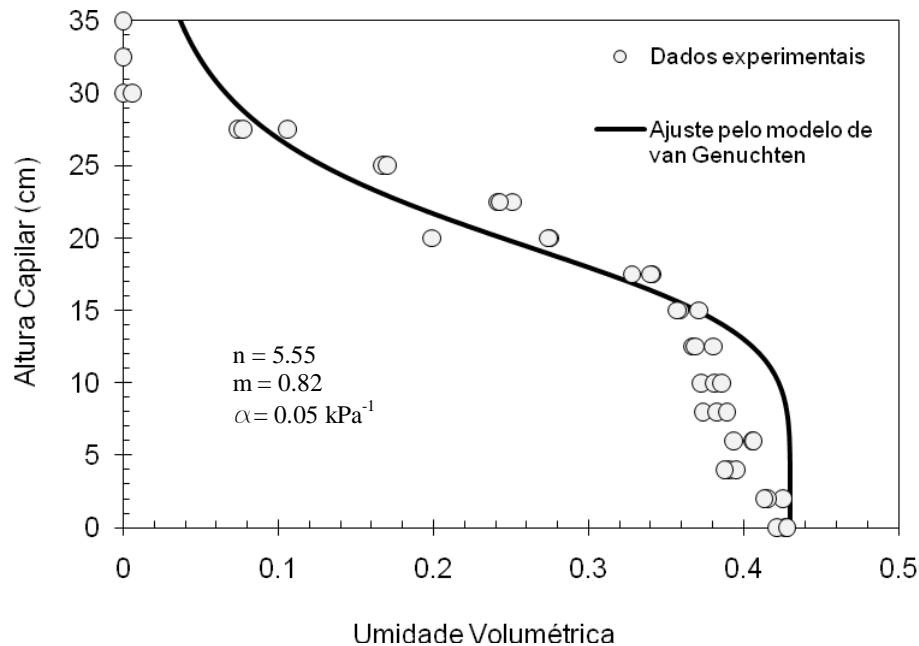


FIGURA 2.8 - AJUSTE DO MODELO DE VAN GENUCHTEN A DADOS EXPERIMENTAIS DE UMA CRUS.

Fonte: Furlan *et al.* (2008).

2.2.4 Fluxo em Solos Não Saturados

O fluxo de água em solos não saturados, como já descrito anteriormente, depende da umidade do solo, assim como da variação da sua condutividade hidráulica. Estas propriedades se relacionam matematicamente, sendo representadas pela equação diferencial governante de fluxo, proposta por Richards (1931).

Essa formulação pode ser deduzida aplicando-se o princípio da continuidade a um volume de controle infinitesimal de solo não saturado, representado pela Figura 2.9. Desta forma, tem-se que a taxa líquida de fluxo através do volume de controle deve ser igual à taxa de variação no tempo de volume de água acumulado, como mostrado na Equação (2.14).

$$\sum Q_{saída} - \sum Q_{entrada} = -\frac{\partial V_w}{\partial t} \quad (2.14)$$

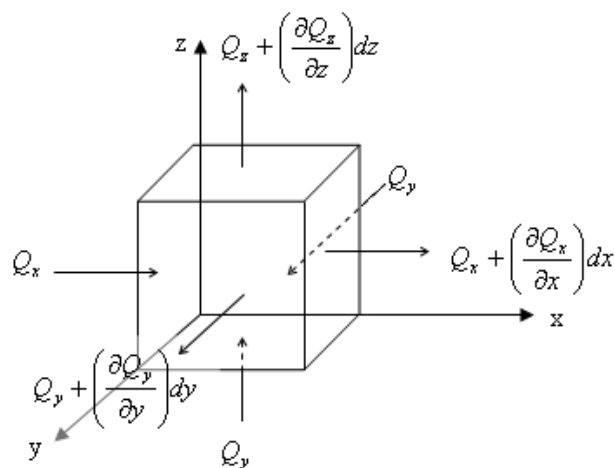


FIGURA 2.9 - VOLUME DE CONTROLE INFINITESIMAL PARA O FLUXO DE ÁGUA

As vazões de entrada são os termos Q_x , Q_y e Q_z , e as vazões de saída são acrescidas de uma variação da vazão de entrada em relação à direção do fluxo. Desta forma, substituindo na Equação (2.14), tem-se:

$$Q_x + \left(\frac{\partial Q_x}{\partial x}\right)dx + Q_y + \left(\frac{\partial Q_y}{\partial y}\right)dy + Q_z + \left(\frac{\partial Q_z}{\partial z}\right)dz - Q_x - Q_y - Q_z = -\frac{\partial V_w}{\partial t} \quad (2.15.a)$$

$$\frac{\partial Q_x}{\partial x} dx + \frac{\partial Q_y}{\partial y} dy + \frac{\partial Q_z}{\partial z} dz = -\frac{\partial V_w}{\partial t} \quad (2.15.b)$$

Utilizando o conceito de que a vazão é a multiplicação da área transversal do fluxo pela velocidade (v), tem-se:

$$Q_x = v_x dydz \quad (2.16.a)$$

$$Q_y = v_y dx dz \quad (2.16.b)$$

$$Q_z = v_z dx dy \quad (2.16.c)$$

sendo $dx dz$ a área transversal ao fluxo em x , $dx dy$ a área transversal ao fluxo em y e $dx dy dz$ a área transversal ao fluxo em z

Sendo o termo $dx dy dz$ igual ao volume total do volume de controle, V_T , tem-se:

$$\left(\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} \right) V_T = - \frac{\partial V_w}{\partial t} \quad (2.17.a)$$

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = - \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{V_w}{V_T} \right) \quad (2.17.b)$$

Sendo a razão entre o volume de água no solo e o volume total igual à umidade volumétrica, dado pela Equação (2.4):

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = - \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (2.18)$$

Na descrição do fluxo de água em solo não saturado, assume-se válida a Lei de Darcy, considerando a variação da condutividade hidráulica (K), com a sucção, como mostra a Equação (2.19).

$$v = -K(\psi) \cdot i \quad (2.19)$$

A Lei de Darcy representa a velocidade macroscópica de fluxo de água através do solo (v), em função da variação da condutividade hidráulica não saturada e do gradiente hidráulico (i). O gradiente hidráulico consiste na variação da carga total ao longo de uma profundidade (l) da camada de solo ($i = \partial h / \partial l$).

Substituindo a Equação (2.19) na Equação (2.18), para as velocidades em suas respectivas direções no sistema de coordenadas x - y - z , a formulação de Richards (1931) pode ser representada pela Equação (2.20), para um fluxo não saturado, transiente, tridimensional.

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (2.20)$$

Para um fluxo unidimensional vertical, será considerada apenas a coordenada vertical em z . Aplicando-se o conceito de sucção (Eq. 2.7), tem-se a Equação (2.21).

$$\frac{\partial \psi}{\partial \theta} \left[\frac{\partial K_z(\psi)}{\partial z} - \frac{1}{\rho_w g} \cdot \frac{\partial K_z(\psi)}{\partial z} \cdot \frac{\partial \psi}{\partial z} - \frac{K_z(\psi)}{\rho_w g} \frac{\partial^2 \psi}{\partial z^2} \right] = \frac{\partial \psi}{\partial t} \quad (2.21)$$

Para um fluxo bidimensional, tem-se a parcela representada pelo fluxo vertical em z e a parcela de fluxo horizontal em y , dada na Equação (2.22).

$$-\frac{1}{\rho_w g} \cdot \frac{\partial \psi}{\partial \theta} \left[\left(\frac{\partial K_y(\psi)}{\partial y} \cdot \frac{\partial \psi}{\partial y} + K(\psi) \frac{\partial^2 \psi}{\partial y^2} \right) + \left(-\rho_w g \frac{\partial K_z(\psi)}{\partial z} + \frac{\partial K_z(\psi)}{\partial z} \cdot \frac{\partial \psi}{\partial z} + K_z(\psi) \frac{\partial^2 \psi}{\partial z^2} \right) \right] = \frac{\partial \psi}{\partial t} \quad (2.22)$$

Para solucionar a equação de fluxo, deve ser acoplada uma função de condutividade hidráulica, que descreve matematicamente a variação da condutividade hidráulica não saturada em função da sucção mátrica ($K(\psi)$), a ser explicada na próxima seção. Nos termos de variação da sucção em relação à umidade volumétrica ($\partial \psi / \partial \theta$), devem ser utilizadas as derivadas das funções de descrição da curva de retenção de umidade do solo.

2.2.4.1 Função de condutividade hidráulica

Assim como a descrição da umidade volumétrica, a variação da condutividade hidráulica é importante na avaliação do comportamento de um solo não saturado. Um solo em condição de saturação apresenta uma condutividade hidráulica constante (K_{sat}). Em uma situação de não saturação, a condutividade hidráulica varia de acordo com a umidade volumétrica, ou com a sucção mátrica, apresentando um decaimento com o aumento da sucção. O comportamento da curva de decaimento depende de diversos fatores, variando de acordo com as propriedades do solo analisado.

A função de condutividade hidráulica pode ser determinada experimentalmente e também descrita por modelos matemáticos, de modo a tornar a função contínua. Devido à complexidade e tempo necessário para a determinação experimental de uma função de condutividade hidráulica, alguns modelos matemáticos foram desenvolvidos visando prever a relação $K(\psi)$, e são comumente denominados funções-k. Estes modelos denominados preditivos se baseiam nas curvas de retenção de umidade ou em curvas granulométricas.

Na Tabela 2.4 estão apresentados alguns modelos matemáticos de condutividade hidráulica não saturada, que podem ser descritos em função da sucção ou da umidade volumétrica.

TABELA 2.4 – EQUAÇÕES MATEMÁTICAS DE FUNÇÕES DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NÃO SATURADAS.

Autores	Modelo	Parâmetros
Gardner (1958)	$K(\psi) = K_{sat} \exp(-a\psi)$ (2.23)	$a = \text{constante}$
Brooks and Corey (1964)*	$K = \Theta^{3+2M}$ (2.24)	$M = \text{constante}$ determinada a partir da CRUS
Campbell (1974)	$K(\psi) = K_{sat} \left(\frac{\theta}{\theta_{sat}} \right)^{2b+3}$ (2.25)	$b = \text{constante}$
Van Genuchten (1980) (baseado no modelo de Mualem, 1976)	$K(\psi) = K_{sat} \frac{\left\{ 1 - (\alpha\psi)^{n-1} [1 + (\alpha\psi)^n]^{-m} \right\}^2}{[1 + (\alpha\psi)^n]^{m/2}}$ (2.26)	$\alpha, n, m = \text{constantes}$ $m = 1 - 1/n$
Van Genuchten (1980) (baseado no modelo de Burdine, 1953)	$K(\psi) = K_{sat} \frac{\left\{ 1 - (\alpha\psi)^{n-2} [1 + (\alpha\psi)^n]^{-m} \right\}^2}{[1 + (\alpha\psi)^n]^{2m}}$ (2.27)	$a, b = \text{constantes}$ $m = 1 - 2/n$

*Citado por Morel-Seytoux *et al.* (1996)

A função-k proposta por Gardner (1958) é o modelo mais conhecido de função descritiva, apresentando um decaimento exponencial (Eq. 2.23). Esta equação detém uma atenção especial, pois possibilita a obtenção de soluções analíticas para o problema de fluxo tanto transiente, apresentadas por Srivastava e Yeh (1991), como permanente, apresentadas em Dell'Avanzi *et al.* (2004) e Dell'Avanzi (2006).

É importante ressaltar que, em geral, o padrão de fluxo estimado para um determinado domínio de análise é consideravelmente influenciado pelo tipo de função-k adotada. Dentre as diversas proposições publicadas, a função proposta por van Genuchten (1980), quando aplicada ao modelo hidráulico de Mualem (1976), é considerada razoavelmente acurada a diversos tipos de dados experimentais de condutividade hidráulica não saturada (HILLEL, 1998). Observa-se, entretanto, que este modelo, designado como Mualem-van Genuchten, tem recebido críticas sistemáticas quanto à acurácia proporcionada à modelagem matemática, principalmente quando comparada a ensaios laboratoriais de barreiras capilares (CHOO e YANFUL, 2000) e a ensaios de evaporação de solos repelentes (BACHMANN *et al.*, 2001).

2.2.4.2 Condutividade hidráulica saturada

A função de condutividade hidráulica não saturada, além dos parâmetros obtidos pela curva de retenção de umidade, necessita do valor da condutividade hidráulica do solo em condição de saturação. Os ensaios específicos para essa determinação são os ensaios de permeabilidade de carga constante ou de carga variável, em permeômetros de parede rígida ou flexível. Com estes ensaios, calcula-se a condutividade hidráulica, considerando a validade da Lei de Darcy, representada anteriormente pela Equação (2.19).

Para a finalidade de estimativa da magnitude da condutividade hidráulica de um solo, pode-se utilizar os resultados de ensaios de adensamento ou da fase de consolidação de ensaios de cisalhamento direto saturado, assumindo como válida a teoria de Terzaghi.

De acordo com a dedução da teoria do adensamento de Terzaghi, considerando a diferença da vazão de água de saída e de entrada em um volume de controle, igual à taxa de variação de volume, chega-se na relação demonstrada pela Equação (2.28). Nesta relação, u é o excesso de poropressão provocado pelo aumento de tensão, e é o índice de vazios.

$$-\frac{K_{\text{sat}}}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{1}{1+e_0} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (2.28)$$

A variação do índice de vazios é provocada pelo aumento da tensão efetiva. Assumindo-se que tenham uma relação linear, tem-se a definição do coeficiente de compressibilidade (a_v).

$$-\frac{\partial e}{\partial \sigma'} = a_v \quad (2.29)$$

Substituindo essa variação na Equação (2.28), chega-se na equação diferencial que rege a teoria do adensamento (Equação 2.30), na qual o coeficiente de adensamento (c_v) é dado pela Equação (2.31).

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (2.30)$$

$$c_v = \frac{k_{sat}(1 + e_0)}{a_v \gamma_w} \quad (2.31)$$

Solucionando a Equação (2.30), chega-se na Equação (2.32), na qual T é o fator tempo adimensional, t_{90} é o tempo necessário para que ocorra 90% do adensamento e H é o comprimento do caminho máximo de drenagem.

$$T = \frac{c_v t_{90}}{H^2} \quad (2.32)$$

A partir de um gráfico da altura da amostra em relação à raiz quadrada do tempo, determina-se o t_{90} , seguindo o método da raiz quadrada do tempo, ou método de Taylor. O coeficiente de compressibilidade (a_v) é dado pelo coeficiente angular da curva da variação do índice de vazios do solo em relação à tensão efetiva aplicada em cada estágio de carregamento do ensaio. Tendo esses dois coeficientes, a condutividade hidráulica saturada pode ser estimada a partir da Equação (2.31).

2.2.5 Resistência ao Cisalhamento em Solos Não Saturados

O princípio das tensões efetivas no solo foi definido por Terzaghi em 1936, para solos saturados, indicando que as tensões totais (σ) são compostas por duas frações. Uma é a poro-pressão (u_w), tensão suportada pela água existente nos vazios da massa de solo. A outra fração da tensão é suportada pela parte sólida, sendo ela, a diferença entre a tensão total e a poro-pressão, definida como tensão efetiva (σ'):

$$\sigma' = \sigma - u_w \quad (2.33)$$

O estado de tensões nos solos não saturados é fundamentalmente diferente do estado de tensões em uma condição de saturação. Em solos não saturados, os vazios são preenchidos por água e por ar, de modo que a fração preenchida por cada fluido interfere nas tensões atuantes entre as partículas de solo e, conseqüentemente, no comportamento da massa de solo em relação à sua resistência ao cisalhamento e às variações volumétricas.

Uma das primeiras equações para a avaliação da resistência de solos não saturados foi proposta por Bishop *et al.* (1960) (Bishop e Blight, 1963), considerando para a formulação clássica de Terzaghi, uma variação para pressões de água negativas, representada pela sucção mátrica, como apresentado na Equação (2.34).

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \quad (2.34)$$

O parâmetro χ é uma propriedade do material que depende do grau de saturação ou da sucção mátrica do solo, e é denominado *parâmetro de tensão efetiva*. Uma vez que este parâmetro deve refletir a condição de saturação, χ assume o valor 1 para solos saturados, e 0 para solos secos.

O entendimento de tensões em solos não saturados e a sua dependência do grau de saturação são considerados um desafio tanto no aspecto teórico quanto experimental. Apesar do parâmetro de tensão efetiva não poder ser medido diretamente, Bishop propôs uma maneira indireta de obtenção de χ através da medição de tensões na ruptura.

Aplicando-se o critério de Mohr-Coulomb nas condições de ruptura (Eq. 2.35) para a formulação de tensões efetivas (Eq. 2.34), tem-se a expressão da resistência ao cisalhamento (τ) para solos não saturados, representada na Equação (2.36), na qual c' é o intercepto coesivo efetivo e ϕ' é o ângulo de atrito efetivo.

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (2.35)$$

$$\tau_f = c' + [(\sigma - u_a)_f + \chi_f(u_a - u_w)_f] \tan \phi' \quad (2.36)$$

Através de ensaios de cisalhamento direto, tem-se a fração $(\sigma - u_a)$, mede-se a tensão cisalhante na ruptura e, controlando o valor da sucção mátrica, pode-se avaliar o parâmetro de tensão efetiva.

Fredlund *et al.* (1978) apresentou a tensão cisalhante em solos não saturados, em termos de duas variáveis independentes. Através de ensaios triaxiais envolvendo as variáveis $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$, foi definida a Equação (2.37). Apesar das Equações (2.36) e (2.37) terem sido definidas por diferentes métodos, elas apresentam uma relação matemática, de modo que o parâmetro ϕ^b se mostra como uma combinação do parâmetro de tensão efetiva com o ângulo de atrito interno.

$$\tau_f = c'_f + (\sigma - u_a)_f \tan \phi'_f + (u_a - u_w)_f \tan \phi^b \quad (2.37)$$

O critério de ruptura para solos saturados é representado em um gráfico bidimensional, da resistência ao cisalhamento em função da tensão efetiva normal aplicada. Para solos não saturados, tem-se a variação com a sucção. Deste modo, para solos não saturados, o critério de ruptura é representado por um gráfico tridimensional da resistência em função das duas parcelas da Equação (2.37), sendo um eixo representado por $(\sigma - u_a)$ e o outro representado pela sucção mátrica $(u_a - u_w)$, como mostrado na Figura 2.10. A Figura 2.11 mostra as projeções horizontais das envoltórias, assumindo que os ângulos ϕ^b e ϕ' são constantes.

Neste caso, tem-se um plano de ruptura, que possui um ângulo ϕ' em relação ao eixo $(\sigma - u_a)$, um ângulo ϕ^b com o eixo $(u_a - u_w)$ e o intercepto coesivo onde o plano cruza o eixo da tensão cisalhante. O critério de ruptura proposto por Fredlund *et al.* (1978) é amplamente utilizado e muitos autores consideram seus resultados satisfatórios (TEIXEIRA e VILAR, 1997; VANAPALLI e FREDLUND, 1997; KIYOHARA *et al.*, 2010). De Campos (1997) indica que no caso particular dos solos tropicais, é comum a ocorrência de envoltórias de resistência não lineares, tanto no espaço das tensões, quanto na variação com a sucção. Neste caso, recomenda-se utilizar envoltórias linearizadas entre diferentes níveis de tensões e valores de sucção.

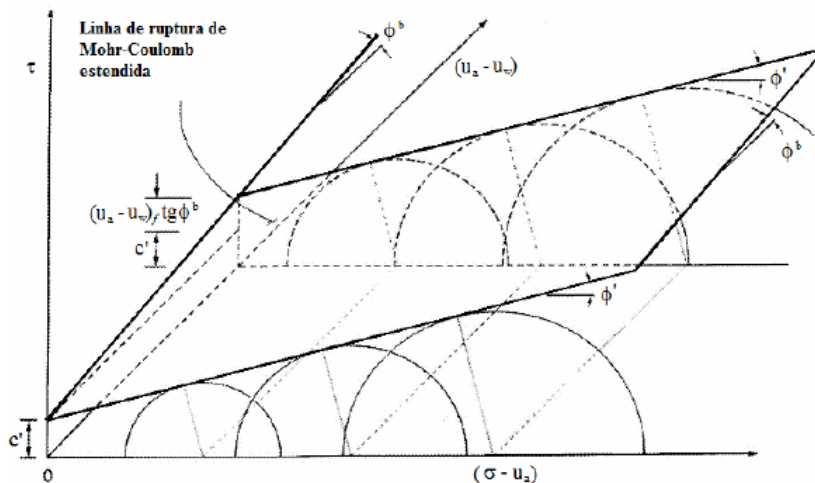


FIGURA 2.10 – PLANO DE RUPTURA DE MOHR-COULOMB PARA SOLOS NÃO SATURADOS

Fonte: Fredlund et al. (1978)

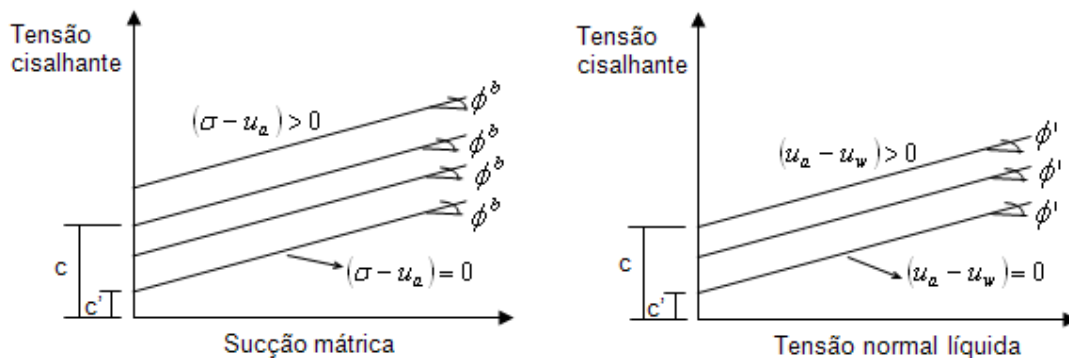


FIGURA 2.11 – PROJEÇÕES DA ENVOLTÓRIA NO PLANO DA SUCÇÃO E NO PLANO DAS TENSÕES.

Uma vez que resistência não saturada depende da sucção, conseqüentemente, de seu estado de saturação, a resistência ao cisalhamento dos solos não saturados pode ser relacionada com a curva de retenção de umidade, como mostrado na Figura 2.12. Até o valor de entrada de ar, os parâmetros ϕ^b e ϕ' tendem a estabelecer um regime linear, no qual apresentam valores semelhantes. Na zona de dessaturação, ϕ^b tende a ser menor que ϕ' , e no trecho residual da curva, seus valores podem variar de acordo com o tipo de solo

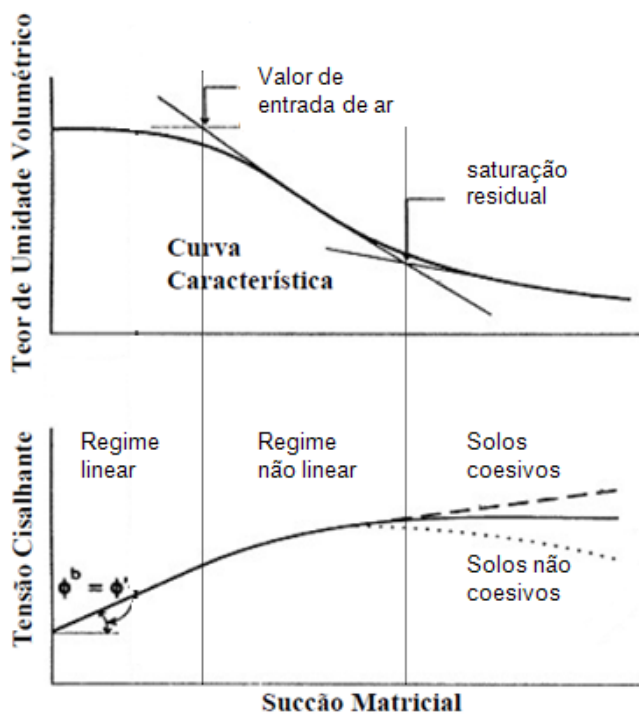


FIGURA 2.12 – RELAÇÃO ENTRE OS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA NÃO SATURADA E A CURVA CARACTERÍSTICA DE SUCÇÃO

TABELA 2.5 – EQUAÇÕES PROPOSTAS PARA A RELAÇÃO ENTRE O PARÂMETRO DE TENSÃO EFETIVA E A CURVA DE RETENÇÃO DE UMIDADE

Autores	Relação $\chi(\theta, S)$	Parâmetros
Vanapalli <i>et al.</i> (1996)*	$\chi = \Theta^\kappa = \left(\frac{\theta}{\theta_{sat}} \right)^\kappa \quad (2.38)$	κ = parâmetro de ajuste aos dados experimentais
Vanapalli <i>et al.</i> (1996)*	$\chi = \frac{\theta - \theta_{res}}{\theta_{sat} - \theta_{res}} \quad (2.39)$	θ = umidade volumétrica
Oberg e Salfors (1997)*	$\chi = \frac{A_w}{A} = S \quad (2.40)$	A_w = área da massa de solos composta por água A = área total da massa de solo S = grau de saturação
Khalili e Khabbaz (1998)*	$\chi = \left(\frac{u_a - u_w}{u_e} \right)^{-0.55} \quad u_a - u_w > u_e \quad (2.41)$ $\chi = 1 \quad u_a - u_w \leq u_e$	$u_a - u_w$ = sucção u_e = valor de entrada de ar

*Citados por Vanapalli e Fredlund (2000) e Vanapalli e Lacasse (2010)

2.3 ANÁLISE NUMÉRICA DO PROBLEMA DE FLUXO EM SOLOS NÃO SATURADOS

A solução do problema de fluxo não saturado, como já explicado anteriormente, envolve a interação da Equação de Richards (1931) com uma função de condutividade hidráulica. Essa solução pode ser obtida analiticamente para uma função de condutividade hidráulica exponencial (Eq. 2.23), como apresentada por Srivastava e Yeh (1991), e Mannich e Dell'Avanzi (2006).

Uma maneira mais comum para solucionar a equação de fluxo é a simulação computacional, na qual se utilizam métodos numéricos para o cálculo simultâneo das equações, de modo iterativo. A maioria dos programas de simulação de fluxo utiliza o Método dos Elementos Finitos (MEF). A idéia básica deste método consiste em subdividir o domínio do problema em subdomínios de dimensões finitas, de forma que o conjunto dos subdomínios seja igual ao domínio original. Deste modo, para cada subdomínio, adota-se um comportamento aproximado para as incógnitas do problema. Estes subdomínios são denominados elementos finitos, que possuem pontos nodais, como mostra a Figura 2.13. Nos elementos são calculadas as incógnitas de modo inter-relacionado com os pontos

nodais de todos os elementos do conjunto. A vantagem deste método é que a forma geométrica e o número de pontos nodais dos elementos podem variar de acordo com o domínio do problema.

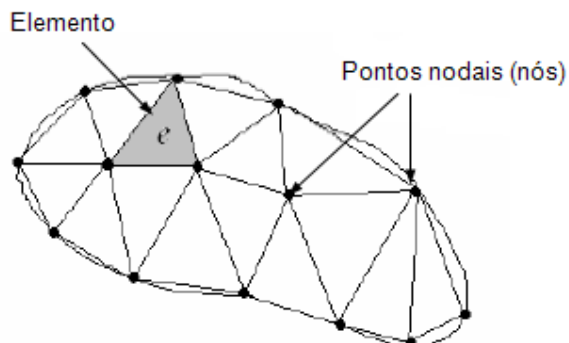


FIGURA 2.13 - REDE DE PONTOS NODAIS DE UM DOMÍNIO DE ELEMENTOS FINITOS

Fonte: Adaptado de Burden e Faires (2003).

Apesar da equação de fluxo ser altamente não linear, pode-se utilizar um método numérico com procedimento de cálculo mais simples, como o Método das Diferenças Finitas (MDF).

O MDF é um método que permite a transformação dos termos diferenciais em equações algébricas, de forma que o domínio do problema passa de um domínio contínuo para um domínio discreto, com vários pontos ou nós, onde são calculadas as incógnitas. Esse processo é chamado discretização.

A malha de discretização é composta por uma série de linhas e colunas que se cruzam nos nós, de forma ortogonal. A distância entre os nós é caracterizada por incrementos de tempo e/ou espaço, como mostrado na Figura 2.14. Os pontos azuis seriam os pontos a serem determinados em um tempo t , pelos pontos conhecidos em vermelho, no tempo $t - \Delta t$.

A discretização de equações diferenciais é feita através de aproximações a partir da definição da derivada como um limite. Pelo método da diferença regressiva, no qual o nó a ser calculado depende do nó anterior, sendo $f(x)$ uma função, a sua derivada primeira no ponto x_0 , por definição, é:

$$\frac{df(x)}{dx} = \lim_{\Delta x \rightarrow 0} \frac{f(x_0) - f(x_0 - \Delta x)}{\Delta x} \quad (2.42)$$

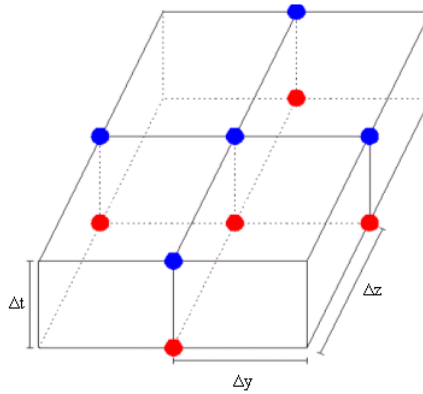


FIGURA 2.14 - REPRESENTAÇÃO DA MALHA DE DIFERENÇAS FINITAS

Aproximando o limite para um Δx pequeno, pelo método da diferença central, na qual é utilizada uma reta secante para $x_0 + \Delta x$ e $x_0 - \Delta x$, tem-se:

$$\frac{df(x)}{dx} = \frac{f(x_0 + \Delta x) - f(x_0 - \Delta x)}{2\Delta x} \quad (2.43)$$

A derivada segunda é uma variação da primeira derivada de $f(x)$ no ponto x_0 , dada por:

$$\frac{d^2 f(x)}{dx^2} = \frac{f(x_0 + \Delta x) - 2f(x_0) + f(x_0 - \Delta x)}{(\Delta x)^2} \quad (2.44)$$

Como mostrado em Burden e Faires (2003), estas aproximações podem ser obtidas através de séries de Taylor truncadas. O método da diferença central é resultado da subtração da expansão para diferença progressiva da expansão para diferença regressiva. Para chegar a uma aproximação correspondente à da Equação (2.44), são desprezados termos relativos às derivadas de ordem 3 e superiores. Com isso, o erro obtido para essa aproximação é da ordem $O(\Delta x^2)$, que é menor que o erro obtido para as diferenças progressiva e regressiva.

Quando se utiliza um método para discretização em uma malha de diferenças finitas, devem-se aplicar as condições de contorno e condições iniciais nos nós das extremidades, para que os nós centrais possam ser calculados, uma vez que os valores calculados nos nós centrais dependem dos valores atribuídos ou calculados nos nós no seu entorno.

Para garantir que a solução fornecida por um método numérico represente uma aproximação aceitável da solução exata do problema matemático, é necessário que o método apresente propriedades de convergência e estabilidade. Como o método das diferenças finitas parte da aproximação da derivada como um limite, para garantir uma boa aproximação de resultados, os incrementos, ou seja, a distância entre os nós, representados por Δx , Δy , Δz ou Δt devem assumir valores pequenos, lembrando que estão representando distâncias infinitesimais.

2.3.1 Aplicação do Método das Diferenças Finitas na Solução do Problema de Fluxo Não Saturado

Para fluxo transiente, a carga de pressão varia em um incremento de tempo Δt , ou seja, a sucção varia em função do tempo, de acordo com a infiltração da água no solo. Essa variação é aproximada pelo método da diferença regressiva, pois com a sucção calculada no tempo anterior $t - \Delta t$, calcula-se o valor da sucção no tempo atual t . Com isso, como apresentado por Guizelini (2007), da Equação (2.21) tem-se a Equação (2.45), sendo o índice 0 indicativo do nó a ser calculado, o índice 1 do nó acima e o índice 3 do nó abaixo (Fig. 2.15).

$$\frac{\partial \psi}{\partial \theta} \left[\frac{K_z(\psi)_1^t - K_z(\psi)_3^t}{2\Delta z} - \frac{1}{\rho_w g} \left(\frac{K_z(\psi)_1^t - K_z(\psi)_3^t}{2\Delta z} \cdot \frac{\psi_1^t - \psi_3^t}{2\Delta z} \right) - \frac{K_z(\psi)_0^t}{\rho_w g} \cdot \frac{\psi_3^t + \psi_1^t - 2\psi_0^t}{(\Delta z)^2} \right] = \frac{\psi_0^t - \psi_0^{t-\Delta t}}{\Delta t} \quad (2.45)$$

Isolando o termo $\psi(t)$, tem-se a Equação (2.46) para o fluxo vertical:

$$\psi_0^t = \psi_0^{t-\Delta t} + \Delta t \frac{\partial \psi}{\partial \theta} \left[\frac{K_z(\psi)_1^t - K_z(\psi)_3^t}{2\Delta z} - \frac{1}{\rho_w g} \left(\frac{K_z(\psi)_1^t - K_z(\psi)_3^t}{2\Delta z} \cdot \frac{\psi_1^t - \psi_3^t}{2\Delta z} \right) - \frac{K_z(\psi)_0^t}{\rho_w g} \cdot \frac{\psi_3^t + \psi_1^t - 2\psi_0^t}{(\Delta z)^2} \right] \quad (2.46)$$

O termo que representa a variação da sucção em função do teor de umidade volumétrico ($\partial \psi / \partial \theta$) não é aproximado pelo MDF, sendo inserida na equação a derivada exata de uma função que descreva uma CRUS (como as representadas pelas Equações 2.12 e 2.13). O fato deste termo não ser aproximado, atribui maior estabilidade e confiabilidade nos resultados obtidos pelo método numérico.

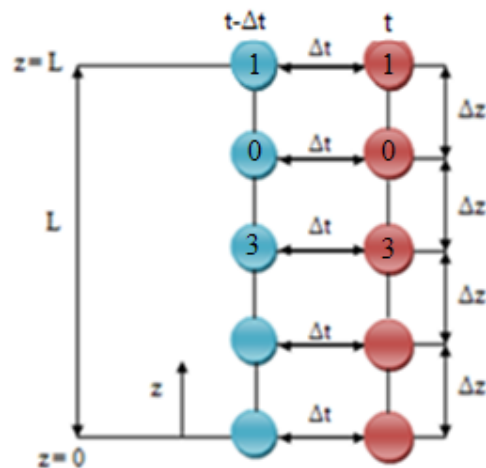


FIGURA 2.15 - REPRESENTAÇÃO DA MALHA DE DIFERENÇAS FINITAS PARA FLUXO TRANSIENTE UNIDIMENSIONAL

Fonte: Guizelini (2007)

2.4 SOLOS HIDROFÓBICOS

Os solos hidrofóbicos, ou solos repelentes, são muito estudados pela física dos solos, devido à sua capacidade de dificultar a entrada da água. DeBano (2000) apresenta uma revisão histórica sobre o estudo da repelência à água em solos, mostrando que o interesse por este fenômeno se iniciou antes do século XX, apesar de não ter sido claramente identificado. A repelência à água era geralmente associada à observação de matéria orgânica no solo, de modo que hoje se relaciona este fenômeno ao revestimento das partículas de solo pela adsorção de substâncias hidrofóbicas, como ácidos húmicos e fúlvicos, provenientes da degradação da matéria orgânica.

Krammes e DeBano (1965) observaram este fenômeno em inúmeras regiões no sul da Califórnia, e verificaram que a infiltração e evaporação em solos hidrofóbicos possuem um comportamento diferente dos solos hidrofílicos. A dificuldade da água em penetrar no solo gera aspectos negativos à agricultura e desenvolvimento da vegetação em geral, por apresentar uma frente de umedecimento irregular, maiores taxas de escoamento superficial e, conseqüentemente, maior erosão do solo.

Além do teor de matéria orgânica hidrofóbica, vê-se que a repelência do solo pode variar com o seu teor de umidade, de modo que, a repelência máxima é obtida para solos secos, tornando-se menos repelentes na medida em que sua umidade aumenta (DEKKER e RITSEMA, 1994). A variabilidade de condições de umidade e de substâncias orgânicas

presentes no solo em campo proporciona uma infiltração irregular. A infiltração se dá por um fluxo de água por trajetórias preferenciais, com um movimento heterogêneo e instável (DEKKER e RITSEMA, 1996), estando a instabilidade da infiltração relacionada com o valor de entrada de água do solo (WANG *et al.*, 2000b). Além das peculiaridades de fluxo de água encontradas nos solos hidrofóbicos, verifica-se que a repelência também influencia na taxa de evaporação (BACHMANN *et al.*, 2001).

Os solos hidrofóbicos são encontrados pelo mundo todo, como nos Estados Unidos (KRAMMES e DeBANO, 1965), Holanda (DEKKER e RITSEMA, 1994, 1996, WANG *et al.*, 2000), Nova Zelândia (HORNE e McINTOSH, 2000), Brasil (CAMBRONERO, 2008). Apesar de serem encontrados padrões no comportamento dos solos repelentes pelo mundo, não se pode desprezar a variabilidade em relação à sua composição mineral, teores e propriedades do material orgânico e condições de umidade. A formação do solo e as condições climáticas interferem e ditam o grau de repelência e o seu agente causador. Deste modo, as soluções sugeridas para diminuição do fenômeno de repelência, devem ser estudadas e direcionadas para as condições do solo local.

2.4.1 Grau de Repelência dos Solos

Um solo é considerado repelente, quando a água possui dificuldade de infiltração na sua superfície. Isto se dá, pois o ângulo formado pelo contato líquido-sólido é maior que 90° . Em condições hidrofílicas, o ângulo formado é menor que 90° , permitindo a infiltração (Fig. 2.16). O ângulo de contato líquido-sólido depende da tensão superficial do líquido, de modo que, quando a tensão superficial diminui, o ângulo de contato diminui (DEKKER e RITSEMA, 1994).

Como os solos apresentam superfícies irregulares, não é possível a medição correta deste ângulo. Deste modo, foram desenvolvidas metodologias alternativas que visam quantificar o grau de repelência de um solo. Letey *et al.* (2000) revisa algumas destas técnicas, explicitando três diferentes abordagens: Tempo de penetração de gota d'água ("*Water Drop Penetration Time*" – WDPT), Concentração de etanol e Pressão de entrada de ar.

O método WDPT consiste em aplicar uma gota de água na superfície do solo e medir o tempo decorrido até a sua penetração. Neste procedimento, os solos são classificados em repelentes e não repelentes. O tempo de critério de classificação foi selecionado por conveniência, sem apresentar nenhum significado físico específico: se o tempo de penetração da gota é menor que cinco segundos, indica-se que o ângulo de contato entre a água e o solo é menor que noventa graus, classificando o solo como não repelente; se o

tempo de penetração é maior, indica-se que o ângulo de contato inicial é maior que noventa graus, caracterizando o solo como repelente. Por ser um método simples, este é geralmente o mais utilizado, porém, esta abordagem é apenas um parâmetro de indicação da estabilidade da repelência do solo, e não um índice de quantificação do grau de repelência.

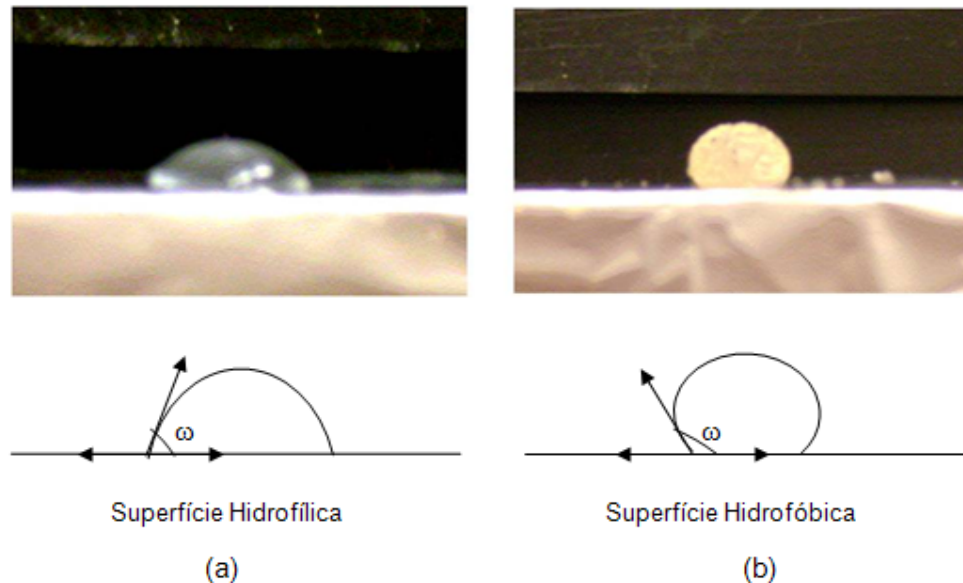


FIGURA 2.16 - REPRESENTAÇÃO DOS ÂNGULOS DE CONTATO LÍQUIDO-SÓLIDO (ω) PARA (a) GOTA D'ÁGUA EM SUPERFÍCIE HIDROFÍLICA (b) GOTA D'ÁGUA EM SUPERFÍCIE HIDROFÓBICA.

Fonte: Dell'Avanzi e Nocko (2008)

O método da concentração de etanol é proposto como um índice de repelência, que relaciona a concentração da solução com a tensão superficial do líquido. Gotas de diferentes soluções aquosas de etanol são dispostas na superfície do solo. A gota que leva 5 segundos para penetrar no solo, indica a solução cuja tensão superficial forma um ângulo de contato líquido-sólido de 90° .

Quando o ângulo de contato da água com o solo é maior que 90° , para que ocorra a infiltração, é necessária a aplicação de uma pressão, que depende também do tamanho dos poros. Assim, uma maneira de avaliar a repelência é a medição da pressão da água exercida sobre o solo, no momento em que se inicia a infiltração, de modo que a pressão será maior, quando mais repelente o solo.

Além destes, existem outros tipos de abordagens e métodos para avaliar a repelência dos solos, como o de medição de valor de entrada de água, proposto por Wang *et al.* (2000a) e medição de ângulo de contato aparente (BACHMANN *et al.*, 2000).

2.4.2 Valor de Entrada de Água

O valor de entrada de água de um solo (h_{ew}) refere-se a um valor crítico de carga hidráulica, na qual a água desloca o ar no meio poroso. Analisando a Figura 2.17 (a), tem-se a ascensão capilar da água em um meio hidrofílico. A altura capilar (h_c) é uma função da tensão superficial líquido-ar (γ_l), do raio capilar (r), da massa específica do líquido (ρ), da constante gravitacional (g) e do ângulo de contato sólido-líquido (ω), de modo que, se o ângulo é maior ou igual a 90° , não há infiltração (Eq. 2.47).

$$h_c = \frac{2\gamma_l \cos \omega}{r\rho g} \quad (2.47)$$

Para a Figura 2.17 (b), tem-se uma situação em meio hidrofóbico. Neste caso, a alteração do ângulo de contato sólido-líquido causa uma inversão do menisco, com um $\omega > 90^\circ$, resultando matematicamente em uma altura capilar negativa, impedindo o fluxo da água.

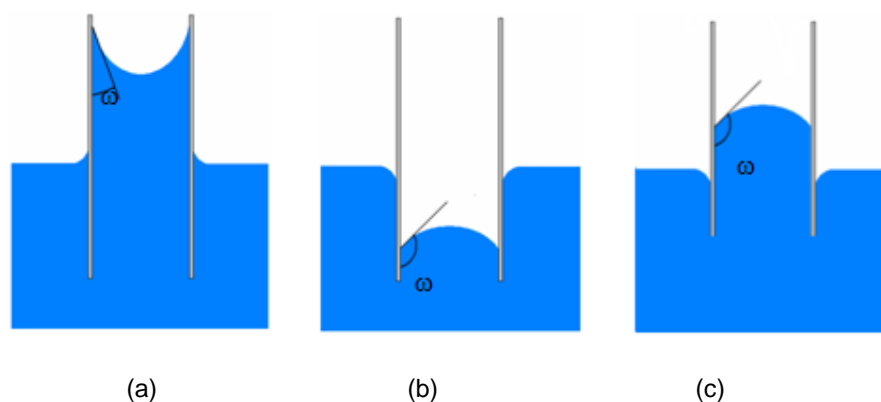


FIGURA 2.17 - ENTRADA DE ÁGUA DE ACORDO COM O ÂNGULO DE CONTATO SÓLIDO-LÍQUIDO PARA (a) AMBIENTE HIDROFÍLICO (b) AMBIENTE HIDROFÓBICO COM $u_w < h_e$. (c) AMBIENTE HIDROFÓBICO COM $u_w > h_e$.

Fonte: Adaptado de Guizelini *et al.* (2008)

Sabe-se que o valor de entrada de água para solos não repelentes apresentam valores negativos, ou seja, a pressão de água é negativa, gerando o fluxo como mostrado na Figura 2.17 (a). Porém, para solos repelentes, o fluxo de água ocorre para um determinado valor de entrada de água positivo (WANG *et al.*, 2000a), mesmo com a inversão do menisco, como mostra a Figura 2.17 (c).

2.4.2.1 Determinação do valor de entrada de água

O método de medição de valor de entrada de água sugerido por Wang *et al.* (2000a) consiste na disposição do solo em um tubo transparente, com as paredes tratadas com Teflon (Politetrafluoretileno - PTFE), e uma base porosa para saída do ar. Ensaios realizados por Furlan (2008) mostraram que, mesmo com as paredes tratadas com material repelente, observou-se um fluxo preferencial no contato solo-vidro (Fig. 2.18).



FIGURA 2.18 - FLUXO PREFERENCIAL NO CONTATO SOLO-LÍQUIDO NA DETERMINAÇÃO DE VALOR DE ENTRADA DE ÁGUA

Fonte: Furlan (2008)

A fim de evitar o fluxo preferencial, Dell'Avanzi *et al.* (2010) desenvolveu um infiltrômetro, como mostrado na Figura 2.19. O equipamento é composto de dois cilindros de acrílico transparente, um interno graduado, com 3 cm de diâmetro e 1 metro de altura, e um externo com 10 cm de diâmetro e 30 cm de altura. Entre os dois cilindros, é ajustada uma peça perfurada, que permite a passagem de ar no solo, na medida em que a água infiltra.

O solo é disposto no cilindro externo, e acima, é colocada a peça perfurada, fixa ao cilindro interno. A água é inserida por um tubo de cobre no interior do cilindro de menor diâmetro, e, pela graduação do cilindro, é feita a medida da altura da coluna d'água suportada pelo solo, até o início da infiltração, que pode ser verificada visualmente.

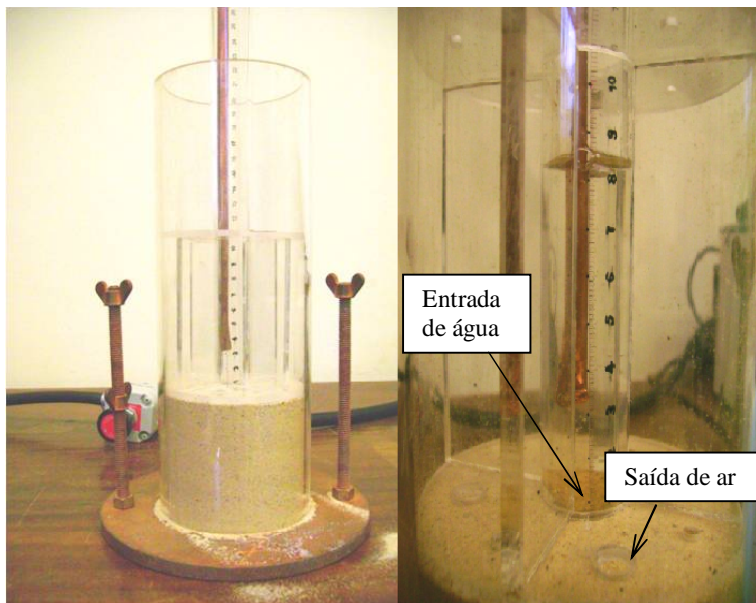


FIGURA 2.19 – INFILTRÔMETRO PARA DETERMINAÇÃO DE VALOR DE ENTRADA DE ÁGUA DE SOLOS REPELENTES

Fonte: Dell'Avanzi e Nocko (2008)

2.4.3 Aplicação de Solos Hidrofóbicos

Apesar da repelência em solos ser considerada um fator problemático na natureza devido às condições irregulares de infiltração e evaporação, este fenômeno pode ser considerado útil para outras aplicações. Furlan *et al.* (2008) apresenta um estudo sobre as características hidráulicas de um solo arenoso, tratado com uma substância hidrofóbica (PTFE), que induz o fenômeno de repelência à água no solo. Guizelini *et al.* (2008) e Dell'Avanzi *et al.* (2010) avaliam a aplicabilidade deste solo tratado para repelência em sistemas de cobertura de aterros sanitários, visando uma redução da infiltração da água da chuva no interior das pilhas de resíduos.

Dell'Avanzi *et al.* (2010) apresenta uma nova abordagem de definição de grau de repelência, baseado no composto hidrofóbico PTFE. Como a repelência neste caso é induzida propositalmente, tomou-se como material padrão o solo tratado com PTFE, e avalia-se a repelência induzida por outros materiais, em relação a este material padrão. Assim, o grau de repelência gerado por um agente hidrofóbico é definido como a razão entre o valor de entrada de água no solo tratado com o agente hidrofóbico em estudo, e o valor de entrada de água no mesmo solo tratado com PTFE.

2.4.3.1 Barreiras capilares com solo repelente

Os solos hidrofóbicos, com a sua capacidade de não infiltração de água, apresentam um aspecto positivo quanto à sua utilização como sistemas de cobertura de aterros sanitários. Considerando que esses solos possuem um valor de entrada de água positivo, em situações de precipitações intensas, eles podem suportar certa coluna d'água, sem que haja umedecimento do solo.

Furlan *et al.* (2008) fez um estudo referente às diferenças hidráulicas de um solo arenoso natural, e o mesmo tratado com material hidrofóbico (PTFE), induzindo a repelência à água no solo. Foi verificado que a condutividade hidráulica saturada do solo tratado é cerca de três ordens de magnitude menor do que do solo natural, o que faz com que a infiltração na areia repelente seja muito mais lenta. As curvas de retenção de umidade de umedecimento apresentam comportamentos diferentes, como mostrado na Figura 2.20.

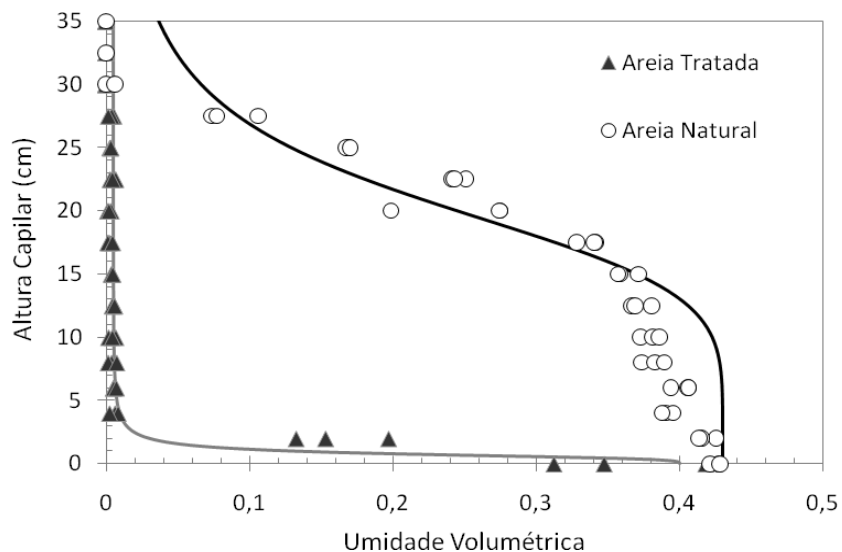


FIGURA 2.20 – CURVAS DE RETENÇÃO DE UMIDADE DA AREIA NATURAL E DA AREIA TRATADA COM MATERIAL REPELENTE.

Fonte: Furlan *et al.* (2008)

A Tabela 2.6 apresenta os valores das condutividades hidráulicas saturadas determinadas a partir de ensaios de permeabilidade sob carga constante, e os parâmetros de ajuste da CRUS pelo modelo de Mualem-van Genuchten. A partir destes parâmetros, foram previstas funções de condutividade hidráulica não saturada, mostradas na Figura 2.21. Comparando-se as funções-k dos dois solos, vê-se que a condutividade hidráulica do solo repelente tende a ser sempre menor do que a da areia natural. Desta forma, verifica-se

teoricamente a aplicabilidade dos dois materiais em conjunto para a formação de uma barreira capilar (GUIZELINI *et al.*, 2008).

TABELA 2.6 - PARÂMETRO DE VAN GENUCHTEN DAS AREIAS NATURAL E TRATADA

Parâmetros	Areia Natural	Areia Tratada
Porosidade (%)	42	40
θ_{res} (%)	5	5
K_{sat} (m/s)	$6,4 \times 10^{-6}$	$5,6 \times 10^{-9}$
n	5,55	3,5
α (1/kPa)	0,05	1,5

Furlan *et al.* (2008)

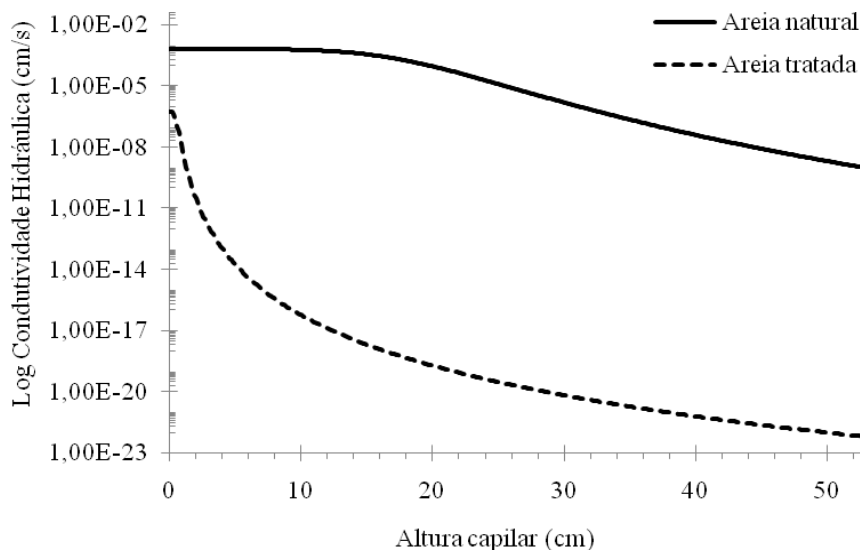


FIGURA 2.21 – FUNÇÕES DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NÃO SATURADA PARA UMA AREIA NATURAL E UMA AREIA REPELENTE.

Fonte: Adaptado de Guizelini *et al.* (2008)

Dell'Avanzi *et al.* (2010) apresenta um estudo comparativo de modelos reduzidos de sistemas de cobertura do tipo barreira capilar, no qual foram levados em conta os fatores de escala geométricos, cinemáticos e dinâmicos. Foram simulados dois tipos de barreiras capilares, considerando um sistema tradicional e outro alternativo. Foram avaliados dois tipos de configurações de sistemas de cobertura, sendo uma tradicional e outra alternativa. A cobertura tradicional foi composta por uma camada de 4,0 cm de areia natural, sobreposta a uma camada de 3,0 cm de pedrisco, separada por um geotêxtil não tecido (Fig. 2.22.a). Esta cobertura, de acordo com os fatores de escala utilizados, simula um sistema tradicional de

argila sobreposta a uma camada de areia. A cobertura alternativa foi composta por uma camada de areia natural de 5,0 cm, sobreposta a uma camada de 2,0 cm de areia tratada com material hidrofóbico (Fig. 2.22.b).

Os resultados mostraram que a barreira alternativa apresentou-se mais eficiente, uma vez que a barreira tradicional rompeu após uma chuva simulada de 40 minutos, e a barreira alternativa não apresentou sinais de rompimento após 2h30min de precipitação.

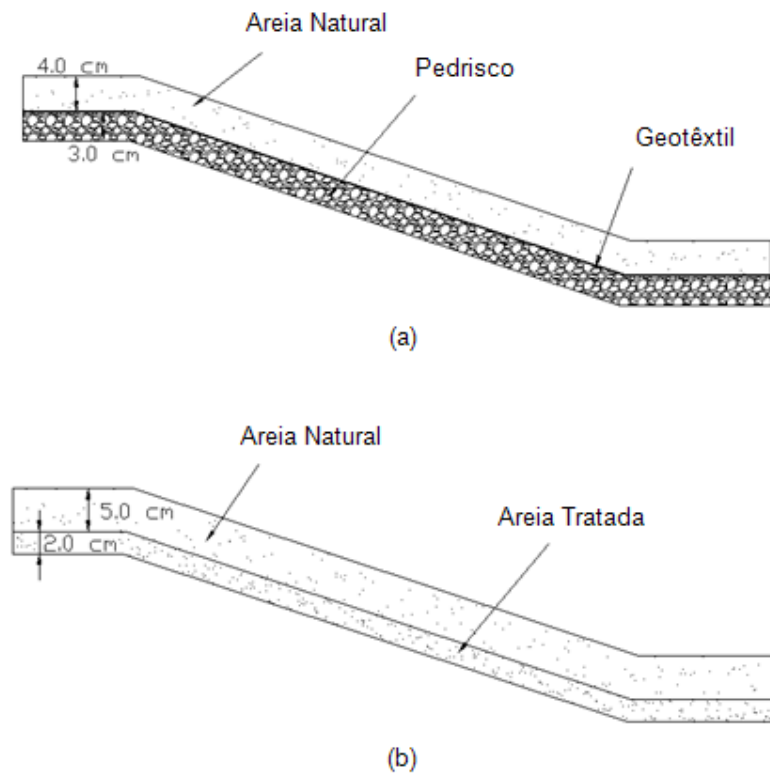


FIGURA 2.22 – DESENHO ESQUEMÁTICO DA BARREIRA CAPILAR (a) TRADICIONAL (b) ALTERNATIVA

Fonte: Dell'Avanzi *et al.*(2010)

Em um experimento conduzido por Ferreira (2010), foi feita uma simulação de chuva para quebra das barreiras em modelo reduzido apresentadas na Figura 2.22. Com a quebra da barreira tradicional, houve o acúmulo de água na região abaixo do sistema de cobertura. A fim de representar o processo de evaporação de líquidos existentes dentro da pilha de lixo, submeteu-se o sistema ao aquecimento. Com este procedimento, foi observado o fluxo de vapor de água e a condensação na camada de pedrisco da barreira tradicional. Na

barreira alternativa, o vapor d'água condensou na camada superior de areia natural (Fig. 2.23).

Este fenômeno mostra que, através da evaporação da água da pilha de lixo, as barreiras capilares que não apresentam uma camada de proteção podem romper pelo aumento da umidade volumétrica da camada de solo inferior, propiciando a capacidade de fluxo através da interface. Na barreira simulada com o solo tratado, há a proteção do sistema, pois a água tende a aumentar a umidade da camada superior, ao invés de se acumular na camada inferior.

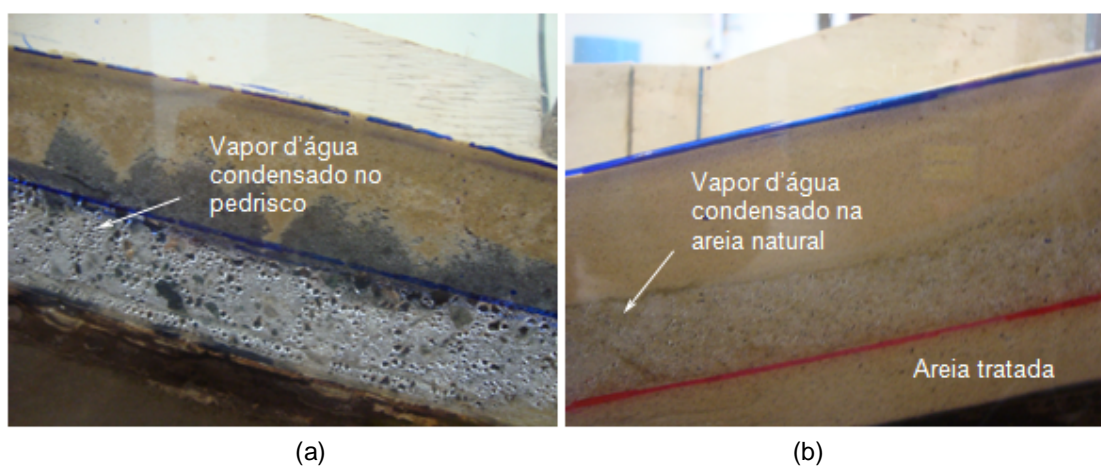


FIGURA 2.23 – CONDENSAÇÃO DE VAPOR NOS MODELOS REDUZIDOS DE BARREIRAS CAPILARES (a) CAMADA DE PEDRISCO (b) CAMADA DE AREIA NATURAL

Fonte: Ferreira (2010)

3 AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE SOLOS NÃO SATURADOS COM ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO CONVENCIONAIS

Um dos métodos de obtenção de parâmetros de resistência ao cisalhamento de solos é o ensaio de cisalhamento direto. Neste ensaio, a amostra de solo é colocada dentro de uma caixa bipartida, na qual uma parte é mantida fixa, e a outra se desloca, criando um plano de ruptura horizontal. O objetivo do ensaio é avaliar a tensão cisalhante de ruptura associada a uma tensão normal aplicada (Fig. 3.1).

As condições de contorno do ensaio são a aplicação de uma força normal, e a aplicação de uma velocidade de deslocamento. O deslocamento da amostra causa o cisalhamento num plano horizontal, e mede-se a força tangencial gerada na amostra ao longo do ensaio. O deslocamento da caixa gera uma variação da área de atuação da força normal, fazendo com que a tensão normal aplicada varie com o deslocamento aplicado a uma velocidade constante.

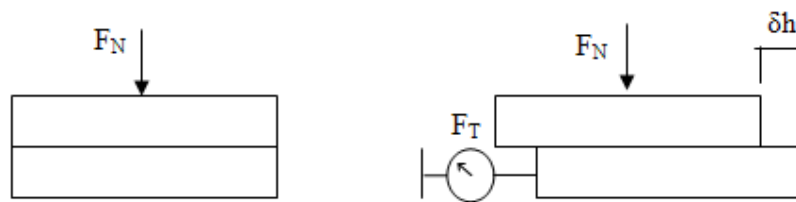


FIGURA 3.1 – DESLOCAMENTO E VARIAÇÃO DA ÁREA DE UMA CÉLULA DE CISALHAMENTO DIRETO

Uma vez que há a variação da tensão normal em relação à área, tem-se também uma variação da área da amostra em relação ao tempo, caracterizada pela velocidade de ensaio. Com a variação da tensão normal ao longo do tempo, tem-se a variação da tensão cisalhante ao longo do tempo, uma vez que a tensão cisalhante medida varia de acordo com a tensão normal aplicada.

Tendo em vista essa variação das tensões ao longo do tempo, sendo a tensão cisalhante função da tensão normal, pode-se considerar uma trajetória de tensões, nos próprios planos de tensões, como mostrado pela Figura 3.2.

Para solos não saturados, a tensão cisalhante varia de acordo com a tensão normal e com a sucção da amostra de solo. Deste modo, a trajetória de tensões deve ser representada em um gráfico tridimensional.

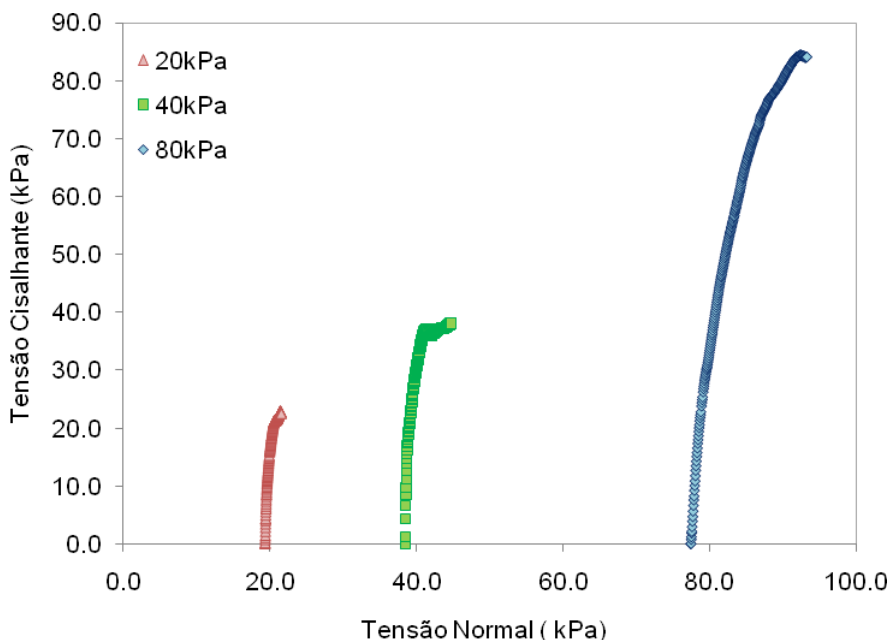


FIGURA 3.2 – TRAJETÓRIA DAS TENSÕES AO LONGO DE UM ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

Para a representação da resistência ao cisalhamento de solos não saturados de acordo com o critério de Mohr-Coulomb, como apresentado pela Equação (2.36), é necessária a realização de ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada. Tendo em vista a determinação de parâmetros de resistência não saturada através de ensaios de cisalhamento direto sem controle da sucção, propõe-se uma representação da resistência ao cisalhamento em termos de um índice de saturação relativa (ζ), apresentado na Equação (3.1).

$$\zeta = \frac{1 - S}{1 - S_{res}} \quad (3.1)$$

O índice de saturação relativa proposto é uma função do grau de saturação, de modo que, para solos saturados ($S = 1$), tem-se $\zeta = 0$ e, para solos secos ($S \approx S_{res}$), tem-se $\zeta = 1$, obedecendo a uma relação linear, dependendo do valor do grau de saturação residual, como mostra a Figura 3.3.

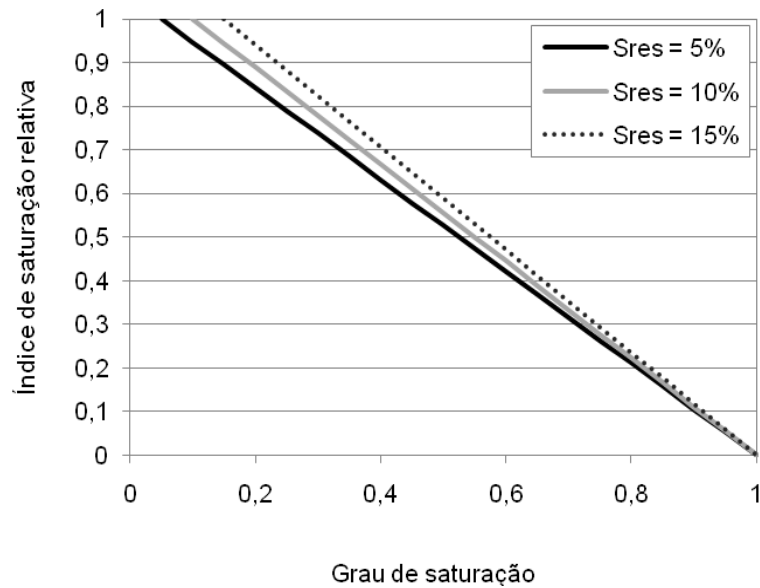


FIGURA 3.3 – VARIACÃO DO ÍNDICE DE SATURAÇÃO RELATIVA COM O GRAU DE SATURAÇÃO

Considerando uma representação em termos de *tensão cisalhante x tensão normal x índice de saturação relativa*, a tensão cisalhante na ruptura é proposta na Equação (3.2), na qual ϕ^ζ é a inclinação da reta formada entre os pontos coordenados de tensão cisalhante e ζ na ruptura, e a sua tangente é dada por $\tan \phi^\zeta = \frac{\partial \tau}{\partial \zeta}$.

$$\tau_f = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + \zeta \tan \phi^\zeta \quad (3.2)$$

Igualando-se à proposição de Bishop, na Equação (2.36), tem-se:

$$\tau_f = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + \chi_f (u_a - u_w) \tan \phi' = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + \zeta \tan \phi^\zeta \quad (3.3.a)$$

$$\chi_f (u_a - u_w) \tan \phi' = \zeta \tan \phi^\zeta = \zeta \frac{\partial \tau}{\partial \zeta} \quad (3.3.b)$$

Adotando o ângulo de atrito ϕ^b proposto por Fredlund *et al.* (1978), descrito na Equação (2.37), tem-se uma relação entre este parâmetro, o índice de saturação relativa e a sucção final da amostra (Eq. 3.4).

$$\tan \phi^b = \frac{\zeta \tan \phi^\zeta}{(u_a - u_w)} \quad (3.4)$$

Utilizando a relação proposta por Vanapalli *et al.* (1996), (Eq. 2.39) em termos de grau de saturação, substituindo na Equação (3.3.b), tem-se a Equação (3.5), proposta para substituir o termo ϕ^b por termos em função somente da umidade do solo, e não da sucção.

$$(u_a - u_w) = \frac{1 - S}{S - S_{res}} \frac{\tan \phi^\zeta}{\tan \phi'} \quad (3.5)$$

Considerando um grau de saturação residual constante, o perfil de variação do índice de saturação relativa com a sucção, partindo da Equação (3.5), é mostrado na Figura 3.4, de acordo também com a variação de $\tan \phi^\zeta$. De acordo com a relação inversa entre o índice de saturação relativa e o grau de saturação, vê-se que o comportamento da Figura 3.4 mostra a relação inversa de uma curva de retenção de umidade teórica. Deste modo, pode-se considerar que a relação proposta apresenta uma relação condizente com o comportamento hidráulico do solo.

Através da Equação (3.5), tem-se uma maneira de calcular o valor de ϕ^b sem a necessidade da realização de ensaios com sucção controlada

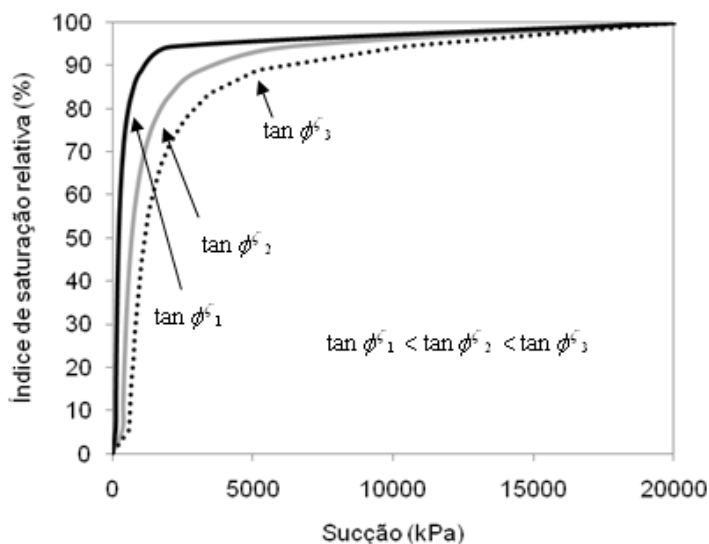


FIGURA 3.4 – VARIAÇÃO DO ÍNDICE DE SATURAÇÃO RELATIVA COM A SUCÇÃO

3.1 METODOLOGIA DE ENSAIO PROPOSTA

Uma vez que o índice de saturação relativa proposto é relacionado com o grau de saturação e umidade da amostra durante o cisalhamento, a metodologia proposta se baseia apenas na determinação da umidade inicial e final da amostra, juntamente com a determinação do valor da sucção final.

O ensaio é realizado em uma prensa de cisalhamento direto convencional, e o procedimento é dividido em três etapas: características de moldagem da amostra, características da amostra depois da consolidação e características da amostra depois do cisalhamento.

Na primeira etapa, devem ser determinadas as características iniciais da amostra:

- Medir as dimensões do anel de moldagem do corpo de prova;
- Medir a altura do corpo de prova moldado;
- Determinar a umidade do corpo de prova ao final da moldagem;
- Determinar a massa específica total, massa específica seca e quantidade de água inicial do corpo de prova;
- Determinar o índice de vazios inicial da amostra.

Depois destes passos, a amostra é submetida ao carregamento vertical para consolidação e determina-se a nova altura da amostra depois da estabilização dos deslocamentos verticais. Nesta etapa ainda deve ser calculada a nova massa específica seca e o índice de vazios da amostra no início do cisalhamento.

Após o cisalhamento, deve-se:

- Determinar a umidade final da amostra;
- Determinar a sucção mátrica e total através do método do papel filtro, de uma amostra extraída do corpo de prova rompido;
- Determinar a umidade residual utilizando uma pequena amostra extraída do corpo de prova ensaiado, através de secagem ao ar por período necessário até alcançar constância de peso.
- Estimar matematicamente a perda ou ganho de umidade da amostra ao longo do cisalhamento, através do decaimento linear ou exponencial, utilizando as umidades inicial e final obtidas.

Os cálculos necessários e as propriedades das amostras determinadas nas etapas do ensaio estão apresentados resumidamente na Tabela 3.1.

TABELA 3.1 - QUADRO RESUMO DA DETERMINAÇÃO DAS PROPRIEDADES DAS AMOSTRAS ANTES DO CISALHAMENTO

DADOS DA AMOSTRA				
	Símbolo	Cálculo	Unidade	Equação
Área de moldagem	A_0	-	cm ²	-
Altura após moldagem	h_0	-	cm	-
Volume antes da consolidação	V_0	$A_0 \times h_0$	cm ³	(3.6)
Umidade gravimétrica de moldagem	w_0	-	-	-
Massa da amostra	M_0	-	g	-
Massa específica total de moldagem	ρ_{t0}	M_0/V_0	g/cm ³	(3.7)
Massa específica seca de moldagem	ρ_{d0}	$\rho_{t0}/(1+w_0)$	g/cm ³	(3.8)
Massa de sólidos	M_s	$V_i \times \rho_{di}$	g	(3.9)
Massa de água na amostra	M_w	$M_0 - M_s$	g	(3.10)
Massa específica dos sólidos	ρ_s	-	g/cm ³	-
Índice de vazios de moldagem	e_0	$\left(\rho_s/\rho_{d0}\right) - 1$	-	(3.11)
CONSOLIDAÇÃO				
	Símbolo	Cálculo	Unidade	Equação
Leitura inicial	L_i	-	mm	-
Leitura final	L_f	-	mm	-
Diferença de leituras	ΔL	$L_i - L_f$	mm	(3.12)
Altura da amostras após a consolidação	H_c	$h_0 + (\Delta L/10)$	cm	(3.13)
Volume da amostra após a consolidação	V_c	$H_c \times A_0$	cm ³	(3.14)
Massa específica seca após a consolidação	ρ_{dc}	M_s/V_c	g/cm ³	(3.15)
Índice de vazios após a consolidação	e_c	$\left(\rho_s/\rho_{dc}\right) - 1$	-	(3.16)
CISALHAMENTO				
	Símbolo	Cálculo	Unidade	Equação
Umidade gravimétrica após o cisalhamento	w_f	-	-	-
Umidade gravimétrica residual após o cisalhamento	w_{res}	-	-	-

Depois de coletados todos os dados necessários, são feitos os cálculos para estimativa do índice de saturação relativa da amostra ao longo do cisalhamento. As equações e as propriedades determinadas estão apresentadas na Tabela 3.2. Inicialmente, como procedimento padrão de cálculo de ensaios de cisalhamento direto, são calculados os deslocamentos verticais e horizontais e as tensões cisalhantes e normais. As tensões são

calculadas pela razão entre a força aplicada e a área corrigida da amostra (A_c), devido à sua variação de acordo com o deslocamento horizontal. A área corrigida é calculada de acordo com a Equação (3.17), na qual l é a dimensão lateral do anel de moldagem.

Em seguida, calculam-se o volume total da amostra, em função da área corrigida (Eq. 3.20) e a massa específica seca (Eq. 3.21) para cada leitura. Nestas equações, consideram-se o peso de sólidos (W_s), a altura da amostra após a consolidação (H_c) e o deslocamento vertical (δ_v). Com isso, tem-se a variação do índice de vazios ao longo do cisalhamento, calculado de acordo com a Equação (3.22).

TABELA 3.2 - QUADRO RESUMO DA ESTIMATIVA DAS PROPRIEDADES DAS AMOSTRAS DURANTE O CISALHAMENTO

	Símbolo	Cálculo	Unidade	Equação
Deslocamento Horizontal	δh	-	mm	-
Deslocamento Vertical	δv	-	mm	-
Leitura do anel de carga	L_{ac}	-	kg	-
Área corrigida	A_c	$l \times \left(l - \frac{\delta h}{10} \right)$	cm ²	(3.17)
Tensão cisalhante	τ	$\frac{F_T}{A_c}$	kPa	(3.18)
Tensão normal líquida	$\sigma - u_a$	$\frac{F_N}{A_c}$	kPa	(3.19)
Volume da amostra	V	$V = (H_c + \delta_v) A_c$	cm ³	(3.20)
Massa específica seca	ρ_d	$\frac{W_s}{V_t}$	g/cm ³	(3.21)
Índice de vazios	e	$\left(\frac{\rho_g}{\rho_d} \right) - 1$	-	(3.22)
Umidade gravimétrica	w_i	$w_{i=1} + \left(\frac{\Delta w}{n_l} \right)$	-	(3.23)
Grau de saturação	S	$\frac{(w + \rho_g)}{e}$	-	(3.24)
Índice de saturação relativa	ζ	$\frac{(1 - S)}{(1 - S_{res})}$	-	(3.1)

Para cálculo do grau de saturação, estima-se a variação da umidade da amostra durante o cisalhamento. Considera-se uma variação linear, com perda ou ganho de umidade, de acordo com os valores de umidade gravimétrica de moldagem (w_0) e de umidade gravimétrica no final do ensaio (w_f). O cálculo da umidade para cada leitura do ensaio (w_i) é feito pela Equação (3.23), na qual n_l é o número total de leituras, Δw é a

diferença entre a umidade final e a umidade de moldagem e w_{i-1} é o valor de umidade calculado para a leitura anterior.

Finalmente, calculam-se o grau de saturação com a Equação (3.24) e o índice de saturação relativo, mostrado anteriormente, com a Equação (3.1).

Com a estimativa destas propriedades para cada leitura, é possível obter estes valores no momento da ruptura, a fim de calcular o parâmetro ϕ^c necessário para a envoltória proposta. Com o valor da sucção obtida ao final do ensaio, pode-se calcular a envoltória de acordo com o parâmetro ϕ^b e analisar a correlação entre os dois ângulos.

Em ensaios de cisalhamento com imposição dos valores de sucção são obtidas envoltórias coplanares, pois se pode manter a tensão vertical constante e variar os valores de sucção, ou vice-versa. Neste procedimento de ensaio, faz-se a determinação da sucção com a variação livre da umidade da amostra, de modo que os resultados obtidos são trajetórias de resposta tridimensionais com a variação das tensões e da sucção. Deste modo, a projeção dessa trajetória nos planos bidimensionais cruza diversas envoltórias, como mostra a Figura 3.5.

Na Figura 3.6 tem-se um exemplo de projeções bidimensionais de trajetórias de resposta no plano das tensões, para ensaios realizados com diferentes umidades gravimétricas. Vê-se que quanto mais seco o solo, mais as projeções das envoltórias se afastam da envoltória saturada, aumentando o ângulo de atrito e o intercepto coesivo.

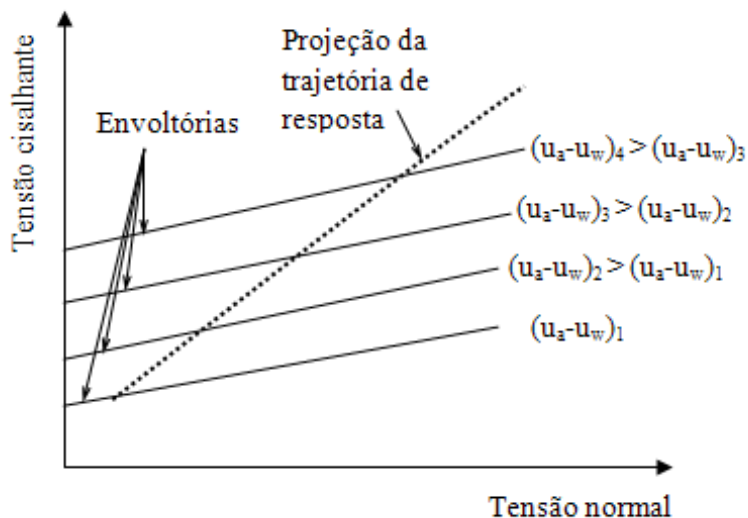


FIGURA 3.5 – REPRESENTAÇÃO DA PROJEÇÃO BIDIMENSIONAL DE UMA TRAJETÓRIA DE RESPOSTA

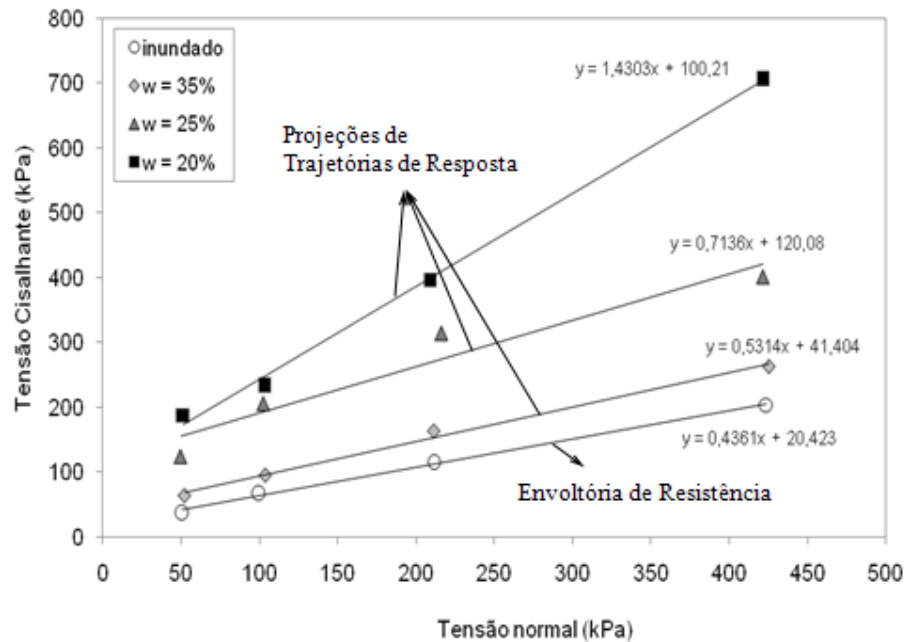


FIGURA 3.6 – ENVOLTÓRIAS DE RESISTÊNCIA INUNDADAS E TRAJETÓRIAS DE RESPOSTA NÃO SATURADAS

Com a estimativa do índice de saturação relativa ao longo do cisalhamento, também se tem uma variação tridimensional da trajetória de resposta. A Figura 3.7 mostra a variação do índice de saturação relativa de diversas amostras ao longo do cisalhamento. A partir dos valores da tensão cisalhante e do índice de saturação relativa na ruptura, obtém-se o parâmetro ϕ^s , de modo que este ângulo é formado pela reta que une os valores do ensaio saturado com os valores dos ensaios não saturados (Fig.3.8).

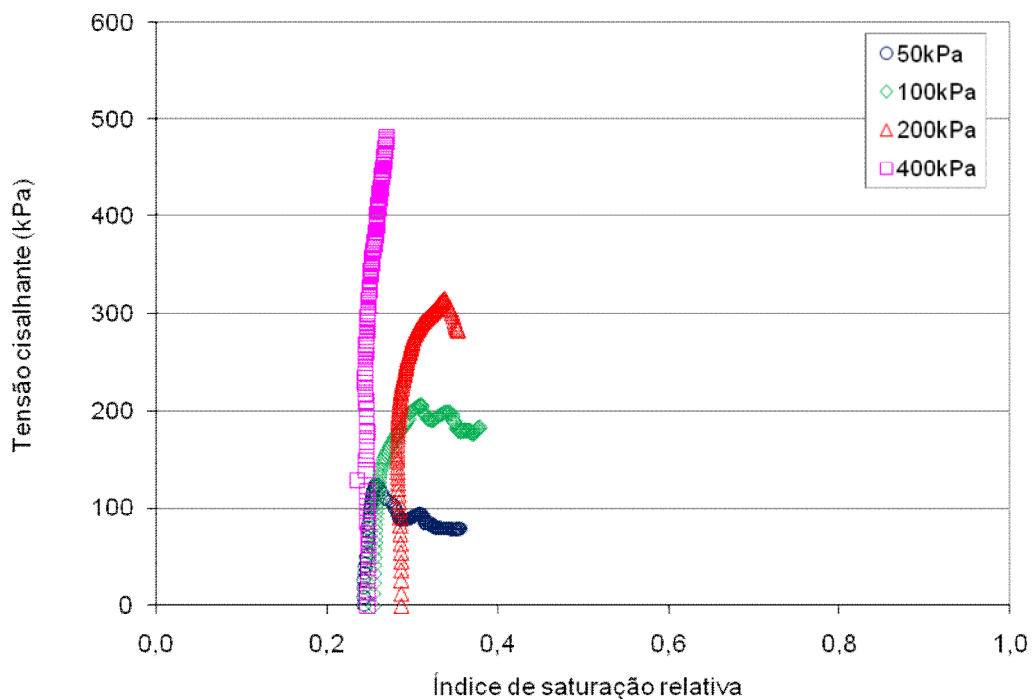


FIGURA 3.7 – TRAJETÓRIAS DO ÍNDICE DE SATURAÇÃO RELATIVA AO LONGO DO CISLHAMENTO

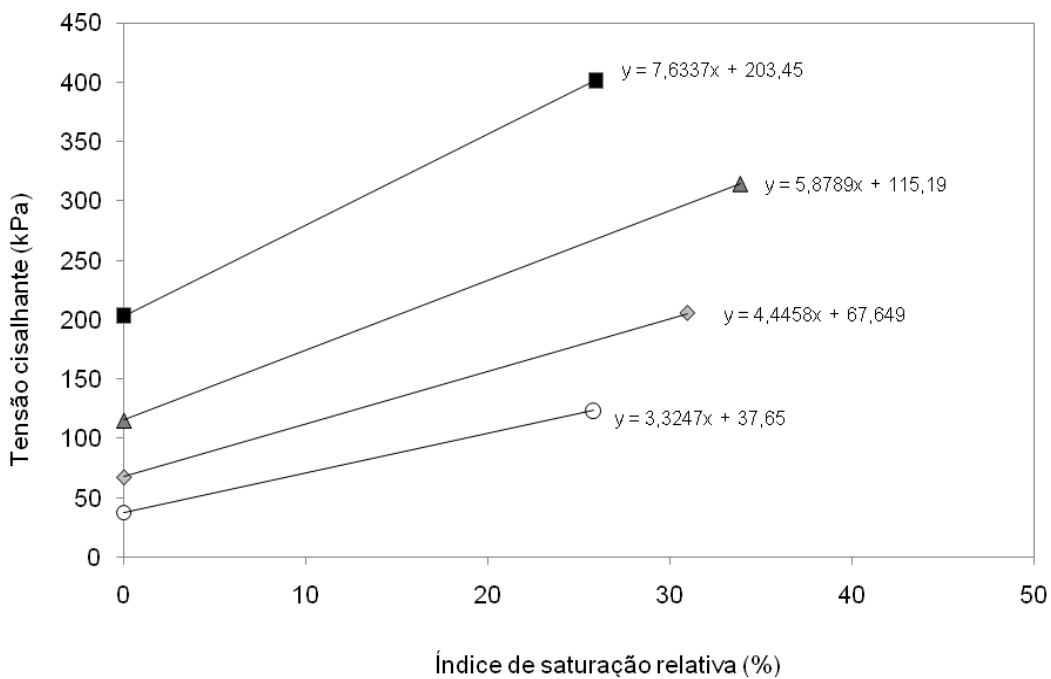


FIGURA 3.8 – TRAJETÓRIAS PARA DETERMINAÇÃO DO PARÂMETRO ϕ^z

4 COMPONENTE EXPERIMENTAL

Neste trabalho foram utilizados como materiais de estudo dois tipos de solo, sendo que cada um deles foi analisado também com a adição do PTFE, para induzir a repelência à água.

Para a realização de ensaios visando o estudo de barreiras capilares, como solo granular foi selecionada a areia de Paranaguá - PR, previamente estudada por Furlan (2008), bem como o mesmo solo tratado com material repelente.

Como solo fino, foi selecionado um material proveniente do município de Itapetininga – SP, característico da formação Tatuí, de coloração vermelha. No presente trabalho, este solo foi analisado através de ensaios de caracterização, determinação do comportamento hidráulico e também parâmetros de resistência. Deste modo, os ensaios apresentados consistem na determinação das curvas características, condutividade hidráulica saturada, valor de entrada de água para o solo repelente e ensaios de cisalhamento direto convencional e com sucção controlada para o solo natural. Avaliados os parâmetros hidráulicos necessários, foram realizados ensaios de infiltração e ascensão capilar, com a utilização dos sensores de TDR.

4.1 TRATAMENTO DE SOLOS PARA INDUÇÃO DE REPELÊNCIA

Para a indução de repelência à água, o solo foi submetido a um processo de tratamento com um lubrificante sintético a base de PTFE (Teflon). Para garantir um padrão de quantidade de agente repelente no solo, foi utilizada uma proporção de 311g de lubrificante para cada quilograma de solo.

O lubrificante de Teflon utilizado é da forma aerossol, de modo que o processo de tratamento consistiu na sua aplicação sobre o solo com constante revolvimento para garantir uma dispersão uniforme. Posteriormente ao tratamento, o solo foi deixado em estufa durante um período mínimo de 24h, a uma temperatura aproximada de 100°C para retirada de umidade e garantir um maior grau de repelência. O PTFE é uma substância que resiste a temperaturas entre -42°C e 232°C, de modo que a temperatura a que foi submetido na estufa garantiu a integridade da substância no solo.

4.1.1 Water Drop Penetration Time (WDPT)

O ensaio WDPT é muito utilizado para identificar solos hidrofóbicos na natureza. Neste caso, o ensaio foi feito para garantir a repelência do solo tratado, para a quantidade de Teflon determinada.

Para a realização dos ensaios de compactação, as amostras foram destorroadas e passadas na peneira #10 (2,0mm). Como o solo estudado apresenta um grande teor de finos, o tempo de penetração de gota foi avaliado para uma amostra de solo com grãos entre 2,0mm e 0,48mm, e para uma amostra cujos grãos são menores que 0,48mm (passando na peneira #40), a fim de verificar se a granulometria do solo influencia no ângulo de contato entre a água e o solo (Fig. 4.1).

Nas duas amostras verificou-se a formação de gotas, nas quais se formou uma película de teflon, permitindo que ela durasse mais tempo sobre o solo. Na amostra mais granular, as gotas começaram a se desfazer depois de 20 min. Na amostra mais fina, as gotas mantiveram sua forma por no mínimo 30 min. Depois de 1h e 40min, as gotas já haviam infiltrado em grande parte, porém, mantendo a película de teflon, como mostrado na Figura 4.2.

Nota-se que a granulometria influencia na formação da gota, porém, o solo tratado garantiu seu grau de hidrofobicidade para a quantidade de PTFE utilizada. O tamanho da gota não apresentou variação em relação ao tempo de penetração.



FIGURA 4.1 – ENSAIO WDPT PARA DIFERENTES GRANULOMETRIAS (a) MENORES DE 0,48mm (b) ENTRE 0,48mm E 2,0mm – TEMPO = 0h



(a)

(b)

FIGURA 4.2 – ENSAIO WDPT PARA DIFERENTES GRANULOMETRIAS (a) MENORES DE 0,48mm (b) ENTRE 0,48mm E 2,0mm – TEMPO = 1h40min

4.2 CARACTERIZAÇÃO E CURVA DE COMPACTAÇÃO

4.2.1 Caracterização e Classificação do Solo

Para a caracterização e classificação do solo fino utilizado, foram feitos ensaios de determinação dos limites de Atterberg, massa específica real dos grãos e análise granulométrica para o solo em sua condição natural. Os procedimentos adotados seguiram as respectivas normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT):

NBR 6459/1984 – Determinação do Limite de Liquidez;

NBR 7180/1984 – Determinação do Limite de Plasticidade;

NBR 6508/1984 – Massa Específica Real dos Grãos;

NBR 7181/1984 – Análise Granulométrica;

Os resultados da determinação da massa específica real dos grãos e dos limites de Atterberg estão na Tabela 4.1. Os valores e cálculos utilizados para a determinação dos resultados apresentados estão dispostos no Apêndice A.

TABELA 4.1 – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

ρ_g (g/cm ³)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	I_a
2,82	56	44	12	0,41

Para a análise granulométrica foi feito um ensaio de granulometria conjunta. A curva granulométrica está apresentada na Figura 4.3, e mostra que mais de 90% da amostra possui partículas menores que 0,075mm, referente à peneira #200.

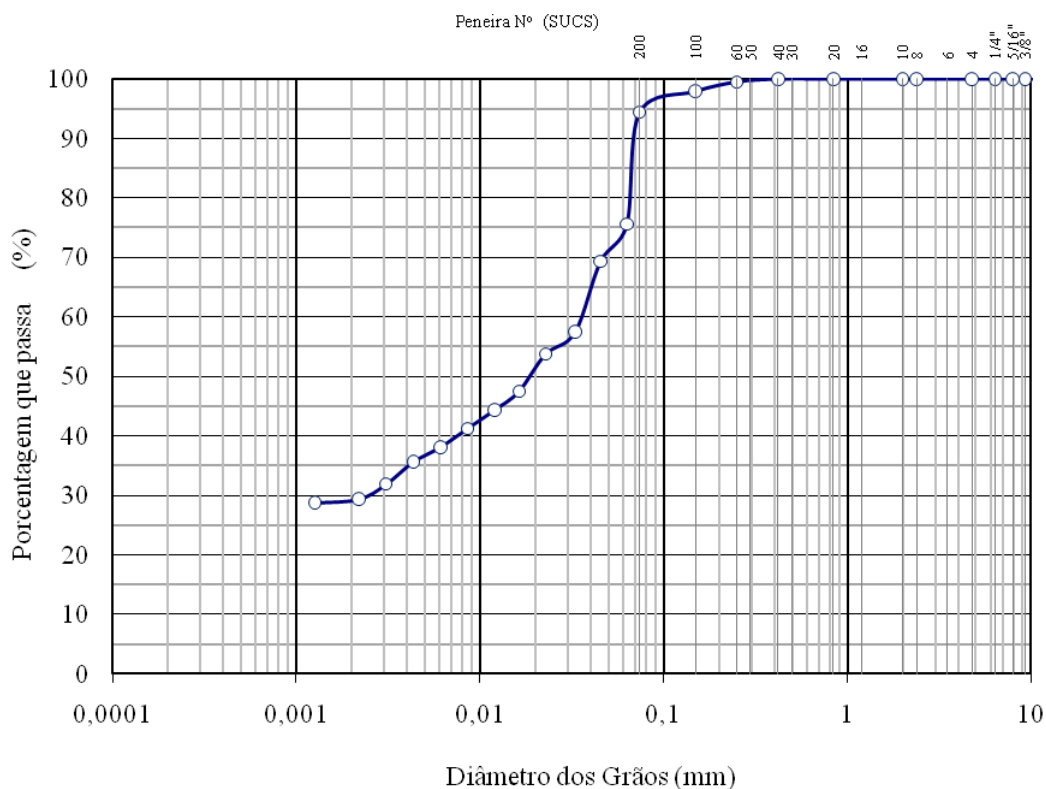


FIGURA 4.3 – CURVA DE DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA

De acordo com os diâmetros das frações pedregulho, areia, silte e argila, estabelecidos pela NBR 6502/95, tem-se na Tabela 4.2 a porcentagem de cada fração encontrada na amostra. O solo estudado é representado em sua maioria pela fração silte, com 45,2%, e apresenta partículas de granulometrias inferiores à fração referente à areia grossa.

TABELA 4.2 – PORCENTAGEM DAS FRAÇÕES DE PARTÍCULAS DO SOLO

Areia Grossa	Areia Média	Areia Fina	Silte	Argila
0,0%	1,3%	24,2%	45,2%	29,3%

Baseando-se na curva de distribuição granulométrica e nos valores dos limites de Atterberg determinados, pode-se classificar o solo estudado através do Sistema Unificado

de Classificação dos Solos (SUCS), e através do sistema proposto pela “American Association of State Highway and Transportation Officials” (AASHTO).

De acordo com a curva de distribuição granulométrica, tem-se 95% das partículas de solo passando na peneira #200, o que caracteriza o material como um solo fino. Pelo sistema SUCS, utilizando a carta de plasticidade de Casagrande, tendo os valores de IP de 12% e LL de 56%, o solo estudado é classificado como MH – Silte inorgânico de alta plasticidade. Pelo sistema proposto pela AASHTO, o solo é classificado como uma argila do grupo A-7-5.

4.2.2 Ensaio de Compactação

O ensaio de compactação foi feito de acordo com a NBR 7182/1986, tanto para o silte natural, quanto para o silte tratado com Teflon, a fim de verificar se há influência do material lubrificante na compactação. Para cada solo foram feitas determinações do peso específico natural para umidades diferentes, variando entre 20 e 40%. O cilindro utilizado apresenta uma massa de 2330g, e um volume de 990 cm³.

Na Figura 4.4 estão representadas as duas curvas de compactação. Para o solo natural, vê-se que a umidade ótima é de aproximadamente 31%, atingindo uma massa específica seca máxima de 1,46 g/cm³. Para o solo tratado, a umidade ótima atinge um valor muito semelhante, de 30%, porém, com uma massa específica seca menor, de 1,39 g/cm³. Apesar dos valores ótimos serem próximos, as curvas apresentam formatos diferentes, mostrando que a adição do Teflon influencia no comportamento da compactação do solo. A curva do solo natural atinge massas específicas menores do que o solo tratado no ramo seco, até um ponto de intersecção. Este ponto corresponde a uma umidade de compactação de aproximadamente 27%, para uma massa específica seca máxima de 1,36 g/cm³. Para umidades maiores que esta, o solo natural apresenta valores de massa específica maiores que o solo tratado.

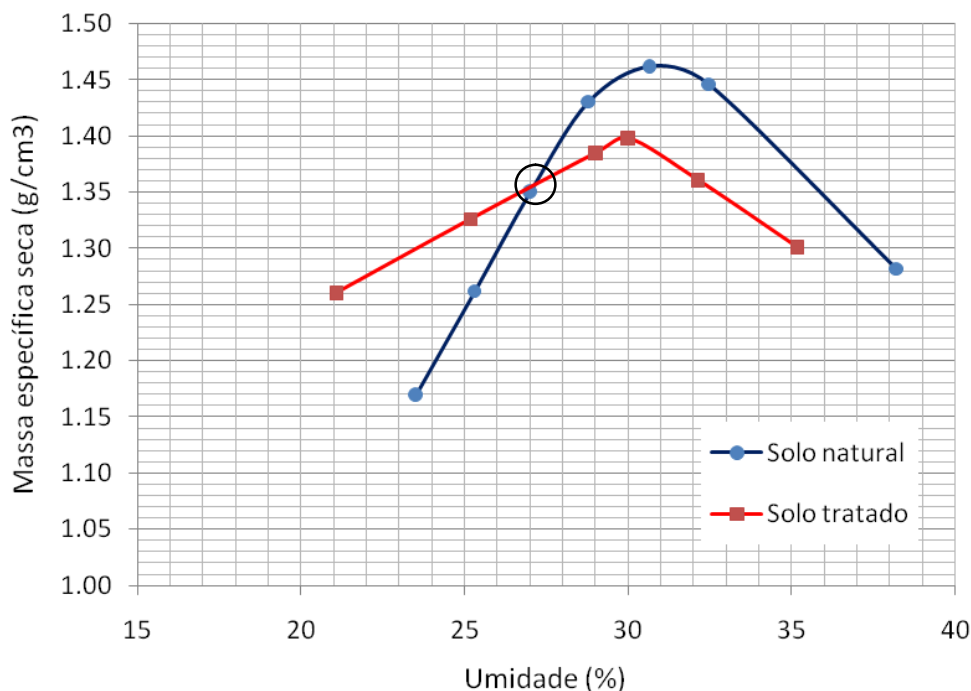


FIGURA 4.4 – CURVAS DE COMPACTAÇÃO DO SILTE NATURAL E DO SILTE TRATADO

4.3 CURVA DE RETENÇÃO DE UMIDADE

4.3.1 Procedimento do método do papel filtro

A determinação das CRUS dos solos natural e repelente, foram realizadas através do método do papel filtro, normalizado pela ASTM D 5298/94. Este método é baseado na transferência de umidade do solo para o papel, seja por capilaridade, caracterizando a sucção mátrica, ou na forma de vapor, caracterizando a sucção total.

Para comparar as propriedades das curvas de retenção do solo natural e do solo tratado, foi necessário garantir que a estrutura dos solos depois de compactados fossem semelhantes. Deste modo, os corpos de prova utilizados para moldagem das amostras de papel filtro foram compactados de acordo com o ponto de intersecção das curvas de compactação de ambos os solos, a 27% de umidade, garantindo uma umidade e índice de vazios semelhantes.

Para a realização do procedimento foram utilizados anéis de PVC de 5 cm de diâmetro e 2 cm de altura. Para cada solo foram moldadas 10 amostras, de modo que algumas foram umedecidas, e outras se deixaram secar ao ar, até atingirem a umidade final calculada, a fim

de garantir uma boa distribuição de valores de umidade volumétrica ao longo da curva, do residual à saturação. As amostras umedecidas, após a adição de água necessária, foram envolvidas com plástico-filme, papel alumínio, colocadas dentro de um saco plástico e deixadas dentro de uma caixa de isopor por no mínimo 24 horas para uniformização da umidade.

Uma vez que o papel filtro deve estar em contato com o solo para a determinação da sucção mátrica, foram colocados três papéis sobrepostos, de modo que o papel utilizado para a medição era protegido da contaminação e estava sempre limpo, dispensando a necessidade de correção. Para a determinação da sucção mátrica foram utilizados dois papéis sobrepostos, sendo que os dois foram utilizados para obtenção de resultados. O espaçamento entre a amostra e o papel filtro para medição da sucção total foi feito utilizando-se uma rede de PVC de 2 mm. Os papéis para determinação da sucção total foram colocados no topo da amostra e os de determinação da sucção mátrica foram colocados na base. Para proteger os papéis do contato com o plástico-filme, foram colocadas as redes de PVC, como mostra a Figura 4.5.



FIGURA 4.5 – POSICIONAMENTO DOS PAPÉIS FILTRO NA AMOSTRA E PROCEDIMENTO DE EMBALAGEM

Os papéis filtro foram utilizados diretamente da embalagem, de modo que apresentavam certa umidade ambiente. Para eventuais necessidades de correção, os papéis foram pesados antes de serem colocados nas amostras. O papel protegido da contaminação foi utilizado como base para a correção dos demais.

Após o posicionamento dos papéis filtro, as amostras foram novamente envolvidas com o plástico-filme, papel alumínio e saco plástico, e deixadas para equalização dentro de uma caixa de isopor durante o período mínimo de 15 dias. Passado o tempo de equalização, os papéis foram retirados cuidadosamente das amostras, sempre com o auxílio de uma pinça para não influenciar na umidade do papel, e rapidamente colocados em uma balança de precisão de 0,0001g. Para compensar o tempo de retirada do papel até ser colocado na

balança, foi adotada uma metodologia desenvolvida na PUC-Rio (e.g. Lopes, 2006) no qual foram feitas medições de peso durante três minutos, a cada 10 segundos. Com estes dados montava-se um gráfico de variação do peso do papel pela raiz do tempo, para fazer uma extrapolação do peso do papel no tempo zero, quando era retirado da amostra.

Depois de pesados, os papéis foram colocados na estufa com temperatura entre 100 e 110°C, por um período mínimo de duas horas, e depois novamente pesados de acordo com o mesmo procedimento, para extrapolar o valor correspondente ao peso no tempo zero. As amostras de solo também foram pesadas úmidas, após o término da equalização, e depois pesadas secas, deixadas em estufa entre 100 e 110°C durante um tempo mínimo de 24h.

Neste estudo, foi utilizado o papel filtro da marca Whatman N°42 (Lote n° 1442 150), cujas curvas de calibração foram propostas por Chandler *et al.* (1992) apresentadas na Tabela 2.2. Com as sucções determinadas pelo papel filtro, relacionadas com as umidades volumétricas das amostras correspondentes, obteve-se a curva característica do material.

4.3.2 Silte em Condição Natural

Para a determinação da CRUS do solo natural foram moldadas 10 amostras, retiradas de quatro corpos de prova compactados em Proctor Normal, a 27% de umidade. De acordo com a necessidade, algumas amostras foram umedecidas, e outras se deixaram secar ao ar, até atingirem a umidade final calculada. Deste modo, a curva de retenção é representada por pontos de secagem para umidades volumétricas menores que 30%, e pontos de umedecimento para umidades volumétricas maiores que 30%.

As Figuras 4.6 e 4.7 mostram os pontos experimentais da curva de retenção de umidade em relação à umidade volumétrica, e em relação ao grau de saturação, para as sucções mátrica e total. Para umidades volumétricas menores que 35%, os valores de sucção mátrica praticamente se equivalem aos valores de sucção total, o que indica a ausência de sucção osmótica. Para umidades maiores, a sucção total apresenta valores maiores que a sucção mátrica. Este fato foi atribuído ao tempo de equalização não suficiente para a determinação da sucção total, uma vez que, de acordo com Marinho (1997), o tempo necessário para a equalização para valores de sucção entre 0 e 100kPa seria maior que 30 dias.

A umidade volumétrica de saturação foi definida através do cálculo da porosidade média das amostras utilizadas, de acordo com o volume do anel de moldagem, resultando no valor de 0,5. Mesmo com o umedecimento das amostras, o maior grau de saturação obtido foi de 0,85.

TABELA 4.3 – DADOS DO ENSAIO DE PAPEL FILTRO PARA O SOLO SILTOSO NATURAL

Amostra	Massa específica seca (g/cm ³)	Índice de vazios	Umidade gravimétrica final (%)	Umidade volumétrica final (%)	Grau de saturação (%)	Sucção mátrica (kPa)
21	1,47	0,92	2,6	3,8	7,9	24346
24	1,4	1,01	9,5	13,3	26,5	10612
20	1,39	1,03	12,3	17,1	33,7	8443
9	1,42	0,98	18,3	26	52,4	6490
19	1,34	1,11	22,2	29,7	56,6	3900
22	1,48	0,91	27,2	39,6	66,0	2212
5	1,42	0,99	27,9	39,5	77,9	91,3
13	1,39	1,03	28,6	39,6	79,4	16,6
15	1,48	0,91	28,7	41,1	83,6	12,1
10	1,37	1,05	31,8	43,6	84,2	9,5
Média	1,42	0,99	-	-	-	-

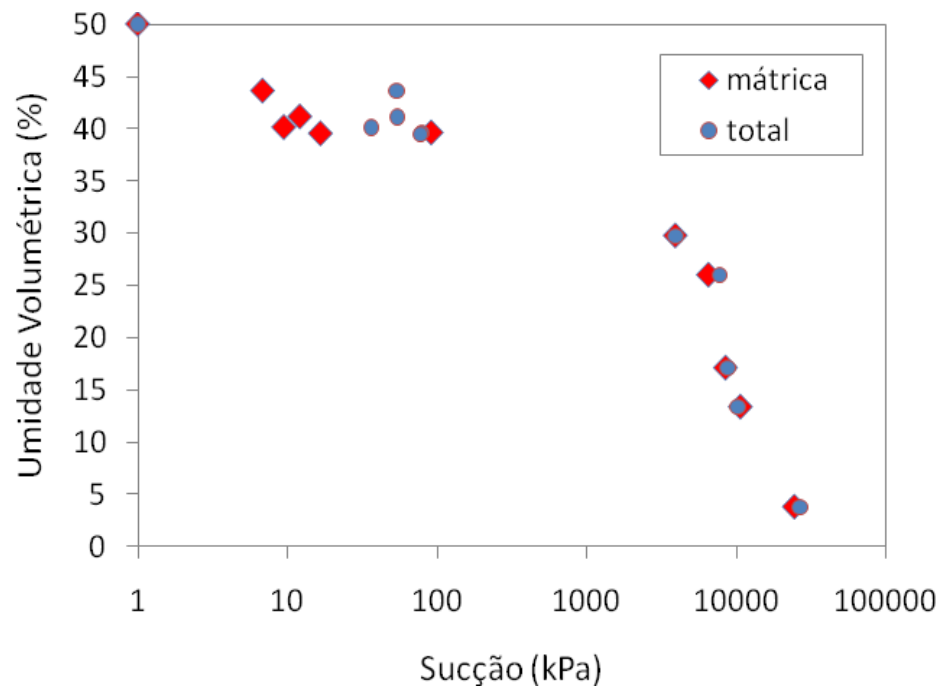


FIGURA 4.6 – DADOS EXPERIMENTAIS DE UMIDADE DO SOLO SILTOSO NATURAL EM FUNÇÃO DA UMIDADE VOLUMÉTRICA

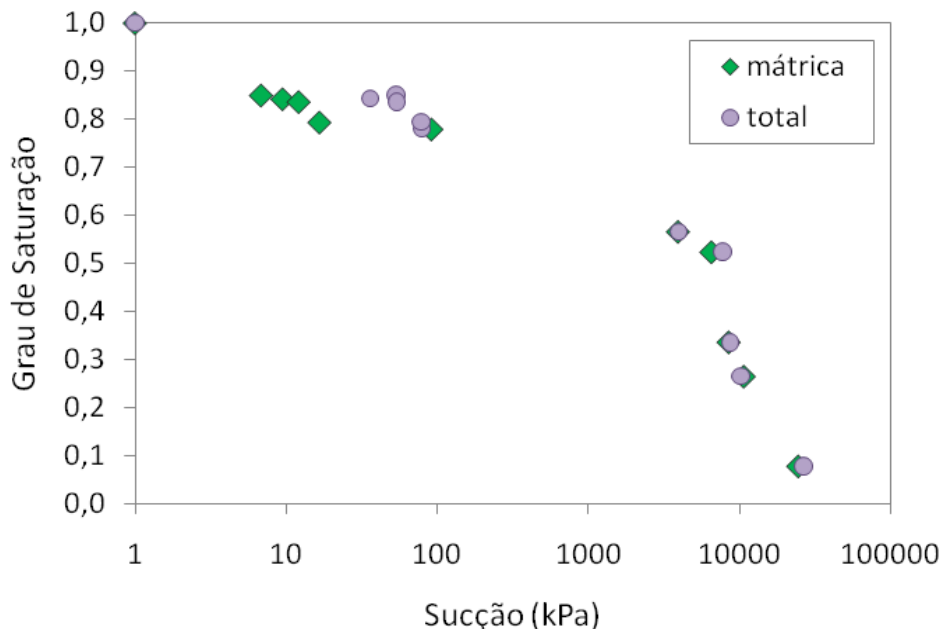


FIGURA 4.7 – DADOS EXPERIMENTAIS DE UMIDADE DO SOLO SILTOSO NATURAL EM FUNÇÃO DO GRAU DE SATURAÇÃO

4.3.3 Silte Tratado com Substância Repelente

Para a determinação da CRUS do solo tratado, também foram moldadas 10 amostras, retiradas de quatro corpos de prova compactados em Proctor Normal, a 27% de umidade. Na Tabela 4.4 se encontram os valores determinados de umidades volumétricas calculadas, e os seus respectivos processos de umedecimento ou secagem. A curva de retenção é representada por pontos de secagem para umidades volumétricas menores que 33%, e pontos de umedecimento para umidades volumétricas maiores que 33%. Não foi possível atingir a saturação total da amostra, de modo que o maior grau de saturação obtido foi de 78%.

As Figuras 4.8 e 4.9 apresentam os pontos experimentais das curvas de retenção de umidade em relação à umidade volumétrica e em relação ao grau de saturação respectivamente. Os valores da sucção mátrica e sucção total são praticamente idênticos, de modo que a sucção osmótica pode ser considerada nula. Neste ensaio, o tempo de equalização das amostras mais úmidas foi de 30 dias, a fim de garantir melhores resultados dos valores de sucção total, em relação ao ensaio realizado para o solo natural.

TABELA 4.4 – DADOS DO ENSAIO DE PAPEL FILTRO PARA O SOLO SILTOSO TRATADO COM MATERIAL REPELENTE

Amostra	Massa específica seca (g/cm ³)	Índice de vazios	Umidade gravimétrica final (%)	Umidade volumétrica final (%)	Grau de saturação (%)	Sucção mátrica (kPa)
21	1,44	0,96	25,60	36,8	75,1	19,3
20	1,46	0,93	25,82	37,7	78,1	26,0
9	1,45	0,94	25,50	37,1	76,6	63,5
19	1,37	1,06	24,34	33,3	64,6	334
13	1,41	1,00	20,33	28,6	57,1	3394
22	1,46	0,93	15,22	22,2	46,0	7340
23	1,43	0,98	13,34	19,0	38,5	8565
1	1,46	0,93	9,38	13,7	28,6	8817
10	1,40	1,01	6,91	9,7	19,3	10861
8	1,47	0,92	3,62	5,3	11,1	22610
Média	1,43	0,97	-	-	-	-

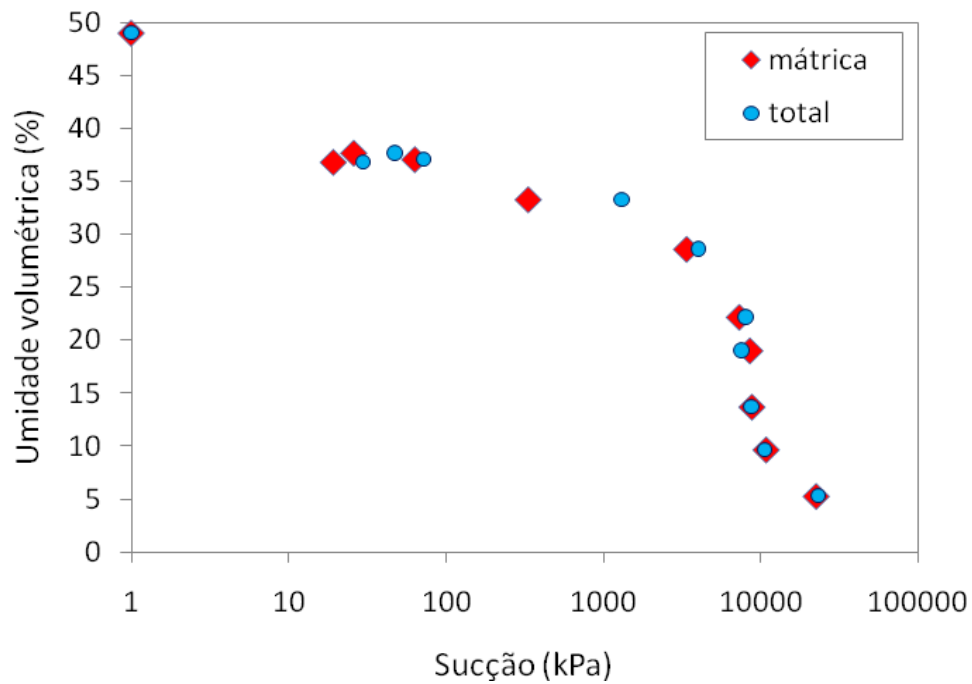


FIGURA 4.8 – DADOS EXPERIMENTAIS DE UMIDADE DO SOLO SILTOSO TRATADO EM FUNÇÃO DA UMIDADE VOLUMÉTRICA

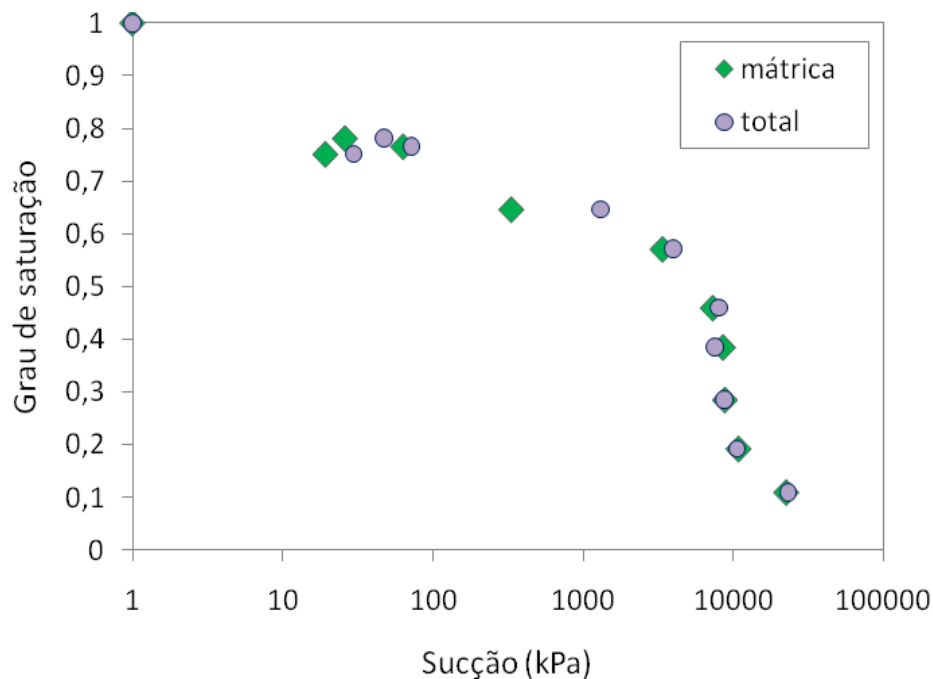


FIGURA 4.9 – DADOS EXPERIMENTAIS DE UMIDADE DO SOLO SILTOSO TRATADO EM FUNÇÃO DO GRAU DE SATURAÇÃO

A Figura 4.10 mostra as duas curvas de retenção, do solo natural e do solo tratado, relativo à sucção mátrica. Vê-se que as curvas são praticamente idênticas, tanto no trecho de umedecimento quanto no trecho de secagem. Analisando as curvas de compactação dos dois materiais, pode-se observar que a adição do Teflon induziu uma diminuição do peso específico seco máximo, uma leve diminuição da umidade ótima e uma diminuição da concavidade da curva. Observando que as CRUS dos solos natural e tratado foram determinadas para amostras compactadas na umidade relativa ao cruzamento das curvas de compactação (27% de umidade gravimétrica), a identidade dos resultados das CRUS sugere que ambos os solos possuem uma distribuição de poros similar. Este aspecto deve ser considerado quando da avaliação da eficiência do tratamento na indução de uma barreira hidrorrepelente, uma vez que os resultados indicam a nulidade do efeito do tratamento nas características hidráulicas do solo siltoso neste ponto específico.

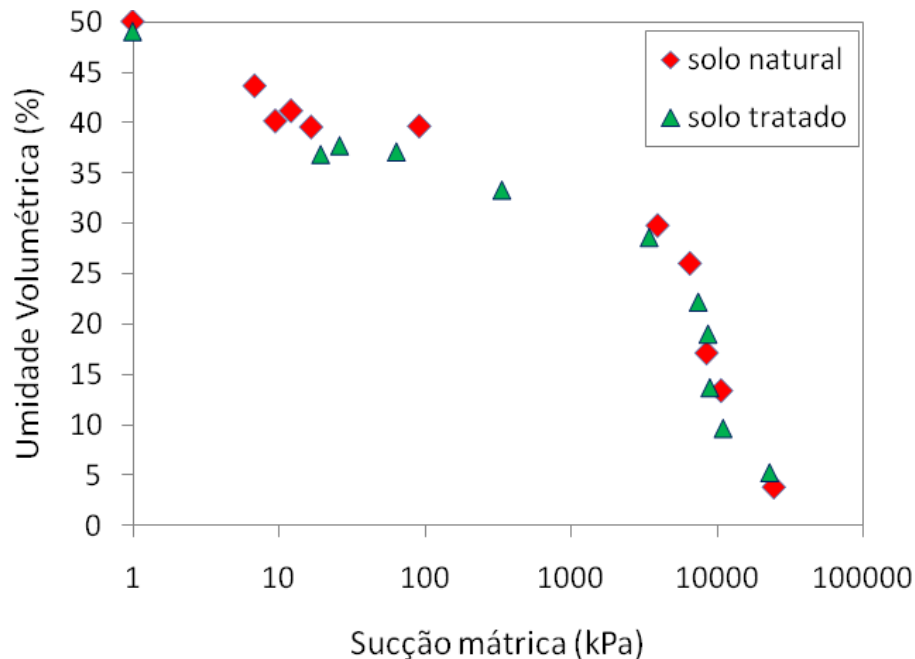


FIGURA 4.10 – CURVAS DE RETENÇÃO DE UMIDADE DO SOLO SILTOSO TRATADO NATURAL

4.4 CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA SATURADA

As condutividades hidráulicas saturadas foram estimadas através do estágio de consolidação de amostras inundadas em ensaios de cisalhamento direto para o solo natural e através de ensaio de adensamento unidimensional para o solo tratado. Apesar dos métodos serem diferentes, o procedimento de obtenção de K_{sat} foi semelhante para os dois solos. Foram obtidos gráficos da altura da amostra ao longo do tempo, dos quais foram estimados os valores de t_{90} através do método da raiz quadrada, e calculados os coeficientes de adensamento de acordo com a Equação (2.31). O coeficiente de compressibilidade foi obtido através da variação do índice de vazios em relação à variação da tensão efetiva aplicada em cada carregamento.

Considerando o fato de que a condutividade hidráulica varia de acordo com o índice de vazios e arranjo das partículas do solo, os valores foram estimados a partir dos ensaios de cisalhamento a fim de correlacionar parâmetros hidráulicos e de resistência das mesmas amostras. Deste modo, a condutividade hidráulica foi estimada para cada estágio de carregamento de dois grupos de ensaios de cisalhamento direto para o silte natural.

4.4.1 Condutividade Hidráulica Saturada do Silte Natural

Para o silte natural, a condutividade hidráulica foi estimada através de dois grupos de ensaios de cisalhamento direto. O primeiro grupo de ensaios (Ensaio 1) foi feito para amostras inundadas, compactadas a 25% de umidade gravimétrica, para quatro carregamentos, de 50kPa, 100kPa, 200kPa e 400kPa, realizados no laboratório de solos da PUC-PR. O segundo grupo de ensaios (Ensaio 2) foi feito com amostras compactadas a 27% de umidade gravimétrica, para três carregamentos, de 20kPa, 40kPa e 80kPa, realizados no laboratório de solos da PUC-RIO.

As amostras foram moldadas em anéis quadrados de 10,16 cm de lado e aproximadamente 2,0 cm de altura. A consolidação das amostras teve um tempo mínimo de uma hora de duração, até a estabilização dos deslocamentos verticais. Foram colocadas pedras porosas embaixo e em cima da amostra, garantindo a drenagem dupla.

Na Tabela 4.5 se encontram os dados das amostras utilizadas nos Ensaio 1 e 2. As alturas iniciais das amostras eram semelhantes, resultando em uma maior variação do índice de vazios para maiores valores de tensões aplicadas. Os resultados da consolidação ao longo do tempo estão apresentados na Figura 4.11, para as quatro amostras do Ensaio 1 e na Figura 4.12 para as amostras do Ensaio 2.

Apesar das amostras serem diferentes, há uma certa linearidade na diminuição do índice de vazios de acordo com a tensão aplicada, para cada um dos ensaios, como mostra a Figura 4.13. Sendo o coeficiente de compressibilidade o coeficiente angular das retas formadas, tem-se valores de a_v muito próximos para cada carregamento de cada ensaio.

TABELA 4.5 – DADOS DAS AMOSTRAS CONSOLIDADAS DE SILTE NATURAL

	Tensão (kPa)	e_0	e_f	Δe
Ensaio 1	50	0,95	0,86	0,09
	100	0,90	0,79	0,11
	200	0,98	0,76	0,23
	400	0,94	0,42	0,52
Ensaio 2	20	1,42	1,37	0,05
	40	1,45	1,33	0,12
	80	1,53	1,27	0,27

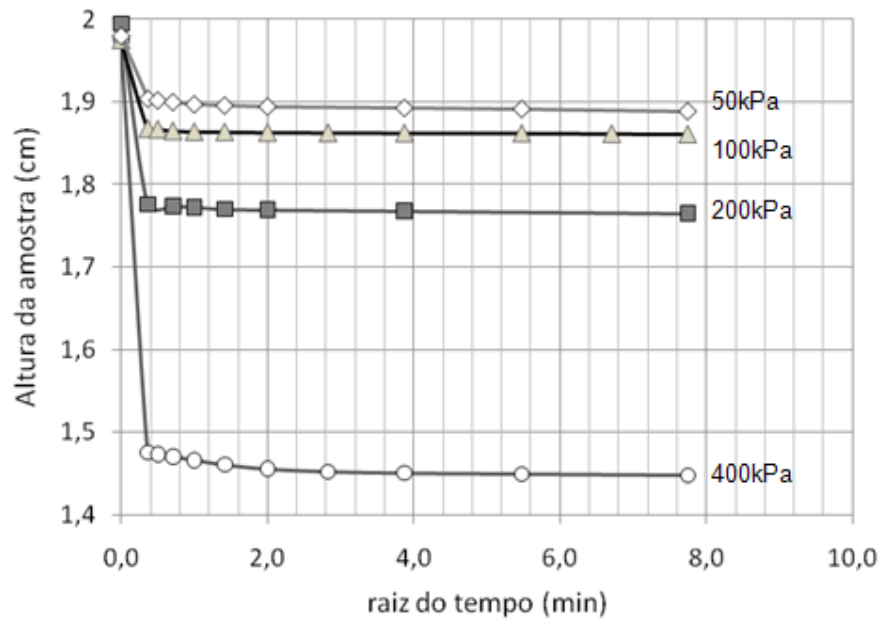


FIGURA 4.11 – CURVAS DE CONSOLIDAÇÃO DAS AMOSTRAS DE SILTE NATURAL DO ENSAIO 1

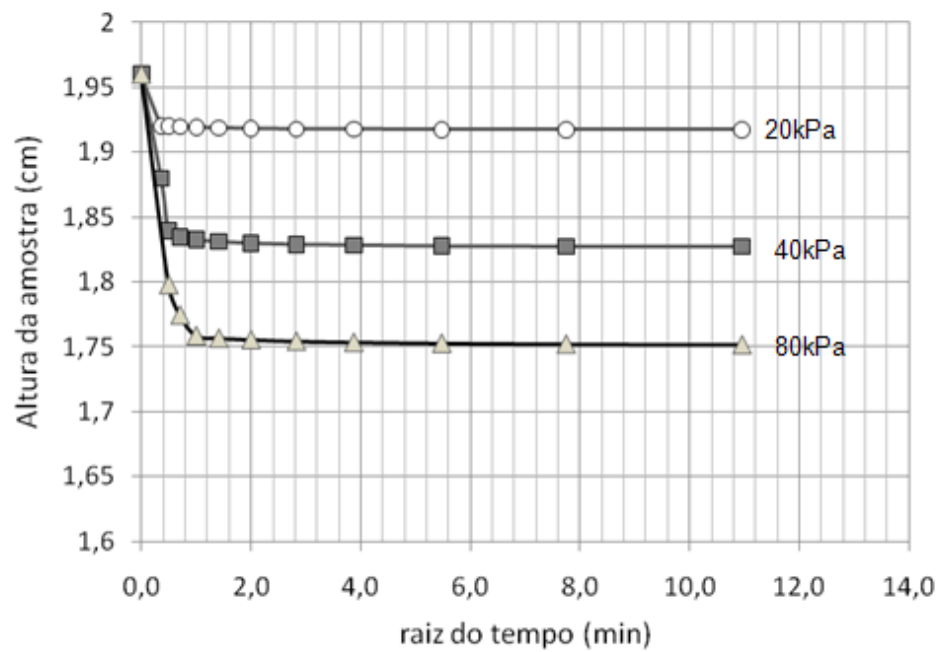


FIGURA 4.12 – CURVAS DE CONSOLIDAÇÃO DAS AMOSTRAS DE SILTE NATURAL DO ENSAIO 2

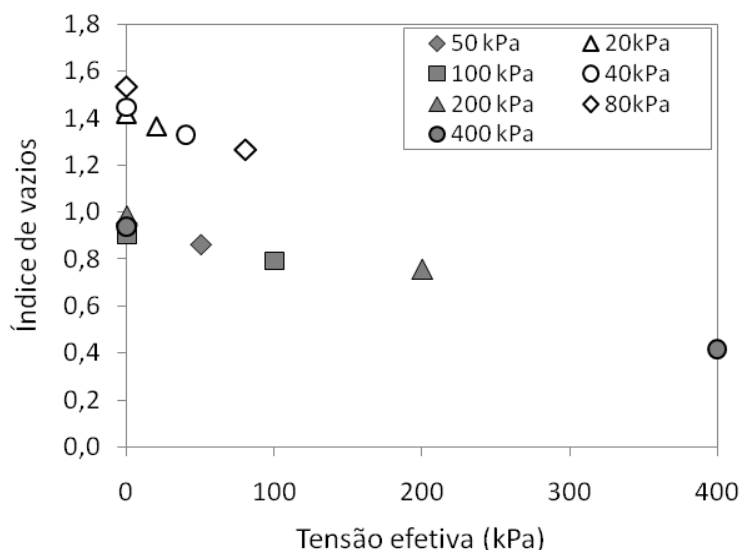


FIGURA 4.13 – VARIÇÃO DO ÍNDICE DE VAZIOS COM A TENSÃO VERTICAL APLICADA EM CADA CARREGAMENTO DE CADA ENSAIO DO SOLO NATURAL

Com os valores de c_v e a_v calculados, estimou-se a condutividade hidráulica saturada para cada amostra, utilizando a Equação (2.31). Os resultados estão na Tabela 4.6. Como previsto, a condutividade hidráulica saturada possui valores maiores para menores índices de vazios, porém, a variação apresentada não define uma continuidade, uma vez que as amostras de cada grupo de ensaios foram compactadas com estruturas diferentes. As Figuras 4.14 e 4.15 mostram a diminuição da condutividade hidráulica saturada com a tensão vertical aplicada. Como cada valor foi obtido para diferentes situações de carregamento e compactação, os resultados são representativos para definir uma ordem de magnitude da condutividade hidráulica, uma vez os valores calculados são apenas estimativas.

TABELA 4.6 – DETERMINAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA SATURADA DO SOLO NATURAL

	Tensão (kPa)	a_v (1/kPa)	c_v (m^2/s)	K_{sat} (m/s)
Ensaio 1	50	0,00181	$1,05 \times 10^{-6}$	$9,74 \times 10^{-9}$
	100	0,00110	$1,52 \times 10^{-6}$	$8,79 \times 10^{-9}$
	200	0,00115	$3,62 \times 10^{-7}$	$2,09 \times 10^{-9}$
	400	0,00130	$1,87 \times 10^{-7}$	$1,26 \times 10^{-9}$
Ensaio 2	20	0,00263	$2,82 \times 10^{-6}$	$3,07 \times 10^{-8}$
	40	0,00290	$2,52 \times 10^{-6}$	$2,98 \times 10^{-8}$
	80	0,00337	$1,18 \times 10^{-6}$	$1,57 \times 10^{-8}$

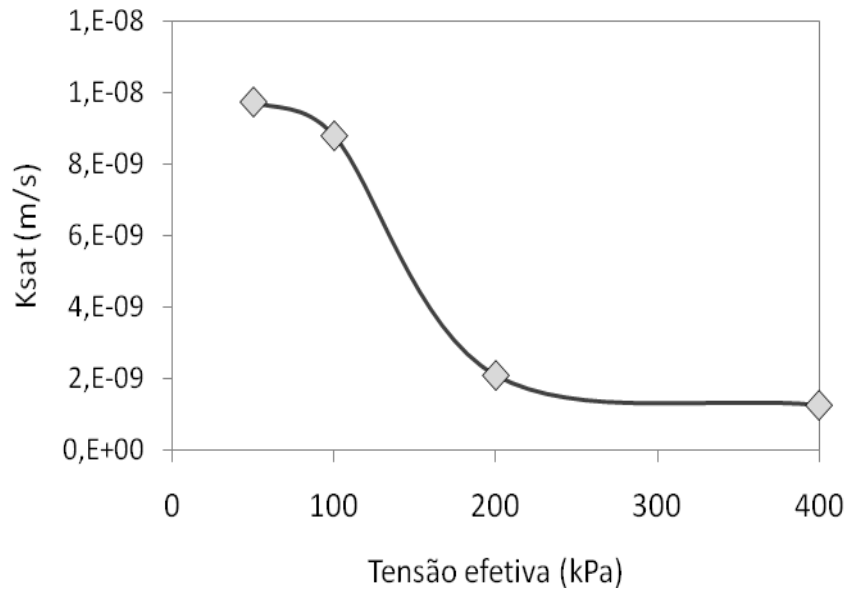


FIGURA 4.14 – VARIÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA SATURADA CALCULADA PARA CADA TENSÃO APLICADA – ENSAIO 1

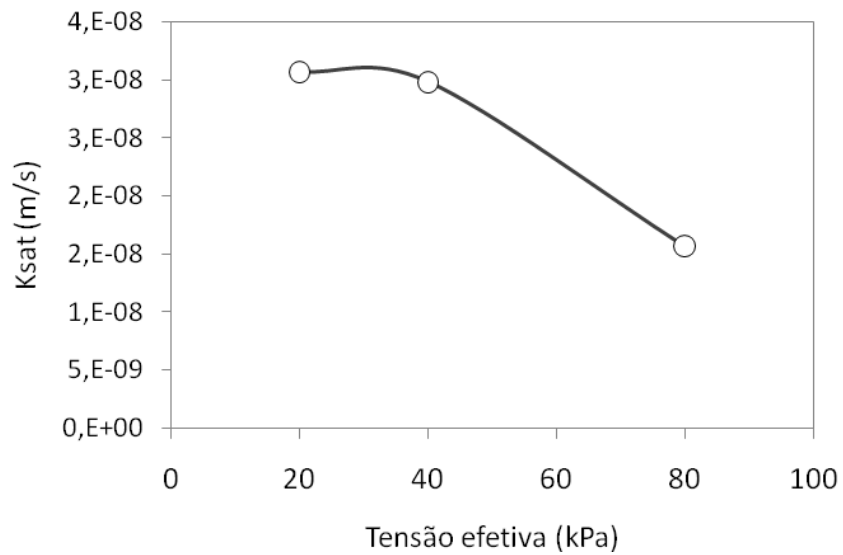


FIGURA 4.15 – VARIÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA SATURADA CALCULADA PARA CADA TENSÃO APLICADA – ENSAIO 2

4.4.2 Condutividade Hidráulica Saturada do Silte Tratado

A condutividade hidráulica saturada do silte tratado com material hidrofóbico foi estimado a partir de um ensaio de adensamento unidimensional, realizado conforme a NBR 12007/90. O ensaio também foi realizado no laboratório de solos da PUC-PR, e foi composto de dois estágios de carregamento, de 50kPa e 100kPa. Neste ensaio, foi moldada uma única amostra circular, com 7,15 cm de diâmetro e 2,0 cm de altura.

Foram colocadas pedras porosas embaixo e em cima da amostra, propiciando a drenagem dupla. Inicialmente foi adicionada uma tensão de 50kPa e realizadas leituras de deslocamento vertical por um período de 24h. Passado esse tempo, a tensão foi dobrada para um valor de 100kPa, e novamente realizadas leituras de deslocamento vertical por 24h. A Tabela 4.7 mostra os dados da amostra utilizada no ensaio do silte tratado

TABELA 4.7 – DADOS DA AMOSTRA DO ENSAIO EDOMÉTRICO PARA O SOLO TRATADO

Tensão (kPa)	Altura (cm)	ρ_d (g/cm ³)	e_f
0	1,985	1,25	1,26
50	1,637	1,51	0,86
100	1,384	1,78	0,58

A Figura 4.16 mostra o gráfico da variação da altura da amostra ao longo da raiz do tempo, de acordo com os carregamentos a cada 24 horas. O coeficiente de compressibilidade foi obtido através da razão entre a variação do índice de vazios e a tensão normal aplicada (Eq. 2.29). Os resultados obtidos (Tab. 4.8) mostram uma mesma relação de diminuição do valor da condutividade hidráulica saturada de acordo com a diminuição do índice de vazios e do aumento da tensão vertical aplicada, como apresentado nas Figuras 4.17 e 4.18.

TABELA 4.8. RESULTADOS DE ADENSAMENTO DA ARGILA TRATADA

Tensão (kPa)	a_v (1/kPa)	c_v (m ² /s)	K_{sat} (m/s)
50	0,0068	$1,71 \times 10^{-6}$	$5,15 \times 10^{-8}$
100	0,0068	$7,21 \times 10^{-7}$	$2,17 \times 10^{-8}$

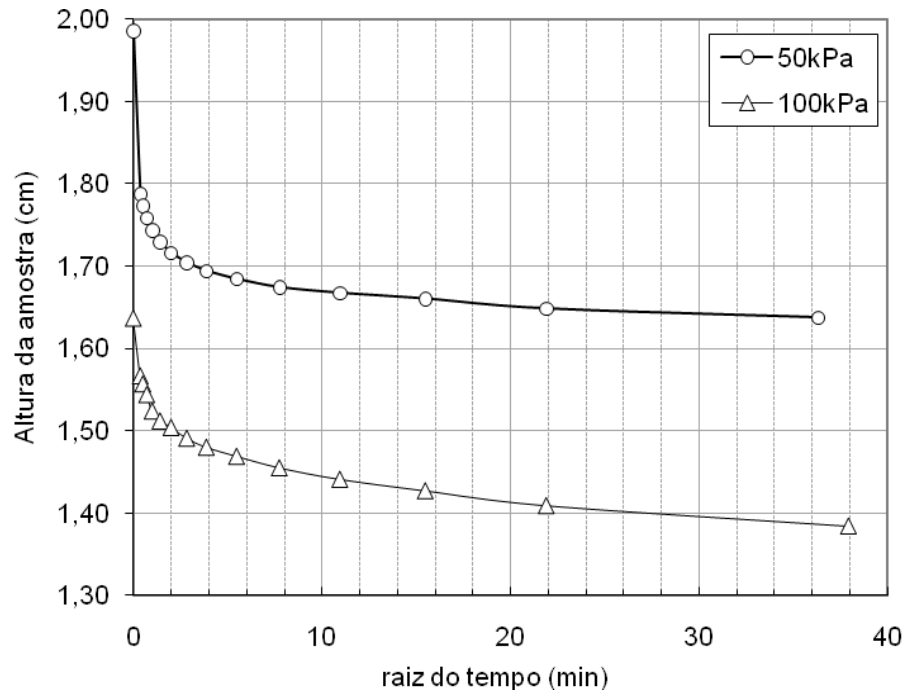


FIGURA 4.16 – CURVAS DE ADENSAMENTO DAS AMOSTRAS DE SILTE TRATADO

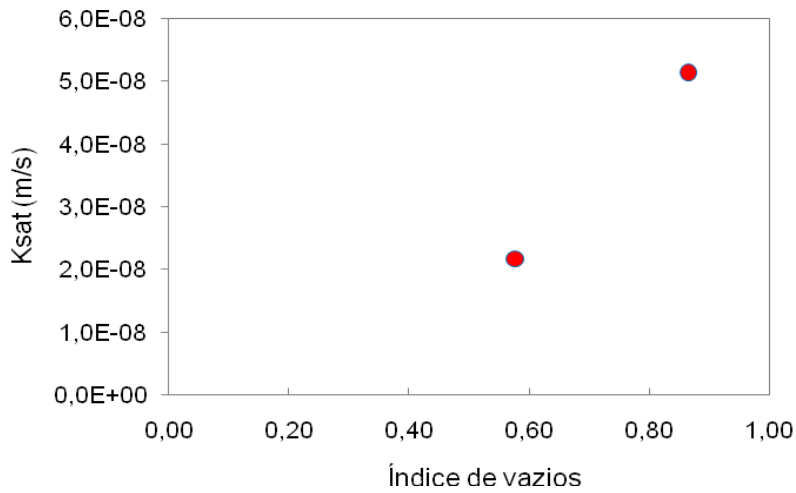


FIGURA 4.17 – VARIAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA SATURADA COM O ÍNDICE DE VAZIOS PARA O SOLO TRATADO

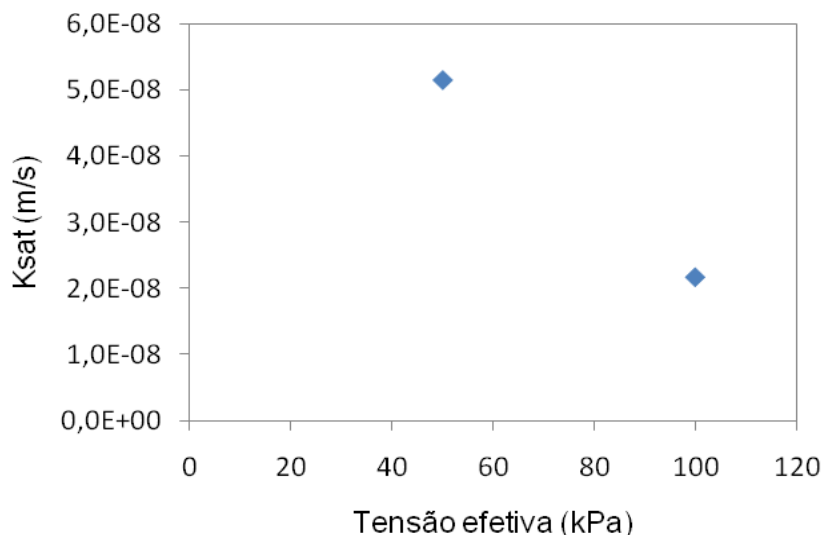


FIGURA 4.18 – VARIAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA SATURADA CALCULADA PARA CADA ESTÁGIO DE CARREGAMENTO DO SOLO TRATADO

Pode-se observar através das Tabelas 4.5 e 4.7, que os índices de vazios ao final do carregamento de 50kPa, tanto para o solo natural quanto para o solo tratado, assumem o mesmo valor de 0,86. Deste modo, comparando os valores da condutividade hidráulica saturada para os diferentes solos, considerando que as suas estruturas finais sejam semelhantes, verifica-se que os valores estimados são praticamente da mesma ordem de magnitude, mostrando que a adição do PTFE não influenciou consideravelmente na permeabilidade do solo.

Estes resultados mostram um comportamento diferente do apresentado por Furlan *et al.* (2008) para a areia de Paranaguá, na qual o tratamento do solo granular com material indutor à repelência gerou uma variação de três ordens de magnitude em relação ao solo natural.

4.5 VALOR DE ENTRADA DE ÁGUA

O valor de entrada de água é uma propriedade hidráulica importante para previsão de infiltração em solos hidrofóbicos, pela diferença de apresentarem valores de pressão de água positivos.

O valor de entrada de água da argila tratada com PTFE foi determinado pelo procedimento sugerido por Dell'Avanzi *et al.* (2010), com a utilização de um infiltrômetro (Fig. 4.19). O ensaio foi feito para o solo previamente tratado, sem posterior secagem em

estufa, a fim de simular um possível procedimento de tratamento do solo em campo. Logo, após ser tratado, o solo foi confinado dentro do cilindro do infiltrômetro ainda úmido, sendo capaz de suportar uma coluna d'água de aproximadamente 65 cm de altura.

De acordo com o ensaio realizado por Dell'Avanzi e Nocko (2008), a areia tratada previamente seca atingiu um valor de entrada de água de 11 cm.

Foi verificado ao longo dos ensaios com o solo tratado, que na medida em que o silte era umedecido e seco novamente, as suas propriedades repelentes eram perdidas. Foi realizado um ensaio de infiltrômetro com uma amostra utilizada previamente no ensaio de compactação, e o valor de entrada de água resultou em um valor nulo, uma vez que a água infiltrava no solo sem a formação de uma coluna d'água.

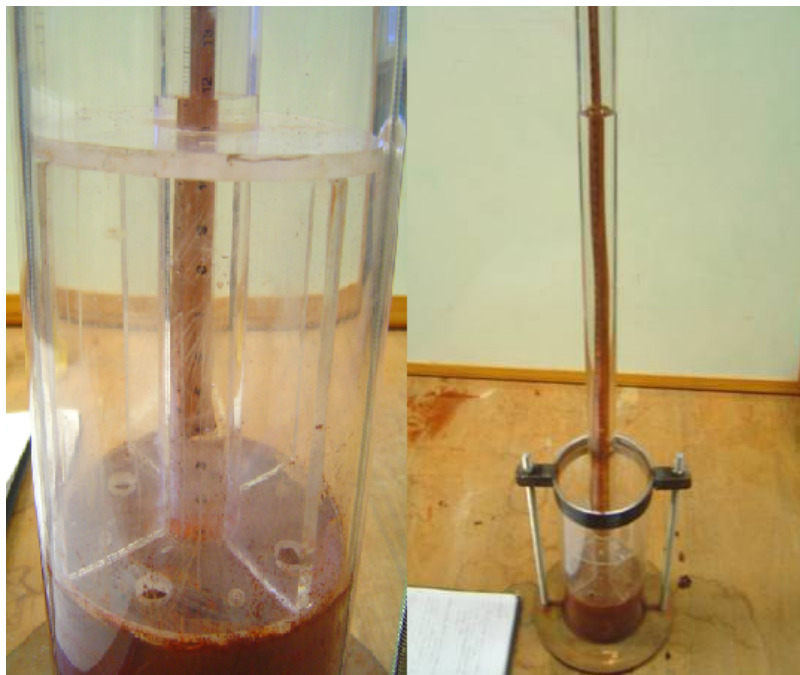


FIGURA 4.19 – DETERMINAÇÃO DO VALOR DE ENTRADA DE ÁGUA NO SILTE TRATADO

4.6 ENSAIOS DE INFILTRAÇÃO

Os ensaios de infiltração foram realizados para avaliar o comportamento dos solos em uma situação combinada para simulação de uma barreira capilar. Foram realizados ensaios de ascensão capilar combinando uma camada de areia natural com areia tratada e ensaios de infiltração descendente para esta mesma combinação, e para uma camada de silte sobreposta a uma camada de areia natural.

Para a medição do perfil de umidade ao longo do tempo, foram utilizados os sensores de TDR, dispostos ao longo das camadas de solo. Com isso, foi feita uma avaliação do perfil de umidade volumétrica dos sistemas simulados e foi possível saber o momento de quebra das barreiras

4.6.1 Calibração do Sistema de TDR

O sistema de reflectometria no domínio do tempo utilizado foi o *Mini Trase System* desenvolvido pela *Soilmoisture Incorporated*. O sistema inclui uma placa multiplexadora e um software especialmente desenvolvido para análise de umidade através de ondas de TDR, o WINTRASE, versão 2.07. As sondas utilizadas neste estudo foram sondas em miniatura, com três hastes paralelas de 80mm, também confeccionadas pela *Soilmoisture*. O tipo de resposta armazenada pelo equipamento está apresentado na Figura 4.20, representando o pulso que passa através do cabo coaxial e através da sonda em contato com o solo, caracterizado pela queda na diferença de potencial mostrado no sinal.

Para relacionar a resposta do equipamento com a umidade volumétrica do solo, foi necessário fazer a calibração para cada tipo de solo utilizado. Foram feitas as calibrações para a areia natural e tratada e para o silte natural. Como já discutido no Capítulo 2, a calibração foi feita em um cilindro de compactação de Proctor Normal, de modo que, para a sonda utilizada, não houve a interferência das bordas do sistema na resposta do sinal enviado.

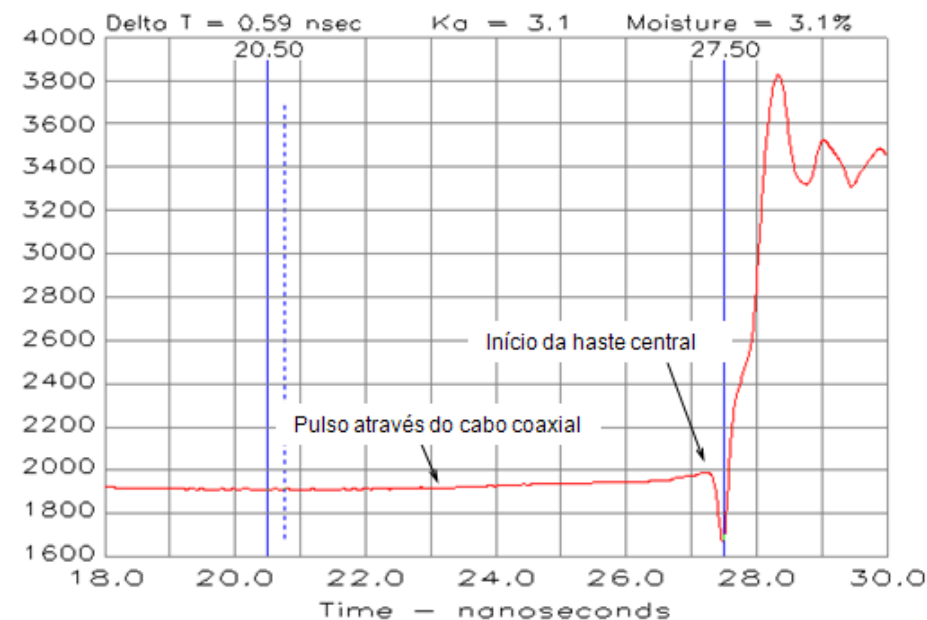


FIGURA 4.20 – TRAJETÓRIA DO PULSO EMITIDO PARA O SOLO

O procedimento de calibração utilizado seguiu os seguintes passos, baseado no procedimento descrito por Dell'Avanzi (2004).

- Umedecimento e homogeneização da amostra de solo;
- Compactação da amostra no cilindro de Proctor Normal;
- Pesagem do cilindro com o solo compactado para determinação da massa específica total;
- Inserção do sensor de TDR na amostra;
- Enviar 10 sinais e fazer as leituras dos valores de k_a ;
- Retirar amostras da proximidade da linha central do sensor para determinação da umidade gravimétrica;
- Calcular a umidade volumétrica através da relação $\theta = \frac{\rho_d}{\rho_w} w$;
- Correlacionar o valor da umidade volumétrica com o valor da constante dielétrica média das 10 medidas.

Na Figura 4.21 estão os pontos determinados para a calibração dos solos utilizados. As areias apresentaram uma resposta linear para toda a extensão da umidade volumétrica residual à saturada. A correlação do solo argiloso foi dividida em duas partes; foi determinada uma equação de calibração para valores de umidade volumétrica inferiores a 21% ($\sqrt{k_a} \leq 2,25$), e outra equação para valores de umidade superiores a 21% ($\sqrt{k_a} \geq 2,25$), a fim de manter o comportamento linear. As equações das curvas de calibração estão apresentadas na Tabela 4.9. As curvas determinadas para as areias mostram valores próximos para pequenos valores de umidade, divergindo na medida em que os solos tendem à saturação. Para a determinação da relação entre a massa específica seca e a umidade gravimétrica (Fig. 4.22), as curvas para as areias se mostraram mais próximas, e o silte apresentou um comportamento bilinear.

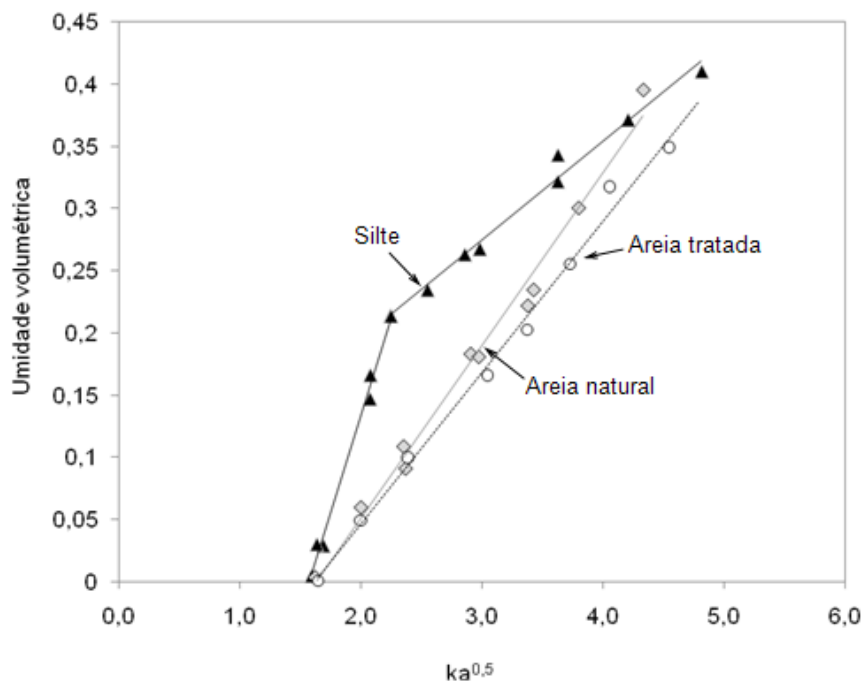


FIGURA 4.21 – CALIBRAÇÃO DOS SENSORES PARA A UMIDADE VOLUMÉTRICA DA AREIA NATURAL E TRATADA, E PARA O SILTE NATURAL

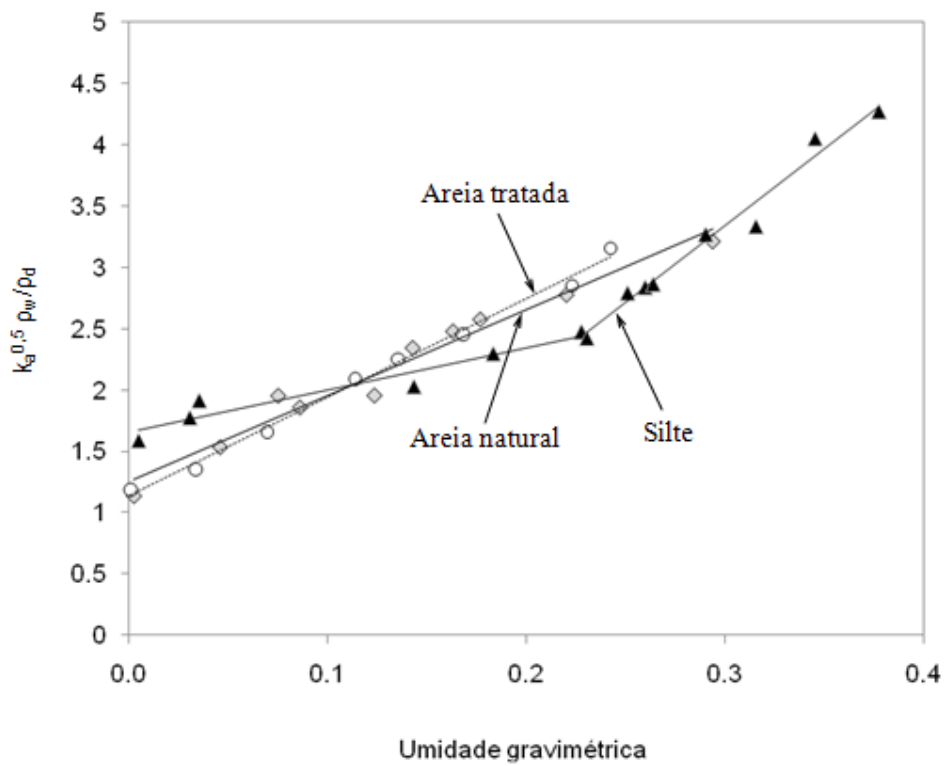


FIGURA 4.22 – CALIBRAÇÃO DOS SENSORES PARA A UMIDADE GRAVIMÉTRICA DA AREIA NATURAL E TRATADA, E PARA O SILTE NATURAL

TABELA 4.9 – EQUAÇÕES DE CALIBRAÇÃO DOS SENSORES DE TDR PARA UMIDADE VOLUMÉTRICA

Solo		Equação	R ²
Areia Natural		$\theta = 0,1389\sqrt{k_a} - 0,227$ (4.1)	0,9886
		$w = 0,1423\sqrt{k_a} \frac{\gamma_w}{\gamma_d} + 0,1781$ (4.2)	0,9682
Areia Tratada		$\theta = 0,122\sqrt{k_a} - 0,1977$ (4.3)	0,9935
		$w = 0,1244\sqrt{k_a} \frac{\gamma_w}{\gamma_d} + 0,1412$ (4.4)	0,9941
Silte Natural	$\sqrt{k_a} \leq 2,25$	$\theta = 0,3127\sqrt{k_a} - 0,4921$ (4.5.a)	0,9909
	$\sqrt{k_a} \geq 2,25$	$\theta = 0,0795\sqrt{k_a} + 0,0361$ (4.5.b)	0,9859
	$w \leq 23\%$	$\sqrt{k_a} \frac{\rho_w}{\rho_d} = 3,39w + 1,66$ (4.6.a)	0,9214
	$w \geq 23\%$	$\sqrt{k_a} \frac{\rho_w}{\rho_d} = 12,5w - 0,42$ (4.6.b)	0,9754

4.6.2 Ensaios de Ascensão Capilar

Os ensaios de ascensão capilar foram feitos na caixa descrita para o ensaio de coluna drenante no Capítulo 1, cujo esquema está apresentado na Figura 2.7. O preenchimento da caixa foi feito através do método da chuva de areia, apresentados por Brandon *et al.* (1991) e Lo Presti *et al.* (1992), de modo a garantir a uniformidade da disposição dos grãos ao longo da profundidade, para um índice de vazios praticamente constante. Os sensores de TDR foram colocados horizontalmente, para medir a umidade do solo na medida em que a frente de umedecimento avançava (Fig.4.23). Foi respeitada uma distância mínima de 3,0 cm entre cada sensor para evitar a interferência dos sinais enviados e a mesma distância entre as extremidades da caixa.

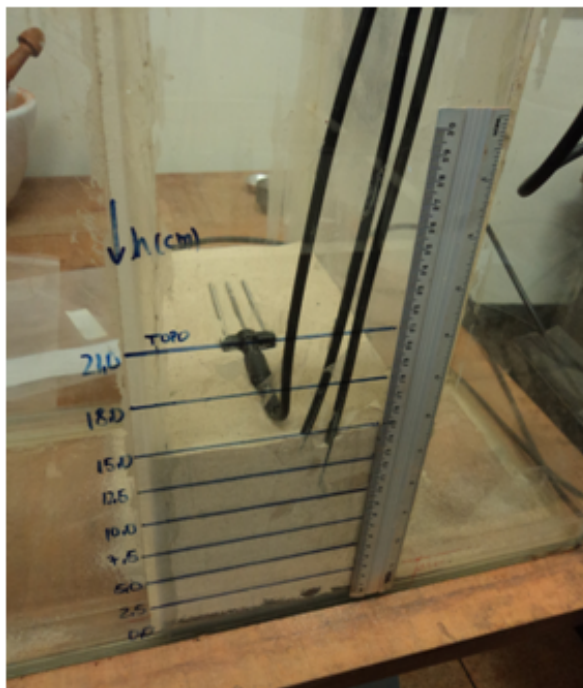


FIGURA 4.23 – DISPOSIÇÃO DOS SENSORES DE TDR NOS ENSAIOS DE INFILTRAÇÃO

Inicialmente foi realizado um ensaio de ascensão capilar para uma camada de areia natural, para verificar o perfil de umidade formado por uma pressão de 5 cm de coluna d'água e testar a resposta dos sensores de TDR. Foi feita uma coluna de solo de 25 cm de altura, com quatro sensores dispostos a cada 5 cm de distância, estando o primeiro a uma altura de 5 cm da camada de solo.

Na Figura 4.24 está apresentado o perfil de umidade ao longo do tempo, com o posicionamento dos quatro sensores ao longo da camada de solo. O ensaio teve uma duração total 71h e 30 min. A saturação foi detectada pela terceira sonda em uma altura de 10cm depois de praticamente 2h e 30 min de ensaio e a frente de umedecimento alcançou o quarto sensor (S4) a uma altura de 15 cm depois de 22h, com uma umidade volumétrica entre 10% e 15%. O início do ensaio foi considerado no momento em que a primeira sonda mostrou a saturação do solo, podendo ser considerada a pressão de água de 5 cm. A umidade volumétrica de saturação determinada na calibração dos sensores condiz com a umidade determinada por Furlan et al. (2008) através da sua curva de retenção de umidade, com um valor em torno de 42%.

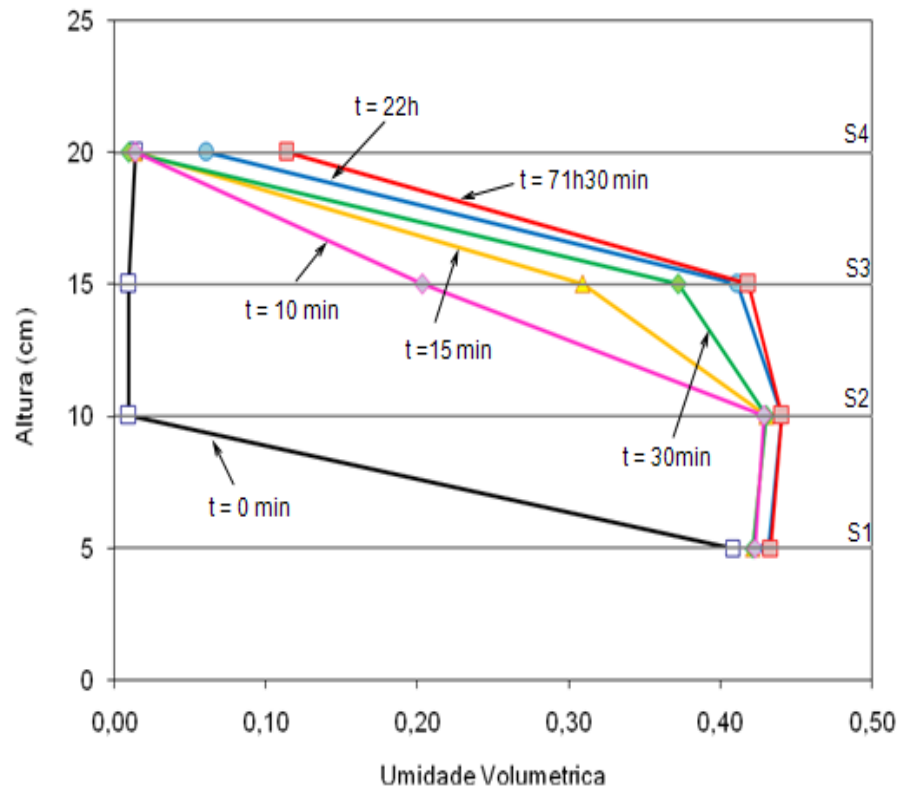


FIGURA 4.24 – PERFIL DE UMIDADE AO LONGO DO TEMPO PARA UMA CAMADA DE AREIA NATURAL

No ensaio de ascensão capilar com duas camadas de solo, foi utilizada uma camada de areia tratada sobreposta a uma camada de areia natural, de modo que a infiltração iniciava pela base, através da areia natural. Foram colocados quatro sensores, dois na camada de areia natural e dois na camada de areia tratada, espaçados a cada 3 cm. No ensaio anterior, foi verificado que uma coluna de areia de 10 cm alcança a saturação em duas horas e meia para 5cm de coluna d'água. Como teoricamente a areia tratada suporta uma coluna d'água de aproximadamente 10 cm, a interface entre os dois solos se localizou em uma altura de 10 cm, de modo a simular uma coluna d' água de 10 cm para avaliar a quebra da barreira. A Figura 4.25 apresenta um esquema da localização dos sensores e da interface entre os solos.

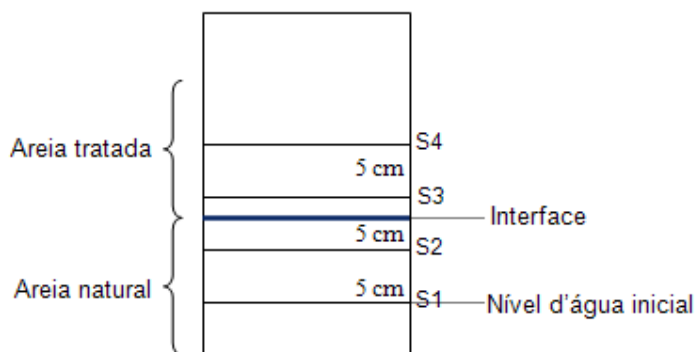


FIGURA 4.25 – ESQUEMA DO ENSAIO DE ASCENSÃO CAPILAR COM AS AREIAS NATURAL E TRATADA

Depois de duas horas de ensaio, a frente de umedecimento já havia chegado até a interface entre os dois solos, mas não foi verificada a quebra da barreira pelo sensor ou visualmente. Foi aumentada a coluna d'água para 7,5 cm. A coluna de água foi incrementada novamente depois de duas horas, para 10 cm. Esta coluna de água foi mantida por aproximadamente 20h, de modo que não houve ainda a quebra da barreira (Fig. 4.26).

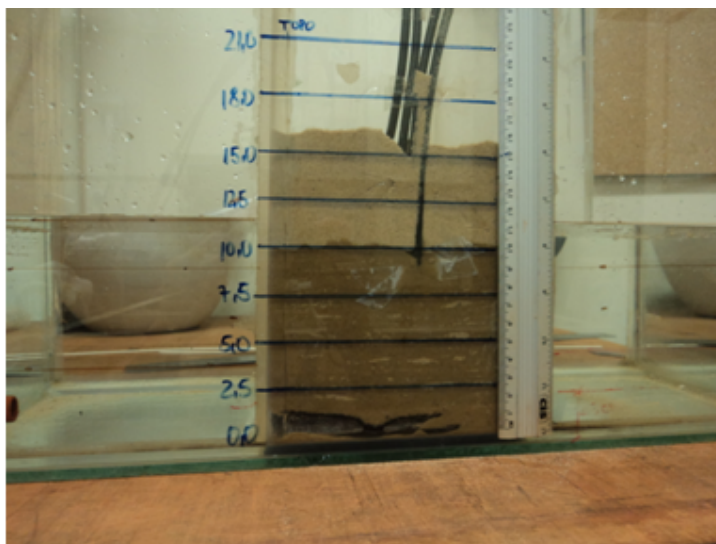


FIGURA 4.26 – PRESSÃO DE ÁGUA DE 10cm SEM QUEBRA DA BARREIRA

A infiltração da água para a camada de areia tratada foi detectada pelo sensor de TDR depois de 27h e 45 min de ensaio, para uma coluna d'água de 15 cm, depois de 45 min da aplicação desta pressão. Antes da variação de umidade ser detectada pelo sensor,

verificou-se momentos antes a infiltração pelas paredes da caixa, como mostrado na Figura 4.27. Na Figura 4.28 tem-se a carga aplicada no ensaio ao longo do tempo.



FIGURA 4.27 – INFILTRAÇÃO NA AREIA TRATADA PELAS PAREDES DA CAIXA

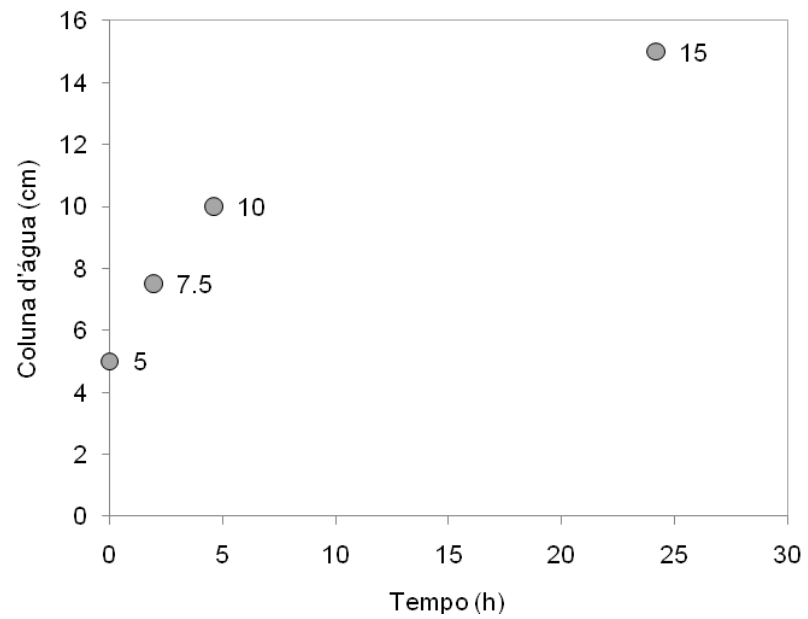


FIGURA 4.28 – COLUNA D'ÁGUA APLICADA NO ENSAIO DE ASCENSÃO CAPILAR AO LONGO DO TEMPO

A Figura 4.29 apresenta o perfil da variação de umidade ao longo do tempo de ensaio. Pela Figura 4.28, nota-se que até 20 horas de ensaio, a pressão máxima aplicada foi de 10 cm de coluna d'água, de modo que não há a infiltração para a camada de areia superior, pois sua umidade continua residual. Após o acréscimo de pressão para 15 cm, o sensor 3 (S3) em uma altura de 11 cm acusa uma variação da umidade volumétrica, indicando a infiltração da água. Após a quebra da barreira, em praticamente uma hora de ensaio, a região de 1cm acima da interface, onde se localizava o sensor 3, mostrou a saturação da areia. Apesar do sensor S4 estar a 3 cm de distância, a água não chegou a uma altura de 14 cm para a pressão estabelecida.

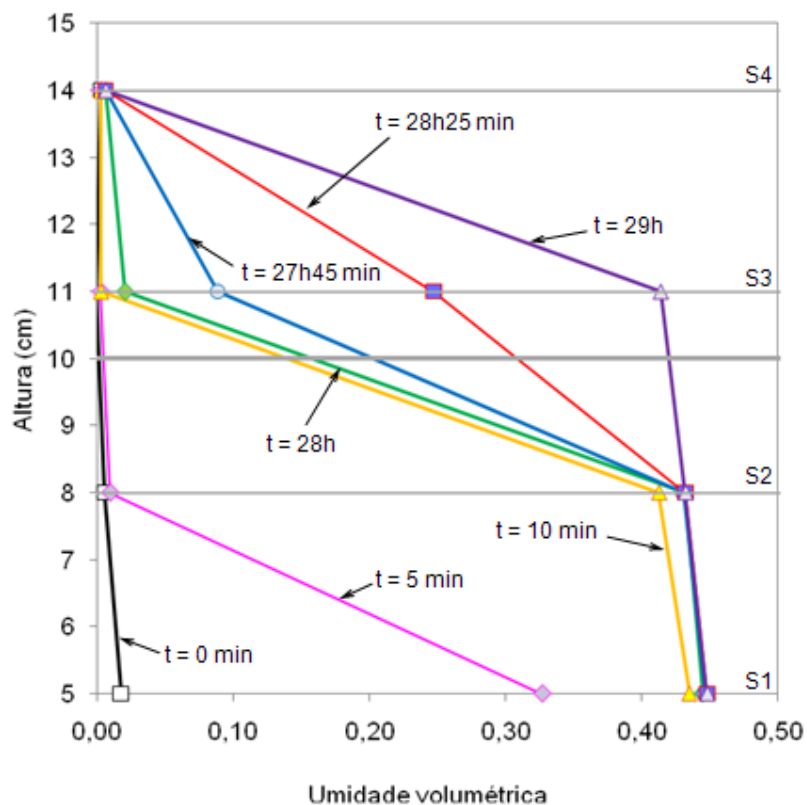


FIGURA 4.29 – PERFIL DE VARIAÇÃO DA UMIDADE AO LONGO DO TEMPO NO ENSAIO DE ASCENSÃO CAPILAR COM CARGA MÁXIMA NA BASE DE 15cm DE COLUNA D'ÁGUA

4.6.3 Ensaios de Infiltração Descendente

Os ensaios de infiltração descendente foram realizados para simular uma situação mais próxima de fluxo de água através de uma barreira capilar. Foram realizados ensaios para a barreira composta por uma camada de areia natural sobreposta à areia tratada, e

para uma barreira composta por uma camada de silte sobre a areia natural. Para estes ensaios, foi utilizado o cilindro de um permeômetro, utilizado por Dell'Avanzi (2004), composta por quatro entradas para os sensores de TDR e duas saídas de ar na base (Fig. 4.30). O esquema de infiltração foi feito por coluna d'água, utilizando-se o sistema de adição de água do infiltrômetro, descrito no Capítulo 2.

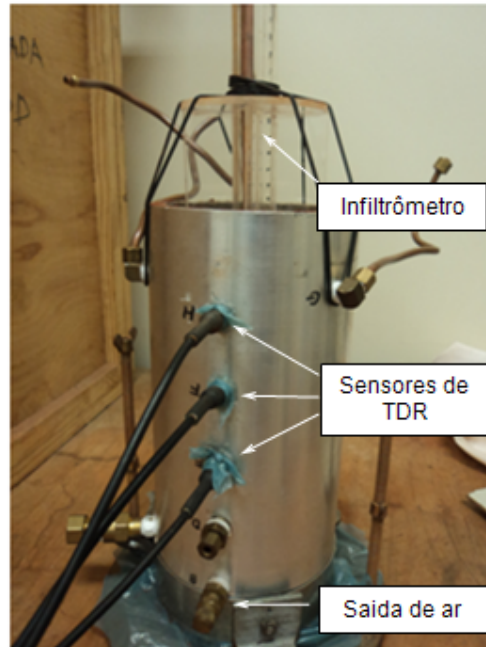


FIGURA 4.30 - EQUIPAMENTO UTILIZADO PARA AVALIAÇÃO DO PERFIL DE UMIDADE PARA DUAS CAMADAS DE SOLO

4.6.3.1 Ensaio de infiltração com areia natural e tratada

O primeiro ensaio realizado foi a simulação da barreira capilar utilizando uma camada de areia natural sobreposta a uma camada de areia tratada (Fig. 4.31). Foram utilizados dois sensores na camada de areia natural, espaçados de 5 cm, e um sensor (S3) na camada de areia de tratada, espaçado de 5 cm do sensor S2, e a 2,5cm de distância da interface entre os solos. A adição de água foi feita em colunas de água de 5 cm, mantendo uma taxa de infiltração constante, no centro da camada de areia.

Na Figura 4.32 tem-se o perfil de umidade ao longo do tempo para os dois solos sobrepostos. Como o sensor mais próximo da interface estava a 2,5 cm, não se pode afirmar se em 20 minutos de ensaio, toda a camada de areia tratada estava saturada, sendo que apenas a região monitorada pelas sondas S1 e S2 mostraram uma umidade volumétrica

próxima da porosidade. A variação de umidade do sensor localizado na camada de areia tratada foi detectada depois de 20 minutos. Após a quebra da barreira, a distância inferior de 2,5 cm da interface foi considerada saturada em apenas 10 minutos.

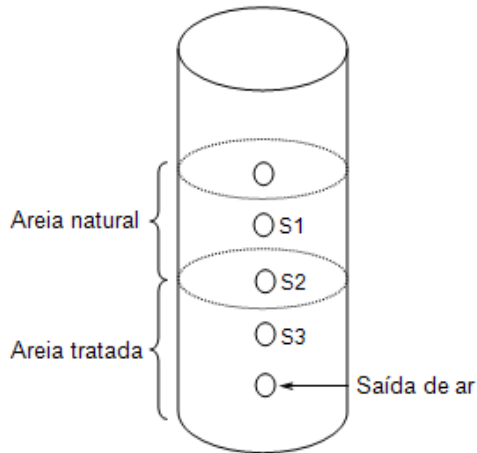


FIGURA 4.31 – ESQUEMA DE DISPOSICAO DE SENSORES PARA SIMULACAO DE BARREIRA CAPILAR COM AS AREIAS

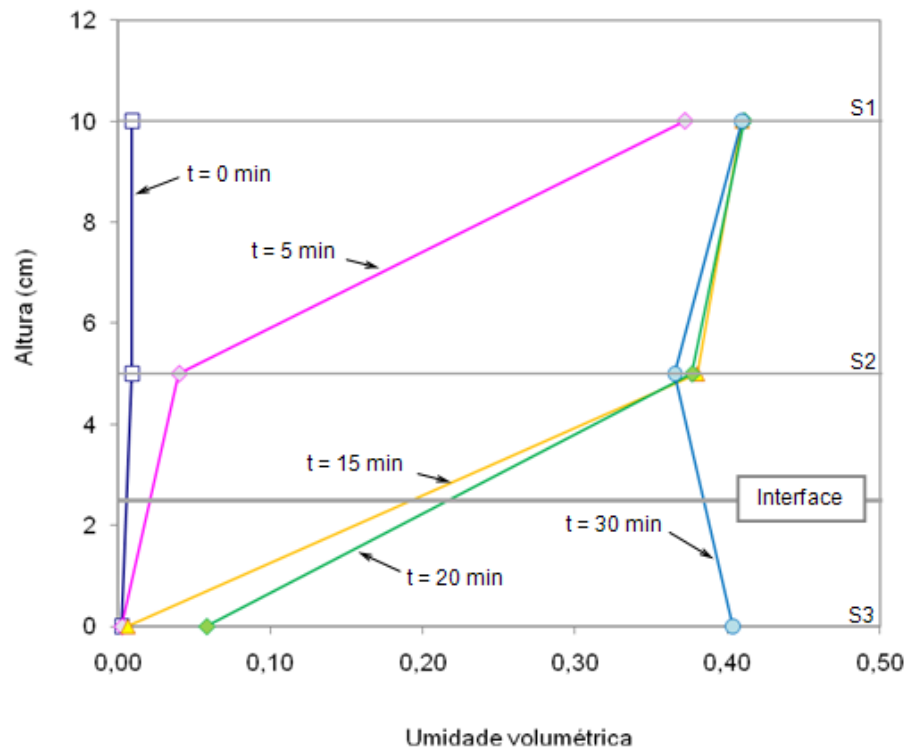


FIGURA 4.32 – PERFIL DE UMIDADE AO LONGO DO TEMPO PARA INFILTRAÇÃO DESCENDENTE NA BARREIRA FORMADA POR AREIA NATURAL E AREIA TRATADA

Ao término do ensaio, foi verificado que a quebra da barreira se deu pelo contato com a parede do permeâmetro, criando uma linha de fluxo preferencial ao invés de uma frente de umedecimento homogênea. Devido a esse canal de fluxo formado, a infiltração após a quebra da barreira foi muito rápida, ao contrário do que se espera, devido à baixa condutividade hidráulica não saturada da areia tratada. Para tentar avaliar melhor a quebra da barreira pelo contato com as paredes, foi realizado o mesmo ensaio na caixa de ascensão capilar, na qual a frente de umedecimento pode ser acompanhada visualmente.

Neste ensaio, foram dispostos novamente dois sensores na camada de areia natural, e um sensor na camada de areia tratada, a 1,5 cm da interface, para detectar a quebra da barreira. Foi mantido o mesmo padrão de infiltração. A Figura 4.33 mostra que os dois sensores da areia natural mostram a saturação depois de 30 minutos de ensaio, ocorrendo a quebra da barreira depois de 50 minutos de infiltração. Neste caso, a saturação da região da terceira sonda não ocorreu depois de 10 minutos, como no ensaio anterior.

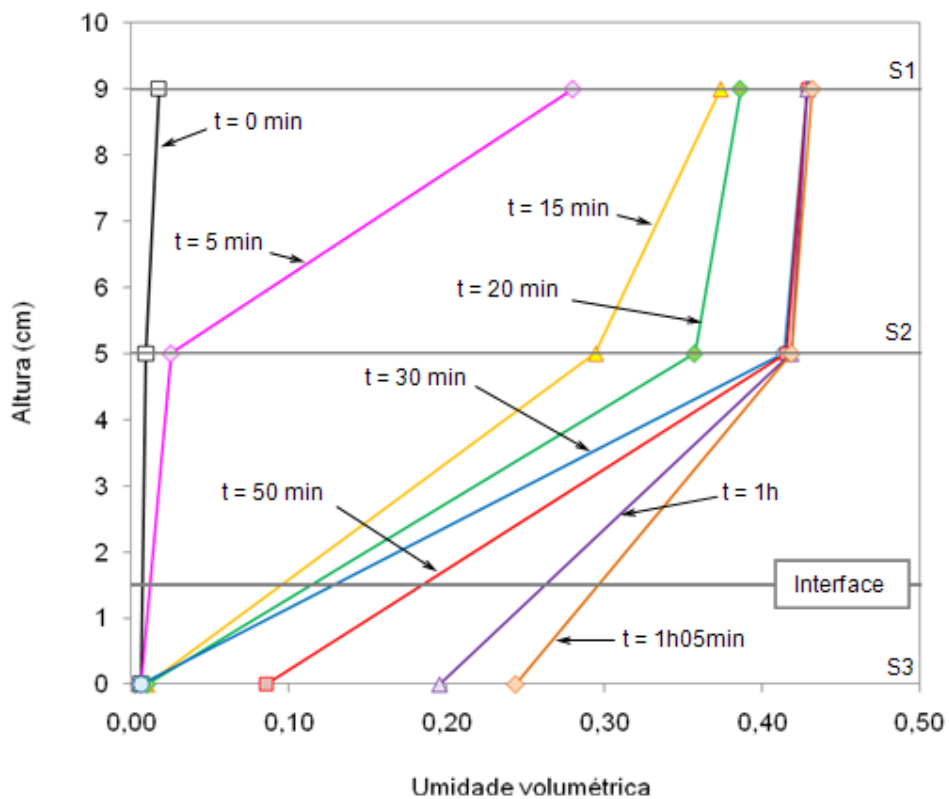


FIGURA 4.33 – PERFIL DE UMIDADE AO LONGO DO TEMPO PARA INFILTRAÇÃO DESCENDENTE NA BARREIRA FORMADA POR AREIA NATURAL E AREIA TRATADA NA CAIXA DE COLUNA DRENANTE

Neste ensaio foi possível a visualização da infiltração da água pelo contato com a caixa, formando caminhos preferenciais de fluxo. Na Figura 4.34 tem-se uma vista superior da camada de areia tratada escavada após o término do ensaio. Nota-se que a região periférica está mais úmida, criando um fluxo preferencial para o centro da caixa, onde se localiza o sensor de umidade, comprovando a quebra da barreira pelas laterais. A uma profundidade maior, a areia do centro continua seca. A água foi adicionada até a saída da água pelo fundo da caixa.



FIGURA 4.34 – VISTA SUPERIOR DA CAMADA DE AREIA TRATADA APÓS A QUEBRA DA BARREIRA (a) 1,5cm DA INTERFACE (b) 3,0cm DA INTERFACE

4.6.3.2 Ensaio de infiltração com areia natural e silte

O ensaio de infiltração descendente para uma camada de silte sobreposta a uma camada de areia natural foi feito no permeâmetro. A areia foi disposta pelo método da chuva de areia em uma umidade residual, e o silte foi compactado com energia normal, para uma umidade gravimétrica de 27%. Foi colocado um sensor na camada de silte, a uma distância de 2,5 cm da interface, assim como o sensor da camada de areia.

Neste ensaio, a quebra da barreira foi verificada após quase 18 horas de ensaio, sem que a camada de silte atingisse total saturação (Fig. 4.35). Neste caso, a percolação para a camada de areia se deu em pontos isolados, também próximos ao contato com as paredes do permeâmetro. Deste modo, como a variação de umidade captada pelo sensor de TDR é feita por uma média da região monitorada pelo tamanho da haste, a mínima variação na leitura da constante dielétrica foi considerada como um foco próximo de infiltração.

Como a condutividade hidráulica do silte é menor do que da areia, parte da eficiência deste tipo de barreira capilar é dada pela baixa velocidade em que a água infiltra através da camada superior, levando mais tempo até que a umidade atinja a camada de areia.

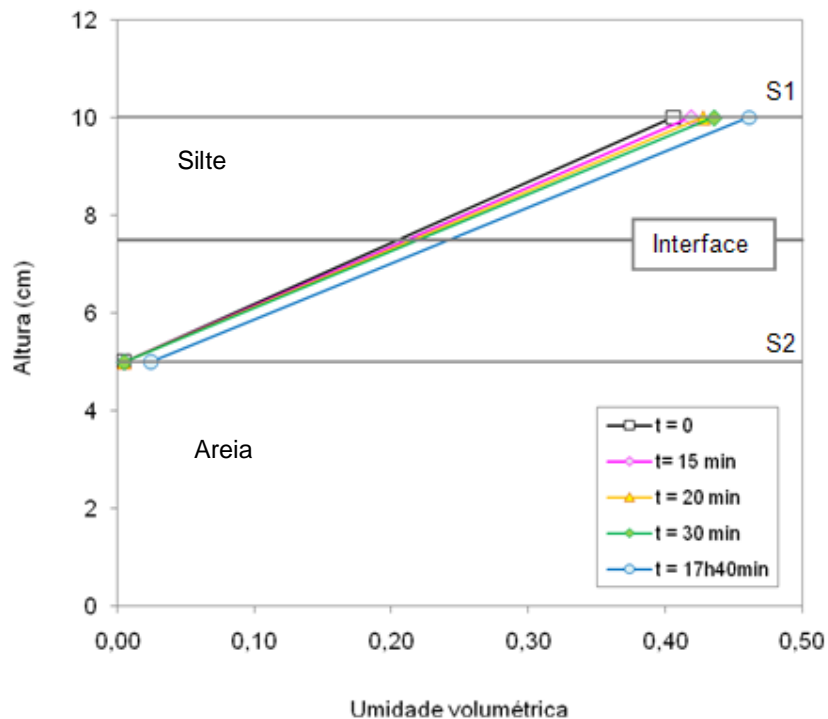


FIGURA 4.35 – PERFIL DE UMIDADE AO LONGO DO TEMPO ATRAVÉS DE UMA CAMADA DE SILTE SOBREPOSTA A UMA CAMADA DE AREIA NATURAL

4.7 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados neste trabalho com o objetivo de comparar o comportamento do solo estudado em estado saturado e não saturado, e também para avaliar a aplicabilidade do procedimento proposto para avaliação do comportamento não saturado dos solos através de ensaios de cisalhamento convencionais. Todos os ensaios foram conduzidos de acordo com o procedimento descrito no Capítulo 3,

de modo a estimar o valor do índice de saturação relativa para as amostras durante o ensaio.

Para avaliar os parâmetros de resistência saturada, foram realizados ensaios de cisalhamento direto convencionais com amostras inundadas. Para comparar a resposta do solo em diferentes situações de carregamento e de valores de sucção, foram feitos ensaios de cisalhamento com sucção controlada. Estes ensaios foram realizados no laboratório de solos da PUC-Rio. Outro grupo de ensaios foi conduzido no laboratório de solos da PUC-PR, de acordo com os procedimentos propostos no Capítulo 3, nos quais são determinados os valores de sucção das amostras rompidas pelo método do papel filtro depois do cisalhamento.

4.7.1 Ensaio de Cisalhamento Direto Convencional

Com os ensaios de cisalhamento direto foram obtidas uma envoltória inundada e outra envoltória não saturada. Todas as amostras foram compactadas na umidade de 27%, sendo que a envoltória não saturada foi obtida nesta mesma umidade. As amostras foram submetidas a três valores de carregamento, de 20kPa, 40kPa e 80kPa. Foram utilizados baixos valores de carregamento uma vez que o solo como sistema de cobertura de aterros sanitários não são submetidos a altas tensões em campo.

A velocidade de ensaios foi calculada para um tempo de ruptura de duas horas, para uma deformação de 15% do comprimento da amostra. Deste modo, o valor da velocidade aplicada ao cisalhamento foi de 0,122mm/min.

A compactação das amostras foi feita em um molde prismático, com 10,16 cm de lado e 3,0 cm de altura, sem o colarinho (Fig. 4.36). O soquete utilizado apresenta um formato de ponta quadrado para se adequar aos cantos do molde de compactação. A altura de queda do soquete é de 30 cm e a massa de 2122 g. Sendo o valor de energia relacionado ao Proctor Normal de 5,7 J, o número de golpes para a compactação em duas camadas, foi de 14 por camada.

Depois de compactadas, as amostras eram transferidas do molde de compactação e moldadas para a caixa de cisalhamento. Nos ensaios inundados, a água foi adicionada logo antes da aplicação da força vertical para consolidação das amostras. Depois da consolidação de duas horas, antes do cisalhamento, deu-se um espaçamento de 5mm entre as caixas, a fim de desprezar o efeito de atrito durante o ensaio, que poderia refletir nos resultados da leitura da força horizontal gerada. A Figura 4.37 mostra o detalhe dos extensômetros acoplados à caixa superior, e nos quatro cantos, os parafusos utilizados para separar as caixas.



FIGURA 4.36 – MOLDE E SOQUETE UTILIZADOS NA COMPACTAÇÃO DAS AMOSTRAS DE CISLHAMENTO DIRETO

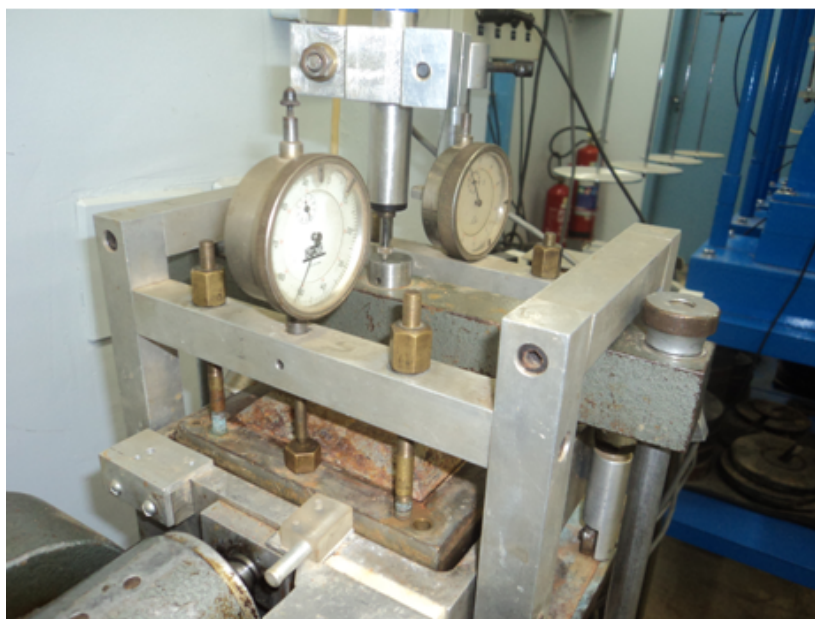


FIGURA 4.37 – SISTEMA DE SEPARAÇÃO DAS CAIXAS DE CISLHAMENTO

4.7.1.1 Ensaios de cisalhamento direto inundados

Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto para as amostras inundadas estão apresentadas na Figura 4.38, através do gráfico da tensão cisalhante pelo deslocamento horizontal. As amostras não apresentaram picos de ruptura, mostrando um comportamento de enrijecimento progressivo. O critério de ruptura utilizado foi o proposto por de Campos e Carrillo (1995), baseado na inclinação da curva tensão-deformação. De acordo com este critério, a ruptura pode ser assumida quando a curva apresenta uma inclinação constante, e a tensão cisalhante de ruptura corresponde ao valor no início da tendência linear da curva. A Figura 4.39 mostra o deslocamento vertical das amostras ao longo do cisalhamento, indicando a mesma tendência à compressão.

Para poder estimar o índice de saturação relativa das amostras durante o cisalhamento, de acordo com o procedimento criado, foram moldadas pequenas amostras a partir dos corpos de prova rompidos, para secagem ao ar durante o tempo necessário para estabilização do peso. Este procedimento foi feito para os três ensaios inundados. Na Figura 4.40.b pode ser visto o potencial de retração do solo quando em processo de secagem. Na Tabela 4.10 estão apresentados os resultados do grau de saturação residual calculado para cada ensaio. Verifica-se que quanto maior o índice de vazios final da amostra, menor a umidade gravimétrica residual. Os gráficos de perda de umidade e a determinação dos valores estão detalhados no Apêndice A.

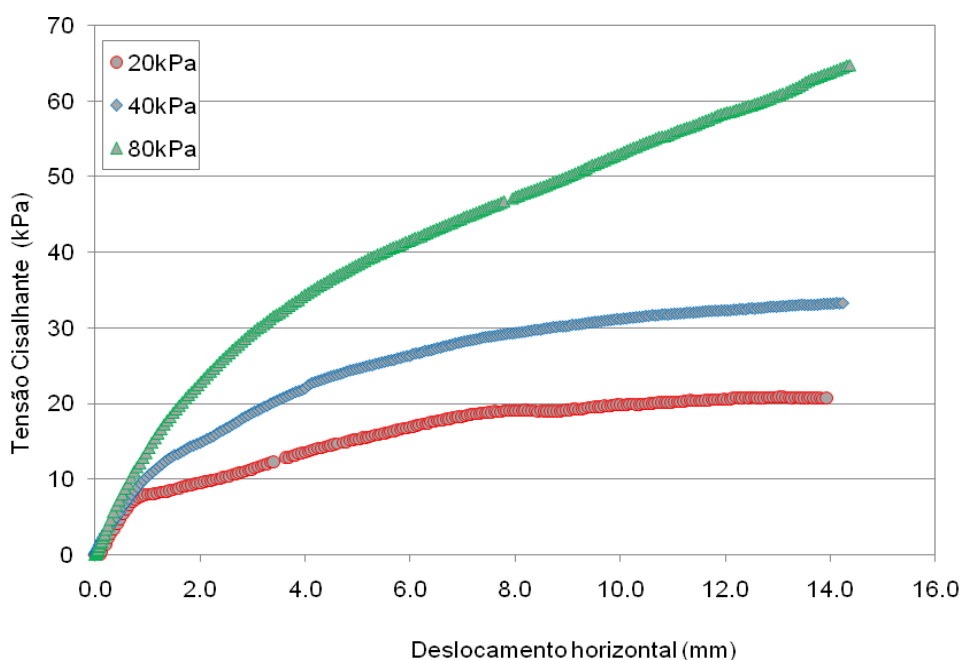


FIGURA 4.38 – VARIAÇÃO DA TENSÃO CISALHANTE COM O DESLOCAMENTO HORIZONTAL DOS ENSAIOS INUNDADOS

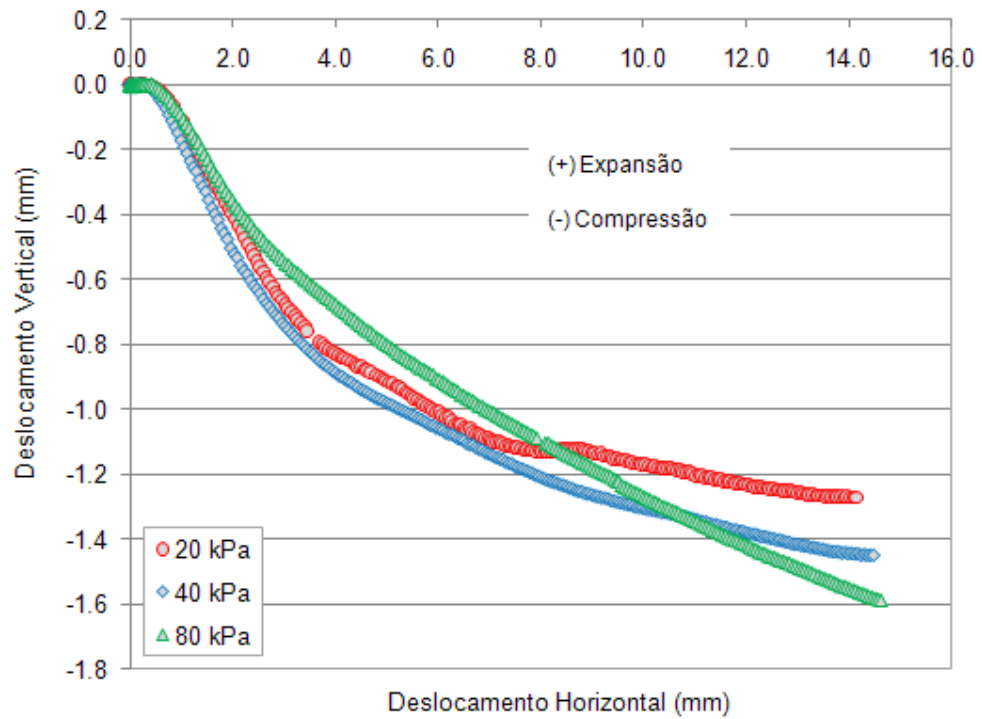


FIGURA 4.39 – DESLOCAMENTO VERTICAL DAS AMOSTRAS INUNDADAS AO LONGO DO CISALHAMENTO

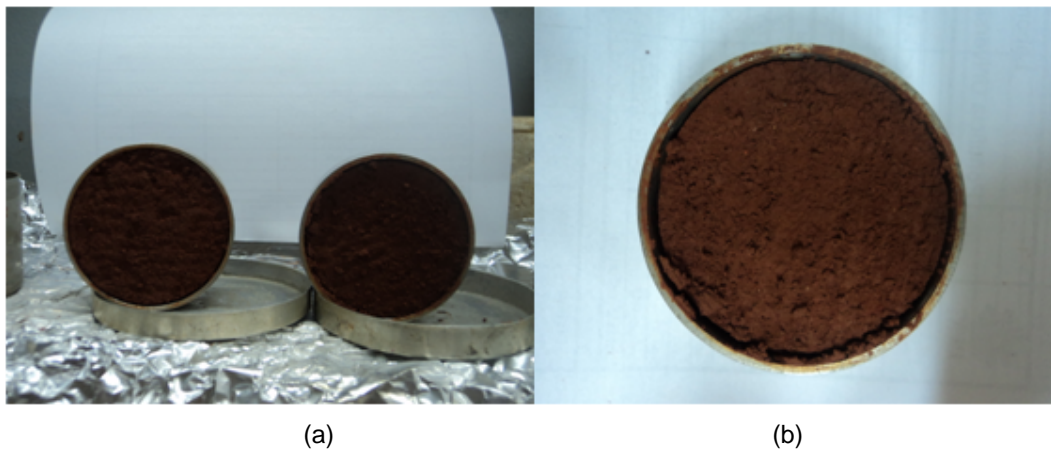


FIGURA 4.40 – AMOSTRAS RETIRADAS DOS CORPOS DE PROVA CISALHADOS PARA PERDA DE UMIDADE

TABELA 4.10 – ÍNDICE DE VAZIOS E GRAU DE SATURAÇÃO RESIDUAL – ENSAIOS INUNDADOS

Tensão Normal (kPa)	e_0 (adensamento)	e_i (cisalhamento)	e_f	w (%)	S_{res} (%)
20	1,42	1,31	1,16	3,7	9
40	1,56	1,33	1,14	3,9	10
80	1,53	1,22	1,02	3,8	11

4.7.1.2 Ensaios de cisalhamento direto não saturados

Os ensaios de cisalhamento direto com as amostras não inundadas apresentaram picos de ruptura definidos para as tensões de 20kPa e 40kPa, como mostra a Figura 4.41. As tensões cisalhantes de ruptura são praticamente o dobro das tensões alcançadas nos ensaios inundados, uma vez que há o efeito da sucção atuando a favor da resistência. Diferente dos ensaios inundados, as amostras não saturadas mostraram um comportamento inicial de compressão, e posterior expansão ao longo do cisalhamento (Fig. 4.42).

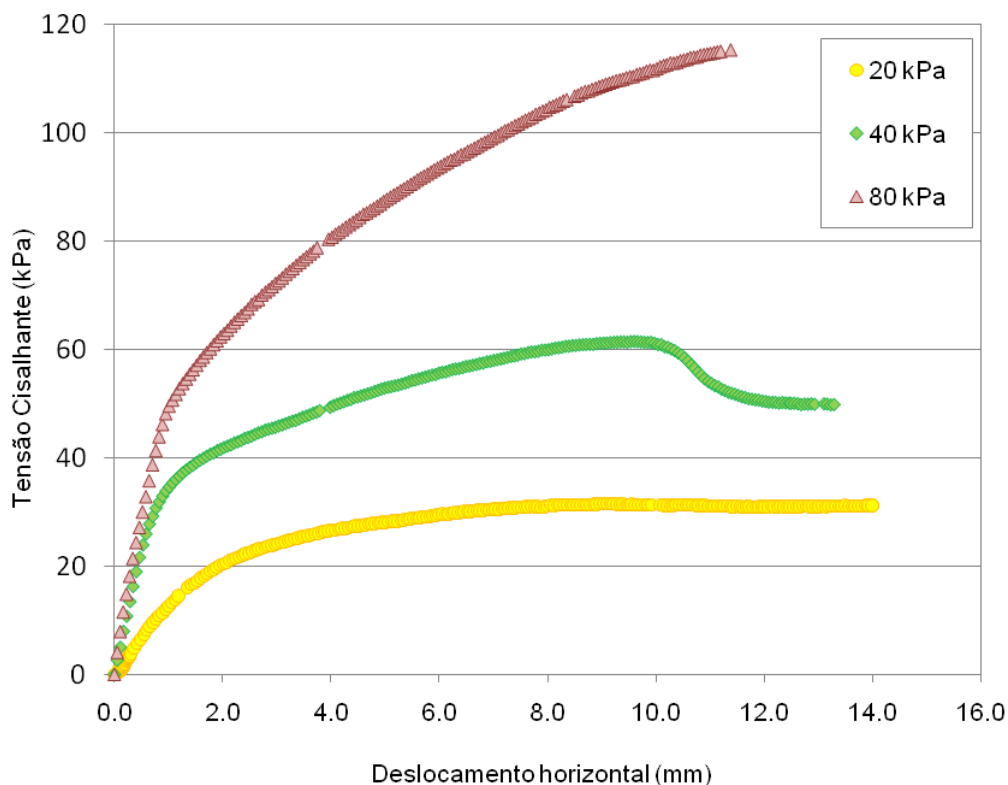


FIGURA 4.41 – VARIÇÃO DA TENSÃO CISALHANTE COM O DESLOCAMENTO HORIZONTAL DOS ENSAIOS NÃO SATURADOS

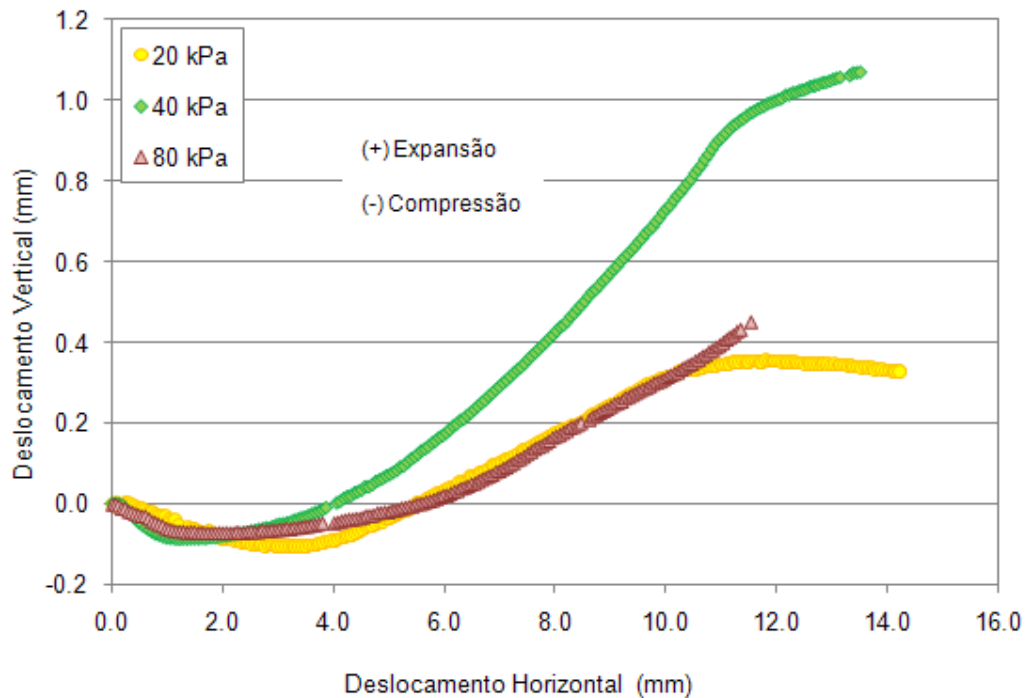


FIGURA 4.42 – DEFORMAÇÃO VOLUMÉTRICA DAS AMOSTRAS NÃO SATURADAS AO LONGO DO CISALHAMENTO

Para este grupo de ensaios também foram retiradas amostras para determinação da umidade gravimétrica residual e cálculo do grau de saturação residual, apresentados na Tabela 4.11.

TABELA 4.11 – ÍNDICE DE VAZIOS E GRAU DE SATURAÇÃO RESIDUAL – ENSAIOS NÃO SATURADOS

Tensão Normal (kPa)	e_0 (adensamento)	e_i (cisalhamento)	e_f	w (%)	S_{res} (%)
20	1,49	1,44	1,48	3,15	6,0
40	1,48	1,41	1,55	3,07	5,6
80	1,49	1,38	1,43	4,03	7,9

4.7.1.3 Envoltórias de resistência inundada e não saturada

A partir dos resultados dos ensaios de cisalhamento inundados e não saturados, foram traçadas as trajetórias de tensões e as envoltórias de ruptura, de acordo com o critério de Mohr-Coulomb. A partir da envoltória de ruptura inundada (Fig. 4.43) obtêm-se o intercepto coesivo $c' = 13,9 \text{ kPa}$, e o ângulo de atrito interno $\phi' = 19,3^\circ$. A envoltória apresentada para os ensaios não saturados está mostrada apenas para comparação, uma vez que apresenta

um ângulo de atrito maior no plano apresentado; porém a análise desta envoltória deve ser feita de acordo com um critério de ruptura para solos não saturados, devido à influência da sucção ao longo do cisalhamento, apresentando uma envoltória tridimensional.

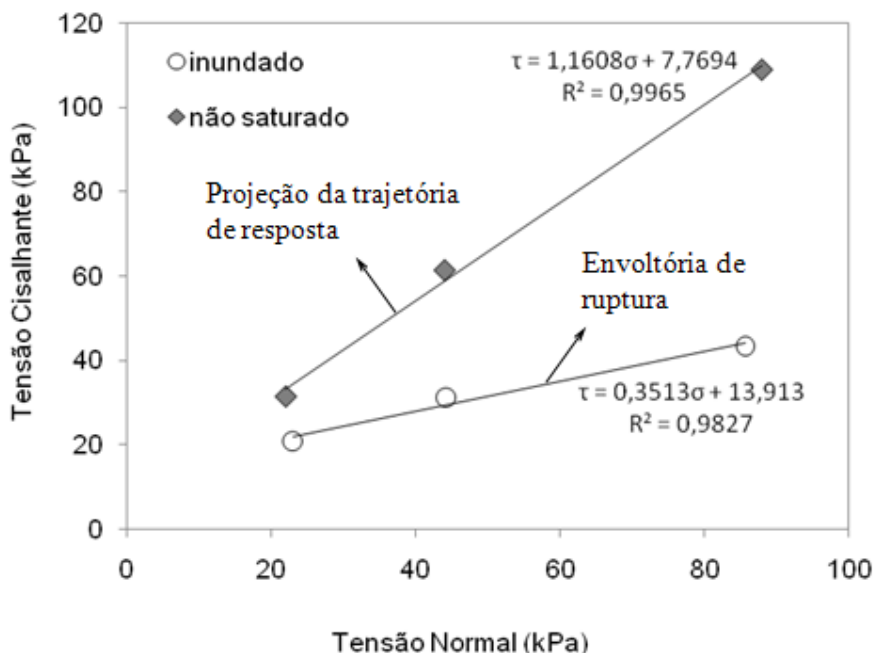


FIGURA 4.43 – ENVOLTÓRIAS DE RESISTÊNCIA INUNDADA E NÃO SATURADA

4.7.2 Ensaio de Cisalhamento Direto com Sucção Controlada

Os ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada (CDSC) foram realizados no laboratório de solos da PUC-Rio, em um equipamento ilustrado pela Figura 4.44. Este equipamento possui uma câmara que isola a caixa de cisalhamento e permite a aplicação de uma pressão de água na base da amostra e uma pressão de ar no topo, de modo a gerar um efeito de sucção que pode ser controlada ao longo do ensaio. O interior da câmara é mostrado na Figura 4.45, na qual pode ser observada a caixa de cisalhamento acoplada à célula de carga horizontal e a tubulação de entrada de água para aplicação da pressão na base da amostra. A sucção da amostra é controlada pela entrada ou saída da água na amostra através do disco cerâmico de alto valor de entrada de ar (DAVE), de 500 MPa de valor de entrada de ar. O disco é localizado na base da amostra, e deve estar saturado para garantir que o ar não passe pela pedra antes de alcançar a pressão de borbulhamento. A saturação do DAVE está apresentada no Apêndice B.

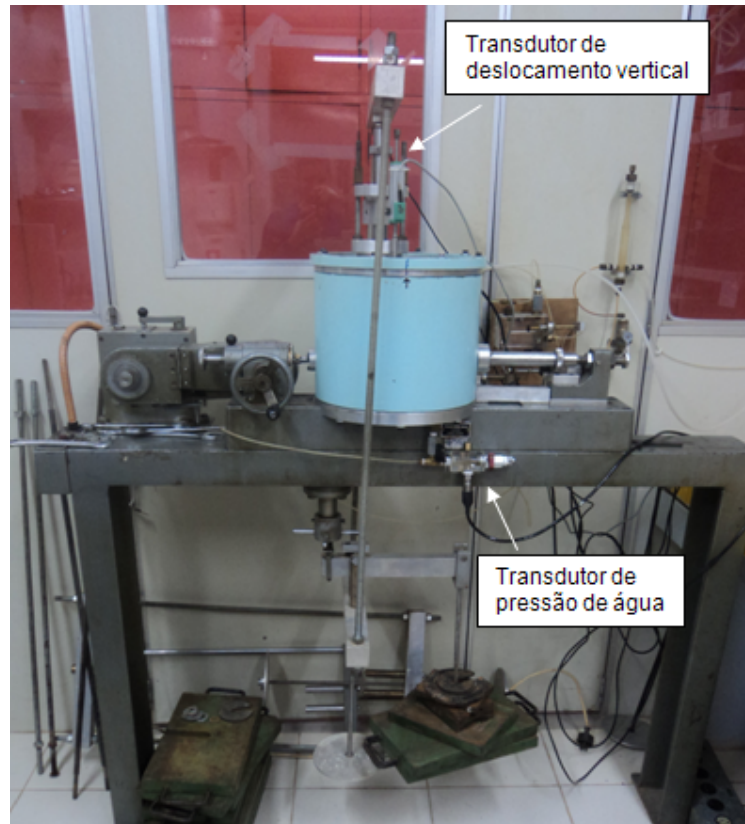


FIGURA 4.44 – EQUIPAMENTO DE CISALHAMENTO DIRETO COM SUÇÃO CONTROLADA

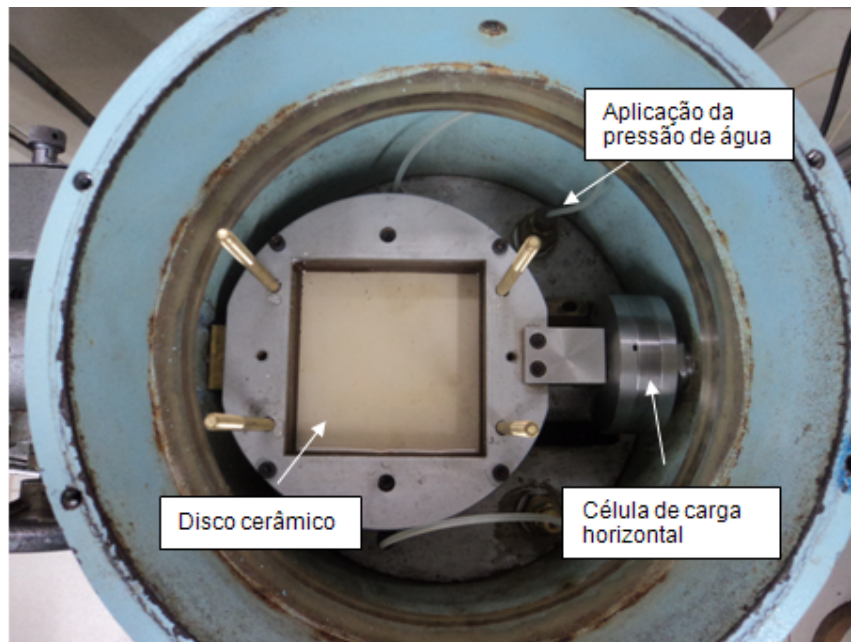


FIGURA 4.45 – INTERIOR DA CÂMARA E CAIXA DE CISALHAMENTO

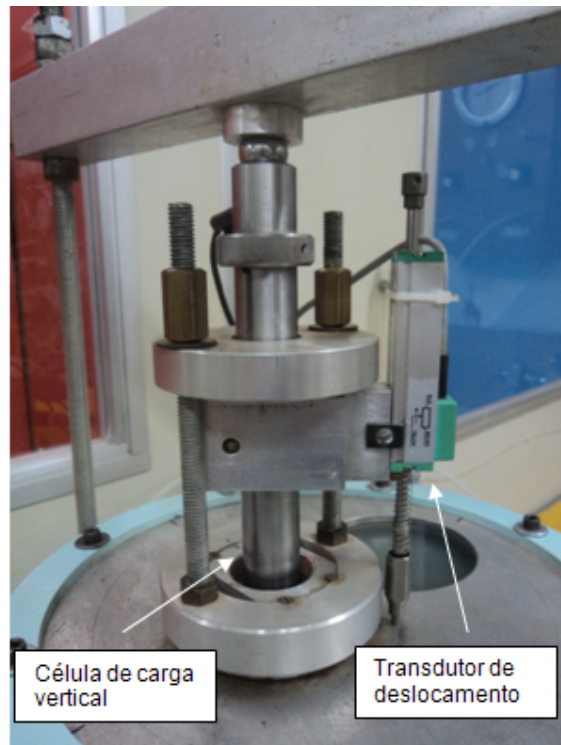


FIGURA 4.46 – DETALHE DA APLICAÇÃO DA TENSÃO NORMAL E TRANSDUTOR DE DESLOCAMENTO VERTICAL

As amostras foram compactadas com energia Proctor Normal, a 27% de umidade gravimétrica, de modo semelhante às amostras moldadas para os ensaios de cisalhamento convencional.

Foram realizados quatro ensaios CDSC para diferentes valores de tensão normal, e diferentes valores de sucção, como mostrado na Tabela 4.12. As tensões verticais eram aplicadas de acordo com a tensão normal líquida ($\sigma - u_a$), de modo que a tensão total é a soma da tensão vertical aplicada e a pressão de ar na câmara de cisalhamento.

TABELA 4.12 – ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO COM SUCCÃO CONTROLADA

Ensaio	Sucção	Tensão Normal	$\sigma - u_a$	u_a	u_w
	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)
SC-01	30	210	110	100	70
SC-02	85	320	168	152	67
SC-03	150	420	219	201	51
SC-04	230	581	298	283	53

Inicialmente, após a amostra ser colocada na caixa de cisalhamento e a câmara ser fechada, foi aplicada a pressão de ar, a pressão de água e a tensão vertical, nesta ordem, a fim de não danificar o disco DAVE. As pressões aplicadas e os deslocamentos foram monitorados ao longo do ensaio pelo sistema de aquisição de dados, de modo que as pressões de ar e de água podiam ser ajustadas quando necessário, para manter a sucção aplicada constante.

A primeira etapa dos ensaios consistiu na equalização da sucção no interior da amostra, simultaneamente à consolidação. A estabilização da altura das amostras ocorreu antes da estabilização da sucção. Na Figura 4.47, verifica-se a expansão das amostras com o carregamento vertical. Neste processo, houve a entrada de água nos ensaios com valores de sucção de 30kPa e 85kPa, enquanto que nos outros ensaios houve a saída de água (Fig. 4.48). O processo de estabilização da sucção foi um processo lento e demorado, que chegou a se estender por até uma semana. Para reduzir o tempo de equalização na câmara, Lopes (2006) apresenta uma técnica de equalização em um dessecador, com a aplicação de uma solução salina para se atingir determinada pressão de vapor no interior do dessecador equivalente ao nível de sucção desejado.

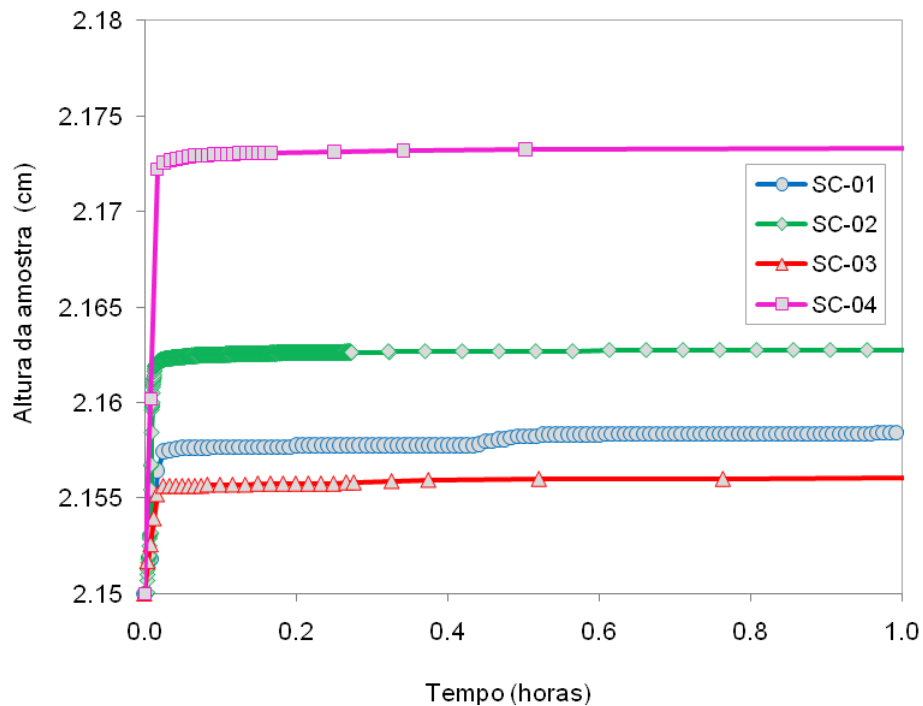


FIGURA 4.47 – VARIACÃO DA ALTURA DAS AMOSTRAS AO LONGO DA EQUALIZAÇÃO E CONSOLIDAÇÃO

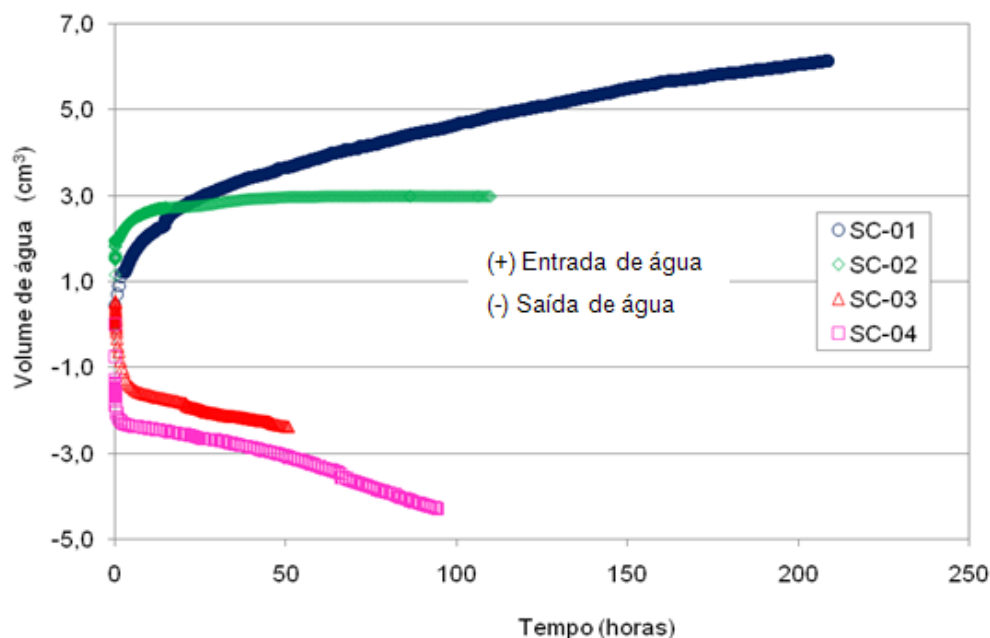


FIGURA 4.48 – VARIAÇÃO DE VOLUME DE ÁGUA NAS AMOSTRAS DURANTE A EQUALIZAÇÃO DA SUCÇÃO E CONSOLIDAÇÃO

O processo de cisalhamento foi feito na velocidade mínima permitida pelo equipamento, de 0,000488 mm/min, para que a sucção da amostra durante o ensaio fosse mantida praticamente constante. Na Figura 4.49 tem-se o aumento da tensão cisalhante de acordo com o deslocamento horizontal. Como as amostras não apresentaram um pico de ruptura definido, foram determinadas como tensões na ruptura, os valores de início do aumento linear da resistência. Durante o cisalhamento, houve a entrada de água em todas as amostras, a fim de manter o valor de sucção determinado (Fig.4.50), acompanhada da expansão durante o processo (Fig. 4.51).

A Figura 4.52 apresenta as trajetórias da tensão cisalhante de acordo com a variação da tensão normal, para os quatro ensaios. Como a envoltória apresenta-se em um plano tridimensional, tem-se na Figura 4.53, os pontos na ruptura para os ensaios CDSC e a envoltória inundada. Na Tabela 4.13 estão os dados das amostras na ruptura, juntamente com os valores de índice de vazios de moldagem (e_0) e depois do cisalhamento (e_f).

TABELA 4.13 – DADOS NA RUPTURA DOS ENSAIOS CDSC E ÍNDICES DE VAZIOS

Ensaio	$\sigma-u_a$ (kPa)	Tensão Cisalhante (kPa)	e_0	e_f
SC-01	113	84	1,51	1,68
SC-02	176	118	1,54	1,81
SC-03	227	170	1,40	1,54
SC-04	312	216	1,39	1,75

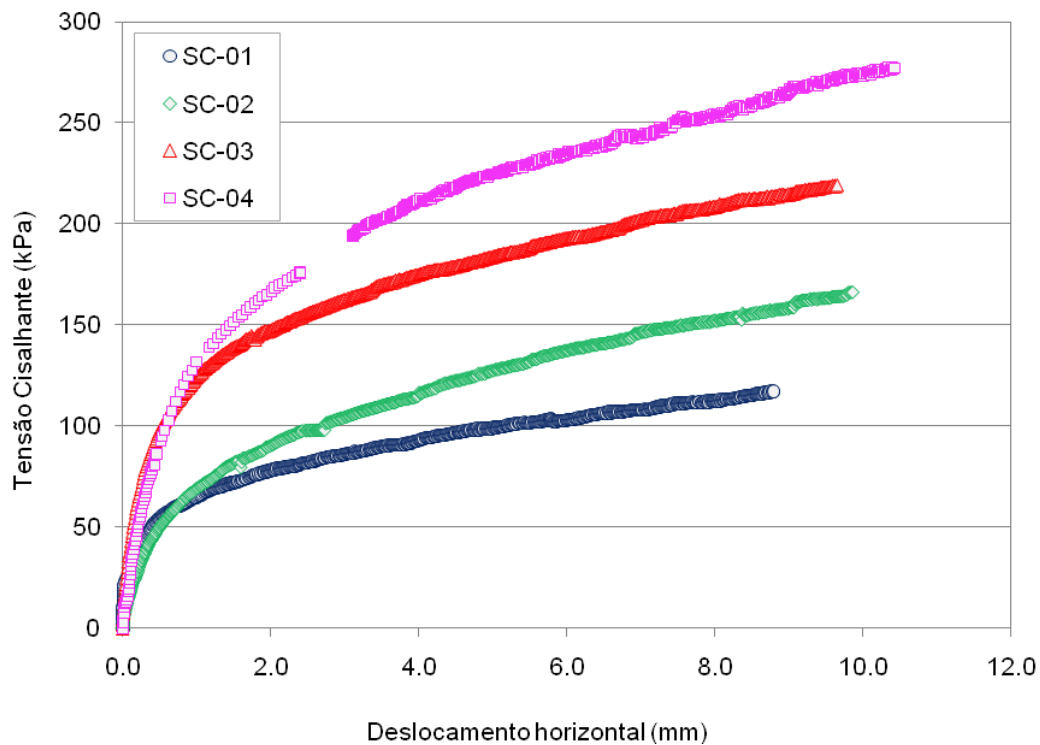


FIGURA 4.49 – VARIAÇÃO DA TENSÃO CISALHANTE COM O DESLOCAMENTO HORIZONTAL DOS ENSAIOS COM SUÇÃO CONTROLADA

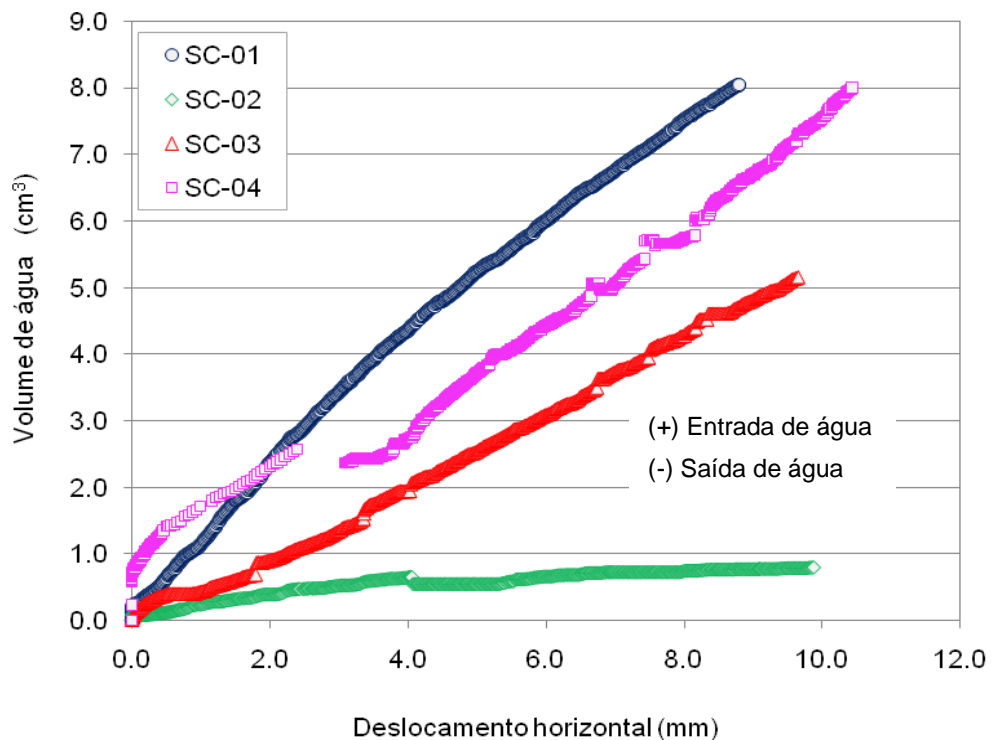


FIGURA 4.50 – VARIAÇÃO DE VOLUME DE ÁGUA NAS AMOSTRAS DURANTE O CISLHAMENTO

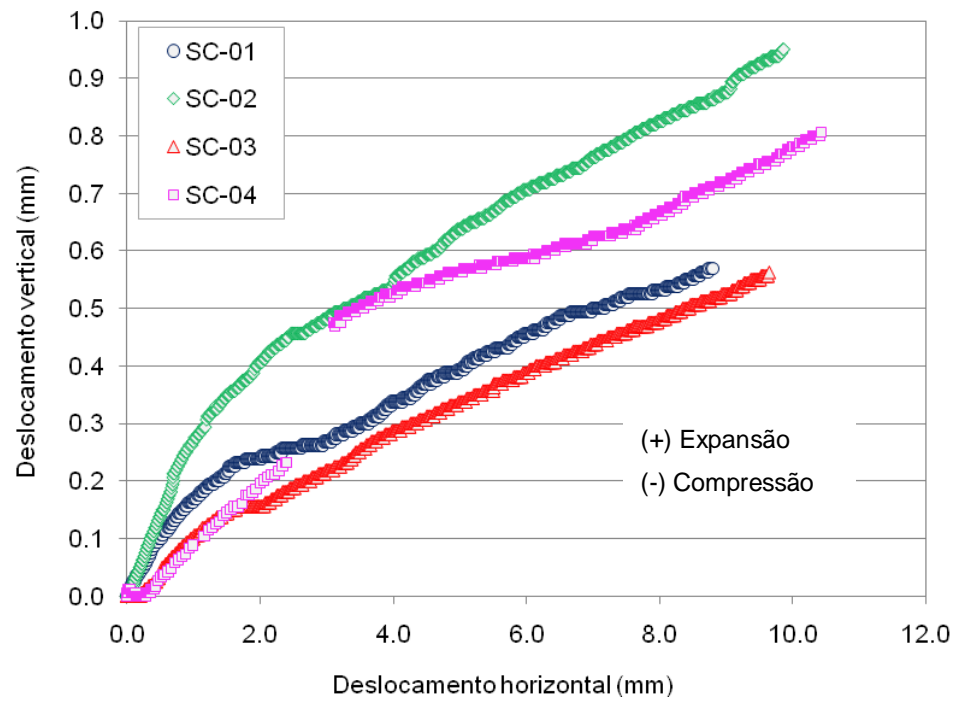


FIGURA 4.51 – DEFORMAÇÃO VOLUMÉTRICA DAS AMOSTRAS COM SUCÇÃO CONTROLADA AO LONGO DO CISALHAMENTO

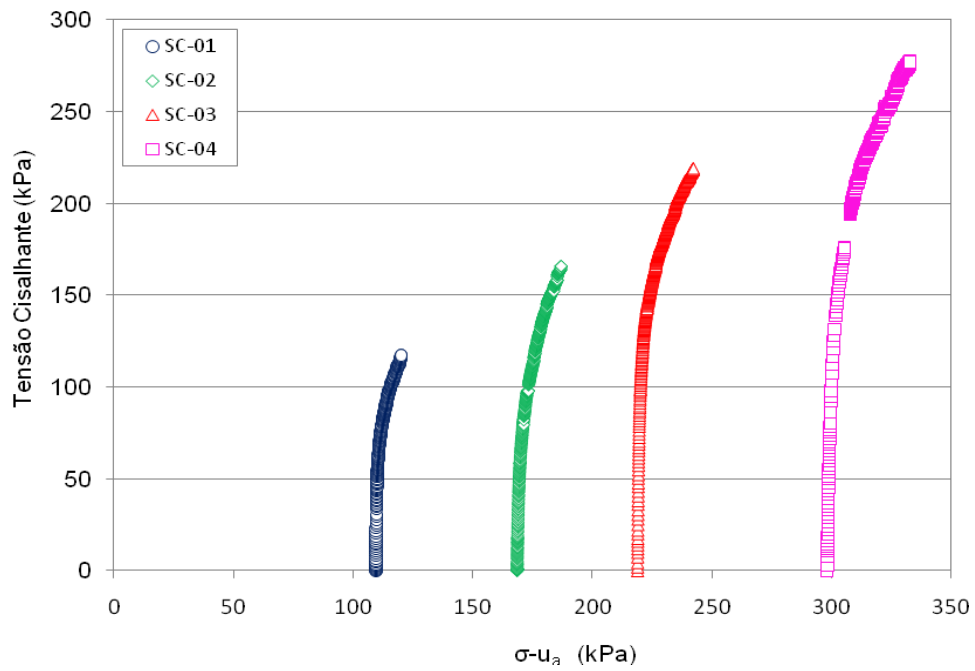


FIGURA 4.52 – TRAJETÓRIA DE TENSÕES DOS ENSAIOS COM SUCÇÃO CONTROLADA

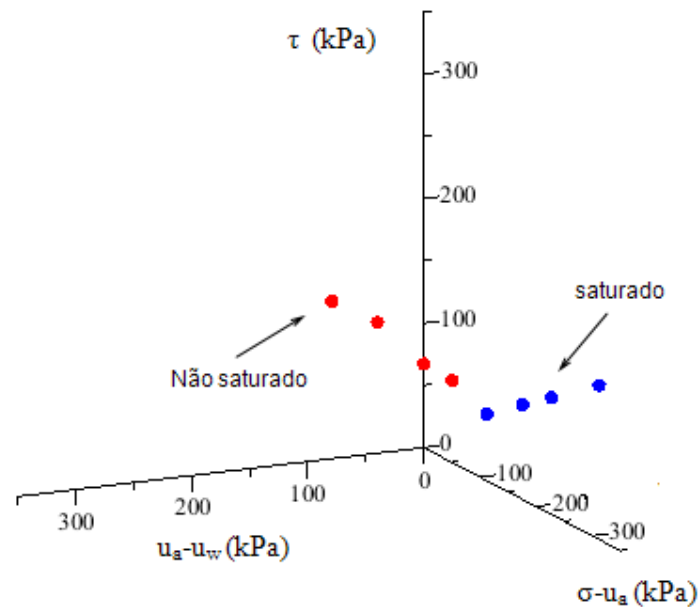


FIGURA 4.53 – ENVOLTÓRIAS SATURADA E NÃO SATURADA CDSC

4.7.3 Ensaio de cisalhamento direto não saturados com determinação da sucção mátrica

Além dos ensaios de cisalhamento direto não saturados realizados na PUC-Rio, foram realizados três ensaios de cisalhamento de acordo com os procedimentos apresentados no Capítulo 3, no laboratório de solos da PUC-PR. Estes ensaios foram conduzidos para três carregamentos verticais, de 110kPa, 120kPa e 130kPa a fim de complementar a envoltória já determinada e para comparar os valores de sucção para valores de tensões próximas.

As amostras foram moldadas de um corpo de prova compactado com energia Proctor Normal em um cilindro de CBR, com 27% de umidade gravimétrica, e submetidas ao ensaio na umidade de compactação.

As Figuras 4.54 e 4.55 apresentam os resultados da variação da tensão cisalhante e a deformação volumétrica das amostras com o deslocamento vertical. Estes resultados mostram que a amostra submetida ao carregamento vertical de 130kPa não apresentou um comportamento semelhante às outras, uma vez que a sua resistência máxima atingiu um valor menor do que as amostras submetidas a tensões menores, e a sua deformação volumétrica indica a compressão da amostra, sendo que as outras sofreram o processo de expansão. Deste modo, a terceira amostra ensaiada foi desconsiderada da envoltória de

ruptura, pois em seu processo de moldagem, esta apresentou uma massa específica muito inferior, de $1,38\text{g/cm}^3$, enquanto as outras foram de $1,48\text{g/cm}^3$ e $1,43\text{g/cm}^3$, resultando em variações consideráveis no comportamento ao cisalhamento direto.

A Figura 4.56 mostra a projeção bidimensional da envoltória formada pela união dos dois grupos de ensaios, para amostras não saturadas, sendo os ensaios CPR executados na PUC-Rio, para tensões verticais de 20kPa, 40kPa e 80kPa e os ensaios CPP executados na PUC-PR, para tensões verticais de 110kPa e 120kPa.

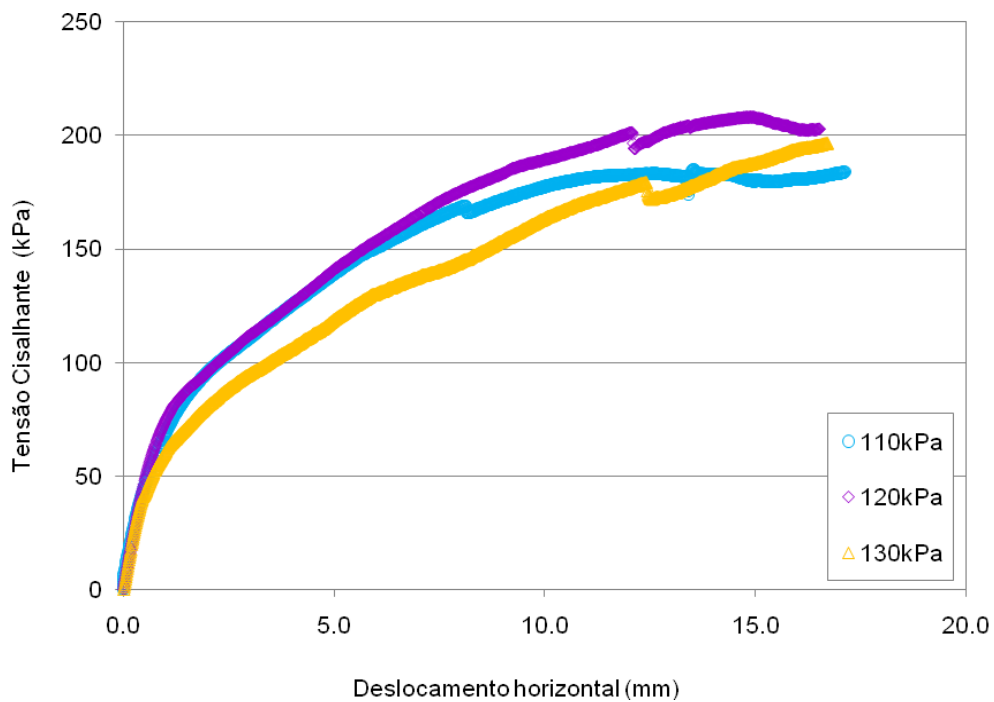


FIGURA 4.54 – VARIAÇÃO DA TENSÃO CISALHANTE COM O DESLOCAMENTO HORIZONTAL

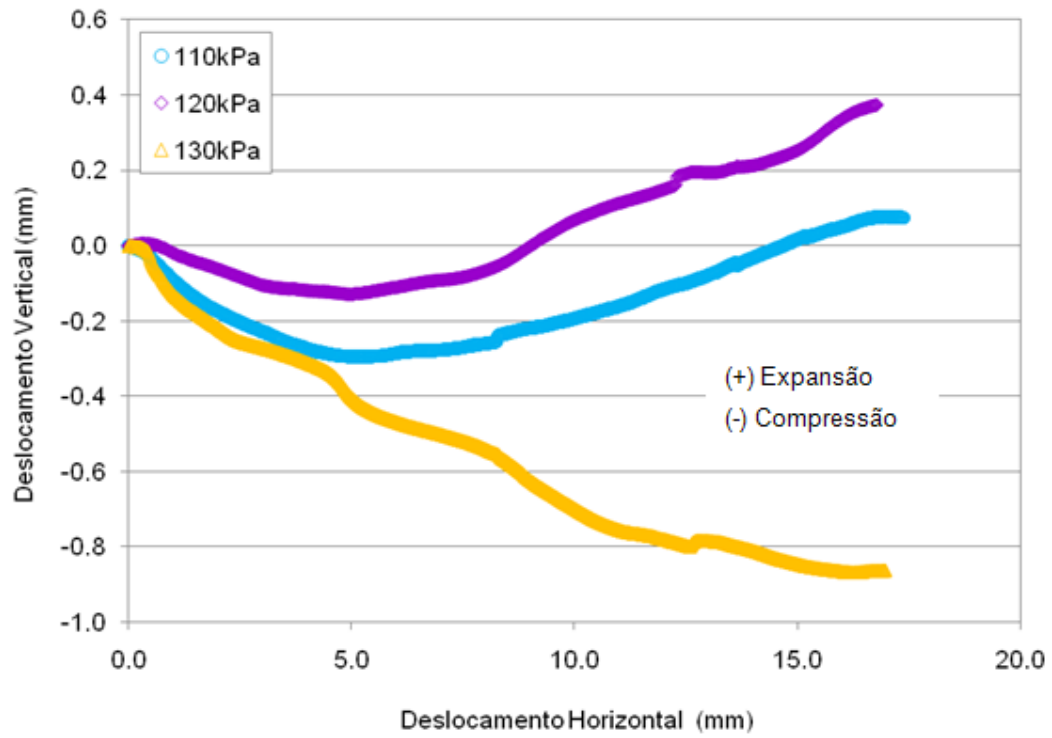


FIGURA 4.55 – DEFORMAÇÃO VOLUMÉTRICA DAS AMOSTRAS AO LONGO DO CISALHAMENTO

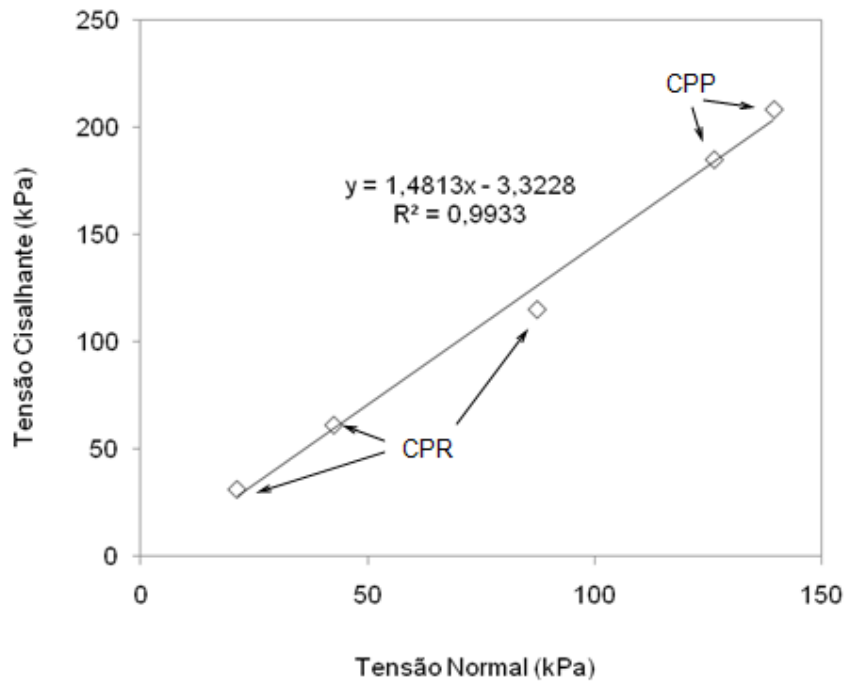
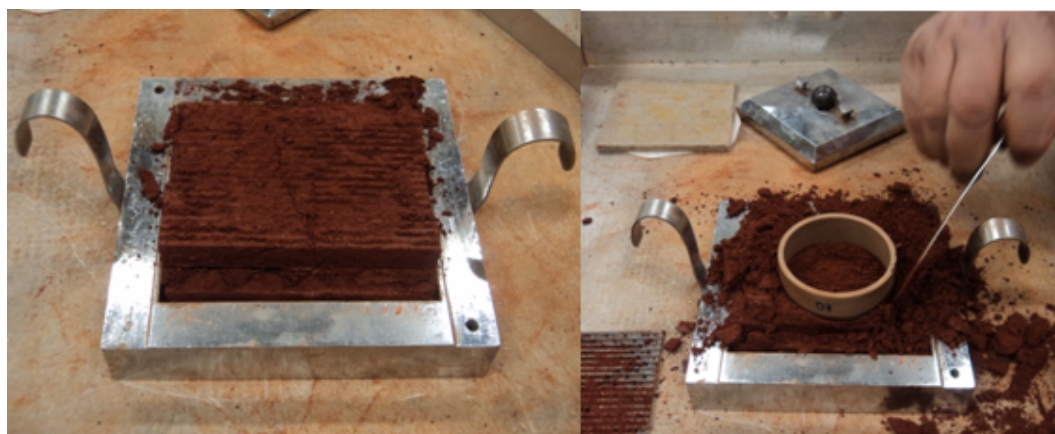


FIGURA 4.56 – PROJEÇÃO BIDIMENSIONAL DA ENVOLTÓRIA NÃO SATURADA COM OS DOIS GRUPOS DE ENSAIOS

De acordo com os procedimentos propostos, inicialmente foi determinada a umidade inicial de cada amostra, e definidos os parâmetros de moldagem. O índice de vazios das amostras foram calculados para o início da consolidação e início e final do cisalhamento. Ao final dos ensaios, foram retiradas pequenas amostras do corpo de prova rompido, as quais foram deixadas sob equalização por 15 dias para determinação da sucção total e mátrica através do método do papel filtro (Fig.4.57). O método do papel filtro foi executado de acordo com os procedimentos descritos na determinação da curva de retenção de umidade, e os resultados estão apresentados na Tabela 4.13.



(a)

(b)

FIGURA 4.57 – (a) AMOSTRA DE CISALHAMENTO ROMPIDA (b) MOLDAGEM DA AMOSTRA PARA MÉTODO DO PAPEL FILTRO

TABELA 4.13 – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PAPEL FILTRO DAS AMOSTRAS DE CISALHAMENTO

ρ_t (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)	w (%)	e	S	θ	Sucção Total (kPa)	Sucção Mátrica (kPa)
1,64	1,30	26,0	1,16	0,63	0,34	1426	1206
1,52	1,21	26,1	1,34	0,55	0,31	1792	1312
1,56	1,24	26,2	1,27	0,58	0,32	1533	1298

5 ANÁLISE DE RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste capítulo são discutidos alguns resultados experimentais obtidos, para a previsão de outros parâmetros e interpretação das metodologias aplicadas. A partir da curva de retenção de umidade e da condutividade hidráulica saturada estimada, pode ser prevista a função de condutividade hidráulica não saturada do solo siltoso.

O ensaio de ascensão capilar na areia tratada foi comparado com simulações numéricas para previsão de fluxo transiente não saturado, implementado na linguagem Python através do método das diferenças finitas.

Os ensaios de resistência foram analisados para a obtenção das envoltórias de resistência não saturada e para avaliar o desempenho do procedimento experimental proposto no Capítulo 3.

5.1 TRATAMENTO DO SILTE PARA INDUÇÃO À REPELÊNCIA

O tratamento do solo siltoso com o Teflon foi feito visando a indução da repelência do solo à água. De acordo com o teste WDPT, verificou-se que o solo foi considerado hidrofóbico, uma vez que o tempo de penetração de gota foi superior a 30 minutos. Porém, a hidrofobicidade foi atingida para uma quantidade de PTFE muito superior à utilizada para o tratamento da areia.

Segundo Bachmann *et al.* (2000), através de um estudo para avaliação do ângulo de contato entre a água e o solo, este ângulo atinge um valor de 95° para um solo arenoso com 100% de grãos hidrofóbicos, uma vez que, para um silte este ângulo é de 78° . Foi verificado que para diversas frações de grãos hidrofóbicos, o ângulo de contato entre o solo e a água é sempre menor para solos siltosos quando comparados com areias, de modo que o tempo de penetração das gotas também deverá ser menor.

As propriedades hidráulicas do silte tratado e natural foram comparadas para o ponto de interseção da curva de compactação. Neste ponto, assume-se que a distribuição de poros e a estrutura das amostras são idênticas. Nesta situação, a curva de retenção de umidade dos solos apresentou uma distribuição de poros similar, o que não implica na nulidade do efeito de hidrofobicidade do solo. O efeito de repelência pode ser influenciado pela estrutura do solo, de modo que devem ser feitas novas CRUS para índices de vazios diferentes para avaliar a variação deste comportamento.

5.2 FUNÇÃO DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NÃO SATURADA

A curva de retenção de umidade do solo siltoso foi obtida através do método do papel filtro e apresentada no capítulo anterior. Para estabelecer uma relação contínua da CRUS, foi realizado o ajuste numérico do modelo de van Genuchten (1980) (Eq. 2.13) aos dados experimentais. Neste modelo são determinados os parâmetros α , n , θ_{sat} e θ_{res} .

As amostras moldadas para a determinação da CRUS apresentaram em média um valor de índice de vazios de 1,0. As curvas estão apresentadas na Figura 5.1, assim como os seus respectivos ajustes numéricos. Como os dados apresentaram um patamar entre os valores de 30% e 40% de umidade volumétrica, foi necessária a execução de dois ajustes, um para cada trecho da curva, uma vez que o modelo utilizado não se adequa a este comportamento experimental. Deste modo, foi feito um ajuste para valores de sucção inferiores a 100kPa, e outro ajuste para valores superiores a 100kPa, cujos parâmetros se encontram na Tabela 5.1.

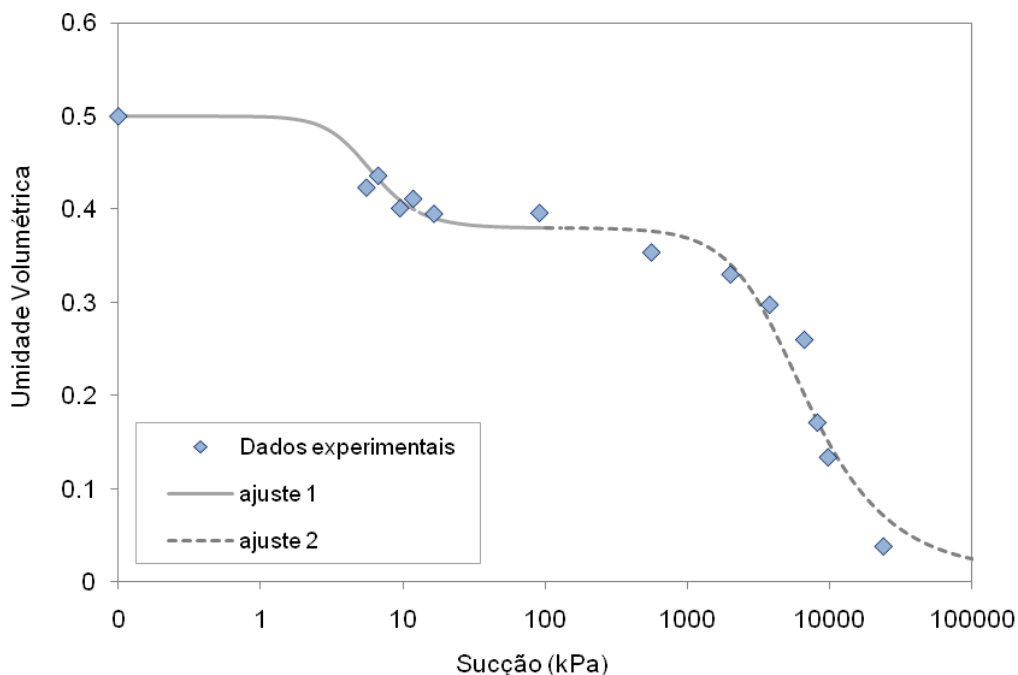


FIGURA 5.1 – AJUSTES NUMÉRICOS DA CURVA DE RETENÇÃO DE UMIDADE

TABELA 5.1 – PARÂMETROS DE AJUSTE DO MODELO DE VAN GENUCHTEN

	ajuste 1	ajuste 2
	< 100kPa	>100kPa
a (1/kPa)	0,2	0,00025
n	3,0	2,0
θ_{sat}	0,5	0,38
θ_{res}	0,38	0,01

Com as determinações da condutividade hidráulica saturada para diversos índices de vazios (Fig. 4.13), tem-se um valor estimado de $K_{sat} = 1,0 \times 10^{-8} m/s$ para $e = 1,0$.

Utilizando o modelo de Mualem-van Genuchten (Eq. 2.26), a partir dos parâmetros e propriedades hidráulicas determinadas anteriormente, foi prevista a função de condutividade hidráulica não saturada para o solo estudado, na Figura 5.2. O comportamento descrito pela curva corresponde ao decaimento da curva de retenção de umidade, de modo que os valores de condutividade hidráulica não saturada variam da saturação, em uma ordem de magnitude de $10^{-8} m/s$ para o valor residual, de $10^{-22} m/s$.

Para verificar o comportamento deste solo em um sistema de cobertura do tipo barreira capilar, é necessário fazer uma comparação entre as funções de condutividade hidráulica não saturada dos solos utilizados. A Figura 5.3 mostra uma comparação entre os solos arenosos em condição natural e tratado com substância hidrofóbica e o solo siltoso. Como previamente estudado por Guizelini *et al.* (2008) e Dell'Avanzi *et al.* (2010), a combinação dos dois solos arenosos apresentam um bom potencial de aplicação em barreiras capilares, pois as suas curvas de condutividade hidráulica não se cruzam, de modo a não apresentar um ponto teórico de ruptura. Em uma composição utilizando o solo siltoso e o solo arenoso natural, o ponto de interseção entre as duas curvas de condutividade hidráulica se dá em aproximadamente 5kPa. Isso significa que os valores de condutividade hidráulica se tornam semelhantes em uma situação em que os solos estão praticamente saturados, o que indica um bom potencial de combinação destes solos como barreira capilar.

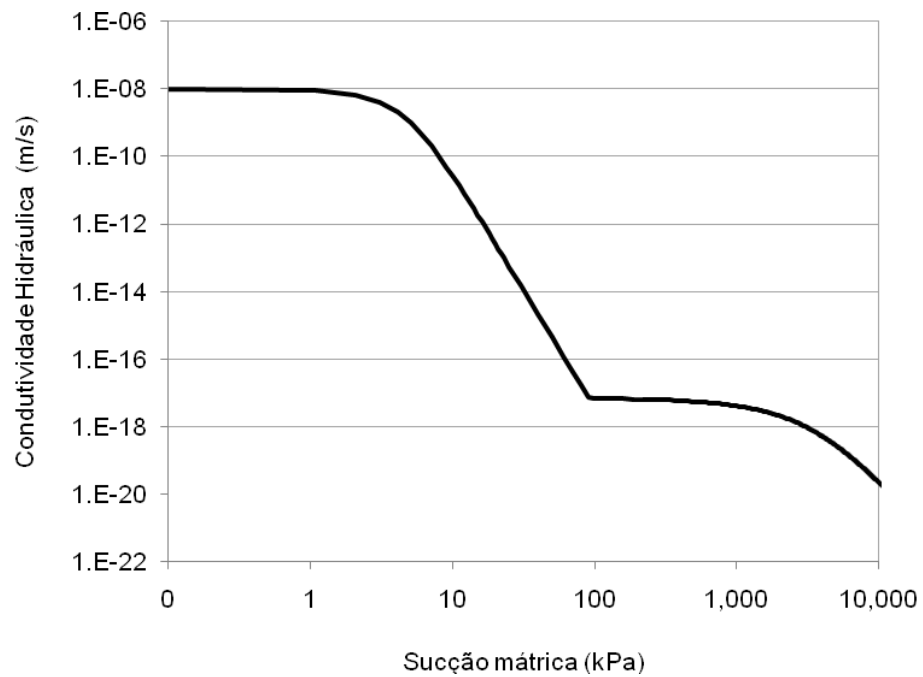


FIGURA 5.2 – PREVISÃO DA FUNÇÃO DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DO SILTE

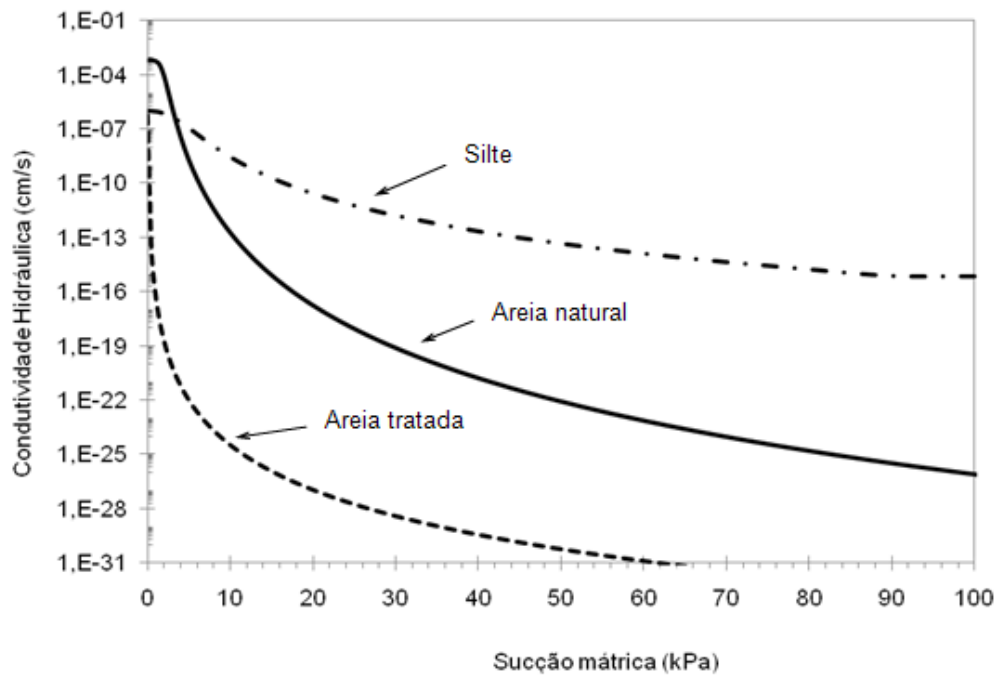


FIGURA 5.3 – COMPARAÇÃO DAS FUNÇÕES DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DOS SOLOS ARENOSOS E DO SOLO SILTOSO

5.3 INFILTRAÇÃO TRANSIENTE

Através dos ensaios de infiltração transiente foi possível notar a eficiência da areia tratada em suportar certo valor de coluna de água. Verificou-se a formação de fluxo preferencial na quebra da barreira, inicialmente gerada no contato entre o solo e a parede do sistema de infiltração, o que indica que, sem esta condição de contato, é possível que o tempo de percolação para a camada inferior fosse maior. Avaliando as funções de condutividade hidráulica das areias, nota-se que elas não se cruzam, de modo que a condutividade hidráulica da areia tratada será sempre menor, para uma mesma porosidade, não importa o grau de saturação.

No ensaio realizado utilizando o silte como camada superior, observou-se que o tempo de infiltração é maior, devido principalmente ao baixo valor de condutividade hidráulica. Neste caso foi observado o mesmo fenômeno de fluxo preferencial pelas laterais, de modo que a menor variação de umidade captada pelo sensor de TDR foi considerado como quebra da barreira. No momento da quebra, o silte apresentava uma umidade volumétrica em torno de 47%. Analisando a curva de retenção de umidade do solo, o valor de sucção para esta umidade se encontra entre 1 e 10kPa, na mesma região em que há o cruzamento das funções de condutividade hidráulica não saturada da Figura 5.3.

5.3.1 Implementação Computacional da Simulação de Fluxo Transiente Não Saturado

A previsão do processo de infiltração de solos não saturados é uma ferramenta muito útil em termos de projeto de sistemas de cobertura, a fim de prever o tempo de percolação e quebra de barreira sem a necessidade da realização de ensaios físicos. Porém, a eficiência de uma simulação numérica depende muito dos parâmetros de entrada obtidos experimentalmente e do modelo matemático utilizado.

Para a simulação numérica de fluxo de água em solos não saturados, deve-se solucionar as equações que descrevem o fenômeno, representadas pela equação de Richards (1931), acoplada a uma função de condutividade hidráulica. As equações regentes de fluxo foram “traduzidas” para o meio computacional pelo método das diferenças finitas, transformando o domínio contínuo em um domínio discreto, como apresentado no Capítulo 2. Uma vez que a sucção do solo é função da sua condutividade hidráulica, e a condutividade hidráulica é função da sucção, o procedimento de cálculo exige uma relação iterativa. A função de condutividade hidráulica utilizada foi a proposta por van Genuchten, com seus parâmetros determinados pelo ajuste aos dados experimentais da curva de retenção de umidade do solo.

Na proposta de cálculo, a variação da sucção com a umidade volumétrica ($\partial\psi/\partial\theta$) apresentada na Equação (2.46) foi calculada considerando a derivada exata da função que descreve a curva de retenção de umidade, ao invés da aproximação pelo MDF. Neste caso, foi derivada a Equação (2.13), resultando na seguinte relação:

$$\frac{\partial\psi}{\partial\theta} = \frac{-[1+(\alpha\psi)^n]^{m+1}}{mn\alpha(\alpha\psi)^{n-1}(\theta_{sat} - \theta_{res})} \quad (5.1)$$

A criação da rotina de cálculos que descreve o fluxo em solos não saturados foi feita com a linguagem de programação computacional Python.

O procedimento de obtenção de resultados é baseado no cálculo iterativo das equações de fluxo ao longo na profundidade, ao longo do tempo. As equações foram definidas como funções, de forma a serem identificadas por um determinado nome, recebendo valores de parâmetros pré-determinados.

A Equação (2.46) pode ser representada como a variação da sucção em função de seus parâmetros:

$$\psi_{x+1}^t = f\left(\psi_{x+1}^{t-\Delta t}, \Delta t, \Delta z, \frac{\partial\psi}{\partial\theta}, K_{x+1}^t, K_x^t, K_{x+2}^t, \psi_x^t, \psi_{x+1}^t, \psi_{x+2}^t, \rho, g\right)$$

A sucção no ponto $x+1$, no tempo t , depende da sucção no mesmo ponto em um tempo anterior, do incremento de tempo, do incremento de espaço, da derivada da sucção em relação à umidade, das condutividades hidráulicas nos pontos x , $x+1$ e $x+2$, para um tempo t , dos valores de sucção nos pontos x , $x+1$ e $x+2$ em um tempo t e do peso específico da água.

A outra função determinada foi a da condutividade hidráulica, representada pela Equação (2.27) definida da seguinte forma:

$$K_{x+1}^t = f(a, n, K_{sat}, \psi_{x+1}^t)$$

A condutividade hidráulica em um ponto $x+1$, em um tempo t , é função dos parâmetros a e n de van Genuchten, da condutividade hidráulica saturada do solo e da sucção no mesmo ponto, no mesmo tempo t .

Para calcular os valores de sucção, foi feita também uma função para a derivada da sucção em relação à umidade (Eq. 5.1):

$$\frac{\partial\psi}{\partial\theta} = f(\theta_{sat}, \theta_{res}, a, n, \psi_{x+1}^t)$$

Essa relação é função dos teores de umidade de saturação e residual do solo, dos parâmetros a e n de van Genuchten e da sucção no mesmo ponto, no mesmo tempo.

A umidade de acordo com o modelo da van Genuchten (Eq. 2.9) também foi definida como uma função dos teores de umidade de saturação e residual, de a e n e da sucção no mesmo ponto, no mesmo tempo:

$$\theta = f(\theta_{sat}, \theta_{res}, a, n, \psi_{x+1}^t)$$

Para armazenamento dos resultados ao longo da profundidade, foram criados vetores, com tamanhos representando a espessura da camada de solo. De acordo com o valor de incremento dz utilizado, cada posição do vetor representa um ponto na camada de solo, para o qual é calculado um valor de sucção, condutividade hidráulica e umidade, ou seja, cada posição de um vetor recebe a função correspondente.

Para cada tempo, tem-se os quatro grupos de vetores. Armazena-se os valores calculados para os vetores em um tempo $t-\Delta t$, e calcula-se os vetores para um tempo t .

No tempo $t = 0$, são impostas as condições iniciais (CI). A CI é dada como um valor imposto de sucção, ou de umidade volumétrica. Desta forma, dados os valores para todas as posições de um vetor no tempo zero, os outros vetores são calculados de acordo com este vetor imposto.

As condições de contorno (CC) são as condições impostas nas extremidades dos vetores, indicando o topo e a base da camada de solo. As CC também são valores de sucção impostas, de modo que, são entrados, para todos os tempos, a CC de topo, na primeira posição do vetor da sucção, e a CC de base, na última posição do vetor da sucção. Além da sucção imposta como CC de topo, também pode ser aplicada uma velocidade de infiltração prescrita no topo.

O código foi implementado para simulação do fluxo transiente em apenas uma camada de solo, de modo que ainda estão em processo de implementação as condições de contorno de interface entre dois solos, e também condições de interface específicas para simular o valor de entrada de água positivo dos solos hidrofóbicos.

A saída dos resultados é gravada em um arquivo de texto, disposta em três colunas, sendo uma o valor da umidade volumétrica, a segunda a condutividade hidráulica e a última a sucção, ao longo da profundidade.

5.3.2 Simulação Numérica do Processo de Infiltração

O processo simulado foi a ascensão capilar na areia natural, de modo que podem ser comparados os resultados experimentais obtidos pelos sensores de TDR com os resultados numéricos.

A curva de retenção de umidade, a condutividade hidráulica saturada da areia e os coeficientes de van Genuchten foram determinados por Furlan (2008), e estão apresentados na Tabela 2.6.

As condições de contorno aplicadas foram de sucção igual a zero imposta na base, considerando a saturação no nível d'água estabelecido para a altura de 5,0 cm de solo, e uma umidade volumétrica residual no topo, considerando que o solo se manteve seco no limite de sua ascensão capilar (Fig.5.4). Como condição inicial, partiu-se do solo com umidade residual.

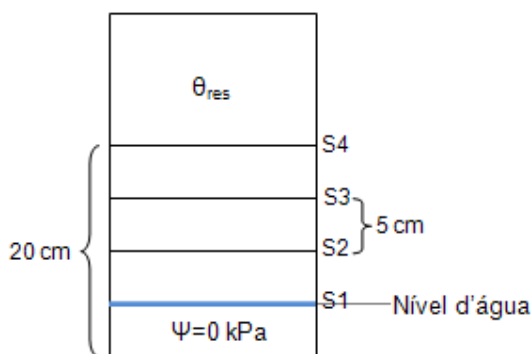


FIGURA 5.4 – CONDIÇÕES DE CONTORNO APLICADAS NA SIMULAÇÃO NUMÉRICA DA ASCENSÃO CAPILAR EM AREIA NATURAL

A primeira simulação foi feita para uma coluna de areia de 15 cm, considerando como zero o nível da água. Os dados experimentais comparados partem como tempo inicial o momento em que o sensor S1 indicou a saturação naquele ponto. Foi utilizado um incremento de tempo de 10^{-7} hora e um incremento de espaço de 1,0 cm. A condutividade hidráulica saturada da areia foi determinada para um valor de índice de vazios, que não foi o mesmo dos ensaios realizados. Para verificar a influência do valor da condutividade hidráulica na simulação, foram utilizados dois valores diferentes, mas mantendo a ordem de grandeza de 10^{-6} m/s. Para esta simulação foi utilizado um valor menor, de $1,4 \times 10^{-6}$ m/s.

Na Figura 5.5 estão comparados os resultados numéricos e experimentais. Os resultados simulados para 10 e 15 min apresentaram um bom ajuste, partindo da saturação e terminando na umidade residual no topo da camada. Para todos os tempos de simulação, os resultados subestimaram os valores determinados pelo sensor S2. Isto se dá pelo fato de o valor de entrada da porosidade ser de 42%, como determinado a partir da CRUS, e os valores de umidade volumétrica determinados através da curva de calibração do TDR podem fornecer valores maiores, em torno de 43 ou 44%.

A simulação no tempo de 30 minutos superestimou o resultado intermediário fornecido pelo sensor S3, porém, acompanhando o trajeto de infiltração da saturação ao residual. Neste caso, como a condição de contorno no topo não é variável, ela sempre assume o valor residual para a altura de 20cm, devido à altura de solo simulada. Deste modo, o processo de infiltração atinge o seu perfil permanente, mantendo os mesmos valores para o tempo de 22h de infiltração, de modo que a simulação não acompanha a variação de umidade no topo, como identificado pelo sensor S4.

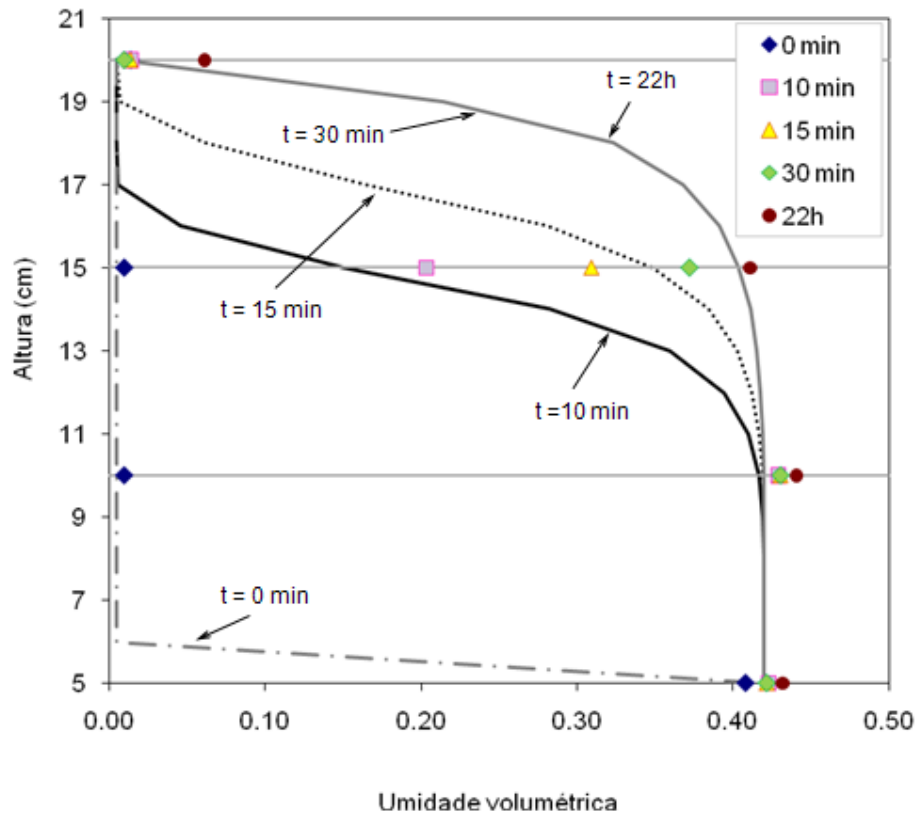


FIGURA 5.5 – SIMULAÇÃO NUMÉRICA DA ASCENSÃO CAPILAR EM UMA CAMADA DE AREIA NATURAL PARA $K_{sat} = 1,4 \times 10^{-6} \text{ m/s}$

Para a segunda simulação, foi utilizado o mesmo incremento de tempo, um incremento de espaço de 1,5 cm e um valor mínimo de condutividade hidráulica saturada, de 10^{-6} m/s . A espessura total da camada de solo simulada foi de 20 cm de altura, para poder avaliar a variação da umidade na altura do sensor S4. A Figura 5.6 mostra uma evolução mais lenta da frente de umedecimento, devido à menor condutividade hidráulica aplicada. Para os tempos de 10 e 15 minutos, mesmo com a umidade volumétrica variável no topo, mantêve-se a boa descrição para os valores de saturação e residuais, mudando o perfil intermediário

ao longo da coluna. Para o tempo de 30 minutos, até a altura de 15 cm a simulação é bem correspondida aos dados experimentais, porém, para o topo da coluna, é simulada uma umidade de mais de 10%, quando a real ainda era residual. Para o perfil simulado de 22 horas, o solo já se apresenta praticamente saturado.

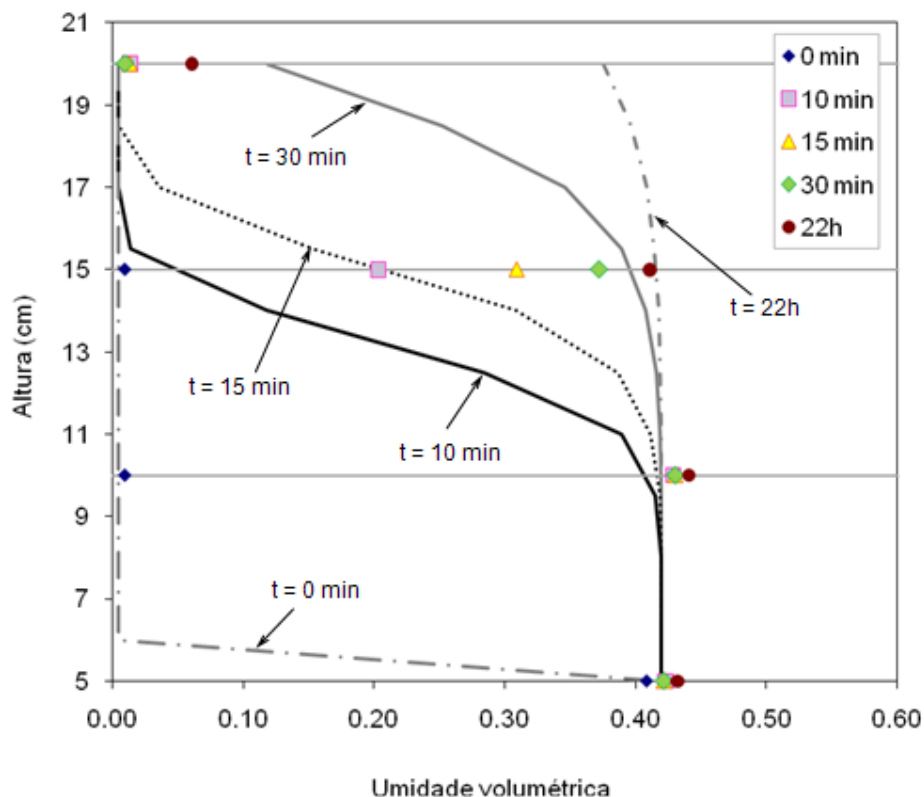


FIGURA 5.6 – SIMULAÇÃO NUMÉRICA DA ASCENSÃO CAPILAR EM UMA CAMADA DE AREIA NATURAL PARA $K_{sat} = 10^{-6}$ m/s

Por falta de dados experimentais de infiltração em apenas uma camada de solo, não se pôde comparar resultados de simulação numérica e avaliar para diferentes situações se o código criado prevê satisfatoriamente a infiltração transiente em solos não saturados. Considerando os resultados obtidos, nota-se que é importante a definição das propriedades hidráulicas de entrada corretamente correspondentes às condições do solo a ser simulada. Outro fator que influencia, é a escolha do modelo matemático utilizado para a determinação da função de condutividade hidráulica não saturada, e um bom ajuste aos dados experimentais da curva de retenção de umidade.

Considerando todos os fatores que geram desvios nos resultados numéricos em relação aos resultados experimentais, o código implementado se mostrou coerente na

previsão do perfil de fluxo, podendo dar uma estimativa do comportamento geral da evolução da frente de umedecimento de um solo não saturado.

5.4 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

De acordo com os resultados apresentados no capítulo anterior, é possível traçar as envoltórias não saturadas de cisalhamento para os ensaios com sucção controlada e para os ensaios convencionais, a fim de verificar se as equações mais utilizadas na literatura e as equações propostas neste trabalho são eficientes.

Para verificar se os valores de sucção determinados nos ensaios são condizentes com o comportamento hidráulico do solo estudado, foram calculadas as umidades volumétricas das amostras no fim do cisalhamento. Como visto no Capítulo 4, as amostras de cisalhamento apresentaram índices de vazios variando entre 1,0 e 1,4 para os ensaios CDC e de 1,0 a 1,6 para os ensaios CDSC. Os valores de sucção e umidade volumétrica calculadas para cada ensaio estão mostrados na Figura 5.7, juntamente com a curva de retenção de umidade determinada. Percebe-se que os valores dos ensaios de cisalhamento estão dispostos abaixo da curva de retenção, mostrando que a relação de sucção e umidade volumétrica das amostras está de acordo com o seu comportamento hidráulico.

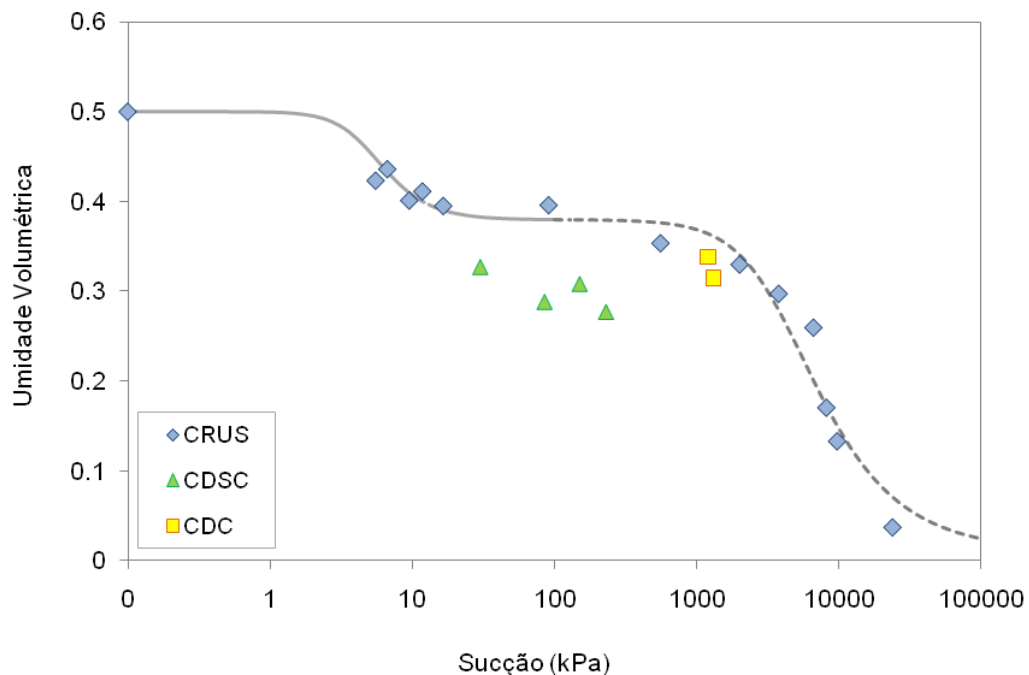


FIGURA 5.7 – VALORES DE SUCCÃO DAS AMOSTRAS DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

5.4.1 Ensaios de Cisalhamento Direto com Sucção Controlada

Os ensaios com sucção controlada foram feitos com a variação da tensão normal e da sucção, de modo que os pontos obtidos traçam uma trajetória de resposta tridimensional, atravessando diversas superfícies de ruptura, como mostrado na Figura 3.5.

Na Figura 5.8 está representada a projeção da trajetória de resposta formada pelos pontos dos ensaios CDSC. Cada um dos pontos determinados representa uma envoltória diferente, assim como a projeção no plano da sucção (Fig. 5.9).

Na Figura 5.9 estão representados os ângulos ϕ^b estimados para cada ponto, pois cada um representa uma nova envoltória com diferentes valores de tensão normal aplicados. Nota-se que este ângulo tende a diminuir com o aumento da tensão cisalhante, de modo a estabelecer uma variação em função da sucção e em função da tensão normal. A variação da $\tan \phi^b$ com a sucção pode ser representada por uma função de potência (Fig. 5.10), mostrada na Equação (5.1).

$$\tan \phi^b = 3,9934(u_a - u_w)^{-0,427} \quad (5.1)$$

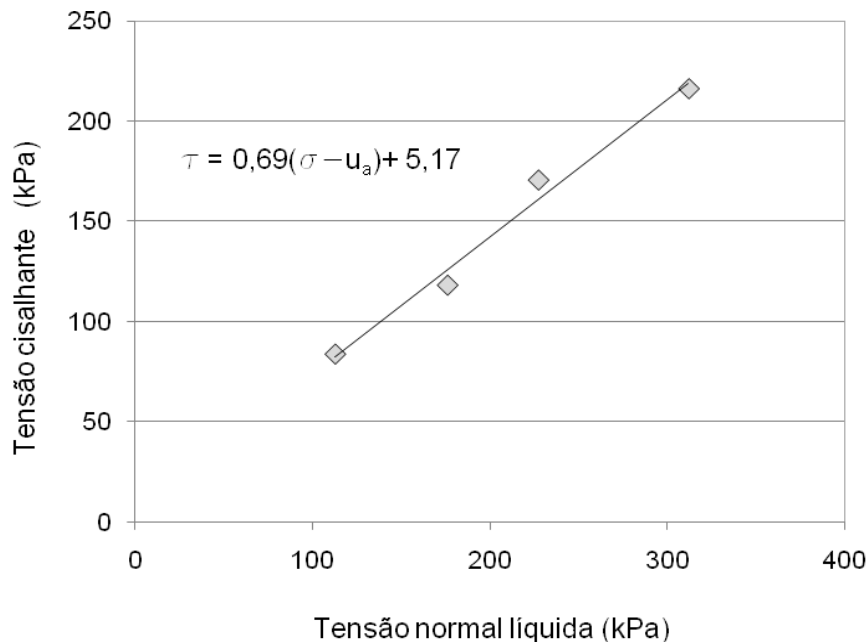


FIGURA 5.8 – PROJEÇÃO DA TRAJETÓRIA DE RESPOSTA NA RUPTURA, NO PLANO DAS TENSÕES

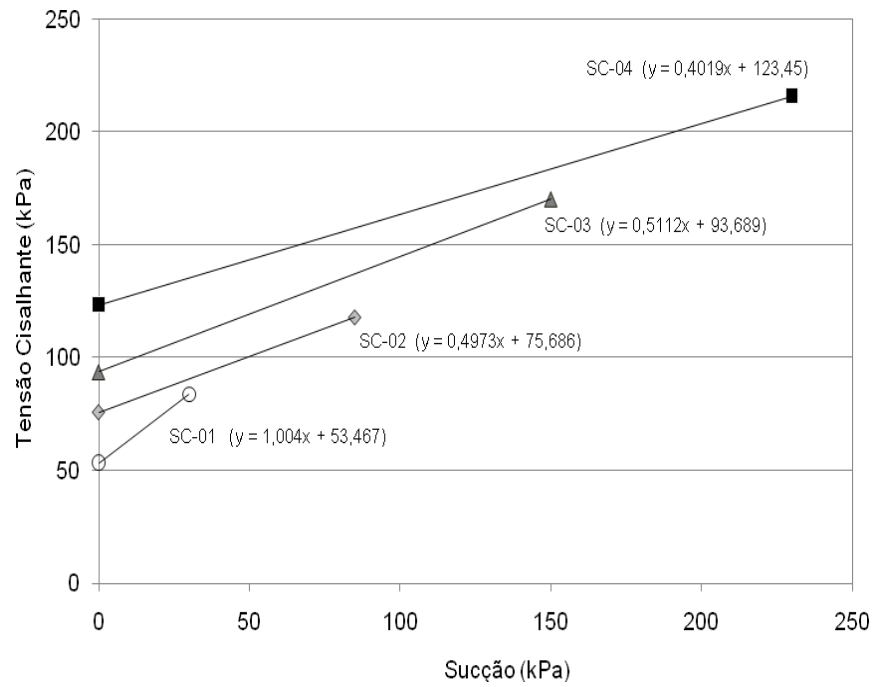
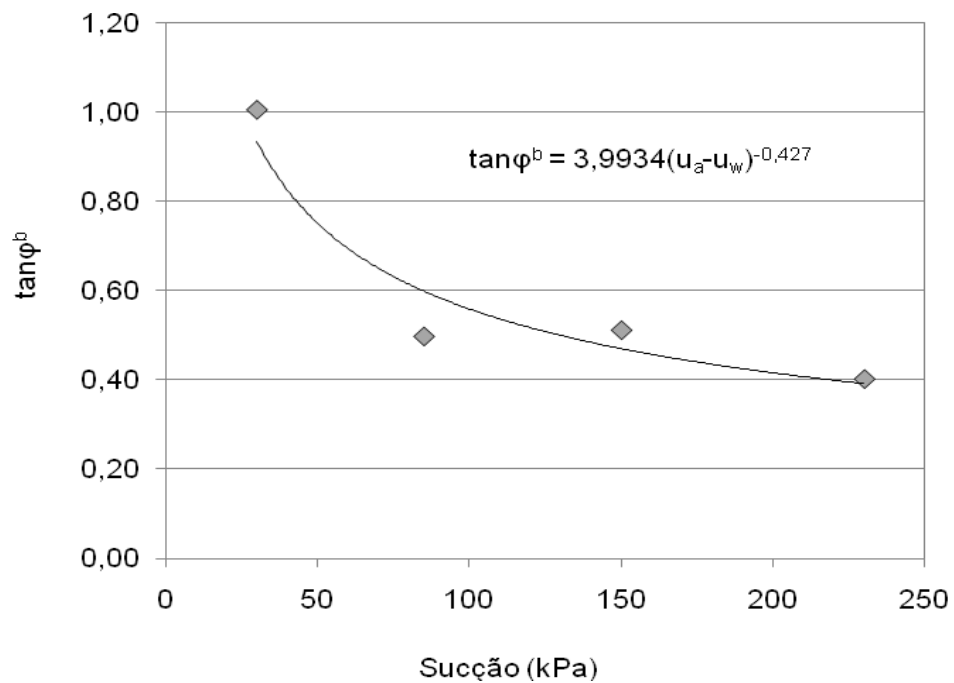


FIGURA 5.9 – ENVOLTÓRIAS DE RUPTURA NO PLANO DA SUCÇÃO

FIGURA 5.10 – VARIAÇÃO DE $\tan\phi^b$ EM RELAÇÃO À SUCÇÃO

Nos ensaios CDSC, apesar da sucção ser independente do valor de tensão normal, uma vez que as duas grandezas são impostas ao sistema, para prever a trajetória de resposta é necessário saber em que plano ela atua, de modo que é necessário possuir uma relação entre a sucção e a tensão normal líquida (Fig. 5.11), representada pela Equação (5.2).

$$(\sigma - u_a) = 0,9754(u_a - u_w) + 86,125 \quad (5.2)$$

Através da Equação (5.3), considerando como base a envoltória proposta por Fredlund *et al.* (1978) é possível fazer a previsão da tensão cisalhante, como mostram as Figura 5.12 e 5.13, porém, considerando $tg\phi^b$ e $(\sigma - u_a)$ como funções da sucção representadas respectivamente pelas Equações (5.1) e (5.2).

$$\tau = 13,9 + 0,35(\sigma - u_a) + (u_a - u_w)tg\phi^b \quad (5.3)$$

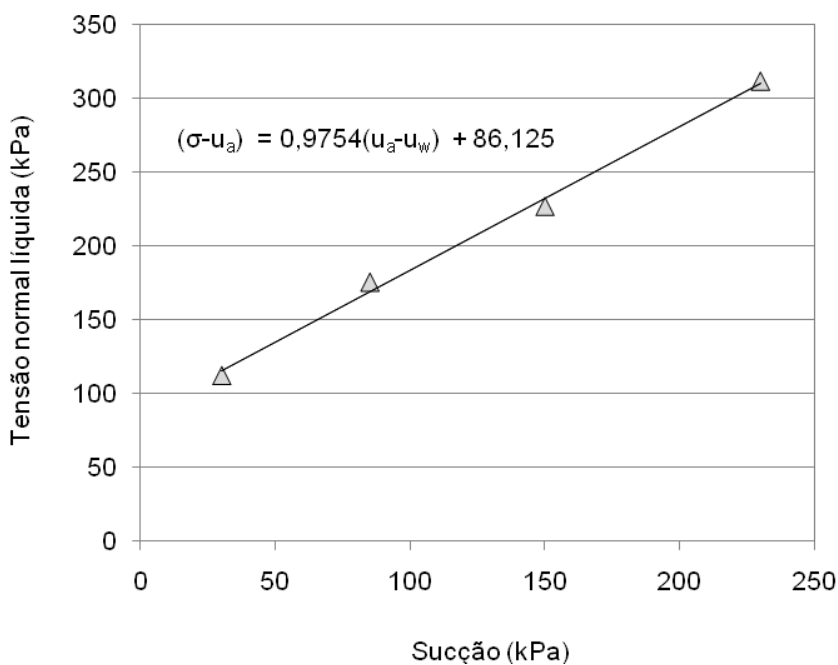


FIGURA 5.11 – COMBINAÇÃO DOS VALORES APLICADOS DE TENSÃO NORMAL LÍQUIDA E SUCÇÃO

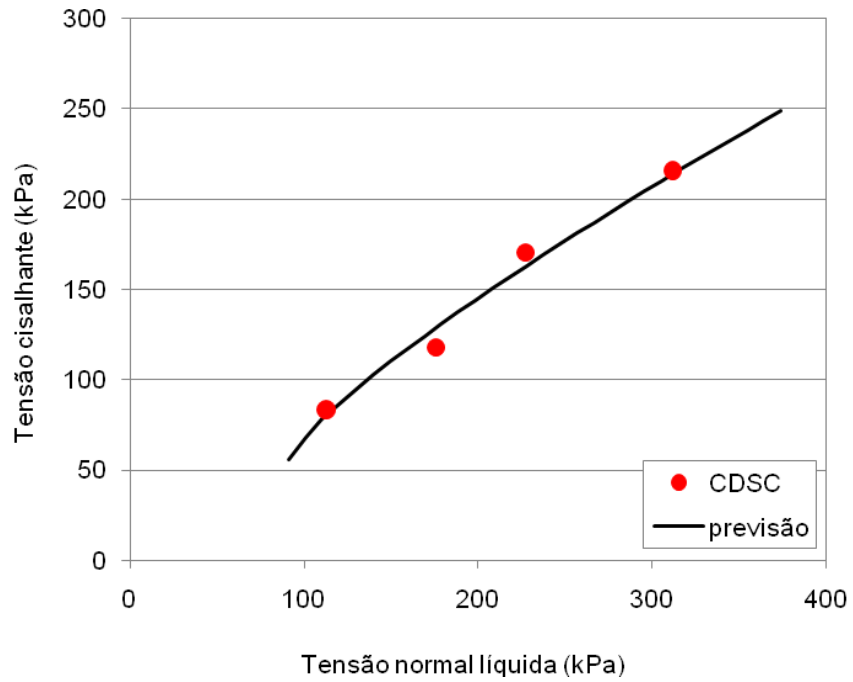


FIGURA 5.12 – COMPARAÇÃO DA TRAJETÓRIA DE RESPOSTA PREVISTA COM OS DADOS EXPERIMENTAIS NO PLANO DAS TENSÕES

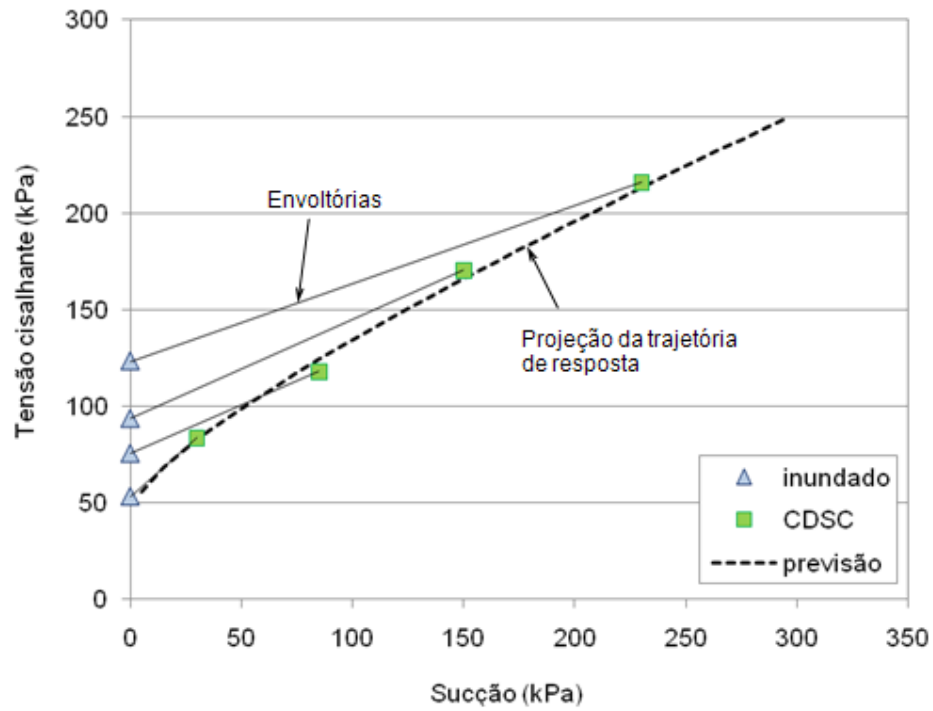


FIGURA 5.13 – COMPARAÇÃO DA TRAJETÓRIA DE RESPOSTA PREVISTA COM OS DADOS EXPERIMENTAIS NO PLANO DA SUCÇÃO

A Figura 5.12 mostra a previsão da trajetória de resposta no plano da tensão normal líquida, de modo que ela acompanha a tendência linear obtida pelos dados experimentais. A Figura 5.13 mostra a previsão da tensão cisalhante em função da sucção, de modo que a trajetória cruza as envoltórias nos pontos determinados pelos dados experimentais. A trajetória tanto prevista quanto experimental apresenta uma leve tendência de curvatura com o aumento da sucção, devido ao padrão de diminuição de ϕ^b com a sucção.

5.4.1.1. Determinação do índice de saturação relativa

Para a verificação da relação proposta no Capítulo 3, será utilizada a Equação (3.6) para estimar $tg\phi^b$ em função do índice de saturação relativa. Primeiramente é necessário determinar os valores de $tg\phi^\zeta$, a partir da Figura 5.14. Pode-se perceber que também há uma variação destes ângulos com o índice de saturação relativa, porém, tendem a aumentar; o contrário do que foi observado com ϕ^b . Os valores de $tg\phi^b$ foram calculados para os quatro pontos determinados pelos ensaios CDSC. Na Tabela 5.2 estão apresentados os dados e os resultados de $tg\phi^b(\zeta)$ calculados pela Equação (3.6). Nota-se que os valores determinados através da Figura 5.9 se mostram praticamente idênticos aos valores calculados pela Equação (3.6), apresentados nas duas últimas colunas da tabela, indicando que a correlação estabelecida entre os parâmetros pode ser utilizada.

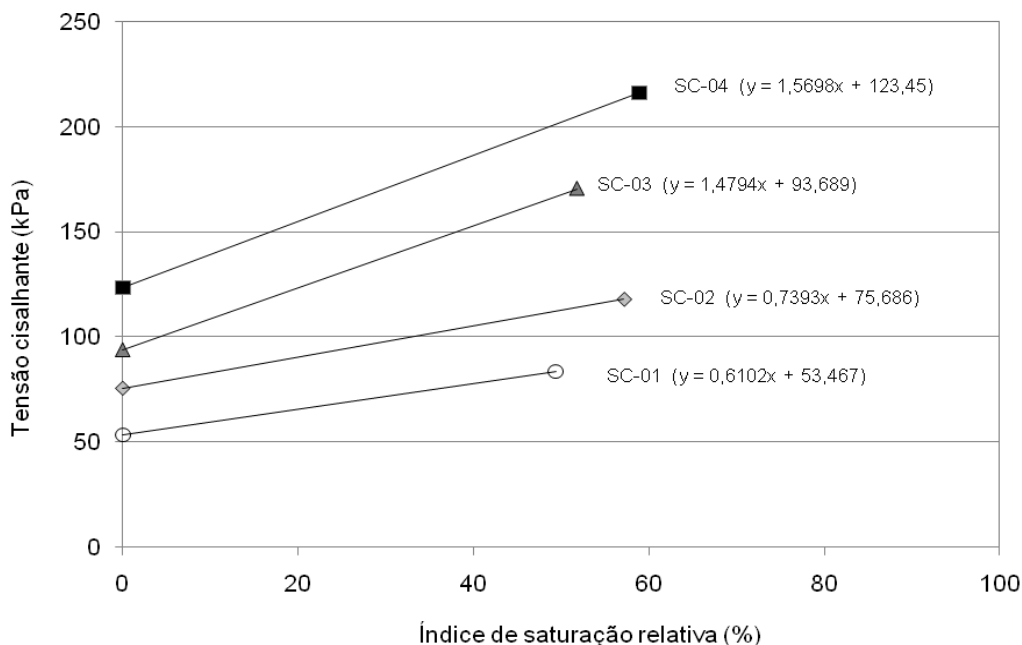


FIGURA 5.14 – DETERMINAÇÃO DOS VALORES DE $tg\phi^\zeta$ - CDSC

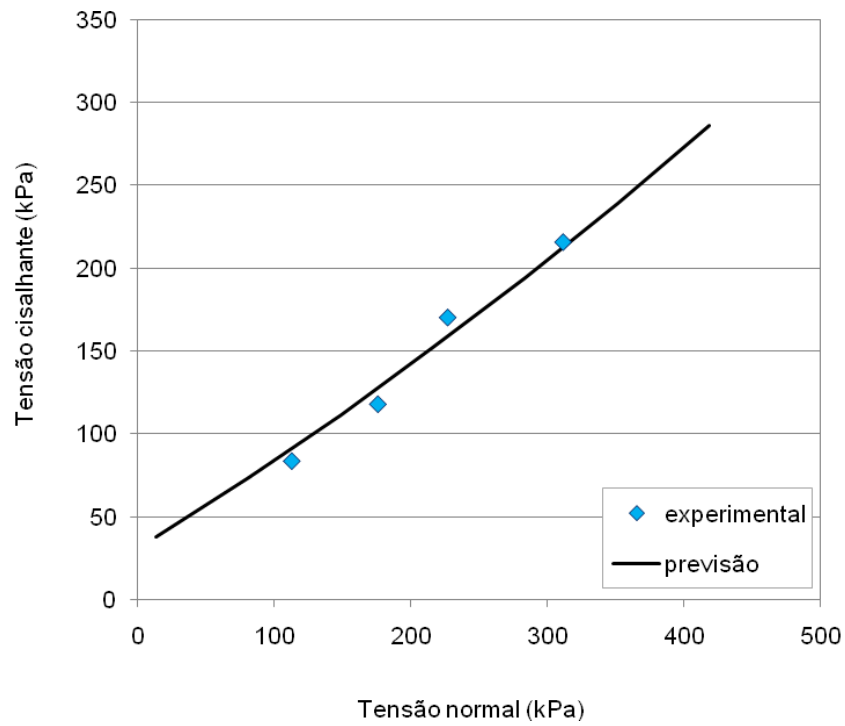
TABELA 5.2 – CÁLCULO DE $tg\phi^b$ ATRAVÉS DO ÍNDICE DE SATURAÇÃO RELATIVA

Ensaio	τ (kPa)	$\sigma - u_a$ (kPa)	$u_a - u_w$ (kPa)	ζ (%)	$tg\phi^\zeta$	$tg\phi^b$	$tg\phi^b(\zeta)$
SC-01	83,6	112,6	30	49,4	0,61	1,00	1,00
SC-02	118,0	175,8	85	57,2	0,74	0,50	0,49
SC-03	170,4	227,1	150	51,8	1,48	0,51	0,51
SC-04	215,9	311,8	230	58,9	1,57	0,40	0,40

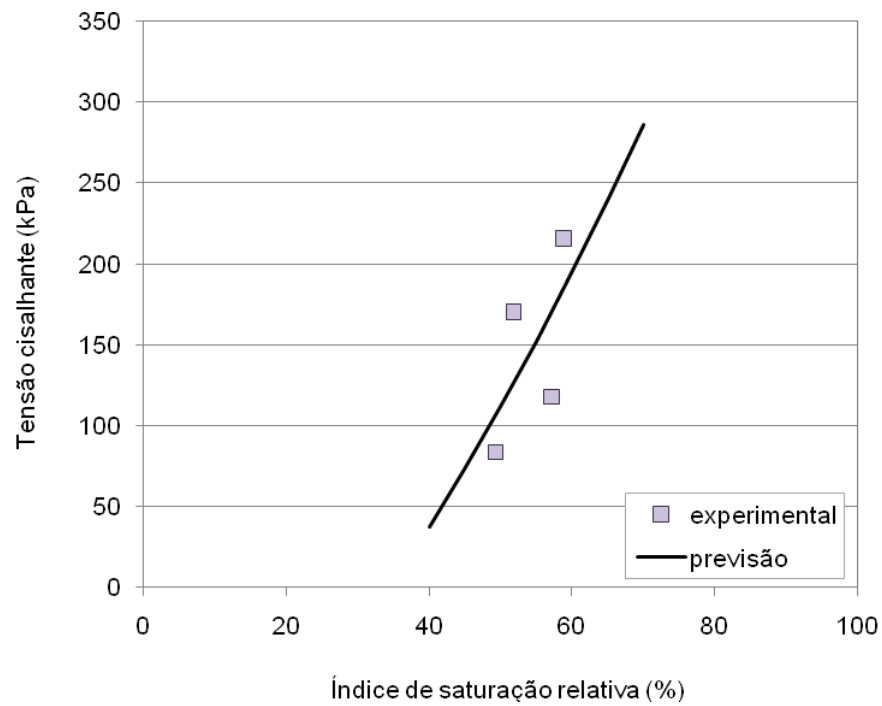
Como já observado, há uma relação de variação entre $tg\phi^\zeta$ e o índice de saturação relativa, de modo que tendem a aumentar, tendendo a um valor limite. A Equação (5.4) apresenta uma relação linear para os dois parâmetros, envolvendo um valor médio de $tg\phi^\zeta$, que varia entre 0,6 e 1,6.

$$\tan \phi^\zeta = 0,0435\zeta - 1,2634 \quad (5.4)$$

Na Figura 5.15 tem-se a comparação dos dados experimentais com a trajetória de resposta prevista através das correlações anteriores aplicadas à Equação (3.2). Nota-se que, devido ao fato de as correlações obtidas serem lineares, a trajetória também apresenta um comportamento linear, com um intercepto coesivo. A relação entre a tensão cisalhante e o índice de saturação relativo é previsto como uma média, sendo que os valores de ζ variam entre 40% e 60%.



(a)



(b)

FIGURA 5.15 – TRAJETÓRIAS DE RESPOSTA PREVISTAS EM FUNÇÃO DO ÍNDICE DE SATURAÇÃO RELATIVA – ENSAIO CDSC (a) VARIAÇÃO COM TENSÃO NORMAL LÍQUIDA (b) VARIAÇÃO COM ζ

5.4.2 Ensaios de Cisalhamento Direto Convencionais

Para os ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada, verificou-se que o cálculo do índice de saturação relativa foi satisfatório para a determinação do parâmetro ϕ^b . Esta condição mostra que a envoltória de ruptura proposta (Eq. 3.2) é capaz de calcular a tensão cisalhante em função do grau de saturação da amostra. Com a determinação da sucção pelo método do papel filtro nas amostras dos ensaios de cisalhamento convencional, pode-se determinar o parâmetro ϕ^b e verificar se a envoltória proposta também pode ser aplicada para ensaios convencionais.

Para a previsão da trajetória de resposta a partir da correlação com a sucção, será utilizada a Equação (5.3), com $\tan \phi^b (u_a - u_w)$. Como dados de validação tem-se os ensaios cujas sucções foram determinadas pelo método do papel filtro (CPP). Os valores de ϕ^b foram determinados pela Figura 5.16. Para a localização da trajetória no plano da sucção com a tensão normal, foi obtida uma correlação representada pela Equação (5.5), de acordo com a reta formada pelos dados experimentais.

$$(\sigma - u_a) = 0,1245(u_a - u_w) - 23,747 \quad (5.5)$$

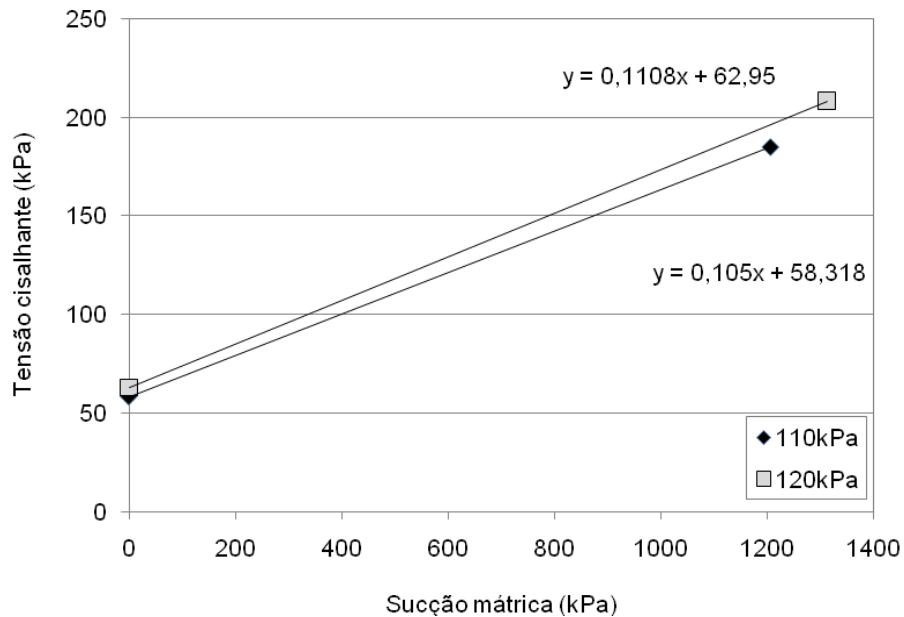
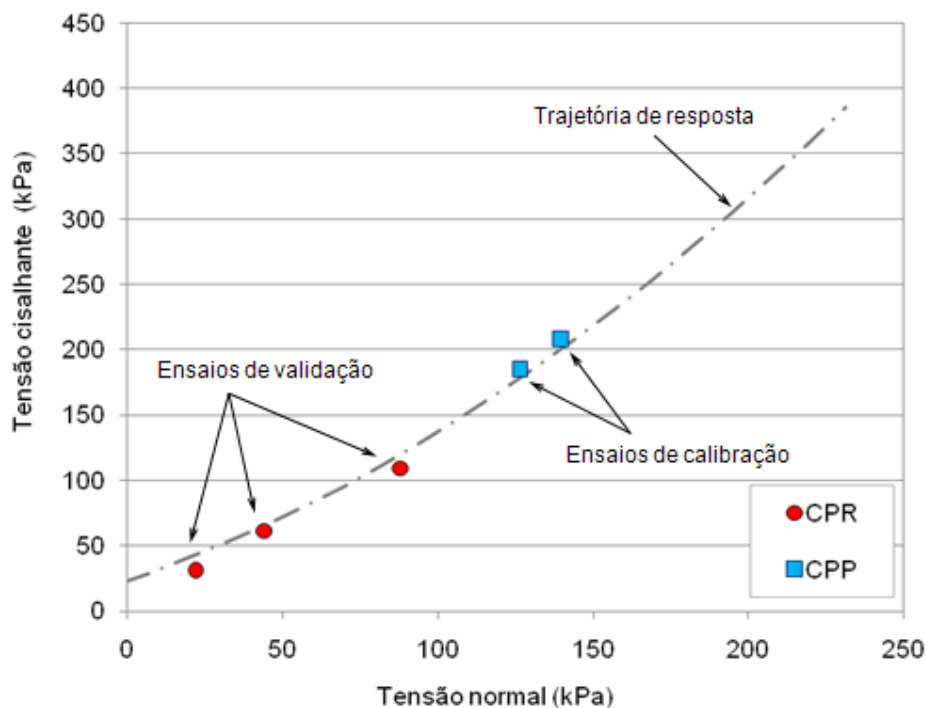
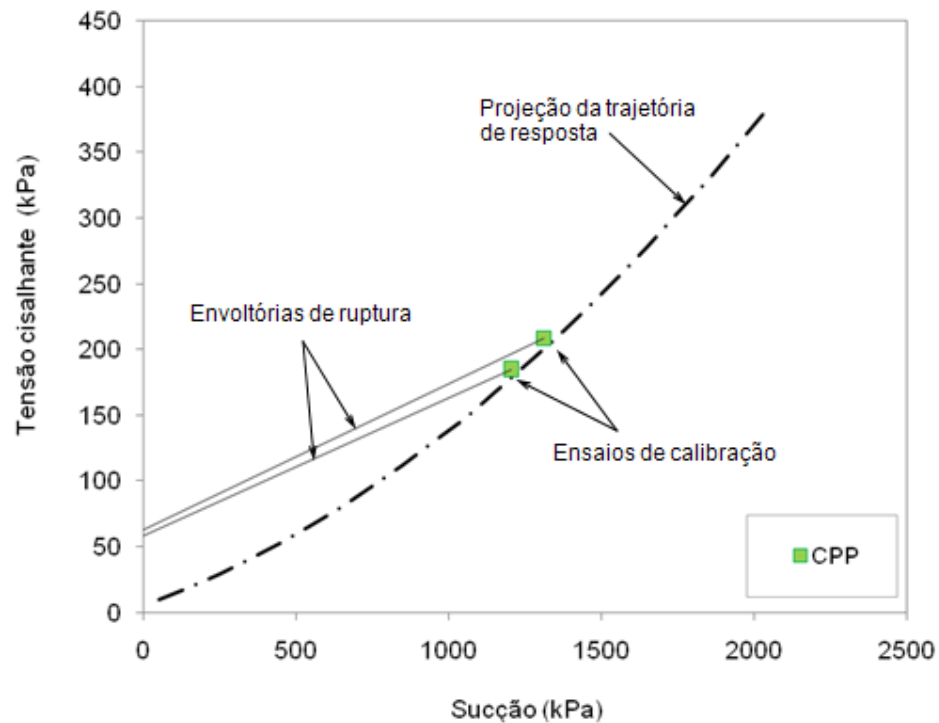


FIGURA 5.16 – ENVOLTÓRIAS DE RUPTURA NO PLANO DA SUCCÃO PARA DETERMINAÇÃO DE ϕ^b - CDC

A trajetória de resposta prevista para os ensaios convencionais está apresentada na Figura 5.17. Os ensaios nos quais foram determinados os valores de sucção, foram definidos como valores para a calibração da trajetória, de modo que esta deve passar através dos pontos determinados como ensaios de validação, representantes do mesmo grupo de ensaios. Nota-se que a previsão da trajetória se mostra satisfatória, tanto no plano da tensão normal, como no plano da sucção. Para melhor verificação destes resultados, seria necessária a execução de mais pontos experimentais com valores de sucção.



(a)



(b)

FIGURA 5.17 – TRAJETÓRIAS DE RESPOSTA PREVISTAS EM FUNÇÃO DA SUCÇÃO - ENSAIOS CDC (a) VARIÇÃO COM A TENSÃO NORMAL (b) VARIÇÃO COM A SUCÇÃO

Para comparar os valores de $\tan \phi^b$ obtidos pelo gráfico com os obtidos pela Equação (3.6), é necessária uma relação com o índice de saturação relativa, e a determinação dos ângulos ϕ^c . Na Figura 5.18 estão representadas as envoltórias da tensão cisalhante em relação ao índice de saturação relativa, na qual se tem um aumento da inclinação com o aumento da tensão. Nas duas últimas colunas da Tabela 5.3 vê-se que os resultados calculados são idênticos aos obtidos graficamente, mostrando que as equações propostas são eficientes para a previsão de valores de tensão cisalhante.

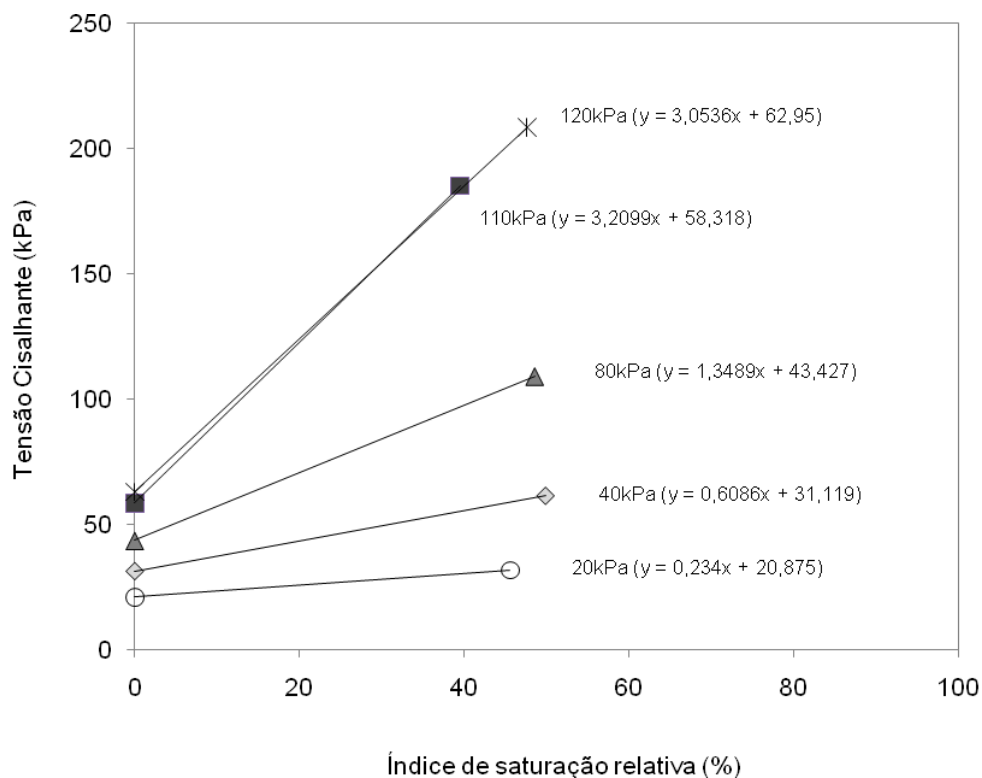
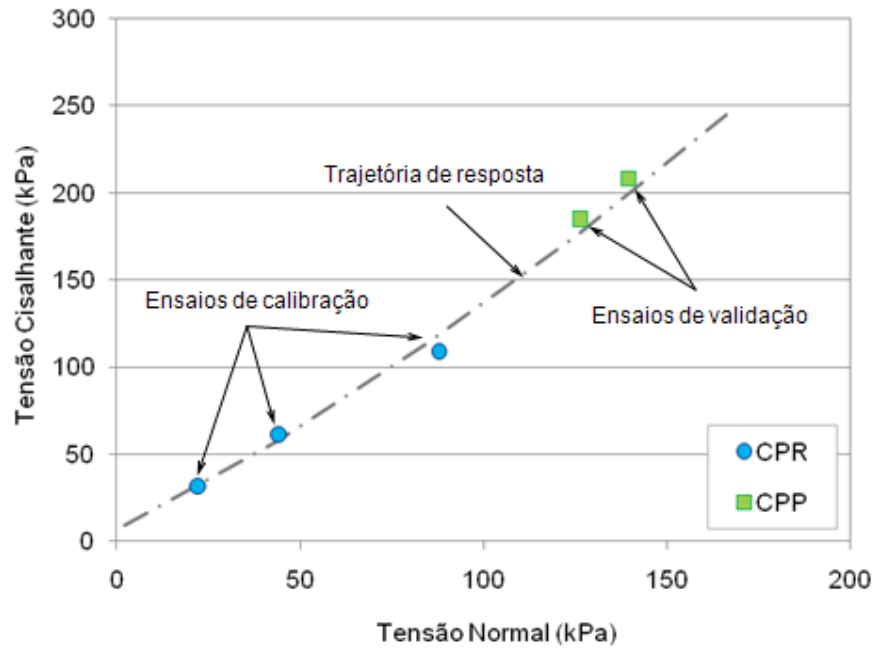


FIGURA 5.18 – DETERMINAÇÃO DOS VALORES DE $tg\phi^{\zeta}$ - CDC

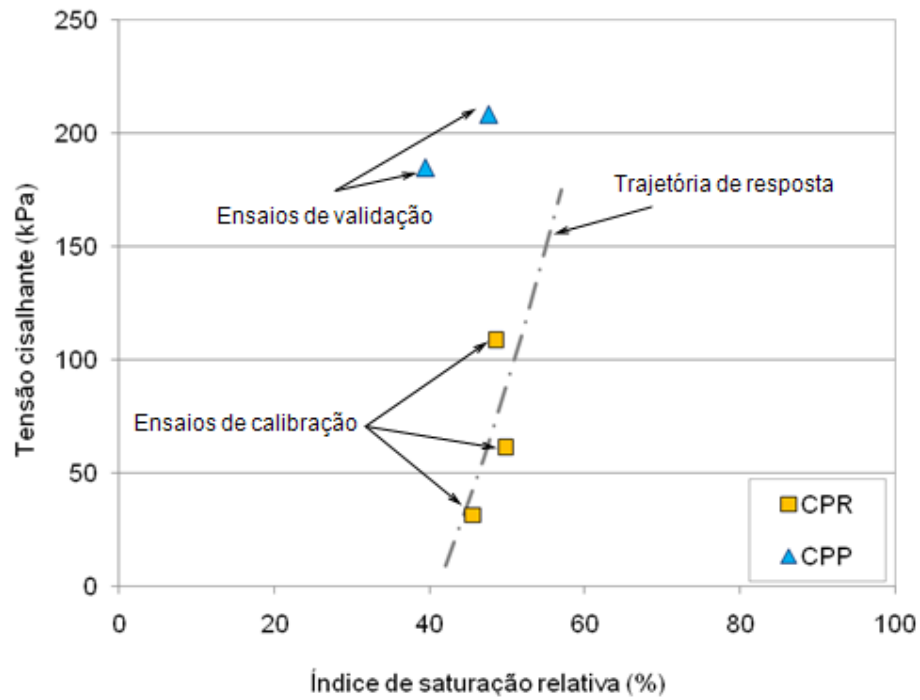
TABELA 5.3 – CÁLCULO DE $tg\phi^{\zeta}$ EM FUNÇÃO DO ÍNDICE DE SATURAÇÃO RELATIVA

Ensaio	Sucção (kPa)	ζ (%)	$tg\phi^{\zeta}$	$tg\phi^b$	$tg\phi^b(\zeta)$
110kPa	1206	39,5	3,21	0,105	0,105
120kPa	1312	47,6	3,05	0,111	0,111

As trajetórias de resposta calculadas em função do índice de saturação relativa estão apresentadas na Figura 5.19. As curvas foram calibradas através dos pontos experimentais CPR, para tentativa de previsão dos pontos CPP. Nota-se que a trajetória mostra um bom ajuste aos pontos experimentais no plano da tensão cisalhante com a tensão normal. Porém, no plano do índice de saturação relativa, há uma divergência da curva. Este fato pode se dar devido ao fato dos grupos de ensaios não serem compatíveis, formando duas trajetórias diferentes.



(a)



(b)

FIGURA 5.19 – TRAJETÓRIAS DE RESPOSTA PREVISTAS EM FUNÇÃO DO ÍNDICE DE SATURAÇÃO RELATIVA – ENSAIO CDC (a) VARIAÇÃO COM TENSÃO NORMAL (b) VARIAÇÃO COM ζ

Com a realização de ensaios cujos pontos não fazem parte da mesma envoltória não saturada, pode-se adaptar a envoltória proposta por Fredlund *et al.* (1978), inserindo uma variação da tensão normal em função da sucção e a variação de ϕ^b , para descrever a trajetória de resposta tridimensional do ensaio. O cálculo de ϕ^b em função do índice de saturação relativa e a determinação da sucção pelo método do papel filtro mostraram que as duas trajetórias podem ser determinadas, sem a necessidade da utilização de equipamentos especiais com o controle da sucção, e que o comportamento das amostras pode ser descrito em função do seu grau de saturação, seguindo o procedimento proposto.

Apesar das equações propostas se mostrarem capazes de descrever o comportamento do solo nos dois tipos de ensaios realizados, não foi possível comparar se os resultados obtidos nos dois ensaios são compatíveis, uma vez que as condições de contorno aplicadas foram diferentes.

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Este trabalho teve como objetivos a avaliação do comportamento hidromecânico de um solo siltoso incluindo a influência da adição de um produto indutor de repelência à água nas propriedades hidráulicas, visando à avaliação do potencial de construção de coberturas finais alternativas para aterros sanitários. Foram comparados os efeitos de indução de hidrorrepelência deste solo aos respectivos efeitos de um solo arenoso hidrorrepelente. Subsequentemente, implementou-se uma ferramenta numérica baseada no método das diferenças finitas, para modelagem de fluxo não saturado em solos. Em aditamento ao comportamento hidráulico, estudou-se o comportamento mecânico do solo siltoso natural, visando o entendimento da evolução da resistência ao cisalhamento mediante alteração da umidade, incluindo a proposta de uma metodologia alternativa para a determinação destes parâmetros utilizando equipamentos de cisalhamento direto convencionais no domínio da saturação. De todos os trabalhos realizados, pôde-se concluir que:

- Comparando as curvas de retenção de umidade determinadas pelo método do papel filtro, a partir de amostras compactadas dos solos natural e tratado, na mesma relação peso específico seco – umidade gravimétrica, verificou-se que o comportamento dos solos é idêntico, apresentando curvas praticamente iguais. Tal fato indica que os dois materiais tendem a possuir o mesmo arranjo de partículas;
- Através dos ensaios de determinação do valor de entrada de água e do teste WDPT, comprovou-se que a quantidade de Teflon utilizada forneceu ao solo uma característica hidrofóbica. Para os dois solos, a ordem de magnitude da condutividade hidráulica saturada foi praticamente a mesma, de 10^{-8} m/s. Considerando os parâmetros semelhantes, as funções de condutividade hidráulica estimadas devem ser praticamente as mesmas, de modo que a utilização do silte tratado ou natural compactada para uma umidade de 27% representariam o mesmo comportamento.
- A utilização do silte combinado com a areia natural de Paranaguá mostrou um bom potencial para a formação de uma barreira capilar, analisando-se as suas funções de condutividade hidráulica não saturadas previstas pelo modelo de van Genuchten. Os ensaios de infiltração apresentaram um bom comportamento da barreira, não gerando uma frente de umedecimento para a camada inferior de areia, porém, o rompimento ocorreu através da região próxima ao contato do solo com a parede do permeâmetro. Para a barreira constituída pelos solos arenosos natural e tratado, verificou-se o rompimento para um menor tempo de ensaio, através de fluxo preferencial no contato

com a caixa de infiltração. Devido à observação de fluxo preferencial junto à parede do permeâmetro, não há como concluir sobre a eficiência das barreiras alternativas.

- A equação proposta para calcular $\tan \phi^b$ em função do índice de saturação relativa mostrou que a relação fornece resultados precisos, tanto para os ensaios de sucção controlada como para os valores de sucção determinados pelo método do papel filtro.
- As relações $\tan \phi^b \times (u_a - u_w)$ e $\tan \phi^c \times \zeta$ obtidas a partir dos ensaios CDSC e CDC, foram utilizadas para previsão das respectivas trajetórias de resposta, mostrando que as suas aplicações na envoltória proposta por Fredlund *et al.* (1978) e na envoltória proposta neste trabalho, foram capazes de prever o comportamento tridimensional das amostras ensaiadas.
- De acordo com os resultados obtidos pelos ensaios de cisalhamento direto, foi possível mostrar a eficiência do procedimento e da metodologia proposta para a definição de uma envoltória não saturada, sem a necessidade de controlar a sucção das amostras durante o ensaio. Porém, sendo diferentes as condições de contorno aplicadas nos dois ensaios, não foi possível comparar se os ensaios de cisalhamento convencionais descrevem o mesmo comportamento não saturado obtido em ensaios com sucção controlada.
- Para os ensaios de cisalhamento direto em amostras compactadas a 27% de umidade gravimétrica, observou-se uma diminuição do valor do intercepto coesivo e o aumento do ângulo de atrito interno. Os ensaios de cisalhamento com sucção controlada foram realizados para diferentes valores de tensão normal e diferentes valores de sucção, apresentando uma variação do parâmetro ϕ^b , tendendo a diminuir de acordo com o aumento da tensão cisalhante.

Devido à igualdade das CRUS avaliadas na interseção das curvas de compactação dos solos natural e tratado, sugere-se a determinação de novas curvas de retenção de umidade para diferentes índices de vazios e valores de umidade de compactação. Deste modo, poder-se-á avaliar se o efeito de nulidade do comportamento hidrofóbico é consequência do mesmo ajuste de partículas e vazios na estrutura da amostra.

Sugere-se também, a realização de novos ensaios de infiltração visando a construção de modelos reduzidos instrumentados com sensores de TDR para identificar o momento da quebra da barreira capilar. Com um controle de precipitação e impedindo o fluxo preferencial pelo contato com as paredes do sistema, podem ser aplicadas melhores condições de contorno no modelo numérico para obter simulações mais acuradas.

Propõe-se a aplicação da metodologia desenvolvida em diferentes tipos de solos para melhor validação da mesma, incluindo ensaios de cisalhamento direto com tensão

cisalhante controlada e variação da umidade do solo. Para comprovar a eficácia da metodologia proposta, devem ser feitos ensaios com sucção controlada e de cisalhamento convencional, com a aplicação das mesmas tensões e mesmos valores de sucção, de modo a verificar se há a equivalência das envoltórias de ruptura.

REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502**: Rochas e Solos. ABNT, 1995.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508**: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8mm – Determinação da massa específica. ABNT, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solo – Análise Granulométrica. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. Dezembro, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Solo – Determinação do Limite de Liquidez. ABNT, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180**: Solo – Determinação do Limite de Plasticidade. ABNT, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12007**: Solo – Ensaio de Adensamento Unidimensional – Método de ensaio. ABNT, 1990.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182**: Solo – Ensaio de Compactação. ABNT, 1986.
- ANDERSON, J. E. Soil-Plant Cover System for Final Closure of Solid Waste Landfills in Arid Regions. pp. 27–38, Idaho State University. 1997.
- ASTM D 5298/94 – Standard test method for measurement of soil potential (suction) using filter paper. **American Society for Testing and Materials**. USA. 1994.
- BACHMANN, J., HORTON, R., van der PLOEG, R.R. Isothermal and nonisothermal evaporation from four sandy soils of different water repellency. **Soil Science Society of America Journal**. Vol. 65, pp. 1599 – 1607. Novembro, 2001.
- BACHMANN, J., ELLIES, A., HARTGE, K.H. Development and application of a new sessile drop contact angle method to assess soil water repellency. **Journal of Hydrology**, 231-232, pp. 66 – 75. 2000.
- BENSON, C.H; BOSSCHER, P. J; LANE, D. T; PLISKA, R. J. Monitoring System for Hydrologic Evaluation of Landfill Covers. **Geotechnical Testing Journal**. Vol. 17, n° 2, pp.138-149. 1994.
- BENSON, C. H; KHIRE, M. V. Earthen Covers for Semi - Arid and Arid Climates. **Proc., Landfill Closures, ASCE**, New York, pp. 201 – 217. 1995.

- BISHOP, A. W., BLIGHT, G. E. Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils. **Geotechnique**, vol. 13, n° 3, pp.177 – 193. 1963.
- BRANDON, T.L.; CLOUGH, G. W; RAHARDJO, P. P. Fabrication of silty sand specimens for large- and small-scale tests. **Geotechnical Testing Journal**. Vol. 14, n° 1, pp.46-55. 1991.
- BROOKS, R.H., COREY, A.T. Hydraulic properties of porous media. Colorado State Univ., **Hydrology Paper**, No. 3, p.27. 1964.
- BURDEN, R. L.; FAIRES, J. D. **Análise Numérica**. Pioneira Thomson Learning, São Paulo, Brasil. 2003.
- CAMBRONERO, Y.C. **Caracterização dos fatores que interferem no processo de repelência à água em solos sob plantio de *Pinus taeda* L. no sul do Brasil**. Dissertação de Mestrado em Pedologia e Física dos Solos. Departamento de Solos e Engenharia Agrícola. Setor de Ciências Agrárias. Universidade Federal do Paraná. 2008.
- CAMPBELL, G.S. A simple method for determining unsaturated conductivity from moisture retention data. **Soil Science**, vol. 117, n°6, pp. 311 – 314. Junho, 1974.
- CHOO, P.L.; YANFUL E.K. Water flow through cover soils using modeling and experimental methods. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, vol. 126, n°4, paper No.12701. 2000.
- DeBANO, L.F. Water repellency in soils: a historical overview. **Journal of Hydrology**, 231-232, pp. 4 – 32. 2000.
- De CAMPOS, T. M. P. **Resistência ao cisalhamento de solos não saturados**. Anais do 3º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados - Solos não saturados, vol. 2, pp.399 – 417. Rio de Janeiro. 1997.
- DEKKER, L.W., RITSEMA, C.J. How water moves in a water repellent sandy soil. 1. Potential and actual water repellency. **Water Resources Research**. Vol. 30, n°9, pp. 2507 – 2517. Setembro, 1994.
- DEKKER, L.W., RITSEMA, C.J. Preferential flow paths in a water repellent clay soil with grass cover. **Water Resources Research**. Vol. 32, n°5, pp. 1239 – 1249. Maio, 1996.
- DELL'AVANZI, E. Comparison Between Predicted and Measured Hydraulic Conductivity of an Unsaturated Soil. **Unsaturated Soils**, vol. 2. 2006.
- DELL'AVANZI, E. **Unsaturated Flow under Increased Gravitational Field**. PhD Thesis University of Colorado, Department of Civil Environmental and Architectural Engineering. 2004.
- DELL'AVANZI, E., NOCKO, L.M. Relatório Técnico. Universidade Federal do Paraná, PR-Brasil. 2008.

- DELL'AVANZI, E., GUIZELINI, A. P., da SILVA, W.R., NOCKO, L.M. **Potential use of induced soil-water repellency technique to improve the performance of landfill's alternative final cover systems**. Unsaturated Soils – Theoretical and Numerical Advances in Unsaturated Soil Mechanics. Proceedings of 4th Asia Pacific Conference on Unsaturated Soils, Newcastle, Australia, pp 461-466. 2010.
- DELL'AVANZI, E., ZORNBERG, J. G., CABRAL, A. R. Suction profiles and scale factors for unsaturated flow under increased gravitational field. **Soils and Foundations**, vol. 44, n° 3, pp. 79 – 89. Junho, 2004.
- FERREIRA, K.D. **Modelagem física de coberturas finais de aterros sanitários**. Trabalho de Conclusão de Curso, Engenharia Ambiental, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná. 2010.
- FREDLUND D. G., RAHARDJO, H. **Soil Mechanics for Unsaturated Soils**. Wiley, Toronto. 1993.
- FREDLUND D. G., MORGENSTERN, N. R., WIDGER, R. A. The shear strength of unsaturated soils. **Canadian Geotechnical Journal**. Vol. 15, n°3, pp. 313- 321. Agosto, 1978.
- FURLAN, G.C. **Avaliação da Influência de um Agente Repelente Sobre as Propriedades Mecânicas e Hidráulicas de um Solo Arenoso**. Dissertação de Mestrado em Geotecnia. Departamento de Construção Civil. UFPR - Universidade Federal do Paraná. 2008.
- FURLAN, G.C. e DELL'AVANZI, E. **Avaliação na Influência de um Agente Contaminante Hidrofóbico nas Características de Retenção de Umidade de um Solo Arenoso**, VI Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental - REGEO. Recife, PE pp18-1. 2007.
- FURLAN, G.C., GUIZELINI, A.P., DELL'AVANZI, E., CAMPOS, T.M.P. **Avaliação do Efeito de Adição de Agente Indutor de Repelência à Água na Taxa de Aumento da Capilaridade de um Solo Arenoso**. XIV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Búzios, Rio de Janeiro, p. 212- 218. 2008.
- GARDNER, W. R. Some steady-state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table. **U. S. Department of Agriculture**. 1958.
- GUIZELINI, A. P. **Modelagem de Fluxo Não Saturado Unidimensional em Planilhas Eletrônicas**. Trabalho de Conclusão de Curso, Engenharia Ambiental, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná. 2007.
- GUIZELINI, A. P., FURLAN, G. C., DELL'AVANZI, E. **Estudo teórico do comportamento de barreiras capilares formadas pela indução do efeito de repelência a água em solos**. XIV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Búzios, Rio de Janeiro. p. 269-275. 2008.

- HILLEL, D. **Environmental soil physics**. New York: Academic Press, p.203-241. 1998.
- HORNE, D.J., McINTOSH, J.C. Hydrophobic compounds in sands in New Zealand - extraction, characterization and proposed mechanisms for repellency expression. **Journal of Hydrology**, 231-232, pp. 35 – 46. 2000.
- IBAM - Instituto Brasileiro de Administração Municipal. **Manual de Gerenciamento Integrado de Resíduos Sólidos**. Rio de Janeiro. 2001.
- KIYOHARA, Y., KAZAMA, M., UZUOKA, R. **Strength behavior of undisturbed cohesive soil under unsaturated conditions**. Unsaturated Soils – Experimental Studies in Unsaturated Soils and Expansive Soils. Proceedings of 4th Asia Pacific Conference on Unsaturated Soils, Newcastle, Australia, pp 115 – 120. 2010.
- KHIRE, M. V.; BENSON, C. H.; BOSSCHER, P. J. Field data from a Capillary Barrier and Model Predictions with UNSAT-H. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, pp. 518 – 527. 1999
- KHIRE, M. V.; MEERDINK, J. S.; BENSON, C. H.; BOSSCHER, P. J. Unsaturated Hydraulic Conductivity and Water Balance Predictions for Earthen Landfill Final Covers. **Soil Suction in Geotechnical Engineering Practice, Geotechnical Special Publication, ASCE**, pp. 38 – 57. 1995.
- KHIRE, M. V.; BENSON, C. H.; BOSSCHER, P. J.; PLISKA, R.J. **Field-Scale Comparison of Capillary and Resistive Landfill Covers in an Arid Climate**. Fourteenth Annual Hydrology Days Conference, Fort Collins, CO, pp. 195 – 209. 1994.
- KRAMMES, J.S., DeBANO, L.F. Soil wettability: a neglected factor in watershed management. **Water Resources Research**. Vol.1, n°2, pp. 283 – 286. 1965.
- LEONG, E. C., RAHARDJO, H. Factors affecting the filter paper method for total and matric suction measurements. **Geotechnical Testing Journal**, vol. 25, n°3, pp. 1 – 12. 2002.
- LEONG, E. C., RAHARDJO, H. Permeability functions for unsaturated soils. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, vol. 123, n°12, pp. 1118 – 1126. 1997.
- LETEY, J., CARRILLO, M.L.K., PANG., X.P. Approaches to characterize the degree of water repellency. **Journal of Hydrology**, 231-232, pp. 61 – 65. 2000.
- LOPES, M.B.L. **Influência da sucção na resistência ao cisalhamento de um solo residual de filito de Belo Horizonte, MG**. Dissertação de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. 2006.
- Lo PRESTI, D.C.F., PEDRONI, S., CRIPPA, V. Maximum dry density of cohesionless soils by pluviation and by ASTM D 4253-83: A comparative study. **Geotechnical Testing Journal**. Vol. 15, n° 2, pp. 180-189. 1992.

- LU, N., LIKOS, W.J. **Unsaturated Soil Mechanics**, John Wiley and Sons, 556 pp. 2004.
- MANNICH, M., DELL'AVANZI, E. **Estudo do Efeito de Repelência à Água em Processos de Infiltração de Solos Não Saturados**. 14º Evento de Iniciação Científica da Universidade Federal do Paraná. 2006.
- MARINHO, F.A.M, **Medição de sucção em solos**. Anais do 3º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados - Solos não saturados, vol. 2, pp.373 – 397. Rio de Janeiro. 1997.
- MOREL-SEYTOUX, H. J., MEYER, P. D., NACHABE, M., TOUMA, J., van GENUCHTEN, M. T., LENHARD, R. J. Parameter equivalence for the Brooks-Corey and van Genuchten soil characteristics: Preserving the effective capillary drive. **Water Resources Research**, vol.32, nº.5, pp.1251-1258. 1996.
- MUALEM, Y. Hysteretical models for prediction of the hydraulic conductivity of unsaturated porous media, **Water Resources Research**, vol.12, no.6, pp.1248-1254. 1976.
- OLIVEIRA, O. M., MARINHO, F. A. M. **Evaluation of filter paper calibration**. In: Proceedings of the fourth international conference on unsaturated soils, 2006, Carefree - Arizona. Unsaturated Soils. American Society of Civil Engineers, vol. 2. pp. 1845-1851. 2006.
- PARENT, S-E., CABRAL, A., DELL'AVANZI, E., ZORNBERG, J. G. Determination of the hydraulic conductivity function of a highly compressible material based on tests with saturated samples. **Geotechnical Testing Journal**, vol. 27, nº 6, pp. 1 – 5. 2004.
- RICHARDS, L.A. Capillary conduction of liquids through porous media, **Physics**, vol. 1, pp. 318-333. 1931.
- SIDDIQUI, S.I., DRNEVICH, V.P., DESCHAMPS, R.J. Time domain reflectometry development for use in geotechnical engineering. **Geotechnical Testing Journal**, vol. 23, nº 1, pp. 9 – 20. 2000.
- SOARES, A. M. **Fluxo de gases e avaliação dos parâmetros geotécnicos do solo usado como camada de cobertura do aterro de resíduos sólidos urbanos da CODIN em Campos dos Goytacazes/RJ**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. 2008.
- SRIVASTAVA, R.; YEH, J. T. C. Analytical solutions for one-dimensional, transient infiltration toward the water table in homogeneous and layered soils. **Water Resources Research**, vol 27, pp. 753-762. 1991.
- STORMONT, J. C., ANDERSON, C. E. Capillary barrier effect from underlying coarser soil layer. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, vol. 125, nº8, pp. 641 – 648. 1999.
- SUWANSAWAT, S., BENSON, C. H. Cell size for water content-dielectric constant calibration for time domain reflectometry. **Geotechnical Testing Journal**, vol. 22, pp. 3 - 12. 1999.

- TEIXEIRA, R. S., VILAR, O. M. **Resistência ao cisalhamento de um solo compactado não saturado**. Anais do 3º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados - Solos não saturados, vol. 1, pp.161 – 169. Rio de Janeiro. 1997.
- TOPP, G.C., ZEGELIN, S., WHITE, I. Impacts of the real and imaginary components of relative permittivity on time domain reflectometry measurements in soils. **Soil Science Society of America Journal**. Vol. 64, pp. 1244 – 1252. 2000.
- VANAPALLI, S. K., FREDLUND, D. G. **Comparison of different procedures to predict unsaturated soil shear strength**. Advances in Unsaturated Soils, Geotechnical Special Publication N° 99. American Society of Civil Engineers, pp 195 – 209. 2000.
- VANAPALLI, S. K., FREDLUND, D. G. **Interpretation of undrained shear strength of unsaturated soils in terms of stress state variables**. Anais do 3º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados - Solos não saturados, vol. 1, pp.35 – 45. Rio de Janeiro. 1997.
- VANAPALLI, S. K., LACASSE, F. **Comparison between the measured and predicted shear strength behavior of four unsaturated sands**. Unsaturated Soils – Experimental Studies in Unsaturated Soils and Expansive Soils. Proceedings of 4th Asia Pacific Conference on Unsaturated Soils, Newcastle, Australia, pp 121 - 127. 2010.
- VANAPALLI, S. K., FREDLUND, D. G., PUFAHL, D. E. The influence of soil structure and stress history on the soil-water characteristics of a compacted till. **Géotechnique**, vol. 49, n° 2, pp. 143 – 159. 1999.
- VAN GENUCHTEN, M. T. A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils. **Soil Science Society of America Journal**, vol. 44, no. 5, pp.892-898. 1980.
- WANG, Z., WU, L., WU, Q.J. Water-entry value as an alternative indicator of soil water-repellency and wettability. **Journal of Hydrology**, 231-232, pp. 76 – 83. 2000.(a).
- WANG, Z., WU, Q.J., WU, L. Effects of soil water repellency on infiltration rate and flow instability. **Journal of Hydrology**, 231-232, pp. 265 – 276. 2000.(b).
- WRIGHT, W. C., YODER, R. E., RAINWATER, N. R., DRUMM, E. C. Calibration of five-segment time domain reflectometry probes for water content measurement in high density materials. **Geotechnical Testing Journal**, vol. 24, n° 2, pp. 172 – 184. 2001.
- YU, X., DRNEVICH, V. P. Soil water content and dry density by time domain reflectometry. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, vol. 130, n°9, pp. 922 – 934. 2004.

APÊNDICE A

ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO E DETERMINAÇÃO DA UMIDADE RESIDUAL DAS AMOSTRAS DE CISALHAMENTO DIRETO CONVENCIONAL

A.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

A.1.1. Limite de Liquidez

A Figura A.1 mostra a relação entre o número de golpes e a umidade, obtidos no ensaio de determinação do limite de liquidez. De acordo com a reta determinada pelos pontos, o valor da umidade para 25 golpes resulta em valor de LL de 56%.

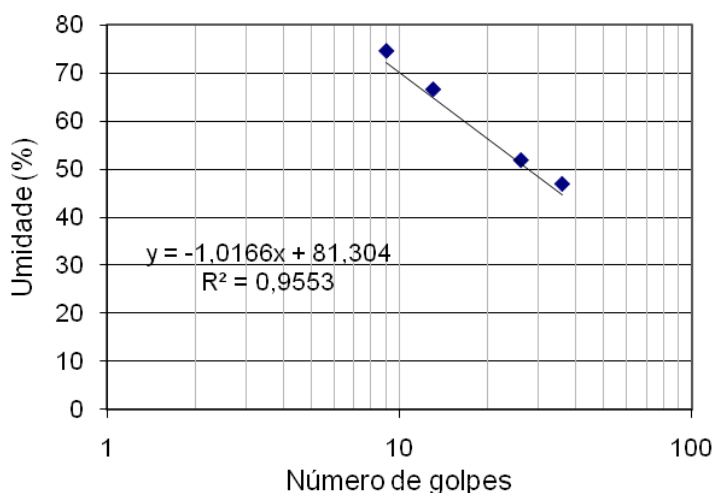


FIGURA A.1 – DETERMINAÇÃO DO LIMITE DE LIQUIDEZ

A.1.2. Limite de Plasticidade

Para a obtenção do limite de plasticidade, foram feitos sete cilindros de acordo com o molde, cujas umidades estão apresentadas na Tabela A.1. Para obter o valor de LP, foi feita uma média entre os valores. Considerando que os valores de umidades utilizados não devem diferir mais de 5% da respectiva média, foi necessária uma correção, para descartar os valores que não se situem na faixa entre $\pm 5\%$. De acordo com a média obtida de 43,84%, os valores utilizados devem estar entre 41,65% e 46,03%. Portanto, três valores foram descartados, e uma nova média foi calculada.

TABELA A.1 – DETERMINAÇÃO DO LIMITE DE PLASTICIDADE

	01	02	03	04	05	06	07
Peso da Cápsula (g)	10,77	9,22	9,35	9,32	9,72	9,49	10,83
Peso (Cápsula+Solo+Água) (g)	11,98	10,55	10,86	10,92	10,96	10,9	12,32
Peso (Cápsula+Solo) (g)	11,62	10,14	10,43	10,45	10,58	10,45	11,84
Peso de água (g)	0,36	0,41	0,43	0,47	0,38	0,45	0,48
Peso de solo (g)	0,85	0,92	1,08	1,13	0,86	0,96	1,01
Umidade (%)	42,35	44,57	39,81	41,59	44,19	46,88	47,52
Umidade Média (%)	43,84						

De acordo com a média obtida de 43,84%, os valores utilizados devem estar entre 41,65% e 46,03%. Portanto, quatro valores foram descartados, e uma nova média foi calculada. Utilizando os três valores restantes, a nova média calculada foi de 43,7%, de modo que todos os valores estão localizados na faixa de 5% da média. Portanto, o valor do LP determinado é de 44%.

Com estes resultados, foram calculados o índice de plasticidade (IP) e o índice de atividade (I_a). O índice de plasticidade foi obtido pela diferença entre os valores de LL e LP, e a atividade foi calculada de acordo com a proposta de Skempton, na Equação (A.1). O valor % < 2 μ m é a porcentagem da fração argila que, como avaliado na curva granulométrica, é de 29,3%. O valor obtido para o índice de atividade foi de 0,41.

$$I_a = \frac{IP}{\% < 2\mu m} \quad (A.1)$$

A classificação de acordo com a fração argila do solo é:

$I_a < 0,75 \rightarrow$ inativa;

$1,25 > I_a > 0,75 \rightarrow$ atividade normal;

$I_a > 1,25 \rightarrow$ ativa.

De acordo com a classificação, o solo estudado apresenta uma característica inativa.

A.1.3. Peso Específico Real dos Grãos

Os resultados da determinação do peso específico real dos grãos estão na Tabela A.2. Foram utilizados quatro picnômetros, de modo que o resultado final adotado foi a média entre os valores obtidos, de 2,82 g/cm³.

TABELA A.2 – PESO ESPECÍFICO REAL DOS GRÃOS

	Unidade	P01	P02	P03	P04
Peso de Solo	g	25,0	25,0	25,0	25,0
Temperatura	°C	24,0	24,0	24,0	24,0
Peso (Picnômetro + água)	g	326,6	318,5	316,6	356,6
Peso (Picnômetro + água +solo)	g	342,7	334,7	332,8	372,7
Peso específico	g/cm ³	2,81	2,81	2,83	2,82
Peso específico médio	g/cm ³	2,82			

A.2. DETERMINAÇÃO DA UMIDADE RESIDUAL DAS AMOSTRAS DE CISALHAMENTO DIRETO CONVENCIONAL

A umidade gravimétrica residual foi determinada para as amostras dos ensaios de cisalhamento direto convencional para as envoltórias saturadas e não saturadas. A Tabela A.3 apresenta os resultados dos valores das umidades gravimétricas. As Figuras A.2 a A.4 mostram o comportamento de perda de umidade com secagem ao ar para as amostras dos ensaios inundados, e as Figuras A.5 a A.7 mostram a perda de umidade para as amostras dos ensaios não saturados.

TABELA A.3 – UMIDADE GRAVIMÉTRICA RESIDUAL DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

Ensaio	Inundado (CDI)			Não Saturado (CDNS)		
	20	40	80	20	40	80
Tensão Normal (kPa)						
Peso úmido (g)	66,0	65,4	69,6	69,2	62,2	65,0
Peso seco (g)	64,4	63,8	67,7	67,8	61,0	63,3
Umidade (%)	3,71	3,95	3,81	3,15	3,07	4,03

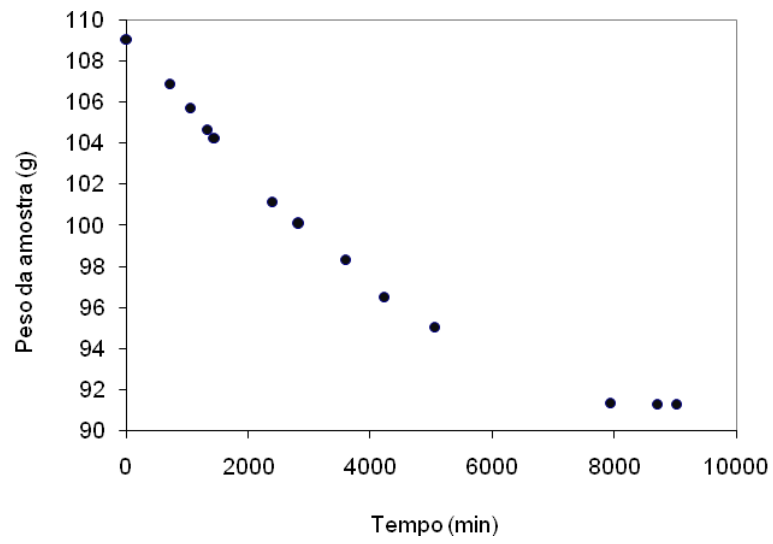


FIGURA A.2 – PERDA DE UMIDADE DA AMOSTRA DE CDI – 20kPa

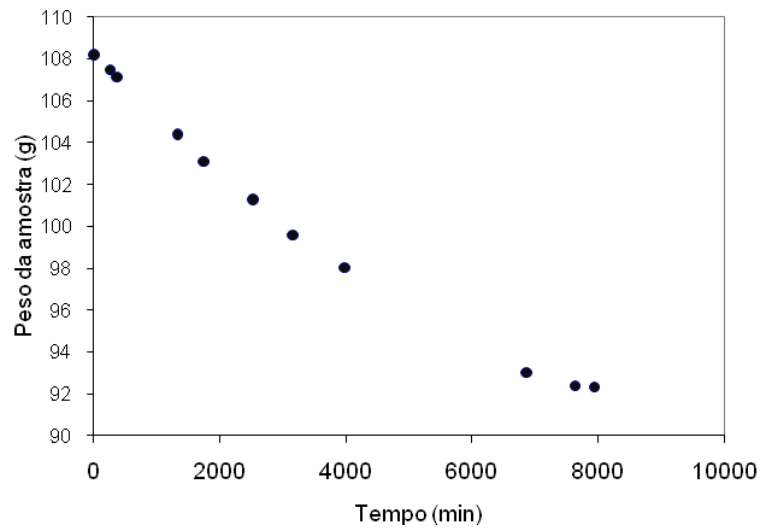


FIGURA A.3 – PERDA DE UMIDADE DA AMOSTRA DE CDI – 40kPa

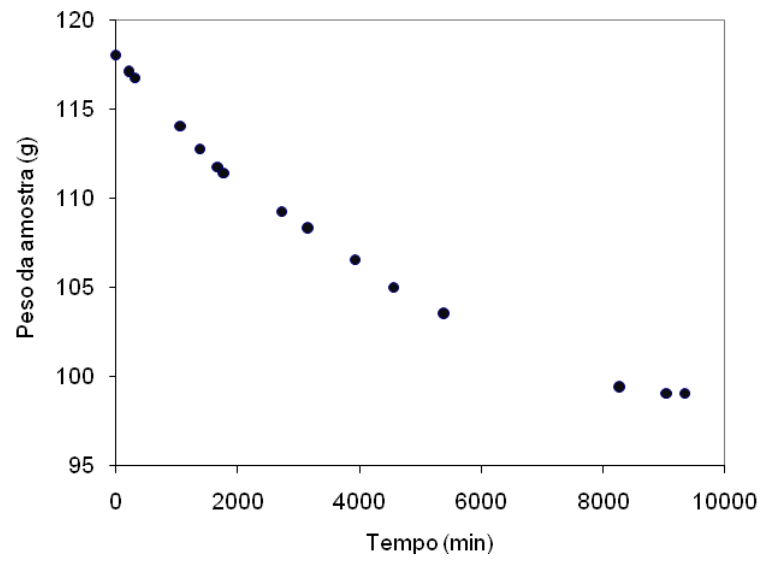


FIGURA A.4 – PERDA DE UMIDADE DA AMOSTRA DE CDI – 80kPa

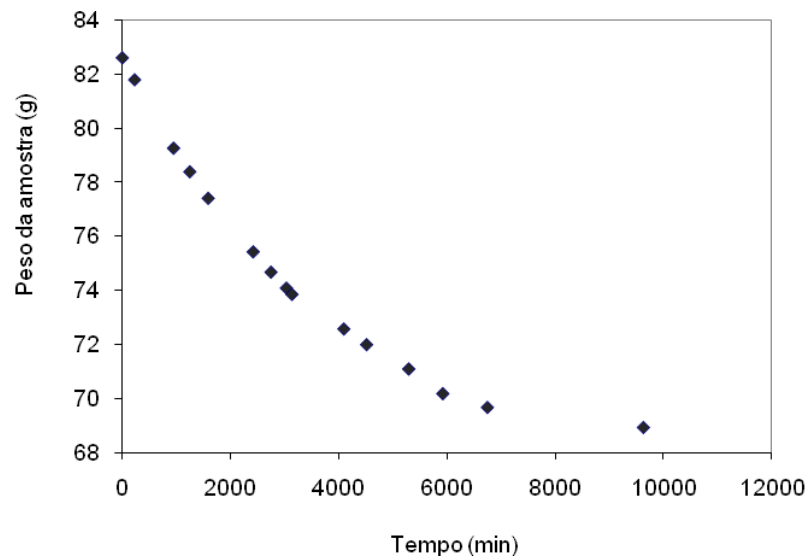


FIGURA A.5 – PERDA DE UMIDADE DA AMOSTRA DE CDNS – 20kPa

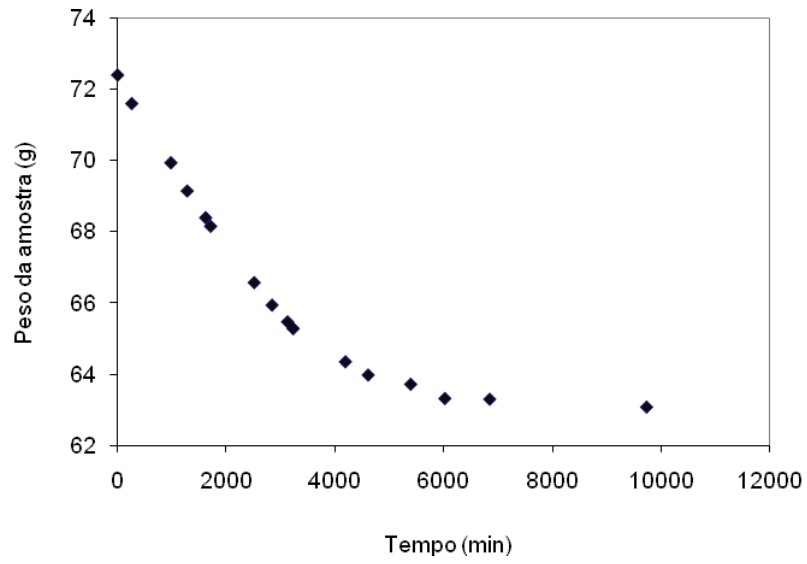


FIGURA A.6 – PERDA DE UMIDADE DA AMOSTRA DE CDNS – 40kPa

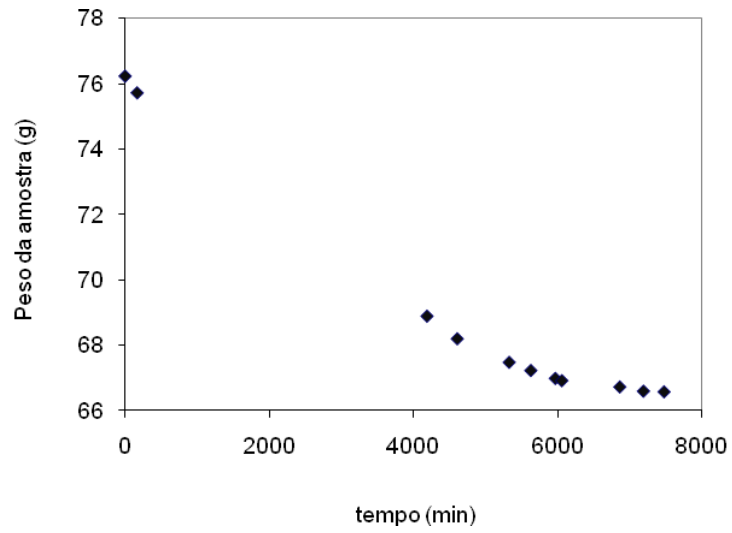


FIGURA A.7 – PERDA DE UMIDADE DA AMOSTRA DE CDNS – 80kPa

APÊNDICE B

CALIBRAÇÃO DOS INSTRUMENTOS ELETRÔNICOS UTILIZADOS NOS ENSAIOS CDSC E SATURAÇÃO DO DISCO CERÂMICO DE ALTO VALOR DE ENTRADA DE AR (DAVE)

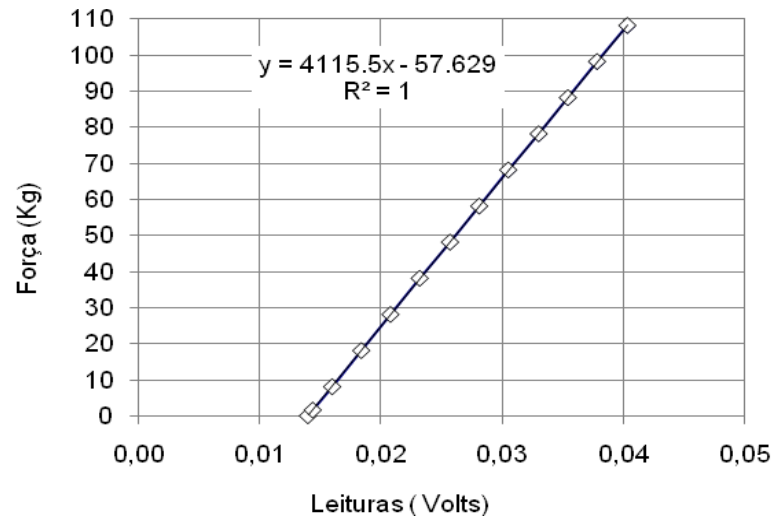
B.1. CALIBRAÇÃO DOS INSTRUMENTOS ELETRÔNICOS DOS ENSAIOS CDSC

Para as medições utilizadas no equipamento de cisalhamento direto com sucção controlada foram utilizados sete instrumentos elétricos acoplados a um sistema de aquisição de dados, sendo dois transdutores de pressão, dois transdutores de deslocamento, duas células de carga e um medidor de variação de volume. Como a leitura dos equipamentos elétricos é dado em volts, foram feitas curvas de calibração para relacionar as leituras obtidas com as unidades do sistema internacional.

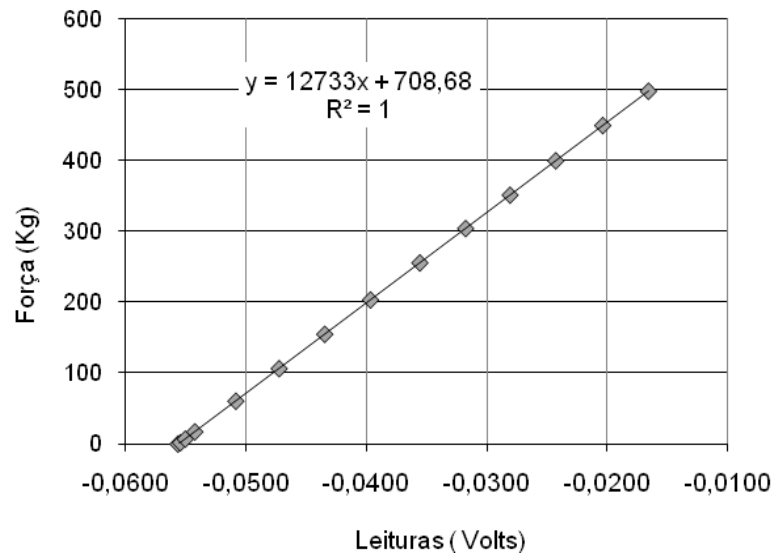
Na Tabela B.1 estão apresentadas algumas características dos instrumentos, e nas Figuras seguintes, as curvas de calibração.

TABELA B.1 – CARACTERÍSTICAS DOS INSTRUMENTOS ELETRÔNICOS

Instrumento	Capacidade	Ganho	Referência
Célula de carga horizontal	10kN	100	ELLE 27699
Célula de carga vertical	25kN	100	ELLE 405241
Transdutor de pressão de ar	1000kPa	20	Druck 256348
Transdutor de pressão de água	1000kPa	20	Druck 270624
Transdutor de deslocamento horizontal	50 mm	1	Gefran 95410409
Transdutor de deslocamento vertical	50 mm	1	Gefran 95410167
Medidor de variação de volume	10cm ³	1	Gefran 94310268

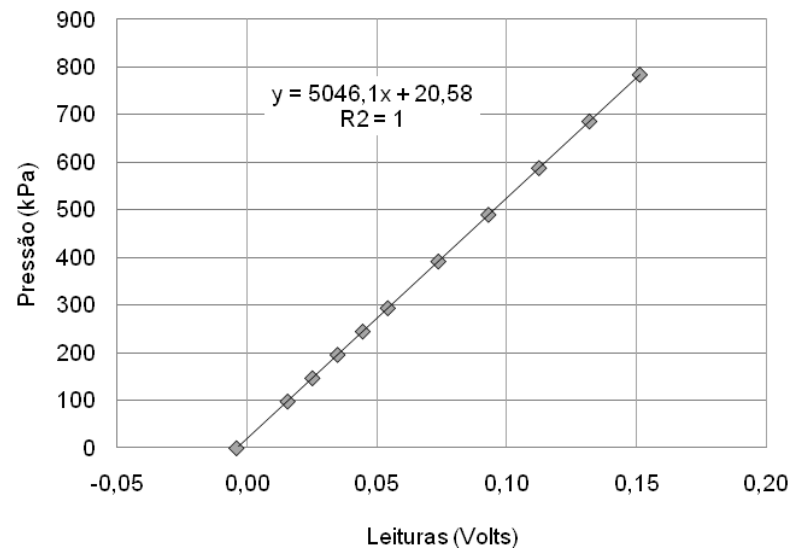


(a)

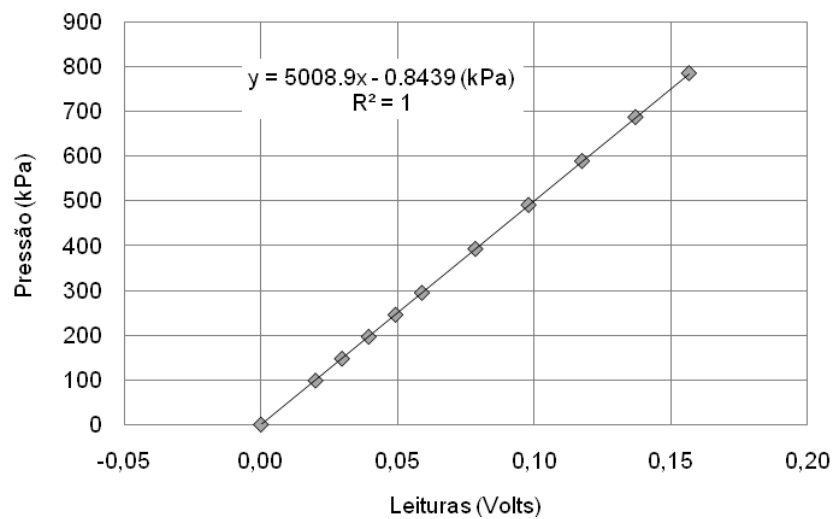


(b)

FIGURA B.1 – CALIBRAÇÃO DAS CÉLULAS DE CARGA (a) HORIZONTAL (b) VERTICAL

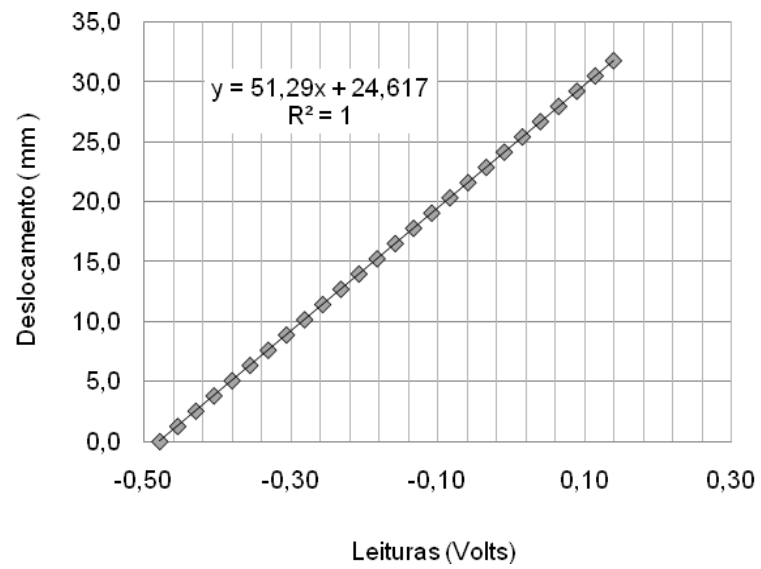


(a)

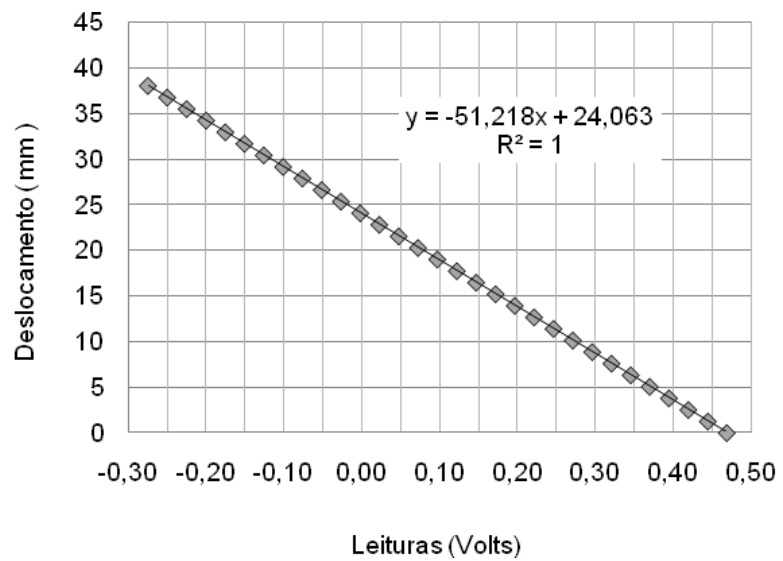


(b)

FIGURA B.2 – CALIBRAÇÃO DOS TRANSDUTORES DE PRESSÃO (a) PRESSÃO DE AR (b) PRESSÃO DE ÁGUA

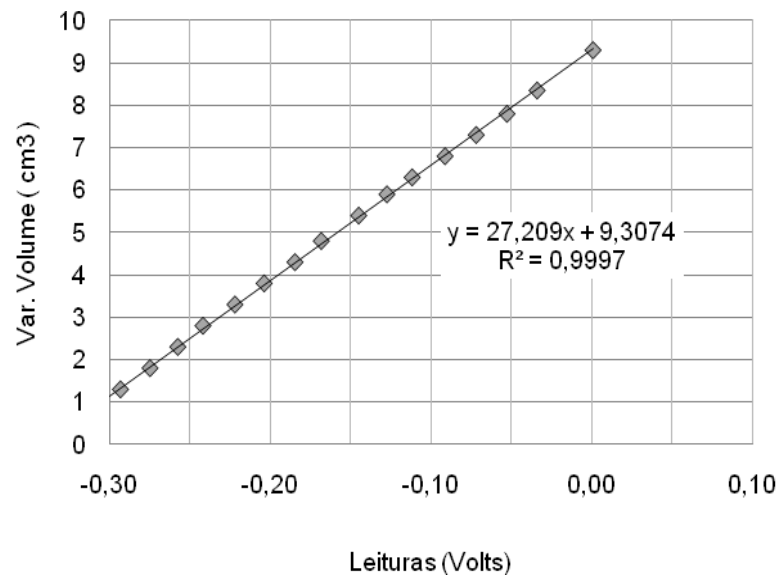


(a)

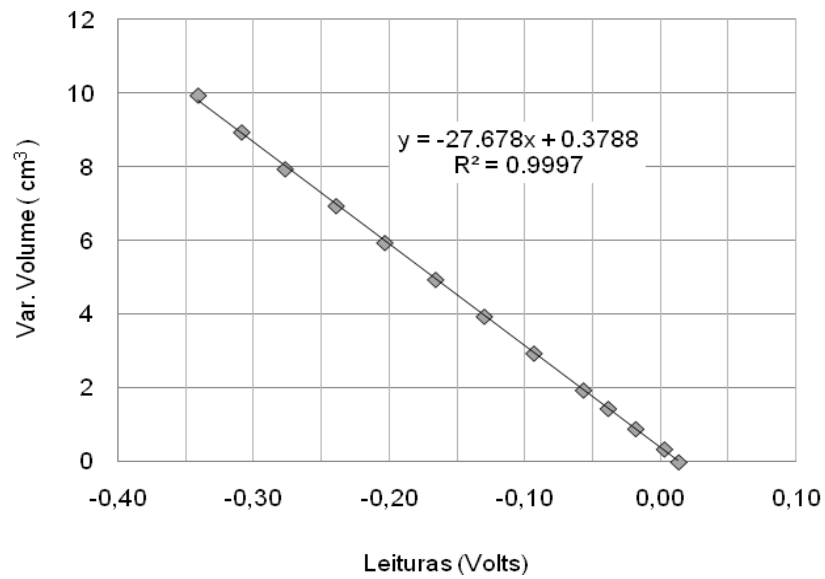


(b)

FIGURA B.3 – CALIBRAÇÃO DOS TRANSDUTORES DE DESLOCAMENTO (a) HORIZONTAL (b) VERTICAL



(a)



(b)

FIGURA B.4 – CALIBRAÇÃO DO MEDIDOR DE VARIAÇÃO DE VOLUME (a) ENTRANDO ÁGUA NA AMOSTRA (b) SAINDO ÁGUA DA AMOSTRA

B.2. SATURAÇÃO DO DISCO CERÂMICO DE ALTO VALOR DE ENTRADA DE AR (DAVE)

O disco cerâmico (DAVE) usado nos ensaios de sucção controlada possui 7,36mm de espessura, 14,53cm de diâmetro e valor de entrada de ar de 500kPa. Para que os ensaios possam ser executados, o disco cerâmico deve estar saturado, para garantir que não haja a entrada de ar na amostra sendo contabilizada como água.

No procedimento de saturação, foi colocada uma quantidade de água na parte superior do disco, já acoplado à caixa de cisalhamento, fixa à câmara de compressão. A câmara foi fechada, e foi aplicado um gradiente de pressão de 10kPa, sendo 100kPa de pressão de ar aplicado na câmara de compressão, e 90kPa de água aplicado na linha de contrapressão, criando um fluxo de água descendente.

A variação de volume de água através do DAVE foi monitorada ao longo do tempo, até se manter constante. A Figura B.5 mostra a curva do volume de água percolado através do disco ao longo do tempo, de modo que o seu coeficiente angular é o valor da vazão em cm^3/s .

De acordo com a Lei de Darcy apresentada na Equação (2.19), calcula-se o coeficiente de permeabilidade do disco, de $2,41 \times 10^{-8} \text{cm/s}$.

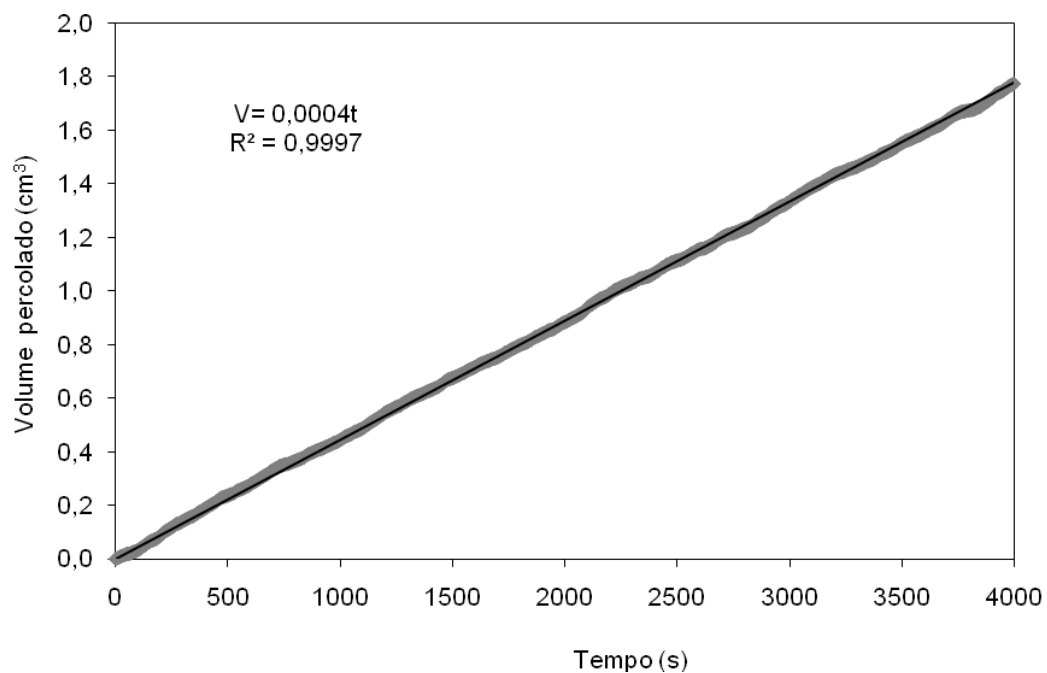


FIGURA B.5 – SATURAÇÃO DO DISCO CERÂMICO DE ALTO VALOR DE ENTRADA DE AR