



Maria Bernadete Luciano Lopes

**Influência da sucção na resistência ao cisalhamento de
um solo residual de filito de Belo Horizonte, MG**

Dissertação de Mestrado

Dissertação apresentada como requisito parcial para
obtenção do título de Mestre pelo Programa de Pós-
Graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio.

Orientadores: Tácio Mauro Pereira de Campos
Franklin dos Santos Antunes
Lúcio Flávio de Souza Villar



Maria Bernadete Luciano Lopes

Influência da sucção na resistência ao cisalhamento de um solo residual de filito de Belo Horizonte, MG

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

Tácio Mauro Pereira de Campos
Presidente/Orientador
PUC-Rio

Franklin dos Santos Antunes
Co-orientador
PUC-Rio

José Tavares Araruna Júnior
PUC-Rio

George de Paula Bernardes
UNESP-Guaratinguetá

José Eugênio Leal
Coordenador(a) Setorial do Centro Técnico Científico - PUC-Rio

Rio de Janeiro, 11 de agosto de 2006

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

Maria Bernadete Luciano Lopes

Graduou-se em Engenharia Civil pela Universidade Federal de Minas Gerais em 2003. Participou de pesquisas em Engenharia Ambiental em 2002 e do Programa de Iniciação à Docência da Pró-Reitoria de Graduação (PROGRAD/UFMG) em 2002/2003 na área de Mecânica dos Solos. Estagiou no Laboratório de Geotecnia da EEUFMG em 2003. Ingressou no curso de mestrado em Engenharia Civil - Geotecnia no início de 2004. Principais áreas de interesse e linhas de pesquisas: Geotecnia Ambiental, Geotecnia Experimental e Mecânica dos Solos.

Ficha Catalográfica

Lopes, Maria Bernadete Luciano

Influência da sucção na resistência ao cisalhamento de um solo residual de filito de Belo Horizonte, MG/Maria Bernadete Luciano Lopes; orientador: Tácio Mauro Pereira de Campos; co-orientadores: Franklin dos Santos Antunes, Lúcio Flávio de Souza Villar. - Rio de Janeiro: PUC, Departamento de Engenharia Civil, 2006.

175 f. ; 30 cm

Dissertação (Mestrado) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil.

Inclui referências bibliográficas.

1. Engenharia Civil - Teses. 2. Resistência ao cisalhamento. 3. Solo não saturado 4. Solo residual 5. Filito I. de Campos, Tácio Mauro Pereira. II. Antunes, Franklin dos Santos. III. Villar, Lúcio Flávio de Souza. IV. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil. V. Título

CDD: 624

Os meus sonhos nos colocaram distantes, porém, nunca estive tão perto.

Dedico esta dissertação:

A meus pais, Luciano e Iris, por serem a base de tudo o que sou.
A meu irmão, André, pelo companheirismo nas horas alegres e nas difíceis.

Tudo o que sou devo a vocês.

Agradecimentos

Primeiramente e acima de tudo, agradeço a Deus por me dar força e coragem para enfrentar todos os desafios colocados na minha vida.

A meus pais e meu irmão, por entenderem e acreditarem em meus sonhos e por sempre se orgulharem de mim. A todos meus familiares, por incentivarem e apoiarem incondicionalmente.

A CAPES, PRONEX-Rio/FAPERJ-CNPq e FAPEMIG pelo auxílio financeiro indispensável para o desenvolvimento deste trabalho.

Ao professor Tácio de Campos, primeiramente, por ter aceitado me orientar. Por ser um exemplo de dedicação ao trabalho e à geotecnia, estar sempre disposto a ajudar e ter tanta paciência comigo. Seu conhecimento e incentivo foram indispensáveis nessa etapa da minha vida. O convívio me ensinou a admirá-lo.

Ao professor Franklin Antunes, por seu conhecimento incomparável e sua doce presença, sempre disposto a uma boa conversa, seja ela geotécnica ou pessoal. Em você vejo mais que um mestre. Você foi fundamental nessa caminhada.

Ao professor, amigo e eterno orientador Lúcio Villar, por me iniciar na geotecnia. Sou grata, principalmente, por acreditar sempre em minha capacidade e inteligência, muitas vezes, mais do que eu.

Aos membros da banca examinadora, George Bernardes e José Araruna, pelas sugestões e correções a fim de melhorar o meu trabalho.

Ao pessoal do Laboratório de Geotecnia e Meio Ambiente da PUC-Rio, em especial, ao William Braga, “Seu” José, Josué e Amaury, pelos serviços prestados, pelas conversas e “cafés” na AFPUC e, principalmente, pela paciência. A ajuda de vocês foi fundamental.

Ao funcionário Ronaldo Silva, do Laboratório de Difractometria de Raios-X do DCMM, pela disponibilidade e rapidez ao realizar minhas difratometrias.

Ao funcionário Heitor Guimarães, do Laboratório de Análise de Materiais e Tratamento Térmico do DCMM, pela disponibilidade em me ajudar com as fotos na lupa binocular.

Aos funcionários e alunos do Laboratório de Geotecnia da UFMG: à Andréa Portes, Rodrigo Zago, Fábio Campos e, em especial, ao casal nota mil, Silvia “Silvis” Martins e Leandro “Mala” Fróes, por realizarem as amostragens, os ensaios de cisalhamento direto convencional e sempre serem solícitos quando precisei.

Aos funcionários do DEC, principalmente, à Ana Roxo, Rita, Fátima, Lenilson, Marcel e Christiano, por sempre ajudarem no que foi preciso.

Aos meus queridos amigos da UFMG, todos vocês fizeram parte dessa caminhada. Especialmente à Helena, Isabella, Jeanne, Aline e Silvia, pelos papos virtuais, conselhos, incentivo e, principalmente, pela amizade sincera. Amo vocês.

Às meninas do 305-A, Gisele, Juliana e Patrícia, por confiarem em mim e abrirem as portas da sua casa, que passou a ser nossa, mesmo sem me conhecer; também, por compartilharem sorrisos e enxugarem lágrimas. Nunca vou esquecer-las.

À Vivi, minha amiga-irmã, que aprendi a amar como se fosse da minha família. Você esteve ao meu lado em momentos mais especiais e nos mais difíceis. Nunca vou me esquecer do companheirismo e amizade que a mim dedicou. TE ADORO!

Às meninas “Futura”, Vivi (de novo), Dani, Carlinha e Lore, por estarem presentes sempre, “na alegria e na tristeza, na saúde e na doença, na riqueza e na pobreza” (risos). Morar junto é isso, quase um casamento. Foram momentos inesquecíveis. Vocês são as irmãs que eu não tive. Aos “agregados”, Guilherme e Julien, por aturarem minha implicância constante. AMO MUITO VOCÊS.

A todos os amigos da PUC – Rio, principalmente, “Anita” Lúcia, Trícia, Ygor, Álvaro, Thaís, Ale, Jô, Amanda, Vivian, Guilherme Slongo, Hyllttonn e Roberto. Com vocês essa fase, por vezes dura, foi mais divertida.

Aos amigos da 607-D que fizeram os dias de clausura mais alegres. Em especial ao meu amigo Elvídio!

Às amigas “micro”-biólogas, Denise (Mãenise), Carol Magda, Lya e Ana Luíza, o companheirismo, amizade e incentivo de vocês foram DEMAIS.

Finalmente, mas não menos importantes, aos meus “abigos” do coração, Lica, Taíse, Carol, Mônica, Lu, Vini e Tânia, pela amizade incomparável e indiscutível e pelas “consultorias” de assuntos mais que aleatórios. Se não desisti, vocês foram os “culpados”. Sei que posso contar sempre com vocês.

Resumo

Lopes, Maria Bernadete Luciano; de Campos, Tácio Mauro Pereira; Antunes, Franklin dos Santos; Villar, Lúcio Flávio de Souza. **Influência da sucção na resistência ao cisalhamento de um solo residual de filito de Belo Horizonte, MG.** Rio de Janeiro, 2006. 175p. Dissertação de Mestrado - Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Neste trabalho, analisou-se a influência da sucção na resistência ao cisalhamento de um solo residual jovem de filito da região metropolitana de Belo Horizonte (MG). A fim de determinar a resistência ao cisalhamento do solo não saturado, foram realizados ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada em amostras indeformadas e teor de umidade natural. Foram feitos também ensaios de cisalhamento direto convencional, em corpos de prova indeformados e submersos. Tais ensaios foram executados com diferentes níveis de tensão. Determinaram-se as curvas de retenção de umidade através do método do papel filtro, para se obter a relação entre a sucção e o teor de umidade do solo. O programa experimental compreendeu também ensaios de caracterização geotécnica, análises químico-mineralógicas. A partir da análise dos resultados de ensaios de cisalhamento direto convencional e com sucção controlada foi possível estabelecer uma envoltória de resistência ao cisalhamento em três dimensões para o solo estudado, função das variáveis de tensão ($\sigma-u_a$) e (u_a-u_w). Também são apresentadas algumas considerações sobre a influência da sucção na compressibilidade do material. Por fim, fez-se uma comparação dos resultados obtidos para a resistência ao cisalhamento com estimativas indiretas através de formulações simplificadas que usam os parâmetros efetivos de resistência e a curva característica de sucção (i.e. Lytton, 1995; Vanapalli *et al.*, 1996; Fredlund *et al.*, 1996; Öberg e Sällfors, 1997), assim como com outros resultados encontrados na literatura técnica.

Palavras-chave

Resistência ao cisalhamento; Solo não saturado; Solo residual, Filito; Sucção; Curva Característica de Sucção; Ensaio de Cisalhamento Direto com Sucção Controlada.

Abstract

Lopes, Maria Bernadete Luciano; de Campos, Tácio Mauro Pereira (Advisor); Antunes, Franklin dos Santos (Co-advisor); Villar, Lúcio Flávio de Souza (Co-advisor). **Influence of suction on the shear strength of a filite residual soil from Belo Horizonte, MG.** Rio de Janeiro, 2006. 175p. MSc. Dissertation - Department of Civil Engineering, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

This work intends to evaluate the influence of suction in the shear strength of a young residual filite soil from Belo Horizonte city, of Minas Gerais, Brazil. The experimental program included conventional tests of geotechnical, chemical and mineralogical characterization. The relationship between suction and water content of soil was obtained by the filter paper method and represented graphically by soil-water characteristic curves (SWCC). In order to determine the shear strength of unsaturated soil, direct shear tests with controlled suction were executed with soil samples in their natural state. In addition, conventional shear strength tests were performed with undisturbed and submersed specimens. Both types of tests were performed with different values of stress. From the analysis of the tests' results it was possible to establish a three-dimensional shear strength envelope in function of the stress state variables ($\sigma-u_a$) and (u_a-u_w). Moreover, some considerations about the influence of stress variables in compressibility of soil are discussed. Finally, a comparison of the results obtained for the soil's shear strength was made with different prediction models using the SWCC and the effective strength parameters (*i.e.* Lytton, 1995; Vanapalli *et al.*, 1996; Fredlund *et al.*, 1996; Öberg e Sällfors, 1997). The results were also compared with other data found in the literature.

Key-words

Shear Strength; Unsaturated Soil; Residual soil; Filite; Suction; Soil-Water Characteristic Curves; Direct shear with controlled suction tests.

"O valor das coisas não está no tempo em que elas duram,
mas na intensidade com que acontecem.
Por isso existem momentos inesquecíveis,
coisas inexplicáveis
e pessoas incomparáveis".

Fernando Pessoa

Sumário

1	Introdução	26
2	Mecânica dos Solos Não Saturados	28
2.1	Solos Não Saturados	28
2.2	Fases Constituintes dos Solos Não Saturados	29
2.3	Variáveis do Estado de Tensão	30
2.4	Sucção	33
2.4.1	Componentes da Sucção	33
2.4.2	Métodos de Medição da Sucção	35
2.4.3	Curva Característica de Sucção	38
2.5	Técnica de Translação dos Eixos	43
2.6	Resistência ao Cisalhamento	44
3	Área de Estudo e Amostragem	51
3.1	Meio Físico	51
3.1.1	Localização e características gerais	51
3.1.2	Aspectos Climáticos	53
3.1.3	Relevo e Vegetação	55
3.1.4	Geologia e Geomorfologia	55
3.2	Amostragem	57
3.2.1	Localização, coleta e denominação das amostras	57
3.2.2	Características Tátil-Visuais	60
4	Equipamentos, Rotinas e Programas de Ensaios	62
4.1	Ensaios de Caracterização	62
4.1.1	Caracterização Física	62
4.1.2	Caracterização Mineralógica	63
4.1.3	Caracterização Química	65
4.1.4	Programa de Ensaios	66
4.2	Ensaios para Obtenção da Curva Característica de Retenção de Água	66
4.2.1	Rotinas e Técnicas de Ensaio	67
4.2.2	Programa de ensaios	68
4.3	Ensaios de Cisalhamento Direto Convencional	69

4.3.1	Equipamento	69
4.3.2	Rotinas e Técnicas de Ensaio	70
4.3.3	Programa de Ensaio	71
4.4	Ensaio de Cisalhamento Direto com Sucção Controlada	71
4.4.1	Equipamento	71
4.4.2	Rotinas e Técnicas de Ensaio	74
4.4.3	Programa de Ensaio	78
5	Caracterizações Física, Mineralógica e Química	79
5.1	Características Físicas	79
5.1.1	Índices Físicos do Estado Natural	79
5.1.2	Análise Granulométrica	79
5.1.3	Limites de Atterberg	81
5.1.4	Classificação do solo – SUCS	81
5.2	Características mineralógicas	82
5.2.1	Observação na Lupa Binocular	82
5.2.2	Difração de Raios X (DRX)	86
5.2.2.1	SR1	86
5.2.2.2	SR2	87
5.2.2.3	SR3	89
5.2.2.4	Rocha	90
5.3	Características químicas	92
5.3.1	Análise química total	92
5.3.2	Análise química parcial	93
5.4	Curva característica de sucção	97
6	Ensaio de Resistência	104
6.1	Ensaio de cisalhamento direto convencional	104
6.2	Ensaio de cisalhamento direto com sucção controlada	105
6.2.1	Ensaio com Tensão Normal Líquida Constante	107
6.2.1.1	Série I	108
6.2.1.2	Série II	111
6.2.1.3	Série III	113
6.2.1.4	Análise dos resultados obtidos	115
6.2.2	Comparação de ensaios com mesmo nível de sucção	115
6.2.2.1	Sucção Mátrica = 25 kPa	117
6.2.2.2	Sucção Mátrica = 50 kPa	118

6.2.2.3	Sucção Mátrica = 100 kPa	119
6.2.2.4	Sucção Mátrica = 200 kPa	120
6.2.2.5	Análise dos resultados com mesmo nível de sucção mátrica	121
7	Interpretação dos Resultados	122
7.1	Análise conjunta dos resultados da caracterização física, química e mineralógica	122
7.2	Compressibilidade do material	125
7.2.1	Amostras submersas	125
7.2.2	Amostras não saturadas	126
7.3	Resistência ao cisalhamento	128
7.3.1	Critério de definição de ruptura utilizado	128
7.3.2	Resistência ao cisalhamento das amostras submersas	129
7.3.3	Resistência ao cisalhamento na condição não saturada	132
7.4	Comparação dos resultados obtidos com estimativas indiretas da resistência ao cisalhamento através de formulações simplificadas	137
7.5	Comparação dos resultados obtidos com outros materiais encontrados na literatura	140
8	Conclusões e sugestões	145
8.1	Conclusões	145
8.1.1	Caracterizações física, química e mineralógica	145
8.1.2	Curva característica	146
8.1.3	Compressibilidade	146
8.1.4	Resistência ao cisalhamento	146
8.2	Sugestões	148
	Referências Bibliográficas	149
	Apêndice A. Calibração dos equipamentos eletrônicos e Saturação do Disco Cerâmico	159
A.1.	Calibração dos instrumentos elétricos de medição	159
A.2.	Saturação do Disco Cerâmico de Alto Valor de Entrada de Ar (DAVE)	165
	Apêndice B. Velocidade de cisalhamento	167
B.1.	Ensaio de Cisalhamento Direto Convencional	167
B.2.	Ensaio de Cisalhamento Direto com Sucção Controlada	168

Lista de figuras

Figura 2.1 – Elemento de solo não saturado com a fase gasosa contínua. (adaptado de Fredlund e Morgenstern, 1977).	29
Figura 2.2: Variáveis de estado de tensão para solos não saturados (adaptado de Fredlund e Morgenstern, 1977).	32
Figura 2.3 – Curvas de calibração para os papéis filtro Whatman nº. 42 e Schleicher & Schuell nº. 589. (Marinho, 1994)	37
Figura 2.4 – Comparação entre diversas técnicas de medição de sucção (Lee e Wray, 1995).	39
Figura 2.5 – Pontos principais na curva característica de retenção de água (Adaptado de Fredlund e Xing, 1994)	40
Figura 2.6 – Influência das parcelas de sucção na curva característica (MacQueen e Miller, 1974).	41
Figura 2.7 – Efeito da histerese na curva característica de sucção (Hillel, 1971).	42
Figura 2.8 – Diferenças nas curvas características de sucção em função da granulometria dos solos (adaptado de Fredlund e Xing, 1994).	43
Figura 2.9 – Envoltória estendida de Mohr-Coulomb (Fredlund e Rahardjo, 1993)	44
Figura 2.10 – Envoltórias de resistência de um solo não saturado em função da sucção mátrica. (Fredlund e Rahardjo, 1993)	47
Figura 2.11 – Envoltórias de resistência de um solo não saturado em função da tensão normal líquida. (Fredlund e Rahardjo, 1993)	47
Figura 2.12 - Envoltória de resistência não linear no plano q vs $(u_a - u_w)$ (Teixeira e Vilar, 1997).	48
Figura 2.13 – Envoltória de resistência não linear no plano tensão desviadora na ruptura vs sucção mátrica (Futai <i>et al.</i> , 2004).	48
Figura 2.14 - Variação de ϕ' com a sucção (Rohm e Vilar, 1995).	49
Figura 2.15: Variação de ϕ' com a sucção (Futai <i>et al.</i> , 2004).	49
Figura 2.16 – Envoltória possível de resistência de um solo residual não saturado (de Campos, 1997).	50
Figura 3.1 – Vista Geral do Conjunto Taquaril. (Fonte: www.favelaeissoai.com.br).	51
Figura 3.2 – Localização da área em relação ao município de Belo Horizonte (adaptado de mapa disponível em www.pbh.gov.br).	52

Figura 3.3 - Temperatura em Belo Horizonte entre os anos de 1920 a 2003 (Fonte: INMET).	54
Figura 3.4 – Precipitação média mensal em Belo Horizonte (Fonte: INMET, 2006).	54
Figura 3.5 – Mapa Geológico da região do Conjunto Taquaril (adaptado de Parizzi, 2002).	56
Figura 3.6 – Local de amostragem (Google Earth, 2006).	58
Figura 3.7 – Talude de retirada da amostra SR1.	59
Figura 3.8 – Talude de retirada das amostras SR2, SR3 e rocha alterada.	59
Figura 3.9 – Detalhes do solo SR1.	60
Figura 3.10 – Detalhes do solo SR2.	61
Figura 3.11 – Detalhes do solo SR3	61
Figura 4.1 – Prensa de cisalhamento direto convencional do Laboratório de Geotecnia da EEUFMG.	70
Figura 4.2 – Esquema Geral do Equipamento de CDSC (adaptado de Fonseca, 1991).	72
Figura 4.3 – Câmara de compressão do equipamento de cisalhamento direto com sucção controlada da PUC – Rio (Adaptado de Fonseca, 1991).	73
Figura 4.4 – Equipamento de cisalhamento direto com sucção controlada da PUC - Rio.	73
Figura 4.5 - Procedimento para a detecção de vazamentos (Adaptado de Delgado, 1993).	75
Figura 5.1 – Curvas granulométricas das amostras SR1, SR2 e SR3.	80
Figura 5.2 - Detalhes do SR1 observados na Lupa. (a) fração pedregulho (aumento de 6X); (b) fração areia (aumento de 12X).	83
Figura 5.3 – Detalhes do SR2 observados na Lupa. (a) fração pedregulho (aumento de 6X); (b) fração areia (aumento de 12X).	84
Figura 5.4 – Detalhes do SR3 observados na Lupa. (a) fração pedregulho (aumento de 6X); (b) fração areia (aumento de 12X).	85
Figura 5.5 - Difrátogramas da amostra total do SR1 (Legenda: N = Natural; G = Glicolada; Δ = Aquecida; Ct = Caulinita; I = Ilita; M = Mica).	86
Figura 5.6 - Difrátogramas das frações silte e argila do SR1 (Legenda: Ct = Caulinita; I = Ilita; M = Mica).	87
Figura 5.7 - Difrátogramas da amostra total do SR2 (Legenda: N = Natural; Δ = Aquecida; Ct = Caulinita; I = Ilita; M = Mica).	88
Figura 5.8 - Difrátogramas das frações silte e argila do SR2 (Legenda: Ct =	

Caulinita; I = Ilita; M = Mica).	88
Figura 5.9 - Difractogramas da amostra total e das frações silte e argila do SR3 (Legenda: Ct = Caulinita; I = Ilita; M = Mica, Q = Quartzo).	89
Figura 5.10 - Difractogramas das amostras totais dos preenchimentos das fraturas do solo SR3 (Legenda: Ct = Caulinita; I = Ilita; M = Mica; Q = Quartzo).	90
Figura 5.11 - Difractogramas da amostra total da amostra de rocha (Legenda: N = Natural; G = Glicolada; Δ = Aquecida; Cl = Clorita; M = Mica; Q = Quartzo).	91
Figura 5.12 - Difractogramas da fração silte da amostra de rocha (Legenda: N = Natural; G = Glicolada; Δ = Aquecida; Cl = Clorita; Ct = Caulinita; M = Mica).	91
Figura 5.13 - Difractogramas da fração argila da amostra de rocha (Legenda: N = Natural; G = Glicolada; Δ = Aquecida; Cl = Clorita; Ct = Caulinita; M = Mica; Q = Quartzo).	92
Figura 5.14 – Curva característica de sucção em função do teor de umidade volumétrico – SR1.	98
Figura 5.15 – Curva característica de sucção em função do teor de umidade volumétrico – SR2.	99
Figura 5.16 – Curva característica de sucção em função do teor de umidade volumétrico – SR3.	99
Figura 5.17 – Curva característica de sucção em função do teor de umidade gravimétrico - SR1.	100
Figura 5.18 - Curva característica de sucção em função do teor de umidade gravimétrico - SR2.	101
Figura 5.19 - Curva característica de sucção em função do teor de umidade gravimétrico - SR3.	101
Figura 5.20 – Curva característica de sucção em função do grau de saturação - SR1.	102
Figura 5.21 – Curva característica de sucção em função do grau de saturação - SR2.	102
Figura 5.22 – Curva característica de sucção em função do grau de saturação – SR2.	103
Figura 6.1 – Ensaio de cisalhamento convencional: curvas tensão-deslocamento.1	
Figura 6.2 – Curvas de deslocamento vertical e variação volumétrica em função do tempo (série I).	109
Figura 6.3 – Curvas de tensão cisalhante, deslocamento vertical e variação volumétrica em função do deslocamento horizontal (Série I).	110
Figura 6.4 – Curvas de deslocamento vertical e variação volumétrica em função	

do tempo da série II (valores entre parênteses indicam o número do ensaio).	111
Figura 6.5 – Curvas de tensão cisalhante, deslocamento vertical e variação volumétrica em função do deslocamento horizontal da série II (valores entre parênteses indicam o número do ensaio).	112
Figura 6.6 – Curvas de deslocamento vertical e variação volumétrica em função do tempo da série III (valores entre parênteses indicam o número do ensaio).	113
Figura 6.7 – Curvas de tensão cisalhante, deslocamento vertical e variação volumétrica em função do deslocamento horizontal da série III (valores entre parênteses indicam o número do ensaio).	114
Figura 6.8 – Curvas tensão cisalhante, deslocamento vertical e variação volumétrica em função do deslocamento horizontal dos ensaios com sucção mátrica de 25 kPa (valores entre parênteses indicam o número do ensaio)	117
Figura 6.9 – Curvas tensão cisalhante, deslocamento vertical e variação volumétrica em função do deslocamento horizontal dos ensaios com sucção mátrica de 50 kPa (valores entre parênteses indicam o número do ensaio).	118
Figura 6.10 – Curvas tensão cisalhante, deslocamento vertical e variação volumétrica em função do deslocamento horizontal dos ensaios com sucção mátrica de 100 kPa.	119
Figura 6.11 – Curvas tensão cisalhante, deslocamento vertical e variação volumétrica em função do deslocamento horizontal dos ensaios com sucção mátrica de 200 kPa.	120
Figura 7.1 – Curva de compressibilidade para amostras submersas.	126
Figura 7.2 – Variação do índice de vazios com a sucção mátrica aplicada para cada série de ensaios com tensão normal líquida constante.	126
Figura 7.3 - Variação do índice de vazios com a sucção mátrica normalizada.	127
Figura 7.4 - Variação do índice de vazios com a tensão normal líquida.	128
Figura 7.5 - Critério utilizado na determinação dos pontos de ruptura (de Campos e Delgado, 1995).	129
Figura 7.6 – Envoltória de resistência para amostras submersas.	130
Figura 7.7 – Envoltória não linear de resistência ao cisalhamento para as amostras submersas.	131
Figura 7.8 – Relação entre o índice de vazios após o adensamento e a tensão cisalhante de ruptura.	131
Figura 7.9 – Envoltórias de resistência em função da $(u_a - u_w)$.	133
Figura 7.10 - Envoltórias de resistência em função da $(\sigma - u_a)$.	134
Figura 7.11 – Variação da Coesão aparente com a $(u_a - u_w)$.	135

Figura 7.12 – Variação de ϕ^b e ϕ' com a $(u_a - u_w)$.	136
Figura 7.13 – Envoltória de Resistência Tridimensional.	137
Figura 7.14: Relação entre o parâmetro de ajuste (κ) e o índice de plasticidade (IP) (adaptado de Garven e Vanapalli, 2006).	138
Figura 7.15 - Comparação da envoltória de resistência ao cisalhamento não saturada obtida experimentalmente e estimada.	139
Figura 7.16 – Envoltória de resistência em função da sucção mátrica com $(\sigma - u_a) = 50$ kPa para 6 solos residuais.	142
Figura 7.17 – Variação de ϕ^b com a sucção mátrica.	143
Figura 7.18 – Variação de ϕ^b/ϕ' com a sucção mátrica.	143
Figura 7.19 – Relação entre o valor de ϕ^b para a sucção de 100 kPa e a porcentagem de finos.	144
Figura 7.20 – Relação entre o valor de ϕ^b para a sucção de 100 kPa e índice de plasticidade (IP).	144
Figura A. 1 – Sistema de aquisição de dados e fonte de tensão.	159
Figura A. 2 - Curva de calibração dos transdutores de deslocamento horizontal (a) e vertical (b).	162
Figura A. 3 – curvas de calibração das células de carga vertical (a) e horizontal (b).	163
Figura A. 4 – curvas de calibração dos transdutores de pressão de água (a) e ar (b)	164
Figura A. 5 – curva de calibração do medidor de variação volumétrica	165
Figura A. 6 – saturação do disco cerâmico de alto valor de entrada de ar.	166
Figura B.1 - Solução gráfica para a determinação dos parâmetros de ajuste a, n e m (adaptado de Fredlund e Xing, 1994).	170
Figura B. 2 - Ajuste da curva característica utilizando a proposta de Fredlund e Xing (1994).	171
Figura B. 3 - Ajuste da curva característica utilizando a proposta de Fredlund e Xing (1994).	172
Figura B. 4 - Estimativa da permeabilidade não saturada do solo SR2 utilizando a metodologia de Fredlund <i>et al.</i> (1994).	174

Lista de tabelas

Tabela 2.1 – Principais expressões para a avaliação da tensão efetiva para solos não saturados (Adaptado de Fredlund e Morgenstern, 1977).	31
Tabela 2.3 – Tempo de equilíbrio sugerido para o papel filtro na medição da sucção total (Marinho 1994).	36
Tabela 2.4 – Equações que relacionam teor de umidade do papel filtro e sucção (adaptado de Marinho, 1997).	37
Tabela 3.1 – Resumo da amostragem.	57
Tabela 4.1 – Amostras para caracterização mineralógica.	64
Tabela 4.2 – Resumo do programa experimental de Caracterização Física.	66
Tabela 4.3 – Resumo do programa experimental de Caracterização Mineralógica e Química.	66
Tabela 4.4 – Pontos para a curva característica do solo SR1.	68
Tabela 4.5 – Pontos para a curva característica do solo SR2.	69
Tabela 4.6 – Pontos para a curva característica do solo SR3.	69
Tabela 4.7 – Ensaio de cisalhamento direto convencional.	71
Tabela 4.8 – Concentrações de soluto para as sucções dos ensaios de CDSC.	76
Tabela 4.9 – Ensaio de cisalhamento direto com sucção controlada.	78
Tabela 5.1 – Índices físicos do solo em seu estado natural.	79
Tabela 5.2 - Resumo da Granulometria dos três tipos de solo (valores em %)	80
Tabela 5.3 – Limites de consistência e atividade das argilas.	81
Tabela 5.4 – Mineralogia das amostras de solo.	82
Tabela 5.5 - Análise química total em porcentagem em peso.	93
Tabela 5.6 – Análise química parcial – Ataque sulfúrico.	94
Tabela 5.7 - Análise química parcial – Complexo sortivo.	94
Tabela 5.8 – Valores típicos de CTC para alguns argilominerais (Santos, 1975).	95
Tabela 5.9 – Teor dos compostos da fórmula estrutural padrão da illita e caulinita (adaptado de Weaver e Pollard, 1975, citado por Santos, 1998, e de Santos, 1975).	95
Tabela 5.10 – Teores de illita/mica e caulinita nas amostras de solos e rocha.	97
Tabela 5.11 – Determinação de pH (KCl), pH (H ₂ O) e ΔpH	97
Tabela 5.12 – Valores de entrada de ar e teor de umidade volumétrico residual.	100

Tabela 6.1 – Índices físicos iniciais, após o adensamento e final de cada corpo de prova.	104
Tabela 6.2 – Índices Físicos Iniciais.	106
Tabela 6.3 – Índices Físicos após o adensamento.	107
Tabela 6.4 – Índices físicos após o cisalhamento.	107
Tabela 6.5 – Apresentação dos resultados em função da tensão normal líquida aplicada.	116
Tabela 7.1 – Densidade relativa dos grãos de alguns minerais (adaptado de Deer <i>et al.</i> , 1981, <i>apud</i> Brant, 2005)	123
Tabela 7.2 – Valores do índice de atividade calculados pelas equações 5.1 e 7.1.1	
Tabela 7.3 – Tensão cisalhante, tensão normal e deslocamento horizontal na ruptura.	129
Tabela 7.4 – Variação do ϕ' em função de σ .	131
Tabela 7.5 – Tensão cisalhante, tensão normal líquida e deslocamento horizontal na ruptura.	132
Tabela 7.6 – Funções Hiperbólicas de Resistência.	133
Tabela 7.7 – Parâmetros de resistência em função ($\sigma-u_a$).	134
Tabela 7.8 – Resumo das características físicas dos solos comparados.	141
Tabela 7.9 – Rocha matriz e composição mineralógica dos solos comparados.	141
Tabela A. 1 – Características dos instrumentos elétricos de medição	160
Tabela B. 1 – Velocidades calculadas para o ensaio de cisalhamento direto.	168
Tabela B.2 – Velocidade de cisalhamento para ensaios não saturados – SR2.	175
Tabela B.3 - Velocidade de cisalhamento para ensaios não saturados – SR3.	175

Lista de símbolos e abreviações

= diâmetro da abertura da malha da peneira;

a, b = parâmetros de ajuste da função hiperbólica;

a, n, m = parâmetros de ajuste segundo a metodologia de Fredlund e Xing (1994).

ABNT = Associação Brasileira de Normas Técnicas;

Al = alumínio (Al^{3+} = cátion de alumínio);

ASTM = American Society for Testing and Materials;

B = material branco sobre as concreções de manganês;

Ba = bário;

ba, ba₁, ba₂ = índices de intemperismo químico;

BH = Belo Horizonte;

c = coesão aparente do solo devido ao acréscimo de sucção mátrica;

c', ϕ' = parâmetros efetivos de resistência no ensaio de cisalhamento direto convencional;

Ca = cálcio (Ca^{2+} = cátion de cálcio);

Cc = coeficiente de curvatura;

CDSC = cisalhamento direto com sucção controlada;

Ce = cério;

Cl = clorita;

CMn = concreções de manganês;

Cr = crómio;

Ct = caulinita;

CTC = capacidade de troca catiônica;

Cu = coeficiente de uniformidade;

c_v = coeficiente de adensamento relacionado ao ensaio

c_v^w = coeficiente de adensamento do solo não saturado relacionado com a fase líquida;

d = distância interplanar basal dos minerais;

DAVE = disco cerâmico de alto valor de entrada de ar;

DCMM = Departamento de Ciências dos Materiais e Metalurgia da PUC-Rio;

DRX = difração por raios-X;

e = índice de vazios;

e_0 = índice de vazios inicial;

EEUFMG = Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais;

Fe = ferro;

g = aceleração da gravidade;

G = amostra glicolada;

G_s = densidade relativa dos grãos;

H = hidrogênio (H^+ = cátion de hidrogênio);

H_d = altura de drenagem;

I_a = índice de atividade das argilas;

INMET = Instituto Nacional de Meteorologia;

IP = índice de plasticidade;

K = potássio (K^+ = cátion de potássio);

K_d = coeficiente de permeabilidade do DAVE;

K_i , K_r = índices de intemperismo químico;

$k_r(\psi)$ = coeficiente de permeabilidade relativa em função da sucção;

k_s = coeficiente de permeabilidade saturado;

K_w = coeficiente de permeabilidade do solo não saturado relacionado com a fase líquida;

$k_w(\psi)$ = coeficiente de permeabilidade não saturado em função da sucção;

La = lantânio;

L_d = espessura do DAVE;

LL = limite de liquidez;

LP = limite de plasticidade;

M = mica;

MG = Minas Gerais;

Mg = magnésio (Mg^{2+} = cátion de magnésio);

MH = Silte inorgânico de alta plasticidade, de acordo com a classificação de solos do SUCS

ML = Silte inorgânico de baixa plasticidade, de acordo com a classificação de solos do SUCS

m_2^w = inclinação da curva característica de sucção;

n = porosidade;

N = amostra natural;

Na = sódio (Na^+ = cátion de sódio);

Nd = neodímio;

Ni = níquel;

O = oxigênio;

o-ring = anel de borracha para vedação;

P = fósforo;

P.F. = perda ao fogo;

PUC – Rio = Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro

Q = quartzo;

S = grau de saturação;

S = enxofre;

Sc = escândio;

Si = silício;

S_m = sucção mátrica;

S_o = sucção osmótica;

SR1 = solo residual 1;

SR2 = solo residual 2;

SR3 = solo residual 3;

Sr = estrôncio;

S_t = sucção total;

SUCS = Sistema Unificado de Classificação de Solo;

Ti = titânio;

t_r = tempo de ruptura;

top-cap = tampa metálica para distribuição uniforme da carga normal sobre toda a área da amostra;

u_a = pressão de ar;

$(u_a - u_w)$ = sucção mátrica;

$(u_a - u_w)_r$ = sucção mátrica na ruptura;

UFRJ = Universidade Federal do Rio de Janeiro;

URBEL = Companhia Urbanizadora de Belo Horizonte;

u_w = pressão de água;

w = teor de umidade gravimétrico;

w_{calc} = teor de umidade gravimétrico calculado utilizando o sistema de medição de variação volumétrica;

w_{nat} = teor de umidade gravimétrico natural;

w_{real} = teor de umidade gravimétrico calculado a partir de secagem em estufa;

Y = ítrio;

Zr = zircônio;

α = ângulo de inclinação constante da curva tensão-deslocamento;

χ = parâmetro que dependente do tipo e da estrutura do solo, do grau de saturação, da seqüência de umedecimento e secagem, da história, do nível e da trajetória de tensões;

$\Delta^{350^\circ\text{C}}$ = amostra aquecida à 350°C;

$\Delta^{550^\circ\text{C}}$ = amostra aquecida à 550°C;

δ_h = deslocamento horizontal;

$\delta_{h,r}$ = deslocamento horizontal na ruptura;

δ_v = deslocamento vertical;

ϕ_a = potencial pneumático, que corresponde a pressão na fase gasosa;

ϕ^b = parâmetro que quantifica o aumento na resistência devido a um aumento na sucção matricial;

ϕ_g = potencial gravitacional, determinado pela elevação do ponto considerado em relação ao nível de referencia;

ϕ_m = potencial mátrico, resultante de forças capilares e de adsorção;

ϕ_o = potencial osmótico ou de soluto, correspondente à pressão osmótica da água do solo;

ϕ_p = potencial de consolidação, que corresponde à parcela de sobrecarga aplicada no terreno que é transmitida a pressão da água intersticial;

ϕ_t = potencial total;

γ_d = peso específico seco;

γ_{nat} = peso específico natural;

γ_w = peso específico da água;

η = parâmetro referente à drenagem;

κ = parâmetro de ajuste;

λ = fator de impedância;

Θ = teor de umidade volumétrico normalizado;

θ = teor de umidade volumétrico;

θ_s = teor de umidade volumétrico do solo saturado;

θ_r = teor de umidade volumétrico do solo correspondente à condição de saturação residual;

ρ_s = massa específica dos grãos de solo;

ρ_w = densidade da água;

σ = tensão normal;

$(\sigma - u_a)$ = tensão normal líquida;

$(\sigma - u_a)_r$ = tensão normal líquida na ruptura;

σ' = tensão efetiva;

σ_r = tensão normal na ruptura;

τ = tensão cisalhante;

τ_r = tensão cisalhante na ruptura;

τ_o = tensão cisalhante para sucção zero obtida no ensaio de cisalhamento direto convencional em amostras submersas;

ψ = sucção;

ψ_b = pressão de entrada de ar.

Referências Bibliográficas

ABRAMENTO, M.; CARVALHO, C. S. Geotechnical parameters for the study of natural slopes instabilization at 'Serra do Mar', Brazil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. 12. 1989, Rio de Janeiro, RJ. **Proceedings ...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1989, v.4, p. 1599-1602.

ABRAMENTO, M. **Resistência ao Cisalhamento de Solos Não Saturados: Considerações Teóricas e Estudo Experimental sobre Solo Coluvionar das Encostas da Serra do Mar.** Dissertação de Mestrado, EPUSP/SP, São Paulo, 175p. 1988.

AITCHISON, G. D. Relationships of Moisture Stress and Effective Stress Functions in Unsaturated Soils. In: CONFERENCE ON PORE PRESSURE AND SUCTION IN SOILS, 1. 1960, London, England. **Proceedings ...** London: Butterworths, 1961, p. 47-52. In: FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R. Stress State Variables for Unsaturated Soils. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v.103, n. GT5, 1977, p. 447-466.

AITCHISON, G. D. Review Panel Statement - Engineering Concepts of Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils. In: Conf. on Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soil Beneath Covered Areas, 1. 1965, London, England. **Proceedings ...** London: Butterworths, 1965, p. 7-21.

AITCHISON, G. D. The quantitative description of the stress deformation behavior of expansive soils—preface to set of papers. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON EXPANSIVE SOILS, 3. Haifa, Israel, 1973. **Proceedings ...** Haifa, Israel, 1973. v.2: p. 79–82.

ALONSO, E. E.; GENS, A.; HIGHT, D. W. Special Problems Soils, In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, X. Dublin, Ireland, 1987. **Proceedings ...** Dublin, Ireland: General Report, 1987. Session 5, p. 5.1-5.60.

AMERICAM SOCIETY OF TESTING AND MATERIALS. **D3080**: Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions, 1990, 6p.

AMERICAM SOCIETY OF TESTING AND MATERIALS. **D5298**: Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper, 1992, vol. 15.09, p. 264-268.

ANTUNES, F. S. **Comunicação pessoal.** 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Solo - Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508**: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180**: Solo - Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solo - Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1988.

BENEVELI, R. M. **Estudo dos Efeitos de Umedecimento e Secagem na Resistência ao Cisalhamento de um Solo Compactado em Laboratório**. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC – Rio), Rio de Janeiro, 2002, 182p.

BENEVELI, R. M.; DE CAMPOS, T. M. P. Efeitos de Secagem Seguida da Saturação na Resistência de um Solo Compactado em Laboratório, In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS (ÑSAT'04), 5. São Carlos, SP, 2004. **Anais ...** São Carlos: Suprema Gráfica e Editora Ltda., 2004. v. 1, p. 9-13.

BISHOP, A. W. **The principle of effective stress**. Lecture delivered in Oslo, Norway, 1955. Published in *Teknisk Ukeblad*, 1959, 106(39), p. 859-863.

BISHOP, A. W.; ALPAN, I.; Blight, G. E.; DONALD, I. B. Factors Controlling the Shear Strength of Partly Saturated Cohesive Soils, In: CONFERENCE ON SHEAR STRENGTH OF COHESIVE SOILS, X. 1960, Boulder Colorado, USA. **Proceedings ...** Boulder: Univ. of Colorado, 1960. p. 503-552.

BISHOP, A. W.; HENKEL, D.J. **The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test**. 2nd. ed. - London : E. Arnold, 1962. 227p.

BISHOP, A.W.; ELDIN, A.K.G. Undrained triaxial tests on saturated sands and their significance in the general theory of shear strength. **Geotechnique**, 2(1), 1950. p. 13-32.

BLIGHT, G.E. Aspects of capillary Model of Unsaturated Soils. In: ASIAN REG. CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 7. Haifa, Israel, 1983. **Proceedings ...** Haifa, 1983. v1, p. 1-7.

BOCKING, K. A.; FREDLUND, D.G. Limitations of the Axis-Translation Technique. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON EXPANSIVE SOILS, 4. Denver, Colorado, USA, 1980. **Proceedings ...** Denver: ASCE, 1980, Vol. I, p.117-135.

BRANT, F. A. C. **Propriedades físicas, químicas, mineralógicas e mecânicas de um perfil de solo residual basáltico localizado em um corte da Ferrovia Norte-Sul, no estado de Tocantins**. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC – Rio), 2005. 153p.

BRESSANI, L. A.; HORN, M. R.; BICA, A. V. D.; GEHLING, W. Y. Y. Estudo da Resistência ao Cisalhamento de um Solo Residual de Granito da Região de Porto Alegre, RS, In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS (ÑSAT'97), 3. Rio de Janeiro, RJ, 1997. **Anais ...** Rio de Janeiro: Freitas Bastos Editora, 1997. v.1, p. 199-206.

BRIGGS, L. J. **The mechanics of soil moisture**. U.S. Dept. Agric. Bur. Of soils, Bull. Nº 10, 1897.

BROOKS, R. H.; COREY, A. T. Hydraulic Properties of Porous Media. Colorado State Univ. Hydrol. 1964 Paper, n. 3, 27p.

CARVALHO, A. C. M. G. **Desenvolvimento de um Difusímetro para Solos Não Saturados**. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2001. 176p.

CHANDLER, R. J.; GUTIERREZ, C. I., The Filter Paper Method of Suction Measurement, **Geotechnique**, 36(2), 1986, p. 265-268.

CHANDLER, R.J.; CRILLY, M. S.; MONTGOMERY-SMITH, G. A Low-Cost Method of Assessing Clay Desiccation for low-rise buildings. **Proceedings of the Institute of Civil Engineering**. v.92. n.2, 1992, p. 82-89.

CHING, R. K. H.; FREDLUND, D. G. Increase in factor of safety due to soil suction for two Hong Kong slopes. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON LANDSLIDES, 4. Toronto, Canada, 1984. **Proceedings...** Toronto: University of Toronto Press, 1984. p.617-623.

COZZOLINO, V. M. N. e NOGAMI, J. S. Classificação MCT para solos tropicais. **Solos e Rochas**, 16 (2), 1993, p. 77-91.

CRONEY, D.; Coleman, J. D.; Black, W. P. M. The movement and distribution of water in soil in relation to highway design and performance. Highway Research Board. **Special Report**, n.40, Washington, D.C., 1958.

DE CAMPOS, T. M. P. Equipamentos e Técnicas para a Determinação da Sucção no Campo. In: SIMPÓSIO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS (ÑSAT'94), 2. Recife, PE, 1994. **Anais...** Recife: AMSF(UFPE)/ABMS-NE, 1994. p. 9-18.

DE CAMPOS, T. M. P. Resistência ao cisalhamento de solos não saturados. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS (ÑSAT'97), 3. Rio de Janeiro, RJ, 1997. **Anais ...** Rio de Janeiro: Freitas Bastos Editora, 1997. v.1, p. 399-417.

DE CAMPOS, T. M. P.; DELGADO, C. W. C. Direct Shear Testing on na Unsaturated Soil from Rio de Janeiro, In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS (UNSAT'95), 1. Paris, França, 1995. **Proceedings ...** Rotterdam: A. A. Balkema; Paris: Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1995. v.1, p. 31-38.

DE CAMPOS, T. M. P.; DELGADO, C. W. C.; TIBANA, S.; AGUILAR, S. A. S.; FONSECA, E.C. Determinação da Curva Característica de Sucção em Laboratório. In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS (I COBRAE), 1. Rio de Janeiro, RJ, 1992. **Anais ...** Rio de Janeiro: Fundação Geo-Rio, 1992. v.III, p. 843-851.

DEER, W. A; ROWIE, R. A.; ZUSSMAN, J. **Minerais Constituintes das rochas – Uma Introdução** Fundação Calouste Gulbenkian, Lisboa, Portugal, 1981, 727p. In: BRANT, F. A. C. **Propriedades físicas, químicas, mineralógicas e mecânicas de um perfil de solo residual basáltico localizado em um corte da Ferrovia Norte-Sul, no estado de Tocantins**. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC – Rio), 2005. 153p.

DELAGE, P; VICOL, T.; SURAJ DE SILVA, G.P.R. Suction controlled testing of non-saturated soils with an osmotic consolidometer. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON EXPANSIVE SOILS, Dallas, Texas, USA, 1992. **Proceedings ...** Lubbock: Texas Tech Univerity Press, 1992. p. 206-211.

DELGADO, C. W. C. **Resistência ao Cisalhamento dos Solos Coluvionares e Residuais Não Saturados da Vista Chinesa, RJ**. Dissertação de Mestrado,

Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC – Rio, Rio de Janeiro, RJ, 1993. 182p.

DELGADO, C. W. C.; FONSECA, E. C.; DE CAMPOS, T. M. P. Equipamento de cisalhamento direto com sucção controlada. In: SIMPÓSIO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS (NSAT'94), 2. Recife, PE, 1994. **Anais...** Recife: AMSF(UFPE)/ABMS-NE, 1994, p. 67-78.

DONALD, I. B. Shear strength measurement in unsaturated non-cohesive soils with negative pore pressure. In: AUSTRALIA-NEW ZEALAND CONFERENCE ON SOIL MECHANIC AND FOUNDATION ENGINEERING, 2. Christchurch, New Zealand, 1956. Proceedings ... Christchurch: Canterbury University College, 1956. p.200-205.

DUARTE, A. P. L. **Avaliação de propriedade termo-hidráulicas de solos requeridas na aplicação da técnica de dessorção térmica.** Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC – Rio), Rio de Janeiro, RJ, 2004, 290p.

EDIL, T. B., MOTAN, S. E.; TOHA, F.X. **Mechanical Behavior and Testing Method of Unsaturated Soils.** Lab Shear Strength of Soils. 1981.

EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA. **Manual de métodos de análise de solo.** Rio de Janeiro: Centro Nacional de Pesquisa de solos. – 2. ed., 1997.

ESCÁRIO, V.; SÁEZ, J. The Shear Strength of Partly Saturated Soils. **Geotechnique**, 36 (3), 1986, p. 453-456.

FISHER, R. A. On the capillary forces in an ideal soil. **Journal of Agricultural Science**, 16, 1926, p. 492-505.

FONSECA, E. C. **Ensaio de Cisalhamento Direto Com Sucção Controlada em Solos Não Saturados.** Dissertação de Mestrado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC – Rio), Rio de Janeiro, 1991, 181p.

FREDLUND, D. G. Second Canadian Geotechnical Colloquium: Appropriate Concepts and Tecnology for Unsaturated Soils. **Canadian Geotechnical Journal**, 16(1), p. 121-139, 1979.

FREDLUND, D. G., RAHARDJO H. **Soil Mechanics for Unsaturated Soils.** John Wiley e Sons, USA, 1993, 539 p.

FREDLUND, D. G., RAHARDJO H.; GAN, J. K. M. Nonlinearity of Strength Envelope for Unsaturated Soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE OF EXPANSIVE SOILS, 6. New Delhi, India, 1987. **Proceedings ...** Rotterdam : A. A. Balkema, 1988-1991. p. 49-54.

FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R. Stress State Variables for Unsaturated Soils. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v.103, n. GT5, 1977, p. 447-466.

FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R.; WIDGER, R. A. The Shear Strength for Unsaturated Soils. **Canadian Geotechnical Journal**, 15 (3), 1978, p. 313-321.

FREDLUND, D. G.; XING, A. Equations for the Soil-Water Characteristic Curve. **Canadian Geotechnical Journal**, 31 (3), 1994, p. 521-532.

FREDLUND, D.G.; XING, A.; FREDLUND, M.D.; BARBOUR, S.L, The relationship of the unsaturated soil shear strength to the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**. 33 (3), 1996, p. 440-448.

FREDLUND, D. G.; XING, A.; HUANG, S., Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, 31, 533-546, 1994.

FUTAI, M. M. **Estudo teórico-experimental do comportamento de solos tropicais não-saturados: aplicação ao mecanismo de voçorocamento**. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE), Rio de Janeiro, 1991, 559 p.

FUTAI, M. M.; ALMEIDA, M. S. S.; LACERDA, W. A., Resistência ao Cisalhamento de Solos Tropicais Não-Saturados. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS (ÑSAT'04), 5. São Carlos, SP, 2004. **Anais ...** São Carlos: SGS/EESC/USP, 2004. v.1, p. 43-54.

GALLEN, P. M. Measurement of soil suction using the paper method: a literatura review. **Final Report**, Internal Report, Transportation and Geotechnical Group, Department of Civil Engineering, University of Saskatoon, Saskatoon, Canada, 1985.

GAN, J. K. M.; FREDLUND, D. G., Multistage direct shear testing of unsaturated soils. **ASTM - Geotechnical Testing Journal**, 11 (2), 1988, p. 132-138.

GARVEN, E. A.; VANAPALLI, S. K. Evaluation of empirical procedures for predictions the shear strength of unsaturated soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS (UNSAT'06), 4. Carefree, Arizona, USA, 2006. **Proceedings ...** Reston: ASCE press, 2006. v.2, p.2570-2581.

GIBSON, R. E.; HENKEL, D.J. Influence of Duration of Tests at Constant Rate of Strain on Measured Drain Strength. **Geotechnique**, 4 (1), p. 6-15, 1954.

GOOGLE Google Earth, version 4.0 (beta): satellite's image software. Disponível em <<http://earth.google.com/>> Acesso: 24 fev. 2006.

GOVE, P.B. (ed.) Webster's third New International Dictionary, G. & C. Merriam Co., Springfield, Massachusetts, 1967. In: FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R. Stress State Variables for Unsaturated Soils. **Journal of the Geotechnical Engineering Division** v. 103, n. GT5, 1977, p. 447-466.

GREACEN, E. L.; WALKER, G. R.; COOK, P. G. Evaluation of the Filter Paper Method for Measurement Soils Water Suction. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON MEASUREMENT OF SOIL AND PLANT WATER STATUS. Logan, Utah, USA, 1987. **Proceedings ...** Logan: Utah State University, 1987, p. 137-143.

GREEN, A. E.; NAGHDI, P. M. A Dynamical Theory of Interacting Continua" **International Journal Engineering Science**. (Pergamon, London), Vol. 3 p. 231-241, 1965.

GULHATI, S. K.; SATIJA, D. J. Shear Strength of Partially Saturated Soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 10. Stockholm, Sweden, 1981. **Proceedings...**, Rotterdam: A. A. Balkema, 1981, p. 609-612.

HAINES, W. B. A note on the cohesion developed by capillary forces in an ideal soil. **Journal of Agricultural Science**, 15, 1925, p. 529-535.

HILF, J. W. An Investigation of Pore-Pressure in Compacted Cohesive Soils. Technical Memorandum, n. 654. Bureau of Reclamation U. S. Department of Interior, Denver, Colorado, 1956.

HILLEL, D. **Soil and water: Physical principles and process**, Academic Press, New York, USA, 1971.

HO, D. Y. F. Measurement of Soil Suction Using the Filter Paper Method. **Internal Report**, IR. 11, Transportation and Geotechnical Group., Dep. Of Civil Eng., Univ. of Saskatchewan, Saskatoon, Canada, 90p., 1979.

HO, D. Y. F.; FREDLUND, D. G. Strain Rates for Unsaturated Soil Shear Strength Testing. In: SOUTHEAST ASIAN GEOTECHNICAL CONFERENCE, 7. Hong Kong, China, 1982. **Proceedings ...** Hong Kong, 1982, p. 787-803.

HOPMANS, J.W.; DANE, J.H., Temperature Dependence of Soils Hydraulic Properties, Soil Sci. Soc., **American Journal** 50, 1986, pp. 562-567 In: DUARTE, A. P. L. **Avaliação de propriedade termo-hidráulicas de solos requeridas na aplicação da técnica de dessorção térmica**. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC – Rio), Rio de Janeiro, RJ, 2004, 290p.

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA Informações sobre o tempo e clima de todas as regiões do Brasil. Disponível em <<http://www.inmet.gov.br/>>. Acesso em: 20 fev. 2006.

JENNINGS, J. E. A Revised Effective Stress Law for Use in the Prediction of the Behavior of Unsaturated Soils. In: CONFERENCE ON PORE PRESSURE AND SUCTION SOILS CONFERENCE. **Proceedings ...** London: Butterworths, 1961. p. 26-32.

JUCÀ, J. F. T. **Comportamiento de los solos parcialmente saturados bajo succión controlada**. Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Madrid, 1990. 244p.

KHAN, A. H. Evaluation of laboratory suctions tests by filter paper technique for prediction of heave in expansive soils, **Report** n. GM-81-001, Department of Civil Engineering, University of Western Australia, 1981.

LAMBE, T.W. A Mechanistic picture of shear strength in clay. In: CONFERENCE ON SHEAR STRENGTH OF COHESIVE SOILS. Boulder, Colorado, 1960. **Proceedings ...** Boulder: University of Colorado, 1960. p. 555-580.

LAMBE, T. W.; WITHMAN, R. V. **Soil mechanics, SI Version**. Ed. John Wiley & Sons, New York, USA, 1969.

LEONARDS, A. G. **Strength characteristic of compacted clays**. Transactions ASCE, Reston, VA, USA, 1955. n. 120, p. 1420-1454.

LEONG, E. C.; HE, L. & RAHARDJO, H. Factors Affecting the Filter Paper Method for Total and Matric Suction Measurements, **Geotechnical Testing Journal** 25 (3), 2002, p. 1-12.

LINS, A. H. P., **Resistência e Poro-Pressões Desenvolvidas em Um Solo Compactado Não Saturado em Laboratório**. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE), Rio de Janeiro, 1991. In: SOARES, R. M. **Resistência ao Cisalhamento de um Solo Coluvionar Não Saturado do Rio de Janeiro, RJ**. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC – Rio), Rio de Janeiro, RJ, 2005. 196p.

LYTTON, R. J. Foundations and pavements on unsaturated soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS (UNSAT'95), 1. Paris, France. **Proceedings ...** Rotterdam: A. A. Balkema; Paris: Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1995. v.3, p. 1201-1220.

MALHEIROS, C. H. S. **Análise de Processos Geodinâmicos no Taquaril**. Monografia. Curso de Especialização em Geotecnia Ambiental (CEGEAMB),

Departamento de Engenharia de Transportes e Geotecnia, Escola de Engenharia da UFMG, 2005, 52p.

MARINHO, F. A. M. **Shrinkage behavior of some plastic soils**. Ph.D. Thesis in Soil Mechanics, University of London. Imperial College. Inglaterra, 1994.

MARINHO, F. A. M., Medição de Sucção em Solos. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS (NSAT'97), 3. Rio de Janeiro, RJ, 1997. **Anais ...** Rio de Janeiro: Freitas Bastos Editora, 1997. v. 2, p. 373-398.

MARTINEZ, G. S. S. **Estudo do comportamento mecânico de solos lateríticos da formação barreiras**. Tese de doutorado - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, RS, 2003, 266p.

MCKEEN, R. G. Suction Studies: Design of airport pavements for expansive soils: **Final Report**, U.S. Dep. Of Transportation, Federal Aviation Administration, System Research and Development Service, Washington, DC, USA, 1981, 194p.

MCKEEN, R. G. Validation of procedures for pavement design expansive soil behavior, **Report** nº DOT/FAA/PM-85/15, U.S. Dep. Of Transportation, Federal Aviation Administration, System Research and Development Service, Washington, DC, USA, 1985.

MCQUEEN, I. S.; MILLER, R. F. Approximation soil moisture characteristics from limited data: Empirical evidence and tentative model. **Water Resource Research**, 10 (3), 1974, p. 521-527.

MITCHELL, J. K. **Fundamentals of Soil Behavior**. University of California, John Wiley & Sons, Inc., USA, 1993, 437 p.

MONCADA, M. P. H. **Estudo em Laboratório de Características de Colapso e Transporte de Solutos Associados à Infiltração de Licor Cáustico em um Solo Laterítico**. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica (PUC – Rio), Rio de Janeiro, RJ, 2004, 219p.

MUALEM, Y. Hydraulic conductivity of unsaturated soils: prediction and formulas. In: **Methods of soils analysis**. Part I. Physical and mineralogical methods 2nd ed, Agronomy (ed. A. Klute) Madison, Wis: American Society of Agronomy, 1986.

ÖBERG, A. L.; SÄLLFORS, G. Determination of shear strength parameters of unsaturated silts and sands based on the water retention curve. **Geotechnical Testing Journal**, 1997, 20, p. 40-48.

OLSON, R. E.; LANGFELDER, L. J. Pore-water pressures in unsaturated soils. **Journal Soil Mechanics Foundation Division ASCE** 91, SM4, p. 127-160, 1965

PARIZZI, M. G.; PORTO, C. G.; PIUMBINI, B. S. Caracterização Geológico-Geotécnica e Avaliação do Risco do Conjunto Taquaril, Belo Horizonte, MG. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA E AMBIENTAL, 10. Ouro Preto, MG, 2002. **Anais... (CD-ROM)**, <038GU.doc> Ouro Preto: 2002. 18p.

PRESA, E. P. **Deformabilidad de las arcillas expansivas bajo succión controlada**. Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Madrid, 1982. 269p.

RAHARDJO, H.; LIM, T. T.; CHANG, M. F. & FREDLUND, D. G., Shear Strength Characteristics of a Residual Soil. **Canadian Geotechnical Journal**, 32, 60-75, 1995.

REIS, M. R.; VILAR, O. M. Resistência ao cisalhamento de dois solos residuais de gnaíse não saturados. In: Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 5.

São Carlos, SP, 2004. **Anais...** São Carlos: SGA/EESC/USP, 2004. v.1, p. 109-114.

RENDULIC, L. Relation between void ratio and effective principal stresses for a remoulded silty clay. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1. Cambridge, Massachusetts, USA, 1936. **Proceedings ...** Cambridge: Harvard University, 1936, v.3, p. 48-51.

RICHARDS, B. G. The significance of moisture flow and equilibria in unsaturated soil in relation to the design of engineering structure built on shallow foundation in Australia. In: SYMPOSIUM ON PERMEABILITY AND CAPILLARITY, American Society for Testing and Materials, Atlantic City, N. J., 1966. In: FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R. Stress State Variables for Unsaturated Soils. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v.103, n. GT5, 1977, p. 447-466.

RIDLEY, A. M.; WRAY, W. K., Suction measurement: a review of current theory and practices, In: International Conference on Unsaturated Soils (UNSAT'95), 1. Paris, France, 1995. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema; Paris: Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1995. v.3, p. 1293-1322.

ROBINSON, R. A. **The vapour Pressures of Solutions of Potassium Chlorite and Sodium Chlorite**. Transaction of the Royal Society of New Zealand, Vol. 5 part 2, 1945, p. 203-217. In: MARINHO, F. A. M. **Shrinkage behavior of some plastic soils**. Ph.D. Thesis in Soil Mechanics, University of London. Imperial College. Inglaterra, 1994.

ROHM, S. A. **Resistência ao Cisalhamento de um Solo Arenoso Laterizado Não Saturado da Região de São Carlos**. Tese de Doutorado, EESC/SP, São Carlos, SP, 1992, 274 p.

ROHM, S. A.; VILAR, O. M., Shear Strength of an Unsaturated Sandy Soil, In: International Conference on Unsaturated Soils (UNSAT'95), 1. Paris, França, 1995. **Proceedings ...** Rotterdam: A. A. Balkema; Paris: Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1995. v.1, p. 189-193.

SANTOS, J. P. Determinação do Teor de Ilita em Argilominerais Interestratificados a partir da Análise de Potássio Total, **Sitientibus**, Feira de Santana, n. 18, p.127-141, 1998.

SANTOS, P. S. **Ciência e Tecnologia de Argilas: Fundamentos**. 1. ed. São Paulo: Editora Edgard Blücher Ltda., São Paulo, 1975, vol.1, 340 p.

SCHOFIELD, R. K. The pF of water in soil. In: INTERNATIONAL CONGRESS FOR SOIL SCIENCE, 3. Oxford, England, 1935. **Trans. 3rd International Congress for Soil Science**. London: T. Murby & Co., 1935-36. v.2, 37-48; discussion, v.3, 182-186.

SILVA, A. S.; CARVALHO, E. T.; FANTINEL, L. M; ROMANO, A.W.; VIANA, C. S. Estudos geológicos, hidrológicos, geotécnicos e geoambientais integrados no município de Belo Horizonte. **Relatório Final**. Belo Horizonte: PBH-IGC/UFMG-FUNDEP, 1995, 387 p. 19 mapas.

SILVEIRA, L. A.; CARNEIRO, F.A. Levantamento Geológico-geotécnico para o Plano Diretor do Taquaril. Companhia Urbanizadora de Belo Horizonte (URBEL). **Relatório Interno**. Belo Horizonte: Prefeitura Municipal de Belo Horizonte, 1995.

SKEMPTON, A. W. Soil Mechanics in relation to geology. **Proc. Yorkshire Geology Soc.**, 29, p. 33-62, 1953.

SOARES, R. M. **Resistência ao Cisalhamento de um Solo Coluvionar Não Saturado do Rio de Janeiro, RJ**. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC – Rio), Rio de Janeiro, RJ, 2005. 196p.

SOARES, R. M.; DE CAMPOS, T. M. P. Resistência ao Cisalhamento de um Solo Coluvionar Não Saturado da Cidade do Rio de Janeiro. In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS (IV COBRAE), 4. **Anais...** Salvador: Escola Politécnica, Universidade Federal da Bahia, 2005, Vol. 1, p. 165-172.

SOCIETY SOIL SCIENCE OF AMERICA: Glossary of Soil Science Terms. Disponível em: <<http://www.soils.org/sssagloss/>>. Acesso: 15 abr. 2006.

SOUZA NETO, J. B.; LACERDA, W. A. Variabilidade nos Parâmetros Geotécnicos de alguns Solos Residuais Brasileiros. In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE TALUDES E ENCOSTAS (III COBRAE), 3. Rio de Janeiro, RJ, 2001. **Anais...** Rio de Janeiro: ABMS, 2001. p.305-315. (2001). In: BRANT, F. A. C. **Propriedades físicas, químicas, mineralógicas e mecânicas de um perfil de solo residual basáltico localizado em um corte da Ferrovia Norte-Sul, no estado de Tocantins**. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC – Rio), 2005. 153p.

SOUZA PINTO, C. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

TANG, R. K. W. Measurement of Soil Suction by Filter Paper Method, Phases I-V. **Laboratory Reports**, Dep. Of Civil Eng., Univ. of Saskatchewan, Saskatoon, 1978

TEIXEIRA, R. S.; VILAR, O. M., Resistência ao Cisalhamento de um Solo Compactado Não Saturado, In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 3. Rio de Janeiro, RJ, 1997. **Anais...** Rio de Janeiro: Freitas Bastos Editora, 1997. v. 1, p. 161-169.

TERZAGHI, K. The Shear Resistance of Saturated Soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOILS MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, 1. Cambridge, Massachusetts, USA, 1936. **Proceedings ...** Cambridge: Harvard University, 1936. v. 1, p. 54-56.

VAN GENUTCHEN, M. T. A Closed-Form Equation for Prediction the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soil. **Soil Science Society of America Journal**, 1980. v. 44, n. 5, p. 893-898.

VANAPALLI, S. K.; FREDLUND, D. G.; PUFAHL, D. E., The relationship between the soil water characteristic curve and the shear strength of a compacted glacial till. **Geotechnical Testing Journal**, 19, p. 259-268, 1996.

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, **Geotechnique**, 49, p.143-159, 1999.

VILLAR, L. F. S. **Estudo do Adensamento e Ressecamento de Resíduos de Mineração e Processamento de Bauxita**. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC – Rio), Rio de Janeiro, 2002. 511p.

VILLAR, L. F. S.; DE CAMPOS, T. M. P. Obtenção de Uma Curva Característica de Sucção Pelo Uso Combinado de Técnicas Diversas. In: Simpósio Brasileiro

de Solos Não Saturados, 4. Porto Alegre, RS, 2001. **Anais...** Porto Alegre: W. Y. Y. Gehling; Schnaid, F (eds.), 2001. p. 337-353

WEAVER, C. E.; POLLARD, L. D. **The Chemistry of Clay Mineral. Developments in Sedimentology**, 15, Amsterdam: Elsevier, 1975. In: SANTOS, J. P. Determinação do Teor de Ilita em Argilominerais Interestratificados a partir da Análise de Potássio Total, **Sitientibus**, Feira de Santana, n. 18, p.127-141, 1998.

WESLEY, L. S.; IRFAN, T. Y. **Classification of residual soils** In: BLIGHT, G. E. **Mechanical of residual soils**. Rotterdam: Ed. Balkema. 1997.

WOODBURN, J. A.; LUCAS, B. New approaches to the laboratory and field measurement of soil suction. In: International Conference on Unsaturated Soils (UNSAT'95), 1. Paris, França, 1995. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema; Paris: Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1995. v. 2, p. 667-671.

Apêndice A

Calibração dos equipamentos eletrônicos e Saturação do Disco Cerâmico

A.1. Calibração dos instrumentos elétricos de medição

Para as medições realizadas no equipamento de cisalhamento direto com sucção controlada foram usados sete instrumentos elétricos, sendo dois transdutores de pressão, dois transdutores de deslocamento, duas células de carga e um medidor de variação volumétrica. Antes de iniciar o programa de ensaios, todos esses instrumentos foram calibrados, devido à importância da correta relação entre as grandezas elétricas e as grandezas físicas de engenharia. A Tabela A. 1 mostra as principais características dos instrumentos.

Um sistema de aquisição de dados da marca Solartron Mobrey modelo SI 3531D foi utilizado para adquirir os dados dos ensaios realizados. Tem capacidade de armazenar oito canais por tarefa, sendo que possui 7 tarefas no total. Esses dados foram convertidos através de um programa chamado Orion em padrão Excel. Uma fonte de tensão de 10V (marca HP) foi utilizada para a excitação dos instrumentos elétricos. A Figura A.1 mostra a fonte e o sistema de aquisição de dados.



Figura A. 1 – Sistema de aquisição de dados e fonte de tensão.

Instrumento	Capacidade	Sensibilidade	Ganho	Resolução	Referência
Transdutor de deslocamento horizontal	25,80 mm	1,393 mV/V .mm	1	0,0127 mm	LSCDT (WF)
Transdutor de deslocamento vertical	13,90 mm	1,393 mV/V .mm	1	0,0072 mm	LSCDT (WF)
Célula de carga vertical	5 KN	0,400 mV/V .KN	250	0,0024 KN	Wikeham Farrance
Célula de carga horizontal	25 KN	0,081 mV/V .KN	500	0,0061 KN	Wikeham Farrance
Transdutor de pressão de ar	1000 KPa	0,01 mV/V .KPa	100	0,2464 KPa	Druck Limited
Transdutor de pressão de água	1000 KPa	0,01 mV/V .KPa	100	0,2486 KPa	Druck Limited
Medidor de variação volumétrica	14 cm ³	2,995 mV/V .cm ³	1	0,0068 cm ³	Belofram com LSCDT (WF)

Tabela A. 1 – Características dos instrumentos elétricos de medição

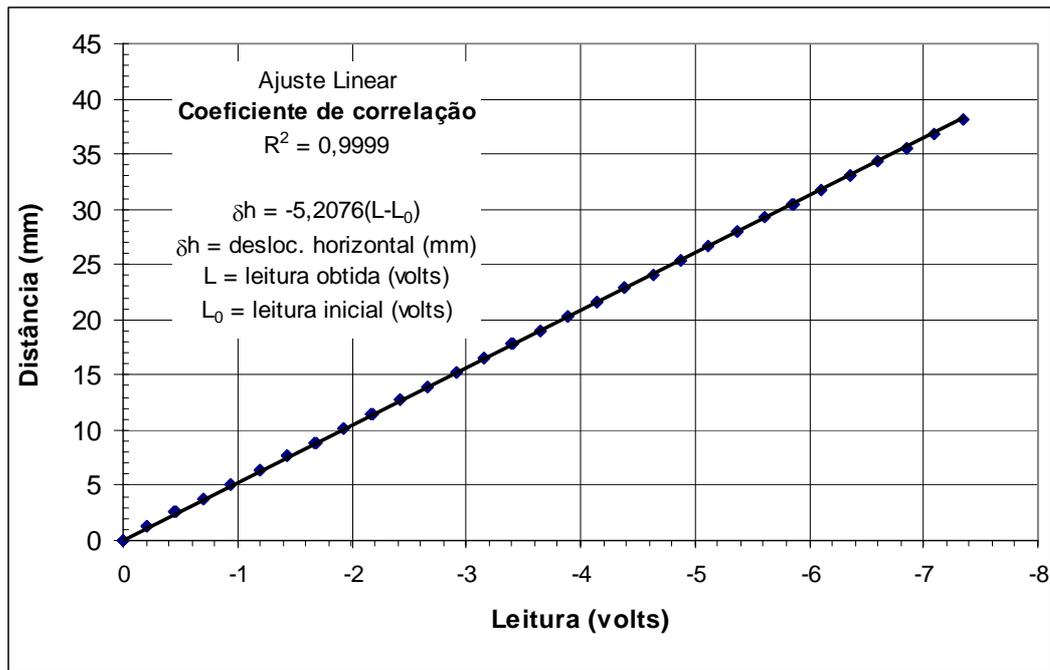
Para a calibração dos transdutores de deslocamento (LSCDT) foi utilizado um micrômetro de precisão, sendo imposto deslocamentos de 1,27mm (1/20") até o final do curso dos transdutores. Na Figura A. 2 estão mostradas as curvas e equações de calibração.

A célula de carga vertical foi calibrada na prensa de cisalhamento direto usando o pendural e o braço de alavanca, acrescentando-se pesos conhecidos e, depois, descarregando-a. Ao calibrar a célula de carga horizontal, usou-se apenas o pendural, carregando e descarregando-a novamente. As curvas e equações de calibração são apresentadas na Figura A. 3.

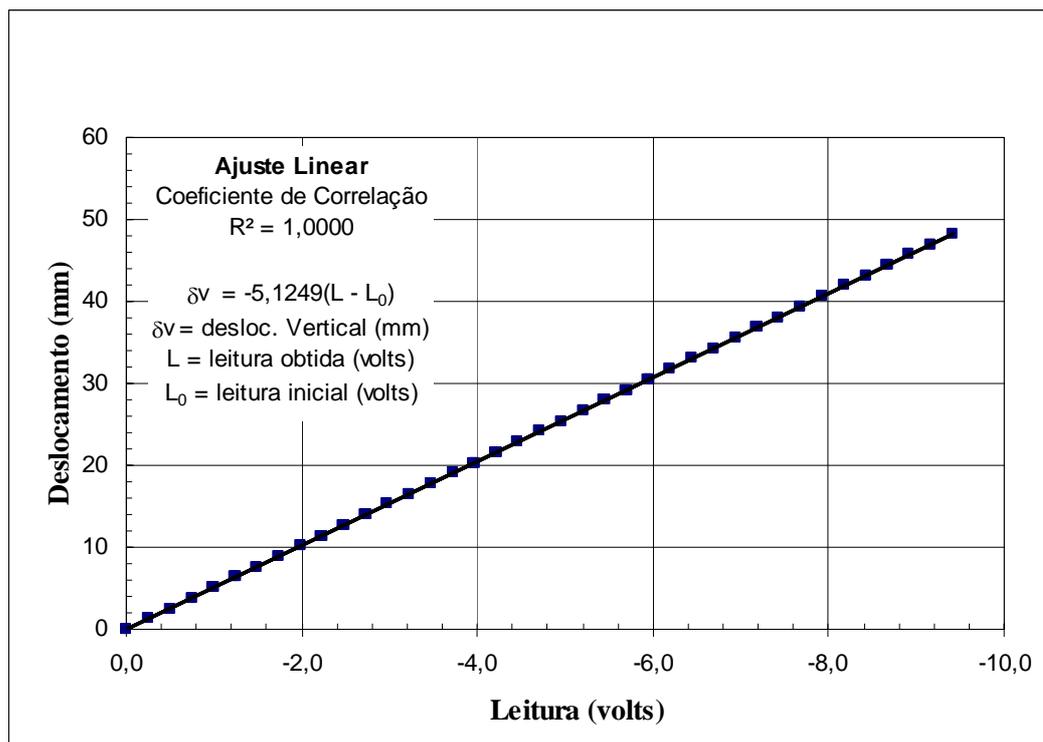
Os transdutores de pressão de ar e de água foram calibrados com o auxílio de um equipamento de pressão Budenberg, aplicando-se valores conhecidos de pressão. Na Figura A. 4 está mostrada as curvas e equações de calibração dos transdutores de pressão.

O medidor de variação volumétrica foi calibrado usando uma bureta graduada com resolução de 0,01cm³. Fez-se passar um fluxo pelo medidor, lido na bureta. As curvas e equações de calibração estão mostradas na Figura A. 5.

As calibrações foram repetidas pelo menos 3 vezes para dar maior confiabilidade aos resultados obtidos. Observou-se pouca ou nenhuma variação em todas as calibrações, sendo apresentados os valores médios nas curvas. As equações de calibração foram obtidas através de correlação linear, sendo que os valores usados para obter cada curva são valores médios das calibrações.

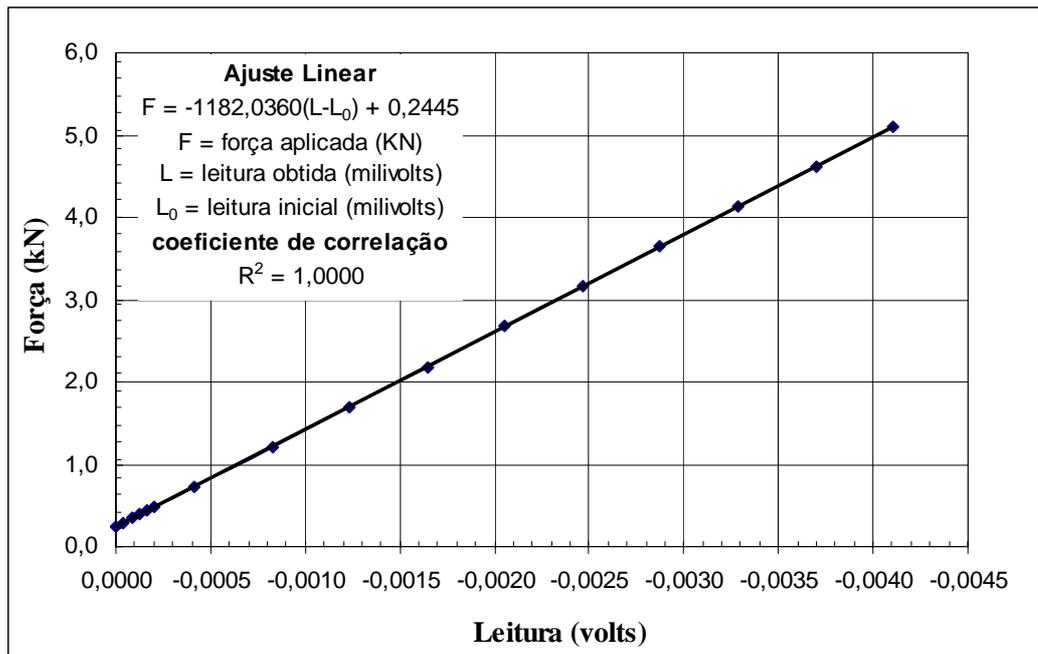


(a)

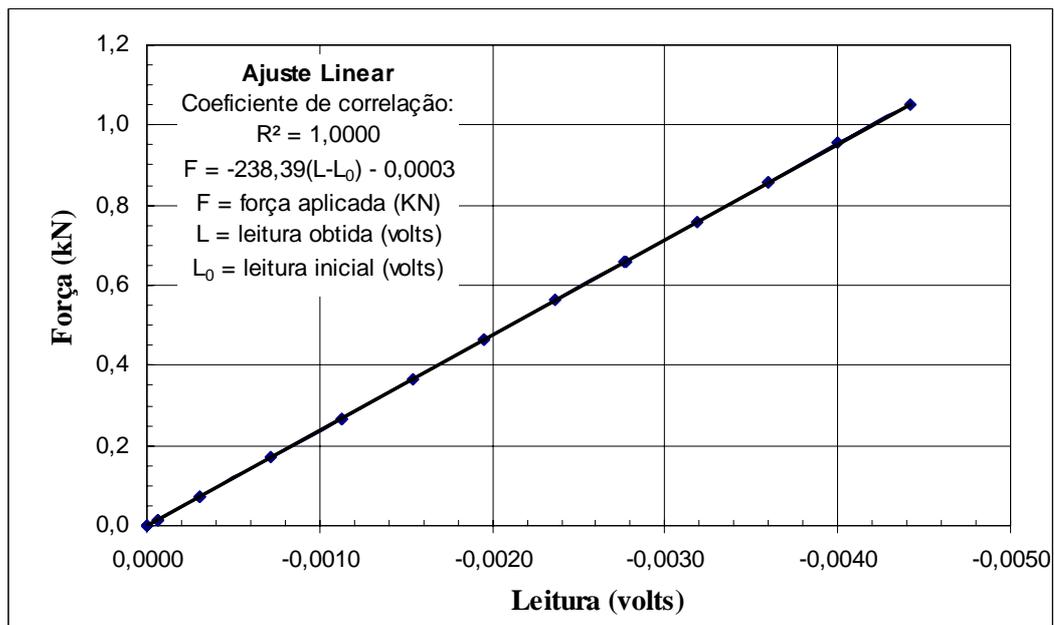


(b)

Figura A. 2 - Curva de calibração dos transdutores de deslocamento horizontal (a) e vertical (b).

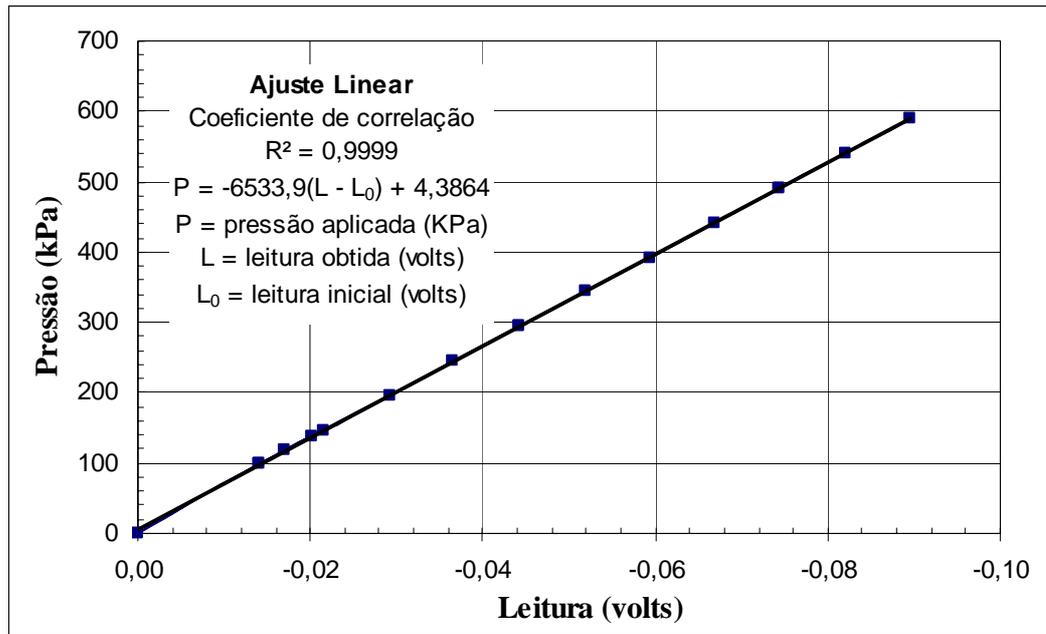


(a)

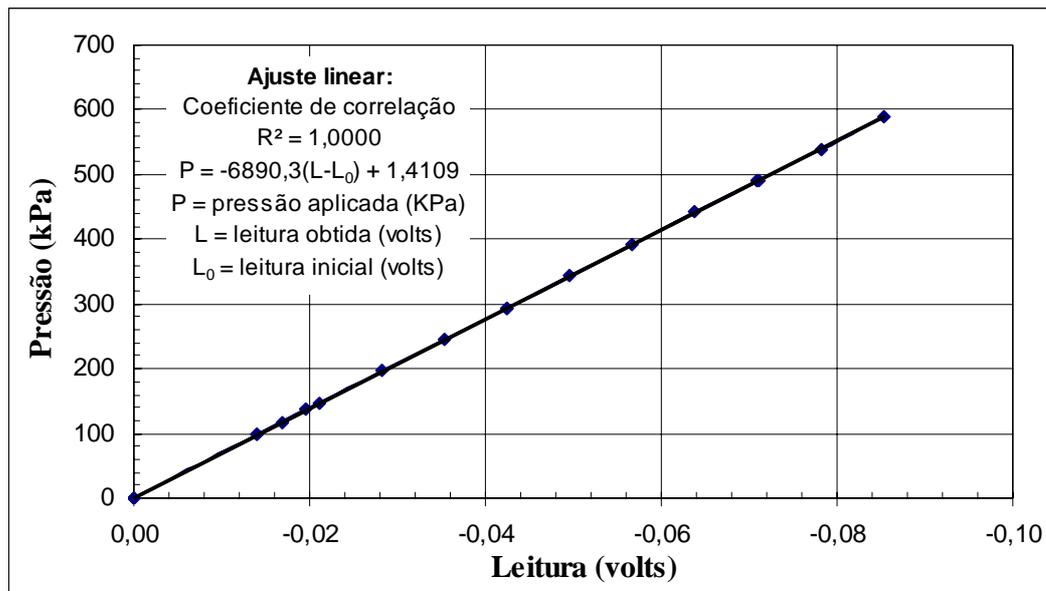


(b)

Figura A. 3 – curvas de calibração das células de carga vertical (a) e horizontal (b).



(a)



(b)

Figura A. 4 – curvas de calibração dos transdutores de pressão de água (a) e ar (b)

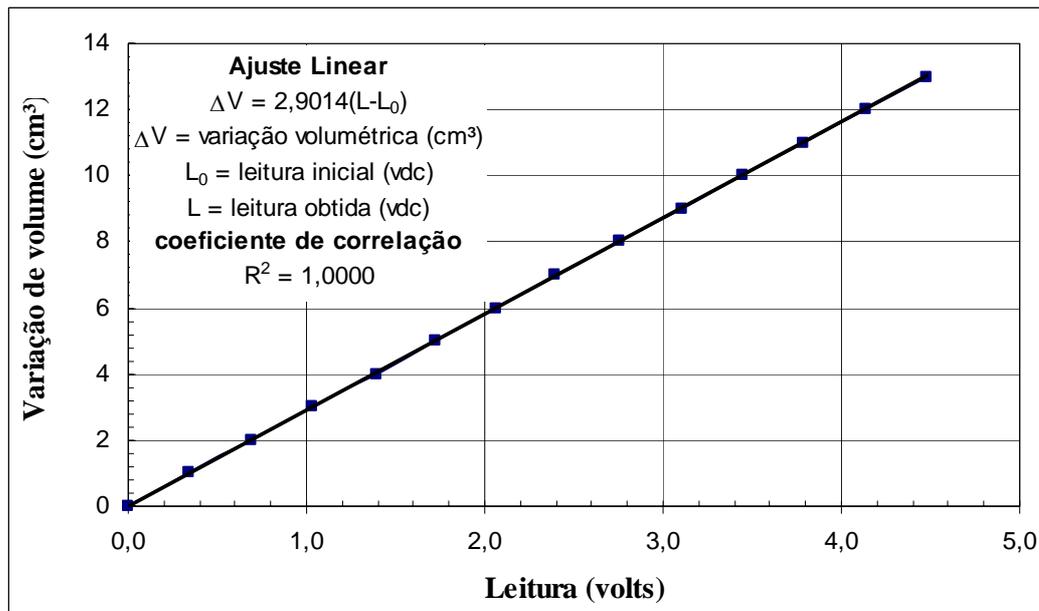


Figura A. 5 – curva de calibração do medidor de variação volumétrica

A.2.

Saturação do Disco Cerâmico de Alto Valor de Entrada de Ar (DAVE)

O disco cerâmico usado no equipamento CDSC possui 7,36mm de espessura, 14,529cm de diâmetro e pressão de borbulhamento de 5bar (500kPa).

Para saturar o disco, submergiu-se a câmara de compressão com água deaerada até cobrir a parte inferior da caixa de cisalhamento, que permanece fixa dentro da câmara de compressão. Após isso, fechou-se a câmara e aplicou-se um gradiente de pressão, isto é, uma pressão foi aplicada dentro da câmara de compressão e outra pressão na interface ar/água (linha de contrapressão), sendo que a pressão aplicada na câmara deve ser maior que aquela aplicada na linha de contrapressão, para não danificar o DAVE. Assim, induziu-se um fluxo de dentro da câmara de compressão para a interface ar/água.

Tal fluxo permanece até que a variação de volume torna-se constante ao longo do tempo, quando o disco cerâmico é considerado saturado, isto é, quando a curva volume acumulado vs variação de tempo atinge uma inclinação constante ou aproximadamente constante. A Figura A. 6 mostra a curva de vazão do disco cerâmico. O coeficiente de permeabilidade do disco de alta entrada de ar é $k = 1,09 \times 10^{-8}$ cm/s.

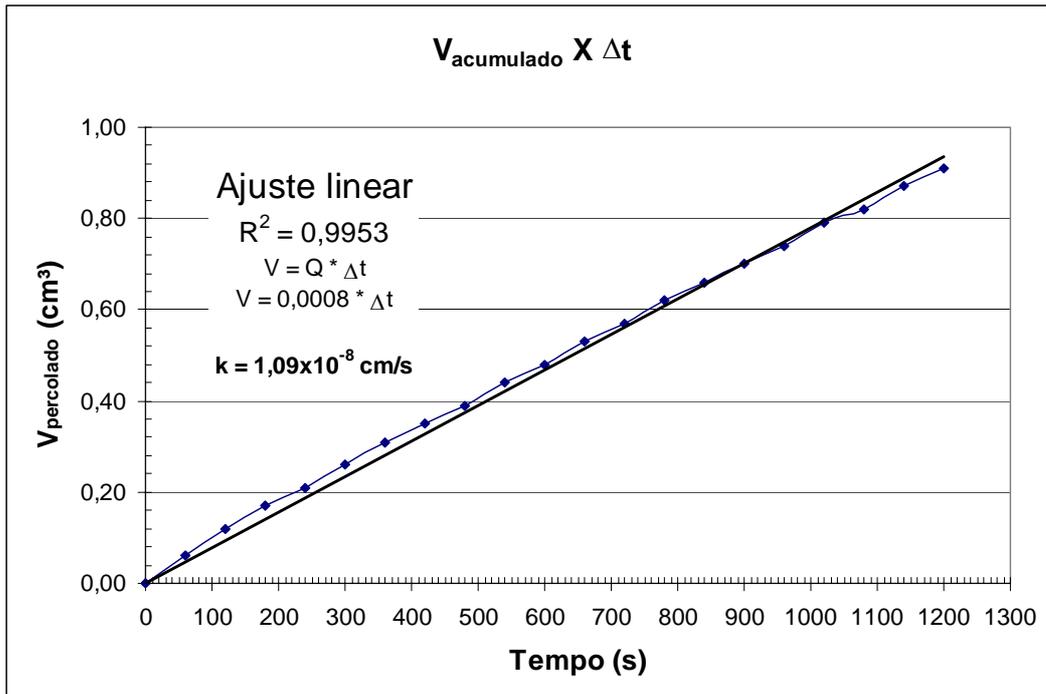


Figura A. 6 – saturação do disco cerâmico de alto valor de entrada de ar.

Apêndice B

Velocidade de cisalhamento

Para o cálculo das velocidades de cisalhamento adotadas nos ensaios de cisalhamento direto convencional e de cisalhamento direto com controle de sucção, alguns conceitos e metodologias são necessários, visando o bom entendimento de como as mesmas foram obtidas. A seguir, mostram-se tais procedimentos.

B.1. Ensaio de Cisalhamento Direto Convencional

Nos ensaios de cisalhamento direto convencional, supõe-se que a amostra a ser ensaiada está saturada e, usualmente, executa-se o ensaio de maneira drenada, visto que os excessos de poro-pressão gerados não seriam medidos. Nos ensaios drenados, deseja-se a dissipação de excessos de poro-pressão induzidos no plano de ruptura (ou de cisalhamento), portanto, é necessário executar o cisalhamento do corpo de prova com uma velocidade suficientemente pequena.

A partir da teoria de adensamento, Gibson e Henkel (1954) formularam um método teórico para determinação aproximada do tempo de ruptura para ensaios drenados em amostras saturadas ou submersas (Equação B.1).

$$t_r = \frac{H_d^2}{2 \cdot c_v \cdot (1 - \bar{U})} \quad (\text{B.1})$$

onde:

t_r é o tempo de ruptura;

H_d é a altura de drenagem do corpo de prova (drenagem dupla H_d é a metade da altura do corpo de prova);

c_v é o coeficiente de adensamento;

\bar{U} é grau médio de dissipação de excessos de poro-pressão (95%).

O coeficiente de adensamento foi obtido a partir das curvas deslocamento vertical vs raiz do tempo da fase de adensamento de cada ensaio, segundo metodologia de Taylor. A Tabela B.1 apresenta o resumo de cálculo para obtenção da velocidade de cisalhamento.

Tabela B. 1 – Velocidades calculadas para o ensaio de cisalhamento direto.

Ensaio	H	c_v	t_{90}	t_f	v para $\delta h = 5 \text{ mm}$	v para $\delta h = 10 \text{ mm}$
	(cm)	(cm^2/min)	(min)	(min)	mm/min	mm/min
CD01	1,00	2,66	0,32	2,51	1,992	3,985
CD02	1,00	3,14	0,27	2,13	2,352	4,704
CD03	1,00	2,70	0,31	2,47	2,028	4,060

Os valores obtidos para o tempo de ruptura foram bastante pequenos. Na prática, adotou-se o tempo de ruptura igual a 2 horas e o deslocamento de 10 mm. Assim, a velocidade de cisalhamento calculada foi de 0,0467 mm/min e adotou-se a velocidade de 0,048 mm/min, o valor mais próximo permitido pelo equipamento de cisalhamento convencional.

B.2. Ensaio de Cisalhamento Direto com Sucção Controlada

Para calcular o tempo de ruptura dos ensaios em amostras não saturadas, a metodologia aplicada foi a descrita por Ho e Fredlund (1982), baseada nas teorias de variação volumétrica em solos não saturados.

$$t_f = \frac{H_d^2}{\eta \cdot c_v^w \cdot (1 - \bar{U})} \quad (\text{B.2})$$

Onde t_f é o tempo de ruptura; H_d é a altura de drenagem do corpo de prova (drenagem dupla, H_d é a metade da altura do corpo de prova); η está relacionado ao tipo de drenagem no ensaio; c_v^w é o coeficiente de adensamento do solo não saturado relacionado com a fase líquida; \bar{U} é grau médio de dissipação de excessos de poro-pressão (95%).

O ensaio de cisalhamento direto com sucção controlada foi executado com drenagem simples, assim, o parâmetro η é dado por:

$$\eta = \frac{0,75}{1 + \frac{3}{\lambda}} \quad (\text{B.3})$$

O parâmetro λ é denominado fator de impedância e pode ser obtido a partir de um ábaco (L_d/d vs k_w/k_d) ou pela relação:

$$\lambda = \frac{k_w \cdot d}{k_d \cdot L_d} \quad (\text{B.4})$$

Onde k_w é o coeficiente de permeabilidade do solo não saturado, relacionado com a fase líquida; k_d é o coeficiente de permeabilidade do disco porosa de alto valor de entrada de ar (DAVE); d é o comprimento de drenagem do corpo de prova; L_d é a espessura do DAVE.

O coeficiente de adensamento c_v^w é dado por:

$$c_v^w = \frac{k_w}{\rho_w \cdot g \cdot m_2^w} \quad (\text{B.5})$$

Onde ρ_w é a massa específica da água (1 Mg/m³); g é a aceleração da gravidade (9,81 m/s²); m_2^w é o coeficiente de deformação volumétrica com respeito à sucção mátrica, obtido a partir da curva característica de sucção mátrica (teor de umidade volumétrico vs. sucção mátrica), em escala natural, dado pela inclinação da curva no ponto desejado.

A obtenção da permeabilidade não saturada do solo se dá a partir de um ajuste proposto por Fredlund *et al.* (1994). Inicialmente, os pontos experimentais da curva característica foram ajustados até um valor máximo de 10⁶ kPa, segundo metodologia proposta por Fredlund e Xing (1994), empregando as equações seguintes:

$$\theta(\psi, a, n, m) = C(\psi) \frac{\theta_s}{\{\ln[e + (\psi/a)^n]\}^m} \quad (\text{B.6})$$

$$C(\psi) = 1 - \frac{\ln(1 + \psi/\psi_r)}{\ln[1 + (1000000/\psi_r)]} \tag{B.7}$$

Usando a solução gráfica mostrada na Figura B.1, foram determinados os parâmetros de ajuste a, n e m da seguinte forma:

$$a = \psi_i \tag{B.8}$$

$$m = 3.67 \ln \left[\frac{\theta_s C(\psi_i)}{\theta_i} \right] \tag{B.9}$$

$$n = \frac{1.31^{m+1}}{m C(\psi_i)} 3.72 s^* \tag{B.10}$$

onde:

$$s^* = \frac{s}{\theta_s} - \frac{\psi_i}{1.31^m (\psi_i + \psi_r) \ln[1 + (1000000/\psi_r)]} \tag{B.11}$$

$$s = \frac{\theta_i}{\ln(\psi_p/\psi_i)} \tag{B.12}$$

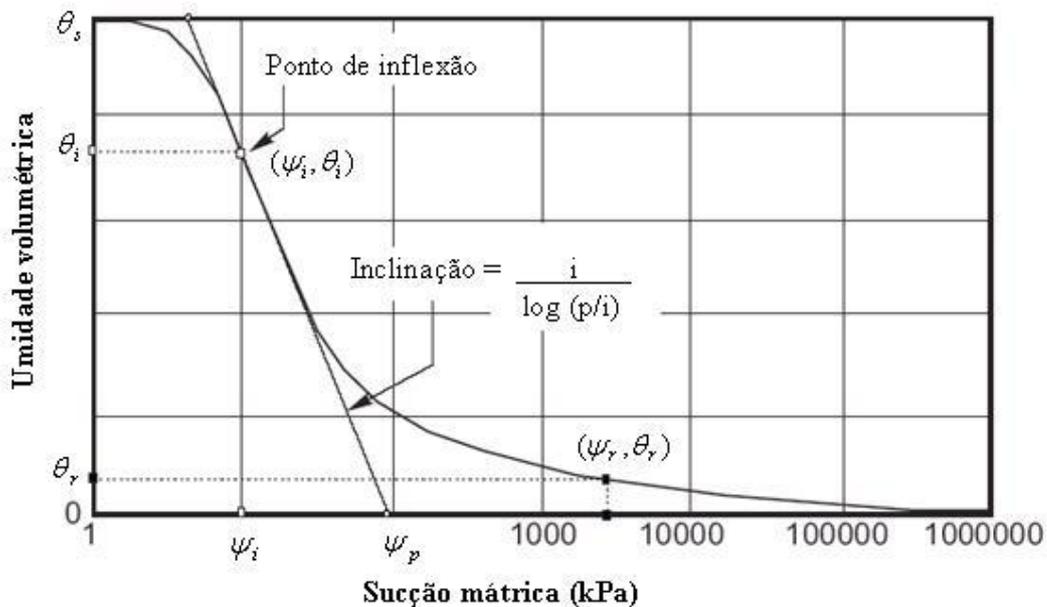


Figura B.1 - Solução gráfica para a determinação dos parâmetros de ajuste a, n e m (adaptado de Fredlund e Xing, 1994).

Na curva característica que apresenta dois pontos de inflexão, em virtude da distribuição bimodal de poros, os dados experimentais foram ajustados através de duas curvas. A primeira curva foi ajustada para uma faixa de sucção variando de 0 a 200 kPa, enquanto que a segunda curva para uma sucção de 200 a 1.000.000 kPa. A figura B.2 apresenta esse ajuste. No solo SR3 onde se apresentou apenas um ponto de inflexão, o ajuste foi feito usando apenas uma curva (figura B.3).

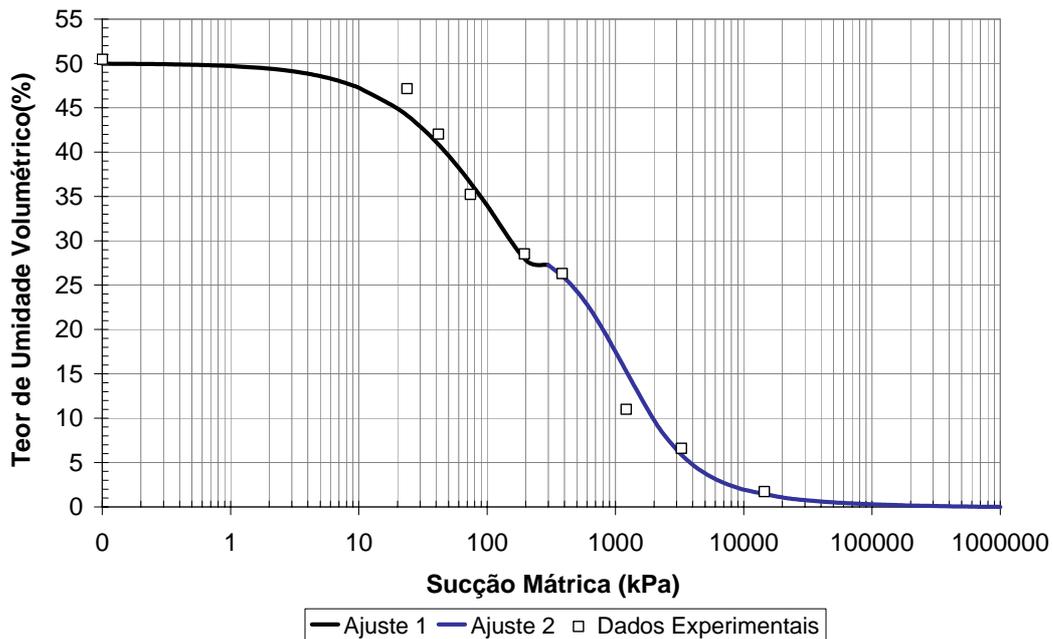


Figura B. 2 - Ajuste da curva característica utilizando a proposta de Fredlund e Xing (1994).

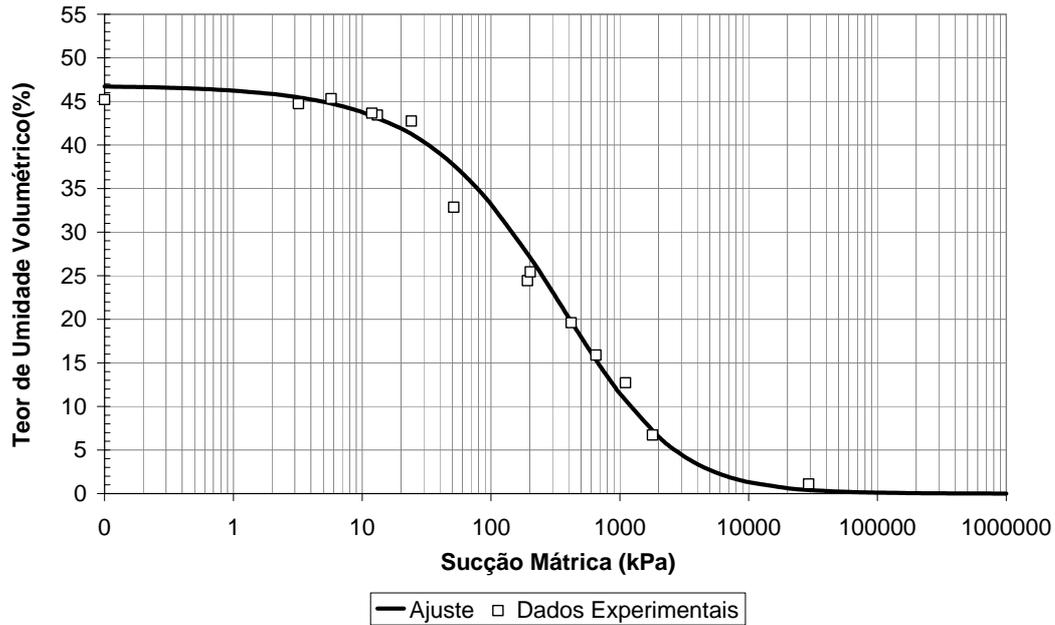


Figura B. 3 - Ajuste da curva característica utilizando a proposta de Fredlund e Xing (1994).

Para a obtenção da permeabilidade não saturada, Fredlund *et al.* (1994) propuseram o uso da seguinte equação:

$$k_r(\psi) = \frac{k_w(\psi)}{k_s} = \frac{\int_{\ln(\psi)}^b \frac{\theta(e^y) - \theta(\psi)}{e^y} \theta'(e^y) dy}{\int_{\ln(\psi_{ave})}^b \frac{\theta(e^y) - \theta_s}{e^y} \theta'(e^y) dy} \quad (B.13)$$

onde $k_r(\psi)$ é o coeficiente de permeabilidade relativa em função da sucção; $k_w(\psi)$ é o coeficiente de permeabilidade não saturado em função da sucção; e k_s é o coeficiente de permeabilidade saturado.

Por integração numérica, pode-se reescrever a equação B. 13, como a seguir:

$$k_r(\psi) = \frac{\int_{\ln(\psi)}^b \frac{\theta(e^y) - \theta(\psi)}{e^y} \theta'(e^y) dy}{\int_{\ln(\psi_{aev})}^b \frac{\theta(e^y) - \theta_s}{e^y} \theta'(e^y) dy} \cong \frac{\sum_{i=j}^N \frac{\theta(e^{\bar{y}_i}) - \theta(\psi)}{e^{\bar{y}_i}} \theta'(e^{\bar{y}_i})}{\sum_{i=1}^N \frac{\theta(e^{\bar{y}_i}) - \theta_s}{e^{\bar{y}_i}} \theta'(e^{\bar{y}_i})} \quad (\text{B.14})$$

sendo $a = \ln(\psi_{aev})$, limite inferior de integração; e $b = \ln(1.000.000)$, limite superior de integração.

Esse intervalo de integração é dividido em N intervalos de mesmo tamanho, onde Δy é o comprimento desse subintervalo. Assim:

$$a = y_1 < y_2 < \dots < y_N < y_{N+1} = b$$

$$\Delta y = \frac{b - a}{N} \quad (\text{B.15})$$

\bar{y}_i = ponto médio do i^{th} intervalo $[y_i, y_{i+1}]$;

A derivada da equação B.6 (θ') é dada por:

$$\theta'(\psi) = C'(\psi) \cdot \frac{\theta_s}{\{\ln[e + (\psi/a)^n]\}^m} - C(\psi) \cdot \frac{\theta_s}{\{\ln[e + (\psi/a)^n]\}^{m+1}} \cdot \frac{mn \left(\frac{\psi}{a}\right)^{n-1}}{a \cdot [e + (\psi/a)^n]} \quad (\text{B.16})$$

Onde:

$$C'(\psi) = \frac{-1}{(C_r + \psi) \cdot \ln[1 + (1000000/C_r)]} \quad (\text{B.17})$$

De acordo com o procedimento descrito anteriormente, obteve-se os gráficos do coeficiente de permeabilidade não saturado em função da sucção mátrica para os solos SR2 e SR3, apresentados nas figuras B.4 e B.5.

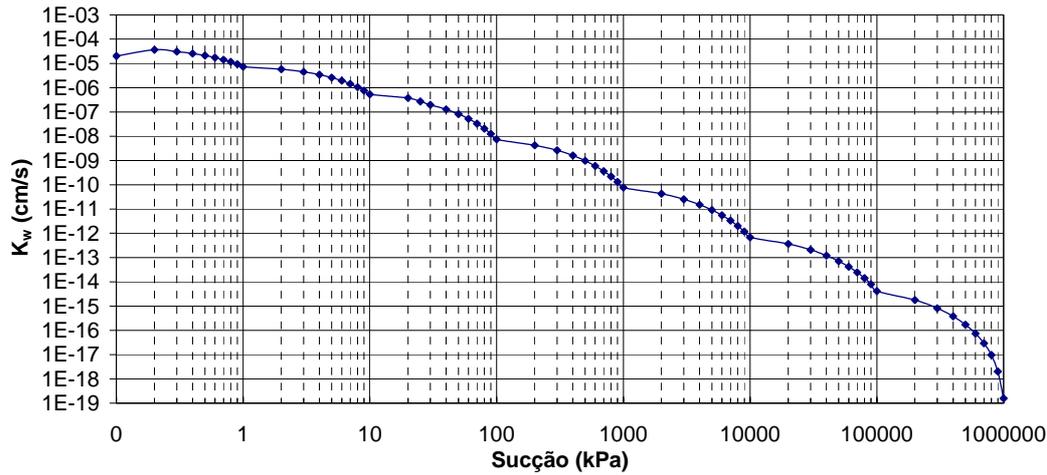


Figura B. 4 - Estimativa da permeabilidade não saturada do solo SR2 utilizando a metodologia de Fredlund *et al.* (1994).

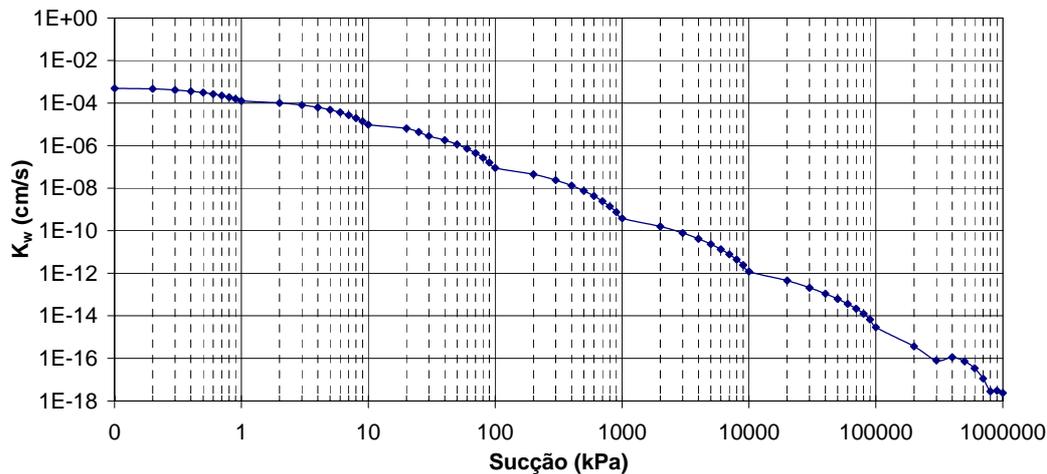


Figura B. 5 - Estimativa da permeabilidade não saturada do solo SR3 utilizando a metodologia de Fredlund *et al.* (1994).

Na Tabela B.2, está apresentado o resumo do cálculo da velocidade de cisalhamento nos ensaios não saturados para o solo SR2, para cada nível de sucção aplicada, considerando que a ruptura ocorria entre 5 e 10 mm. Na Tabela B.3, estão os dados e o cálculo da velocidade para o solo SR3.

A velocidade adotada em ambos os casos foi de 0,000975 mm/min, devido à limitação da prensa de cisalhamento. Esse foi o valor mais próximo, imediatamente menor que as velocidades de ensaio calculadas.

Tabela B.2 – Velocidade de cisalhamento para ensaios não saturados – SR2.

$(u_a - u_w)$ (kPa)	L_d (m)	d (m)	K_w (m/s)	K_d (m/s)	m_2^w (kPa ⁻¹)	λ	η
25	0,0073	0,0213	2,69E-09	2,05E-10	2,01E-03	2,22E-01	0,052
50	0,0073	0,0213	8,21E-10	2,05E-10	1,46E-03	7,27E-01	0,146
100	0,0073	0,0213	3,72E-11	2,05E-10	6,42E-04	1,60E+01	0,632
200	0,0073	0,0213	4,23E-11	2,05E-10	3,36E-04	1,41E+01	0,619

Tabela B.2 (continuação) – Velocidade de cisalhamento para ensaios não saturados – SR2.

$(u_a - u_w)$ (kPa)	c_v^w (m ² /s)	t_f (s)	t_f (min)	t_f (h)	Velocidade para $\delta_h = 5$ mm (mm/min)	Velocidade para $\delta_h = 10$ mm (mm/min)
25	1,36E-07	322099,5	5368,32	89,47	0,00093	0,00186
50	5,75E-08	269499,2	4491,65	74,86	0,00111	0,00223
100	5,91E-09	607358,7	10122,65	168,71	0,00049	0,00099
200	1,28E-08	286040,5	4767,34	79,46	0,00105	0,00210

Tabela B.3 - Velocidade de cisalhamento para ensaios não saturados – SR3.

$(u_a - u_w)$ (kPa)	L_d (m)	d (m)	K_w (m/s)	K_d (m/s)	m_2^w (kPa ⁻¹)	λ	η
25	0,0073	0,0213	1,15E-08	2,05E-10	1,71E-03	5,19E-02	0,013
50	0,0073	0,0213	8,93E-10	2,05E-10	1,31E-03	6,69E-01	0,137
100	0,0073	0,0213	6,71E-10	2,05E-10	6,73E-04	8,90E-01	0,172
200	0,0073	0,0213	4,48E-10	2,05E-10	5,21E-04	1,33E+00	0,231

Tabela B.3 (continuação) - Velocidade de cisalhamento para ensaios não saturados – SR3.

$(u_a - u_w)$ KPa	c_v^w (m ² /s)	t_f (s)	t_f (min)	t_f (h)	Velocidade para $\delta_h = 5$ mm (mm/min)	Velocidade para $\delta_h = 10$ mm (mm/min)
25	6,86E-07	259183,7	4319,73	72,00	0,00116	0,00231
50	6,96E-08	238563,0	3976,05	66,27	0,00126	0,00252
100	1,02E-07	130081,9	2168,03	36,13	0,00231	0,00461
200	8,78E-08	112084,7	1868,08	31,13	0,00268	0,00535

1 Introdução

No município de Belo Horizonte, diversas áreas são classificadas como críticas no que se refere à deflagração de processos geodinâmicos. Uma dessas regiões é o conjunto Taquaril localizado no extremo leste do município. Os principais fatores influenciadores nesses processos são as características geológico-geotécnicas do local, a litologia constituída basicamente por filitos semidesconfinados, associadas à ocupação urbana desordenada (Villar *et al.*, 2006). Assim sendo, torna-se importante o estudo sobre o comportamento geomecânico dos perfis dessa região.

A Mecânica dos Solos Clássica está fundamentada, principalmente, em observações feitas sobre o comportamento de solos sedimentares, típicos de regiões de clima temperado. Além disso, considera o solo um sistema estrutural bifásico, isto é, constituído apenas por partículas sólidas e água. Em regiões tropicais, o clima propicia a formação de camadas mais espessas de solos residuais, que devido aos processos pedogenéticos que experimentam, possuem uma estrutura diferenciada da dos solos sedimentares. Além disso, também devido às condições ambientais, muitas vezes se encontram na condição não saturada. Estes dois aspectos fazem com que o comportamento geotécnico dos solos residuais e sedimentares seja bastante diferente. E também faz com que a descrição do comportamento dos solos residuais feita pela teoria clássica não seja muito realista (Fredlund e Rahardjo, 1993).

Um dos principais fatores de alteração do comportamento mecânico dos solos residuais é o aparecimento de uma pressão negativa nos poros, chamada de sucção. Ela causa um aumento significativo na resistência do solo, que pode ser suficiente, por exemplo, para estabilizar um talude natural, mesmo quando não muito elevada (Fredlund e Rahardjo, 1993). E muitos dos processos de instabilização são deflagrados justamente pela diminuição desta componente devido, por exemplo, a saturação provocada pelas chuvas.

Assim, para uma previsão mais próxima da realidade e bom entendimento do comportamento de campo, o estudo da resistência ao cisalhamento dos solos não saturados deve considerar a sucção. A não saturação faz com que o estado

de tensões seja diferente, devendo, então, ser considerada a influência das variáveis de tensão ($\sigma_n - u_a$), a tensão normal líquida, e ($u_a - u_w$), a sucção matricial.

O presente trabalho visa avaliar a influência destas variáveis de tensão num solo residual jovem de filito da região de Belo Horizonte/MG, em seu estado indeformado. Foram realizados ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada para a determinação dos parâmetros de resistência não saturados utilizando um equipamento projetado por de Campos em 1988, cujos resultados foram analisados segundo proposta de Fredlund *et al.* (1978). Também foram executados ensaios de cisalhamento direto convencional para a determinação dos parâmetros de resistência do solo na sua condição submersa.

Inicialmente, são apresentados alguns aspectos que fundamentam a mecânica dos solos não saturados que auxiliaram no decorrer das análises dessa dissertação (Capítulo 2).

No capítulo 3, apresenta-se a caracterização do local de retirada dos materiais selecionados inicialmente para essa pesquisa, assim como a descrição da amostragem. Em seguida, o programa experimental, as metodologias utilizadas e a descrição dos equipamentos empregados estão descritos no capítulo 4.

No capítulo 5, apresentam-se os resultados das de caracterizações física, química e mineralógica dos materiais previamente selecionados para esse trabalho. Também se encontram nesse capítulo as curvas características de retenção de água para os solos estudados. Os resultados dos ensaios de resistências estão apresentados no capítulo 6 juntamente com sua respectiva análise.

No capítulo 7, apresenta-se a interpretação referente às caracterizações realizadas e aos ensaios de resistência. São comparados os resultados de resistência com estimativas que usam a curva característica encontradas na literatura. Comparam-se, também, os resultados obtidos a outros resultados de resistência ao cisalhamento de solos residuais publicados, tentando relacioná-los a características dos solos. Por fim, as conclusões desse trabalho estão apresentadas no capítulo 8, assim como sugestões para trabalhos futuros.

Ainda encontram-se nessa dissertação dois apêndices destinados à calibração dos instrumentos elétricos do equipamento de cisalhamento direto com sucção controlada da PUC – Rio e aos procedimentos de saturação do disco cerâmico de alta entrada de ar (DAVE).

2 Mecânica dos Solos Não Saturados

2.1 Solos Não Saturados

Segundo Fredlund e Rahardjo (1993), os estudos envolvendo solos não saturados são de interesse da mecânica dos solos desde a instituição da mesma como uma ciência de engenharia. Esse interesse é justificado por existirem diversas obras de engenharia envolvendo solos não saturados, como aterros, barragens, estabilização de taludes. Além disso, esta condição de não saturação ocorre em uma grande extensão do planeta, já que regiões de clima árido e semi-árido representam cerca de 60% dos países do mundo e em países de clima tropical, como o Brasil, ocorrem longos períodos secos, suficientes para causar a dessaturação do solo.

Como dito anteriormente, a Mecânica dos Solos Clássica foi baseada em observações feitas sobre o comportamento de solos sedimentares, típicos de regiões de clima temperado. Além disso, é feita uma hipótese do solo ser um sistema estrutural bifásico, ou seja, o mesmo encontra-se saturado e, portanto, somente constituído por partículas sólidas e água. A condição não saturada associada à diferenciação estrutural dos solos residuais faz com que o comportamento geomecânico desses solos não seja bem descrito pelos parâmetros geotécnicos convencionais, tornando tal descrição pouco realista (Fredlund e Rahardjo, 1993).

Nos últimos quarenta anos, a base teórica da Mecânica dos Solos para solos não saturados vem sendo desenvolvida e foram obtidos avanços significativos. Esses estudos foram amplamente discutidos e divulgados em periódicos e anais de congressos e seminários nacionais e internacionais, tais como o Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados (ÑSAT), a Conferência Internacional de Solos Não Saturados (International Conference of Unsaturated Soils – UNSAT), dentre outros. Para melhor entendimento do comportamento geomecânico de solos não saturados, alguns aspectos dessa ciência da engenharia são abordados a seguir.

2.2 Fases Constituintes dos Solos Não Saturados

Uma fase é parte de uma mistura com propriedades diferentes daquelas apresentadas pelos materiais adjacentes, possuindo também superfícies de contorno bem definidas (e.g. Green e Naghdi, 1965; Gove, 1967). Um solo não saturado é considerado uma mistura de várias fases que influenciam diretamente seu estado de tensão. Assim sendo, é importante definir o número de fases constituintes de um solo não saturado assim como suas propriedades.

Segundo Lambe e Whitman (1969), um solo não saturado é considerado como um sistema trifásico, isto é, é constituído de três fases: líquida (água), gasosa (ar) e sólida (partículas de minerais). Fredlund e Morgenstern (1977), com base na definição de fase, postulam que se deve considerar uma quarta fase independente, a interface ar-água, conhecida também como membrana contrátil. A Figura 2.1 mostra um modelo idealizado de solo não saturado.

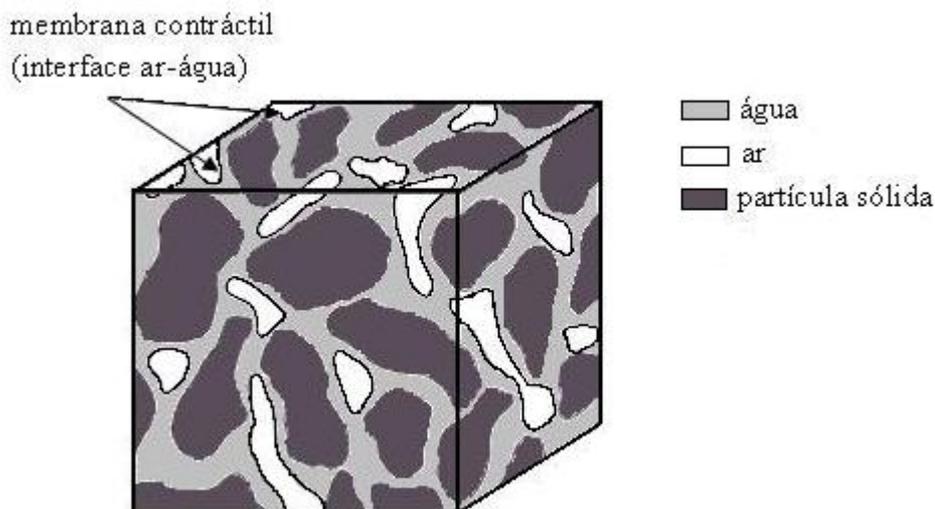


Figura 2.1 – Elemento de solo não saturado com a fase gasosa contínua. (adaptado de Fredlund e Morgenstern, 1977).

A característica mais importante da membrana contrátil é a possibilidade da mesma exercer uma tensão de tração nos materiais contíguos, denominada tensão superficial. Devido à ação dessa tensão, a interface ar-água comporta-se como uma membrana elástica. Se a fase gasosa for contínua, tal membrana interage com as partículas sólidas, influenciando no comportamento mecânico do solo.

Existindo água intersticial ou bolhas de ar oclusas no solo, diz-se que o meio multifásico não é mais um meio contínuo. Assim, o solo não saturado pode

ser analisado como um sistema bifásico, como os solos saturados, desde que se assuma que um fluido compressível preencha os poros (Fredlund e Rahardjo, 1993).

Do ponto de vista comportamental, o solo não saturado pode ser considerado um sistema de duas fases que entram em equilíbrio (partículas de solo e membrana contrátil) e outras duas que fluem (ar e água) ao se aplicar um gradiente de tensão. Nas correlações massa-volume, é possível considerá-lo um sistema trifásico, visto que o volume da interface ar-água é muito pequeno e sua massa pode ser considerada como parte da massa de água. Entretanto, quando se analisa o estado de tensão de um sistema multifásico contínuo é necessário fazer que a interface ar-água se comporte como uma fase independente (Fredlund e Rahardjo, 1993).

2.3 Variáveis do Estado de Tensão

No estudo dos solos saturados apenas uma variável, denominada por tensão normal efetiva (σ') (Terzaghi, 1936), é suficiente para definir o estado de tensão e descrever o comportamento mecânico dos mesmos. O princípio das tensões efetivas para solos na condição saturada foi discutido e confirmado por diversos autores (e.g. Rendulic, 1936; Bishop e Eldin, 1950; Skempton, 1953). A equação 2.1 mostra a relação entre as tensões atuantes no solo e a variável do estado de tensão para solos saturados.

$$\sigma' = \sigma - u_w \quad (2.1)$$

Onde σ' é a tensão normal efetiva; σ é a tensão normal total e u_w é a poro-pressão atuante no elemento de solo.

Porém, quando se analisa o solo em seu estado não saturado, tal princípio torna-se inválido, principalmente pelo aparecimento de uma pressão negativa nos poros do solo, denominada sucção. A não saturação faz com que o estado de tensões seja diferente, devendo, então, ser considerada a influência de outras variáveis no comportamento dos solos não saturados (Fredlund e Morgenstern, 1977).

A fim de ampliar o uso do conceito de tensão efetiva para a condição não saturada dos solos, diversos pesquisadores apresentaram diferentes expressões na busca de uma solução única. As principais equações propostas estão apresentadas na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Principais expressões para a avaliação da tensão efetiva para solos não saturados (Adaptado de Fredlund e Morgenstern, 1977).

Expressão proposta	Descrição dos parâmetros	Autor
$\sigma' = \sigma - \beta' u_w$	σ' = tensão normal efetiva σ = tensão normal total u_w = poro-pressão β' = fator de ligação, que é uma medida do número de ligações sob tensão	Croney <i>et al.</i> (1958)
$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)$	u_a = pressão de ar χ = parâmetro relacionado com o grau de saturação	Bishop (1959)
$\sigma' = \sigma \cdot a_m + u_a \cdot a_a + u_w \cdot a_w + R + A$	a_a = parte da área total ocupada pelo ar a_w = parte da área total ocupada pela água R = resultante das forças de repulsão A = resultante das forças de atração elétrica a_m = área de contato ocupada pelos sólidos	Lambe (1960)
$\sigma' = \sigma + \psi \cdot p''$	p'' = deficiência de poro-pressão ψ = parâmetro que varia de 0 a 1	Aitchison (1961)
$\sigma' = \sigma + \beta \cdot p''$	p'' = poro-pressão negativa tomada como um valor positivo β = fator estatístico do mesmo tipo da área de contato, medido experimentalmente.	Jennings (1961)
$\sigma' = \sigma - u_a + \chi_m(h_m + u_a) + \chi_s(h_s + u_a)$	χ_m = parâmetro de tensão efetiva para a sucção mátrica h_m = sucção mátrica χ_s = parâmetro de tensão efetiva para a solução de soluto h_s = solução de soluto	Richards (1966)
$\sigma' = \sigma + \chi_m p_m'' + \chi_s p_s''$	p_m'' = sucção mátrica p_s'' = sucção de soluto χ_m e χ_s = parâmetros que variam de 0 a 1 dependendo da trajetória de tensões	Aitchison (1973)

As equações da Tabela 2.1 se distinguem principalmente na forma de quantificação das variações da pressão de ar e da sucção. Em comum elas têm um parâmetro que é característico do comportamento do solo na descrição do estado de tensão, ressaltando que a determinação experimental desses parâmetros é um tanto complexa. Além disso, todas tentam expressar o estado de tensão através de uma única variável, como na teoria clássica.

Fredlund e Morgenstern (1977) formularam equações de equilíbrio de forças baseada na mecânica de meios multi-fásicos contínuos. Consideraram o solo não saturado como um sistema de quatro fases: suas partículas sólidas incompressíveis, o fluido intersticial inerte quimicamente, o ar e a membrana contrátil. Concluíram que as variáveis de estado de tensão que influenciam o comportamento geomecânico dos solos não saturados são obtidas arranjando as tensões fisicamente medidas, tensão normal (σ), pressão de ar (u_a) e pressão de água (u_w), sendo elas $(\sigma - u_a)$, $(\sigma - u_w)$ e $(u_a - u_w)$. Concluíram também que qualquer combinação em pares destas, isto é, $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$; $(\sigma - u_w)$ e $(u_a - u_w)$; ou $(\sigma - u_a)$ e $(\sigma - u_w)$, pode representar o estado de tensão de um elemento de solo não saturado. Na Figura 2.2, são mostrados os tensores de tensão independentes para a combinação em pares de $(\sigma - u_w)$ e $(u_a - u_w)$.

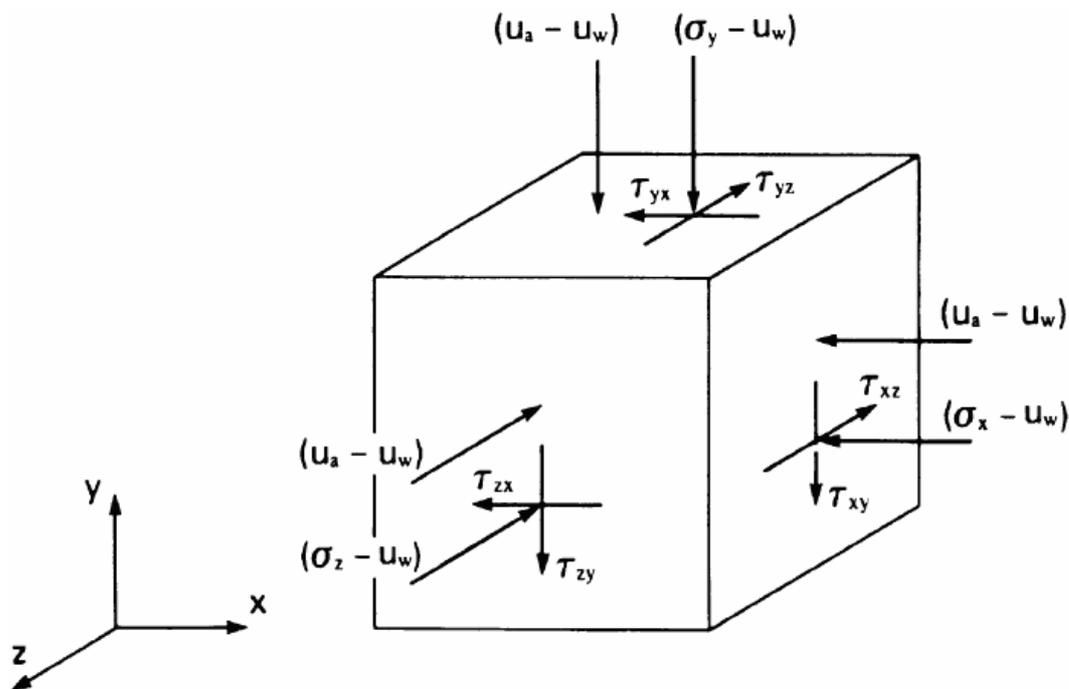


Figura 2.2: Variáveis de estado de tensão para solos não saturados (adaptado de Fredlund e Morgenstern, 1977).

Em 1978, Fredlund *et al.* adotaram duas dessas variáveis independentes de estado de tensão, chamadas de tensão normal líquida ($\sigma - u_a$) e sucção mátrica ($u_a - u_w$) para avaliar o comportamento geomecânico dos solos em condição não saturada. Desde então essas duas variáveis são as mais usadas para expressar o estado de tensão de solos não saturados, assim como no presente trabalho.

2.4 Sucção

Um dos principais fatores de alteração do comportamento mecânico dos solos não saturados é o aparecimento de uma pressão de água negativa nos poros, chamada de sucção. Assim, para uma previsão mais próxima da situação real e bom entendimento do comportamento de campo, o estudo da resistência ao cisalhamento dos solos não saturados deve considerar tal componente.

Marinho (1997) define a sucção como sendo “a pressão isotrópica da água intersticial, fruto de condições físico-químicas, que faz como que o sistema água/solo absorva ou perca água, dependendo das condições ambientais, aumentando ou reduzindo o grau de saturação”. Em outras palavras, a sucção é uma tensão usada para avaliar a capacidade do solo de reter água.

Os estudos envolvendo a sucção foram iniciados ainda no século XIX, focados no intuito de desenvolver a agricultura (e.g. Briggs, 1897). No entanto, apenas nas décadas de 50 e 60 foram obtidos avanços significativos nas correlações entre a sucção e o comportamento geotécnico dos solos não saturados, resultando nas primeiras conferências e seminários relacionados ao assunto (e.g. I Symposium on Expansive Clays, África do Sul, 1957; I Symposium on Expansive Soils, EUA, 1958; Conference on Pore pressure and suction soil, Londres, 1960; I Internacional Conference on Expansive Soils, Texas, 1965).

2.4.1 Componentes da Sucção

Quando ocorre fluxo da água livre num solo não saturado, a mesma poderá ser retida ou adsorvida por ele. Neste caso, é necessária a aplicação de uma força externa para desprendê-la. Tal energia aplicada por unidade de volume de água é a sucção (Lee e Wray, 1995).

A energia disponível para realizar trabalho pode ser descrita em termos de potencial equivalente, chamado de potencial total (ϕ_t). Segundo a Sociedade Internacional de Ciência de Solo (SSSA, 2006), o potencial total é a quantidade de trabalho realizado para transportar, reversa e isotropicamente, uma quantidade infinitesimal de água de um reservatório de água pura submetido à pressão atmosférica, a uma elevação específica, até a água dos poros do solo. Aitchison (1965) dividiu esse potencial em parcelas menores de acordo com a equação a seguir.

$$\phi_t = \phi_o + \phi_m + \phi_g + \phi_a + \phi_p \quad (2.2)$$

Onde: ϕ_o é o potencial osmótico ou de soluto, associado à pressão osmótica da água do solo; ϕ_m é o potencial mátrico, resultante de forças capilares ou de adsorção; ϕ_g é o potencial gravitacional, obtido pela elevação do ponto em questão relativa ao nível de referência; ϕ_a é o potencial pneumático, respectivo à pressão na fase gasosa; e ϕ_p é o potencial de adensamento, associado à sobrecarga aplicada no terreno, transmitida pela água intersticial.

Algumas considerações podem ser feitas a fim de simplificar a equação 2.2. O potencial gravitacional é desprezível, assim como o potencial de adensamento, se não há processo de adensamento. Se for admitido que os poros do solo estejam interligados com a atmosfera, também se torna irrelevante a parcela de potencial pneumático. Assim a equação 2.2 pode ser reescrita da seguinte maneira:

$$\phi_t = \phi_o + \phi_m \quad (2.3)$$

Pode-se também escrever a equação acima em termos de suas pressões equivalentes. Esses potenciais, osmótico e mátrico, são equivalentes à sucção osmótica (S_o) e à sucção mátrica (S_m) respectivamente. Assim, a sucção total (S_t) é a soma das pressões associadas aos potenciais anteriormente descritos (equação 2.4).

$$S_t = S_o + S_m \quad (2.4)$$

A sucção mátrica é definida como a pressão negativa da água intersticial devido aos efeitos da capilaridade e das forças de adsorção. É referente à matriz do solo, isto é, à combinação do tipo de partículas e do arranjo estrutural do solo. A sucção osmótica está associada à pressão parcial do vapor de água em equilíbrio com a água livre. Blight (1983) afirma que esta parcela da sucção total está diretamente relacionada à ocorrência de diferenças de concentração de solutos na água intersticial.

Através de ensaios triaxiais com sucção controlada, Edil *et al.* (1981) comprovaram que, essencialmente, apenas a sucção mátrica afeta o

comportamento do solo não saturado. Outros pesquisadores, como Fredlund, 1979 e Alonso *et al.*, 1987, confirmam que tal componente seria suficiente para descrever o comportamento mecânico do solo na condição não saturada.

Neste trabalho será considerada apenas a sucção mátrica como elemento influenciador da resistência ao cisalhamento dos solos não saturados. Esta hipótese é válida para os solos estudados uma vez que estes solos residuais apresentam pouca ou nenhuma salinidade.

2.4.2 Métodos de Medição da Sucção

A medição da sucção motivou várias pesquisas tanto para desenvolver métodos de medição como para testar a eficácia dos mesmos. Para isso os dispositivos devem interagir de alguma forma com o solo, direta ou indiretamente. Dessa forma podem ser classificados como métodos diretos, aqueles que medem a energia da água dos poros. Nos métodos indiretos, se obtém um parâmetro a ser correlacionado com a sucção do solo através de uma calibração, por exemplo, umidade relativa, resistividade ou condutividade.

As técnicas mais utilizadas no meio geotécnico estão apresentadas na Tabela 2.2. No presente trabalho, foi utilizado a técnica do papel filtro para se obter as curvas de retenção de umidade. Os outros métodos foram bem descritos por vários autores, como, por exemplo, de Campos *et al.* (1992), Fredlund e Rahardjo (1993); de Campos (1994); Marinho (1997); Ridley e Wray, (1996).

Tabela 2.2 – Técnicas para a medição da sucção em solos (Adaptado de Fredlund e Rahardjo, 1993; Marinho, 1997).

Técnica	Medida de sucção	Intervalo (kPa)	Tempo de equilíbrio
Psicrômetro	total	100 a 71000	minutos
Papel filtro (com contato)	mátrica	30 a 30000	7 dias
Papel filtro (sem contato)	total	400 a 30000	7-14 dias
Bloco poroso	mátrica	30 a 30000	semanas
Sensor de condutividade térmica	mátrica	0 a 300	semanas
Placa de sucção	mátrica	0 a -90	horas
Placa de pressão	mátrica	0 a 1500	horas
Tensiômetro padrão	mátrica	0 a -100	minutos
Tensiômetro osmótico	mátrica	0 a 1500	horas
Tensiômetro tipo Imperial College	mátrica	0 a -1800	Minutos

Método do Papel Filtro

A aceitação do método do papel filtro como uma técnica indireta de medição da sucção em solos é recente, já que apenas em 1993 que o método foi normalizado pela ASTM. O primeiro trabalho utilizando o método foi em 1937 desenvolvido por Gardner (Fredlund e Rahardjo, 1993), mas foi a partir do final da década de 70 que tentativas da sua utilização para fins geotécnicos foram apresentadas (e. g. Ho, 1979; Tang, 1979; McKeen, 1981; Khan, 1981; Ching e Fredlund, 1984; Gallen, 1985; Mackeen, 1985; Chandler e Gutierrez, 1986).

O princípio básico do método consiste na habilidade de meios porosos de absorver ou perder certa quantidade de água quando estão em contato, direto ou indireto, em um ambiente fechado, até entrarem em equilíbrio de pressão. Nesse ponto de equilíbrio, os valores de umidade do solo e do papel filtro são diferentes, porém, possuem a mesma sucção. O equilíbrio é atingido quando o fluxo de fluido ou vapor cessar. Se a água trocada pelo sistema é em forma de vapor, se estará medindo a sucção total. Caso o fluxo seja de líquido, a sucção medida é a mátrica.

Para ocorrer o fluxo de líquido deve existir contato direto entre o solo e o papel filtro. Existem diversas discussões em torno de como se garantir um contato eficiente entre o solo e o papel filtro na obtenção da sucção mátrica. Porém, estudos como de Greacen *et al.* (1987) e Marinho (1994) atestam que este contanto pouco influencia nos resultados obtidos, desde que o período de equilíbrio seja atendido. Para a medição de sucção mátrica, o tempo de equalização de 7 dias é suficiente (Marinho 1997).

Ainda, Marinho (1997) afirma que, na determinação da sucção total, o tempo de equilíbrio de pressão entre o solo e o papel filtro é relativamente pequeno para altos níveis de sucção (sucções acima de 1,5 MPa). Para sucções baixas, esse tempo passa a ser maior, podendo ser mais que 30 dias quando se atinge sucções menores que 100 kPa. A Tabela 2.3 apresenta tempos de equilíbrio para o papel filtro medindo várias faixas de sucção total.

Tabela 2.3 – Tempo de equilíbrio sugerido para o papel filtro na medição da sucção total (Marinho 1994).

Nível de Sucção (kPa)	Tempo de equilíbrio (dias)
0 - 100	Indeterminado, > 30
100 – 250	30
250 – 1000	15
> 1000	7

OBS.: Distância entre o papel e a fonte de água: 8 mm

Os papéis filtro mais utilizados nesse tipo de ensaio são o Whatman n°. 42 e o Schleicher & Schuell n°. 589. Esses foram calibrados por vários pesquisadores e algumas dessas curvas de calibração estão mostradas na Figura 2.3. Destas curvas foram obtidas as relações entre a umidade do papel filtro e a sucção, apresentadas na Tabela 2.4. De acordo com Marinho (1997), as curvas originais de calibração podem ser adotadas, sendo que o mais importante é se respeitar o tempo de equalização recomendado.

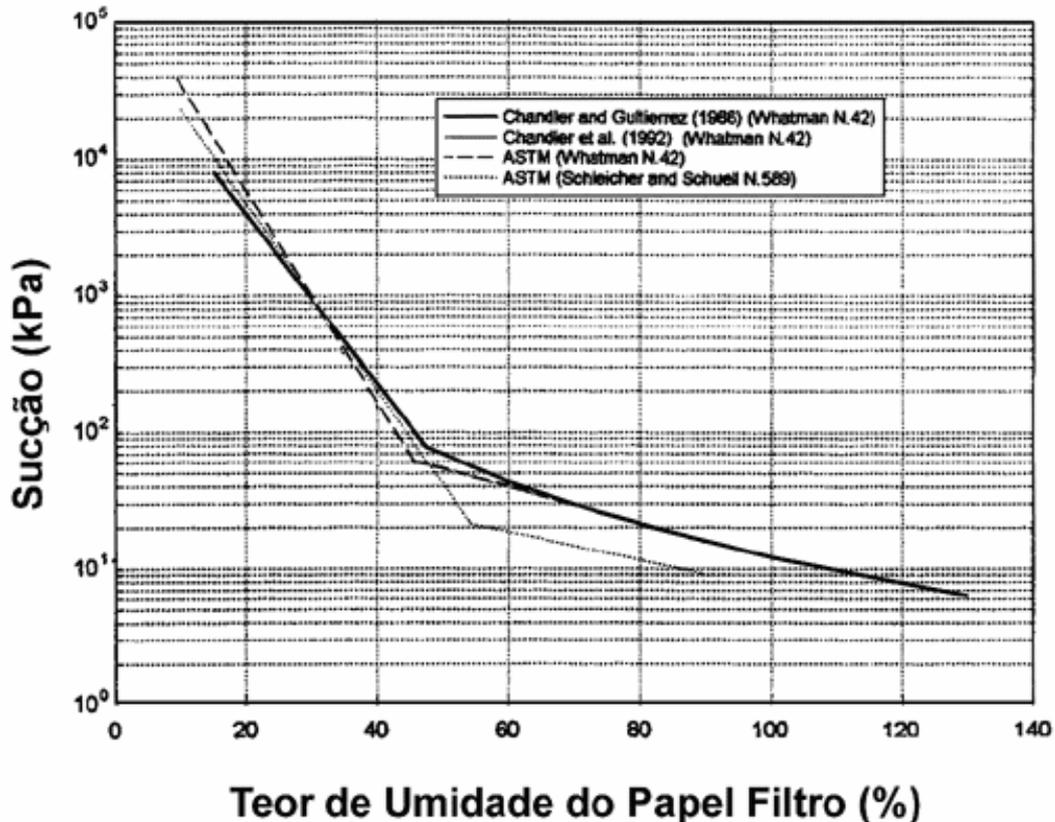


Figura 2.3 – Curvas de calibração para os papéis filtro Whatman n°. 42 e Schleicher & Schuell n°. 589. (Marinho, 1994)

Tabela 2.4 – Equações que relacionam teor de umidade do papel filtro e sucção (adaptado de Marinho, 1997).

Papel Filtro	Faixa de umidade	Equação
Whatman n°. 42 (Chandler e Gutierrez, 1986)	$w \leq 47\%$	Sucção (kPa) = $10^{(4,84-0,0622 \log w)}$
	$w > 47\%$	Sucção (kPa) = $10^{(6,05-2,48 \log w)}$
Schleicher & Schuell n°. 589 (ASTM D5298-92)	$w \leq 54\%$	Sucção (kPa) = $10^{(5,056-0,0688 w)}$
	$w > 54\%$	Sucção (kPa) = $10^{(1,882-0,01202 w)}$

O papel filtro Whatman n°. 42 é recomendado por ser mais espesso e possuir poros menores (Chandler e Gutierrez, 1986). Leong *et al.* (2002), com base em experimentos realizados, também observaram um melhor desempenho do Whatman n°. 42 comparado com o Schleicher e Schuell n°. 589. No presente trabalho foi usado o papel filtro Whatman n°. 42, adotando as recomendações supracitadas, além de ser o disponível no laboratório da PUC-Rio. Para a determinação da sucção, adotou-se a calibração de Chandler *et al.* (1992).

Segundo Woodburn e Lucas (1995), alguns outros fatores podem influenciar o método do papel filtro como o efeito da variação da temperatura, contornado pela colocação das amostras em um recipiente isolado termicamente. Ainda segundo os autores citados anteriormente, também é importante a correta medição das massas dos papéis filtro, assegurando-se da acurácia e calibração da balança usada. Isso se deve ao fato desta medida variar muito imediatamente após retirar o papel filtro do contato com o solo e da estufa após a secagem.

2.4.3 Curva Característica de Sucção

A expressão gráfica da relação constitutiva entre o teor de umidade (gravimétrico ou volumétrico) do solo e a sucção é chamada de curva característica de sucção ou de retenção de água, que também pode ser expressa em termos do grau de saturação do solo. Considerando a sucção, a curva pode ser em função da sucção mátrica ou da sucção total. A forma de como se expressar a sucção ou a quantidade de água do solo fica a critério do autor e do tipo de problema a ser resolvido.

Obtém-se esta curva pelo uso de uma ou mais técnicas de medição de sucção em solos citadas anteriormente. Como pode ser visto na Figura 2.4, os diversos métodos de medição de sucção em solos fornecem resultados parecidos, desde que bem calibrados e executados.

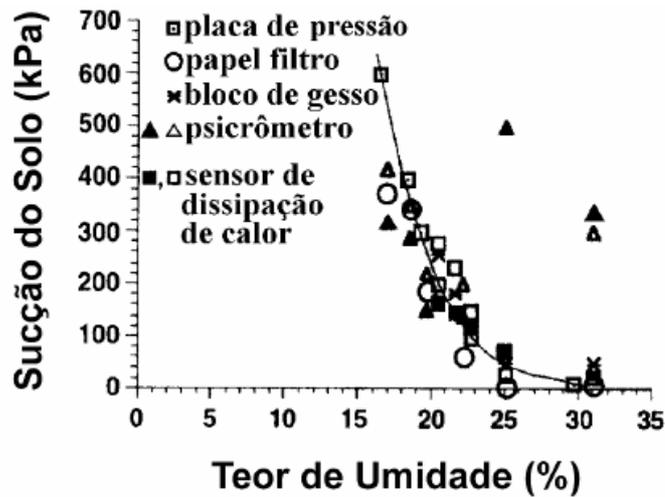


Figura 2.4 – Comparação entre diversas técnicas de medição de sucção (Lee e Wray, 1995).

Esta relação característica, ultimamente muito utilizada na Geotecnia, é um modelo conceitual do comportamento do solo com respeito à variação de umidade. Sua função nos estudos de solos não saturados assemelha-se à da curva de adensamento para solos saturados (Martínez, 2003). Por isso, alguns autores basearam-se nesta relação constitutiva para a previsão de parâmetros dos solos não saturados assim como seu comportamento (e.g. Brooks e Corey, 1964; van Genuchten, 1980; Mualem, 1986; Fredlund *et al.*, 1994; Lytton, 1995; Vanapalli *et al.*, 1996; Fredlund *et al.*, 1996; Öberg e Sällfors, 1997).

Existem dois pontos na curva característica que merecem destaque (ver Figura 2.5). Um corresponde à pressão de entrada de ar que representa o diferencial de pressões entre a água e o ar necessário para causar a drenagem do maior poro do solo. O outro se associa ao início do estágio residual de desaturação do solo, no qual o efeito da sucção para causar uma perda adicional de água diminui e a remoção da água requer o fluxo do vapor.

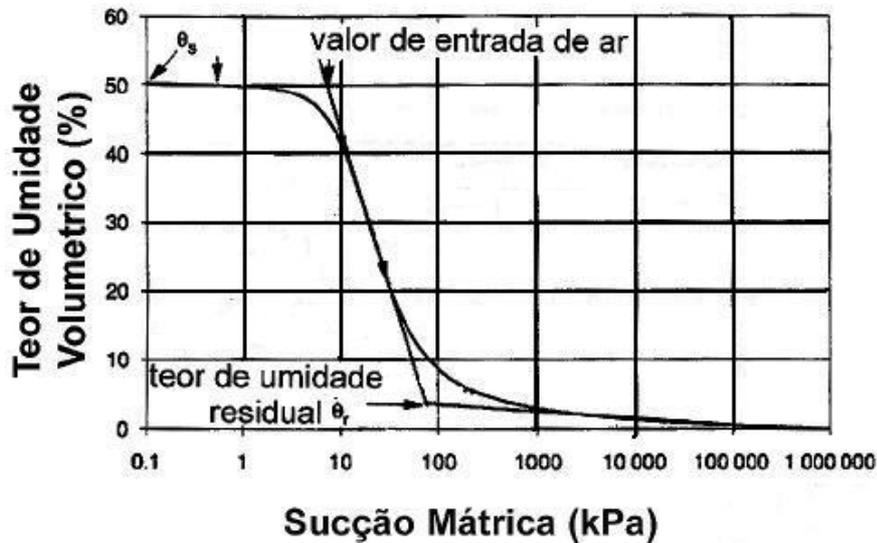


Figura 2.5 – Pontos principais na curva característica de retenção de água (Adaptado de Fredlund e Xing, 1994)

Vanapalli *et al.* (1999) dizem que características do solo como estrutura do solo e a história de tensões influenciam na curva característica. Outros fatores como agregações/cimentação, índices de vazios, tipo de solo, textura, mineralogia, teor de umidade inicial (trajetória de umedecimento ou secagem) também a afetam. A influência de alguns desses fatores será discutida a seguir.

Considerando as características dependentes da estrutura do solo, quando este está submetido a baixos níveis de sucção, o efeito da capilaridade e a distribuição dos poros regem a quantidade de água existente no solo. Para valores mais altos de sucção, fatores como a textura e a superfície específica afetam em maior grau a forma da curva característica, desde que a água esteja adsorvida às partículas sólidas (McQueen e Miller, 1974). A Figura 2.6 mostra como cada parcela de faixa de sucção da curva característica é afetada por estes fatores.

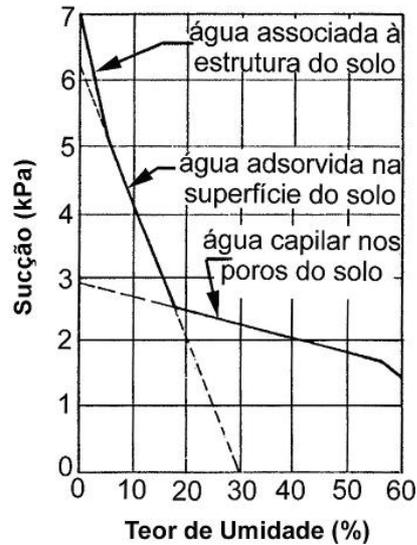


Figura 2.6 – Influência das parcelas de sucção na curva característica (MacQueen e Miller, 1974).

É experimentalmente comprovado (Hillel, 1971; Presa, 1982; dentre outros), que a trajetória de umedecimento e secagem provoca uma histerese na curva característica de sucção. Geralmente, a quantidade de água retida durante o processo de umedecimento é menor que aquela do processo de secagem. A Figura 2.7 mostra esse efeito em uma curva característica típica. A causa dessa histerese são alguns fatores tais como a geometria não uniforme dos poros individuais interconectados por pequenos canais; influência do ângulo de contato solo-água que varia segundo o avanço ou recuo do menisco devido à rugosidade da superfície do grão; ocorrência de ar aprisionado nos poros, reduzindo o teor de umidade no processo de umedecimento; história de secagem e umedecimento do material; liberação gradual do ar dissolvido na água (Presa, 1982)



Figura 2.7 – Efeito da histerese na curva característica de sucção (Hillel, 1971).

A distribuição granulométrica do solo também é um fator que afeta a relação sucção-umidade. Normalmente, quanto maior a quantidade da fração argila maior será o teor de umidade para um mesmo valor de sucção (Fredlund *et al.*, 1994). Segundo Antunes (2005), isso se deve ao fato dos solos mais argilosos possuírem vazios muito pequenos, o que aumenta o efeito da capilaridade. Também se pode atribuir este efeito à maior superfície específica apresentada pelos grãos menores, o que implica num aumento das forças de adsorção.

Outro ponto relevante é a uniformidade dos poros de solos argilosos, que faz com que a relação entre a sucção e a quantidade de água retida seja gradual, devido a esses poros estarem menos interconectados (Vanapalli *et al.*, 1999). Quando se analisa solos arenosos, observa-se que estes não possuem essa relação gradual, e sim uma variação brusca na curva característica de sucção. Basicamente, isso se deve a presença de poros maiores dos solos arenosos e mais conectados, quando comparados aos argilosos, uma vez estes solos mostram uma tendência de mudar o grau de saturação rapidamente à medida que a sucção aumenta (Vanapalli *et al.*, 1999). Quanto mais uniforme a granulometria do solo arenoso, mais abrupta a variação entre a umidade e a sucção. Na Figura 2.8 observa-se as diferenças nas curvas características de sucção em função da granulometria dos solos.

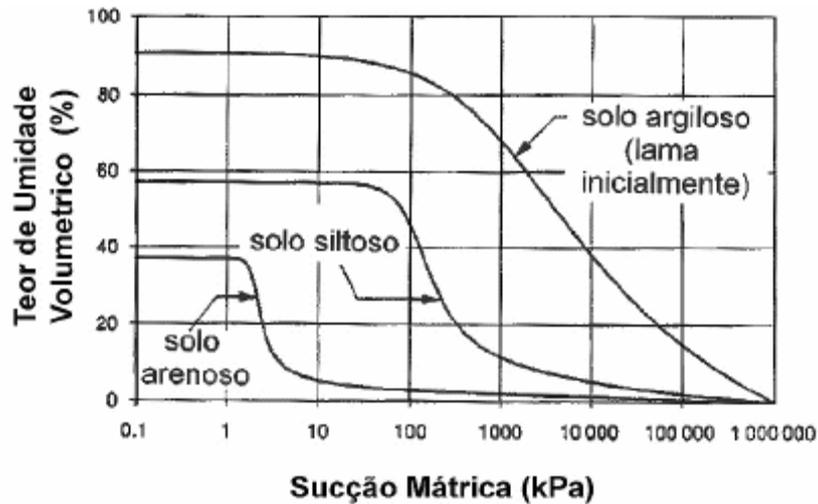


Figura 2.8 – Diferenças nas curvas características de sucção em função da granulometria dos solos (adaptado de Fredlund e Xing, 1994).

A influência da mineralogia dos solos na retenção de água é significativa, principalmente, em solos argilosos. Isso porque os argilominerais presentes nesses solos apresentam forças de adsorção diferentes, que são afetadas pela natureza da superfície das partículas e pelos tipos de cátions trocáveis. Quanto menor o tamanho dos íons, maior é a camada de água adsorvida na superfície das partículas. Por isso a esmectita retém mais água que a caulinita, por exemplo. Também, atribui-se esse fato, à maior superfície específica da esmectita (Presa, 1982; Jucá, 1990; de Campos *et al.*, 1992; Antunes, 2005).

Quando aumenta-se a temperatura provoca-se uma diminuição na interface solo-água, conseqüentemente ocorre uma diminuição na curvatura do menisco, afetando assim a sucção. Ressalta-se que, no caso de existir ar ocluído na massa do solo, tal aumento de temperatura induziria um aumento no diâmetro dos poros causado pela expansão do ar. Assim, a estrutura do solo também se alteraria, afetando a forma da curva característica. Segundo Hopmans e Dane (1986) citado por Duarte (2004), a combinação das variações de volume de ar ocluído e da tensão superficial pode minimizar os efeitos da temperatura na curva característica.

2.5 Técnica de Translação dos Eixos

Segundo Schofield (1935), a pressão de água numa amostra de solo poderia ser aumentada ao se aplicar uma pressão de ar na mesma. Partindo

dessa proposição e do princípio que a sucção no solo é a diferença entre a pressão de ar e pressão de água, Hilf (1956) desenvolveu uma técnica que permite medir a sucção em solos ou controlá-la durante a execução de ensaios em laboratório. Para isso, se aumenta a pressão de ar até que a pressão de água passe a ser positiva, evitando assim a possibilidade de ocorrer o fenômeno de cavitação no sensor. Dessa forma a pressão de água pode ser medida por um transdutor comum.

Conceitualmente, a técnica é válida tendo em vista que um acréscimo de pressão de ar não altera a curvatura do menisco formado pela água intersticial e, portanto, a diferença entre as pressões de água e ar ($u_w - u_a$), considerando-se a água como um líquido incompressível.

Contudo, algumas restrições da técnica foram apontadas por alguns autores. Por exemplo, o uso da técnica está restrito a amostras com a fase gasosa contínua, isto é, o ar existente deve estar totalmente interconectado para evitar qualquer variação de volume durante a aplicação da pressão de ar (Olson e Langfelder, 1965). Também a difusão do ar pela pedra porosa de alto valor de entrada de ar pode subestimar a sucção (Bocking e Fredlund, 1980).

Não se sabe ao certo como a aplicação de uma pressão elevada de ar influencia nos mecanismos de desaturação e o movimento de água pelo solo. As teorias que tentam explicar os fenômenos de movimento de água nos solos consideram que ocorre tração no fluido dos poros. O uso da técnica pode interferir na desaturação do corpo de prova e afetar o movimento e a distribuição da umidade no solo, uma vez que a pressão de água nos poros é sempre positiva (Carvalho, 2001).

2.6 Resistência ao Cisalhamento

Como dito anteriormente, o aparecimento da pressão negativa nos poros do solo, isto é, a sucção, modifica o comportamento mecânico dos solos não saturados. Ela causa um aumento significativo na resistência do solo, que pode ser suficiente, por exemplo, para estabilizar um talude natural, mesmo quando seu valor não é muito elevado (e.g. Fredlund e Rahardjo, 1993). Também muitos dos processos de instabilização são deflagrados justamente pela diminuição desta componente devido, por exemplo, a saturação provocada pelas chuvas.

Os estudos sobre a resistência ao cisalhamento dos solos não saturados iniciaram-se no século XX, quando Haines (1925) apresentou a influência das

tensões capilares sobre a resistência destes solos. Daí, vários autores passaram a pesquisar a resistência de solos não saturados (por exemplo, Fisher, 1926; Leonards, 1955; Donald, 1956; Bishop *et al.*, 1960).

A primeira relação amplamente conhecida para a resistência ao cisalhamento de solos não saturados foi formulada por Bishop *et al.* (1960). Esta relação se baseou no conceito de tensões efetivas de Terzaghi e considerou o critério de ruptura de Mohr-Coulomb.

$$\tau_r = c' + (\sigma - u_a)_r \operatorname{tg} \phi' + \chi (u_a - u_w)_r \operatorname{tg} \phi' \quad (2.5)$$

Onde τ_r é a resistência ao cisalhamento não saturado na ruptura; c' e ϕ' são os parâmetros de resistência do solo saturado; $(\sigma - u_a)_r$ é a tensão normal líquida atuante no plano de ruptura no momento da ruptura; $(u_a - u_w)_r$ é a sucção mátrica na ruptura; χ é um parâmetro dependente do grau de saturação do solo.

Conforme originalmente proposto, a determinação experimental do parâmetro χ não é trivial. Na prática, assume-se um valor entre 0 (solo totalmente saturado) e 1 (solo totalmente seco). Os valores dentro deste intervalo variam de forma não linear e dependem do tipo de solo.

Fredlund *et al.* (1978) propuseram uma equação para a determinação da resistência ao cisalhamento de solos na condição não saturada, tendo em vista o conceito de variáveis de tensão. Esta proposta contorna eventuais dificuldades de determinação experimental do parâmetro χ (ver equação 2.6).

$$\tau_r = c' + (\sigma - u_a)_r \operatorname{tg} \phi' + (u_a - u_w)_r \operatorname{tg} \phi^b \quad (2.6)$$

Onde ϕ^b é o parâmetro que quantifica um acréscimo de resistência relativo ao aumento da sucção mátrica. Ou seja, é a inclinação da curva tensão cisalhante vs sucção mátrica.

Comparando as duas proposições anteriores, Bishop *et al.* (1960) e Fredlund *et al.* (1978), pode-se concluir que ambas levam a equações de resistência equivalentes, apesar das mesmas serem conceitualmente diferentes (de Campos, 1997). As mesmas estão correlacionadas pela expressão 2.7.

$$\operatorname{tg} \phi^b = \chi \operatorname{tg} \phi' \quad (2.7)$$

A determinação experimental do parâmetro ϕ^b não apresenta maiores dificuldades. Assim, a proposição de Fredlund *et al.* (1978) é a mais difundida na determinação da resistência ao cisalhamento de solos não saturados.

A equação 2.6 que representa a resistência ao cisalhamento de um solo não saturado em função das variáveis de tensão $(\sigma - u_a)_r$ e $(u_a - u_w)_r$ pode ser reescrita em duas equações (equações 2.8 e 2.9).

$$\tau_r = c + (\sigma - u_a)_r \operatorname{tg} \phi' \quad (2.8)$$

$$c = c' + (u_a - u_w)_r \operatorname{tg} \phi^b \quad (2.9)$$

Onde c é a coesão aparente do solo devido ao acréscimo da sucção mátrica.

Pode-se obter uma envoltória de resistência tridimensional a partir das equações 2.8 e 2.9. Fredlund *et al.* (1978) afirmam que esta envoltória é um plano, uma vez que os ângulos ϕ' e ϕ^b são constantes e chama-a de envoltória estendida de Mohr-Coulomb (ver Figura 2.9).

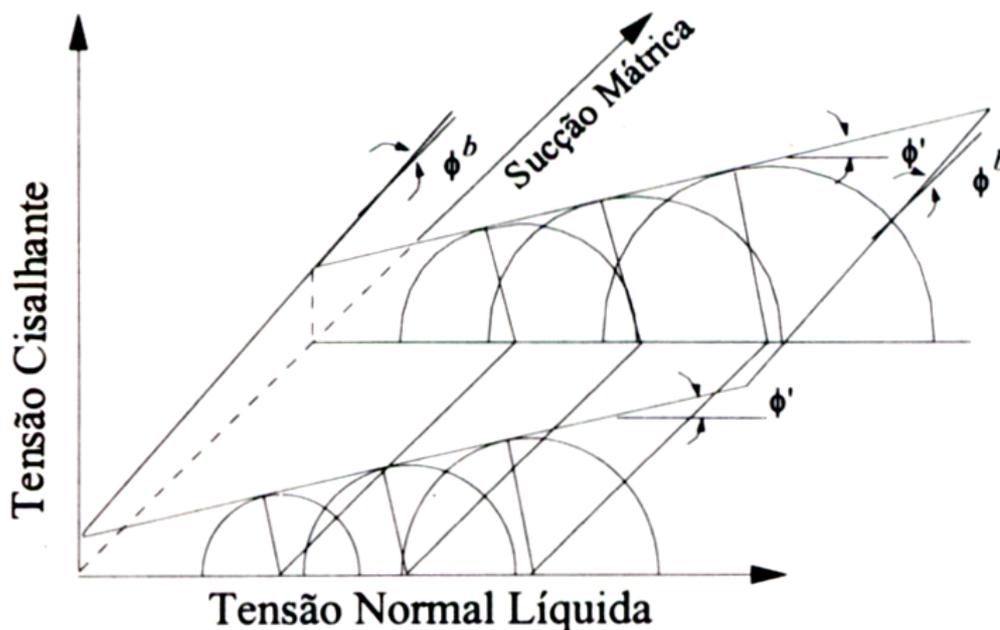


Figura 2.9 – Envoltória estendida de Mohr-Coulomb (Fredlund e Rahardjo, 1993)

As projeções horizontais da envoltória de resistência na origem dos planos τ vs. $(u_a - u_w)$ e τ vs. $(\sigma - u_a)$ permitem analisar a influência de cada variável de

tensão na resistência ao cisalhamento. A Figura 2.10 apresenta envoltórias em função da sucção mátrica e a Figura 2.11, envoltórias em função da tensão normal líquida.

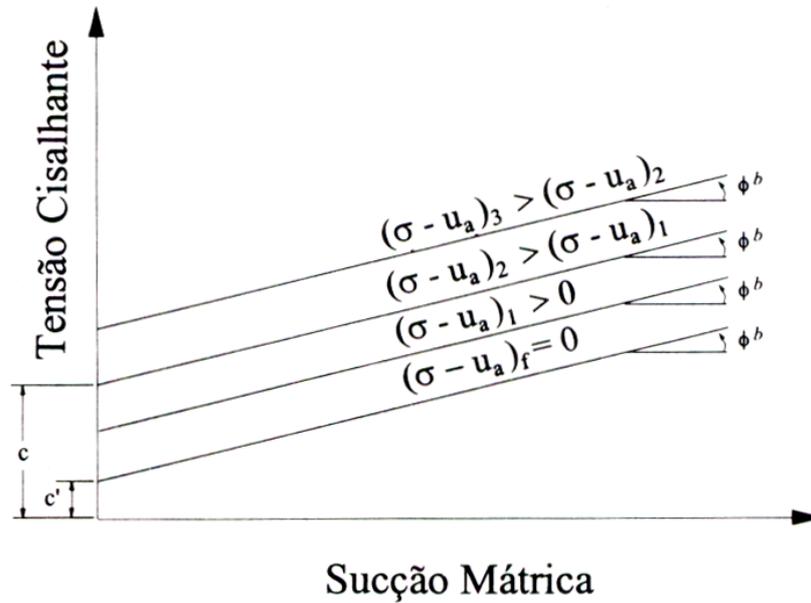


Figura 2.10 – Envoltórias de resistência de um solo não saturado em função da sucção mátrica. (Fredlund e Rahardjo, 1993)

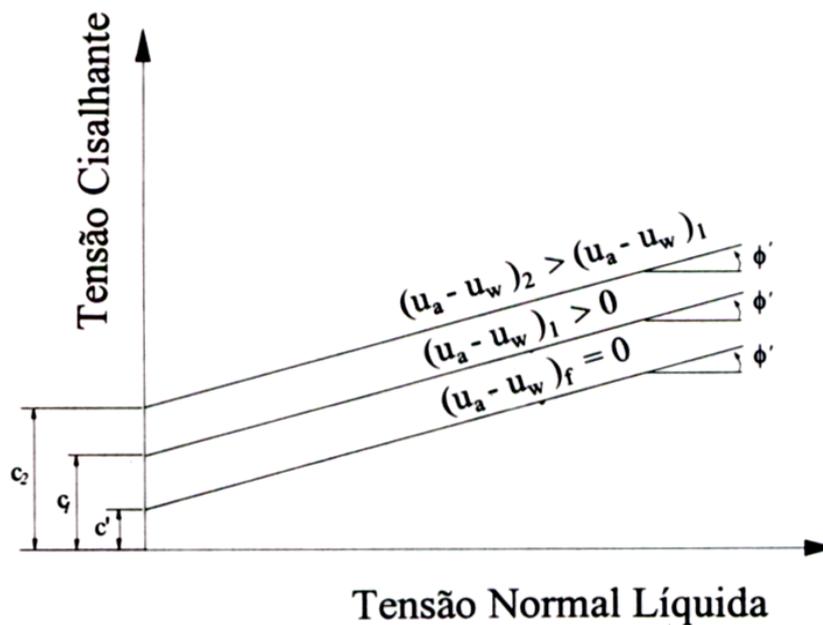


Figura 2.11 – Envoltórias de resistência de um solo não saturado em função da tensão normal líquida. (Fredlund e Rahardjo, 1993)

A hipótese da envoltória tridimensional ser um plano foi verificada por alguns autores tais como Fredlund *et al.* (1978), Gulhati e Satija, 1981; Ho e Fredlund, 1982. A partir de novos estudos, em diversos materiais, vários pesquisadores obtiveram uma variação não linear de ϕ^b (e.g. Escario e Sáez, 1986; Fredlund *et al.*, 1987; Gan e Fredlund, 1988; Abramento e Carvalho, 1989; de Campos e Delgado, 1995; Rohm e Vilar, 1995; Teixeira e Vilar, 1997; Bressani *et al.*, 1997; Futai *et al.*, 2004; Reis e Vilar, 2004; Soares, 2005). Essa variação não linear com a sucção é mostrada na Figura 2.12 e na Figura 2.13.

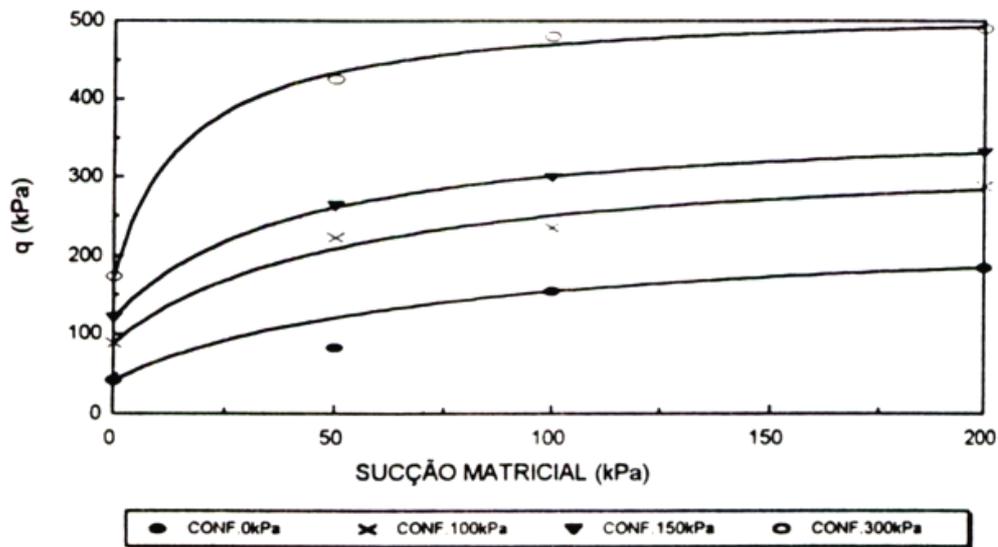


Figura 2.12 - Envoltória de resistência não linear no plano q vs $(u_a - u_w)$ (Teixeira e Vilar, 1997).

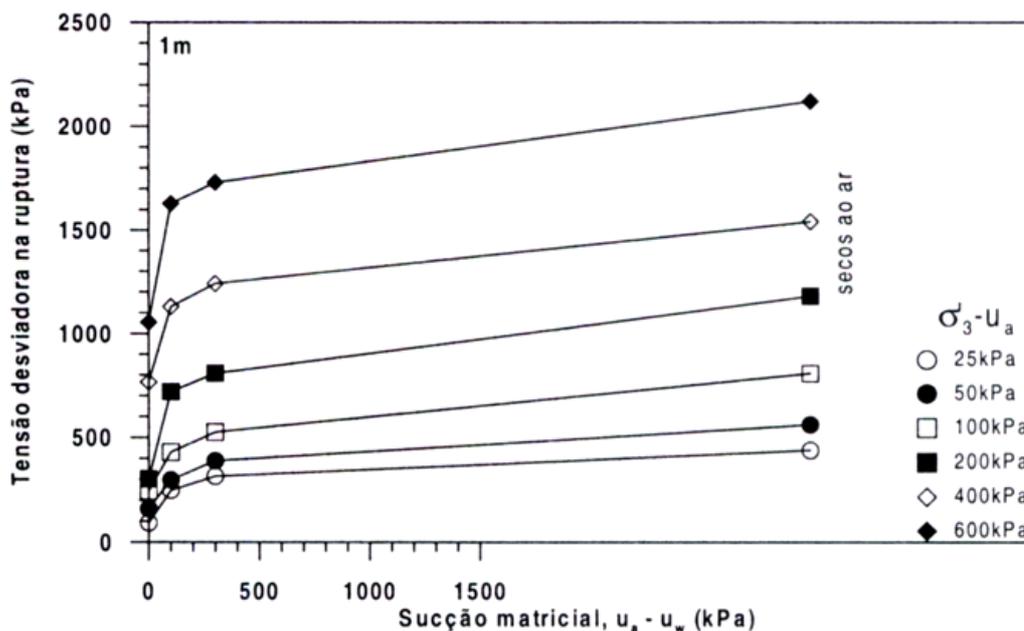


Figura 2.13 – Envoltória de resistência não linear no plano tensão desviadora na ruptura vs sucção mátrica (Futai *et al.*, 2004).

Na literatura, grande parte dos trabalhos encontrados apresenta valores do ângulo ϕ' maiores que o ângulo ϕ^b , indicando que a resistência ao cisalhamento é mais afetada por um acréscimo de tensão normal líquida que de sucção mátrica. Porém, pesquisas recentes feitas em solos distintos, mostram que o parâmetro ϕ' aumenta com o nível de sucção aplicado em ensaios onde se manteve a sucção constante e variou-se $(\sigma - u_a)$, como pode ser visto na Figura 2.14 (Rohm e Vilar, 1995) e na Figura 2.15 (Futai *et al.* 2004).

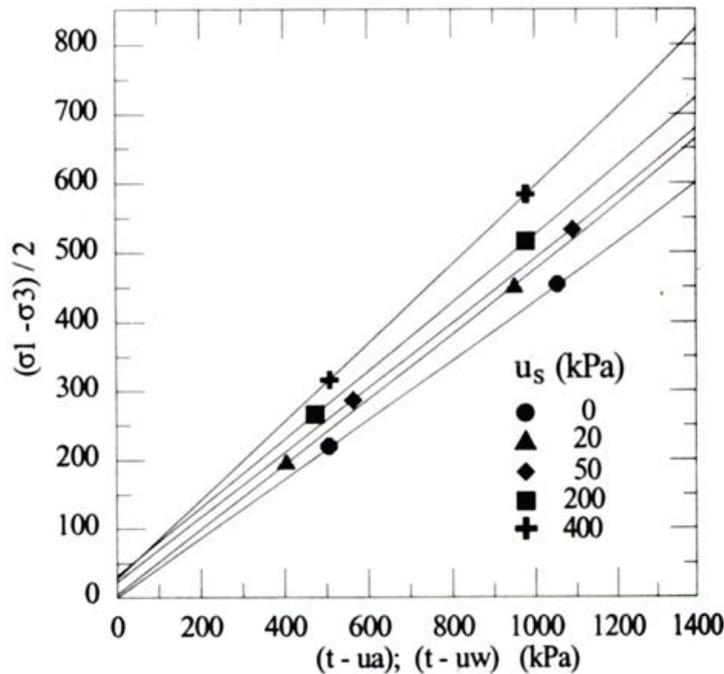


Figura 2.14 - Variação de ϕ' com a sucção (Rohm e Vilar, 1995).

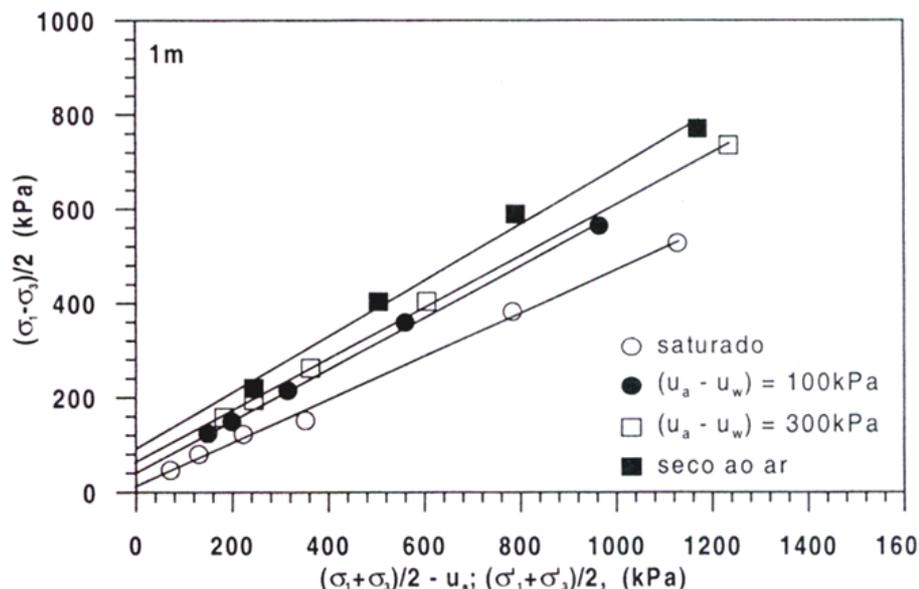


Figura 2.15: Variação de ϕ' com a sucção (Futai *et al.*, 2004).

De acordo com de Campos (1997), o comportamento da envoltória tridimensional não é simplesmente planar, e deve-se analisar as variações nos parâmetros ϕ^b e ϕ^r de cada caso separadamente. Assim, concluiu que a resistência ao cisalhamento de um solo não saturado pode ser representada por uma curva como a mostrada na Figura 2.16.

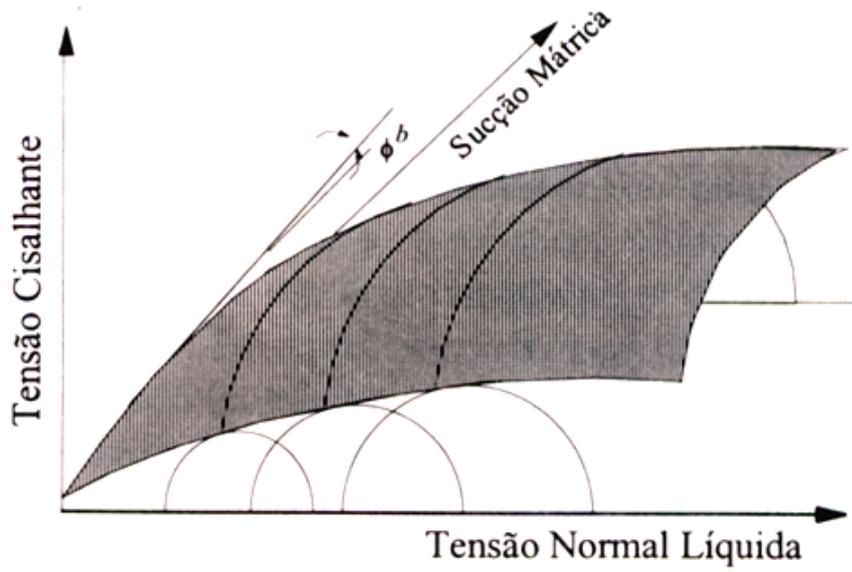


Figura 2.16 – Envoltória possível de resistência de um solo residual não saturado (de Campos, 1997).

3 Área de Estudo e Amostragem

3.1 Meio Físico

3.1.1 Localização e características gerais

O solo estudado neste trabalho ocorre em diversas áreas da região metropolitana de Belo Horizonte. O local escolhido para a retirada do material é denominado Conjunto Taquaril e se encontra em uma área considerada crítica no município referente à deflagração de processos geodinâmicos (URBEL, 2005) devido, essencialmente, a suas características geológicas e geotécnicas (*e.g.* encostas com alta declividade, litologia constituída basicamente por filitos semidesconfinados). Este fato é agravado, muitas vezes, pela ocupação de áreas impróprias desordenadamente, com moradias frágeis e raramente boa fundação, como pode ser constatado na Figura 3.1.



Figura 3.1 – Vista Geral do Conjunto Taquaril. (Fonte: www.favelaeissoai.com.br).

A região do Conjunto Taquaril está localizada no extremo leste do Município de Belo Horizonte (MG), distando aproximadamente 6 km do centro da cidade, portanto fora da área urbana projetada. A Figura 3.2 mostra a localização do Conjunto em relação à capital mineira.

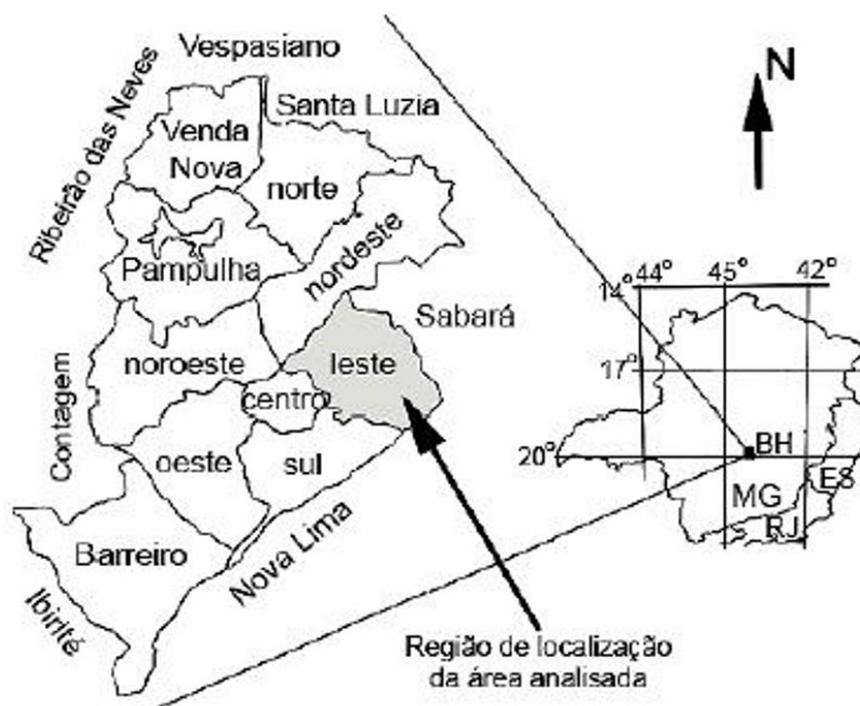


Figura 3.2 – Localização da área em relação ao município de Belo Horizonte (adaptado de mapa disponível em www.pbh.gov.br).

Em 1981, foi feito um plano de ocupação da área pela Prefeitura do Município de Belo Horizonte, abrangendo a parte do Conjunto pertencente a este, que originou o traçado das vias principais, a maioria já urbanizada e em boas condições. A parte não planejada possui a típica ocupação por invasão, sendo que esta área foi destinada à preservação ambiental e a áreas de lazer no Plano Diretor de 1995.

As principais vias de acesso são a Avenida dos Andradas e Rua Marzagânia (continuação da Avenida dos Andradas em Sabará), ao norte do conjunto. Para a área central do Taquaril, o acesso se dá pela Rua Niquelina ao sul. Os principais pontos de referência da região são: o Cemitério da Saudade e o Hospital da Baleia, o Conjunto Granja de Freitas, a Estrada de Nova Lima e o final da Avenida dos Andradas.

Quanto à densidade demográfica, é mais alta às margens das vias principais, enquanto diminui nos talvegues e às margens do Córrego Olaria, que constitui a única bacia hidrográfica da região. As moradias da área planejada são, em geral, de alvenaria aparente, unifamiliares de um pavimento. Por outro lado, nos locais ocupados desordenadamente, elas são muito precárias, construídas com madeira e/ou lonas, não havendo nenhuma preocupação com a fundação e o tipo de terreno. Destaca-se também que se encontram muito próximas aos cortes e/ou apoiadas em aterros lançados sem nenhum controle.

A rede de abastecimento de água oficial atende praticamente todo o Taquaril, sendo que a população não atendida por ela usa instalações clandestinas. A ocorrência de vazamentos nas tubulações da rede oficial na região é comum, contribuindo com a erosão das vias não pavimentadas. A rede oficial de esgotamento sanitário não atende a maior parte do Conjunto, sendo comum à existência de fossas, muitas vezes, precárias. O lançamento do esgoto a céu aberto ou diretamente nas bocas de lobo também é uma prática comum.

O sistema de drenagem da região existe apenas nas vias principais, constatando-se que as bocas de lobo instaladas encontram-se constantemente entupidas e entulhadas com o lixo lançado pela população. Observa-se também a existência em algumas vias de escadas de drenagens. A coleta de lixo no local é precária, devido principalmente a sua topografia que dificulta o acesso de caminhões de coleta, estimulando a população a acumular o lixo em encostas e talvegues.

3.1.2 Aspectos Climáticos

O município de Belo Horizonte está situado na zona climática Cwa, segundo a classificação de Koppen, o que corresponde a um clima tropical de altitude com inverno seco e verão úmido e temperatura média do mês mais frio inferior a 18°C. A Figura 3.3 mostra a variação da temperatura média no município entre os anos de 1920 e 2003. A partir da análise dos gráficos de temperatura obtidos segundo as estações apresentadas percebe-se uma temperatura média por volta de 21,5°C, uma temperatura máxima, de 37°C e uma mínima, de 5°C.

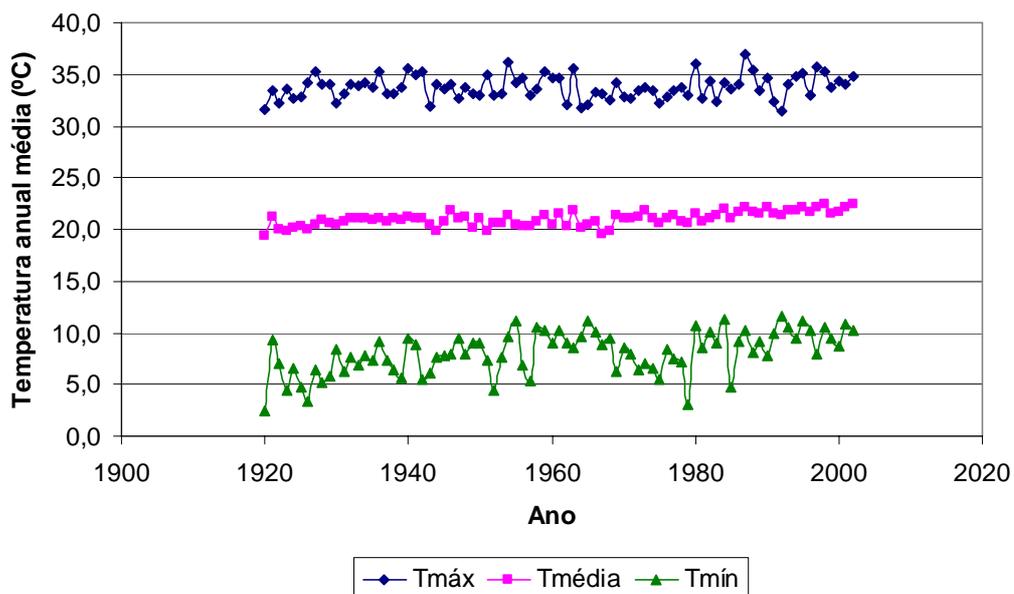


Figura 3.3 - Temperatura em Belo Horizonte entre os anos de 1920 a 2003 (Fonte: INMET).

As chuvas na capital mineira são constantes durante o verão, como pode ser percebido na Figura 3.4. Neste gráfico estão apresentadas as médias mensais de precipitação ocorridas em Belo Horizonte nos anos de 1931 a 2003 (INMET, 2006).

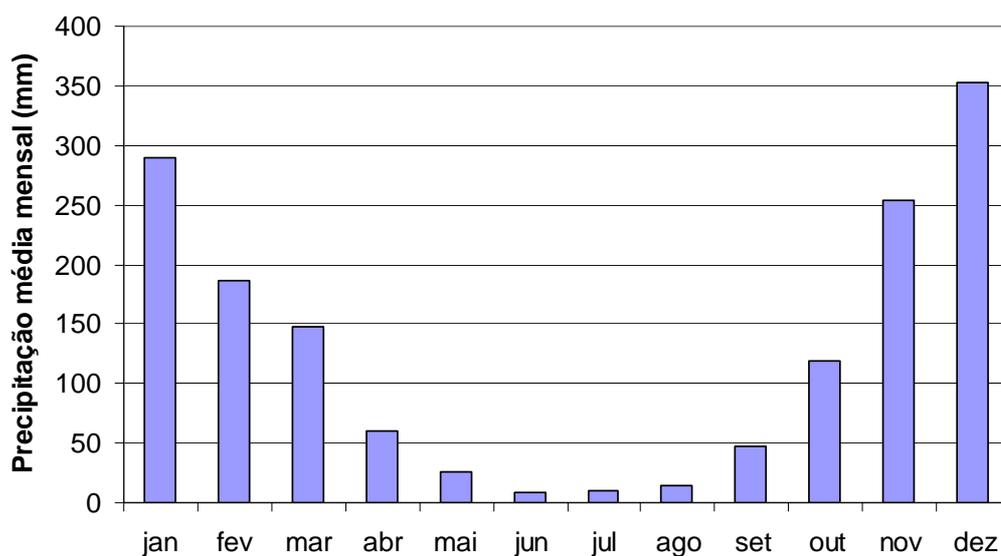


Figura 3.4 – Precipitação média mensal em Belo Horizonte (Fonte: INMET, 2006).

A região do Conjunto Taquaril está inserida na região de Belo Horizonte, não apresentando grandes diferenças nos registros dos aspectos climáticos apresentados anteriormente. Assim, é coerente afirmar que o acima exposto é aplicável à região de estudo.

3.1.3 Relevo e Vegetação

O relevo da região é caracterizado por um entalhe vigoroso devido, principalmente, a altitude representativa da área (795 m a 1040 m), a pré-disponibilidade litológica e o clima predominantemente úmido. Há ocorrência de vales encaixados, sobretudo, próximo às cabeceiras, se alargando a jusante. Em geral, a forma apresentada pelos vales é de V (Parizzi *et al.*, 2002).

A vegetação original da região é típica de cerrado com espécies herbáceas e arbustivas de pequeno a médio porte, observada somente nas áreas não urbanizadas e nas linhas de drenagem. Na região habitada, observaram-se a introdução de espécies frutíferas pela população, principalmente bananeiras. Ressalta-se que a paisagem original da área foi fortemente modificada pela ação antrópica, a erosão é intensa e o padrão de ocupação, irregular.

3.1.4 Geologia e Geomorfologia

O substrato do município de BH é formado essencialmente por rochas pré-cambrianas agrupadas em dois grandes domínios litoestruturais: o Complexo Belo Horizonte e o Quadrilátero Ferrífero, ambos cortados por rochas mais recentes, de natureza intrusiva. As coberturas cenozóicas, que recobrem parcialmente tais litologias pré-cambrianas, podem ser agrupadas em uma formação à parte, chamada Domínio das Formações Superficiais, principalmente por sua descontinuidade (Silva *et al.*, 1995).

A região do Conjunto Taquaril situa-se no sopé da serra homônima, parte da Serra do Curral, constituída por rochas metassedimentares (Silva *et al.*, 1995), destacando-se a ocorrência de rochas filíticas pertencentes ao Grupo Sabará. A geologia estrutural do local acompanha o padrão regional da Serra do Curral, sendo que as litologias observadas, exceto as rochas intrusivas, estão orientadas segundo a direção NE-SW com caimento para SE e os ângulos de mergulho variam, em sua maioria, entre 30° a 70°.

A Figura 3.5 mostra a diversidade litológica do substrato da região. Destacam-se cinco litotipos: filito; metagrauvaca; filito e quartzo-pirita-xisto intercalados; estauroлита-andaluzita-mica-xisto; quartzo-xisto; sendo que, geralmente, essas seqüências encontram-se em elevado estágio de decomposição. Na região, ocorrem também intrusões de metadiabásio e espessos veios de quartzo leitoso. Os metadiabásios apresentam-se em forma de blocos e matacões subarredondados de textura macia e coloração esverdeada, encontrados também ao longo das drenagens (Parizzi *et al.*, 2002).

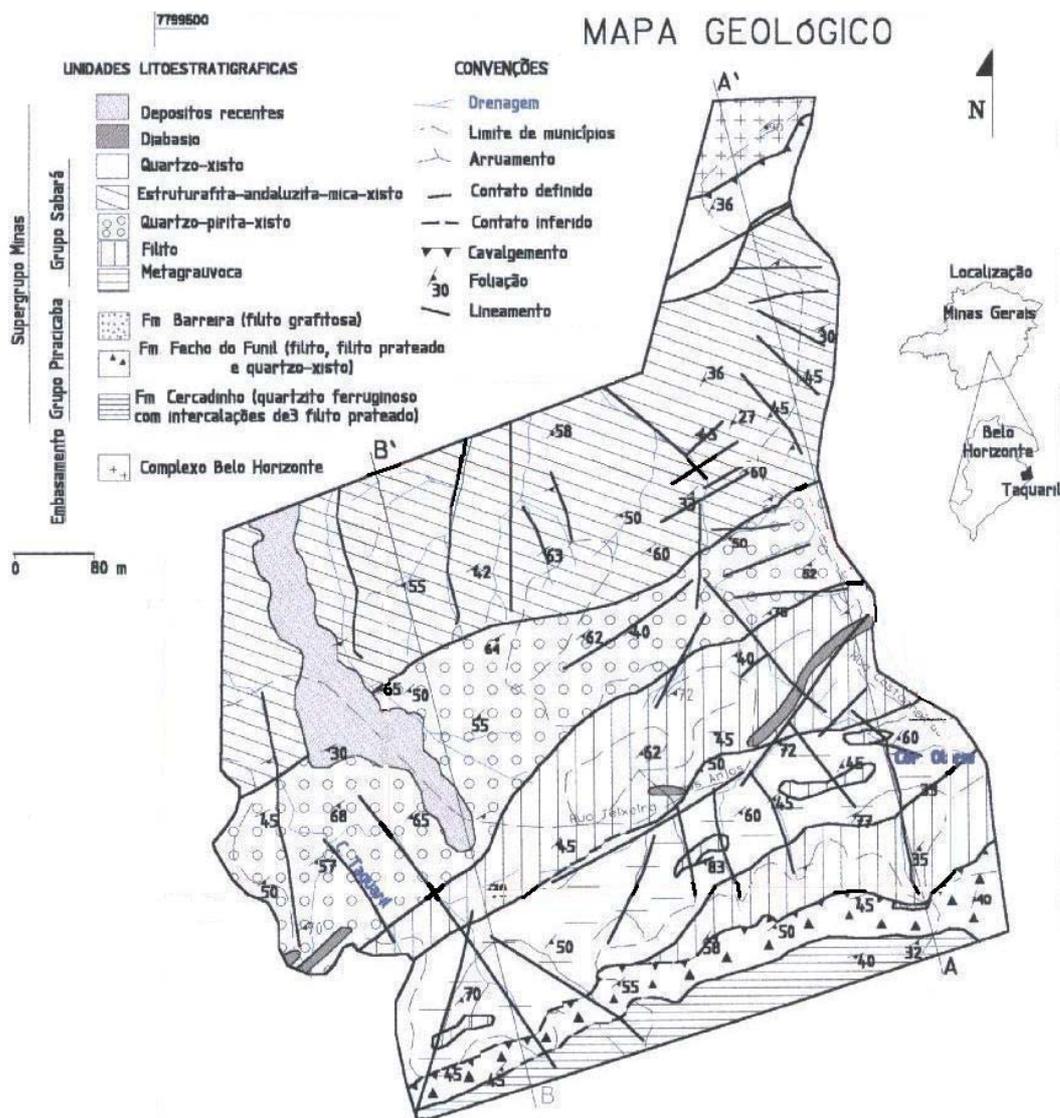


Figura 3.5 – Mapa Geológico da região do Conjunto Taquaril (adaptado de Parizzi *et al.*, 2002).

A litologia mais homogênea é os filitos, sendo estes de composição e granulometria extremamente variadas, desde rochas mais micáceas até rochas

com altos teores de quartzo, refletindo essas características nos perfis de intemperismo delas desenvolvidos. Quando inalterada, a rocha mostra-se resistente, mas desloca-se facilmente se desconfinada. A coloração típica da rocha são cinza-esverdeada (Malheiros, 2005).

No Conjunto, os filitos apresentam-se bastante alterados, com coloração típica vinho, às vezes rosada, ou ocre amarelado nas porções mais siltosas (Malheiros, 2005). Geralmente são cortados por dois, às vezes quatro, sistemas de fraturas, com atitudes preferenciais são N60°W/45°NE, N10°-20°W/90°-75°NE, N05°W/80SW e N30°E/55°NW. Raramente esta rocha aflora, sendo visto próximo às drenagens e em cortes para a construção de moradias (Parizzi *et al.*, 2002).

3.2 Amostragem

3.2.1 Localização, coleta e denominação das amostras

Para a retirada dos blocos foram abertas trincheiras e coletaram-se amostras de solo e uma de rocha. Os solos foram denominados SR1, a amostra de solo laranja, mais intemperizada; SR2, solo roxo a rosado; e SR3, solo roxo a rosado, menos intemperizado. A amostra de rocha será chamada simplesmente de rocha. A Tabela 3.1 mostra um resumo da amostragem, detalhando quantidade de blocos, assim como a época de retirada de cada um, a profundidade e suas dimensões.

Tabela 3.1 – Resumo da amostragem.

Amostra	Profundidade (m)	Cor	Retirado em	Bloco Nº.	Dimensões (cm³)
SR1	1,5 a 2 m	Alaranjado	14/02/05	1	30X30X30
				2	30X30X30
				3	30X30X30
SR2	2 a 3 m	Arroxeadado	25/02/05	4	25X25X30
SR3	2 a 3 m	Arroxeadado	14/09/05	5	30X30X30
				6	30X30X30
Rocha	Superfície	Cinza	14/09/05	-	2 fragmentos

As amostras de solo e rocha foram retiradas em Belo Horizonte, sendo a amostra SR1 retirada da Rua Eugênia Nassif Nasser (antiga rua K) nº. 7 e as amostras SR2, SR3 e rocha da Avenida Country Club de Belo Horizonte. Ressalta-se que os blocos de SR3 não foram retirados no mesmo perfil que o SR2,

mas da mesma horizontal. O local de amostragem pode ser observado na Figura 3.6.



Figura 3.6 – Local de amostragem (Google Earth, 2006).

Os taludes de retirada dos blocos podem ser visualizados na Figura 3.7 e na Figura 3.8. Preocupou-se em limpar o local, eliminando a possibilidade da amostra não ser de um solo residual. A amostra de rocha foi retirada da superfície e já se encontrava alterada.



Figura 3.7 – Talude de retirada da amostra SR1.



Figura 3.8 – Talude de retirada das amostras SR2, SR3 e rocha alterada.

Os materiais foram submetidos a diversas análises físicas, químicas e mineralógicas a fim de escolher um deles para realizar ensaios de resistência ao cisalhamento com as amostras na condição não saturada. Análises químicas e mineralógicas também foram realizadas na amostra de rocha para definir qual tipo de filito originou o solo.

3.2.2 Características Tátil-Visuais

Em todas as amostras e em campo, observou-se que as mesmas são muito heterogêneas em sua cor, textura e estrutura. A seguir, são destacadas as características táteis e visuais principais de cada uma delas.

Solo Residual de Filito 1 – SR1

A amostra SR1 é alaranjada, inicialmente classificado como solo residual maduro devido à sua coloração e às poucas feições da rocha originária. Após as análises propostas, concluiu-se que se trata de um solo residual jovem com um grau de intemperismo maior que o das outras duas amostras. Ao toque, percebeu-se que é um solo fino, sedoso, sentindo-se a presença de uma porcentagem pequena de areia. A Figura 3.9 mostra detalhe do solo SR1.



Figura 3.9 – Detalhes do solo SR1.

Solo Residual de Filito 2 – SR2

A segunda, SR2, possui coloração variada em tons de cinza, roxo, rosa e amarelo em diversos pontos (ver Figura 3.10). O SR2 é mais sedoso ainda ao toque, não se percebeu grãos de areia, também é um solo fino, apresenta brilho

característico de um solo micáceo, o que foi comprovado nas análises mineralógicas, que serão apresentadas posteriormente.



Figura 3.10 – Detalhes do solo SR2.

Solo Residual de Filito 3 – SR3

A última amostra de solo, SR3, possui a mesma diversidade em coloração do solo anterior, porém, concluiu-se que é menos intemperizada que a SR2, de acordo com a caracterização química e mineralógica, mostrada no capítulo 5. Observou-se também a presença de feições e fraturas características da rocha-mãe com um material peculiar de preenchimento das mesmas, às vezes com coloração alaranjada, outras, preta. Ao toque, não era sedoso e percebia-se a presença de grãos de areia fina. As análises do SR3 mostraram uma porcentagem maior de areia, porém, viu-se que também se trata de um solo fino.



Figura 3.11 – Detalhes do solo SR3

4 Equipamentos, Rotinas e Programas de Ensaio

Para o desenvolvimento do presente trabalho, foram executados ensaios de caracterização do solo e resistência. A resistência saturada do solo foi obtida de ensaios de cisalhamento direto convencional em amostras indeformadas submersas. Para analisar a influência da sucção na resistência ao cisalhamento foi executado um programa de ensaios de resistência em uma prensa de cisalhamento direto com controle de sucção. Todos esses ensaios supracitados foram realizados segundo técnicas e rotinas de execução que garantiram a sua repetibilidade. A seguir, são descritos tais rotinas e técnicas usadas no programa experimental.

4.1 Ensaio de Caracterização

4.1.1 Caracterização Física

Para a determinação das propriedades-índices básicas das amostras de solo estudadas, foram realizados ensaios de caracterização física. Tal caracterização foi feita no Laboratório de Geotecnia e Meio Ambiente da PUC – Rio, utilizando amostras deformadas e indeformadas. Os procedimentos seguem as recomendações da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), citadas a seguir:

- ➔ NBR 6457/1986 – Amostra de Solos – Preparação para Ensaio de Compactação e Caracterização;
- ➔ NBR 6457/1986 – Teor de Umidade Natural;
- ➔ NBR 6508/1984 – Massa Específica Real dos Grãos;
- ➔ NBR 6459/1984 – Solo – Determinação do Limite de Liquidez;
- ➔ NBR 7180/1988 – Solo – Determinação do Limite de Plasticidade;
- ➔ NBR 7181/1988 – Solo – Análise Granulométrica.

A partir das amostras indeformadas dos diversos ensaios realizados, foram determinadas outras propriedades índices, como:

- Peso específico real dos grãos, $\gamma_s = \rho_s \cdot g$, sendo ρ_s a massa específica dos grãos e g a aceleração da gravidade ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$);
- Peso específico natural, $\gamma_{nat} = \rho_{nat} \cdot g$. Onde ρ_{nat} é a massa específica natural;
- Peso específico seco, $\gamma_d = \gamma_{nat}/(1 + w_{nat})$, sendo w_{nat} a umidade natural do solo;
- Índice de vazios (e), obtido pela correlação de índices $e = \gamma_s/\gamma_d - 1$;
- Porosidade (n , %), também obtida por correlação de índices, sendo $n = e/(1 + e)$;
- Grau de saturação (S , %), por fórmula de correlação, $S = \rho_s \cdot w_{nat}/e \cdot \rho_w$; sendo ρ_w a massa específica da água a 4° C ($\rho_w = 1 \text{ Mg/m}^3$).

Os resultados da caracterização física do solo permitem, ainda, classificar o solo de algumas maneiras, sendo que a classificação usada nesse trabalho segue o sistema unificado de classificação de solos (SUCS). Este sistema de classificação foi desenvolvido por Arthur Casagrande em 1948 para obras de aeroportos, sendo que o seu uso foi expandido para todas as áreas da Geotecnia. Essa classificação está apresentada no capítulo 5.

4.1.2 Caracterização Mineralógica

A caracterização mineralógica de solos tropicais é importante, uma vez que, em alguns casos, sua mineralogia pode influenciar em seu comportamento mecânico. Segundo Souza Neto e Lacerda (2001) citado por Brant (2005), a mineralogia do material pode ser tão ou mais importante que os índices físicos, em alguns casos de correlações, resultando em grande dispersão, quando tal caracterização não é levada em conta. Os autores afirmam, ainda, que o maior problema em se estabelecer correlações é o reduzido número de dados disponíveis na literatura.

O tipo de argilomineral constituinte do solo é um parâmetro controlador do tamanho, forma e características superficiais de suas partículas, assim como sua expansibilidade, plasticidade e resistência (Mitchell, 1993).

A composição qualitativa das diversas frações do solo foi determinada através de observação na lupa binocular e de difrações de raios-X. As frações pedregulho e areia foram analisadas na lupa binocular. As difrações de raios-X foram realizadas pelo método do pó em amostras total e das frações silte e

argila. A preparação das amostras foi feita por peneiramento. A Tabela 4.1 apresenta o resumo das amostras utilizadas nesta caracterização.

Tabela 4.1 – Amostras para caracterização mineralógica.

Amostra	Passante na peneira nº.	Abertura da malha (mm)	Retido na peneira nº.	Abertura da malha (mm)
Total	40	0,420	-	-
Pedregulho	8	2,380	10	2,000
Areia	10	2,000	200	0,074
Silte	200	0,074	400	0,037
Argila	400	0,037	-	-

Após esta preparação, foram realizadas as observações na lupa binocular do Laboratório de Geotecnia e Meio Ambiente da PUC – Rio, a fim de determinar a composição mineralógica das frações pedregulho e areia do solo. Posteriormente, as mesmas amostras foram analisadas no Laboratório de Análise de Materiais e Tratamento Térmico do Departamento de Ciências de Materiais e Metalurgia da PUC – Rio, onde se obteve as fotos apresentadas no capítulo 5.

As análises de difração de raios-X nas amostras de rocha, SR1 e SR2 (frações de silte e argila) foram executadas no Laboratório de Difractometria de Raios-X do Departamento de Geologia da UFRJ. O equipamento utilizado foi um Difractômetro Rigaku-Termoflex, modelo 2013, com contador proporcional, 40 KV, 30 mA; tubo de cobre, filtro de níquel, velocidade de varredura de 1º/min.

As análises nas amostras de SR3 e SR2 (amostra total, em estado natural e aquecida) foram realizadas no Laboratório de Difractometria de Raios-X do DCMM da PUC - Rio. Utilizou-se um Difractômetro Siemens, modelo D5000. A velocidade de varredura foi de 1,2º/min.

Algumas amostras foram tratadas para confirmar as análises de difração. Foram obtidas duas lâminas da amostra total e das frações silte e argila para a amostra de rocha e de solo SR1. As frações foram separadas por sedimentação. Uma lâmina de cada amostra foi saturada em etilenoglicol, sendo estas colocadas em um dessecador de vidro contendo tal substância por 24h. As outras lâminas foram aquecidas em mufla a uma temperatura de 550º C. A amostra total de solo SR2 apenas foi aquecida a 350º C em forma de pó.

A identificação dos minerais foi feita pela determinação dos picos obtidos pela difração dos raios-X e registrados em gráficos, correspondendo a vários ângulos de um goniômetro, a partir do quais o espaçamento cristalográfico dos minerais pode ser calculado pela Lei de Bragg (equação 4.1).

$$n\lambda = 2d \cdot \text{sen}(\theta) \quad (4.1)$$

onde n é um número inteiro, positivo e diferente de zero; λ é o comprimento de onda do feixe de raios-X; d é a distância entre camadas atômicas em um cristal, isto é, a distância interplanar basal do mineral; e θ é o ângulo de incidência do feixe de raios-X.

Nas análises feitas na UFRJ, os picos foram determinados através de tabelas nas quais o espaçamento é apresentado em função do seu ângulo. Já nos difratogramas obtidos no DCMM – PUC – Rio, a identificação dos picos foi realizada através de análises quantitativas pelo software TOPAS da Bruker AXS.

4.1.3 Caracterização Química

A fim de se analisar as características químicas dos solos estudados, assim como da amostra de rocha, foram feitas análises químicas, total e parcial, assim como a determinação do pH e perda ao fogo.

A análise química total foi feita pelo Laboratório de Fluorescência e Difração de Raios-X do Departamento de Geologia da UFRJ, utilizando o método de pastilhas fundidas com fluxo (tetra/meta) de tetraborato de lítio ($\text{Li}_2\text{B}_4\text{O}_7$), diluição de 1:5, num espectrômetro PW 2400, da marca Phillips. O software utilizado para as análises semi-quantitativas foi o Squant14, acompanha o equipamento e foi desenvolvido pelo fabricante do mesmo. Desta análise foi possível quantificar os teores de óxidos de silício, alumínio, titânio, ferro, manganês, magnésio, potássio e zircônio das amostras.

Ainda no Laboratório da UFRJ citado anteriormente, foi determinada a perda ao fogo das amostras de solo e rocha, com exceção do SR3. As amostras foram pesadas antes e depois de serem levadas à mufla a 950° C por 30 min. Com os resultados dessa análise pode-se correlacionar o grau de intemperismo das amostras.

Nas análises químicas parciais, apenas os minerais secundários são decompostos, como os argilominerais, óxidos cristalinos de ferro e de alumínio e amorfos. Esses minerais são representativos das frações finas do solo, responsáveis, principalmente por sua atividade.

Do ataque sulfúrico, foram determinados os teores de óxidos de silício (Si_2O), alumínio (Al_2O_3), ferro (Fe_2O_3), titânio (TiO_2) e potássio (K_2O), dados em porcentagem. Já o complexo sortivo, se refere à presença de cátions trocáveis nos solos, expressos por cmol_c/kg . Com os valores determinados nessa última análise, pode-se quantificar as porcentagens de alguns argilominerais nas amostras de solo e rocha.

Estes ensaios foram realizados no Centro Nacional de Pesquisa de Solos (CNPS/EMBRAPA), sendo que seguiram procedimentos descritos no Manual de Análise de Solo (CNPS/EMBRAPA, 1997). A determinação do pH do solo também foi feita neste centro e deste resultado foi obtido a acidez das amostras.

4.1.4 Programa de Ensaio

Foram realizadas as caracterizações supracitadas nas amostras de solos e rocha coletados. As Tabela 4.2 e Tabela 4.3 resumem os ensaios e assinalando em quais amostras estes foram executados.

Tabela 4.2 – Resumo do programa experimental de Caracterização Física.

Amostra	Teor de Umidade Natural	Massa específica dos grãos	Limites de Atterberg	Granulometria
SR1	X	X	X	X
SR2	X	X	X	X
SR3	X	X	X	X
Rocha	-	-	-	-

Tabela 4.3 – Resumo do programa experimental de Caracterização Mineralógica e Química.

Amostra	Caracterização Mineralógica		Caracterização Química	
	Lupa Binocular	Difração de Raios-X	Análise Química total	Análise Química Parcial
SR1	X	X	X	X
SR2	X	X	X	X
SR3	X	X	X	X
Rocha	-	X	X	X

4.2 Ensaio para Obtenção da Curva Característica de Retenção de Água

Como dito anteriormente, as curvas características dos solos residuais foram obtidas pelo do método do papel filtro (de Campos *et al.* 1992; Marinho 1994 e 1997; Villar 2002; Moncada 2004). Os aspectos teóricos e históricos

do ensaio e, também, a importância de obter a relação entre a sucção e a umidade dos solos não saturados estão descritos no capítulo 2. A seguir as rotinas e técnicas de ensaio adotadas são apresentadas.

4.2.1 Rotinas e Técnicas de Ensaio

Inicialmente, as dimensões dos anéis moldadores foram obtidas, ou seja, altura e diâmetro, assim como a massa. Foram confeccionados 10 corpos de prova para cada curva característica, obtendo-se o respectivo teor de umidade de campo. Após a moldagem, cada anel era embalado com filme de PVC e papel alumínio, para não ocorrer perda de umidade.

Depois de determinado o teor de umidade, era estimada a quantidade de água a ser adicionada ou retirada de cada corpo de prova, levando-se em consideração uma faixa de teor de umidade entre o valor residual e o de saturação. Dessa forma, os pontos experimentais seriam representativos. Vale lembrar que nesse procedimento, os corpos de prova partiram da sua umidade natural, assim, caso necessitasse iam ser umedecidos ou secos.

O umedecimento foi feito adicionando água e posteriormente pesando os corpos de prova. Quando se fez necessário diminuir a umidade do solo, o mesmo foi realizado deixando o corpo de prova secando ao ar. Depois, os anéis foram embrulhados com filme de PVC e papel alumínio, novamente, para não perder umidade. Estes foram colocados em uma caixa de isopor fechada por 48 horas para que a umidade se distribuísse uniformemente por todo solo dentro do anel.

Passado esse tempo, os papéis-filtro foram colocados em contato com o solo no topo e na base de cada anel, uma vez que se desejava obter a sucção mátrica. Salienta-se que os papéis filtro foram utilizados diretamente da caixa. Novamente, os anéis eram bem isolados do ambiente, isto é, embalados com filme de PVC e papel alumínio e colocados na caixa de isopor, permanecendo ali por 10 dias para que ocorresse a equalização das sucções nos diversos anéis.

O passo seguinte era a pesagem dos papéis-filtro úmidos. Esta foi feita durante 3 min, em intervalos de 10 s, nos 2 primeiros minutos, e 15 s no minuto final em uma balança de resolução de 0,0001 g. Ressalta-se que nessa etapa deve-se prestar muita atenção, já que o intervalo de tempo é muito pequeno.

Então, os papéis-filtro e os corpos de prova foram secos em estufa com temperatura entre 100 e 110° C por no mínimo 2 horas (Marinho 1997). O

procedimento de pesagem do filme de PVC seco foi idêntico ao de pesagem do papel-filtro úmido. Os corpos de prova secos também foram pesados.

Com os dados obtidos montava-se um gráfico de variação de peso do papel filtro *versus* raiz do tempo. A partir de interpolações para o tempo zero, obteve-se a massa inicial do papel filtro. Observou-se que o comportamento dessas curvas, tanto para ganho de umidade quanto para perda, foi muito variável.

Determinava-se a umidade dos papéis filtro, a sucção correspondente e o teor de umidade do solo. Após obter a curva característica, verificou-se a necessidade ou não de novos pontos a fim de melhorar o aspecto da curva determinada.

4.2.2 Programa de ensaios

Foram realizadas determinações de curva característica de sucção para cada um dos solos estudados. A Tabela 4.4, Tabela 4.5 e Tabela 4.6 resumem as características iniciais dos corpos de prova usados, assim como a trajetória de secagem ou umedecimento seguida. O teor de umidade indicado foi o volumétrico.

Tabela 4.4 – Pontos para a curva característica do solo SR1.

Ponto	Trajectoria	θ inicial (%)	θ final calculada (%)	Massa inicial do corpo de prova (g)	Adição/R etirada de água (mL)	θ final obtida (%)
1	umidade natural	24,94	24,94	87,14	0,00	23,90
2	secagem	25,66	2,00	96,76	-9,41	1,32
3	secagem	21,89	8,23	97,26	-7,53	8,02
4	secagem	18,30	14,46	97,67	-3,79	8,13
5	secagem	20,22	20,69	82,31	-1,12	12,35
6	umedecimento	16,82	26,93	88,33	2,09	25,81
7	umedecimento	19,71	33,16	84,84	3,99	31,83
8	umedecimento	21,45	39,39	88,41	5,19	39,82
9	umedecimento	20,64	45,62	86,46	8,34	44,31
10	umedecimento	22,58	51,85	85,48	9,64	48,81

Tabela 4.5 – Pontos para a curva característica do solo SR2.

Ponto	Trajectoria	θ_{inicial} (%)	θ_{final} calculada (%)	Massa inicial do corpo de prova + anel (g)	Adição/Retirada de água (mL)	θ_{final} obtida (%)
1	umidade natural	27,18	27,18	91,48	0,00	25,67
2	secagem	28,87	2,00	92,20	-9,41	1,73
3	secagem	27,28	7,88	91,15	-7,53	6,60
4	secagem	27,35	13,75	91,42	-3,79	18,89
5	secagem	27,04	19,63	91,96	-1,12	11,01
6	umedecimento	26,69	25,51	91,96	2,09	24,95
7	umedecimento	28,02	31,39	91,27	3,99	30,54
8	umedecimento	28,25	37,26	88,95	5,19	35,23
9	umedecimento	27,27	43,14	90,01	8,34	42,03
10	umedecimento	27,63	49,02	91,81	9,64	47,16
11	umedecimento	26,81	27,18	99,65	0,15	28,53
12	umedecimento	27,07	31,03	101,89	1,57	26,30

Tabela 4.6 – Pontos para a curva característica do solo SR3.

Ponto	Trajectoria	θ_{inicial} (%)	θ_{final} calculada (%)	Massa inicial do corpo de prova + anel(g)	Adição/Retirada de água (mL)	θ_{final} obtida (%)
1	umidade natural	11,80	11,80	69,18	0,00	9,30
2	secagem	15,45	0,74	72,77	-5,29	12,72
3	secagem	14,49	6,14	72,89	-2,97	32,87
4	secagem	12,45	11,55	71,32	-0,33	48,50
5	umedecimento	13,28	16,95	71,51	1,33	44,74
6	umedecimento	14,80	22,35	70,55	2,73	52,39
7	umedecimento	15,72	27,75	72,25	4,33	43,43
8	umedecimento	15,98	33,16	73,76	6,14	43,66
9	umedecimento	34,11	38,56	108,17	1,75	32,95
10	umedecimento	15,91	43,96	72,63	9,95	48,86
11	umedecimento	14,09	45,33	70,64	11,22	45,33
12	umedecimento	14,09	42,75	70,64	10,30	42,75
13	secagem	10,51	6,73	60,23	-1,37	6,73
14	umedecimento	12,14	15,90	71,71	1,38	15,90
15	secagem	13,26	1,11	72,61	-4,38	1,11
16	umedecimento	12,68	19,60	73,58	2,54	19,60
17	umedecimento	5,10	24,00	68,17	6,67	24,44
18	umedecimento	7,99	25,00	66,76	6,09	25,44

4.3

Ensaio de Cisalhamento Direto Convencional

4.3.1

Equipamento

Para a obtenção dos parâmetros de resistência do solo saturado foram realizados ensaios de cisalhamento direto convencional no Laboratório de Geotecnia da EEUFMG em uma prensa convencional da marca Wykeham

Farrance. O monitoramento do ensaio é feito manualmente. Os ensaios foram executados pelo bolsista de iniciação científica Fábio Campos. A figura 4.1 mostra o equipamento utilizado.



Figura 4.1 – Prensa de cisalhamento direto convencional do Laboratório de Geotecnia da EEUFMG.

4.3.2 Rotinas e Técnicas de Ensaio

Nos ensaios de cisalhamento direto convencional, inicialmente, foram verificadas as condições de funcionamento do equipamento, certificando que todos os instrumentos de monitoramento estavam ajustados e funcionando corretamente. Em seguida, o procedimento de montagem e execução do ensaio é o mesmo descrito na norma técnica da ASTM D 3080 (1990).

Os ensaios executados foram drenados e a amostra inundada antes de aplicar a tensão normal. A velocidade de cisalhamento adotada foi de 0,048 mm/min, calculada de acordo com a proposta de Bishop e Henkel (1962). Os cálculos usados na determinação da velocidade estão mostrados no apêndice B.

Foi imposto o deslocamento horizontal à velocidade constante de 0,048 mm/min até que o mesmo atingisse aproximadamente 15 mm, o limite de

deslocamento da prensa usada. Depois de encerrado o ensaio, o teor de umidade final da amostra foi obtido.

4.3.3 Programa de Ensaios

O programa de ensaios de cisalhamento direto convencional consistiu em uma série de 3 ensaios saturados com amostras de solo indeformado. Tais ensaios foram executados para a determinação da resistência saturada do solo, em função dos seus parâmetros efetivos. Este ensaio foi chamado de CD (Cisalhamento Direto). A Tabela 4.7 mostra a nomenclatura e a tensão normal usada, sendo que as tensões normais aplicadas foram, aproximadamente, 50 (CD01), 100 (CD02) e 200 kPa (CD03).

Tabela 4.7 – Ensaios de cisalhamento direto convencional.

Ensaio	Tensão Normal (kPa)
CD01	50
CD02	100
CD03	200

4.4 Ensaios de Cisalhamento Direto com Sucção Controlada

4.4.1 Equipamento

Para a análise da influência da sucção na resistência ao cisalhamento do solo, foram realizados ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada (CDSC). Foi utilizado um equipamento da PUC – Rio desenvolvido a partir de um projeto elaborado por de Campos no final da década de 80 mediante adaptação de prensa de cisalhamento direto convencional. Detalhes do equipamento e resultados de ensaios podem ser vistos em Fonseca (1991), Delgado (1993), Delgado *et al.* (1994), de Campos e Delgado (1995), Beneveli (2002), Beneveli e de Campos (2004), Soares e de Campos (2004), Soares (2005). Na figura 4.2 apresenta-se um esquema geral deste equipamento e na Figura 4.3 um esquema da câmara de compressão. A Figura 4.4 mostra o equipamento após da montagem de um ensaio.

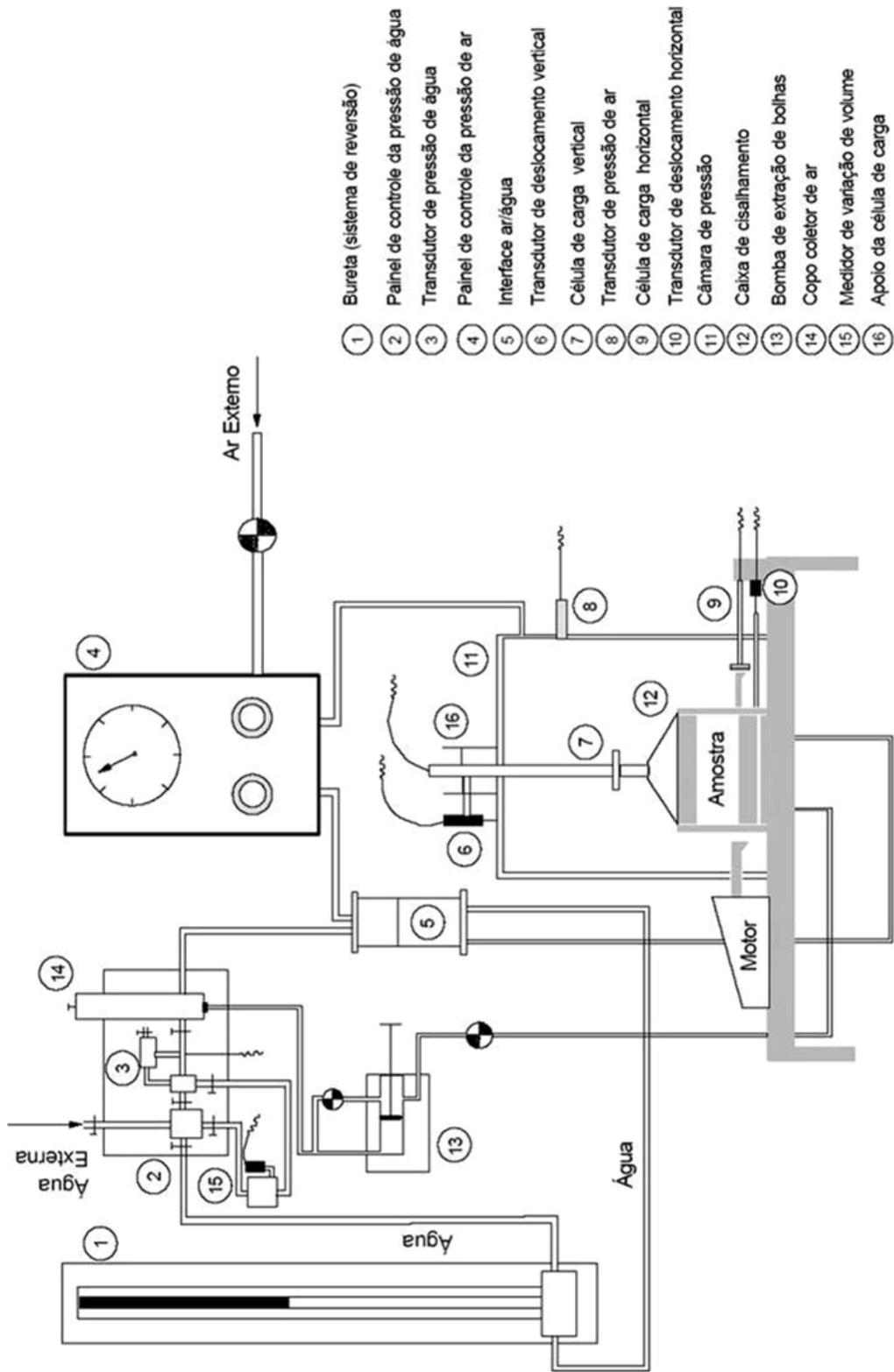


Figura 4.2 – Esquema Geral do Equipamento de CDSC (adaptado de Fonseca, 1991).

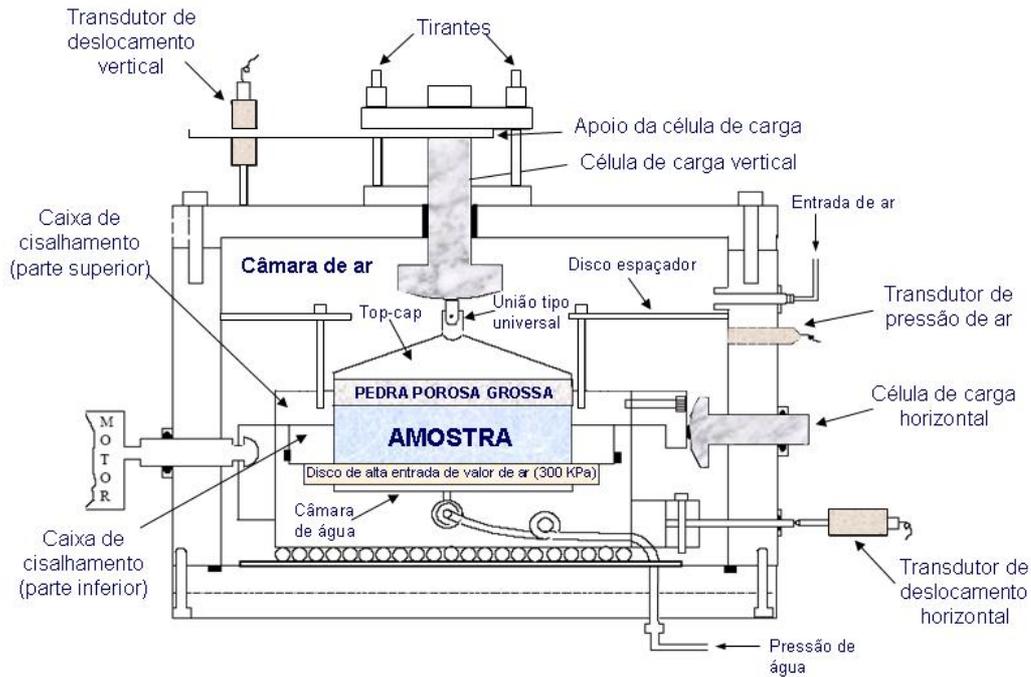


Figura 4.3 – Câmara de compressão do equipamento de cisalhamento direto com sucção controlada da PUC – Rio (Adaptado de Fonseca, 1991).



Figura 4.4 – Equipamento de cisalhamento direto com sucção controlada da PUC - Rio.

4.4.2 Rotinas e Técnicas de Ensaio

A preparação do equipamento requer algumas operações preliminares, sendo elas: a calibração dos transdutores de pressão, dos LSCDT's, das células de carga, bem como do braço de alavanca para a aplicação da carga vertical, a saturação das linhas de aplicação de contrapressão, a saturação do disco cerâmico de alta entrada de ar (DAVE), de 500 MPa de valor de entrada de ar, e a detecção de possíveis pontos de vazamentos. Outra operação importante foi a preparação do corpo de prova e a instalação do mesmo na caixa de cisalhamento.

Os transdutores de pressão, os LSCDT's, as células de carga e o braço de alavanca de aplicação de carga vertical foram calibrados antes de se iniciar o programa experimental. Tais procedimentos, as curvas e as constantes de calibração estão apresentados no apêndice A.

As linhas de contrapressão foram saturadas por percolação de água deaerada e, após a saturação, as bolhas de ar que ainda estavam no sistema foram retiradas com o auxílio da bomba de extração de ar. A extração de bolhas foi realizada sempre que se iniciava um novo ensaio. Quando a prensa não estava sendo usada, o disco cerâmico ficou coberto por uma camada de água destilada a fim de evitar a sua desaturação. A saturação do DAVE é importante, uma vez que assegura a existência de uma coluna de água contínua entre o corpo de prova e a câmara de água. No apêndice A, detalha-se esse procedimento de saturação e apresenta-se a curva de saturação, assim como o valor do coeficiente de permeabilidade do disco, determinado durante esse processo.

Outro procedimento realizado antes do início do programa de ensaios foi a detecção de possíveis pontos de vazamento. A verificação foi realizada conforme proposto por Delgado (1993), elevando a pressão de água a um valor maior que aquele usado nos ensaios. Pequenos trechos foram isolados e verificados progressivamente, fechando e abrindo as válvulas de controle. O procedimento realizado é mostrado na Figura 4.5. Caso existissem vazamentos, o sistema de medição de variação volumétrica (bureta graduada com sistema de reversão) variaria a sua leitura.

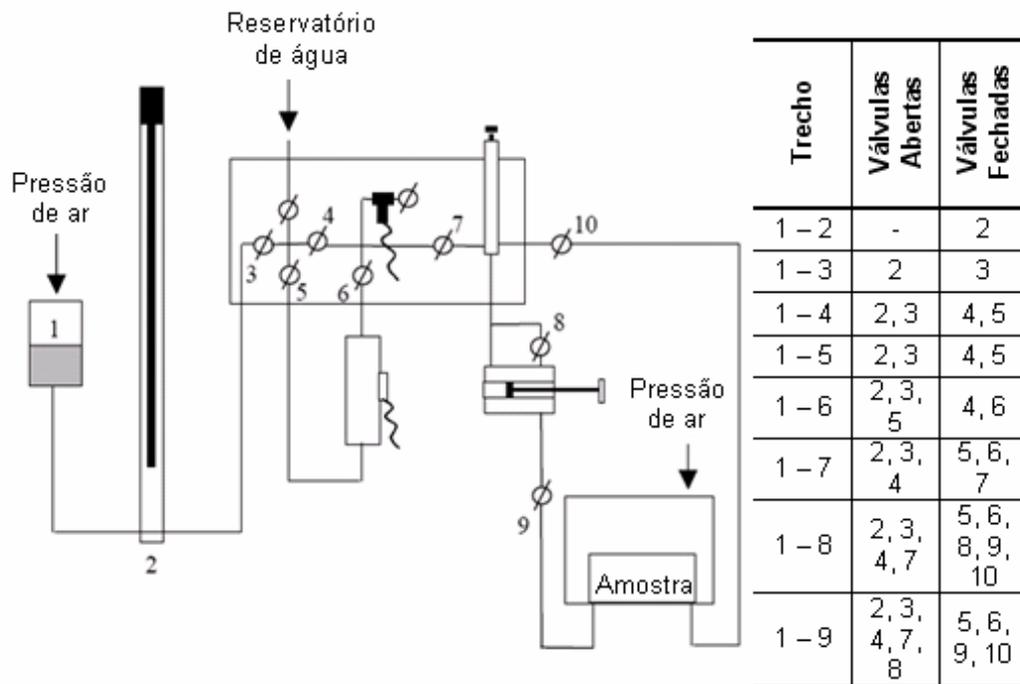


Figura 4.5 - Procedimento para a detecção de vazamentos (Adaptado de Delgado, 1993).

A preparação dos corpos de prova usados nos ensaios foi realizada em um ambiente com temperatura e umidade constantes. Esses foram obtidos de bloco indeformado, moldando-os com o auxílio de um anel biselado quadrado com lados medindo 100 mm e altura, 21,6 mm.

Em alguns corpos de prova, equalização de sucção iniciou-se fora da câmara de compressão, em um dessecador com uma solução salina, levando em consideração a relação entre a concentração de soluto nessa solução salina e a umidade relativa (Robinson, 1945, *apud* Marinho, 1994). Após a moldagem, o corpo de prova era colocado num dessecador junto com uma solução de água destilada e NaCl numa proporção (peso de soluto por volume de solvente) para se atingir determinada pressão de vapor no interior do dessecador equivalente ao nível de sucção desejado e foi aplicado vácuo dentro do dessecador. O Cloreto de Sódio usado nas soluções é denominado, por seu fabricante, NaCl P.A com 99,9% de pureza. O vapor formado tende a entrar em equilíbrio com o solo e induz a sucção desejada. Com a equação 4.2 (Marinho, 1994) determina-se a concentração de soluto. Na Tabela 4.8 encontra-se as sucções e concentrações de soluto usadas neste trabalho.

$$\text{sucção} = 4598,95 \times m^{1,00122} \quad (4.2)$$

Onde m é a molaridade do soluto, isto é, a proporção entre sal e água pura usada em uma solução, em mol/L.

Tabela 4.8 – Concentrações de soluto para as sucções dos ensaios de CDSC.

Sucção (kPa)	Molaridade (mol/g)	Concentração (g/L)
25	0,0055	0,32
50	0,0109	0,64
100	0,0218	1,28
200	0,0437	2,55
Peso molar de NaCl = 58,44 g/mol		

Os corpos de prova não submetidos a tal procedimento de equalização de sucção no dessecador, após a moldagem foram embalados em papel filme e papel alumínio e colocados em uma caixa de isopor durante 24h para a uniformização da umidade dos mesmos.

A montagem do ensaio foi executada rapidamente. Assim, antes de transferir a amostra para a caixa de cisalhamento, retirou-se a parte superior da caixa e ajustou-se os LSCDTs e o medidor de variação volumétrica, colocando-os em suas marcas zero. Como dito anteriormente, foi verificado se existiam bolhas de ar no sistema de aplicação de pressão, eliminando-as quando necessário.

A água sobre a pedra porosa de alta pressão de entrada de ar era retirada e ela era, então, seca com um papel toalha. Segundo Lins (1991) citado por Soares (2005), ao secar com um papel absorvente a pedra porosa fina o tempo de equalização da sucção tende a diminuir. Um papel filtro úmido era, então, colocado sobre a mesma. Depois, colocou-se a caixa de cisalhamento sobre uma placa de vidro e posicionando a amostra adequadamente, assentou-a cuidadosamente na caixa. A caixa era novamente colocada sobre a base com a pedra porosa de alta entrada de ar e, sobre a amostra, um papel filtro e a pedra porosa grossa, que é responsável pela distribuição da uniforme da pressão de ar. Ressalta-se que tanto o papel filtro quanto a pedra porosa acima do corpo de prova estavam secos. Em seguida colocou-se quepe metálico superior.

Foram retirados os parafusos que unem as duas metades da caixa de cisalhamento. Com o auxílio de um disco e quatro parafusos espaçadores, levantou-se a parte superior da caixa. A distância entre as metades foi medida através de extensômetros colocados no disco, sendo que tal deslocamento foi de 0,5 mm. Daí retirou-se os extensômetros e fechou-se a câmara de compressão, atentando-se em encaixar a união universal da célula de carga vertical corretamente sobre o *top-cap*.

Os níveis de água da interface ar/água e do copo de coleta eram verificados, ajustando-os às suas respectivas marcas zero, sendo que a pressão de água a ser usada no ensaio já deve estar aplicada, deixando a amostra isolada, fechando as válvulas que dão acesso à base do equipamento. Isto feito, a pressão de ar na câmara de compressão era aplicada, as válvulas para a aplicação da pressão de água eram abertas, os pesos para a aplicação da carga vertical, colocados. Essa seqüência deve ser obedecida a fim de evitar danos à pedra porosa DAVE e executada o mais rápido possível, com pequenos intervalos de tempo entre a aplicação de cada pressão, evitando assim perturbação da amostra.

No decorrer de todo o ensaio, as pressões de ar e água e a carga vertical foram monitoradas e mantidas constantes. Ressalta-se que assim que estas foram aplicadas, observava-se o início do fluxo de água para dentro ou fora do corpo de prova, dependendo se a sucção aplicada no ensaio corrente foi maior ou menor que o valor de sucção inicial respectivamente. Uma vez que a equalização da sucção ocorre mais lentamente que a estabilização do deslocamento vertical, a fase de adensamento foi estendida até a estabilização da sucção, isto é, quando não há mais fluxo de água na amostra, ou quando esse fluxo ocorre com uma velocidade constante.

Antes de iniciar a fase de cisalhamento, utilizava-se a bomba de extração de ar a fim de se retirar as possíveis bolhas de ar existentes, e quantificava-se o volume extraído. Vale destacar que tal volume sempre foi desprezível (da ordem de $0,1\text{cm}^3$). Logo em seguida a amostra foi cisalhada com velocidade constante e igual a $0,000975\text{ mm/min}$, calculado por um procedimento proposto por Ho e Fredlund (1982). A velocidade foi calculada para obter um ensaio drenado. Todos os conceitos, procedimentos e cálculos usados para a obtenção da velocidade de cisalhamento estão apresentados no apêndice B.

Devido à baixa velocidade do ensaio, acompanhava-se o desenvolvimento da curva τ vs δh diariamente, sendo que se considerava o final do ensaio quando tal curva atingiu uma inclinação constante. Novamente, fazia-se uso da bomba de extração de bolhas e o volume extraído era quantificado, após desligar a prensa. Em seguida, retirava-se a carga vertical, a pressão de água e a pressão de ar, obedecendo à ordem inversa de aplicação. Ao final do ensaio, determinava-se a umidade final do corpo de prova.

4.4.3 Programa de Ensaio

Foram propostos 12 ensaios para a obtenção da envoltória de resistência não saturada do solo. Em cada ensaio, as pressões de ar, de água e carga vertical eram variadas para obter as variáveis de tensões que descrevem o comportamento do solo. No decorrer do trabalho, foi necessária a repetição de 3 deles. Tabela 4.9 resume os ensaios propostos e executados no presente trabalho, indicando as tensões que foram aplicadas em cada um deles.

Tabela 4.9 – Ensaio de cisalhamento direto com sucção controlada.

Série	Ensaio	Tensão Normal Líquida (kPa)	Sucção Mátrica (kPa)
I	CDSC01	50	25
	CDSC02		50
	CDSC03		100
	CDSC04		200
II	CDSC05	100	25
	CDSC05(2)		25
	CDSC06		50
	CDSC06(2)		50
	CDSC07		100
	CDSC08		200
III	CDSC09	200	25
	CDSC10		50
	CDSC10(2)		50
	CDSC11		100
	CDSC12		200

() número do ensaio

5 Caracterizações Física, Mineralógica e Química

Neste capítulo, são apresentados os resultados de caracterização física, química e mineralógica dos solos amostrados, juntamente com a análise e interpretação dos mesmos. Os procedimentos específicos para cada ensaio de caracterização foram apresentados no capítulo 4.

5.1 Características Físicas

5.1.1 Índices Físicos do Estado Natural

Os dados dos índices físicos dos solos estudados estão apresentados na Tabela 5.1. Para o cálculo dos valores desses índices, foram utilizadas amostras obtidas dos diversos blocos de solo indeformado. A determinação do G_s seguiu a NBR 6508/1984, como dito no capítulo 4. Na tabela, estão os valores máximo, mínimo e médio dos índices do solo em seu estado natural.

Tabela 5.1 – Índices físicos do em seu estado natural.

Amostra	Valor	G_s	γ_{nat} (kN/m^3)	γ_d (kN/m^3)	W_{nat} (%)	e	S (%)	n (%)
SR1	Máx.	-	15,53	13,24	22,58	1,32	54,37	15,53
	Mín.	-	14,11	11,73	16,82	1,06	42,46	14,11
	Méd.	2,779	15,14	12,61	20,04	1,16	47,91	15,14
SR2	Máx.	-	16,59	13,98	21,37	1,30	57,84	16,59
	Mín.	-	15,74	12,97	18,85	0,98	52,70	15,74
	Méd.	2,799	16,16	13,47	20,11	1,14	55,27	16,16
SR3	Máx.	-	16,66	15,10	10,56	0,88	37,14	16,66
	Mín.	-	15,24	14,09	8,22	0,75	25,20	15,24
	Méd.	2,700	15,95	14,59	9,39	0,82	31,17	15,95

5.1.2 Análise Granulométrica

Das análises granulométricas, foram obtidas as porcentagens das frações de solo para cada amostra, como pode ser visto na Tabela 5.2, e as curvas

granulométricas dos 3 solos, apresentadas superpostas na Figura 5.1. Vale ressaltar que não existe significado físico relevante para o cálculo dos coeficientes de uniformidade e curvatura dos grãos para solos muito finos, como os solos estudados nesse trabalho, uma vez que estes parâmetros são usados para expressar a uniformidade de solos granulares (Souza Pinto, 2000). Por esta razão os mesmos não foram determinados para os solos estudados.

Tabela 5.2 - Resumo da Granulometria dos três tipos de solo (valores em %)

Amostra	Pedregulho	Areia Grossa	Areia Média	Areia Fina	Silte	Argila
SR1	0,0	0,1	0,5	2,2	62,8	25,2
SR2	0,4	1,3	1,3	5,4	81,0	10,6
SR3	0,0	0,3	5,0	16,8	62,6	15,3

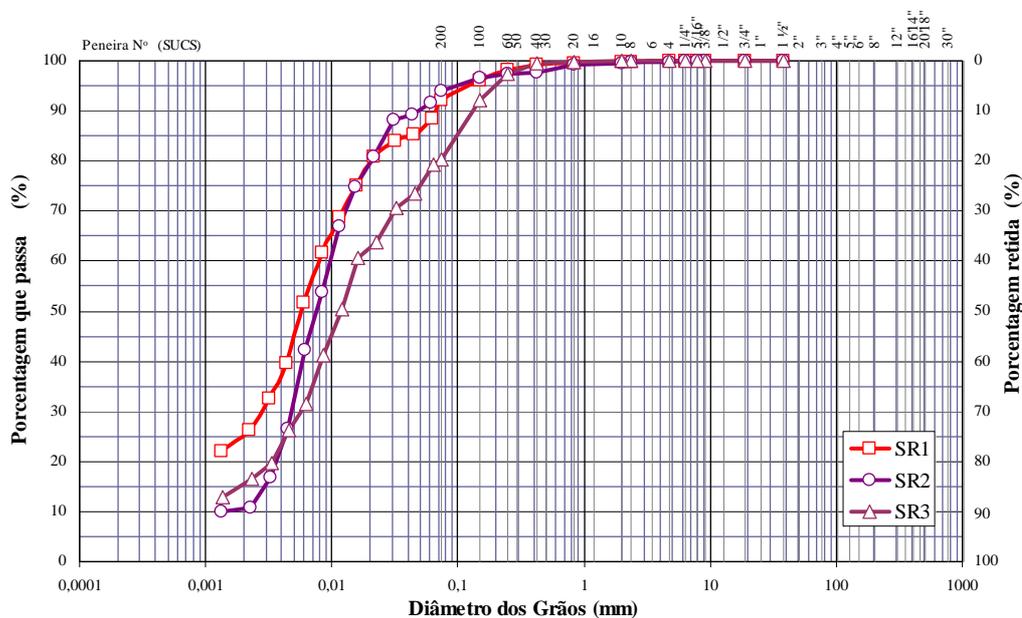


Figura 5.1 – Curvas granulométricas das amostras SR1, SR2 e SR3.

As formas das curvas granulométricas são uniformes, indicando que são solos mal graduados. Suas distribuições granulométricas são muito próximas. Eles apresentam uma alta porcentagem de silte (mais de 60%). O solo SR1 possui uma maior porcentagem de fração argila (25,6%) que as demais amostras, enquanto a porcentagem de areia é maior no SR3 (22,1%).

5.1.3 Limites de Atterberg

A Tabela 5.3 mostra os valores dos limites de consistência ou de Atterberg, ou seja, limite de liquidez (LL, %) e limite de plasticidade (LP, %). Dos resultados obtidos, foram calculados o índice de plasticidade (IP, %) e o índice de atividade das argilas (I_a), que também estão apresentados nesta tabela. O índice de plasticidade foi obtido pela diferença entre LL e LP. A atividade foi calculada segundo proposta de Skempton (equação 5.1).

$$I_a = \frac{IP}{\% < 2\mu m} \quad (5.1)$$

onde: % < 2 μ m é a porcentagem da fração argila.

Tabela 5.3 – Limites de consistência e atividade das argilas.

Amostra	LL	LP	IP	Atividade
SR1	54,7	36,8	17,9	0,96
SR2	49,1	30,6	18,5	1,85
SR3	37,0	30,4	6,6	0,44

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

- $I_a < 0,75$ → inativa;
- $1,25 > I_a > 0,75$ → atividade normal;
- $I_a > 1,25$ → ativa.

Analisando os resultados de I_a obtidos pela equação de Skempton, a fração argila do solo SR1 possui atividade normal, do SR2, ativa e do SR3 é inativa.

5.1.4 Classificação do solo – SUCS

A partir dos resultados de caracterização física, podem-se classificar os solos estudados. A classificação usada nesse trabalho segue o sistema unificado de classificação de solos (SUCS). Assim sendo, as amostras dos solos podem ser classificadas como:

- SR1: silte inorgânico de alta plasticidade (MH).
- SR2: silte inorgânico de baixa plasticidade (ML).

→ SR3: silte inorgânico de baixa plasticidade (ML).

Essa classificação foi utilizada mesmo sabendo que se deve considerar outros aspectos como estrutura e mineralogia dos solos residuais para uma boa classificação geotécnica (Cozzolino e Nogami, 1993; Wesley e Irfan, 1997).

5.2 Características mineralógicas

5.2.1

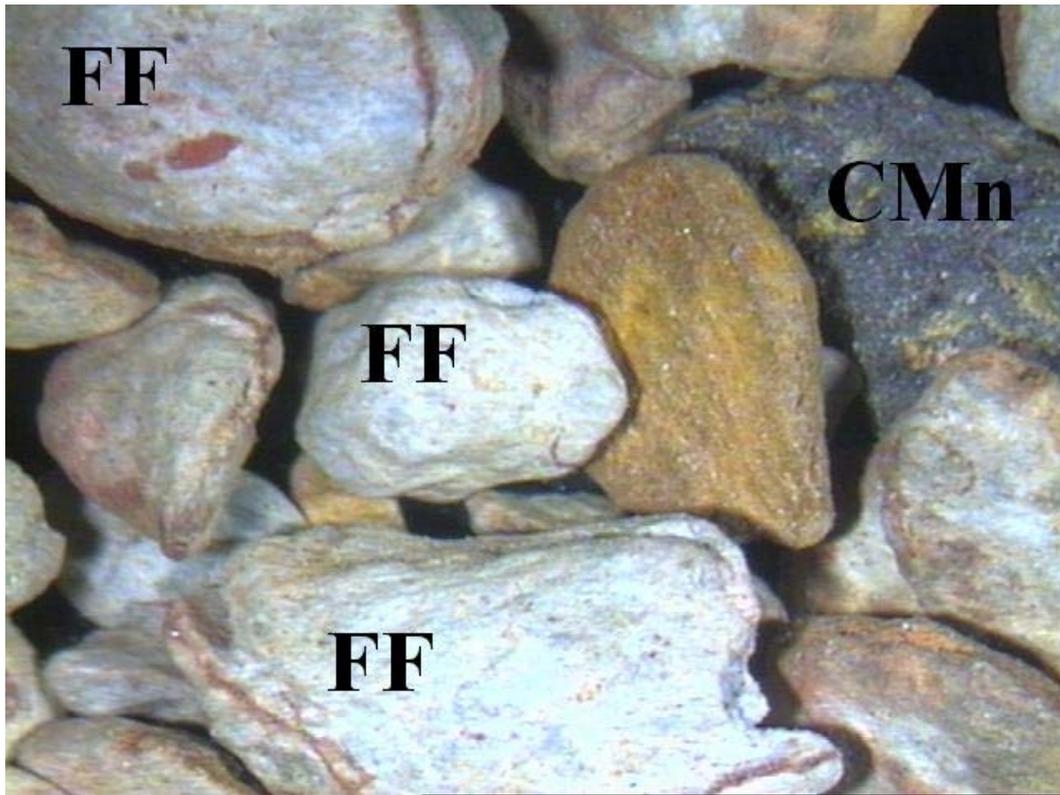
Observação na Lupa Binocular

Foram feitas a análise mineralógica das frações pedregulho e areia para que se tenha idéia dos minerais constituintes dessas frações. A Tabela 5.4 resume os minerais identificados através da observação na lupa binocular nessas frações das amostras de solos.

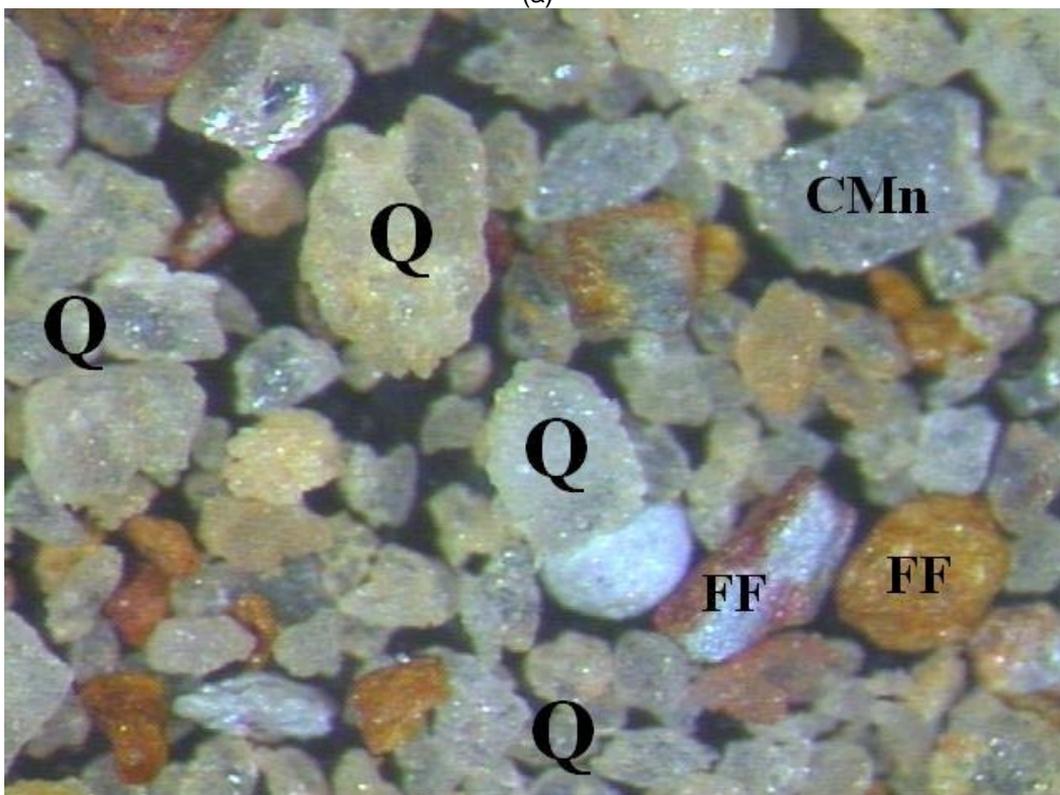
Tabela 5.4 – Mineralogia das amostras de solo.

Amostra	Fração	Minerais
SR1	Pedregulho	Fragmentos de Filito, Quartzo, Concreções de Manganês.
	Areia	Fragmentos de Filito, Quartzo, Concreções de Manganês.
SR2	Pedregulho	Mica (sericita), Quartzo, Concreções de Manganês.
	Areia	Mica (sericita), Concreções de Manganês, Magnetita.
SR3	Pedregulho	Quartzo, Concreções de Manganês.
	Areia	Quartzo, Concreções de Manganês.

Algumas observações dos grãos dos solos podem ser destacadas. No solo SR1, alguns grãos estavam cobertos por óxido de ferro, dando-lhes uma coloração alaranjada. Os fragmentos de filito são de forma arredondada e estavam em estágio de intemperismo avançado, ora apresentavam coloração cinza, ora avermelhada. Os grãos de quartzo são pouco angulosos e as concreções de manganês, de cor preta e de formas variadas. A Figura 5.2 mostra fotos das frações pedregulho e areia deste solo na lupa binocular. Os fragmentos de filito foram identificados com a sigla FF, o quartzo, com Q e as concreções de manganês, com CMn.



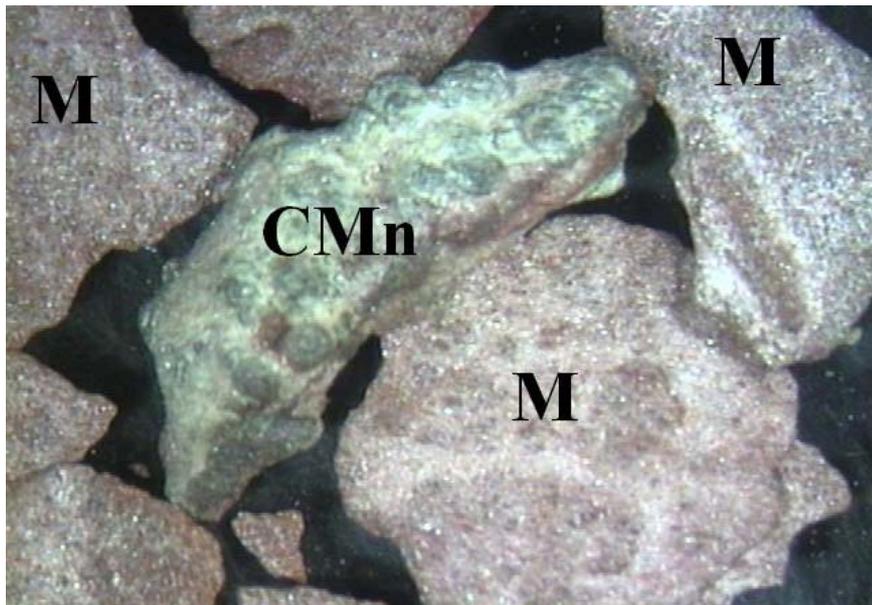
(a)



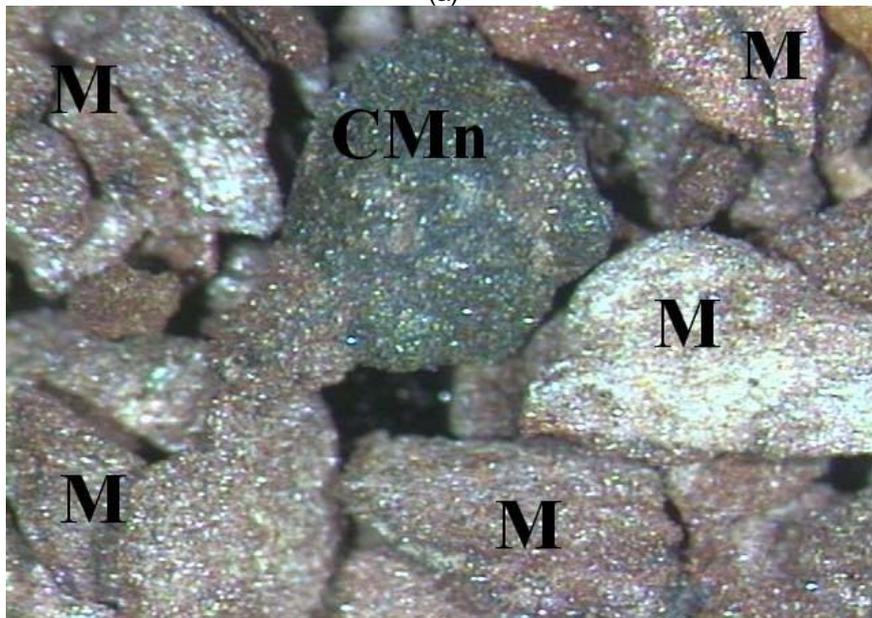
(b)

Figura 5.2 - Detalhes do SR1 observados na Lupa. (a) fração pedregulho (aumento de 6X); (b) fração areia (aumento de 12X).

A maioria dos grãos do solo SR2 apresentou hábito lamelar e brilho, característicos das micas. Observou-se a presença de concreções de manganês e magnetita, identificada com o auxílio de um ímã, sendo que ambos minerais são de coloração preta. Foram identificados poucos grãos de quartzo, que se apresentaram pouco angulosos também. As características acima destacadas podem ser observadas na Figura 5.3. As concreções de manganês foram identificadas na figura abaixo com CMn; os outros grãos observados são mica (sericita), identificado pela letra M.



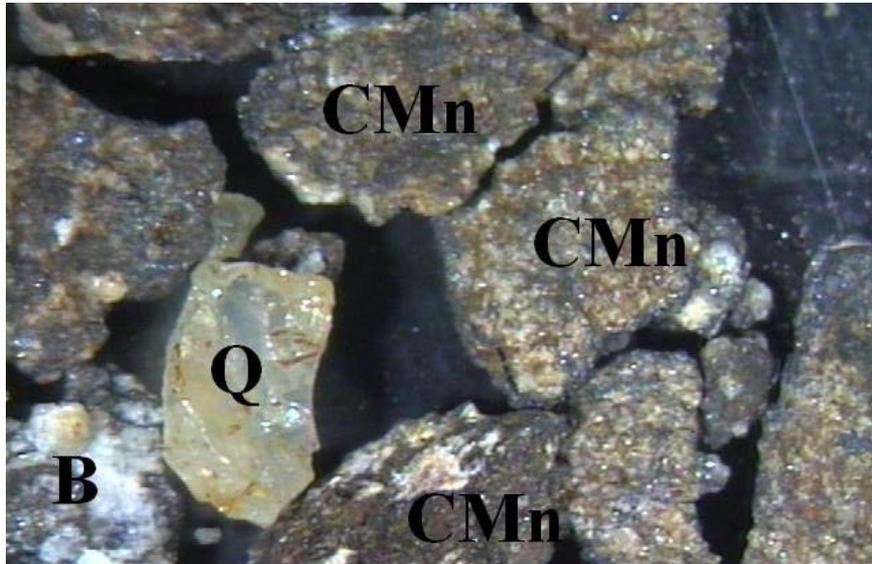
(a)



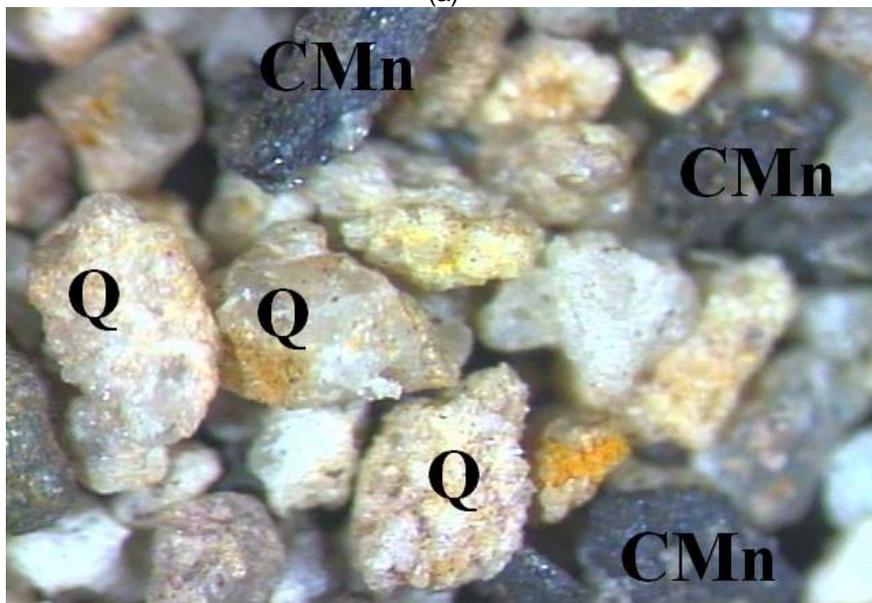
(b)

Figura 5.3 – Detalhes do SR2 observados na Lupa. (a) fração pedregulho (aumento de 6X); (b) fração areia (aumento de 12X).

O solo SR3 também apresenta grãos de quartzo arredondados e concreções de manganês, negras, cobertas às vezes por um material branco. Foram notados, também, alguns grãos alaranjados. A Figura 5.4 mostra esses detalhes. O quartzo foi identificado com a sigla Q, as concreções de manganês, CMn e o material branco sobre as concreções, B.



(a)



(b)

Figura 5.4 – Detalhes do SR3 observados na Lupa. (a) fração pedregulho (aumento de 6X); (b) fração areia (aumento de 12X).

5.2.2 Difração de Raios X (DRX)

Foram realizadas análises de difração de raios-X nas amostras SR1, SR2, SR3 e rocha. Essas análises foram feitas em estado natural em todas as amostras e, em algumas, houve a necessidade de fazer tratamentos para facilitar a identificação dos minerais. Os procedimentos utilizados para a obtenção das amostras e dos difratogramas foram descritos na seção 4.1.2.

5.2.2.1 SR1

Nas Figura 5.5 e Figura 5.6, estão apresentados os difratogramas na amostra total e fração silte e argila do solo SR1, assim como os tratamentos realizados. Posteriormente, um sucinto comentário sobre os mesmos é apresentado.

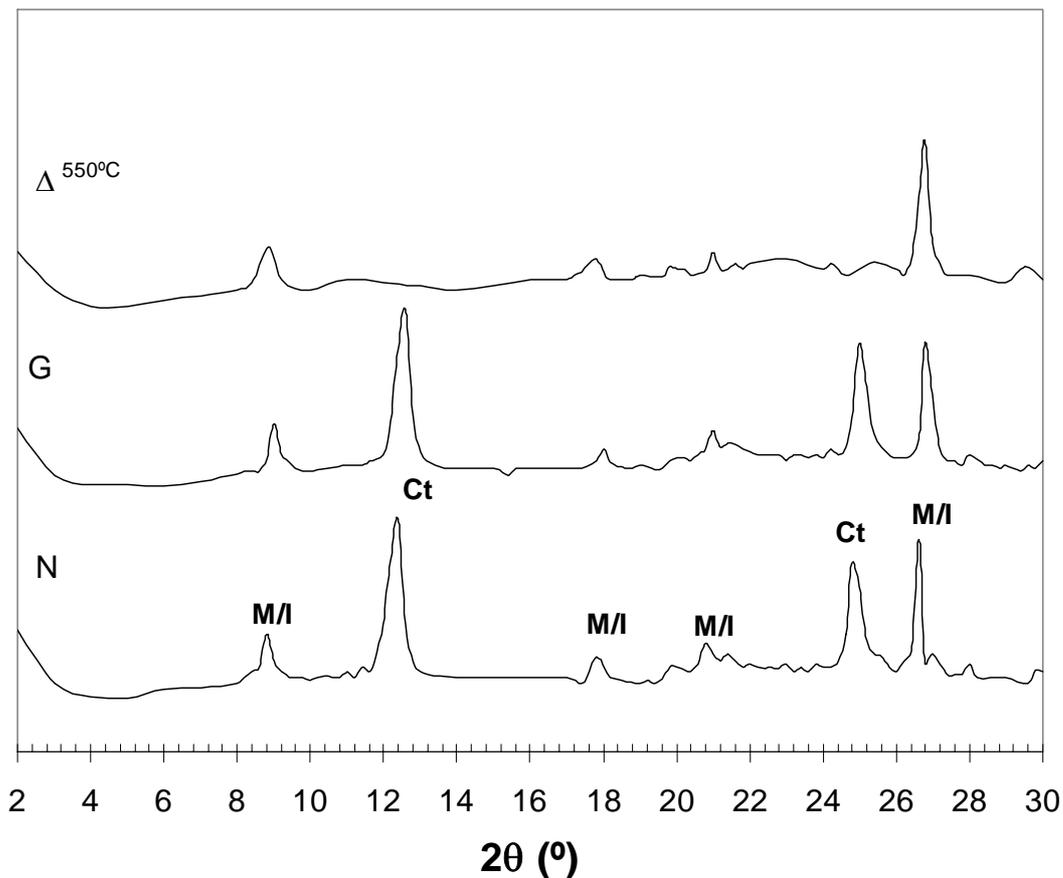


Figura 5.5 - Difratogramas da amostra total do SR1 (Legenda: N = Natural; G = Glicolada; Δ = Aquecida; Ct = Caulinita; I = Ilita; M = Mica).

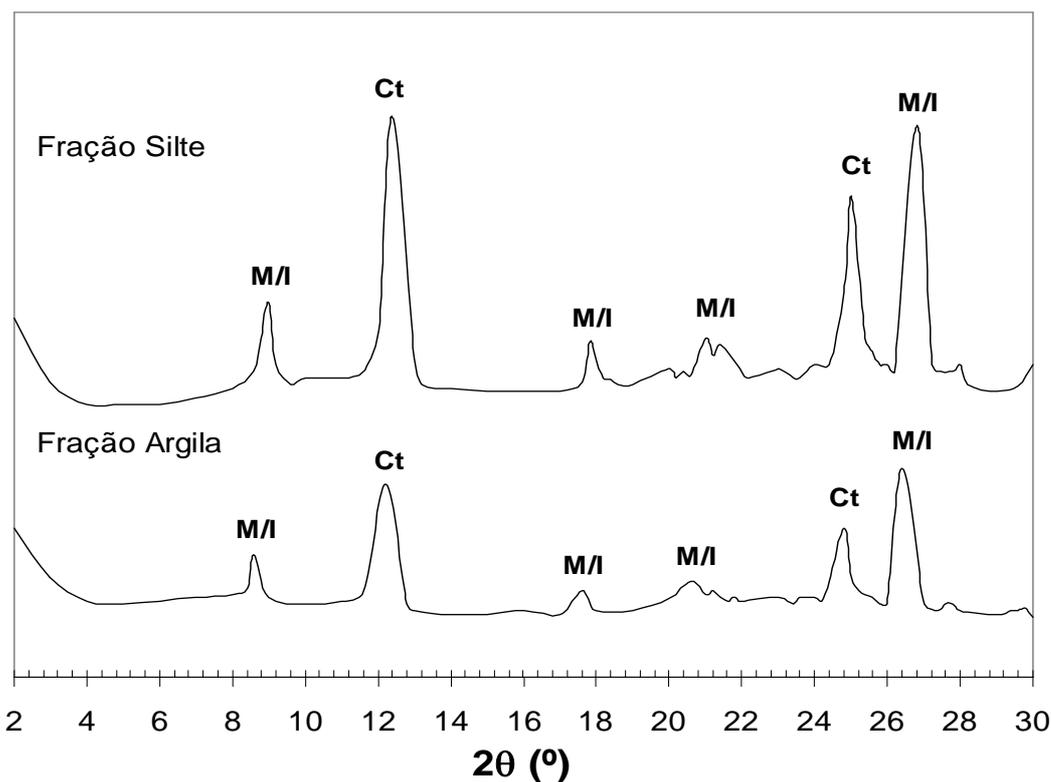


Figura 5.6 - Difratogramas das frações silte e argila do SR1 (Legenda: Ct = Caulinita; I = Illita; M = Mica).

No gráfico da amostra total, observou-se, ao glicolar, uma banda entre $2\theta = 19,6^\circ$ e 21° , com um pequeno pico em $2\theta = 20,8^\circ$ ($d = 4,23$ nm). O resto do difratograma permaneceu idêntico. Ao aquecer, percebeu-se o abaulamento do pico em $8,8^\circ$ ($d = 1,01$ nm).

No difratograma da fração silte, foram observados picos intensos, simétricos e pouco abaulados para as distâncias interplanar basal iguais a 0,71 e 0,96 nm, característicos de argilominerais do grupo da caulinita e da mica, respectivamente. As outras difrações confirmam a presença desses minerais. A fração argila apresentou, basicamente, os mesmos constituintes da fração silte.

Conclui-se desta análise que as frações finas são constituídas essencialmente por caulinita e illita/mica.

5.2.2.2 SR2

Os difratogramas realizados em SR2 (amostra total e frações silte e argila), como também os tratamentos realizados para confirmar a identificação dos argilominerais, estão mostrados na Figura 5.7 e na Figura 5.8. Também se apresenta um breve comentário sobre os resultados da difração de raios-X

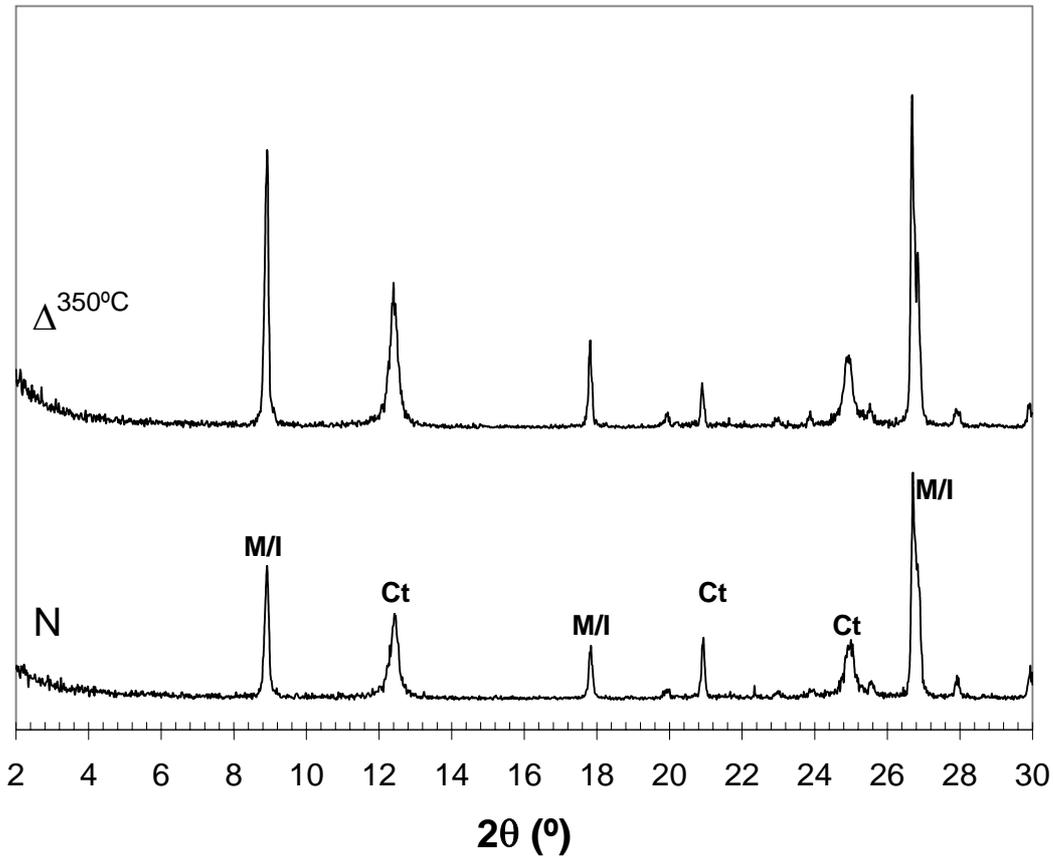


Figura 5.7 - Difratogramas da amostra total do SR2 (Legenda: N = Natural; Δ = Aquecida; Ct = Caulinita; I = Ilita; M = Mica).

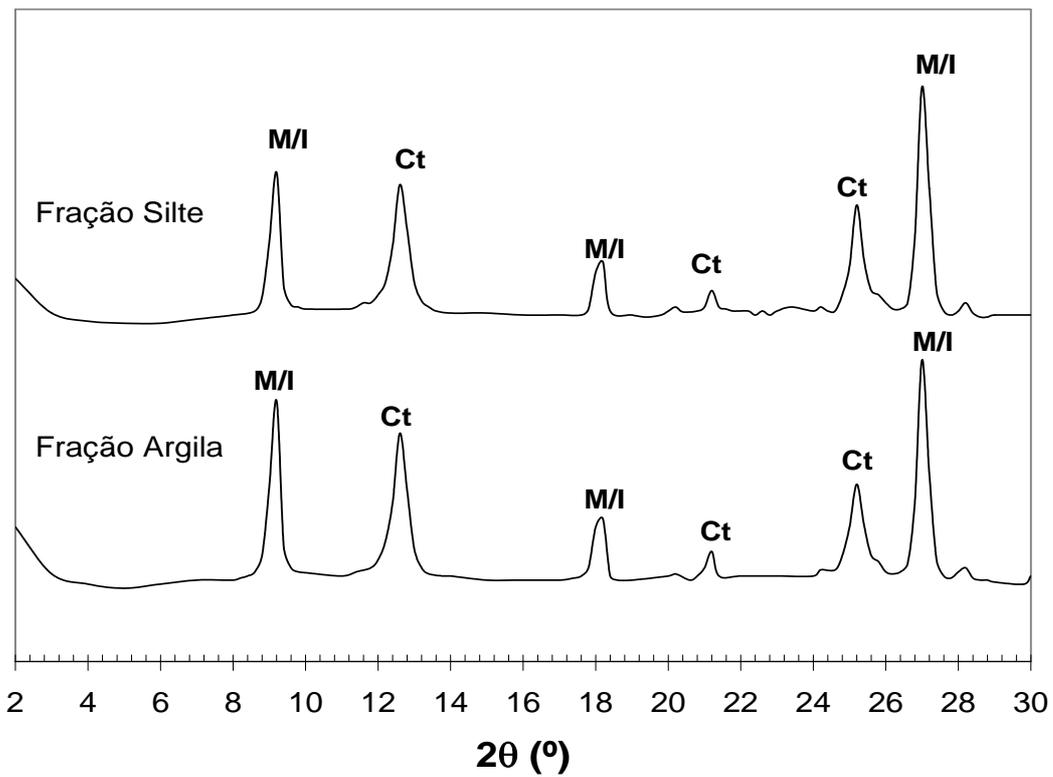


Figura 5.8 - Difratogramas das frações silte e argila do SR2 (Legenda: Ct = Caulinita; I = Ilita; M = Mica).

A amostra total do SR2 no estado natural apresentou reflexões basais dos grupos das caulinitas e das micas. Ao aquecer a 350° C, houve acentuação de quase todos os picos, com exceção do pico em $d = 0,42$ nm.

Os picos observados nos difratogramas das frações silte e argila também foram identificados como dos grupos das caulinitas e das micas. Nesses casos, não houve tratamento das amostras.

Com base nessas observações, concluiu-se que os minerais que compõem a fração fina do SR2 são: caulinita e mica/ilita. Pela difração, os picos em $d = 1,0$ e $0,33$ nm provavelmente se tratam de uma mica (sericita) ao invés de ilita, visto que esses picos são agudos, simétricos e intensos.

5.2.2.3 SR3

A Figura 5.9 apresenta os difratogramas em amostra total e nas frações silte e argila do solo residual 3 (SR3). Já na Figura 5.10, estão apresentados os difratogramas dos materiais designados como preenchimento laranja e preenchimento preto que preenchiam as fraturas do solo. Os comentários sobre os resultados obtidos estão no final deste sub-item.

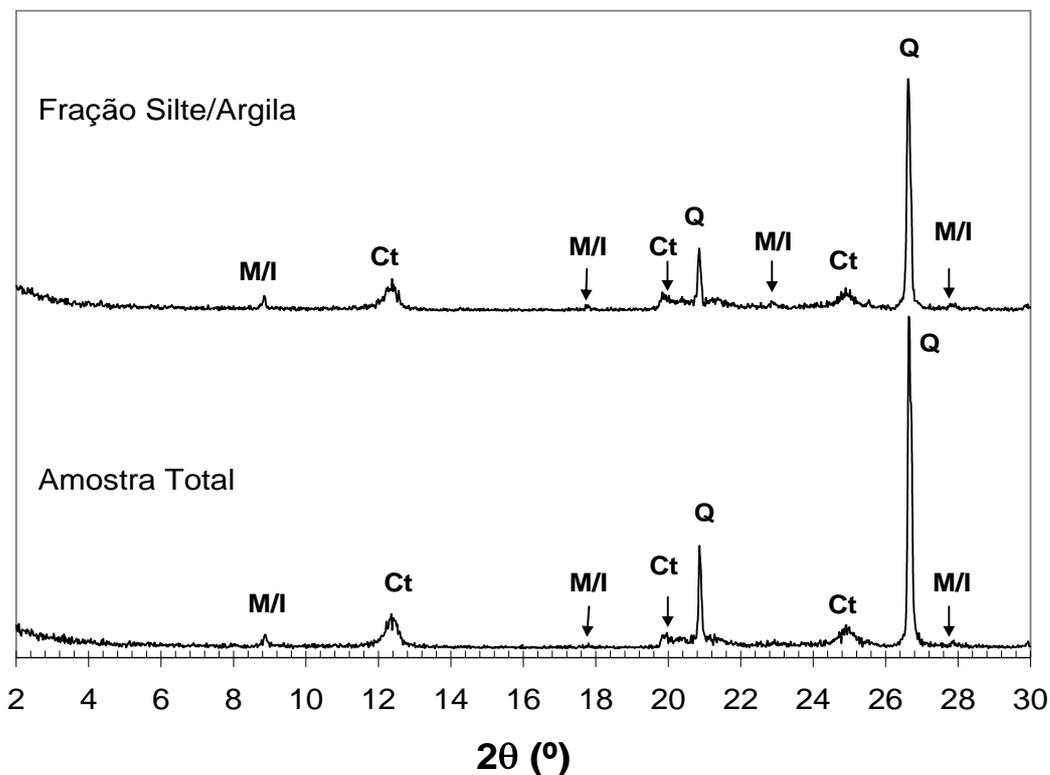


Figura 5.9 - Difratogramas da amostra total e das frações silte e argila do SR3 (Legenda: Ct = Caulinita; I = Ilita; M = Mica, Q = Quartzo).

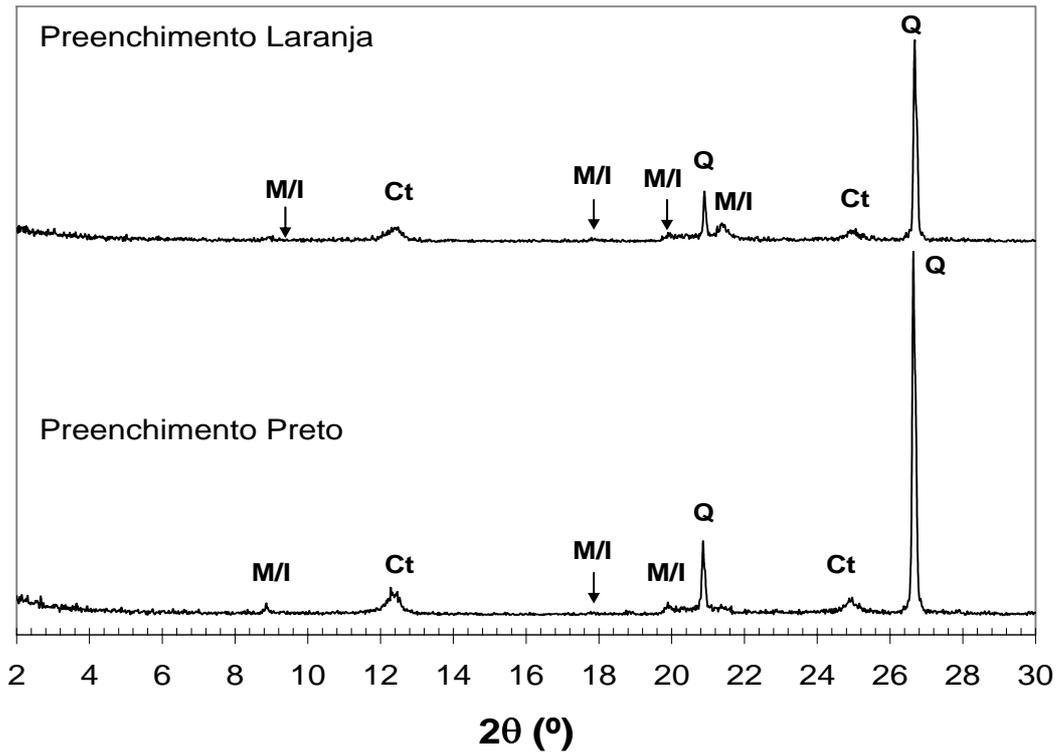


Figura 5.10 - Difratomogramas das amostras totais dos preenchimentos das fraturas do solo SR3 (Legenda: Ct = Caulinita; I = Ilita; M = Mica; Q = Quartzo).

Nos difratogramas das amostras total e frações de silte e argila, foram identificadas reflexões basais dos grupos de argilominerais das caulinitas e das micas e, também, do mineral quartzo.

As fraturas observadas no campo e nos blocos eram preenchidas, principalmente, por dois materiais de colorações bem diferentes: um preto e outro alaranjado. A fim de identificar a composição mineralógica desses preenchimentos, procedeu-se à DRX. Os picos apresentados também não se diferenciaram daqueles das amostras total e da fração fina.

Dessa análise, pôde-se concluir que tanto a fração fina do solo quanto os materiais de preenchimento são constituídos por: caulinita, mica/ilita e quartzo.

5.2.2.4 Rocha

A fim de identificar os possíveis argilominerais existentes em uma amostra de rocha alterada de filito, foram realizadas as difratometrias por raios-X em uma amostra total, na fração silte e na fração argila desta rocha. Neste caso houve necessidade aquecer e glicolar as amostras. Os resultados obtidos estão apresentados nas Figura 5.11, Figura 5.12 e Figura 5.13. Novamente, após as figuras encontra-se um breve comentário das mesmas.

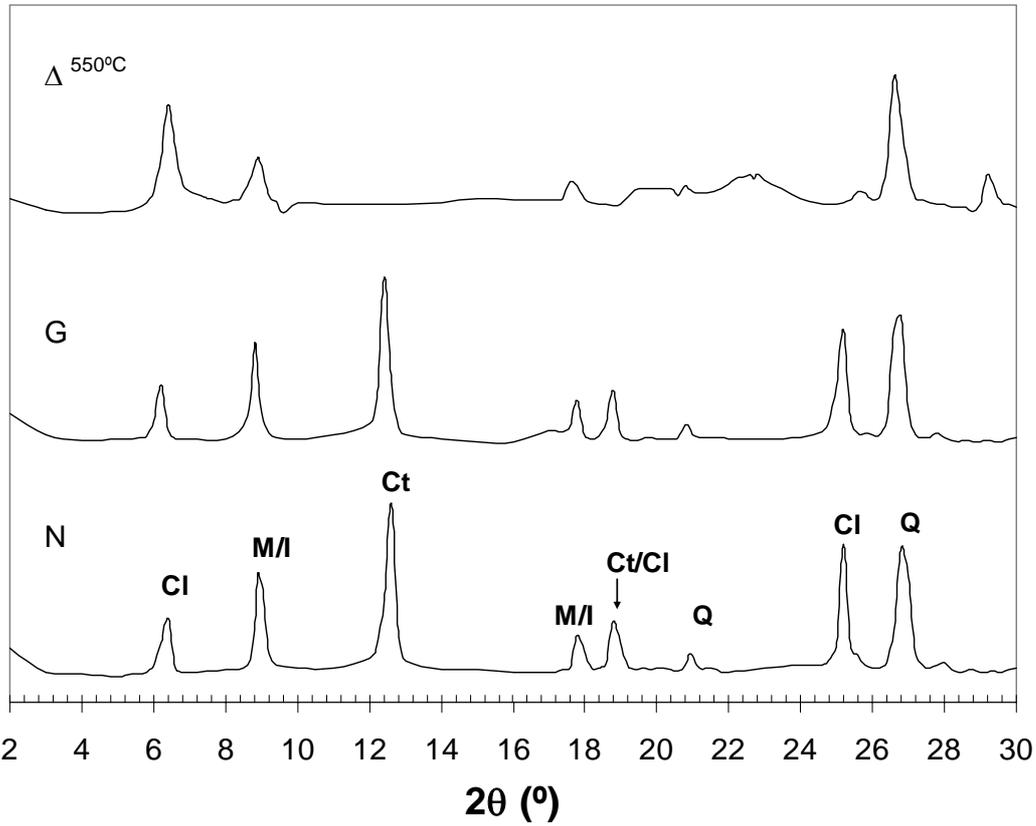


Figura 5.11 - Difratogramas da amostra total da amostra de rocha (Legenda: N = Natural; G = Glicolada; Δ = Aquecida; Cl = Clorita; M = Mica; Q = Quartzo).

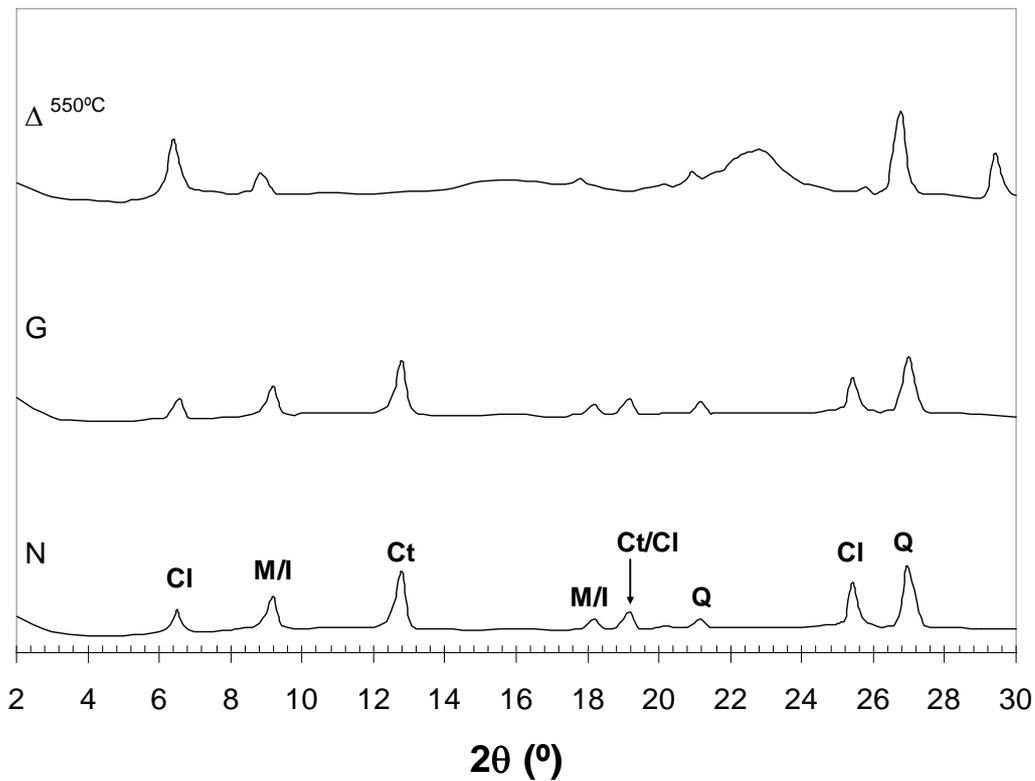


Figura 5.12 - Difratogramas da fração silte da amostra de rocha (Legenda: N = Natural; G = Glicolada; Δ = Aquecida; Cl = Clorita; Ct = Caulinita; M = Mica).

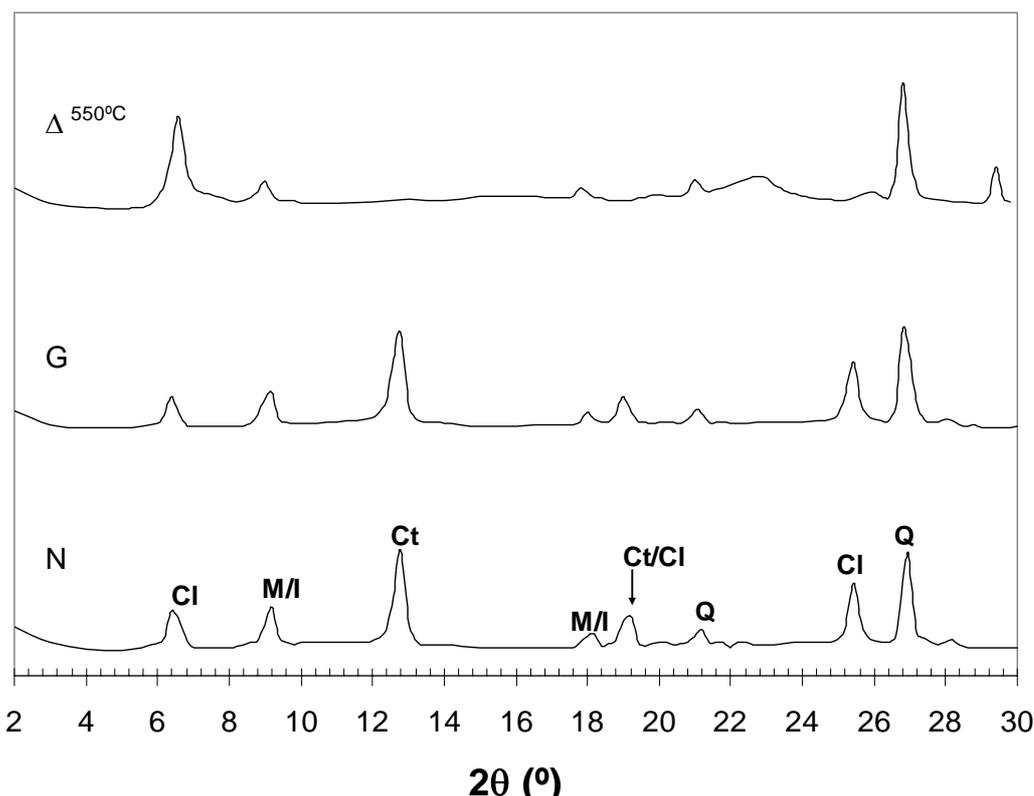


Figura 5.13 - Difratomogramas da fração argila da amostra de rocha (Legenda: N = Natural; G = Glicolada; Δ = Aquecida; Cl = Clorita; Ct = Caulinita; M = Mica; Q = Quartzo).

Analisando os difratogramas da rocha, constatou-se que a mesma é constituída pelos minerais: clorita, mica, quartzo e caulinita. Os tratamentos realizados confirmaram a presença de clorita ($d = 1,4 \text{ nm}$, $2\theta = 7^\circ$). O difratograma desse argilomineral não se altera ao glicolar, intensificando os picos ao aquecer (Santos, 1975). No difratograma da Figura 5.13, observou-se que a reflexão basal a aproximadamente 13° ($d = 0,7 \text{ nm}$) era bem abaulada e pequena, indicando a presença de caulinita. Ao aquecer, esse pico desapareceu, confirmando que se tratava desse argilomineral (Santos, 1975).

5.3 Características químicas

5.3.1 Análise química total

Foi realizada a análise química total das amostras de solo e rocha no Laboratório de Fluorescência e Difração de Raios-X do Departamento de Geologia da UFRJ como descrito anteriormente no item 4.1.3. A Tabela 5.5 mostra os resultados obtidos desta análise.

Tabela 5.5 - Análise química total em porcentagem em peso.

Amostra	SiO ₂	Al ₂ O ₃	MgO	Fe ₂ O ₃	TiO ₂	K ₂ O	MnO ₂	ZrO ₂	Traços	P.F.*
SR1	56,40	24,11	-	8,63	0,97	2,27	0,08	0,03	Mg, P, Cr, Ni, Ce	7,53
SR2	54,96	24,53	-	9,51	1,02	4,16	-	-	Na, Mg, P, S, Ca, V, Cr, Mn, Sr, Y, Zr, Ba	5,83
SR3	56,59	25,04	-	7,35	1,06	4,25	-	-	Na, Mg, P, Ca, Cr, Mn, Rb, Zr, Ba	5,70
Rocha	58,14	20,65	2,63	9,73	0,72	3,34	0,19	-	Na, P, S, Ca, Sc, Cr, Sr, Y, Zr, Ba, La, Nd	4,59

* Perda ao Fogo.

Os índices de intemperismo químico, isto é, ba, ba1 e ba2, não puderam ser determinados. O cálculo destes índices depende da concentração de potássio, sódio e cálcio. Estes dois últimos elementos não são expressivos nos solos e rocha estudados, portanto os valores encontrados não seriam bons indicativos do grau de intemperismo.

Outro índice que pode ser usado para correlacionar o intemperismo é a perda ao fogo do material, sendo que quanto maior esse valor, mais intemperizado. Observou-se que houve um decréscimo do valor de perda ao fogo de SR1 para a amostra de rocha. Comparando esse índice das três amostras, concluiu-se que o solo SR1 é o mais intemperizado e, também, que a rocha encontra-se intemperizada, visto que sua perda ao fogo é próxima do valor do solo SR3.

5.3.2 Análise química parcial

Como mencionado no item 4.1.3, apenas os minerais representativos das frações finas do solo (e.g. argilominerais, óxidos cristalinos de ferro e de alumínio e amorfos) são decompostos na análise química parcial. Esses minerais são responsáveis, principalmente, pelas características dessas frações. A fim de terminar esses minerais procedeu-se a análise química parcial das amostras de solo e rocha. O procedimento dessa análise foi descrito no capítulo 4. Na Tabela 5.6, estão apresentados os resultados obtidos do ataque sulfúrico nas amostras de solo e rocha.

Tabela 5.6 – Análise química parcial – Ataque sulfúrico.

Amostra	Ataque por H ₂ SO ₄ (1:1) NaOH (0,8%) (%)					Ki	Kr	$\frac{Al_2O_3}{Fe_2O_3}$
	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	TiO ₂	K ₂ O	$\frac{SiO_2}{Al_2O_3}$	$\frac{SiO_2}{R_2O_3} *$	
SR1	19,0	19,3	9,1	1,1	1,4	1,67	1,29	3,33
SR2	16,6	16,5	7,7	0,8	1,9	1,71	1,32	3,36
SR3	17,8	16,0	4,0	0,7	0,8	1,89	1,63	6,28
Rocha	15,2	15,1	11,0	0,5	1,7	1,71	1,17	2,15

* $R_2O_3 = Al_2O_3 + Fe_2O_3$

Analisando os dados da Tabela 5.6, verificou-se uma diminuição no teor de óxido de silício da amostra mais intemperizada para a amostra de rocha, exceto no solo SR3, podendo-se atribuir essa diferença ao fato dessa amostra possuir maior quantidade de quartzo.

Com o índice Ki, podem-se correlacionar solos de um perfil, indicando o grau de intemperismo dos mesmos. O solo será mais intemperizado, quanto menor for o valor de Ki determinado. Dos valores para o índice Ki (ver Tabela 5.6), foi concluído que o solo SR1 é o mais intemperizado. Nota-se que o índice Ki da amostra de rocha, é menor que o do SR3 e igual ao do SR2, ressaltando que a amostra de rocha encontrava-se intemperizada.

Outro índice calculado que se correlaciona ao intemperismo dos solos é o Kr. Esse índice está associado ao grau de intemperismo sob um ponto de vista pedológico. Da mesma forma que o Ki, quanto menor o valor de Kr mais intemperizado será o material. A partir dos valores de Kr, confirmou-se que a amostra mais intemperizada foi o SR1. Foi obtido um valor de Kr menor para a amostra de rocha intemperizada, comparativamente às outras amostras.

Na Tabela 5.7, são apresentados os resultados do complexo sortivo das amostras de solo e rocha, isto é, os íons trocáveis dessas amostras. Observou-se que não foi possível quantificar os cátions Ca²⁺ e Mg²⁺ separadamente. Os demais valores de cátions presentes nas amostras também foram baixos.

Tabela 5.7 - Análise química parcial – Complexo sortivo.

Amostra	Complexo Sortivo (meq/100g)						CTC (meq/100g)
	Ca ²⁺	Mg ²⁺	K ⁺	Na ⁺	Al ³⁺	H ⁺	
SR1	0,	3	0,01	0,01	0,2	1,3	1,8
SR2	0,	3	0,01	0,02	0,9	0,7	1,9
SR3	0,	7	0,01	0,01	1,0	0,5	2,2
Rocha	0,6	0,9	0,05	0,01	0,3	0,2	2,1

A capacidade de troca catiônica (CTC), isto é, a capacidade da fração fina de reagir química e reversivelmente com cátions devido ao fato de apresentarem uma carga negativa em sua superfície (Santos, 1975), pode ser calculada somando-se as cargas negativas obtidas no complexo sortivo. Deste resultado, pôde-se concluir que as amostras possuem pouca capacidade de adsorção, uma vez que os valores determinados para cada amostra foram baixos. Comparando com valores típicos de CTC para alguns argilomineral (Tabela 5.8), concluiu-se que os valores determinados foram aproximadamente o esperado, de acordo com a mineralogia das amostras.

Tabela 5.8 – Valores típicos de CTC para alguns argilominerais (Santos, 1975).

Argilomineral	CTC (meq/100g)
Caulinita	3 – 5
Haloisita.2H ₂ O	5 – 10
Endelita ou Haloisita.4H ₂ O	10 – 40
Esmectita	80 – 150
Ilita	10 – 40
Vermiculita	100 – 150
Clorita	10 – 40
Sepiolita-paligorsquita	20 – 30

Ainda dos resultados de análise química parcial, foi determinado o teor de alguns argilominerais das amostras de solo e rocha, de acordo com proposta de Santos (1998). Usou-se fórmulas estruturais padrão da ilita (Weaver e Pollard, 1975 *apud* Santos, 1998) e caulinita (Santos, 1975) para calcular, aproximadamente, o teor desses minerais. A Tabela 5.9 mostra as porcentagens de cada composto nessas fórmulas.

Tabela 5.9 – Teor dos compostos da fórmula estrutural padrão da ilita e caulinita (adaptado de Weaver e Pollard, 1975, citado por Santos, 1998, e de Santos, 1975).

Composto	Teor (%)	
	Ilita	Caulinita
K ₂ O	8,00	-
SiO ₂	56,00	46,5
Al ₂ O ₃	18,50	39,5
H ₂ O	5,98	13,96

O procedimento para determinação dos teores de ilita/mica e caulinita, segundo Santos (1998), nas amostras foi o seguinte:

- ➔ Toda porcentagem de óxido de potássio, chamada de (K₂O)_x, foi atribuída à ilita/mica.
- ➔ A porcentagem de ilita/mica em cada amostra era:

$$\%ilita = \frac{(K_2O)_x}{(K_2O)_{p,i}} \cdot 100 \quad (5.2)$$

onde $(K_2O)_{p,i}$ é a porcentagem de K_2O na fórmula estrutural padrão da ilita.

→ A porcentagem de alumina da ilita foi dada por:

$$\%(Al_2O_3)_i = \frac{\%ilita \cdot \%(Al_2O_3)_{p,i}}{100} \quad (5.3)$$

onde $\%(Al_2O_3)_{p,i}$ é porcentagem de alumina na fórmula estrutural padrão da ilita.

→ A porcentagem de alumina da caulinita foi obtida por:

$$\%(Al_2O_3)_c = \%(Al_2O_3)_x - \%(Al_2O_3)_i \quad (5.4)$$

onde $\%(Al_2O_3)_x$ é a porcentagem de alumina obtida do ataque sulfúrico.

→ A porcentagem de caulinita na amostra foi determinada por:

$$\%caulinita = \frac{\%(Al_2O_3)_c}{\%(Al_2O_3)_{p,c}} \cdot 100 \quad (5.5)$$

onde $\%(Al_2O_3)_{p,c}$ é a porcentagem da alumina na fórmula estrutural padrão da caulinita.

→ O teor de sílica da caulinita foi dado por:

$$\%(SiO_2)_c = \frac{\%caulinita \cdot \%(SiO_2)_{p,c}}{100} \quad (5.6)$$

onde $\%(SiO_2)_{p,c}$ é a porcentagem de sílica na fórmula padrão da caulinita.

A Tabela 5.10 mostra os valores determinados para os teores de caulinita e ilita/mica nas amostras de solos e rocha alterada analisadas quimicamente, de acordo com as equações 5.2 a 5.6.

Tabela 5.10 – Teores de illita/mica e caulinita nas amostras de solos e rocha.

Argilomineral	Teor (%)			
	SR1	SR2	SR3	Rocha
Ilita/Mica	17,50	23,63	10,00	21,75
Caulinita	40,66	30,71	40,51	28,04

Na análise química parcial, determinou-se também o pH das amostras, em água (H₂O) e cloreto de potássio (KCl) a fim de medir o índice de acidez do solo. O pH em água pode ser correlacionado com o pH em KCl para se saber a carga líquida que predomina nos colóides. Calcula-se essa carga líquida pela equação 5.7 (EMBRAPA, 1997). O sinal do ΔpH indica qual a predominância de cargas do colóide. Os resultados dessa determinação assim como o pH do solo em H₂O e KCl estão apresentados na Tabela 5.11.

$$\Delta pH = pH(KCl) - pH(H_2O) \quad (5.7)$$

Tabela 5.11 – Determinação de pH (KCl), pH (H₂O) e ΔpH

Amostra	pH (KCl)	pH (H ₂ O)	ΔpH
SR1	4,7	5,3	-0,6
SR2	4,3	5,5	-1,2
SR3	4,2	5,1	-0,9
Rocha	4,3	5,9	-1,6

Das análises de pH, concluiu-se que todas as amostras são ácidas (pH < 7,0). Após a determinação do valor de ΔpH, pode-se afirmar que os solos e a rocha possuem uma predominância de carga negativa, indicando uma maior capacidade de reter cátions que ânions.

5.4 Curva característica de sucção

A curva característica de sucção, ou de retenção de água, foi obtida através do método do papel filtro, sendo que tal procedimento foi descrito na seção 4.3.

Comumente, a curva característica de sucção característica é apresentada em função do teor de umidade volumétrico, que pode ser correlacionado ao teor de umidade gravimétrico pela equação (5.8).

$$\theta = w \cdot \frac{\gamma_d}{\gamma_w} \quad (5.8)$$

onde θ é o teor de umidade volumétrico; w é o teor de umidade gravimétrico; γ_d é o peso específico seco (kN/m^3); e γ_w é o peso específico da água (kN/m^3)

Foram obtidas as curvas características para as amostras de solo SR1, SR2 e SR3, sendo essas apresentadas a seguir (Figura 5.14, Figura 5.15 e Figura 5.16, respectivamente). Observam-se dois pontos de inflexão nas curvas das amostras SR1 e SR2, podendo atribuir esses à existência de uma distribuição bimodal de poros. Tal distribuição é caracterizada por macroporos, que são formados pelos vazios entre os macro-agregados, e por microporos que são formados no interior das agregações. A curva do solo SR3 apresenta apenas um ponto de inflexão, o que leva a crer que não há uma distribuição bimodal dos poros. Vale ressaltar que as curvas mostradas nas figuras foram obtidas a partir de um ajuste numérico proposto por Fredlund e Xing (1994). O procedimento deste ajuste encontra-se explicado no Apêndice B.

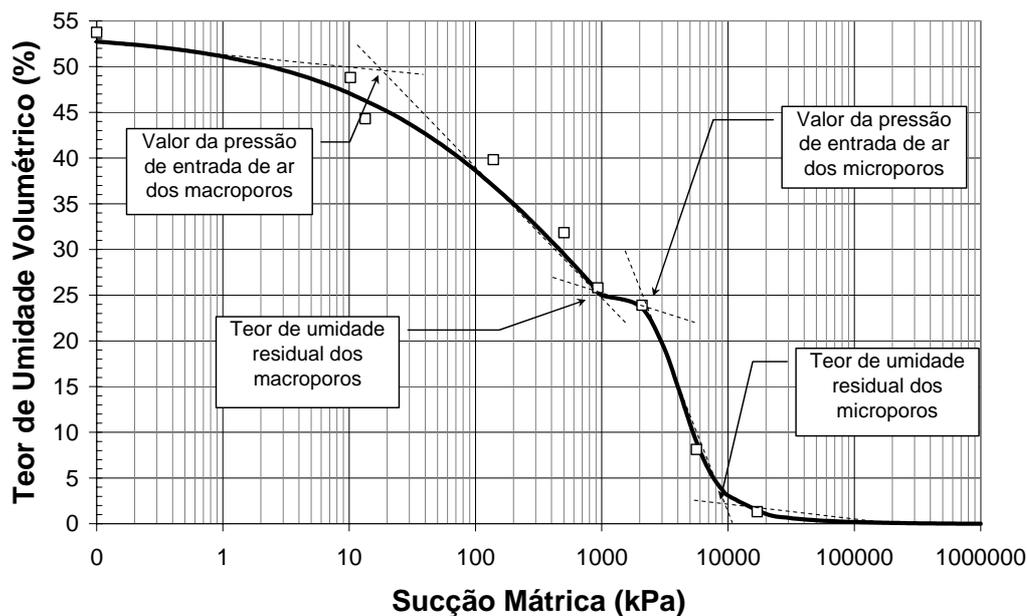


Figura 5.14 – Curva característica de sucção em função do teor de umidade volumétrica – SR1.

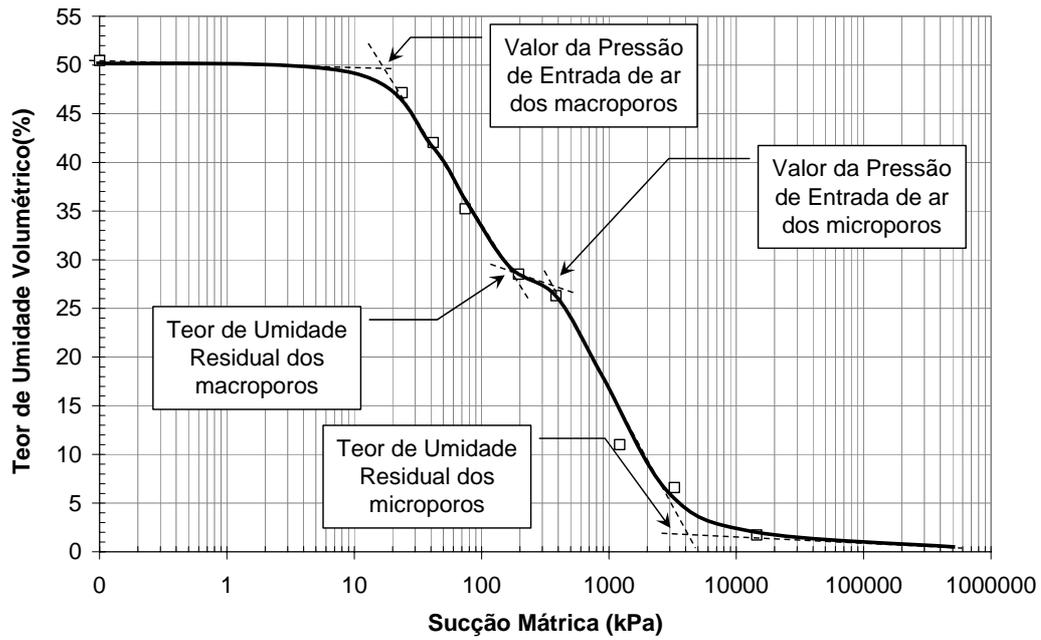


Figura 5.15 – Curva característica de sucção em função do teor de umidade volumétrica – SR2.

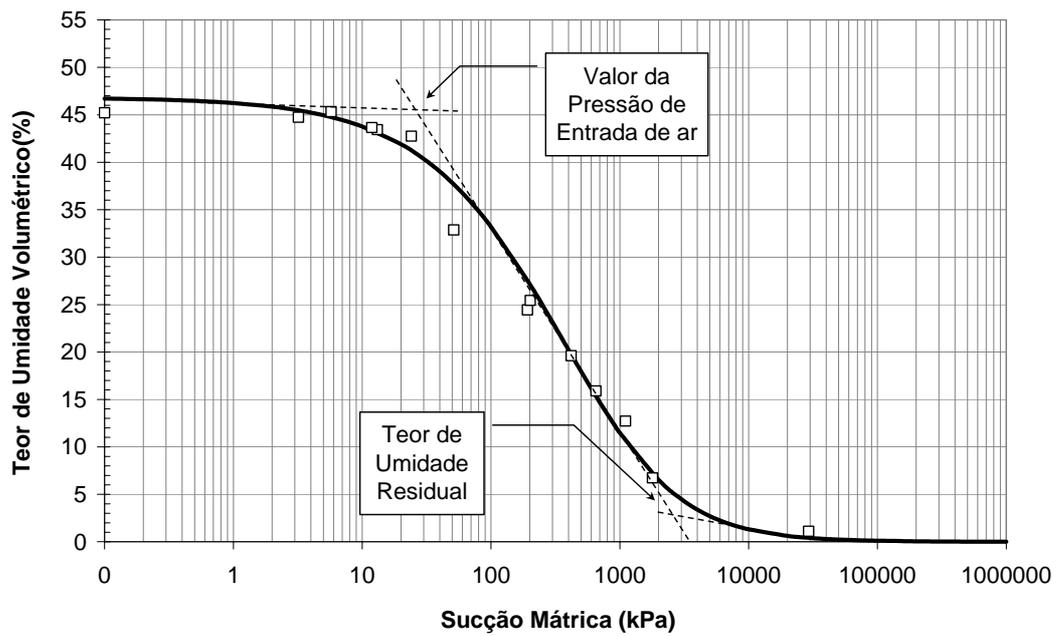


Figura 5.16 – Curva característica de sucção em função do teor de umidade volumétrica – SR3.

A Tabela 5.12 apresenta os valores de entrada de ar (ψ_b) dos macroporos e microporos assim como o teor de umidade volumétrica residual (θ_r) relativos àqueles para cada uma das amostras.

Tabela 5.12 – Valores de entrada de ar e teor de umidade volumétrico residual.

SR1				SR2				SR3	
Macroporos		Microporos		Macroporos		Microporos		ψ_b (kPa)	θ_r (%)
ψ_b (kPa)	θ_r (%)	ψ_b (kPa)	θ_r (%)	ψ_b (kPa)	θ_r (%)	ψ_b (kPa)	θ_r (%)		
18,0	27,0	900,0	5,0	24,0	30,2	450,0	3,0	27,0	5,0

O valor de entrada de ar nos macroporos no solo SR1 foi menor que o apresentado pelo SR2. O teor de umidade volumétrico residual apresentou comportamento inverso, ou seja, foi maior no SR1 que no SR2. No que diz respeito à pressão de entrada de ar nos microporos, as mesmas observações anteriores são válidas. O teor de umidade volumétrico residual neste caso foi o mesmo. A amostra SR3 apresentou uma pressão de entrada de ar um pouco maior que aquela dos macroporos do SR1 e menor que no solo SR2. A umidade residual do SR3 é praticamente a mesma dos microporos de ambos os solos anteriormente analisados. Ressalta-se que tanto o solo SR2 quanto o SR3 apresentam uma perda brusca de umidade numa mesma faixa de sucção (entre, aproximadamente, 20 e 2000 kPa).

Outras formas de apresentar a curva característica são em função do teor de umidade gravimétrico e do grau de saturação da amostra. Da Figura 5.17 à Figura 5.22 estão apresentadas tais curvas.

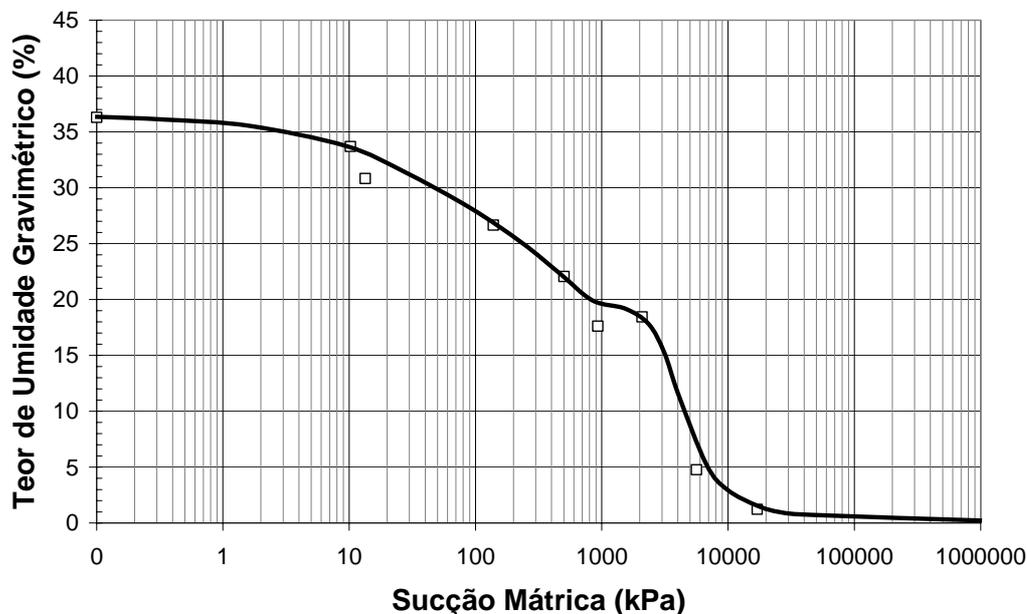


Figura 5.17 – Curva característica de sucção em função do teor de umidade gravimétrico - SR1.

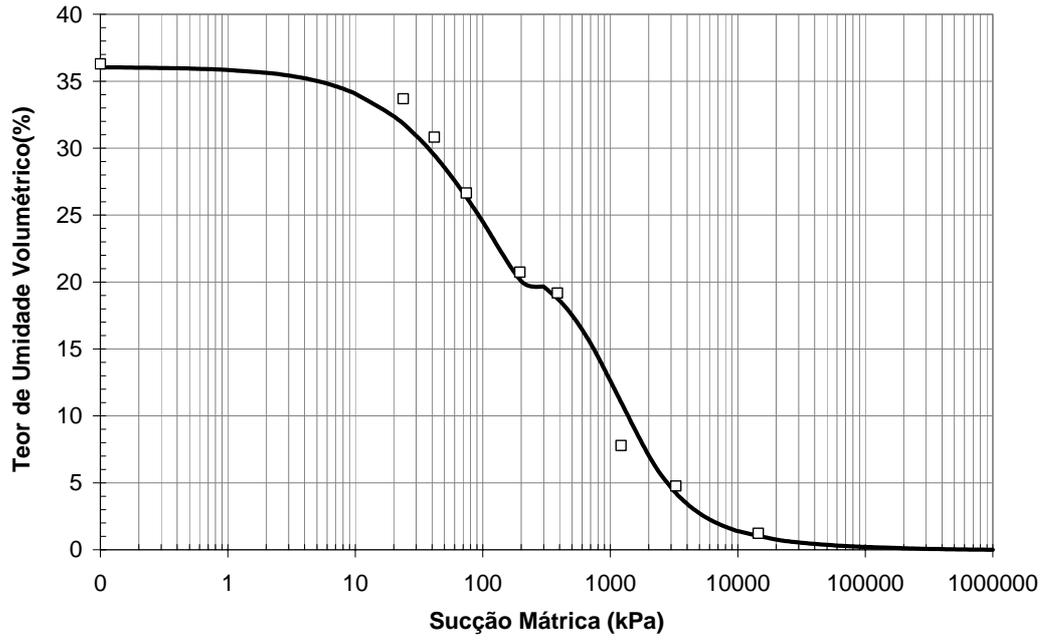


Figura 5.18 - Curva característica de sucção em função do teor de umidade gravimétrico - SR2.

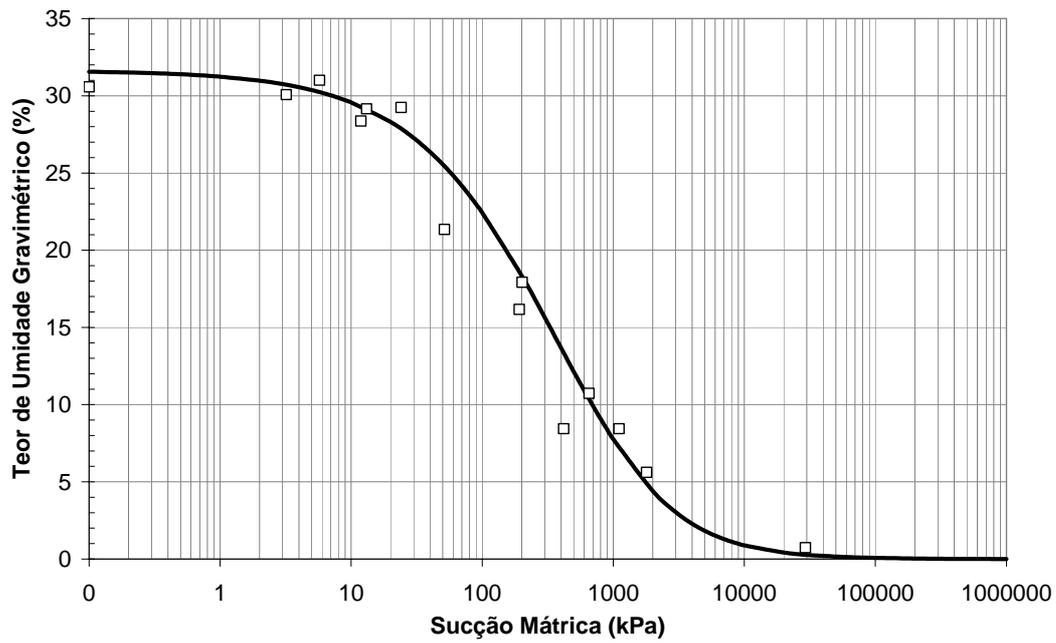


Figura 5.19 - Curva característica de sucção em função do teor de umidade gravimétrico - SR3.

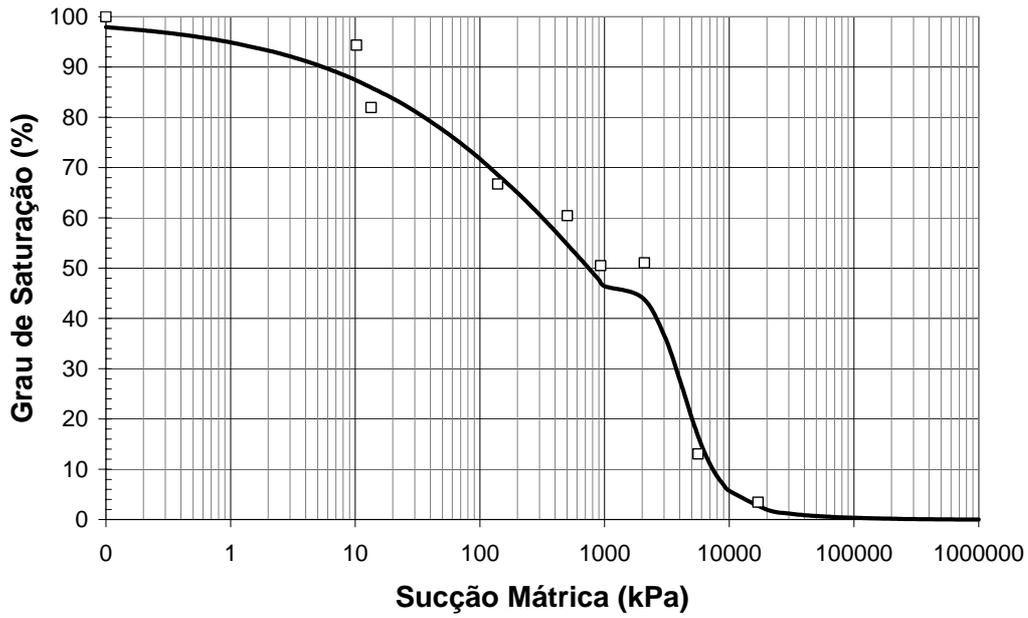


Figura 5.20 – Curva característica de sucção em função do grau de saturação - SR1.

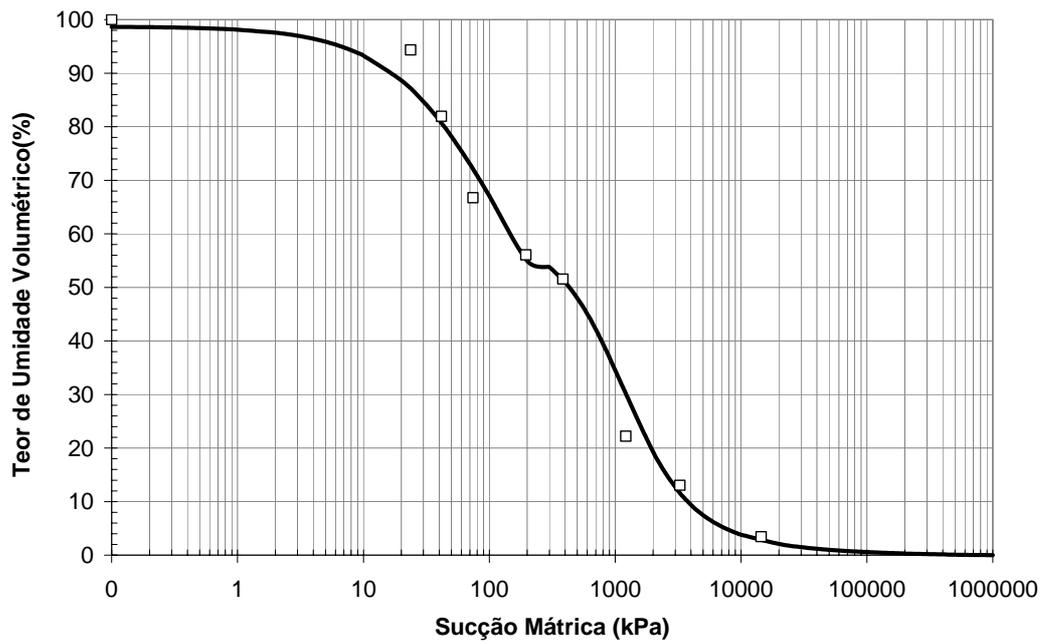


Figura 5.21 – Curva característica de sucção em função do grau de saturação - SR2.

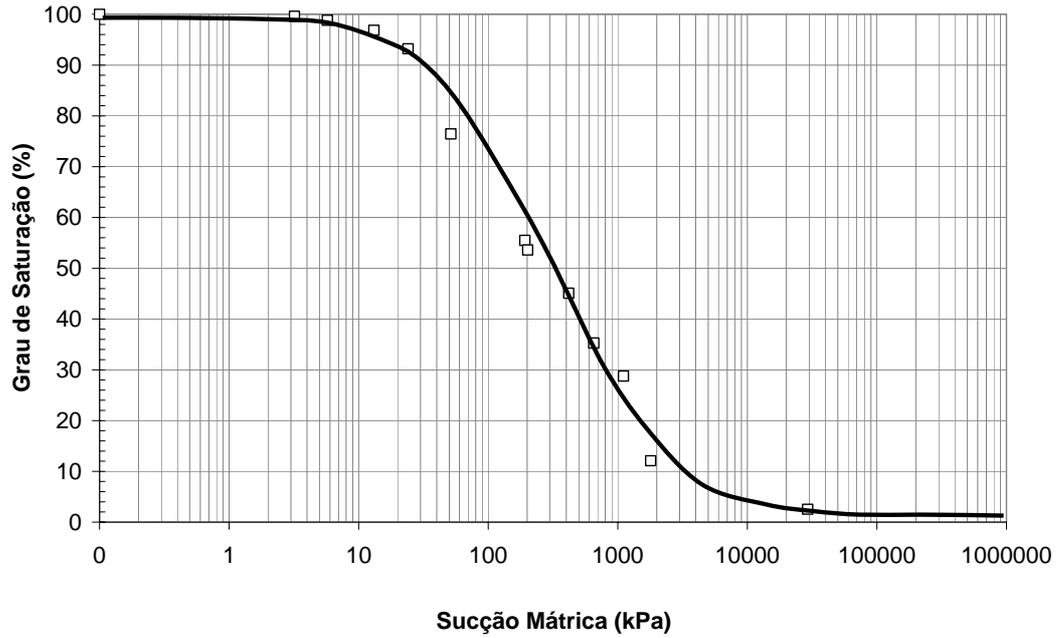


Figura 5.22 – Curva característica de sucção em função do grau de saturação – SR2.

As curvas características dos solos SR2 e SR3 foram usadas para calcular a velocidade de cisalhamento nos ensaios com sucção controlada, segundo proposta de Ho e Fredlund (1982). Nas interpretações dos resultados, fez-se a tentativa de prever o comportamento da resistência ao cisalhamento em função da sucção mátrica, a partir de formulações que usam parâmetros retirados dessas curvas.

6 Ensaio de Resistência

Com o intuito de obter a influência da sucção na resistência ao cisalhamento do solo não saturado, foram realizados ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada e convencional, no material considerado menos intemperizado. Neste capítulo serão apresentados esses resultados juntamente com sua análise.

6.1 Ensaio de cisalhamento direto convencional

Neste item estão apresentados e analisados os resultados obtidos dos ensaios de cisalhamento direto convencional, realizados na EEUFMG, como descrito na seção 4.3.2. A tabela abaixo apresenta os índices físicos dos corpos de prova no início, após o adensamento e após o cisalhamento, em cada ensaio executado.

Tabela 6.1 – Índices físicos iniciais, após o adensamento e final de cada corpo de prova.

Ensaio	Tensão normal (kPa)	Índices físicos iniciais					Após o adensamento		Final
		γ_n (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	w (%)	e	S (%)	e	$\Delta e/(1+e_0)$	w (%)
CD01	50	17,01	13,56	25,47	1,004	70,25	0,902	0,052	37,44
CD02	100	17,30	13,81	25,97	0,962	74,28	0,843	0,063	40,31
CD03	200	17,92	14,21	26,10	0,912	79,24	0,736	0,092	33,92

Na Figura 6.1, estão apresentadas as curvas de tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal (τ vs. δh) e de deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal (δv vs. δh), obtidas dos ensaios de cisalhamento direto convencional. Notou-se que, nesses ensaios, os corpos de prova comprimiram, portanto os valores positivos da variação na altura correspondem à compressão. Com os resultados obtidos dessas curvas, pôde-se obter a envoltória de resistência para as amostras submersas, apresentada no capítulo 7.

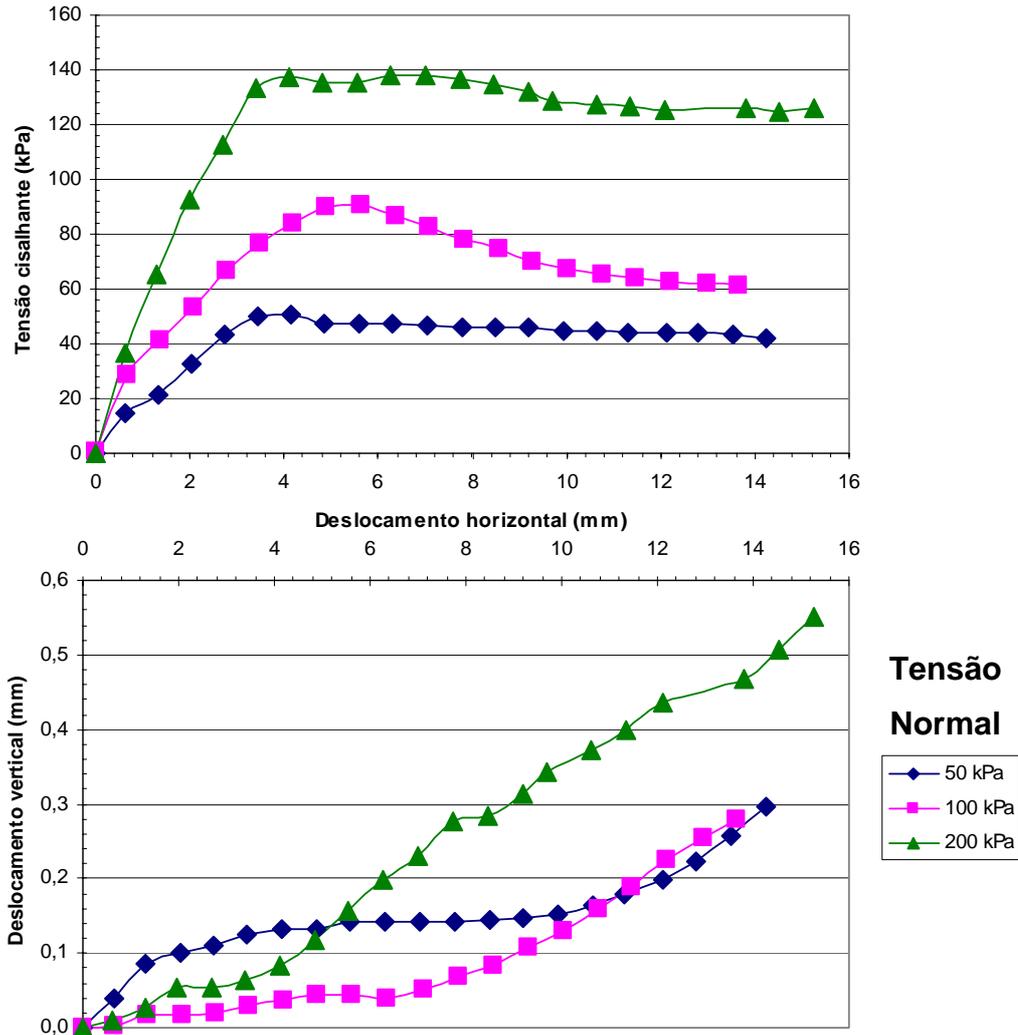


Figura 6.1 – Ensaio de cisalhamento convencional: curvas tensão-deslocamento.

As curvas do gráfico τ vs. δh apresentaram um pequeno pico, tendendo a um valor constante à medida que se aumentava o deslocamento horizontal. Enquanto ocorria o deslocamento, a altura do corpo de prova diminuía como pode ser observado nas curvas do gráfico δv vs. δh .

6.2

Ensaio de cisalhamento direto com sucção controlada

Nesse item estão apresentados os resultados de ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada. Foram executados 12 ensaios sob tensões normais líquidas e sucções mátricas diferentes, segundo o procedimento detalhado no capítulo 4.

A equalização de sucção foi realizada ora num dessecador, ora na câmara de compressão da prensa de cisalhamento. Quando se iniciou a

equalização da sucção no dessecador, a fase de adensamento durou de 24 a 48 horas. Esse tempo aproximou-se de 120 horas quando a equalização no dessecador foi executada somente na câmara de compressão. O tempo de equalização dependia da sucção mátrica que se pretendia alcançar, ocorrendo entrada ou saída de água no corpo de prova. Geralmente, quando o teor de umidade inicial correspondia a uma sucção menor que a aquela a ser atingida, ocorria entrada de água no solo. Em seguida procedia-se o cisalhamento da amostra a uma velocidade constante de 0,000975 mm/min.

Inicialmente, os resultados obtidos foram divididos em 3 séries com tensão normal líquida constante, conforme foi mostrado na Tabela 4.9. Em seguida, foram rearranjados em 4 séries de ensaios com a sucção constante. Uma breve análise dos resultados dos ensaios é apresentada no final deste sub-item. Os valores dos índices físicos iniciais, após a fase de adensamento e após a fase de cisalhamento das amostras ensaiadas estão apresentados na Tabela 6.2, Tabela 6.3 e Tabela 6.4, respectivamente.

Tabela 6.2 – Índices Físicos Iniciais.

Série	Ensaio	Pressões aplicadas		Índices físicos iniciais				
		$(\sigma-u_a)$ (kPa)	(u_a-u_w) (kPa)	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	W_{real} (%)	e	S (%)
I	CDSC01	50	25	16,210	13,740	18,01	0,999	50,48
	CDSC02	50	50	13,890	11,940	16,34	1,300	35,17
	CDSC03	50	100	15,452	13,663	13,09	1,010	36,30
	CDSC04	50	200	15,731	13,657	15,19	1,011	42,07
II	CDSC05(1)	100	25	15,341	13,726	11,76	1,000	32,91
	CDSC05(2)	100	25	15,159	14,554	4,15	0,820	13,67
	CDSC06(1)	100	50	15,218	14,307	6,37	0,851	20,21
	CDSC06(2)	100	50	15,102	14,543	3,87	0,821	12,72
	CDSC07	100	100	15,918	14,477	9,95	0,897	31,06
	CDSC08	100	200	15,513	14,272	8,70	0,856	27,44
III	CDSC09	200	25	15,258	14,176	7,64	0,868	23,74
	CDSC10(1)	200	50	15,108	13,982	8,05	0,964	23,39
	CDSC10(2)	200	50	15,556	14,895	4,43	0,778	15,38
	CDSC11	200	100	15,475	14,240	8,67	0,860	27,23
	CDSC12	200	200	15,836	14,573	8,67	0,818	28,62

() número do ensaio

Tabela 6.3 – Índices Físicos após o adensamento.

Série	Ensaio	Pressões aplicadas		Índices físicos após adensamento				
		$(\sigma-u_a)$ (kPa)	(u_a-u_w) (kPa)	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	W_{calc} (%)	e	$\Delta e / (1+e_0)$
I	CDSC01	50	25	17,220	13,460	27,93	0,881	0,059
	CDSC02	50	50	14,850	11,620	27,79	1,151	0,065
	CDSC03	50	100	16,890	14,700	14,90	0,839	0,085
	CDSC04	50	200	17,481	15,424	13,34	0,809	0,100
II	CDSC05(1)	100	25	16,780	12,854	30,54	0,829	0,086
	CDSC05(2)	100	25	16,462	13,649	20,61	0,676	0,079
	CDSC06(1)	100	50	21,659	17,710	22,30	0,301	0,297
	CDSC06(2)	100	50	16,616	13,935	19,24	0,668	0,84
	CDSC07	100	100	17,347	15,032	15,40	0,679	0,82
	CDSC08	100	200	22,932	20,711	10,72	0,255	0,324
III	CDSC09	200	25	17,806	13,676	30,20	0,601	0,143
	CDSC10(1)	200	50	18,857	15,582	21,02	0,808	0,079
	CDSC10(2)	200	50	16,410	13,426	22,23	0,467	0,175
	CDSC11	200	100	17,254	15,422	11,89	0,668	0,103
	CDSC12	200	200	18,335	16,956	8,13	0,570	0,136

() número do ensaio

Tabela 6.4 – Índices físicos após o cisalhamento.

Série	Ensaio	Pressões aplicadas		Índices físicos após cisalhamento				
		$(\sigma-u_a)$ (kPa)	(u_a-u_w) (kPa)	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	W_{calc} (%)	W_{real} (%)	e
I	CDSC01	50	25	18,429	14,146	30,55	30,27	0,941
	CDSC02	50	50	16,064	12,645	30,82	27,04	1,171
	CDSC03	50	100	18,197	15,319	16,11	18,78	0,792
	CDSC04	50	200	20,469	17,770	15,03	15,19	0,545
II	CDSC05(1)	100	25	20,204	15,542	32,09	29,99	0,767
	CDSC05(2)	100	25	23,325	18,811	22,53	24,00	0,408
	CDSC06(1)	100	50	24,845	20,546	25,04	20,92	0,289
	CDSC06(2)	100	50	29,507	24,747	22,50	19,23	0,070
	CDSC07	100	100	20,044	17,271	17,09	16,05	0,590
	CDSC08	100	200	25,238	22,645	11,79	11,45	0,345
III	CDSC09	200	25	21,009	16,899	32,59	24,32	0,567
	CDSC10(1)	200	50	23,390	19,477	23,28	20,09	0,360
	CDSC10(2)	200	50	17,676	14,408	22,72	22,68	0,906
	CDSC11	200	100	25,018	21,718	15,20	15,20	0,220
	CDSC12	200	200	22,483	20,055	8,64	12,10	0,321

() número do ensaio

6.2.1

Ensaio com Tensão Normal Líquida Constante

Os ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada foram divididos em 3 séries com tensão normal líquida constante. Neste tópico, estão apresentadas as curvas obtidas dos ensaios realizados e um sucinto comentário sobre os mesmos.

Ressalta-se que durante alguns ensaios houve falta de energia no laboratório de Geotecnia e Meio Ambiente da PUC-Rio, o que impossibilitou a aquisição de dados em determinados períodos, gerando lacunas nas curvas plotadas a seguir. Isto ocorreu durante a execução dos ensaios:

- CDSC01: $(u_a - u_w) = 25$ kPa $(\sigma_n - u_a) = 50$ kPa, na fase de cisalhamento;
- CDSC05(2): $(u_a - u_w) = 25$ kPa $(\sigma_n - u_a) = 100$ kPa, na fase de cisalhamento;
- CDSC10(2): $(u_a - u_w) = 50$ kPa $(\sigma_n - u_a) = 200$ kPa, na primeira fase;
- CDSC12: $(u_a - u_w) = 200$ kPa $(\sigma_n - u_a) = 200$ kPa, na fase de cisalhamento;

6.2.1.1 Série I

A série 1 é composta de 4 ensaios, nos quais se manteve a tensão normal líquida $(\sigma_n - u_a)$ aproximadamente em 50 kPa, enquanto foi variada a sucção mátrica em valores próximos a 25, 50, 100 e 200 kPa. Na Figura 6.2, estão apresentadas as curvas de deslocamento vertical (δ_v) e de variação de volume de água (ΔV_w) em função do tempo, associadas à fase de adensamento e equalização da sucção respectivamente. Da fase de cisalhamento foram obtidas as curvas de tensão cisalhante (τ) , deslocamento vertical (δ_v) e variação volume de água (ΔV_w) versus deslocamento horizontal, mostradas na Figura 6.3.

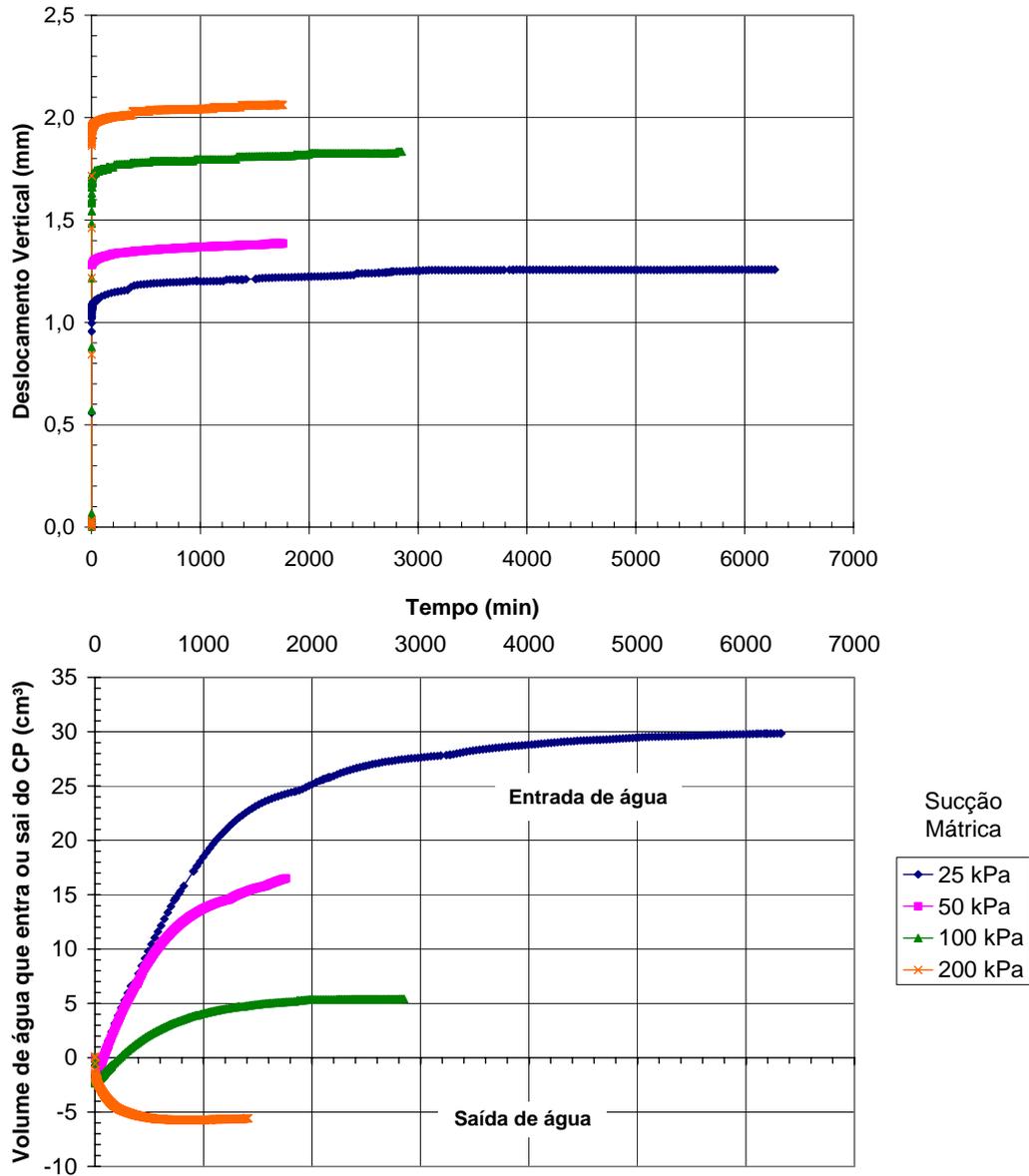


Figura 6.2 – Curvas de deslocamento vertical e variação volumétrica em função do tempo (série I).

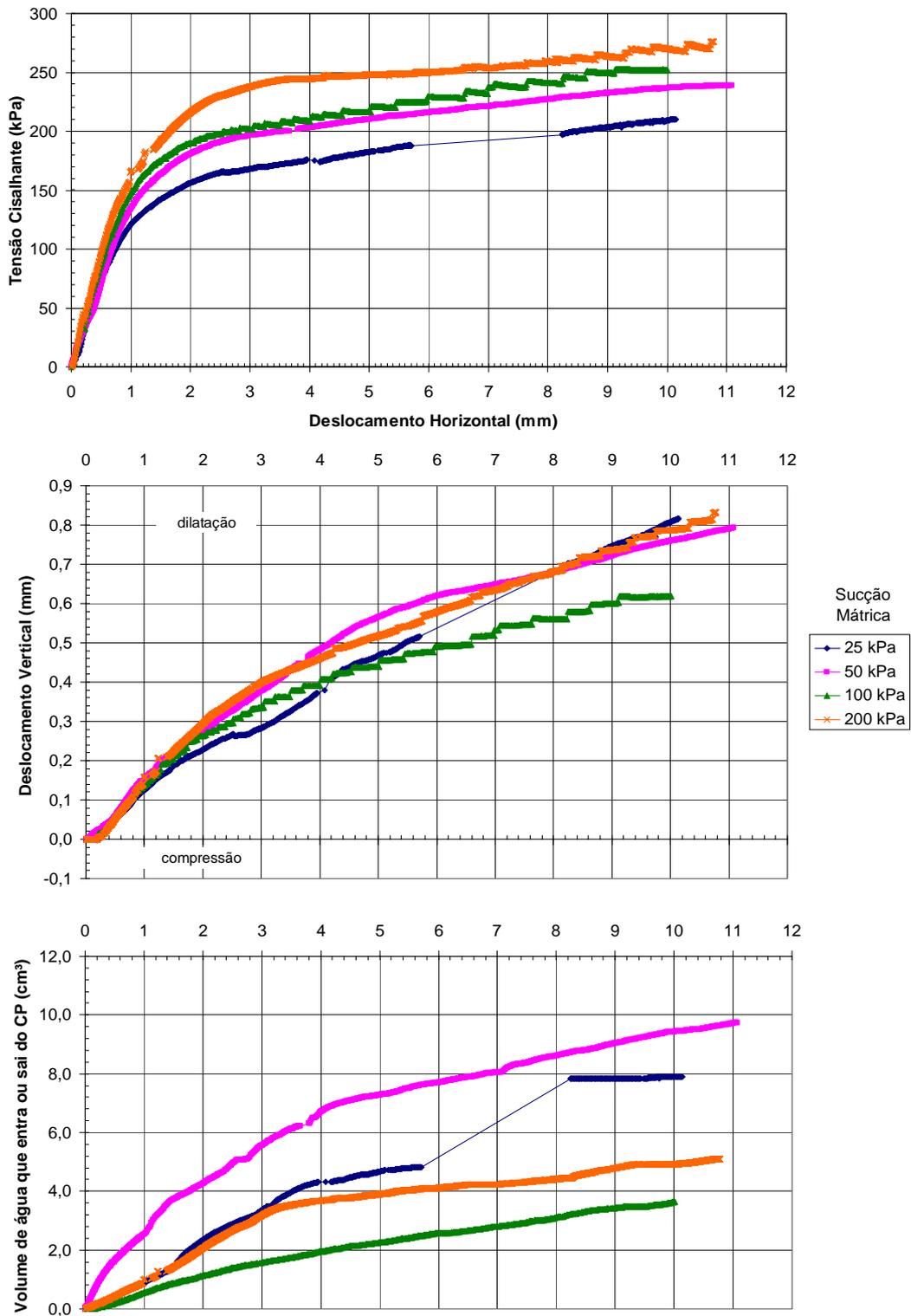


Figura 6.3 – Curvas de tensão cisalhante, deslocamento vertical e variação volumétrica em função do deslocamento horizontal (Série I).

6.2.1.2 Série II

Na segunda série de ensaios, variou-se a sucção mátrica em valores próximos a 25, 50, 100 e 200 kPa, enquanto foi mantida a tensão normal líquida ($\sigma_n - u_a$) em 100 kPa aproximadamente. Dos quatro ensaios inicialmente propostos, foi necessário repetir 2, totalizando 6 ensaios realizados nessa série. Apresenta-se as curvas δ_v vs. tempo e ΔV_w vs. tempo na Figura 6.4 associadas à fase de adensamento. Na fase de cisalhamento, obtiveram-se as curvas τ vs. δ_h , δ_v vs. δ_h e ΔV_w vs. δ_h , mostradas na Figura 6.5.

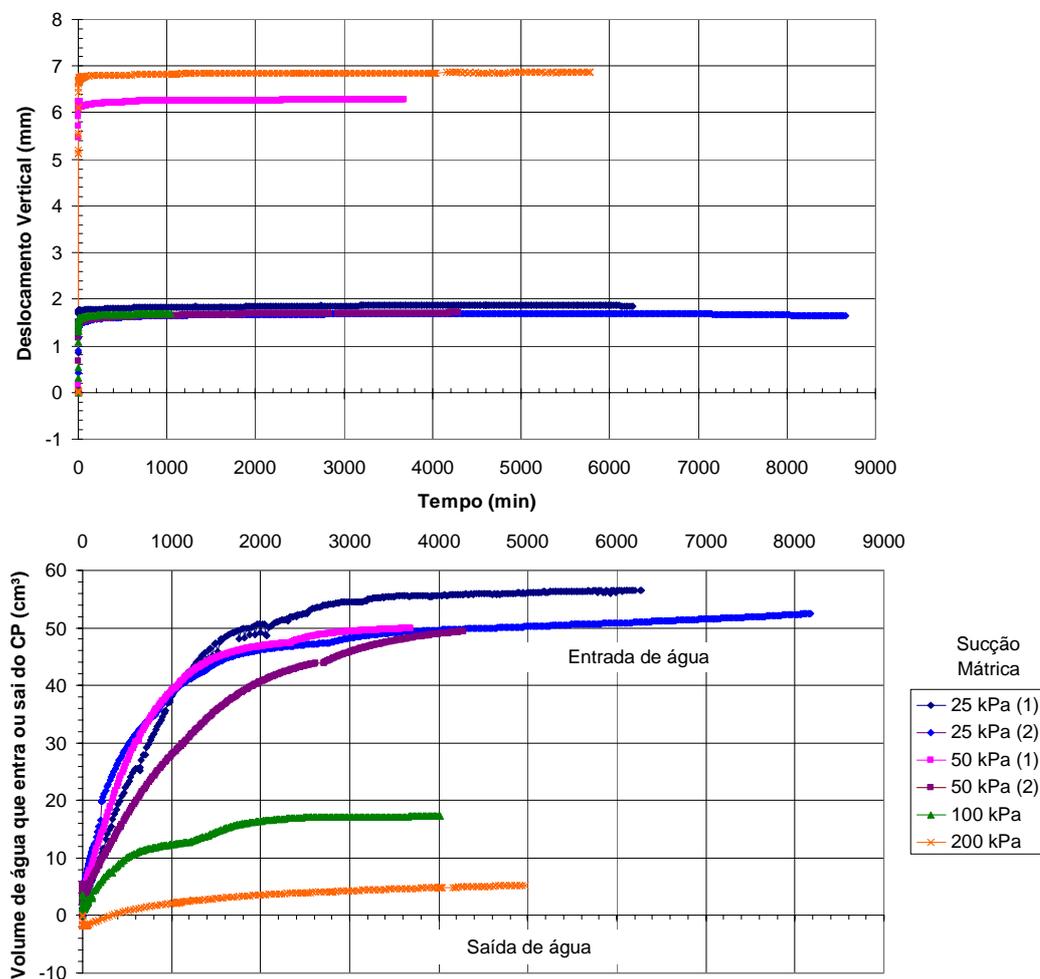


Figura 6.4 – Curvas de deslocamento vertical e variação volumétrica em função do tempo da série II (valores entre parênteses indicam o número do ensaio).

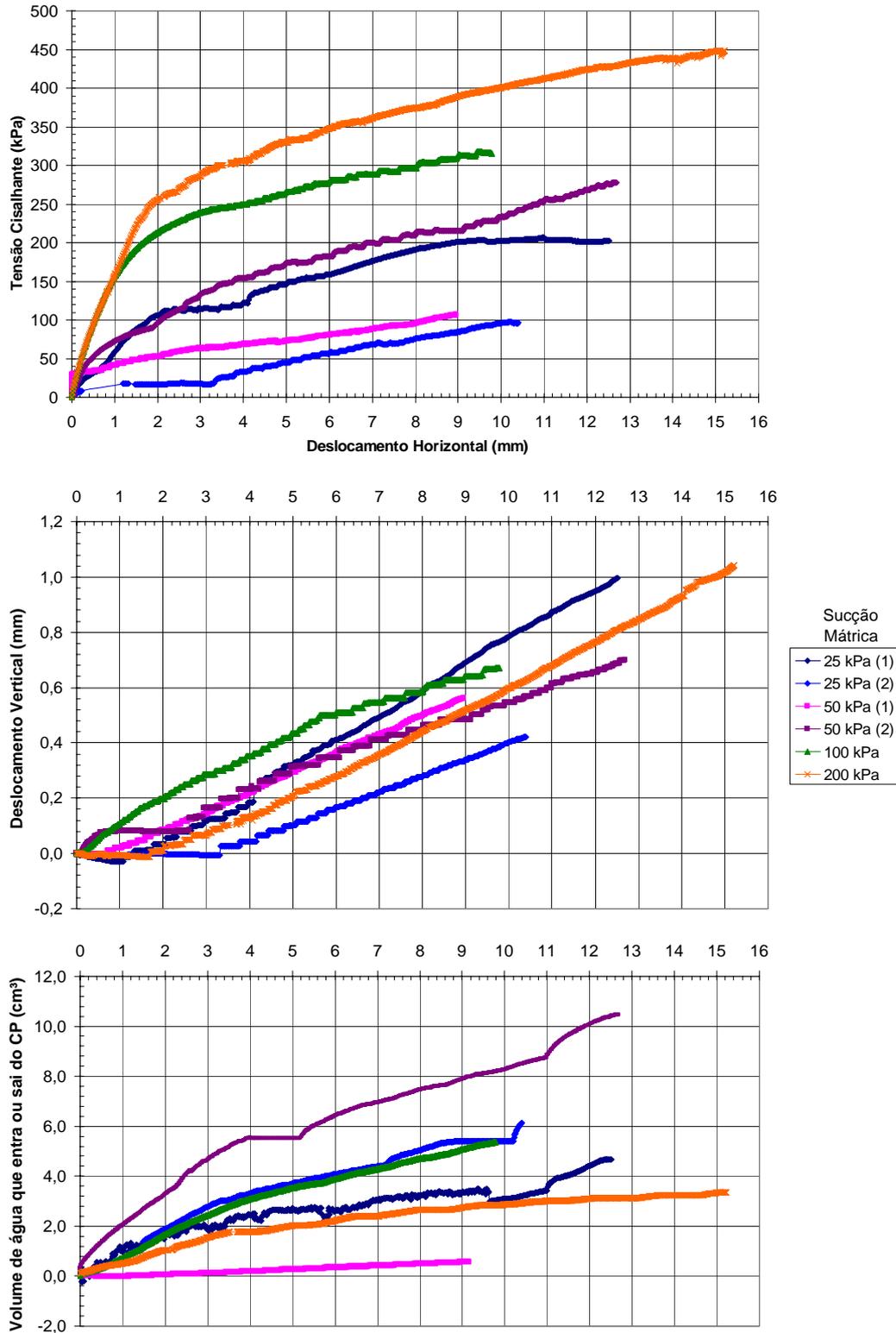


Figura 6.5 – Curvas de tensão cisalhante, deslocamento vertical e variação volumétrica em função do deslocamento horizontal da série II (valores entre parênteses indicam o número do ensaio).

6.2.1.3 Série III

Na última série realizada (série 3), foram realizados cinco ensaios, sendo que um deles foi a repetição do ensaio com sucção mátrica igual a 100 kPa. Em todos os ensaios a tensão normal líquida foi, aproximadamente, 200 kPa e a sucção mátrica foi variada, valores próximos a 25, 50, 100 e 200 kPa. Na Figura 6.6, estão apresentadas as curvas de δ_v e de ΔV_w em função do tempo, referentes à fase de adensamento. Da fase de cisalhamento, foram obtidas as curvas de τ , δ_v e ΔV_w em função do deslocamento horizontal, mostradas na Figura 6.7.

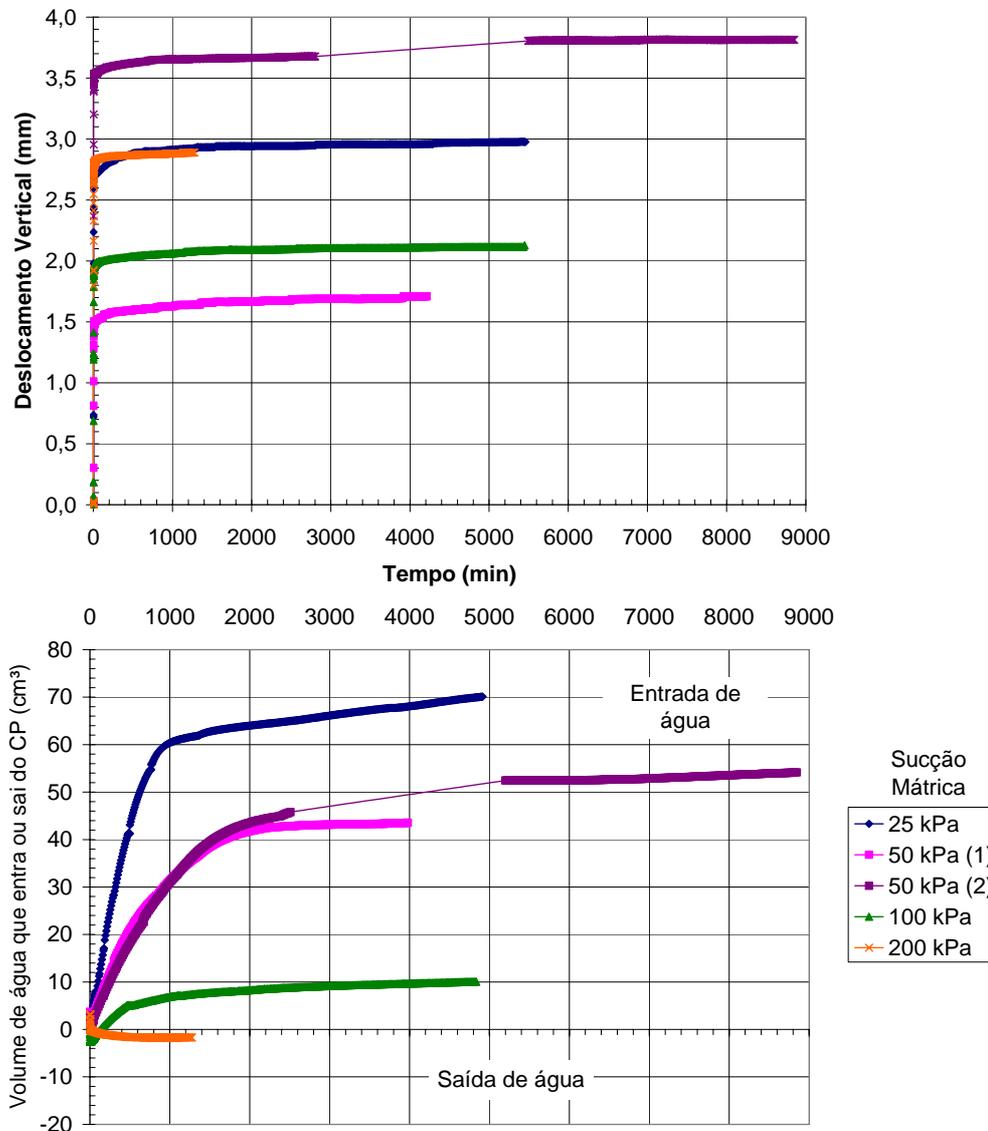


Figura 6.6 – Curvas de deslocamento vertical e variação volumétrica em função do tempo da série III (valores entre parênteses indicam o número do ensaio).

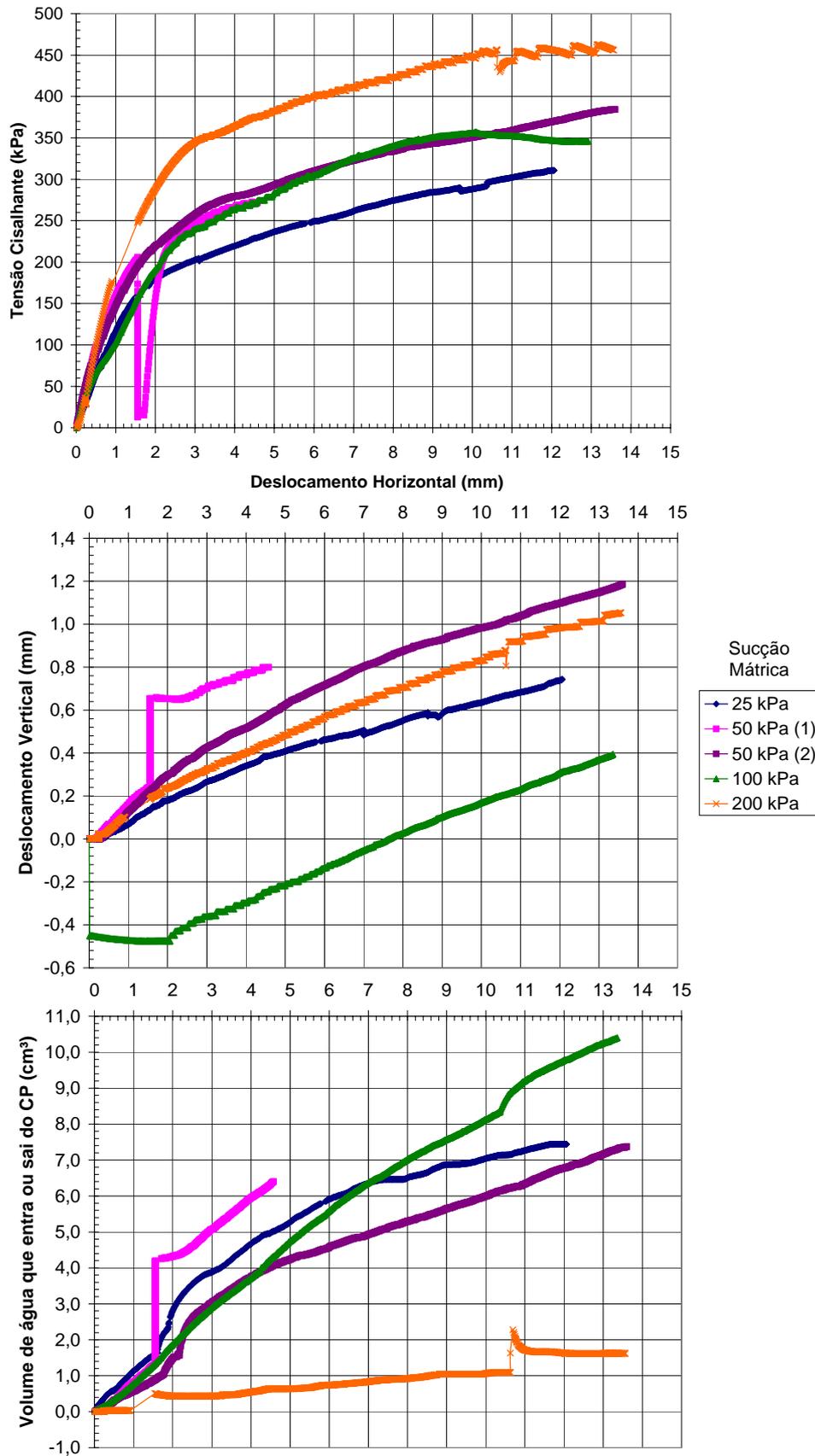


Figura 6.7 – Curvas de tensão cisalhante, deslocamento vertical e variação volumétrica em função do deslocamento horizontal da série III (valores entre parênteses indicam o número do ensaio).

6.2.1.4 Análise dos resultados obtidos

Como dito anteriormente, na fase inicial dos ensaios, ou seja, a equalização da sucção e adensamento, ocorreu a entrada ou saída de água nas amostras. Em alguns ensaios, observou-se uma maior variação de altura dos corpos de prova que em outros. Isso pode ser explicado pela presença de fraturas no solo. A equalização de sucção dependia, basicamente, da sucção mátrica inicial apresentadas pelos corpos de prova. Para a maioria dos ensaios, percebeu-se a entrada de água na amostra.

Na fase de cisalhamento registrou-se a variação do volume de água que entra ou sai da amostra. Com esses valores, foi calculado o teor de umidade ao final de cada ensaio. Em quase todos os ensaios, o valor obtido se mostrou similar àquele determinado como recomendado pela NBR 6457 (1986).

Observou-se um comportamento de enrijecimento das amostras durante o cisalhamento, uma vez que as mesmas aumentam a resistência à medida que se aumenta o deslocamento horizontal. Percebeu-se que em todos os ensaios ocorreu entrada de água nos corpos de prova durante o cisalhamento, notando-se que em alguns deles, inicialmente, houve saída de água.

Com os resultados obtidos, no próximo capítulo, fez-se tentativas de correlacioná-los com seus índices físicos e, também, as tensões aplicadas, isto é, tensão normal líquida e sucção mátrica. Obteve-se a envoltória tridimensional de resistência ao cisalhamento em função das variáveis de tensões supracitadas. Por fim, os resultados obtidos foram comparados com estimativas formuladas a partir da curva característica e com resultados encontrados na literatura técnica.

6.2.2 Comparação de ensaios com mesmo nível de sucção

As curvas obtidas da fase de cisalhamento foram reagrupadas mantendo-se a sucção mátrica constante variando a tensão normal líquida, de acordo com a Tabela 6.5. São mostradas apenas as curvas obtidas na fase de cisalhamento. É apresentada, também, uma análise sucinta dessas curvas.

Tabela 6.5 – Apresentação dos resultados em função da tensão normal líquida aplicada.

Figura	Ensaio	($u_a - u_w$) (kPa)	($\sigma - u_a$) (kPa)
Figura 6.8	CDSC01	25	50
	CDSC05(1)	25	100
	CDSC05(2)	25	100
	CDSC09	25	200
Figura 6.9	CDSC02	50	50
	CDSC06(1)	50	100
	CDSC06(2)	50	100
	CDSC10(1)	50	200
	CDSC10(2)	50	200
Figura 6.10	CDSC03	100	50
	CDSC07	100	100
	CDSC11	100	200
Figura 6.11	CDSC04	200	50
	CDSC08	200	100
	CDSC12	200	200

() número do ensaio.

6.2.2.1 Sucção Mátrica = 25 kPa

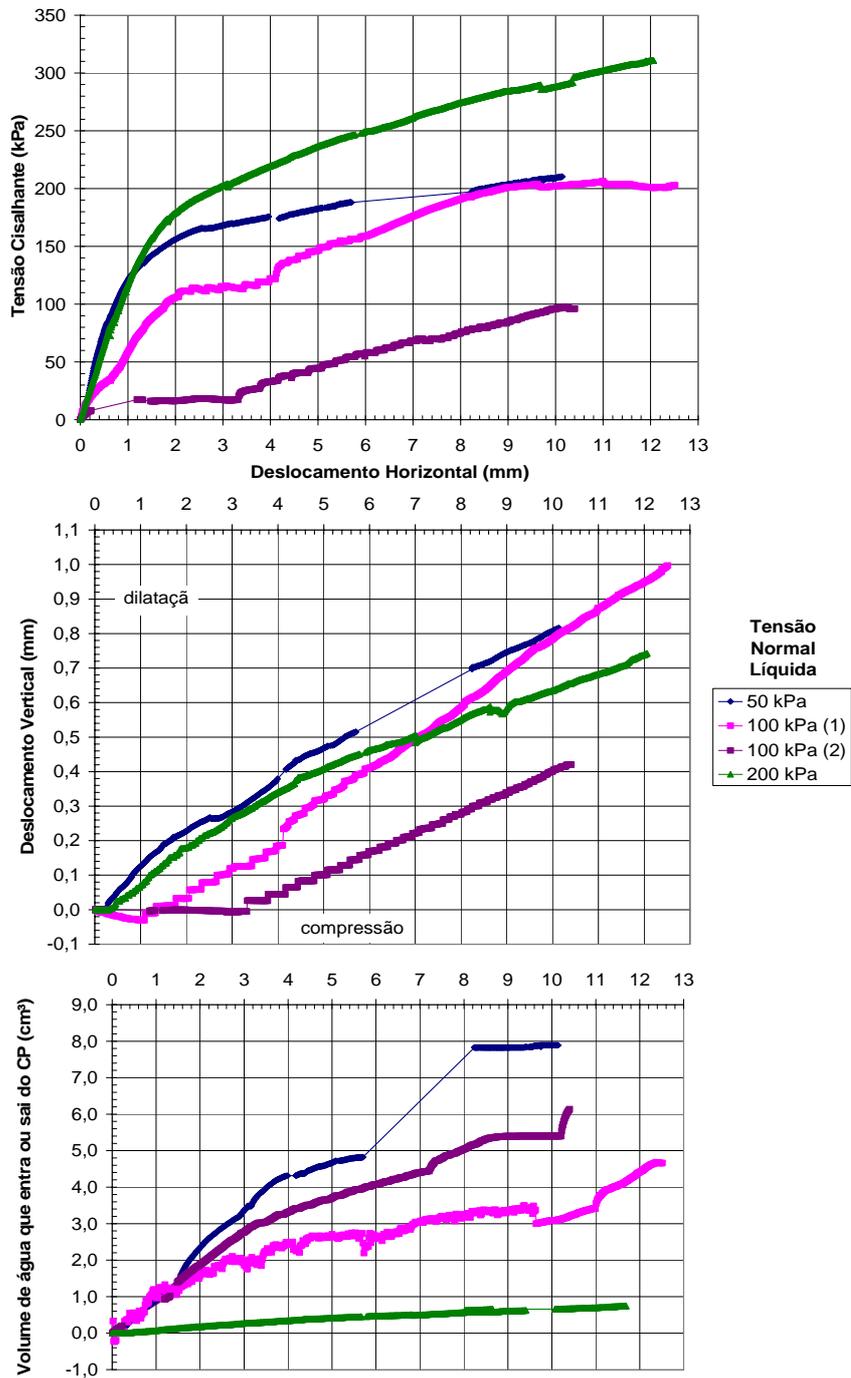


Figura 6.8 – Curvas tensão cisalhante, deslocamento vertical e variação volumétrica em função do deslocamento horizontal dos ensaios com sucção mátrica de 25 kPa (valores entre parênteses indicam o número do ensaio)

6.2.2.2 Sucção Mátrica = 50 kPa

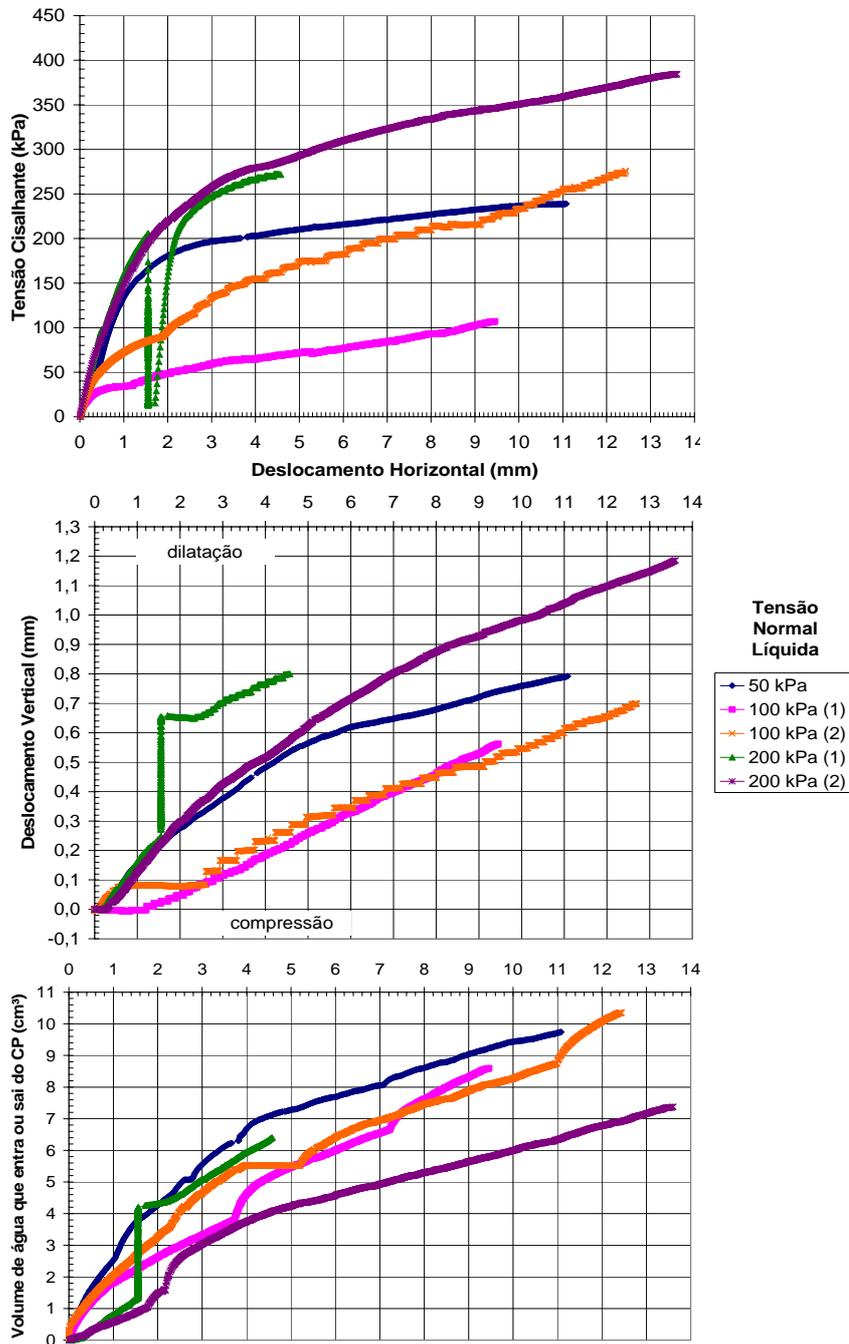


Figura 6.9 – Curvas tensão cisalhante, deslocamento vertical e variação volumétrica em função do deslocamento horizontal dos ensaios com sucção mátrica de 50 kPa (valores entre parênteses indicam o número do ensaio).

6.2.2.3 Sucção Mátrica = 100 kPa

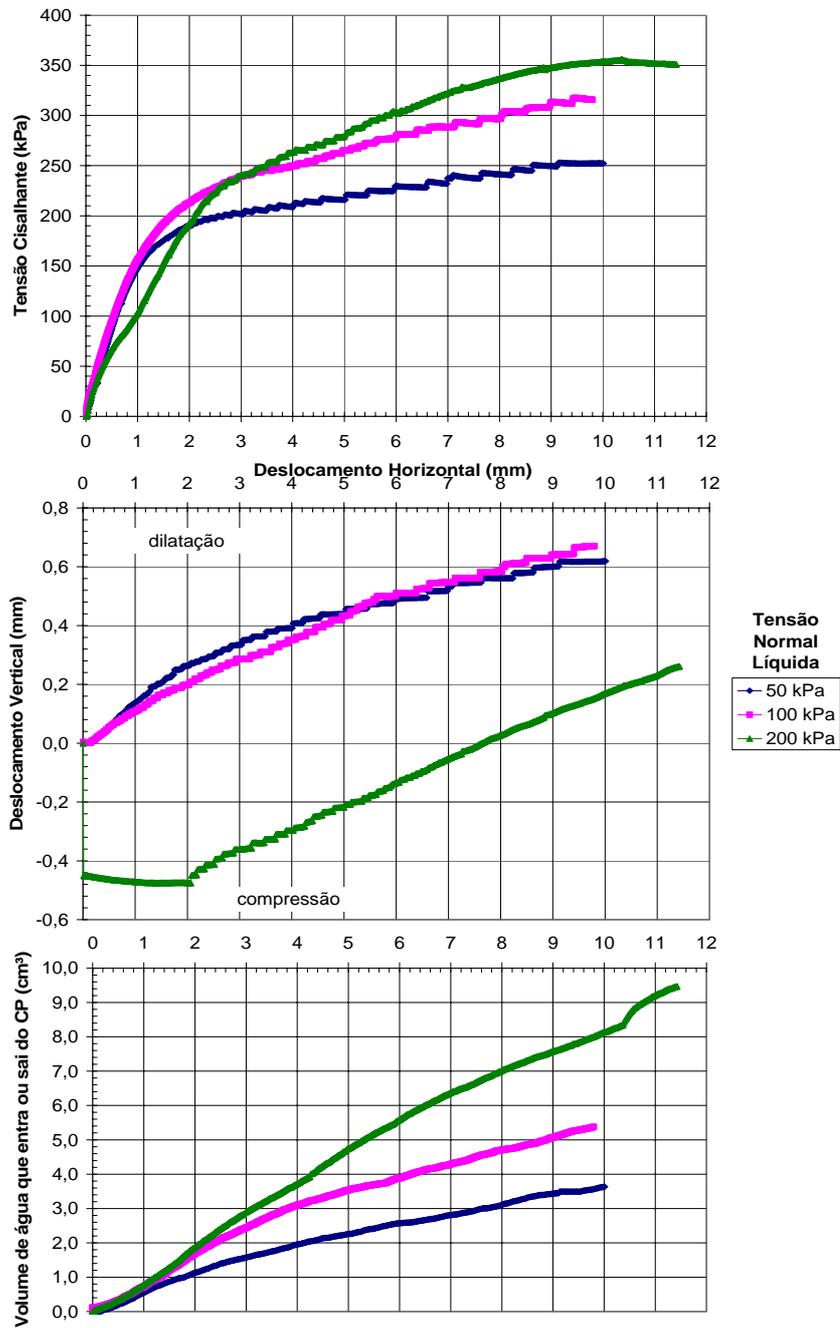


Figura 6.10 – Curvas tensão cisalhante, deslocamento vertical e variação volumétrica em função do deslocamento horizontal dos ensaios com sucção mátrica de 100 kPa.

6.2.2.4 Sucção Mátrica = 200 kPa

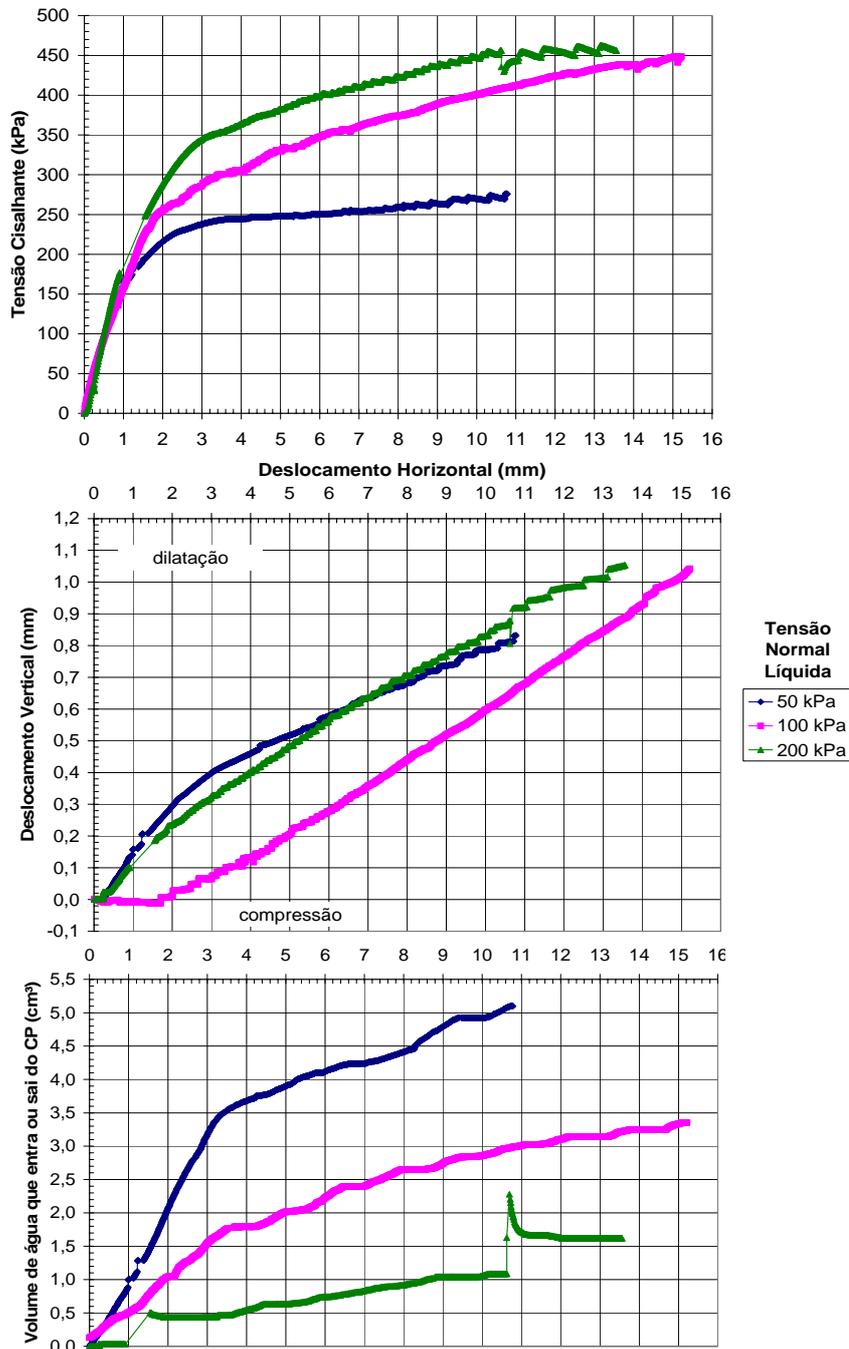


Figura 6.11 – Curvas tensão cisalhante, deslocamento vertical e variação volumétrica em função do deslocamento horizontal dos ensaios com sucção mátrica de 200 kPa.

6.2.2.5

Análise dos resultados com mesmo nível de sucção mátrica

Em todos os ensaios as curvas de tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal aumentam com o acréscimo de deslocamento. Percebeu-se que a tensão cisalhante alcança valores maiores com aumento da tensão normal líquida. A variação de altura das amostras durante os ensaios não apresentou uma tendência com a variação de $(\sigma - u_a)$. Posteriormente, são mostradas tentativas dessa correlação. Também não foi percebida uma relação entre a variação de volume de água nos corpos de prova e as diferentes tensões normais líquidas.

7 Interpretação dos Resultados

Este capítulo é voltado para a apresentação da interpretação dos resultados das caracterizações física, mineralógica e química e os ensaios de resistência ao cisalhamento.

Primeiramente, é apresentada uma análise conjunta dos resultados obtidos das caracterizações física, química e mineralógica, tentando correlacioná-los. Em seguida, são avaliados os aspectos de compressibilidade do material menos intemperizado, tanto para os ensaios em amostras submersas quanto para o solo em condição não saturada. Para tanto foi analisado o efeito da tensão normal vertical e da sucção mátrica no índice de vazios dos corpos de prova.

Quanto à resistência ao cisalhamento, inicialmente, apresenta-se o critério para a definição da ruptura adotado para a determinação das envoltórias de resistência. Posteriormente, são avaliados os parâmetros de resistência e como estes são influenciados pela sucção. São apresentadas, também, as equações que definem o comportamento de resistência em função das duas variáveis independentes de tensão consideradas nesse trabalho.

Em seguida, são comparadas as envoltórias de resistência obtidas com estimativas de resistência, usando equações simplificadas baseadas na curva característica de retenção de água. Os resultados obtidos para o solo estudado também são comparados com outros os de materiais encontrados na literatura.

7.1 Análise conjunta dos resultados da caracterização física, química e mineralógica

Da análise dos índices físicos do estado natural, verificou-se que os três solos caracterizados possuíam índices aproximadamente semelhantes, com exceção do teor de umidade natural, justificado pela diferença nas datas de amostragem. Mesmo possuindo um maior número de fraturas, os índices de vazios do SR3 foram os menores (entre 0,88 e 0,78).

O valor densidade relativa dos grãos depende da composição mineralógica do solo. A Tabela 7.1 mostra os valores de densidade relativa dos grãos de alguns minerais.

Tabela 7.1 – Densidade relativa dos grãos de alguns minerais (adaptado de Deer *et al.*, 1981, *apud* Brant, 2005)

Mineral	Gs
Quartzo	2,70
Muscovita	2,66-2,73
Caulinita	2,65-2,92
Ilita	2,80-2,83
Esmectita	2,45
Gibbsita	4,38
Goethita	5,30
Hematita	4,31-5,61
Magnetita	4,41-5,61

Dos valores da tabela, pode-se dizer que os solos SR1 e SR2 possuem densidade relativa dos grãos dentro da faixa de valores de Gs da caulinita e bem próximos da ilita. Já o SR3 possui densidade típica de solos quartzosos. Tais valores estão de acordo com os resultados das análises mineralógicas realizadas.

As curvas granulométricas obtidas são de forma semelhante, todas uniformes. Todos os solos apresentaram uma alta porcentagem de silte. O SR3 apresentou uma porcentagem de fração areia mais elevada que nos outros dois solos, enquanto o SR1, de fração argila.

Dos valores de limites de consistência determinados, pôde-se concluir que os solos SR1 e SR2 são mais plásticos que o SR3. Isso pode ser atribuído à maior quantidade da fração areia presente neste último combinado à sua composição mineralógica.

Dos dados de caracterização física, obteve-se a classificação dos solos segundo o SUCS, sendo o SR1 um silte inorgânico de alta plasticidade (MH) e o SR2 e o SR3, siltes inorgânicos de baixa plasticidade (ML).

A composição mineralógica das frações pedregulho e areia dos solos mostrou-se bem diferente. Destacam-se a presença de fragmentos da rocha matriz no solo SR1, basicamente mica (sericita) no SR2 e grãos de quartzo no SR3.

As frações finas do solo não apresentaram grandes diferenças mineralógicas. Todos os solos são constituídos basicamente de mica/ilita e caulinita. A amostra de solo SR3 apresentou também quartzo em sua constituição. A mineralogia dos preenchimentos das fraturas do SR3 apresentou-se idêntica à do solo. Na análise da rocha alterada também se notou os minerais citados anteriormente, além da presença de clorita.

Da análise química total, pode-se dizer que o solo SR1 apresentou maior grau de intemperismo devido à sua maior perda ao fogo. A porcentagem de sílica total é aproximadamente a mesma nas três amostras analisadas, assim como a alumina, indicando que possivelmente não ocorreu lixiviação destes compostos.

Através de análises químicas seletivas, obteve-se a capacidade de troca catiônica (CTC) das amostras. Os valores obtidos foram baixos, variando entre 1,8 (SR1) e 2,2 (SR3), e estão de acordo com a mineralogia da fração argila dos materiais.

Comparando esses valores de CTC e a atividade calculada pela equação de Skempton (equação 5.1), mostrada no capítulo 5, concluiu-se que para os solos SR1 e SR2 essa relação não é coerente. De acordo com os resultados das análises químicas, os solos não possuem atividade, uma vez que os valores de CTC determinados são muito baixos. Os valores calculados pela equação 5.1 indicaram que o SR1 possui atividade normal e SR2 é ativa. A atividade do material pode estar ligada à fração silte também, uma vez que a composição mineralógica tanto da fração silte, quanto da fração argila são basicamente a mesma.

A equação 5.1 usa o índice de plasticidade que é obtido utilizando com a fração de solo com grãos menores que 0,42 mm. Porém, nesta equação usa-se apenas a fração de argila. Visto que os limites de consistência foram obtidos usando essa fração também e a equação 5.1 considera apenas a porcentagem de argila. Propõe-se usar a porcentagem total de finos, isto é, a porcentagem de silte e argila, no cálculo do índice de atividade da fração fina (equação 7.1). Os valores de atividade passaram a ser mais coerentes com a aquela obtida das análises químicas (Tabela 7.2). Ressalta-se que se faz necessário mais análises para validar tal proposta, uma vez que análises químicas parciais foram realizadas com apenas uma série de ensaio, tornando pouco representativa para a amostra de solo.

$$I_a = \frac{IP}{\% < 0,06\text{mm}} \quad (7.1)$$

Tabela 7.2 – Valores do índice de atividade calculados pelas equações 5.1 e 7.1.

Solo	Skempton	Modificado
SR1	0,96	0,27
SR2	1,85	0,20
SR3	0,44	0,09

De acordo com os índices de Ki e Kr, o solo mais intemperizado é o SR1, que apresentou um menor valor desses índices. O material menos intemperizado é o solo SR3. Foram analisados apenas os solos a partir desses índices, uma

vez que o ataque sulfúrico atinge apenas os minerais secundários.

As porcentagens dos argilominerais foram calculadas a partir de uma proposta de Santos (1998) usando os resultados de análise química total. Obteve-se uma maior porcentagem de caulinita comparativamente com a porcentagem de mica/ilita em todas as amostras. A quantidade do primeiro é praticamente a mesma nos solos SR1 e SR3. O solo SR3 apresentou a menor quantidade de mica/ilita.

As curvas características dos solos SR1 e SR2 apresentaram dois pontos de inflexões, indicando que existe uma distribuição bi-modal dos poros. Observou-se que a perda de umidade no SR1 é gradual, indo até 2000 kPa, no trecho adjacentes, essa perda foi brusca. A curva característica do solo SR2 perde umidade no primeiro trecho (sucção entre 0 e 200 kPa) mais bruscamente, se comparada à do SR1.

O solo SR3 apresentou apenas um ponto de inflexão em sua curva característica, caracterizando uma distribuição uniforme de poros. A perda de umidade é gradual. O valor da pressão de entrada de ar é aproximadamente o mesmo que o mostrado pelo solo SR2.

7.2

Compressibilidade do material

7.2.1

Amostras submersas

Para analisar a compressibilidade do solo estudado, fez-se um gráfico da variação de índice de vazios, obtida após a fase de adensamento nos ensaios de cisalhamento direto convencional, em função da tensão normal vertical aplicada (Figura 7.1). Observou-se que a variação de índices de vazios foi muito pequena e aumenta com o acréscimo da tensão normal vertical.

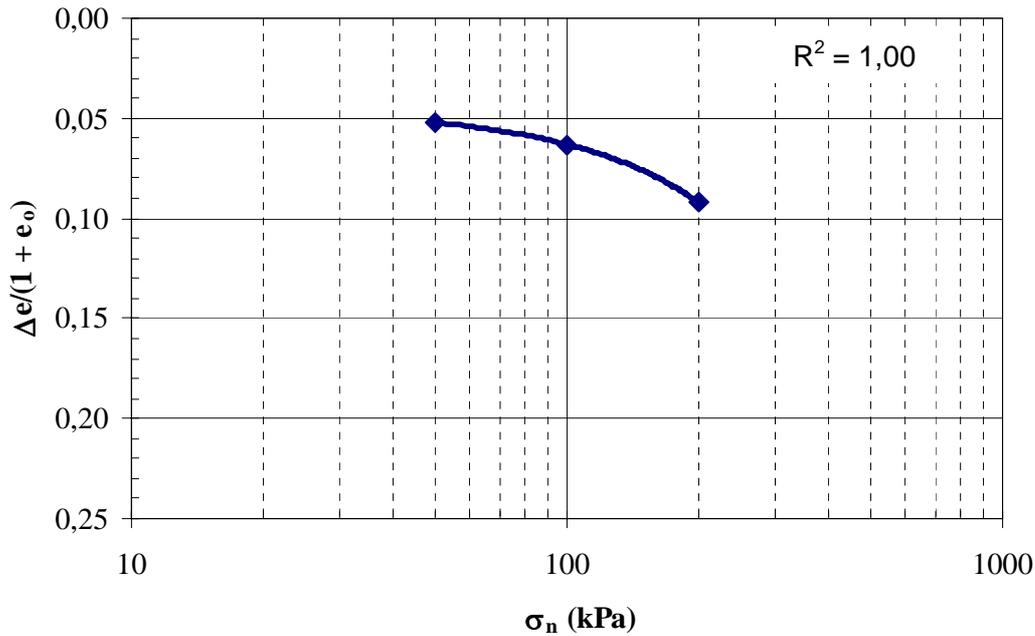


Figura 7.1 – Curva de compressibilidade para amostras submersas.

7.2.2 Amostras não saturadas

Para analisar a influência da sucção na compressibilidade do solo, plotou-se a variação de índice de vazios *versus* a sucção mátrica para cada uma das 3 séries de ensaios realizadas. Os valores dos índices de vazios foram determinados depois da primeira fase dos ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada. Esse gráfico está apresentado na Figura 7.2.

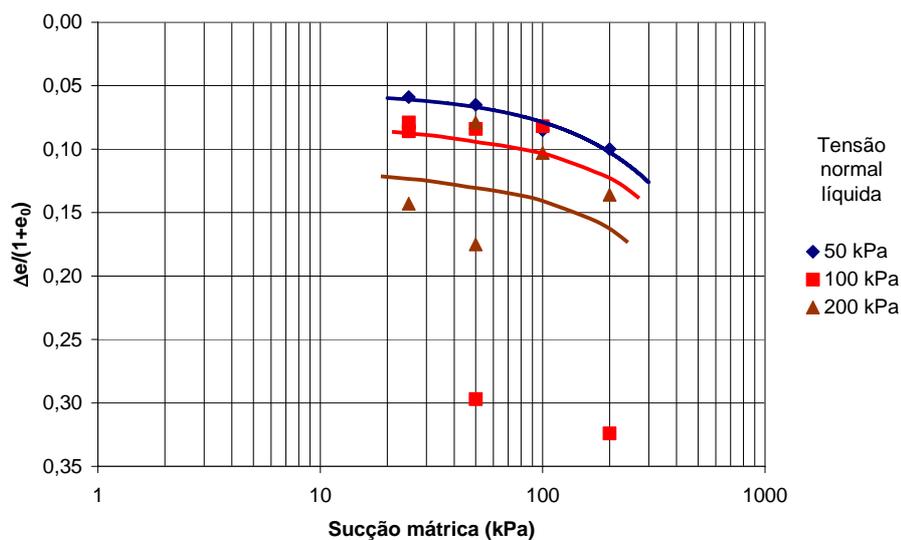


Figura 7.2 – Variação do índice de vazios com a sucção mátrica aplicada para cada série de ensaios com tensão normal líquida constante.

Analisando essa relação, percebeu-se uma grande dispersão dos dados para as tensões normais líquida aplicadas iguais a 100 e 200 kPa. Nesses casos, não se obtiveram uma boa correlação entre a compressibilidade e a sucção mátrica. As linhas traçadas em vermelho e marrom indicam a tendência que se acredita existir entre a variação dos índices de vazios e a sucção mátrica. Entretanto, para o nível de tensão normal líquida igual a 50 kPa, não percebeu-se esta dispersão, notando uma pequena variação dos índices de vazios, que aumentou com o acréscimo de sucção mátrica.

Apresenta-se também, na Figura 7.3, a variação do índice de vazios em função da variação da sucção mátrica normalizada, dividindo a sucção pela tensão normal líquida aplicada.

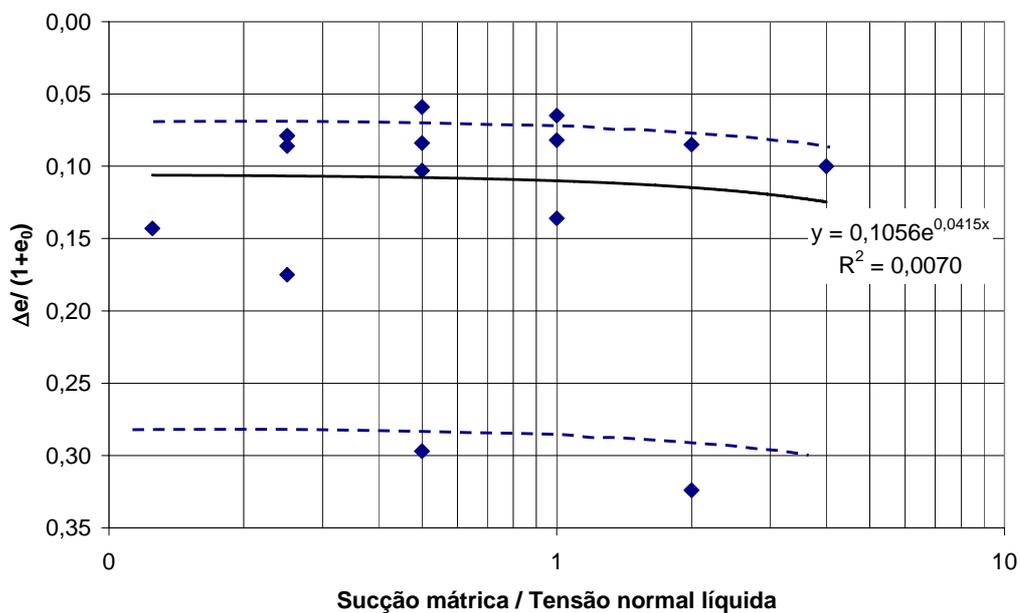


Figura 7.3 - Variação do índice de vazios com a sucção mátrica normalizada.

Novamente, observou-se uma grande dispersão dos resultados, não obtendo uma correlação entre a variação de índices de vazios e a sucção normalizada. Nesse caso, foi proposta uma faixa de variação de índices de vazios pelas linhas pontilhadas traçadas no gráfico. A tendência dessa faixa é que a variação do índice de vazios seja maior à medida que aumenta a relação entre sucção mátrica e tensão normal líquida. Na Figura 7.4, está apresentada a relação entre a compressibilidade e a tensão normal líquida.

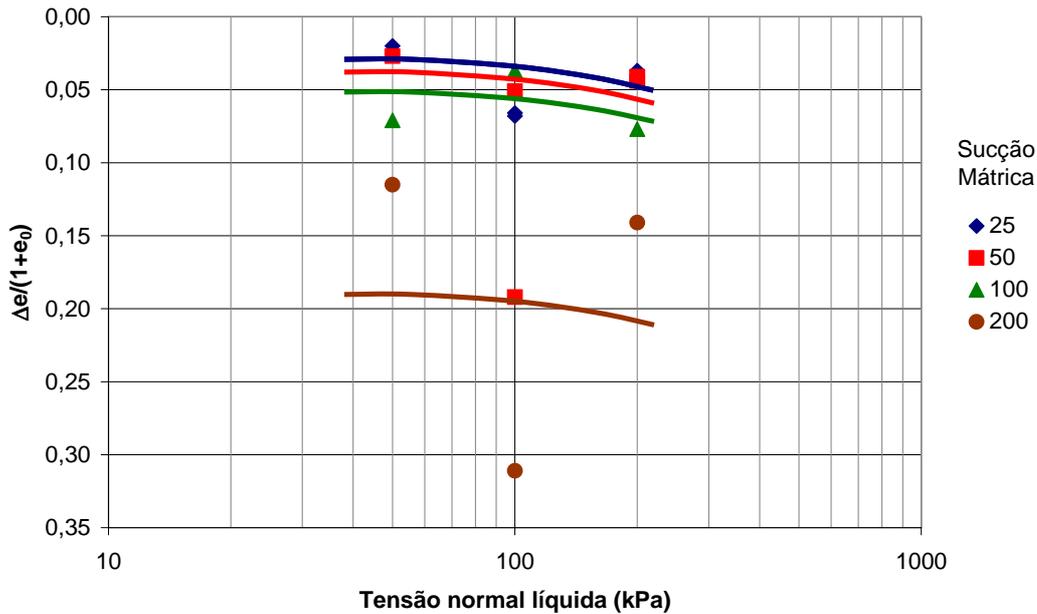


Figura 7.4 - Variação do índice de vazios com a tensão normal líquida.

Quando se analisa o efeito da tensão normal líquida na compressibilidade, novamente, percebeu-se uma grande dispersão dos resultados. Mesmo assim, nota-se a leve tendência de aumentar a variação de índices de vazios com o acréscimo de tensão normal líquida.

7.3 Resistência ao cisalhamento

7.3.1 Critério de definição de ruptura utilizado

Observando os resultados obtidos dos ensaios de cisalhamento convencional, notou-se que a resistência do solo aumentou com o deslocamento horizontal, apresentando uma definição de pico e, logo em seguida diminuindo até atingir um valor constante. Nos ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada, as curvas τ versus δ_h não apresentaram esse pico, sendo que a resistência aumentou com o deslocamento horizontal.

Visando uma definição uniforme de resistência, usou-se o critério no qual era assumido que o solo havia rompido quando a curva tensão-deslocamento (τ vs. δ_h) atingisse pela primeira vez uma inclinação (α) constante. No caso dos ensaios de cisalhamento direto convencionais, essa inclinação era nula. A Figura 7.5 exemplifica a determinação dos pontos de ruptura através do critério utilizado.

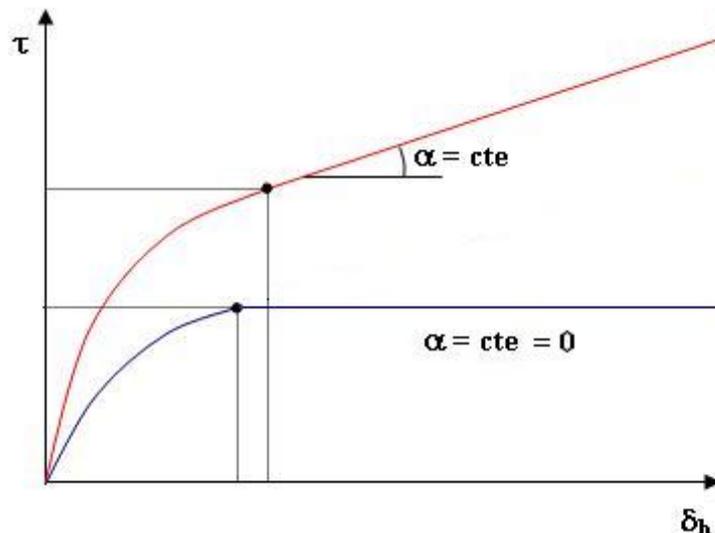


Figura 7.5 - Critério utilizado na determinação dos pontos de ruptura (de Campos e Delgado, 1995).

7.3.2

Resistência ao cisalhamento das amostras submersas

Estão apresentados na Tabela 7.3 os pares de tensões cisalhante e normal, no momento da ruptura, obtidos de acordo com o critério de ruptura descrito anteriormente, assim como o deslocamento horizontal correspondente a esses valores.

Tabela 7.3 – Tensão cisalhante, tensão normal e deslocamento horizontal na ruptura.

Ensaio	Tensão Normal (kPa)	τ_r (kPa)	σ_r (kPa)	τ_r/σ_r	δ_{hr} (mm)
CD01	50	36,50	56,45	0,65	11,43
CD02	100	63,65	108,40	0,59	7,75
CD03	200	86,16	225,66	0,38	11,37

Com esses dados, plotou-se o gráfico da Figura 7.6 e, a partir do ajuste linear desses valores, obteve-se a envoltória de resistência para as amostras submersas.

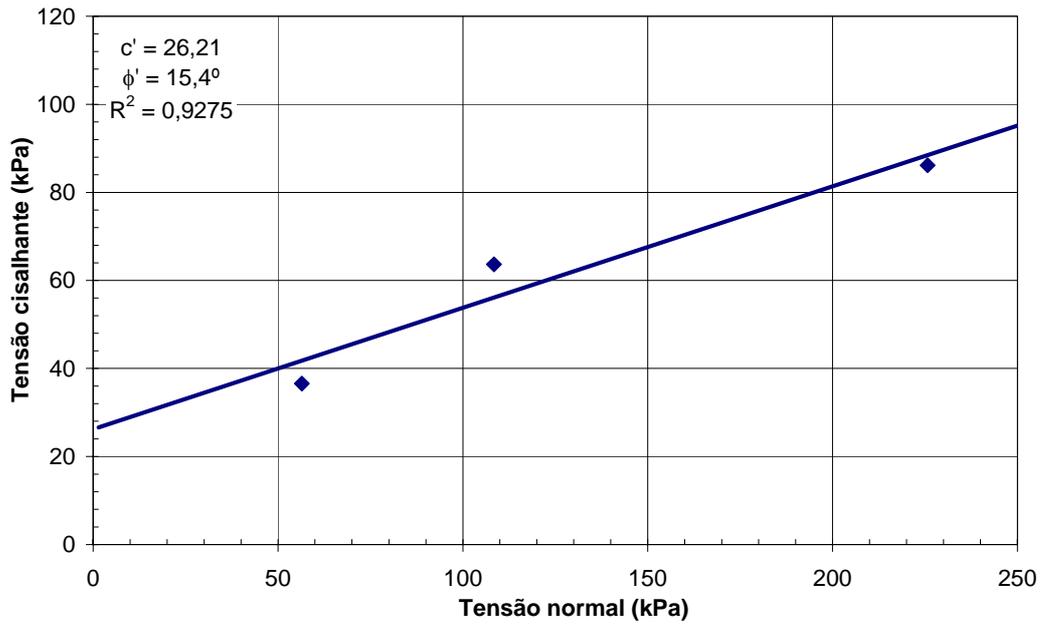


Figura 7.6 – Envoltória de resistência para amostras submersas.

Ajustando-se os pontos obtidos nos ensaios de cisalhamento direto convencional a uma curva hiperbólica, determinou-se a envoltória não linear mostrada na Figura 7.7. A equação 7.2 é a função de ajuste desta curva. Nesse caso, a coesão efetiva do solo foi nula. Para cada nível de tensão normal foi determinado o valor do ângulo de atrito efetivo (ϕ') a partir da derivada da equação 7.2, como pode ser visto na Tabela 7.4.

$$\tau = \frac{\sigma}{1,0537 + 0,0068 \cdot \sigma} \quad (7.2)$$

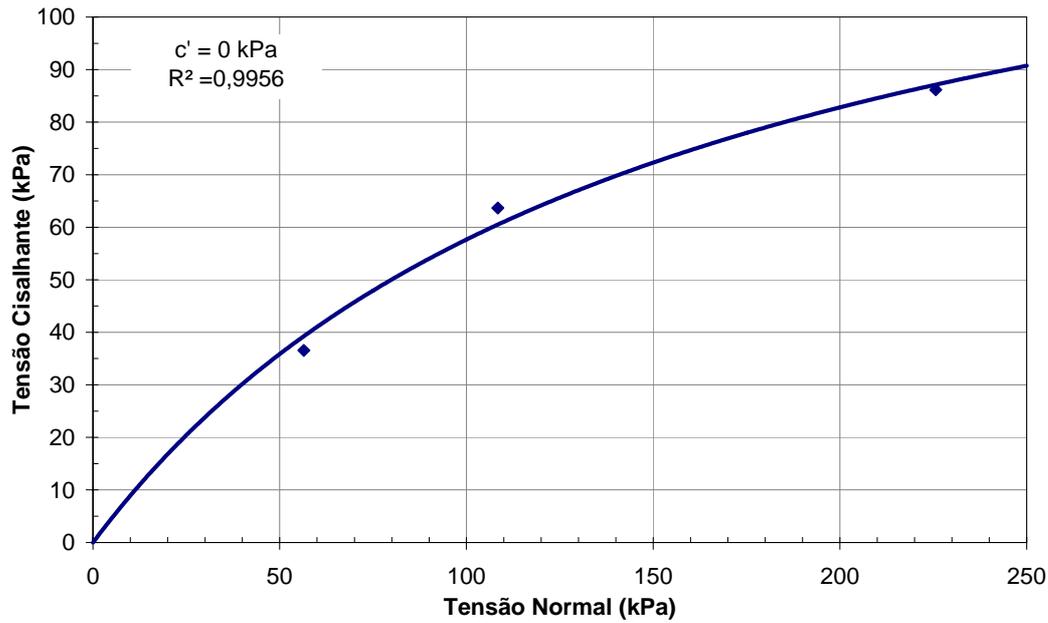


Figura 7.7 – Envoltória não linear de resistência ao cisalhamento para as amostras submersas.

Tabela 7.4 – Variação do ϕ' em função de σ .

σ (kPa)	ϕ' (°)
0	81,49
50	34,74
100	20,98
200	10,49

Na Figura 7.8, é mostrada uma relação entre o índice de vazios após o adensamento e a tensão cisalhante na ruptura.

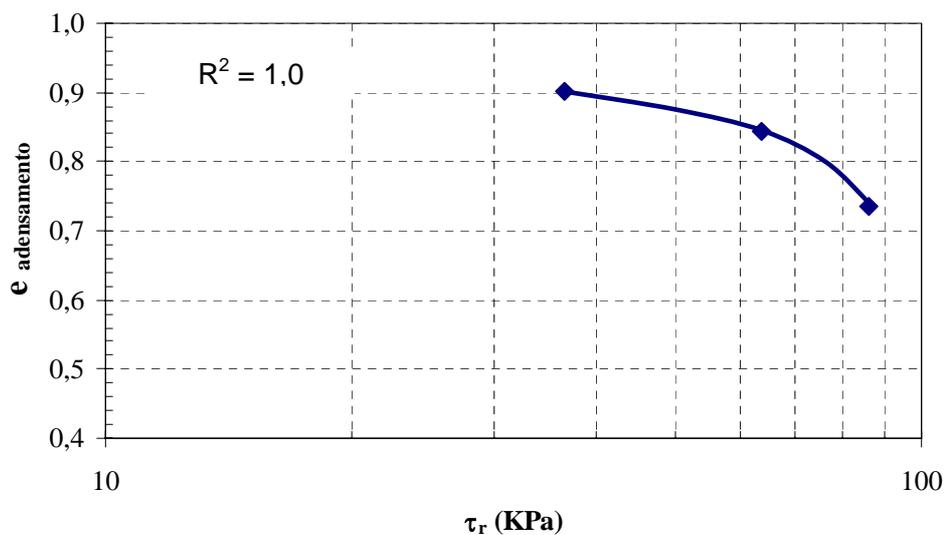


Figura 7.8 – Relação entre o índice de vazios após o adensamento e a tensão cisalhante de ruptura.

Notou-se que a resistência ao cisalhamento foi maior para valores de índices de vazios menores. De acordo com esse gráfico, é possível concluir que há uma relação direta entre a tensão cisalhante na ruptura e o índice de vazios após o adensamento. No entanto, seria necessário um número maior de ensaios para se estabelecer tal relação corretamente.

7.3.3

Resistência ao cisalhamento na condição não saturada

De acordo com o critério assumido, foram obtidas as tensões cisalhantes de ruptura para cada ensaio de resistência não saturada, apresentadas na Tabela 7.5.

Tabela 7.5 – Tensão cisalhante, tensão normal líquida e deslocamento horizontal na ruptura.

Série	Ensaio	Tensão normal líquida (kPa)	Sucção Mátrica (kPa)	τ_r (kPa)	$(\sigma - u_a)_r$ (kPa)	$\tau_r / (\sigma - u_a)_r$	δ_{hr} (mm)
I	CDSC01	50	25	169,281	49,788	3,40	3,11
	CDSC02	50	50	198,015	52,810	3,75	3,24
	CDSC03	50	100	203,782	48,915	4,17	3,20
	CDSC04	50	200	244,403	50,872	4,80	4,00
II	CDSC05(1)	100	25	146,363	102,951	1,42	5,00
	CDSC05(2)	100	25	48,301	99,617	0,48	5,32
	CDSC06(1)	100	50	64,470	102,568	0,63	4,00
	CDSC06(2)	100	50	182,310	100,092	1,82	6,01
	CDSC07	100	100	249,827	101,234	2,47	4,03
	CDSC08	100	200	339,301	96,889	3,50	5,62
III	CDSC09	200	25	212,798	202,918	1,05	3,61
	CDSC10(1)	200	50	241,183	207,185	1,16	2,81
	CDSC10(2)	200	50	273,446	207,083	1,32	3,61
	CDSC11	200	100	274,685	199,156	1,38	4,80
	CDSC12	200	200	363,849	225,652	1,61	4,00

() número do ensaio

Na análise dos resultados obtidos, nota-se um comportamento não linear nas envoltórias com respeito à sucção, como mostrado na Figura 7.9. Percebe-se que, para baixos valores de sucção, houve um rápido crescimento de ϕ^b , que é representado pela inclinação da curva τ vs. $(u_a - u_w)$, tendendo a uma inclinação constante à medida que a sucção matricial aumenta. Esse comportamento não linear é bem representado por uma função hiperbólica, mostrada em sua forma geral na equação 7.3. Na Tabela 7.6, estão apresentadas as funções hiperbólicas obtidas para cada uma das séries de ensaios com tensão normal

líquida constante. Ressalta-se que para a obtenção das envoltórias em função da sucção mátrica e da tensão normal líquida, foram desconsiderados os pontos correspondentes aos ensaios CDSC05(2) e CDSC06(1), com $(\sigma - u_a) = 100$ kPa e $(u_a - u_w) = 50$ kPa e 100 kPa, respectivamente, visto que ambos possuem valores de resistência muito baixa, provavelmente, devido à existência de diversas fraturas nos corpos de prova.

$$\tau = \tau_o + \frac{(u_a - u_w)}{[a + b(u_a - u_w)]} \quad (7.3)$$

Onde τ_o é o valor da resistência do solo quando saturado. Os parâmetros da função hiperbólica, a e b, foram determinados pelo método dos mínimos quadrados.

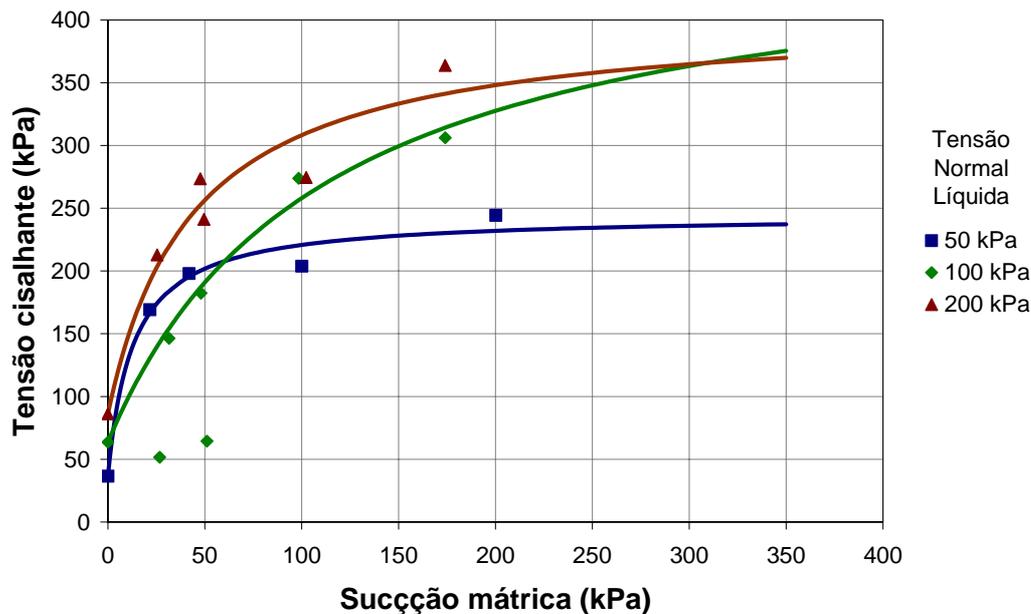


Figura 7.9 – Envoltórias de resistência em função da $(u_a - u_w)$.

Tabela 7.6 – Funções Hiperbólicas de Resistência.

Tensão normal líquida (kPa)	Função Hiperbólica	R ²
50	$\tau = 36,56 + (u_a - u_w) / [0,0623 + 0,0048 \cdot (u_a - u_w)]$	0,9820
100	$\tau = 63,65 + (u_a - u_w) / [0,2712 + 0,0024 \cdot (u_a - u_w)]$	0,9881
200	$\tau = 86,16 + (u_a - u_w) / [0,1370 + 0,0031 \cdot (u_a - u_w)]$	0,9409

A Figura 7.10 mostra as envoltórias de resistência com respeito à tensão normal líquida, para mesmos valores de sucção mátrica. É importante ressaltar

que, para a obtenção da envoltória estendida, foi considerada a envoltória linear para a condição submersa.

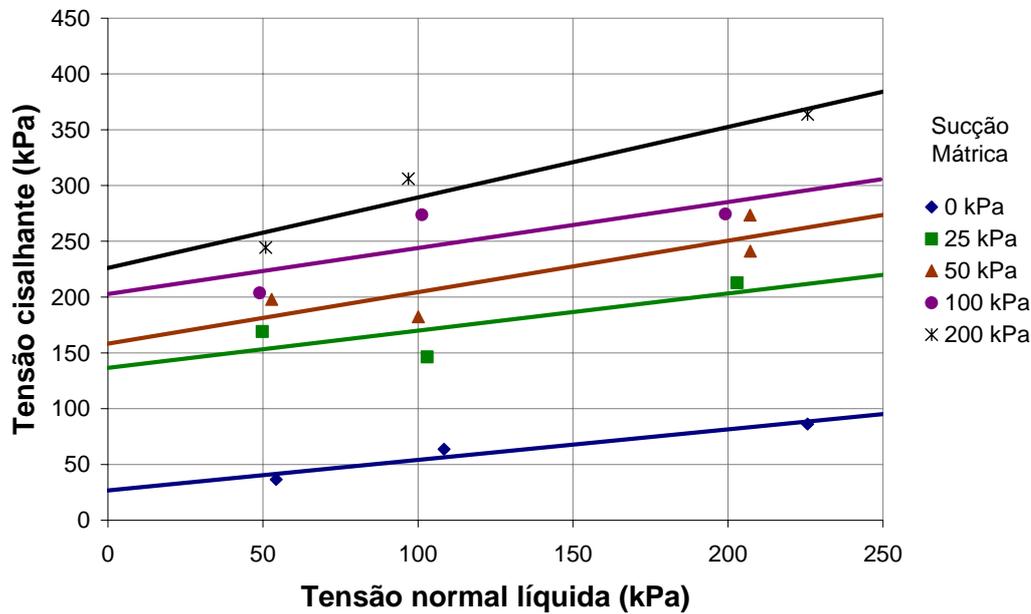


Figura 7.10 - Envoltórias de resistência em função da $(\sigma - u_a)$.

Pode ser observado um acréscimo acentuado de resistência da condição saturada para sucção de 25 kPa. Isto pode ser atribuído ao comportamento da curva característica, onde se percebe que a pressão de entrada de ar é entre 20 kPa e 30 kPa e que ocorreu uma desaturação brusca. Na Tabela 7.7, apresenta-se os parâmetros de resistência obtidos a partir dessas envoltórias.

Tabela 7.7 – Parâmetros de resistência em função $(\sigma - u_a)$.

$(u_a - u_w)$ (kPa)	c_{aparente} (kPa)	ϕ' (°)	R^2
0	26,64	15,32	0,9323
25	136,53	18,46	0,5913
50	158,26	24,79	0,7529
100	202,79	22,38	0,5964
200	226,06	32,31	0,9203

Pela Figura 7.10, também se percebe que a resistência ao cisalhamento do material aumentou tanto com o acréscimo de sucção quanto com o acréscimo de tensão normal líquida, representado pelo aumento do intercepto de coesão. Foi também observado que este acréscimo do valor da coesão aparente em relação ao aumento de sucção matricial pode ser ajustado com uma função hiperbólica, com um aumento brusco no início da curva, seguido de um

crescimento aproximadamente linear. Esse comportamento pode ser observado na Figura 7.11. A equação 7.4 representa esta função hiperbólica.

$$c_{aparente} = 26,64 + \frac{(u_a - u_w)}{0,1426 + 0,0045(u_a - u_w)} \quad (7.4)$$

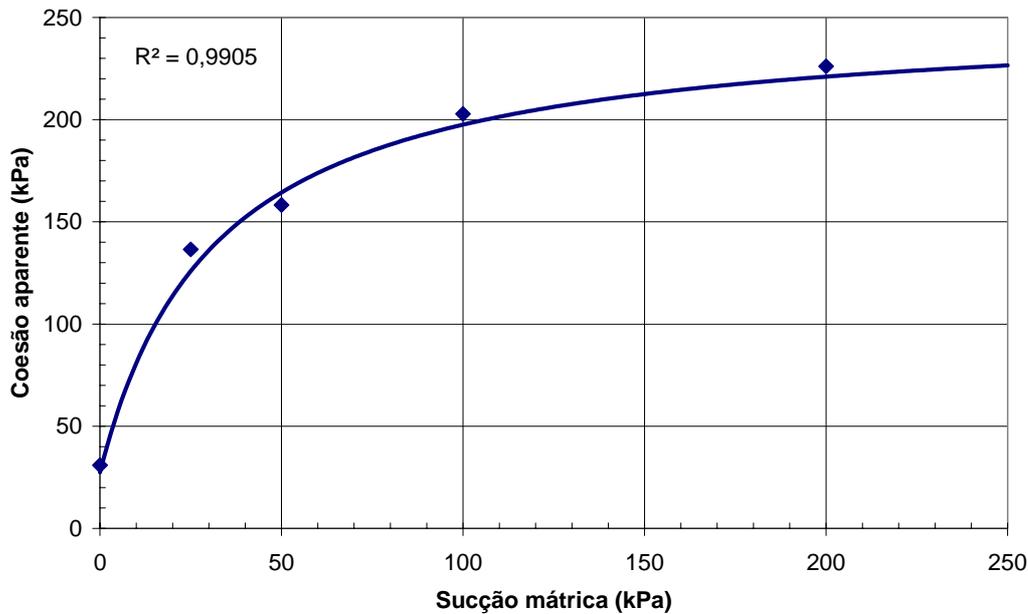


Figura 7.11 – Variação da Coesão aparente com a $(u_a - u_w)$.

Ressalta-se que, para sucções entre 0 e 25 kPa, o valor de ϕ^b encontrado nestes ensaios é maior que ϕ' (veja a Tabela 7.7). Alguns autores, como Escario e Sáez (1986) e Fredlund *et al.* (1987), afirmam que, para uma faixa de sucção baixa, ϕ^b tenderia a um valor próximo de ϕ' . Porém, estudos realizados por Abramento (1988), Rohm (1992), Rohm e Vilar (1995), Teixeira e Vilar (1997), Soares (2005) e Soares e de Campos (2005) mostraram valores de ϕ^b muito maiores que ϕ' para baixos valores de sucção. A Figura 7.12 mostra a variação do valor de ϕ^b e do valor do ϕ' com a sucção mátrica.

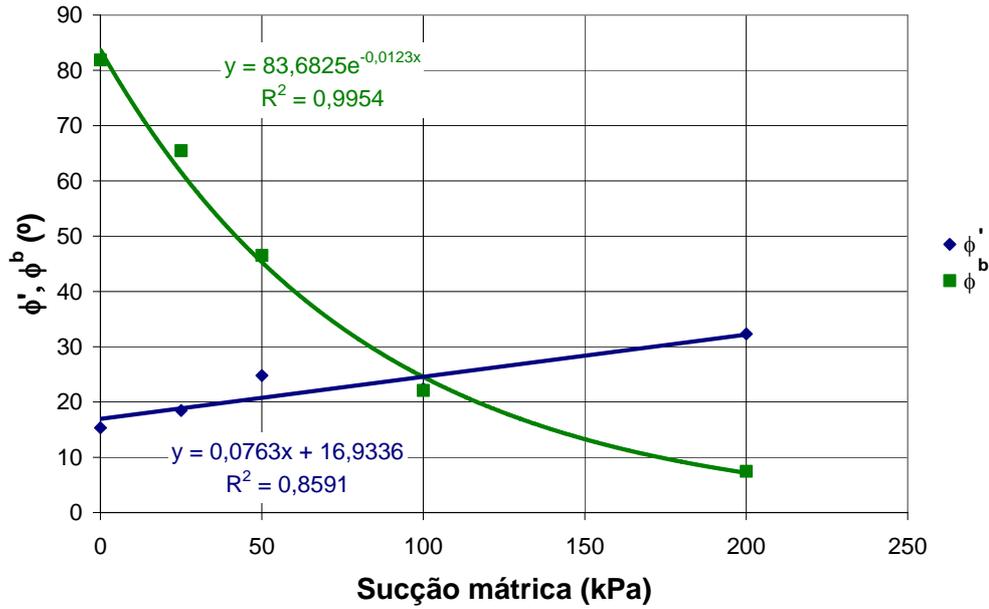


Figura 7.12 – Variação de ϕ^b e ϕ' com a $(u_a - u_w)$.

A envoltória de resistência do solo quando se relaciona as tensões cisalhante e normal com a sucção matricial é uma superfície que pode ser representada pela equação 7.5. A partir desta equação, representa-se graficamente esta superfície, que seria a envoltória tridimensional de resistência ao cisalhamento não saturado do solo residual jovem de filito, mostrada na Figura 7.13.

$$\tau = 26,64 + (\sigma - u_a) \cdot \operatorname{tg}(22,67^\circ) + \frac{(u_a - u_w)}{0,1426 + 0,0045 \cdot (u_a - u_w)} \quad (7.5)$$

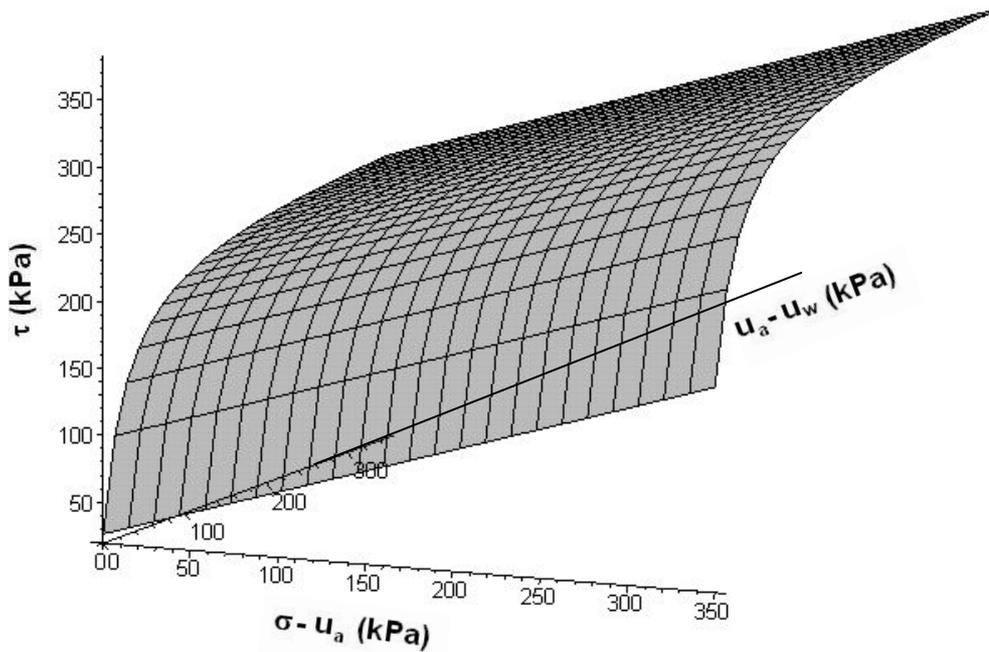


Figura 7.13 – Envoltória de Resistência Tridimensional.

7.4

Comparação dos resultados obtidos com estimativas indiretas da resistência ao cisalhamento através de formulações simplificadas

Alguns autores usam formulações simplificadas como uma alternativa para a avaliação indireta da resistência ao cisalhamento do solo na condição não saturada, visto que a determinação dos parâmetros de resistência nesta condição requer o uso de equipamentos e técnicas especiais de laboratório. A seguir estão apresentadas as quatro principais formulações simplificadas, empregadas na avaliação da resistência do solo não saturado.

A partir de conceitos da termodinâmica, Lytton (1995) sugeriu o uso do teor de umidade volumétrico para obter a resistência ao cisalhamento de um solo na condição não saturada através da equação a seguir.

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) \operatorname{tg} \phi' + (u_a - u_w) [\theta \operatorname{tg} \phi'] \quad (7.6)$$

Fredlund e al. (1996) sugerem o emprego do teor de umidade volumétrico normalizado em sua formulação. Assim a equação usada na estimativa da resistência ao cisalhamento é a seguinte:

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) \operatorname{tg} \phi' + (u_a - u_w) [\Theta^k \operatorname{tg} \phi'] \quad (7.7)$$

onde k = parâmetro de ajuste; e Θ = teor de umidade volumétrico normalizado, $\Theta = \theta / \theta_s$.

Uma relação entre o parâmetro de ajuste κ e o índice de plasticidade obtida de resultados encontrados na literatura é apresentada na Figura 7.14. Esta relação foi proposta por Garven e Vanapalli em 2006. O valor do índice de plasticidade do solo estudado ($IP = 18,5$) está representado por uma linha vertical.

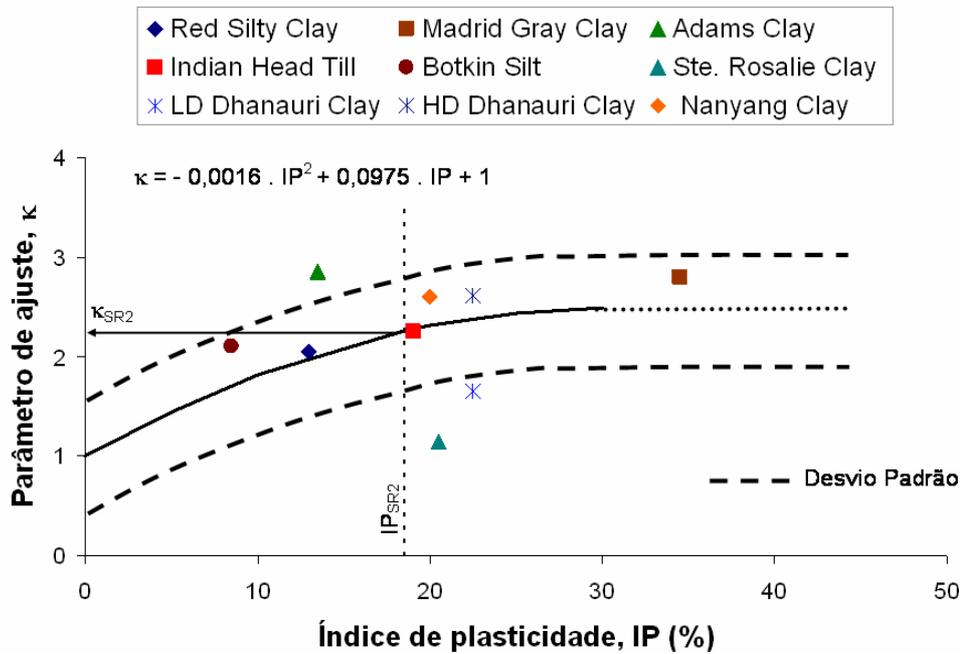


Figura 7.14: Relação entre o parâmetro de ajuste (κ) e o índice de plasticidade (IP) (adaptado de Garven e Vanapalli, 2006).

Baseados em conceitos procedentes da curva característica, Vanapalli *et al.* (1996) propõem a seguinte formulação simplificada (equação 7.8).

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) \operatorname{tg} \phi' + (u_a - u_w) \left[\left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right) \operatorname{tg} \phi' \right] \quad (7.8)$$

onde θ_s é o teor de umidade volumétrico do solo saturado; e θ_r = teor de umidade volumétrico do solo correspondente a condição de saturação residual.

A equação 7.9 representa a proposta de Öberg e Sallfors (1997) na tentativa de estimar a resistência ao cisalhamento de solos não argilosos.

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) \operatorname{tg} \phi' + (u_a - u_w) [S \operatorname{tg} \phi'] \quad (7.9)$$

Para os resultados obtidos na análise da resistência ao cisalhamento, foram obtidas curvas de acordo com as formulações anteriormente descritas. Foram utilizados os dados experimentais dos ensaios com tensão normal líquida igual a 50 kPa. Essas curvas estão mostradas na Figura 7.15. Usando a formulação de Fredlund *et al.* (1996), considerou-se o valor de $\kappa = 2,3$ de acordo com a relação apresentada na figura anterior.

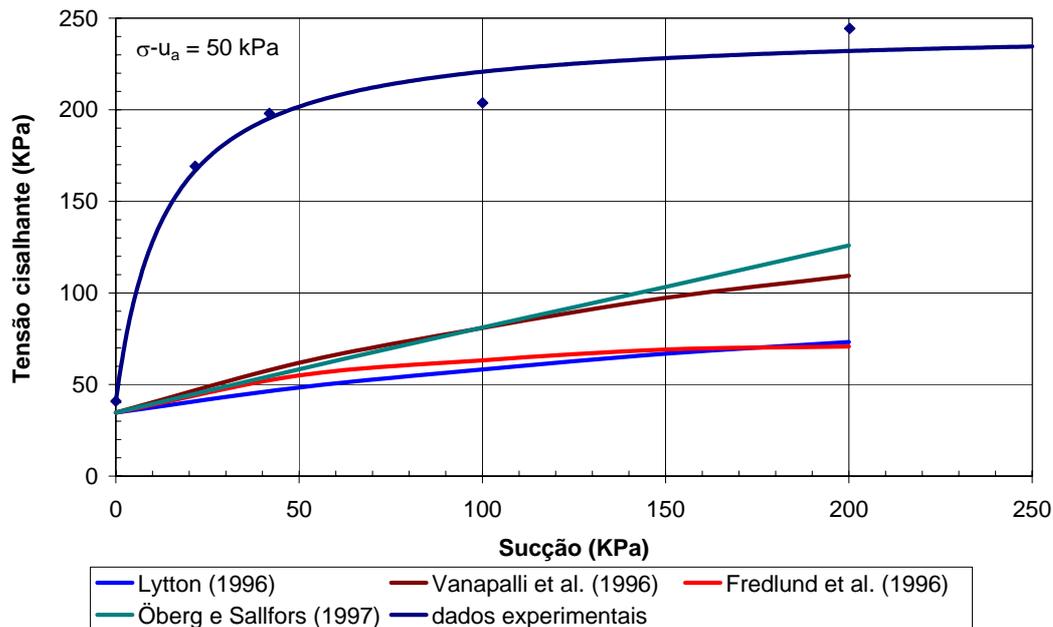


Figura 7.15 - Comparação da envoltória de resistência ao cisalhamento não saturada obtida experimentalmente e estimada.

Analisando as curvas, nota-se que nenhuma formulação conseguiu prever adequadamente o comportamento do solo estudado, obtendo-se estimativas muito conservadoras. Isso já era esperado, pois, elas se baseiam na idéia do parâmetro ϕ^b ser sempre menor ou no máximo igual a ϕ' , para o caso de sucções

abaixo do valor de entrada de ar, o que não se aplica no caso estudado (ver a Figura 7.12).

7.5

Comparação dos resultados obtidos com outros materiais encontrados na literatura

Neste tópico, buscou-se uma comparação dos resultados obtidos do solo residual com outros materiais, com características físicas, químicas e mineralógicas semelhantes, encontrados na literatura técnica. Contudo, resultados de ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada em solos residuais em seu estado indeformado são, ainda, muito escassos, principalmente, em materiais com as mesmas características do solo estudado.

Para esta comparação usou-se os dados dos estudos em solos residuais na condição indeformada de Fonseca, 1991 (Chapéu d'Uvas 1 e Chapéu d'Uvas 2), Delgado, 1993 (Vermelho e Típico), utilizando ensaio de cisalhamento direto com sucção controlada. A diferença entre os solos de Chapéu d'Uvas 1 e 2 é a posição das xistosidades ao serem submetidas ao cisalhamento, enquanto o solo residual típico e vermelho da Vista Chinesa é a profundidade de amostragem.

Também foram utilizados os dados de Rahardjo *et al.* (1995) e Futai (2002) obtidos de um programa experimental de ensaios triaxiais. Ressalta-se que no caso dos ensaios triaxiais a tensão normal líquida é a de confinamento, enquanto no cisalhamento direto, esta é a tensão normal líquida vertical, no entanto, se chamará ambas de tensão normal líquida. Na Tabela 7.8, está apresentada uma breve caracterização física dos solos comparados. A rocha matriz e as características mineralógicas estão mostradas na Tabela 7.9.

Tabela 7.8 – Resumo das características físicas dos solos comparados.

Solo		Ped. (%)	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)	LL (%)	LP (%)	Gs
Residual de Belo Horizonte	Neste trabalho	0,40	8,00	81,00	10,60	49,10	30,60	2,80
Residual de Chapéu d'Uvas (Fonseca, 1991)	Chapéu d'Uvas 1	0,00	52,00	42,00	6,00	31,00	21,00	2,67
	Chapéu d'Uvas 2	0,00	52,00	42,00	6,00	31,00	21,00	2,67
Residual da Vista Chinesa (Delgado, 1993)	Vermelho*	9,22	60,01	6,46	24,42	50,65	32,21	2,79
	Típico*	8,38	71,76	12,17	7,69	30,27	NP	2,79
Residual de Singapura (Rahardjo <i>et al.</i> , 1995)	Singapura*	NC	NC	57,0 a 74,5		45	22,5	2,68
Residual de Ouro Preto (Futai, 2002)	Ouro Preto	0	44	9	46	57	28	2,64

* Valores médios; NC = Não Consta na referência.

Tabela 7.9 – Rocha matriz e composição mineralógica dos solos comparados.

Solo	Designação	Rocha Matriz	Mineralogia
Residual de Belo Horizonte	Neste trabalho	Filito	Quartzo, caulinita, mica/ilita
Residual de Chapéu d'Uvas (Fonseca, 1991)	Chapéu d'Uvas 1	Gnaiss Kinzigítico	NC
	Chapéu d'Uvas 2		
Residual da Vista Chinesa (Delgado, 1993)	Vermelho	Biotita-Gnaiss	caulinita, goetita e gibsita.
	Típico		
Residual de Singapura (Rahardjo <i>et al.</i> , 1995)	Ouro Preto	Gnaiss	quartzo, caulinita e mica/ilita.
Residual de Ouro Preto (Futai, 2002)	Singapura	Rocha da Formação Jurong	feldspato plagioclásio, quartzo, mica e caulinita.

NC = Não Consta na referência.

A Figura 7.15 apresenta as sete envoltórias de resistência com respeito à sucção mátrica para o nível de tensão normal líquida de aproximadamente 50 kPa. Notou-se que a resistência aumenta gradualmente com a sucção, com exceção do solo do presente trabalho.

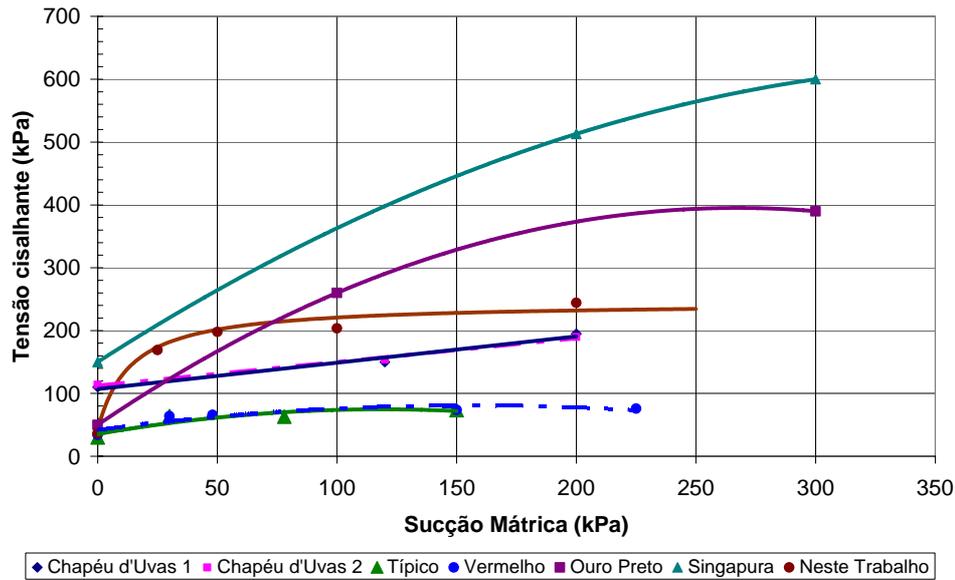


Figura 7.16 – Envoltória de resistência em função da sucção mátrica com $(\sigma - u_a) = 50$ kPa para 6 solos residuais.

Na Figura 7.17, está apresentada a variação de ϕ^b e na Figura 7.18, a variação da razão ϕ^b/ϕ' com a sucção mátrica. Na maioria dos solos, foi observado que os valores de ϕ^b diminuem com o aumento da sucção. Esses valores obtidos para o solo residual de filito foram bem maiores que os demais. Analisando a razão ϕ^b/ϕ' , notou-se que, no solo do presente trabalho, os valores de ϕ^b para valores de sucções entre 0 e 50 kPa foram muito maiores que ϕ' (aproximadamente 5 vezes maior), enquanto nos outros solos, essa razão aproximava-se de 1, indicando que para esses casos o valor de ϕ^b e ϕ' se aproximam.

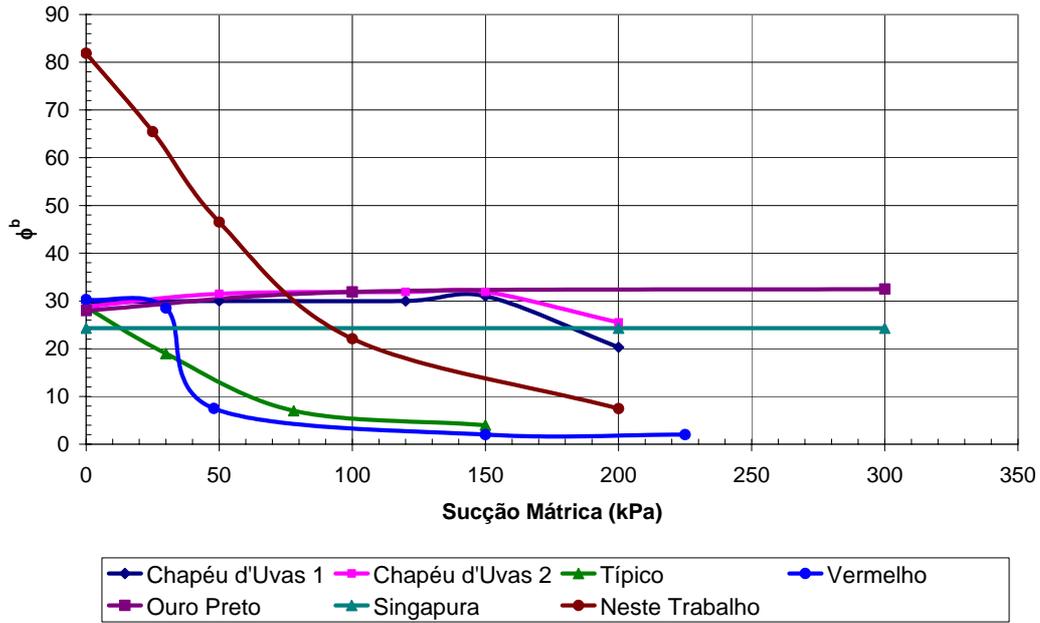


Figura 7.17 – Variação de ϕ^b com a sucção mátrica.

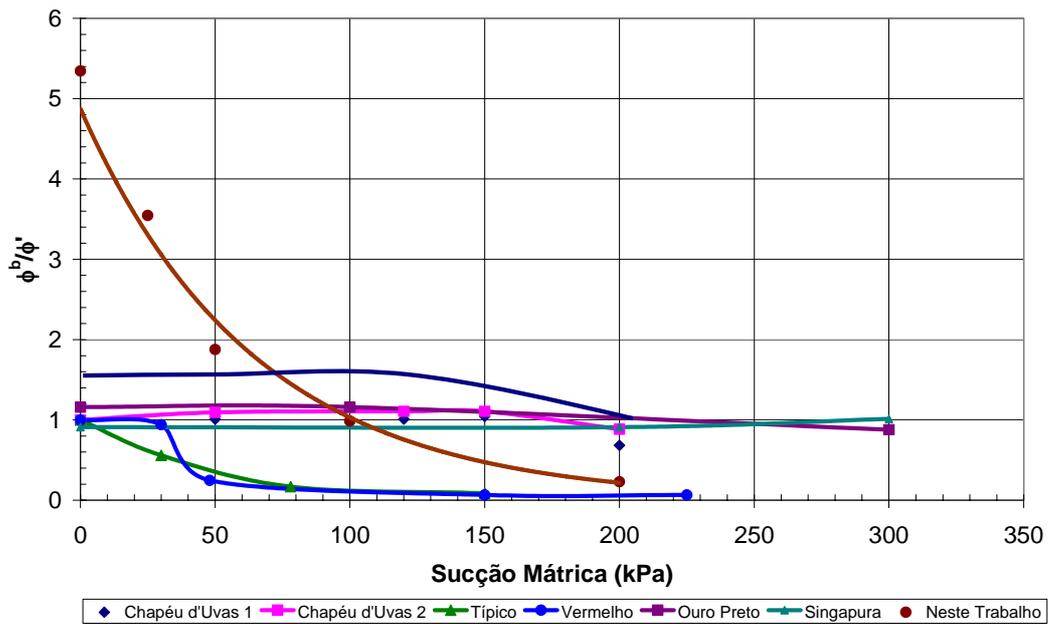


Figura 7.18 – Variação de ϕ^b/ϕ' com a sucção mátrica.

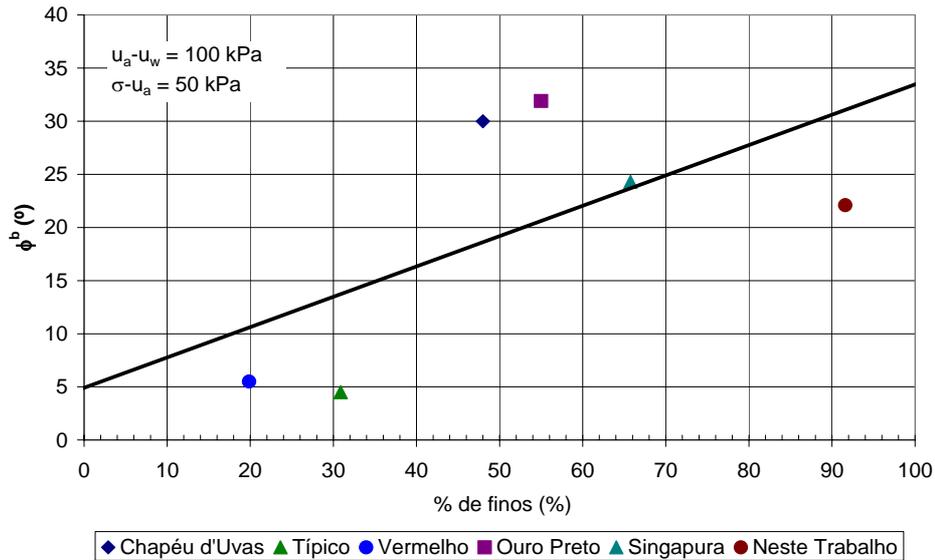


Figura 7.19 – Relação entre o valor de ϕ^b para a sucção de 100 kPa e a porcentagem de finos.

Notou-se que os dados estavam muito dispersos não obtendo uma relação satisfatória em nenhuma das tentativas. Optou-se então em relacionar o índice de plasticidade dos solos e o ângulo de atrito (Figura 7.20).

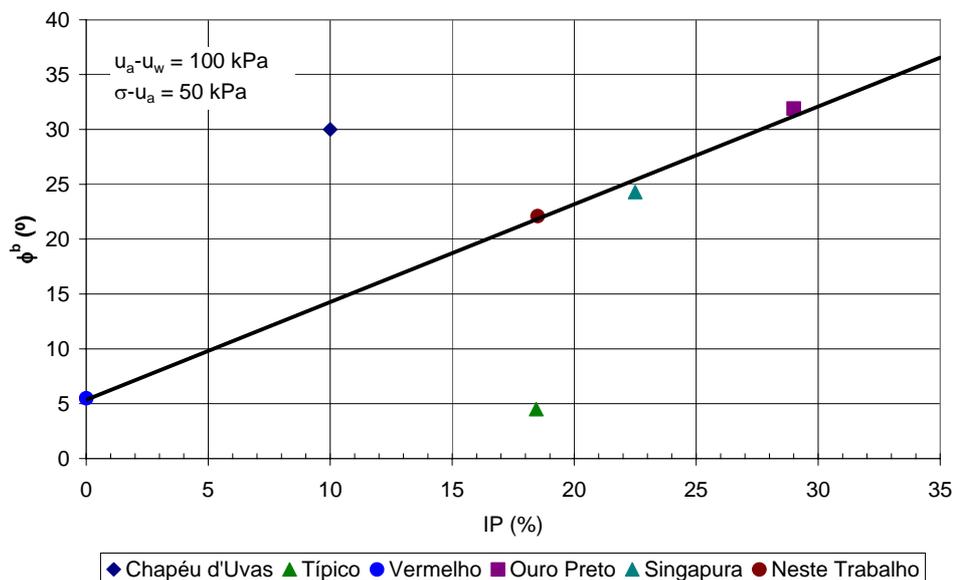


Figura 7.20 – Relação entre o valor de ϕ^b para a sucção de 100 kPa e índice de plasticidade (IP).

Neste caso, salvo os valores dos solos Chapéu d'Uvas e Residual Típico da Vista Chinesa, os outros pontos comparados encontram-se próximos de uma reta, como a sugerida na figura. Isso indica que, para as condições descritas anteriormente, o valor de ϕ^b aumenta linearmente com o valor de IP.

8 Conclusões e sugestões

8.1 Conclusões

8.1.1 Caracterizações física, química e mineralógica

De acordo com os resultados obtidos das caracterizações física, química e mineralógica, concluiu-se que se trata de solos finos, com grande porcentagem de silte. O solo SR1 possui uma maior porcentagem de argila e o SR3, de areia.

Num primeiro momento, o solo SR1 foi classificado como um solo maduro, constando-se que o mesmo se tratava de um solo residual jovem após as análises físicas, químicas e mineralógicas. Este solo é também o mais intemperizado.

Os solos SR2 e SR3 foram inicialmente classificados como o mesmo solo, por terem sido coletados no mesmo local e possuírem características tátil-visuais parecidas, principalmente a cor. A partir dos resultados das caracterizações, concluiu-se que estes apresentam distribuição granulométrica diferente. Porém, as características químicas e mineralógicas são semelhantes entre ambos e do solo SR1.

Os índices físicos no estado natural refletem a composição química e mineralógica, a estrutura e granulometria dos solos. Os valores de LL e LP determinados estão adequados com a composição mineralógica dos solos estudados, uma vez que são constituídos de argilominerais com baixa capacidade de troca catiônica e retenção de água. O solo mais arenoso (SR3) apresentou um LL e LP menores. Destaca-se que este também apresenta a menor porcentagem de mica. Por outro lado, o SR2 que possui a maior porcentagem de mica/ilita, apresentou um alto valor de LL e LP, refletindo a maior capacidade destes argilominerais de reter água.

Os índices de atividade calculados pela equação 5.1 foram incompatíveis com a composição mineralógica do solo. De acordo com os resultados da análise química parcial, os solos estudados não apresentam atividade (valores de CTC foram entre 2,2 e 1,8). Quando esse índice é calculado levando em

consideração as frações silte e argila, seus valores ficaram mais realistas. Isso se deve ao fato que a fração silte dos solos interfere em sua atividade. Portanto, propôs-se que, para solos com altos valores de fração silte, o índice de atividade seja calculado pela equação 7.1.

A partir das análises de caracterizações física, química e mineralógica, escolheu-se o solo SR2 menos intemperizado para analisar a influência da sucção na resistência ao cisalhamento. Por causa da classificação de campo do SR3, neste solo foram realizados parte dos ensaios do programa experimental principal.

8.1.2

Curva característica

As curvas características dos solos SR1 e SR2 apresentaram 2 pontos de inflexão, indicando uma possível distribuição bi-modal dos poros. O solo SR3 apresentou apenas um ponto de inflexão. Utilizando-se a proposta de Fredlund e Xing (1994), foram obtidos bons ajustes dessas curvas, que permitiram também calcular a velocidade de ensaio.

8.1.3

Compressibilidade

Das amostras submersas, pôde-se concluir que a variação de índices de vazios foi muito pequena com o incremento de tensão normal vertical. Analisando as amostras não saturadas, concluiu-se que, para as tensões normais líquidas iguais a 100 e 200 kPa, houve uma grande dispersão na variação do índice de vazios. Mesmo assim, pôde-se perceber um pequeno aumento dessa variação com o acréscimo de sucção mátrica. Essa variação é mais clara para o nível de tensão normal líquida de 50 kPa. Ressalta-se que são tentativas de correlações e para que se obtenham conclusões mais objetivas, um programa de ensaios específico para este fim deve ser executado.

8.1.4

Resistência ao cisalhamento

A partir dos dados apresentados, pôde-se concluir que a envoltória de resistência em função da sucção mátrica do solo ensaiado apresentou um comportamento não linear. Foi percebido um acréscimo acentuado de resistência para baixos valores de sucção matricial. Para valores mais elevados,

o comportamento se tornou aproximadamente linear, permitindo que a envoltória fosse ajustada por uma função hiperbólica.

Também, notou-se que, para valores baixos de sucção mátrica, o parâmetro ϕ^b foi mais elevado que os valores de ϕ' . A justificativa para isso pode ser devido ao fato da curva característica ter apresentado uma desaturação elevada dos materiais a partir de um valor de sucção matricial em torno de 20kPa.

Quando se analisou as envoltórias em função da tensão normal líquida, verificou-se um comportamento linear na relação entre esta tensão e a tensão cisalhante para mesmos valores de sucção matricial. Vale ressaltar que houve um grande ganho de resistência a partir da condição saturada para a sucção matricial de 25 kPa, com um conseqüente aumento do intercepto de coesão, bem como um aumento do ângulo de atrito efetivo - ϕ' . Este aumento do intercepto de coesão com a sucção matricial tendeu a uma estabilização para valores maiores que 25kPa. Portanto, a melhor representação para este tipo de comportamento foi também uma função hiperbólica.

Uma vez determinada a equação da função hiperbólica que descreveu a variação do intercepto de coesão com a sucção matricial descrita acima, juntamente com a variação dos ângulos ϕ' e ϕ^b , foi possível fazer uma adaptação na equação 2.6, permitindo a determinação da equação geral (equação 7.3) e a envoltória de resistência tridimensional para o solo estudado (Figura 7.13).

Verificou-se que as estimativas indiretas da resistência a partir dos parâmetros de resistência efetivos e da curva característica não descreveram o comportamento do solo estudado, como já se esperava, uma vez que consideram o ângulo ϕ^b menor ou igual a ϕ' para baixos valores de sucção.

Das comparações entre as envoltórias de resistência em função da sucção para casos encontrados na literatura, concluiu-se que o comportamento dessas curvas, em geral, é não linear. Porém, o acréscimo de resistência em função da sucção mátrica é menos abrupto que o apresentado neste presente trabalho. Notou-se que o ângulo ϕ^b aumenta à medida que índice de plasticidade aumenta. Não se obteve boa correlação entre as porcentagens de finos, de argila, silte ou areia com o ϕ^b .

8.2 Sugestões

Para melhor avaliar a influência de cada fração na determinação da atividade com a equação proposta (equação 7.1), determinar os índices de consistência apenas com a fração argila, assim como realizar a análise química dessa fração separadamente.

Sugere-se obter mais pontos das curvas características dos solos SR1 e SR2 para valores de teor de umidade próximos dos da condição saturada, permitindo um melhor ajuste das curvas.

É sugerida a realização de ensaios de porosimetria para obtenção da distribuição dos poros dos solos analisados, confirmando ou não a distribuição bi-modal.

Para melhor avaliar o comportamento do solo, sugere-se a execução de ensaios com sucções mais baixas que 25 kPa. Ainda sugerem-se ensaios a baixos níveis de tensão normal líquida, a fim de avaliar a linearidade da envoltória de resistência em função desta variável.

Para compreender melhor o comportamento mecânico do material, sugere-se a execução de ensaios de compressão simples e também ensaios de tração, para obter e avaliar a relação empírica entre a resistência à tração e a coesão aparente.

Sugere-se a realização de ensaios com sucção maiores que 200 kPa, uma vez que, teoricamente, o equipamento permite a aplicação de sucções até 500 kPa (pressão de borbulhamento do DAVE).