

GISELE SANTOS CUSTÓDIO

**ESTUDO DO EFEITO COMBINADO DA ESTRUTURA E DA SUCCÃO
SOBRE O COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS NÃO SATURADOS**

Tese apresentada à
Universidade Federal de Viçosa,
como parte das exigências do
Programa de Pós-graduação em
Engenharia Civil, para obtenção
do título de *Doctor Scientiae*

**VIÇOSA
MINAS GERAIS – BRASIL
2009**

**Ficha catalográfica preparada pela Seção de Catalogação e
Classificação da Biblioteca Central da UFV**

T

C987e
2009

Custódio, Gisele Santos, 1975-

Estudo do efeito combinado da estrutura e da sucção
sobre o comportamento mecânico de solos não saturados /
Gisele Santos Custódio. – Viçosa, MG, 2009.
xi, 165f. : il (algumas col.) ; 29cm.

Orientador: Cláudio Henrique de Carvalho Silva.
Tese (doutorado) - Universidade Federal de Viçosa.
Referências bibliográficas: f. 156-165.

1. Mecânica do solo. 2. Solo-cimento. 3. Estrutura do solo.
4. Cisalhamento. 5. Física do solo. 6. Química do solo.
7. Solos - Testes. I. Universidade Federal de Viçosa. II. Título.

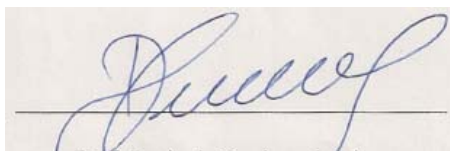
CDD 22.ed. 624.15136

GISELE SANTOS CUSTÓDIO

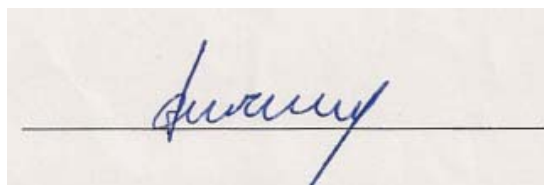
**ESTUDO DO EFEITO COMBINADO DA ESTRUTURA E DA SUCCÃO
SOBRE O COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS NÃO SATURADOS**

**Tese apresentada à
Universidade Federal de Viçosa,
como parte das exigências do
Programa de Pós-graduação em
Engenharia Civil, para obtenção
do título de *Doctor Scientiae***

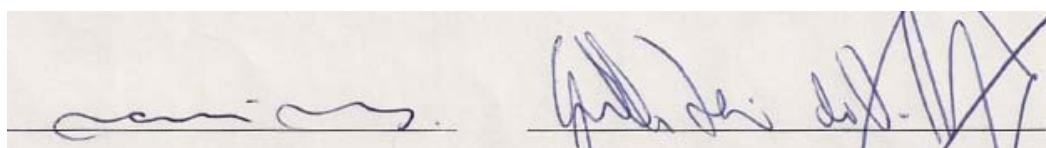
APROVADA: 31 de agosto de 2009



Prof. Dario de Cardoso Lima
(Co-orientador)

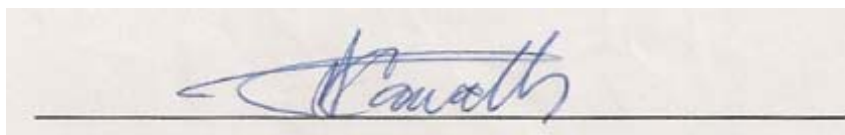


Prof. Carlos Alexandre Braz de Carvalho



Prof. Prof. Márcio Marangon

Prof. Geraldo Luciano de Oliveira Marques



Prof Cláudio Henrique da Silva Carvalho

Dedico esta tese:

Ao meu amor, Danilo,

Aos meus pais, fonte da minha persistência, Auxiliadora e Marcos.

AGRADECIMENTOS

A Deus, por ter me dado forças de nunca desistir dos meus objetivos.

A Universidade Federal de Viçosa, pela possibilidade de iniciar e finalizar o meu trabalho.

Ao meu marido e companheiro, Danilo, por se encontrar em todos os momentos, me apoiando e me dando força.

Ao meu pai, Marcos, e minha mãe, Auxiliadora, que nunca me negaram ajuda quando precisei, seja para o meu trabalho, seja para toda minha vida.

Aos meus irmãos Denilson e Gislene e meus cunhados Sérgio e Sílvia pela torcida e carinho.

Ao meu professor Paulo Sérgio de Almeida Barbosa pelo empenho, paciência, sapiência e honestidade, qualidades estas que foram fundamentais para a minha formação acadêmica e pessoal na UFV. E a sua esposa Denise e filhos Natália e Paulinho pela boa convivência e receptividade.

Ao meu orientador Professor Cláudio Henrique, pelo apoio e confiança no meu trabalho.

Ao meu co-orientador Dario Cardoso de Lima e ao Professor Carlos Alexandre Braz de Carvalho pelo disposição e auxílio na condução dos trabalhos.

Aos técnicos do laboratório Paulo Afonso, Jorge e sobretudo ao Júlio César pela ajuda nos ensaios, excelente convivência e amizade.

Aos colegas Fernando Caneschi e sua esposa Nívea, Gersonito e Marinalva, Zorzal, Flávio Crispim, Tatiana Lelis, Leonardo Lacerda e Wallace Fioravanti pela ajuda e apoio.

À Coordenação de aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) por ter concedido a bolsa de estudo e pesquisa. E ao Núcleo de Microscopia e Microanálise da UFV por ter disponibilizado toda a sua infraestrutura.

ÍNDICE

LISTA DE FIGURAS	vii
LISTA DE TABELAS	xv
RESUMO	xvii
ABSTRACT	xix
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Objetivos	2
1.2 Justificativa	3
2 REVISÃO DE LITERATURA	5
2.1 Conceitos básicos	5
2.2 Sucção Matricial	8
2.3 Métodos de Medição da Sucção.....	8
2.3.1 Técnicas da Placa de Sucção e da Placa de Pressão	10
2.3.2 Curva Característica de Retenção da Água no Solo	12
2.4 Princípio de Tensões Efetivas e Variáveis de Estado	14
2.4.1 Princípio das Tensões Efetivas	14
2.4.2 Variáveis de Estado.....	16
2.5 Resistência ao Cisalhamento.....	17
2.6 Variação de Volume.....	21
2.7 Modelo Constitutivo de Alonso e Gens (1993)	23
2.7.1 Solos não saturados com estrutura aberta (solos colapsíveis a moderadamente expansivos)	23
2.7.2 Comportamento do Solo Sob Compressão	28
2.7.3 Ensaio de Umedecimento para Diferentes Pressões Confinantes.....	28
2.8 Solo Cimentado Não Saturado.....	29
2.9 Física, Química e Mineralogia dos Solos residuais a nível de macro e microestrutura	33
2.9.1 Solos Tropicais.....	33
2.9.2 Latossolos Vermelho-Amarelo	36
2.9.3 Solo saprolítico	38

2.9.4 Caracterizações Físico-Química e Mineralógica do Latossolo Vermelho-Amarelo e do Solo Saprolítico	38
2.10 Microestrutura do Solos	41
2.10.1 Estudo da Microestrutura dos Solos Não Saturados	41
2.10.2 Micromorfologia dos Solos.....	42
2.11 Cimentação do Solo	45
2.12 Ensaio de adensamento com sucção controlada (CRSS).....	46
2.12.1 Equipamentos Apresentados em Literatura	46
2.13 Resultados e Discussões de Ensaio de Adensamento com Sucção Controlada.....	49
2.14 Ensaio Triaxial com Sucção Controlada.....	53
2.14.1 Sistemas da Célula Triaxial Axissimétrica	53
3 MATERIAIS E MÉTODOS	62
3.1 Materias.....	62
3.1.1 Solos.....	62
3.1.2 Tipo de Cimento Portland.....	63
3.2 Metodologia de Ensaio.....	64
3.2.1 Caracterização Química, Mineralógica e Micromorfológica dos Solos .	64
3.2.1.1 Caracterização Química	64
3.2.1.2 Caracterização Mineralógica.....	65
3.2.2 Caracterização Micromorfológica.....	65
3.2.3 Caracterização Geotécnica dos Solos	66
3.2.4 Determinação da Umidade Ótima de Compactação para um Índice de Vazios Estimado.....	66
3.2.5 Preparação do Solo, Moldagem dos Corpos-de-Prova	67
3.2.6 Ensaio de Adensamento Edométrico Incremental	68
3.2.7 Ensaio Triaxial Convencional CID	69
3.2.8 Ensaio de Adensamento com deformação e Sucção Controlada (CRSS)	69
3.2.9 Ensaio para a Determinação da Curva Característica de Retenção da Água no Solo.....	70
3.2.10 Ensaio Triaxial com Sucção Controlada.....	71
4 RESULTADOS E ANÁLISE	73

4.1 Caracterizações Físico-Química e Mineralógica dos Solos 1 e 2	73
4.2 Caracterização Micromorfológica.....	79
4.3 Moldagem dos Corpos-de-prova.....	84
4.4 Curva Característica de Retenção da Água no Solo	86
4.5 Ensaio de Adensamento Edométrico Incremental	93
4.6 Ensaio de Adensamento com Deformação e Sucção Controlada (CRSS)...	104
4.7 Ensaio Triaxial Isotropicamente Adensado e Drenado (CID)	125
4.8 Equipamento Triaxial com Sucção Controlada Desenvolvido no LMS-DEC da UFV	132
4.8.1 A Célula Triaxial.....	134
4.8.2 Saturação do disco cerâmico de alto valor de entrada de ar	143
4.8.3 Montagem do Corpo-de-Prova e Preenchimento de Líquido da Célula	143
4.8.4 "Saturação" do Corpo-de-Prova e da Tubulação Correspondente à Pressão Celular.....	144
4.8.5 Aplicação da Sucção e Pressão de Confinamento no Corpo-de-Prova.	144
4.8.6 Adensamento do Corpo-de-Prova.....	145
4.8.7 Ruptura dos Corpos-de-prova	146
4.8.8 Resultados dos Ensaios Realizados.....	147
5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS	153

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Modelo físico e fenômeno relacionado (Fredlund e Rahardjo, 1993)...	7
Figura 2.2 Câmara de Richard aberta com placa porosa e algumas amostras de solo (Custódio, 2003).....	12
Figura 2.3 Curva característica de um solo para o processo de umedecimento e de secagem (Fredlund et. al., 1993).....	13
Figura 2.4 Representação tridimensional da resistência de solos não saturados (Fredlund, 1978).....	18
Figura 2.5 Variação de ϕ' com a sucção (Röhm e Vilar, 1995).....	20
Figura 2.6 Variação de ϕ' com a sucção (Futai et al., 2004).....	20
Figura 2.7 Curvas tensão (P) x sucção ($u_a - u_w$) (Alonso et. al., 1987).....	22
Figura 2.8 Curva tensão-deformação de ensaios edométrico com sucção controlada E18 e E22 (Vicol, 1990, Apud Alonso e Gens, 1993).....	24
Figura 2.9 Modelo conceitual para solos não saturados. a) Curva de escoamento e caminho de tensões; b) Curva de compressão; c) Caminho de deformação com o umedecimento do solo (Alonso e Gens, 1993).....	26
Figura 2.10 Superfície de escoamento do modelo LC para o estado de tensões triaxiais.....	27
Figura 2.11 Modelo previsto de ensaio de adensamento edométrico. a) Caminho de tensões; b) Relação entre a tensão vertical e o volume específico. (Alonso e Gens, 1993).....	28
Figura 2.12 Modelo previsto para ensaios de umedecimento com diferentes tensões de confinamento (condições edométricas). a) Caminho de tensões; Relação entre a tensão vertical e o volume específico. Alonso e Gens (1993).....	29
Figura 2.13 Modelo previsto para ensaios de adensamento isotrópico para diferentes valores de sucção e cimentação. (Alonso e Gens, 1993).....	30

Figura 2.14 Mecanismo de escoamento proposto sob condições isotrópicas, para solos não saturados cimentados (Alonso e Gens, 1993)	32
Figura 2.15 Mobilização de Fe, Al e Si em função do pH das soluções de alteração (Camapum, 2004).....	36
Figura 2.16 Distribuição de Latossolos Vermelho-Amarelo no Brasil (KER 1997)	37
Figura 2.17 Material natural – Horizonte B de Latossolo Roxo observado ao microscópio de luz polarizada (Carvalho et.al., 1981).....	45
Figura 2.18 Material natural – latossolo roxo observado na MEV com ampliação de 13.000 (Carvalho et.al., 1981).....	45
Figura 2.19 Esquema da célula CRSS desenvolvida por Chang (1969).....	47
Figura 2.20 Esquema da célula de adensamento com sucção controlada desenvolvida por Boszczowski (2008).....	48
Figura 2.21 Desenho esquemático da célula CRSS desenvolvida por Vieira (2006).	48
Figura 2.22 Curva téorica de compressão do solo em termos da tensão efetiva líquida e o volume específico.....	50
Figura 2.23 Comportamento das curvas de compressão do solo reconstituído com 2% de cimento sob sucção controlada de 0, 50, 100 e 200 kPa. (Vieira, 2006).	51
Figura 2.24 Curva $(u_a - u_w)$ vs $((\sigma - u_a)_{s=s} - (\sigma - u_a)_{s=0})$ calculada a partir dos dados apresentados por Kane (1973).....	52
Figura 2.25 Curva de plastificação LC do caulim Speswhite compactado apresentado por Zacaria et. al. (1995).....	52
Figura 2.26 Pedestal e "top cap" do sistema duplamente drenado (Romero, 1999).	54
Figura 2.27 Base do pedestal modificado (a) Presença de ranhuras e orifícios A e B; (b) esquema do perfil do pedestal modificado. Wulfsohn et al. (1998).....	55

Figura 2.28 Dispositivo de retirada do ar difuso na água – "Caça Bolhas" desenvolvido por Bucio (2002).....	56
Figura 2.29 Medida da variação do volume externo ao corpo-de-prova utilizado por Ng et. al. (2002)	58
Figura 2.30 Célula triaxial com medição direta do volume com o uso de laser ópticos (Romero et. al., 1999).....	60
Figura 3.1 Localização da retirada de amostras deformadas e indeformadas do Solo1(a) e do Solo (2).	63
Figura 3.2 Representação das curvas de compactação Proctor: ótimo, intermediário e modificada e àquela adota em ensaio.....	67
Figura 4.1 Difatograma da fração areia dos solos 1 e 2. Qz – quartzo; Ct – caulinita (mica em estado pseudomorfo); Mi- Mica; VHE – vermiculita com hidróxi-entrecamadas.....	76
Figura 4.2 Difatograma da fração silte dos solos 1 e 2. Qz- quartzo; Ct- caulinita; Gb- Gipsita; Gt- Goethita; Hm- Hematita; Mi- mica; Fe- Feldspato; VHE- vermiculita.	77
Figura 4.3 Difatograma da fração argila dos solos 1 e 2. Ct- caulinita; Gb- Gipsita; Gt- Goethita; Hm- Hematita; VHE- Vermiculita com hidróxi-entrecamadas.	78
Figura 4.4 Microfotografia do solo 1 reconstituído com 2 % de cimento e suas análises em função do microestrutura e etapas do ensaio CRSS.	80
Figura 4.5 Resultados da determinação qualitativa da porosidade do solo 1 em termos das fases de saturação (Sat.), sucção (Suc.) e compressão na célula CRSS (Comp.) do solo1 reconstituído com 2 % de cimento.....	81
Figura 4.6 Microfotografia do solo 1 reconstituído com 2 %, não comprimido (esquerda) e comprimido na célula CRSS (direita) (10µm – mag 1KX).....	81
Figura 4.7 Resultados qualitativos da macroporosidade do solo 1 com os teores de cimento Portland Ari de 0, 2 e 4 %.	82

Figura 4.8 Microfotografias dos solos 1 e 2 sem material cimentante, (a) e (c), e com material cimentante (b) e (d).	83
Figura 4.9 Determinação da umidade ótima através de curvas de compactação dinâmica do solo 1, para o índice de vazios de 1,1.	84
Figura 4.10 Determinação da umidade ótima através de curvas de compactação dinâmica do solo 2, para o índice de vazios de 0,9.	85
Figura 4.11 Curva característica do solo 1 sem adição de cimento.	87
Figura 4.12 Curva característica do solo 1 reconstituído com 1 % de cimento.	88
Figura 4.13 Curva característica do solo 1 reconstituído com 2 % de cimento.	88
Figura 4.14 Curva característica do solo 1 reconstituído com 3 % de cimento.	89
Figura 4.15 Curva característica do solo 1 reconstituído com 4 % de cimento.	89
Figura 4.16 Curva característica do solo 2 reconstituído sem adição de cimento. ...	90
Figura 4.17 Curva característica do solo 2 reconstituído com 1 % de cimento.	90
Figura 4.18 Curva característica do solo 2 reconstituído com 2 % de cimento.	91
Figura 4.19 Curva característica do solo 2 reconstituído com 3 % de cimento.	91
Figura 4.20 Curva característica do solo 2 reconstituído com 4 % de cimento.	92
Figura 4.21 Curvas de compressão do solo 1- 1ª amostragem, com os teores de cimento de 0, 1, 2 e 3%.	96
Figura 4.22 Curvas de compressão do solo 1- 2ª amostragem, com os teores de cimento de 0, 1, 2 e 3%.	97
Figura 4.23 Curvas de compressão do solo 2 reconstituído com os teores de cimento de 0, 1, 2 e 3 %.	99
Figura 4.24 Curvas de compressão dos corpos-de-prova do solo 1 indeformado sob diferentes trajetórias de umedecimento.	102

Figura 4.25 Curvas de compressão dos corpos-de-prova do solo 2 indeformado sob diferentes trajetórias de umedecimento.....	103
Figura 4.26 Curva de compressão- ensaio CRSS - dos corpos-de-prova do solo 1 reconstituído sem adição de cimento e com as sucções de 0, 50, 100 e 200 kPa- Análise 1.....	105
Figura 4.27 Curva de compressão- ensaio CRSS - dos corpos-de-prova do solo 1 reconstituído sem adição de cimento e com as sucções de 0, 50, 100 kPa - Análise 2	106
Figura 4.28 Curva de compressão- ensaio CRSS - dos corpos-de-prova do solo 1 reconstituído com 1 % de cimento e com as sucções de 0, 50, 100 e 200 kPa.	107
Figura 4.29 Curva de compressão- ensaio CRSS - dos corpos-de-prova do solo 1 reconstituído com 2 % de cimento e com as sucções de 0, 50, 100 kPa- Análise 1	108
Figura 4.30 Curva de compressão- ensaio CRSS - dos corpos-de-prova do solo 1 reconstituído com 2 % de cimento e com as sucções de 0, 50, 100 kPa- Análise 2	109
Figura 4.31 Curva de compressão- ensaio CRSS - dos corpos-de-prova do solo 1 reconstituído com 2 % de cimento e com as sucções de 0, 50, 100 e 200 kPa - Análise 3	110
Figura 4.32 Curva de compressão- ensaio CRSS - dos corpos-de-prova do solo 1 reconstituído com 3 % de cimento e com as sucções de 0, 50, e 200 kPa.....	111
Figura 4.33 Gráfico índice de compressão (C_c) x sucção aplicada (S) de corpos-de-prova do solo 1 com os teores de cimento de 0, 1, 2 e 3 %.	116
Figura 4.34 Gráfico Sucção (S) x tensão de pré-adensamento (σ_r) para os corpos-de-prova com 0, 1, 2 e 3 % de cimento.....	117
Figura 4.35 Curva de compressão- ensaio CRSS - dos corpos-de-prova do solo 2 reconstituído sem cimento e com as sucções de 0, 50, 100 e 200 kPa.....	118
Figura 4.36 Curva de compressão- ensaio CRSS - dos corpos-de-prova do solo 2 reconstituído 1 %de cimento e com as sucções de 0, 50, 100 e 200 kPa.....	119

Figura 4.37 Curva de compressão- ensaio CRSS - dos corpos-de-prova do solo 2 reconstituído 2 %de cimento e com as sucções de 0, 50, 100 e 200 kPa.....	120
Figura 4.38 Curva de compressão- ensaio CRSS - dos corpos-de-prova do solo 2 reconstituído 1 %de cimento e com as sucções de 0, 50, 100 e 200 kPa.....	121
Figura 4.39 Gráfico índice de compressão (C_c) x sucção aplicada (S) de corpos-de-prova do solo 2 com os teores de cimento de 0, 1, 2 e 3 %.	124
Figura 4.40 Gráfico Sucção (S) x tensão de pré-adensamento (σ_r) para os corpos-de-prova com 0, 1, 2 e 3 % de cimento.....	125
Figura 4.41 Trajetória de tensões efetivas dos corpos-de-prova do solo 1, reconstituídos sem adição de cimento.....	126
Figura 4.42- Trajetória de tensões efetivas dos corpos-de-prova reconstituídos do solo 1 com adição de 1% de cimento.....	127
Figura 4.43 Trajetória de tensões efetivas dos corpos-de-prova reconstituídos do solo 1 com adição de 2% de cimento.....	127
Figura 4.44 Envoltórias de ruptura obtida a partir de ensaios triaxiais CID em amostras reconstituídas do solo 1 com as percentagens de cimento de 0, 1 e 2%.	128
Figura 4.45 Trajetória de tensões efetivas dos corpos-de-prova do solo 2 reconstituídos sem cimento.....	129
Figura 4.46 Trajetória de tensões efetivas dos corpos-de-prova do solo 2 reconstituídos com 1 % de cimento.	130
Figura 4.47 Trajetória de tensões efetivas dos corpos-de-prova do solo 2 reconstituídos com 2 % de cimento.	131
Figura 4.48 Envoltórias de ruptura obtida a partir de ensaios triaxiais CID em amostras reconstituídas do solo 2 com as percentagens de cimento de 0%, 1% e 2% da massa seca do solo.	132
Figura 4.49 Equipamentos utilizados durante a execução do ensaio triaxial com sucção controlada.....	134

Figura 4.50 Base e corpo da célula triaxial com sucção controlada	135
Figura 4.51 Esquema (a) e fotografia (b) do selo hidráulico da célula triaxial com sucção controlada	136
Figura 4.52 Desenho esquemático do perfil e da base da célula triaxial com aplicação de sucção no topo do corpo-de-prova	137
Figura 4.53 Desenho esquemático do perfil e da base da célula triaxial com aplicação de sucção no meio do corpo-de-prova	139
Figura 4.54 Aparato para circulação de água (a), boma centrifugadora (b) necessários para a circulação de água sob o disco cerâmico; interface (c) e interface ar-água (d)	140
Figura 4.55 Envoltória de ruptura do solo 1 reconstituído sem cimentação e com sucção aplicada de 50 kPa.....	147
Figura 4.56 Tensão desvio x deformação axial - Solo 1 sem cimentação e com sucção aplicada de 50 kPa.....	148
Figura 4.57 Deformação volumétrica x deformação axial – Solo 1 sem cimentação e com sucção aplicada de 50 kPa.....	148
Figura 4.58 Envoltória de ruptura do solo 1 reconstituído sem cimentação e com sucção aplicada de 50 kPa.....	149
Figura 4.59 Envoltória de ruptura do solo 1 reconstituído com 2% de cimento e sucção aplicada de 50 kPa.....	149
Figura 4.60 Gráfico deformação volumétrica x deformação axial – Solo 1 com 2 % de cimento e com sucção aplicada de 50 kPa.	150
Figura 4.61 Envoltória de ruptura dos dois conjuntos de corpos-de-prova, sem e com 2 % de cimento.....	151
Figura 4.62 Envoltórias de ruptura para diferentes condições de ensaio.....	151

Figura 4.63 Envoltória de ruptura dos corpos-de-prova com as seguintes combinações: com cimentação e com sucção; com cimentação e sem sucção; com cimentação e com sucção. 152

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 Técnicas para medição da sucção em solos (Adaptado de Fredlund e Rahardjo (1993))	10
Tabela 2.2 Parâmetros geotécnicos e classificações geotécnicas dos solos, segundo estudos de Trindade (2006) e Azevedo (1999)	39
Tabela 2.3 Resultados das análises química do latossolo vermelho-amarelo e saprolito de gnaiss descritos por Trindade (2006).....	40
Tabela 2.4 Resultados das análises mineralógicas realizadas no latossolo vermelho-amarelo e saprolito de gnaiss, segundo Trindade (2006).	40
Tabela 3.1– Composição química do cimento CPV-ARI, CIMINAS e massa específica dos sólidos (Vieira, 2006).	64
Tabela 4.1 Caracterização física dos solos 1 e 2.....	74
Tabela 4.2 Resultados das análises químicas dos solos 1 e 2	75
Tabela 4.3 Porcentagem de óxidos de ferro na fração argila dos solos 1 e 2	76
Tabela 4.4 Intensidade de pico dos minerais presentes na fração areia.....	77
Tabela 4.5 Intensidade de pico dos minerais presentes na fração silte.....	78
Tabela 4.6 Intensidade de pico dos minerais presentes na fração argila.....	79
Tabela 4.7 Teores de umidade (w) e índice de vazios (e) e grau de saturação (Sr) de moldagem dos CP's (ensaio de curva característica).	93
Tabela 4.8 Índices físicos de moldagem, pós compressão, tensões de pré-adensamento segundo Pacheco Silva(σ_r^*) e Casagrande (σ_r^{**}) e índice de compressão (cc) dos corpos-de-prova do solo 1.	95
Tabela 4.9 Índices físicos de moldagem, pós compressão, tensões de pré-adensamento segundo Pacheco Silva(σ_r^*) e Casagrande (σ_r^{**}) e índice de compressão (Cc) dos corpos-de-prova do solo 2 com os teores de umidade de 0, 1, 2 e 3%.....	98

Tabela 4.10 Índices físicos de moldagem, pós compressão e tensão e deformação no momento do colapso do solo 1.....	100
Tabela 4.11 Índices físicos de moldagem, pós-compressão e tensão e deformação no momento do colapso/expansão do solo 2.....	101
Tabela 4.12 Índices físicos, tensão de pré-adensamento segundo Pacheco Silva (σ_r^*) e Casagrande (σ_r^{**}), índice de compressão do solo 1	112
Tabela 4.13 Índices físicos, tensão de pré-adensamento segundo Pacheco Silva (σ_r^*) e Casagrande (σ_r^{**}), índice de compressão (C_c) do solo 2	122
Tabela 4.14 Parâmetros de resistência do solo 1 reconstituído com os teores de cimento de 0%, 1% e 2%.	128
Tabela 4.15 Parâmetros de resistência do solo 2 reconstituído com os teores de cimento de 0%, 1% e 2%.	132
Tabela 4.16 Percentagem de cimento utilizada na moldagem dos corpos-de-prova, sucção e tensão de adensamento dos CP's ensaiados na célula triaxial com sucção controlada.....	146
Tabela 4.17 Parâmetros de resistência do solo 1 reconstituído com 0 % e 2 % de cimento e ensaiados na celula triaxial com sucção controlada	150

RESUMO

CUSTÓDIO, Gisele Santos, D. Sc., Universidade Federal de Viçosa, agosto de 2009.

Estudo do efeito combinado da estrutura e da sucção sobre o comportamento mecânico de solos não saturados. Orientador: Cláudio Henrique de Carvalho Silva. Co-orientadores Dario Cardoso de Lima e Carlos Ernesto Gonçalves Reynaud Schaefer.

O presente trabalho refere-se ao estudo do efeito combinado da estrutura e da sucção sobre o comportamento mecânico de dois solos no estado não saturados, um predominantemente argiloso e outro arenoso. As amostras ensaiadas foram reconstituídas com os teores de cimento variando de 0 a 4 %. Foram realizados os ensaios de caracterização físico-química, mineralógica dos solos sem mistura, análise da micromorfológica, ensaio de adensamento edométrico incremental em corpos-de-prova indeformados sob diferentes trajetórias de umedecimento e reconstituídos com os teores de cimento Portland nas percentagens supracitadas, ensaio de triaxial adensado drenado saturado, curva característica de retenção da água no solo, adensamento com sucção e deformação controlada e triaxial com sucção e deformação controlada. Para a execução deste último foi desenvolvido o projeto e posterior construção de uma célula triaxial com sucção controlada. Como conclusões têm-se que: (i) as etapas de aplicação de sucção e compressão, do ensaio CRSS, aparentemente diminuem a porosidade do solo argiloso; (ii) a adição de cimento provoca uma alteração da estrutura dos solos e diminuição da porosidade; (iii) a tensão de pré-adensamento e o escoamento a baixas tensões aplicadas é crescente, na maioria das vezes, com o aumento da percentagem de cimento para os dois solos; (iv) a granulometria e o teor de cimento alteram o comportamento de compressão e de ruptura dos corpos-de-prova; (v) os corpos-de-prova do solo argiloso com as percentagens de cimento de 0 e 1 % e de 2 para 3 % tendem a apresentar tensões de pré-adensamento crescentes, porém, muito próximas; (vi) as amostras naturais dos solos predominantemente argiloso e arenoso são colapsíveis e expansíveis, sob inundação, a altas e baixas tensões aplicadas, respectivamente; (vii) o índice de compressão é crescente com o aumento da sucção, a não ser nos casos em que houveram a presença de escoamento a baixas tensões aplicadas; (viii) os corpos-de-prova dos dois solos possuem um comportamento bimodal; (ix) o escoamento na curva de compressão é devido, provavelmente, a quebra das ligações entre-agregados ocasionada pela compressão e conseqüente saturação dos macroporos dos corpos-de-prova reconstituídos; (x) Para diferentes tensões de

confinamento, a cimentação aumenta a coesão e não altera o ângulo de atrito.; (xi) os valores do ângulo de atrito dos corpos-de-prova ensaiados na célula triaxial com sucção controlada são menores que os apresentados pelas amostras sem sucção; (xii) a célula triaxial com sucção controlada apresentou desempenho adequado, permitindo a realização de ensaios triaxiais com sucção controlada.

ABSTRACT

CUSTÓDIO, Gisele Santos, D. Sc., Universidade Federal de Viçosa, August, 2009.

Study of the combined effect of the structure and suction on the mechanical behavior of unsaturated soils. Adviser: Cláudio Henrique de Carvalho Silva. Co-advisers: Dario Cardoso de Lima and Carlos Ernesto Gonçalves Reynaud Schaefer.

This work refers to study the combined effect of the structure and suction on the mechanical behavior of two soils in the unsaturated state, a predominantly sandy clay and others. The test samples were reconstructed with cement contents ranging from 0 to 4%. We performed the tests of physical-chemical, mineralogical soil without mixing, the micromorphological analysis, testing of incremental densification edometer sample under different test undisturbed trajectories of wetting and reconstituted with the contents of Portland cement in the percentages above, test of triaxial drained dense saturated characteristic curve of water retention in soil compaction with suction and controlled deformation and triaxial with suction and deformation controlled. To implement the latter has developed the project and subsequent construction of a triaxial cell with controlled suction. As findings are that: (i) the steps of applying suction and compression, the test CRSS apparently decrease the porosity of clay soil, (ii) the addition of cement causes a change in soil structure and reduced porosity, (iii) the strain of pre-compaction and flow at low voltages applied is increasing, most of the time, with increasing percentage of cement for the two soils, (iv) the size and amount of cement affect the behavior of compression and collapse of soils-test (v) the soils-proof clay soil with cement percentages of 0 and 1 and 2% to 3% tend to stress the pre-consolidation increasing, but very close; (vi) the natural samples of predominantly clay soil and sandy Collapsibles and are expandable under flooding, high and low voltages applied, respectively, (vii) the compression index increased with increasing suction, except in cases there have been the presence of flow at low voltages applied, (viii) sample of the two test soils have a behavior bimoldal, (ix) the flow in the compression curve is probably due to breaking the links between household-caused the compression and consequent saturation of the macropores of soils-proof restored; (x) for different strains of confinement, cementation increases the cohesion and does not change the angle of friction; (xi) the values of friction angle of soils-test samples in triaxial cell with controlled suction are smaller than those presented by the samples without suction, (xii)

a triaxial cell with controlled suction performance was adequate, allowing the testing triaxial tests with controlled suction.

1 INTRODUÇÃO

A Mecânica dos Solos pode ser dividida em duas abordagens, considerando-se os solos nas condições saturada e não saturada. Esta divisão leva em conta as condições de ocorrência dos solos no campo que são responsáveis por seus comportamentos de engenharia distintos, quanto à compressibilidade, a permeabilidade e a resistência ao cisalhamento.

O estado-da-arte da Mecânica dos Solos Saturados se apresenta bastante avançado, englobando desde uma gama variada de correlações entre as propriedades índices dos solos e suas propriedades mecânicas, até a formulação de modelos constitutivos complexos. Esses modelos direcionam-se à compreensão e previsão do comportamento elastoplástico dos solos, tendo sido desenvolvidos com a consideração de algumas hipóteses simplificadoras. Além disso, é consenso que a condição saturada é a condição mais crítica que pode ser prevista durante a vida útil de muitos projetos geotécnicos.

Contudo, a determinação em laboratório dos parâmetros de compressibilidade dos solos é problemática, devido ao longo tempo necessário para a realização dos ensaios. No caso dos solos saturados, esse problema foi parcialmente contornado com o desenvolvimento de novas modalidades de ensaio, como, por exemplo, o de compressibilidade com deformação controlada e o de tensão controlada. No entanto, no caso dos solos não saturados, a duração dos ensaios de compressibilidade é maior e continua sendo um fator que limita a sua utilização prática. Nesse sentido, esforços têm sido despendidos no desenvolvimento de modelos empíricos e semi-empíricos, onde se procura correlacionar parâmetros de compressibilidade e resistência ao cisalhamento com propriedades de retenção de água nos solos.

Historicamente, a Mecânica dos Solos Não Saturados começou a experimentar alguns avanços a partir da década de 50, com o desenvolvimento das pedras porosas de alta pressão de borbulhamento, porém apresentando produção científica praticamente estagnada nas décadas de 60 a 80, devido a dificuldades técnicas relacionadas ao custo, duração dos ensaios e interpretação dos resultados à luz dos conceitos disponíveis à época. Somente alguns grupos isolados desenvolviam trabalhos sobre o comportamento de solos não saturados, podendo-se citar Fredlund et al. (1978), com trabalhos sobre

resistência ao cisalhamento, Jennings e Burland (1962) e Matyas e Radhakrishna (1968), com enfoque na compressibilidade.

Entretanto, com o trabalho apresentado por Alonso et. al. (1987), na "9th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering", houve uma retomada das pesquisas sobre solos não saturados, no âmbito internacional. Basicamente, estes autores se propuseram a estudar os seguintes tópicos relacionados aos solos não saturados: (i) variáveis de tensão relevantes; (ii) micro-estrutura dos solos (*microfabric*); (iii) variação de volume; e, (iv) resistência cisalhante associada ao aumento da rigidez.

Dentre os solos ditos não saturados cujo estudo tem despertado interesse, encontram-se as argilas plásticas altamente expansivas, os solos residuais lateríticos e saprolíticos, alguns solos aluviais, coluviais e depósitos eluviais, diferentes tipos de solos cimentados e solos compactados. Alguns desses solos são associados com o tipo de modelo de comportamento muito freqüentemente relacionado à sua estabilidade volumétrica, com abordagem da expansão e colapso em alguns tipos de argilas, colapso em solo residual coluvial e solos cimentados naturalmente com estrutura aberta.

Considerando a compressibilidade e a análise das relações tensão-deformação de solos não saturados, autores como Fredlund e Morgenstern (1976), Alonso et. al. (1987) e Leroueil e Barbosa (2003), dentre outros, se propuseram a estudar a influência da parcela correspondente à sucção controlada em laboratório nas relações tensão-deformação e na compressibilidade de diversos tipos de solo, no estado natural e após cimentação com estabilizantes químicos comerciais. Nesta mesma linha de pesquisa o presente trabalho apresenta a metodologia de ensaio, resultados e conclusões do estudo da compressibilidade e da resistência de dois solos predominantemente argiloso e arenoso quanto à presença da sucção e cimentação artificial. Para o desenvolvimento dos ensaios de resistência foi necessário a construção de uma célula triaxial com sucção e deformação controlada o qual foi um dos objetivos da pesquisa.

1.1 Objetivos

Este trabalho tem como objetivo geral o estudo do comportamento da compressibilidade e das curvas de retenção de água de um solo residual maduro de

gnaisse, pedologicamente classificado como latossolo vermelho-amarelo, e de um solo residual jovem de gnaisse, trabalhando-se com amostras reconstituídas com e sem a adição de cimento Portland. Como objetivos específicos têm-se:

- caracterização química, mineralógica e geotécnica dos solos em estudo;
- desenvolvimento de projeto, fabricação e implementação de equipamentos especiais para ensaios de compressibilidade e resistência de solos não saturados;
- estudos de laboratório dirigidos à análise da resistência ao cisalhamento, compressibilidade e curvas de retenção de água dos solos, empregando-se amostras reconstituídas dos solos com e sem cimentação, considerando: (i) efeito da sucção; (ii) efeito combinado da sucção e cimentação; e, (iii) definição do comportamento a partir dos resultados encontrados no ensaio de adensamento com deformação e sucção controlada.

1.2 Justificativa

O estudo das características mecânicas e de retenção de água nos solos não saturados é de importância para o avanço das pesquisas geotécnicas brasileiras, principalmente porque a maioria dos nossos solos se apresenta naturalmente neste estado. Exemplo prático da necessidade destes estudos é o super-dimensionamento das estruturas e conseqüente majoração dos custos das obras de cortes e aterros de terra na condição não saturada.

Sob os prismas abordados, foi desenvolvida uma linha de pesquisa no Departamento de Pós-Graduação em Engenharia Civil (DEC) da Universidade Federal de Viçosa (UFV) sobre solos não saturados podendo-se citar os seguintes projetos de pesquisa de iniciação científica e dissertações de mestrado já concluídos: Reis (1998), Luis et. al. (2000), Barbosa (2009 - em andamento), Custódio (2002), Machado (2005) e Vieira (2006). Logo, este trabalho foi realizado dando-se continuidade aos trabalhos referentes aos solos não saturados, tendo-se como ênfase o estudo da variação das propriedades de resistência ao cisalhamento e deformação de solos residuais e levando-se em conta em o efeito da sucção. Houve-se a preocupação de implementar um laboratório com condições de temperatura e umidade controladas consideradas ideais para a realização

dos ensaios em solos não saturados, assim como desenvolver novos equipamentos para a execução destes ensaios para os solos nestas condições.

2 REVISÃO DE LITERATURA

2.1 Conceitos básicos

Teoricamente, definem-se solos não saturados como aqueles que têm um grau de saturação menor que um. Nestas condições, os solos não saturados são constituídos de um sistema trifásico (partículas de solo, água e ar), sendo o ar o responsável pela variação do comportamento destes materiais quando comparados aos solos ditos saturados. Fredlund e Morgenstern (1978) sugeriram ainda uma quarta fase independente, interface ar-água, denominada membrana contrátil. Contudo, quando os solos não saturados são analisados em termos da relação massa-volume esta última fase pode ser desprezada já que o volume da membrana contrátil é considerado desprezível quando comparado ao volume das demais fases e sua massa pode ser incorporada com a massa da água.

No estudo dos solos não saturados, a água possui papel relevante e encontra-se relacionada aos fenômenos de capilaridade, ou potencial capilar, e sucção matricial.

De acordo com Buckingham (1907) o potencial capilar ou total é descrito como a energia gasta ou necessária para deslocar uma unidade de massa de água, em sentido contrário ao das forças capilares, de um certo local até o nível da água livre, sujeita à pressão atmosférica.

Segundo Baver et. al. (1972), descreveram o potencial da água no solo (Ψ_t) como a soma dos potenciais de: pressão, matricial, osmótico e gravitacional, ou de posição. Nestas condições foi desprezada a energia cinética da água no solo (Equação 2-1).

$$\Psi_t = \Psi_p + \Psi_m + \Psi_o + \Psi_z \quad (\text{Equação 2.1})$$

Onde: Ψ_t : potencial total; Ψ_p : potencial de pressão; Ψ_m : potencial matricial; Ψ_o : potencial osmótico; Ψ_z : potencial gravitacional ou de posição.

O potencial de pressão (Ψ_p) é definido como o trabalho resultante da pressão manométrica (diferença de pressão absoluta e atmosférica) eventualmente existente no ar contido nos vazios do solo.

O potencial gravitacional (Ψ_z) é dado pela expressão:

$$\Psi_z = \rho \cdot g \cdot h \quad (\text{Equação 2.2})$$

Onde: ρ é a massa específica; g é a aceleração da gravidade; h é a altura da água do solo em relação ao nível de referência.

O potencial total da água no solo é considerado por muitos autores (e.i. Aitchison e Donald, 1956; Jennings e Burland, 1962; Alonso, 1987; Brandy, 1983) como sendo apenas a soma dos potenciais matricial e osmótico por possuírem as maiores parcelas dentre as demais. Os potenciais matricial e osmótico podem ser, também, expressos em termos de cargas hidráulicas ou de pressões quando estão relacionadas ao equilíbrio hidrostático.

O componente matricial (dependente da estrutura e da composição do solo), definido como a diferença entre a pressão de ar e a pressão de água nos vazios ($u_a - u_w$) e que tende a desaparecer com a saturação.

Na sucção osmótica a água do solo está sujeita à sucção que surge devido à atração dos íons e outros solutos que criam a pressão ou sucção osmótica. Exemplificando, tem-se que em meio salinizado, a água presente nos poros do solo se desloca das regiões com soluções menos concentradas, (em sais), para regiões mais concentradas.

Um exemplo típico da sucção matricial é dado quando um tubo de vidro de pequeno diâmetro é inserido dentro da água, o menisco formado entre o ar e a água, faz com que a água se eleve no tubo. Este fenômeno também é encontrado nos solos não saturados e sendo esse menisco chamado por Fredlund e Morgenstern (1978) de membrana contrátil (vide Figura 2.1 (a)).

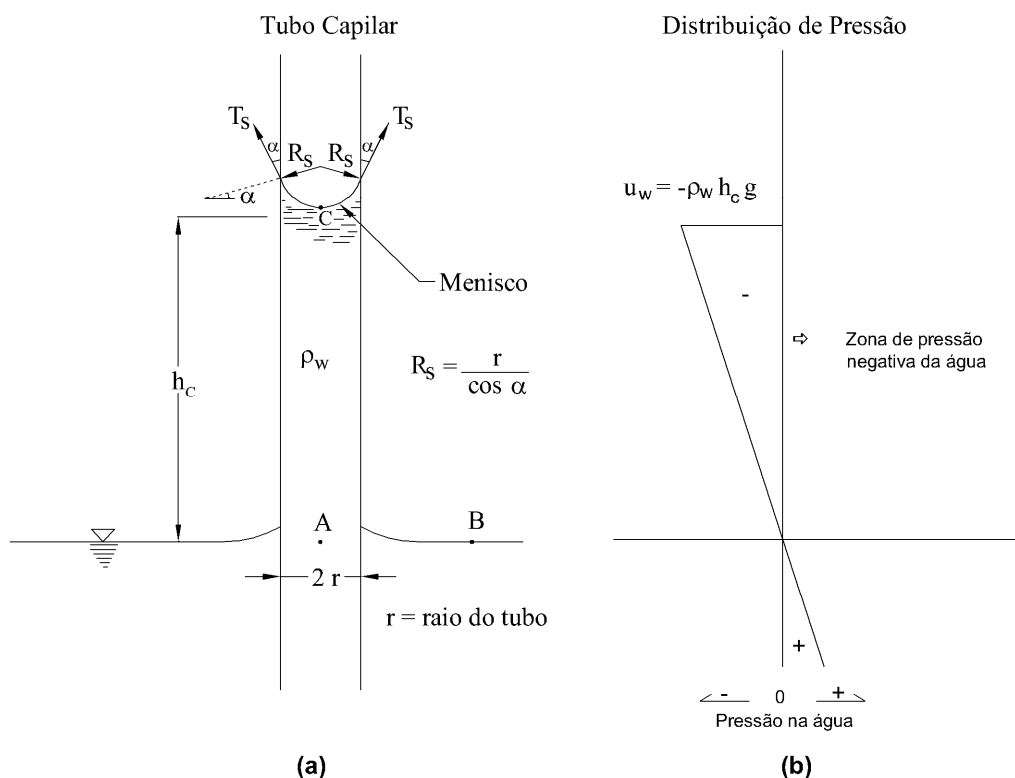


Figura 2.1 – Modelo físico e fenômeno relacionado (Fredlund e Rahardjo, 1993)

Este menisco é resultante da tensão superficial na membrana contrátil e a capacidade de umidificação da superfície do tubo de vidro (propriedade higroscópicas). O comportamento da capilaridade pode ser analisado considerando a tensão superficial, T_s , agindo em torno da circunferência do menisco. A tensão superficial age com o ângulo, α , com a vertical o qual é conhecido como o ângulo de contato e esta magnitude depende da adesão entre as moléculas da membrana contrátil e do material compreendido no tubo. Considerando-se que a força de equilíbrio vertical da capilaridade da água no tubo, responsável pela sustentação do peso da coluna de água, é a resultante entre a da tensão superficial vertical ($2 \cdot \pi \cdot r \cdot T_s \cdot \cos \alpha$) e a altura de água dentro do tubo h_c ($\pi \cdot r^2 \cdot h_c \cdot \rho_w \cdot g$) e o ângulo de curvatura do vidro é igual a zero tem-se que:

$$h_c = \frac{2 \cdot T_s}{\rho_w \cdot g \cdot r} \quad \text{Equação 2.3}$$

Comparando-se agora as cargas hidráulicas nos pontos A e B pode-se determinar a poropressão no ponto A (Figura 2.1 (a) e (b)) como se segue:

$$u_w = -\rho_w \cdot g \cdot h_c \quad \text{Equação 2.4}$$

Quando a pressão no ar é a pressão atmosférica a sucção é igual ao módulo da pressão na água intersticial.

2.2 Sucção Matricial

O valor da sucção matricial (S) pode ser decomposto em duas componentes, incorporando as sucções devido à capilaridade e devido às forças de adsorção. Considera-se que para baixos valores de sucção matricial, a sucção capilar possui maior importância, enquanto que para altos valores, em que ocorrem poros de menor tamanho, os fenômenos de superfície (forças de adsorção) predominam. Quando a sucção capilar e os efeitos de superfície de adsorção são componentes significativas, a sucção capilar é equivalente a:

$$\Psi_m = -S = u_w - u_a \quad (\text{Equação 2.5})$$

Onde u_w e u_a são as poropressões na água e no ar, respectivamente.

A Equação 2.5 é entendida como a definição da poropressão negativa da água no solo. Logo, em termos matemáticos a sucção matricial é resultante da diferença entre as tensões de ar e água, independente dos valores absolutos. Tal conceito constitui a base da técnica de translação de eixos de Hilf (1956), de grande emprego na determinação da sucção agindo em um solo para um dado valor de umidade.

Segundo Vanapalli (2008), a sucção matricial em dois corpos-de-prova podem ser significativamente diferentes, apesar de terem a mesma densidade seca, índice de vazios e teor de água gravimétrico. Tal fato poderia ser atribuído ao arranjo das partículas do solo e à quantidade de bolhas de ar que podem ser, significativamente, diferentes entre si dependendo do método de compactação. A fase água pode ser descontínua, devido à presença de bolhas de ar ocluso nos vazios do solo.

2.3 Métodos de Medição da Sucção

A sucção matricial ou total pode ser medida de maneira direta e, ou indireta, através de dispositivos que interajam com o solo. Os métodos diretos referem-se às determinações da energia da água nos poros do solo. Já nos métodos indiretos, determina-se a sucção através de sua correlação com algum parâmetro, como por exemplo, a umidade relativa.

As técnicas mais utilizadas no meio geotécnico estão apresentadas na Tabela 2.1. No presente trabalho foram utilizadas as técnicas da placa de sucção e da placa de pressão, haja vista que foram utilizados no presente trabalho para se obter a curva característica de retenção da água no solo. Os outros métodos encontram-se descritos com riqueza de detalhes por outros autores, como, por exemplo, De Campos et. al. (1992), Röhm (1992), Fredlund e Rahardjo (1993), De Campos (1994), Marinho (1997), Aguilar (1989) e Machado (2005).

Tabela 2.1 Técnicas para medição da sucção em solos (Adaptado de Fredlund e Rahardjo (1993))

Técnica	Medida de Sucção	Intervalo	Tempo de equilíbrio
Psicrômetro	Total	100 a 71000	Minutos
Papel Filtro (com contato)	Mátrica	30 a 30.000	7 dias
Papel Filtro (sem contato)	Total	400 a 30.000	7 a 14 dias
Sensor de condutividade térmica	Mátrica	0 a 300	Semanas
Placa de sucção	Mátrica	0 a -90	Semanas
Placa de pressão	Mátrica	0 a 1.500	Semanas
Tensiômetro padrão	Mátrica	0 a -80	Minutos
Tensiômetro osmótico	Mátrica	0 a 1.500	Horas
Tensiômetro tipo Imperial College	Mátrica	0 a -1.800	Minutos
Psicrômetro	Total	0 a 1.500	Semanas
Intrusão de mercúrio	Mátrica	0 a 1500	Horas

2.3.1 Técnicas da Placa de Sucção e da Placa de Pressão

Nas técnicas da placa de sucção e de pressão são utilizadas placas cerâmicas com alto valor de entrada de ar previamente saturadas onde as amostras deverão estar dispostas.

O valor de entrada de ar nos poros saturados de um sólido é a diferença de pressão do menisco ar-água. Este menisco é resultante do equilíbrio das tensões na interface ar-água nos poros do solo. O verdadeiro valor de entrada de ar das placas é normalmente fornecido pelo fabricante através da medição da pressão do ar aplicada a um dos lados da cerâmica necessária para causar bolhas no outro lado da placa saturado por água (pressão de borbulhamento).

Na técnica da placa de sucção a diferença da poropressão nos poros de ar e água é obtida através da conexão de um tubo preenchido de água deaerada na face inferior da placa, estando sua outra extremidade em condição atmosférica normal. Quando há o deslocamento da extremidade livre do tubo em cota inferior à do conjunto placa-solo é gerada uma pressão negativa na água do solo. Porém, as pressões negativas da água são limitadas a 1 atm (9,81 kPa), pois acima deste valor ocorre a cavitação do sistema.

A técnica da placa de pressão baseia-se na translação de eixos de Hilf (1956), que consiste na aplicação da pressão de ar maior que a pressão atmosférica, ajustando-se as pressões até se obter a diferença ($u_a - u_w$) desejada, mantendo a pressão da água positiva para facilitar a medição. Estas condições são obtidas posicionando-se o conjunto placa-solo dentro da câmara de Richard, que é um recipiente de paredes grossas, hermeticamente fechado e construído em ferro fundido. Dentro desta é aplicada uma pressão positiva sobre o conjunto placa-solo, estando a face inferior da placa em condições atmosféricas. A Figura 2.2 apresenta a câmara de Richard aberta com placa cerâmica e algumas amostras de solo.

Para o emprego das duas técnicas, considera-se que o solo possui vazios de diversos tamanhos com presença de ar e água, enquanto que a placa é composta de vários poros de mesmo diâmetro preenchidos de água até a sua borda e sua face inferior encontra-se em condição atmosférica.



Figura 2.2 Câmara de Richard aberta com placa porosa e algumas amostras de solo (Custódio, 2003).

Nas duas técnicas, a equalização da sucção é determinada através da estabilização do teor de umidade das amostras determinado pela constância de massa nas amostras. Alguns dos fatores que afetam a equalização da sucção são: o tipo de solo e valor de entrada de ar da placa cerâmica.

2.3.2 Curva Característica de Retenção da Água no Solo

A curva característica de retenção da água no solo, aqui denominada somente como curva característica, é uma relação entre o teor de umidade, o teor de umidade volumétrico ou o grau de saturação e a sucção matricial do solo em escala logarítmica (Williams, 1982).

A Figura 2.3 apresenta uma curva característica típica de solos siltosos. O valor da pressão de entrada de ar de um solo é a sucção onde o ar começa a entrar nos seus poros. Já o teor de umidade residual refere-se à pressão em que elevados valores de sucção são requeridos para remover alguma água adicional do solo. A Figura 2.3 apresenta a forma usual de se determinar o teor de umidade residual em que duas linhas tangentes são traçadas aos trechos intermediários aos pontos de inflexão na curva. O teor de umidade residual pode ser, aproximadamente, a coordenada do ponto de

interseção entre essas duas retas se interceptam. A sucção total correspondendo ao teor de umidade nulo parece ser a mesma para todos os solos. O ponto final da curva de adsorção difere do ponto inicial de desadsorção, tal aspecto é proveniente do fenômeno da histerese. Segundo Presa (1982), a histerese é causada pelos seguintes fatores: (i) geometria não uniforme dos poros individuais interconectados por pequenos canais; (ii) 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; (iii) história de secagem e umedecimento do material; (iv) liberação gradual do ar dissolvido na água.

Destaca-se que a curva característica pode ser usada para se estimar vários parâmetros descritos no comportamento dos solos não saturados, como por exemplo a permeabilidade, resistência ao cisalhamento e o comportamento quanto à variação volumétrica (Fredlund e Rahardjo, 1993; Vanapalli et. al., 1996; Leong e Rahardjo, 1997; Barbour, 1998).

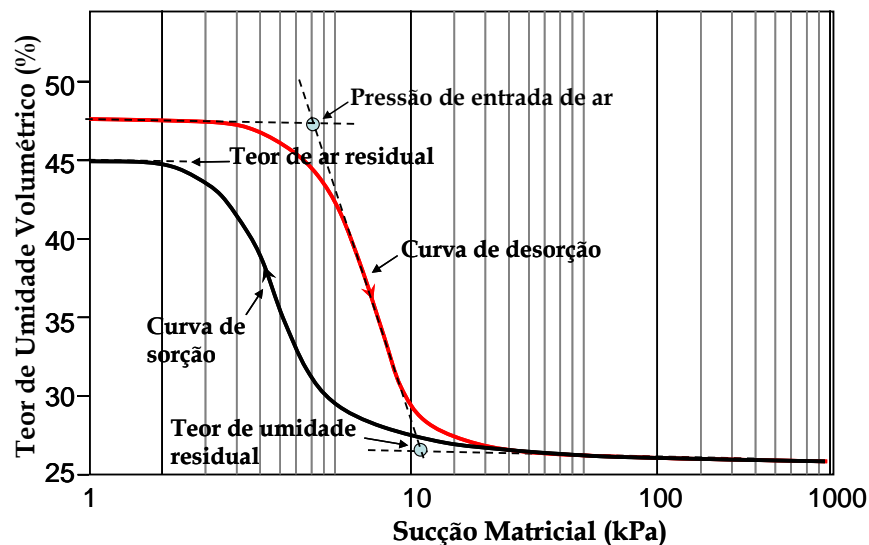


Figura 2.3 Curva característica de um solo para o processo de umedecimento e de secagem (Fredlund et. al., 1993).

Segundo Vanapalli et. al. (1999), as características do solo tais como a sua estrutura, histórico de tensões influenciam na determinação da 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.

Fredlund et. al. (1994) evidenciam que a distribuição granulométrica do solo, também, é um fator que afeta a relação sucção-umidade. Normalmente, quanto maior a parcela da fração argila maior será o teor de umidade para um mesmo valor de sucção. Segundo Lopes (2006), 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.

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; Lopes 2006).

Barbour (1998) avaliou a influência do teor de umidade de compactação de um solo argiloso na determinação da curva característica de retenção da água no solo. É verificado um aumento do valor de entrada de ar nos corpos-de-prova compactados no ramo seco quando comparados ao do ramo úmido da curva de compactação. Bocking e Fredlund (1980) afirmam que a sucção pode ser superestimada quando existe a presença de ar ocluso e que a difusão do ar através da pedra porosa de alto valor de entrada de ar leva a uma subestimativa da sucção.

2.4 Princípio de Tensões Efetivas e Variáveis de Estado

2.4.1 Princípio das Tensões Efetivas

A primeira equação apresentada para a determinação da tensão efetiva (σ') dos solos não saturados foi proposta por Aitchison e Donald (1956) e possui a mesma proposição para os solos saturados, como mostrado na Equação 2.6, onde p'' .

$$\sigma' = \sigma + p'' \quad (\text{Equação 2.6})$$

Onde σ é a tensão total e p'' representa a pressão na fase intersticial.

Durante a conferência intitulada "Pore Pressure and Suction in Soils", realizada em Londres pela British National Society, em 1960, o tópico tensões efetivas em solos não saturados foi amplamente discutido e várias proposições foram apresentadas, porém, avanços significativos entendimento do comportamento de solos não saturado não foram observados. Atualmente, a equação mais divulgada e utilizada para se representar as tensões efetivas nos solos não saturados e que considera o solo como um sistema trifásico, é aquela apresentada por Aitchison e Bishop (1960), e descrita pela Equação 2.7

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi \cdot (u_a - u_w) \quad (\text{Equação 2.7})$$

Onde: σ' é a tensão efetiva atuando no solo; σ é a tensão total; u_a é a poropressão no ar.; u_w é a poropressão na água; $(u_a - u_w)$ é sucção matricial agindo no solo e χ é a parâmetro que depende do grau de saturação do solo e varia de 0, para solos secos, até 1, para solos saturados.

Na década de 50, Fredlund et.al. propuseram-se a estudar os solos não saturados fundamentado no desenvolvimento de correlações empíricas com dados experimentais.

Bishop e Blight (1963) investigaram o princípio das tensões efetivas em solos não saturados e notaram que a variação da sucção matricial não corresponde diretamente à variação do volume. O fato é que esta diferença de pressão causada pela tensão superficial atua somente sobre a área superficial das partículas do solo. Estes autores argumentaram que a variação da sucção varia com o grau de saturação e, conseqüentemente com o parâmetro χ , assim como a estrutura do solo.

De acordo com Matyas e Radhakhishna (1968) o parâmetro χ não é suficiente para explicar o comportamento volumétrico dos solos não saturados, tal como o colapso do solo quando inundado, apesar de a tensão efetiva decrescer com o decréscimo da sucção. Ainda segundo estes autores, o referido parâmetro só poderia ser utilizado se houvesse a minimização dos efeitos na estrutura do solo. Apesar dessas limitações, muitos autores têm utilizado a equação de Bishop e Blight (1963) para o estudo da resistência dos solos não saturados, tendo como base o uso da curva característica de retenção da água no solo.

Em 1987, 1990 e 1993, Alonso et. al. apresentaram novas formulações matemáticas para a determinação da tensão efetiva baseadas em modelos constitutivos que representassem o comportamento mecânico dos solos não saturados.

Öberg e Sällfors (1995) sugeriram a determinação do parâmetro χ em função do grau de saturação, o qual é obtido a partir da curva característica de retenção da água no solo. Contudo, estes autores não fizeram menção em seus estudos do comportamento colapsível encontrado em alguns solos não saturados.

2.4.2 Variáveis de Estado

A partir de estudos realizados por Matyas e Radhakrishna (1968) concluiu-se que o caminho de tensões totais e o caminho de sucções teriam que ser considerados separadamente e não combinados numa única equação. Ainda, estes autores propuseram uma "Superfície de Estado" para se descrever a variação de volume ou saturação em relação à variação de sucção e tensões totais independentes. Em termos de tensões totais e pressões nos fluidos, três conjuntos de tensões foram propostos para controlar o comportamento mecânico dos solos não saturados: a tensão total σ_{ij} , u_a e u_w que são, seqüencialmente, definidas no estado isotrópico de tensões.

Fredlund e Morgenstern (1978) sugeriram que entre os três estados de tensão concebidos $(\sigma_{ij} - u_a \delta_{ij})$, $(\sigma_{ij} - u_w \delta_{ij})$ e $(u_a - u_w) \delta_{ij}$, qualquer par de valores efetivamente explicaria o comportamento constitutivo dos solos não saturados. Neste sistema de notação, i e j variam de 1 até 3 e representam os eixos coordenados x , y e z ; e δ_{ij} assume o valor unitário se $i=j$, e zero se $i \neq j$. Dois argumentos foram usados nesta proposta, a saber: (i) a forma da equação de equilíbrio de um elemento diferencial de uma mistura das várias fases do solo; e (ii) resultados de vários ensaios de variações de volume nulas sob condições isotrópica e edométrica. De acordo com estes autores, a vantagem de se usar a pressão de ar como referência é que em muitos problemas práticos ela é nula. Logo, a tensão total e a poropressão atuante na água são independentes da tensão efetiva.

2.5 Resistência ao Cisalhamento

A primeira equação desenvolvida para se determinar a resistência ao cisalhamento do solos não saturados foi formulada por Bishop et al. (1961) (Equação 2.8). Esta relação se baseou no conceito de tensões efetivas de Terzaghi e considerou o critério de ruptura de Mohr-Coulomb.

$$\tau = c' + (\sigma - u_a + \chi (u_a - u_w)) \operatorname{tg} \phi' \quad (\text{Equação 2.8})$$

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

Fredlund et. al. (1978) propuseram escrever a resistência ao cisalhamento dos solos em termos de variáveis de estado de tensões, como mostrado a seguir:

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

Onde ϕ^b caracteriza a contribuição de resistência no solo devido à sucção matricial. A Figura 2.4 apresenta a representação gráfica expressa por Fredlund et.al. (1978).

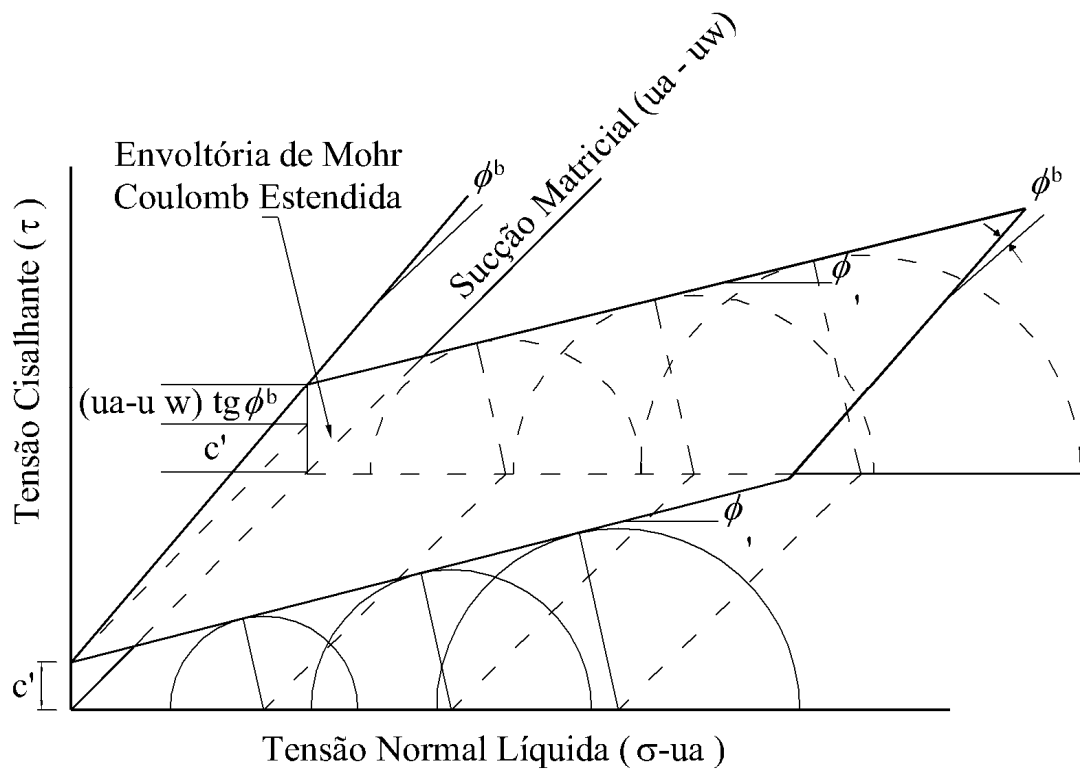


Figura 2.4 Representação tridimensional da resistência de solos não saturados (Fredlund, 1978)

Segundo Fredlund et. al. (1978), o ângulo de atrito é constante com a sucção, logo todo ganho de resistência ao cisalhamento se refletirá em um acréscimo de coesão, de modo que a coesão do solo não saturado pode ser quantificada como segue:

$$c = c' + (u_a - u_w) \operatorname{tg} \phi^b \quad (\text{Equação 2.10})$$

Ainda citando Fredlund et al. (1978), estes autores afirmaram que ϕ^b é em geral menor que ϕ' , ou seja $(\sigma - u_a)$ tem uma maior contribuição na resistência que $(u_a - u_w)$; contudo, vários autores contestam tal observação. Wood (1979) comparou as Equações 2-6 e 2-7 e notou que $\operatorname{tg} \phi' = \chi \operatorname{tg} \phi^b$. Assim, se χ for igual a 1 para solos saturados, deve-se esperar que ϕ' seja igual a ϕ^b , quando o solo estiver na região de baixas sucções, e que ϕ^b tenda a zero à medida em que a sucção aumenta e o solo se diferencie da sua condição saturada. Porém, Escario e Saez (1986) demonstram ser inadequada a adoção de um valor de ϕ^b constante com a sucção, pois a sucção depende do tipo de solo e do valor mínimo do grau de saturação alcançado.

Em 1987, Fredlund et. al. admitiram a não linearidade da resistência ao cisalhamento com a sucção matricial e afirmaram que, para baixos valores de sucção, tem-se que ϕ' seja igual a ϕ^b .

Além a afirmação acima citada, conclui-se que os valores ϕ^b decrescem com o valor da sucção, de modo que a resistência ao cisalhamento tende a um valor máximo para altos valores de $(u_a - u_w)$; porém, tal consideração não é válida para alguns solos e a sucção matricial parece não apresentar uma influência definida no ângulo de atrito interno do solo.

De acordo com Fredlund e Rahardjo (1993), a sucção nos poros modifica o comportamento mecânico dos solos não saturados, pois causa um aumento significativo na resistência ao cisalhamento que pode ser suficiente, por exemplo, para estabilizar um talude natural, mesmo quando seu valor não seja muito elevado.

Estudos mais recentes assinalam para o uso da curva característica de retenção da água no solo como auxílio à determinação da resistência ao cisalhamento, tal como apresentado por Öberg e Sälfors (1997). Contudo, certos fatores, como a forma de saturação, a histerese e a estrutura do solo, que não são normalmente controlados pela técnica atual de ensaio, parecem influenciar a representatividade das equações propostas. Por outro lado, De Campos (1997), Vanapalli e Fredlund (2002), sugerem que a equação proposta por Öberg e Sälfors (1997) não apresenta boa concordância para todos os tipos de solos.

Rohm e Vilar (1995), Futai et.al. (2004), dentre outros, mostram que o parâmetro ϕ' aumenta com o nível de sucção aplicado em ensaios onde a sucção foi mantida constante e variou-se $(\sigma - u_a)$. As Figuras 2-5 e 2-6 apresentam estes exemplos.

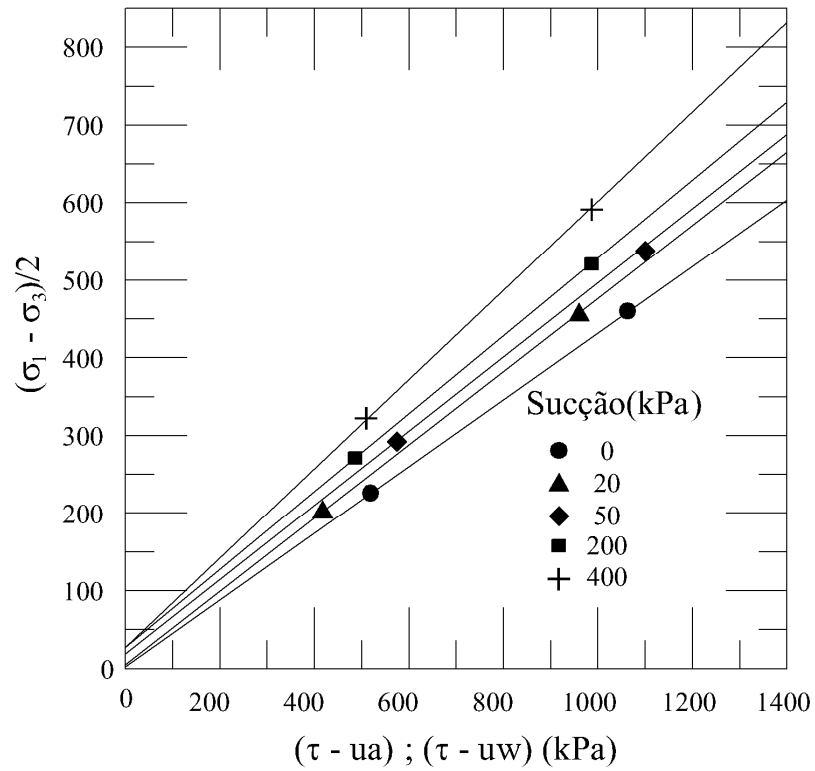


Figura 2.5 Variação de ϕ' com a sucção (Röhm e Vilar, 1995).

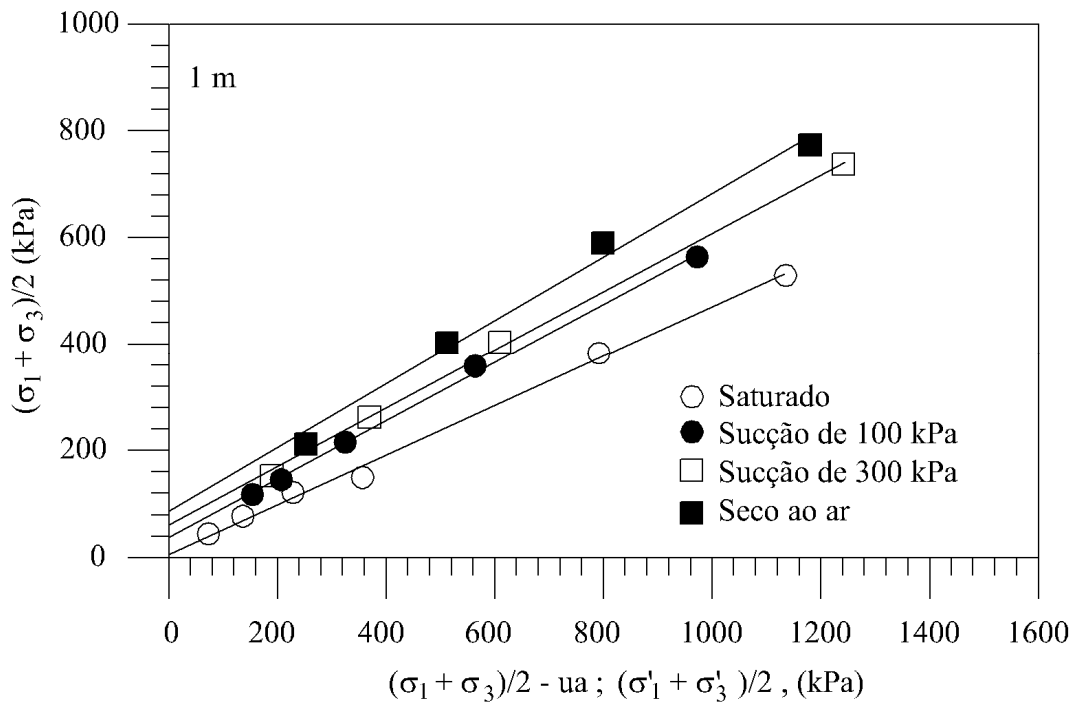


Figura 2.6 Variação de ϕ' com a sucção (Futai et al., 2004).

2.6 Variação de Volume

Com o objetivo de se entender o comportamento mecânico dos solos não saturados, sobretudo os definidos como colapsíveis ou expansíveis sob inundação e compressão, muitos autores (Alonso et. al., 1987, Futai, 1990, Machado, 1995, etc.) estudaram a variação de volume de corpos-de-prova ensaiados na célula edométrica. Os solos colapsíveis e expansivos são inerentemente metaestáveis apresentando uma estrutura fraca e aberta, que são caracterizadas por possuírem um volume de vazios elevado, mantida pela sucção do solo, partículas secas de argila e silte e uma cimentação química. Sob umedecimento estes solos tendem a sofrer considerável variação de volume.

Dentre os comportamentos apresentados por estes solos citam-se as trajetórias de tensão características em termos da tensão efetiva líquida (P), onde P é $(\sigma - u_a)$, versus a sucção matricial S ($u_a - u_w$) apresentadas por Alonso et. al. (1987) (Figura 2.7). Na curva AC dessa figura se representa o ensaio de amostras sob o incremento de carga, mantendo-se o teor de umidade constante Na curva ADG são idealizadas duas condições distintas ocorridas nos ensaios em solos não saturados, onde a reta AD representa o seu umedecimento enquanto a reta DG simula a compressão da amostra em condição saturada. A trajetória de tensões ABEG corresponde à compressão de amostras de solos não saturados sob umidade constante até um determinado valor de tensão (trecho AB), em seguida ocorrendo a sua inundação com carga constante até a tensão P_B , carregando-se posteriormente o solo sob condições saturadas (trecho EG). Finalmente, na curva AF se refere aos ensaios para a avaliação da pressão de expansão, onde se pretende verificar o acréscimo de pressão necessária para que não haja a expansão de solos expansivos submetidos à saturação.

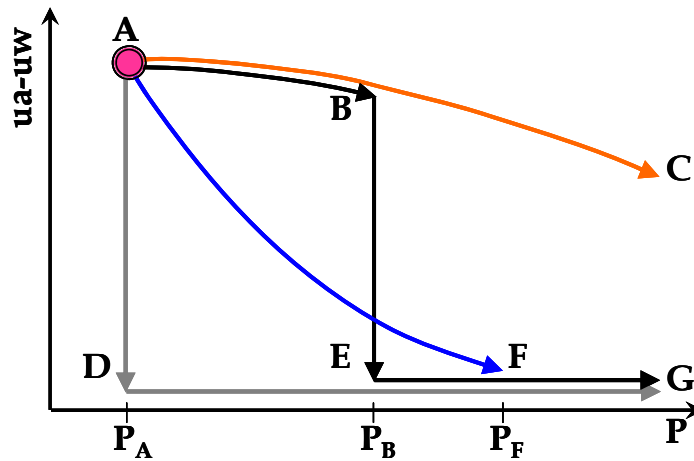


Figura 2.7 Curvas tensão (P) x sucção ($u_a - u_w$) (Alonso et. al., 1987)

Estudando o comportamento volumétrico dos solos não saturados Jennings e Knight (1957) e Dudley (1970) identificaram que os incrementos na sucção do solo podem aumentar a rigidez e a tensão de pré-adensamento. No caso das argilas plásticas, a tensão total média (ou vertical) pode controlar a expansão dos argilo-minerais expansivos do solo.

Aitchison e Richards (1969), Holtz (1969), Kassif et. al. (1973), Escario e Saez (1973), Josa et. al. (1987), e Signer et. al. (1989) verificaram que a tensão aplicada reduz a expansão e que esta ocorre em maior magnitude no intervalo de baixas tensões.

Sridharan et. al. (1986) adotaram alguns critérios de ensaio para a determinação da expansão no solo. Segundo estes autores, quando houver o umedecimento da amostra a uma dada tensão e, posteriormente, a aplicação de carregamento, de modo que este retorne ao seu volume original, a pressão de expansão obtida será dependente da tensão na qual o umedecimento se deu e para baixas tensões confinantes as pressões de expansão tenderão a serem maiores. Caso ocorra inicialmente a aplicação de uma tensão confinante na amostra seguido de um umedecimento e a mesma retorne ao seu volume original, um novo valor de tensão de expansão será determinado. Se a amostra for umedecida sob baixa tensão confinante, a expansão poderá ser impedida com o incremento da tensão aplicada.

O comportamento colapsivo sob o umedecimento do solo, para uma grande faixa de valores de tensões atuantes, também é verificado em solos não saturados, particularmente, este fenômeno é frequentemente observado em areias argilosas e

siltosas de baixa densidade, argilas siltosas de baixa plasticidade e alguns solos residuais.

2.7 Modelo Constitutivo de Alonso e Gens (1993)

A partir do conhecimento dos modelos desenvolvidos anteriormente por Alonso et. al. (1987, 1990, 1992), Alonso e Gens (1993) apresentaram uma proposta de modelo constitutivo elastoplástico a fim de determinar os comportamentos dos solos colapsivos, expansivos e cimentados.

O modelo constitutivo de Alonso e Gens (1993) considera a sucção como uma variável independente no estudo de solos não saturados. Ao contrário de Fredlund e Morgenstern (1977) e outros que consideram que o comportamento dos solos não saturados poderia ser interpretado em termos da variação de duas tensões variáveis: tensão total líquida ($\sigma_{ij} - \delta_{ij} \cdot u_a$) e da solo sucção ($u_a - u_w$) $\delta_{ij} = s \cdot \delta_{ij}$.

2.7.1 Solos não saturados com estrutura aberta (solos colapsíveis a moderadamente expansivos)

Quando duas amostras com mesmo índice de vazios, mas com diferentes teores de umidade são carregadas sob compressão, verifica-se que a amostra com menor teor de umidade exibe um maior valor da tensão de pré-adensamento e maior rigidez que a amostra mais úmida.

Em termos adotados para as variáveis de tensão, a amostra com menor umidade possui maior sucção que a mais úmida. Como consequência, pode-se concluir que a sucção contribui para o aumento aparente da tensão de pré-adensamento como apresentado na Figura 2.8.

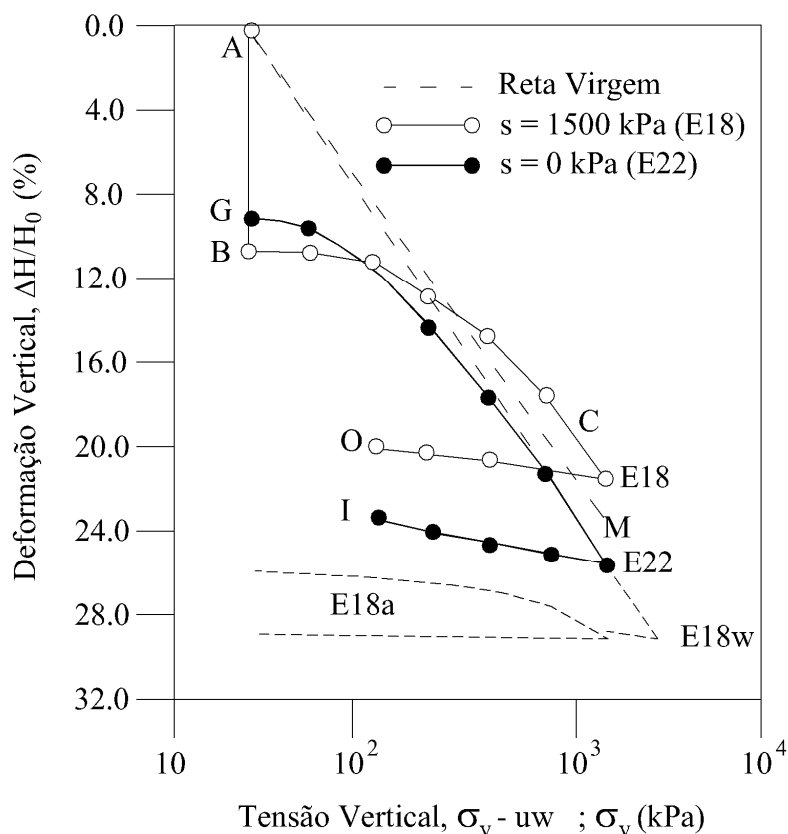


Figura 2.8 Curva tensão-deformação de ensaios edométrico com sucção controlada E18 e E22 (Vicol, 1990, Apud Alonso e Gens, 1993).

Desta forma, o conjunto dos valores da tensão de pré-adensamento em função da sucção pode ser representado no gráfico $p \times s$ (Figura 2.9a), onde P é a tensão líquida isotrópica e s é a sucção. Na Figura 2.9a os valores da tensão de pré-adensamento em função da sucção para uma mesma amostra de solo (no caso da amostra A) constitui a curva LC_1 . A menos que a estrutura do solo seja plastificada, a curva LC pode ser vista como a superfície de escoamento. A tensão de pré-adensamento da amostra A na condição saturada (sucção igual a zero) é denotada por P^*_{o1} . A Figura 2.9a mostra os caminhos de tensões no plano (P, s) das duas amostras (A e B) comprimidas com diferentes sucções, e constantes durante toda a compressão, s_A e s_B , respectivamente.

Quando o carregamento da amostra A ultrapassa a curva LC_1 em A_1 esta amostra experimenta deformações plásticas permanentes, e essa máxima tensão aplicada será a nova tensão de pré-adensamento representada pelo ponto A_2 na Figura 2.9a e b. Esse mesmo comportamento é observado para a amostra B, passando, porém do ponto B_1 para B_2 . Nota-se que a tensão de pré-adensamento localizada em LC_1 é transladada para LC_2 , caracterizada pela nova tensão de pré-adensamento saturada, P^*_{o2} , o que induz um escoamento do solo e o acúmulo de deformações volumétricas irreversíveis (plásticas).

A superfície de escoamento LC (lado esquerdo da curva) compreende a zona elástica do solo. Dentro desta zona o umedecimento do solo induz a expansão volumétrica como resultado do alívio das tensões que são devido à diminuição da sucção. Similarmente, se a sucção é aumentada com a secagem o volume é diminuído.

Este modelo prevê também o colapso de solos estruturados (solo **B**) quando são percorridos os caminhos de umedecimento $B \rightarrow C_1 \rightarrow C_2$ na curva LC. Ao longo deste caminho o escoamento localizado poderia ser deslocado junto para a posição LC_2 a qual é caracterizada por uma maior tensão de pré-consolidação P^*_{02} . Este aumento da tensão de pré-consolidação ($P^*_{01} \rightarrow P^*_{02}$) é resultado da diminuição do volume da amostra devido ao colapso.

A curva de escoamento LC explica duas características de comportamento dos solos não saturados: o comportamento de deformabilidade (Loading) a diferentes sucções e o efeito e fenômeno do colapso (Collapse). Esta capacidade de agrupar esses dois efeitos gerou a sigla curva LC (Loading - Collapse). Durante o umedecimento sofrido pela amostra **B** (caminho $B-C_1-C_2$) o modelo prevê expansão no trecho $B-C_1$ e colapso no trecho seguinte C_1-C_2 . Este modelo proposto por Alonso e Gens (1993) é então capaz de prever a compressão do solo seja por compressão, seja por umedecimento.

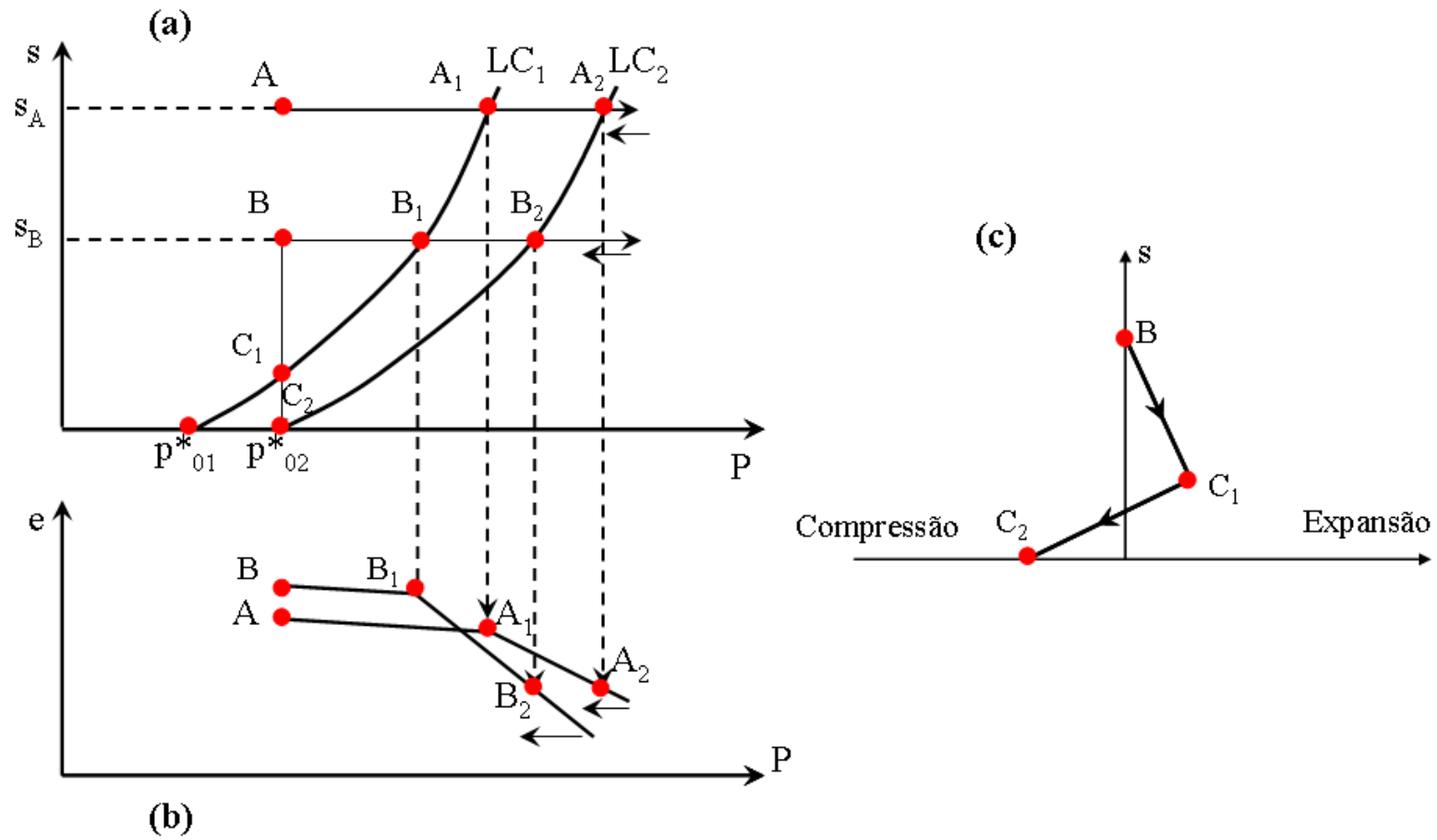


Figura 2.9 Modelo conceitual para solos não saturados. a) Curva de escoamento e caminho de tensões; b) Curva de compressão; c) Caminho de deformação com o umedecimento do solo (Alonso e Gens, 1993)

No modelo, são adotados os seguintes parâmetros: (i) $\lambda(0)$, que é o coeficiente de compressibilidade da reta virgem carregada em condições saturadas; (ii) κ que é o parâmetro de rigidez elástica (descarregamento-recarregamento); (iii) r que representa a razão entre o mínimo valor do coeficiente de compressibilidade ($\lambda(s)_{\min}$ (que ocorre para altos valores de sucção) e o coeficiente de compressibilidade para o solo saturado), $\lambda(0)$; (iv) β que controla a razão do aumento da rigidez com a sucção; (v) $\{\lambda(s) = \lambda(0) [(1-r) \cdot \exp(-\beta s) + r]\}$ e P_c : refere-se a tensão.

Para o estado triaxial de tensões, a condição de escoamento é especificada pelo plano (P,q) onde q é a tensão desvio. Alonso e Gens (1993) utilizaram o modelo de Cam-clay modificado para descrever o comportamento do solo sob condições saturadas ($s=0$). O escoamento dado pela sucção é então descrito por uma elipse de endurecimento isotrópico e controlado pela deformação volumétrica plástica. A Figura 2.10 mostra a superfície de escoamento com as tensões (P, q, s).

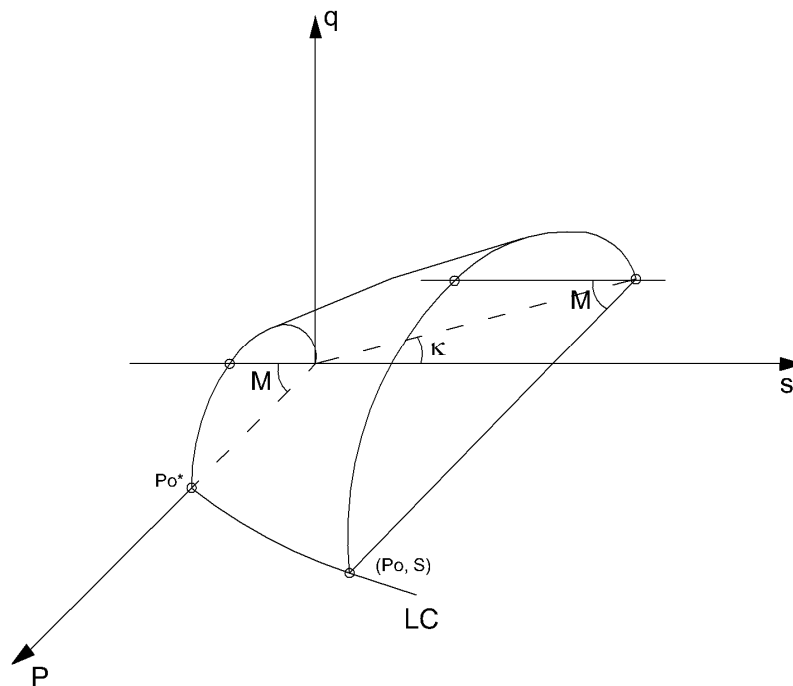


Figura 2.10 Superfície de escoamento do modelo LC para o estado de tensões triaxiais.

A Equação 2.11 da elipse plana com sucção constante é:

$$q^2 - M^2 \cdot (P + P_s) \cdot (P_0 - P) = 0 \quad (\text{Equação 2.11})$$

onde M é a constante de inclinação do estado crítico e $P_s = \kappa \cdot s$, sendo κ o parâmetro que controla a razão do aumento da coesão aparente com a sucção; e G é o módulo cisalhante.

2.7.2 Comportamento do Solo Sob Compressão

Alonso e Gens (1993) analisam o comportamento do solo comprimidos através do ensaios de adensamento (Figura 2.11). No primeiro caso (Figura 2.11a) é considerado o adensamento do solo com teor de umidade constante. Nota-se no caminho de tensões no plano (P, s) , Figura 2.11a, que a sucção diminui gradativamente ao longo do carregamento devido a saturação. O segundo caso, Figura 2.11b, simula uma condição inicial onde ocorre a expansão do solo devido ao umedecimento e sua conseqüente perda da sucção, em seguida ocorre o carregamento do solo já em condições saturadas.

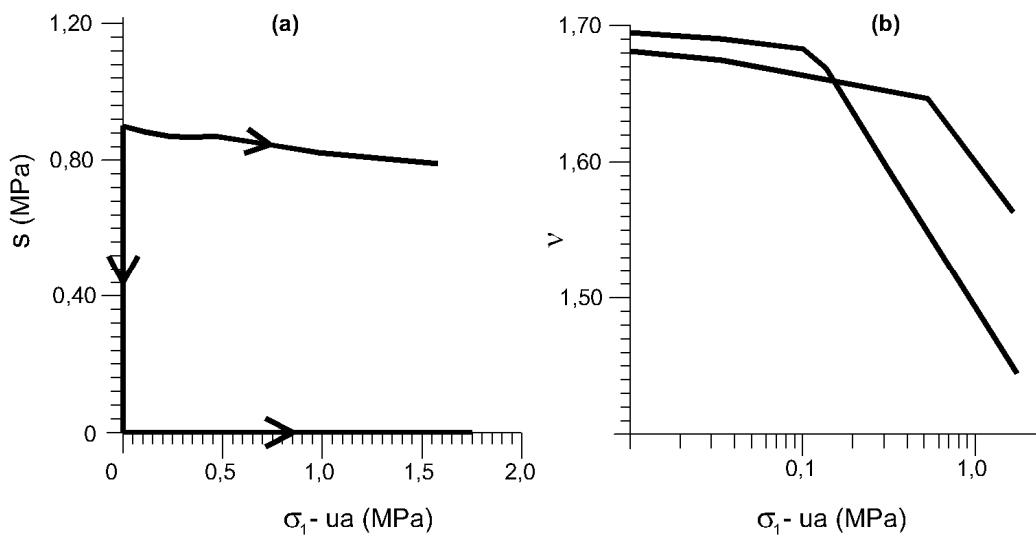


Figura 2.11 Modelo previsto de ensaio de adensamento edométrico. a) Caminho de tensões; b) Relação entre a tensão vertical e o volume específico. (Alonso e Gens, 1993).

2.7.3 Ensaio de Umedecimento para Diferentes Pressões Confinantes

Alonso e Gens (1993) determinaram um modelo de comportamento dos solos com o seu umedecimento sob diferentes tensões de confinando, como apresentado na Figura 2.12a. Nestas simulações foi considerado que todas as amostras ensaiadas possuíam mesmo comportamento mecânico anterior a inundação. Na primeira amostra ensaiada é considerado que houve a perda da sucção devido ao seu umedecimento e em seguida é

verificada a sua expansão. Nos casos seguintes, as amostras foram sobrecarregadas sem inundação e em seguida inundadas com uma carga constante, havendo apenas a variação dos estágios de confinamento entre si. Nestes casos ocorreram o colapso do solo em consequência da sua saturação. Este fato é comprovado através da sobreposição das curvas, saturadas no início e inundadas no decorrer do ensaio.

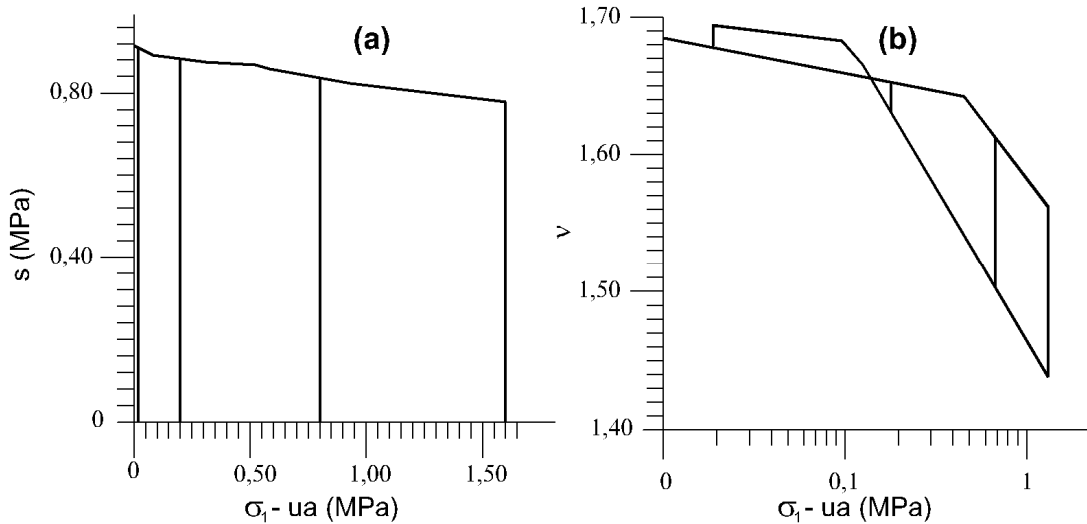


Figura 2.12 Modelo previsto para ensaios de umedecimento com diferentes tensões de confinamento (condições edométricas). a) Caminho de tensões; Relação entre a tensão vertical e o volume específico. Alonso e Gens (1993)

2.8 Solo Cimentado Não Saturado

Alonso e Gens (1993) apontam duas vantagens do modelo proposto, com respeito à plastificação de solos estruturados ou cimentados. Eles observaram que a plastificação de solos cimentados pode ocorrer tanto na compressão isotrópica, no cisalhamento ou na tração, e indicaram que solos podem apresentar coesão verdadeira devido a cimentação entre as partículas. Para esse tipo de solo, a plastificação é facilmente observada pela mudança brusca de comportamento, especialmente quando ensaiados a baixas tensões de confinamento. O segundo conceito é refere-se ao papel da cimentação nos solos. Estes autores compararam o comportamento das curvas de compressão de amostras de um mesmo solo não saturado nas condições naturais de campo, com cimentação, e amostras reconstituídos. Quando comparadas as curvas de compressão dos solos saturados, cimentados e reconstituídos ou desestruturados, é encontrado que para uma dada pressão de confinamento o material cimentado mantém um índice de vazios maior que os solos desestruturados. Quando a tensão de confinamento aumenta

além da tensão de escoamento plástico do solo cimentado as curvas (do solo cimentado e do não cimentado) tendem a convergir devido a uma quebra progressiva das ligações de cimentação entre as partículas. Este comportamento também é encontrado em solos não saturados sobre uma mesma sucção quando as curvas de compressão dos solos não saturados e saturados são comparadas (Figura 2.13).

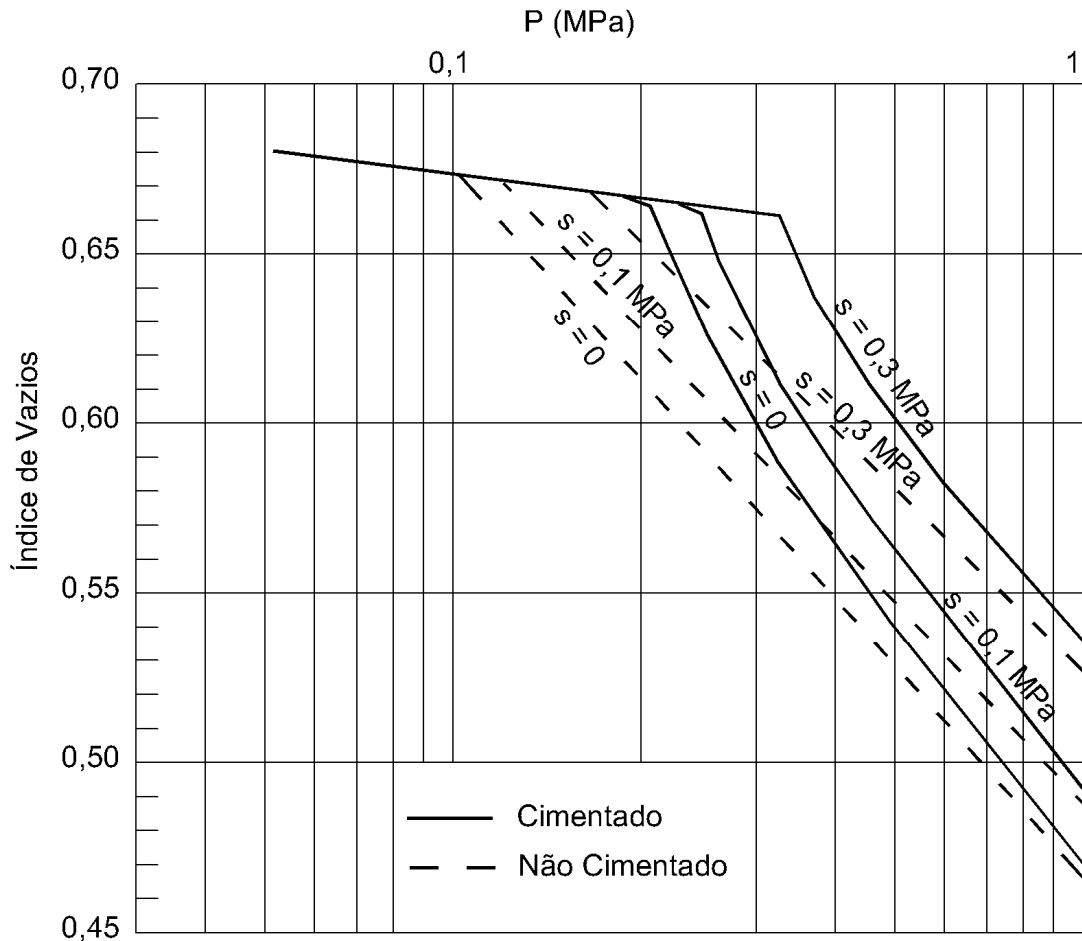


Figura 2.13 Modelo previsto para ensaios de adensamento isotrópico para diferentes valores de sucção e cimentação. (Alonso e Gens, 1993)

Segundo Alonso e Gens (1993) o umedecimento de um solo cimentado inicialmente não saturado pode causar mudanças nas tensões interpartículas, e também afetar o estado de hidratação dos argilominerais e as forças dos elos (pontos) de ligação.

Além de serem avaliados os comportamentos dos solos não saturados reconstituídos e com cimentação natural, Alonso e Gens (1993) analisaram o comportamento do efeito da sucção e da cimentação no solo. Segundo estes autores o efeito da sucção pode ser considerado paralelo ao efeito da cimentação (Figura 2.14). Contudo, existem diferenças importantes a serem observadas: (i) A plastificação não é tão acentuada em

solos não saturados, ou pelo menos, não é qualitativamente diferente da plastificação observada em amostras saturadas. (ii) A sucção é uma variável de estado independentemente controlada e não é afetada pela deformação imposta à amostra como ocorre na cimentação.

O modelo para materiais desestruturados é idêntico ao modelo básico LC anteriormente discutido. A tensão de pré-adensamento para as condições de solos saturados e não saturados (P^*_0 e P_0) permanece como curvas transladadas dos escoamentos LC e LC_u . Também indicado na Figura 2.14, a linha C_u prevê um aumento do intercepto da coesão com a sucção começando com valores da coesão nulos para $s = 0$. Aparentemente, o aumento da tensão de pré-consolidação e coesão induzida pela sucção é dada por ΔP^s e $\Delta P^s_s = P_s$. Em solos cimentados e saturados, o aumento aparente da tensão de pré-adensamento é dado pelo parâmetro P^*_{co} . Como discutido anteriormente o efeito da cimentação deverá aumentar com o aumento da sucção e este efeito irá proporcionar um maior valor de P_{co} na sucção s . A localização dos valores P_{co} para o aumento da sucção definem a curva de endurecimento LC_{bs} para o material cimentado.

O segundo mecanismo que também contribui para o aumento aparente da tensão de pré-adensamento em material cimentado é o efeito da capilaridade. Este é indicado pelo aumento ΔP^s_{co} para sucção s a qual é provida da localização do escoamento final LC_b de materiais cimentados. Provavelmente o efeito da capilaridade para solos cimentados naturalmente não é tão significante quanto para solos desestruturados ($\Delta P^s_{co} < \Delta P^s$) pois o material cimentante tende a ocupar a posição do contato entre as partículas e não é possível que o menisco de curvatura chegue aos baixos valores admissíveis para um ponto de contato ideal.

Alonso e Gens (1993) consideraram em seu modelo qualitativo a expansão da microestrutura dos solos cimentados ocasionadas devido a variação das tensões interpartículas. Esta idéia foi consistente com o modelo desenvolvido por Gens e Nova (1993) para solos saturados cimentados e rochas intemperizadas. Neste modelo o efeito da cimentação é representado pelo acréscimo da superfície de escoamento quando comparada com o estado escoado para materiais desestruturados. Em sua formulação dois parâmetros definem o acréscimo localizado do escoamento que são: a tensão de pré-consolidação isotrópica aparente em materiais cimentados (P^*_{c0}) e a resistência

tensional isotrópica (P^*_t). O asterisco tem sido introduzido para identificar as tensões nas condições saturadas.

No modelo de Gens e Nova (1993), P^*_{c0} é relacionado a P^*_o , para atingir a medida de cimentação, b , a qual diminui com o dano induzido pela deformação irreversível, h :

$$P^*_{c0} = P^*_o (1-b) = P^*_o (1+b_0 \cdot e^{-(h-h_0)}) \quad (\text{Equação 2.12})$$

Uma contribuição adicional, ΔP^s_{c0} , pode ser adicionada a P_{cs} para descrever o efeito da capilaridade discutido anteriormente. Este efeito pode ser formulado com base na hipótese em que a curva desecoamento escoamento LC_u é repassada para LC_{bs} para materiais não saturados. Quando esta contribuição é adicionada a No modelo de Gens e Nova (1993), P^*_{c0} é relacionado a P^*_o , para atingir a medida de cimentação, b , a qual diminui com o dano induzido pela deformação irreversível, h :

de materiais não saturados cimentados serão totalmente caracterizados pela a localização de LC_b no plano (P, s) havendo a incorporação do efeito da resistência cimentante e da capilaridade em uma única curva de escoamento.

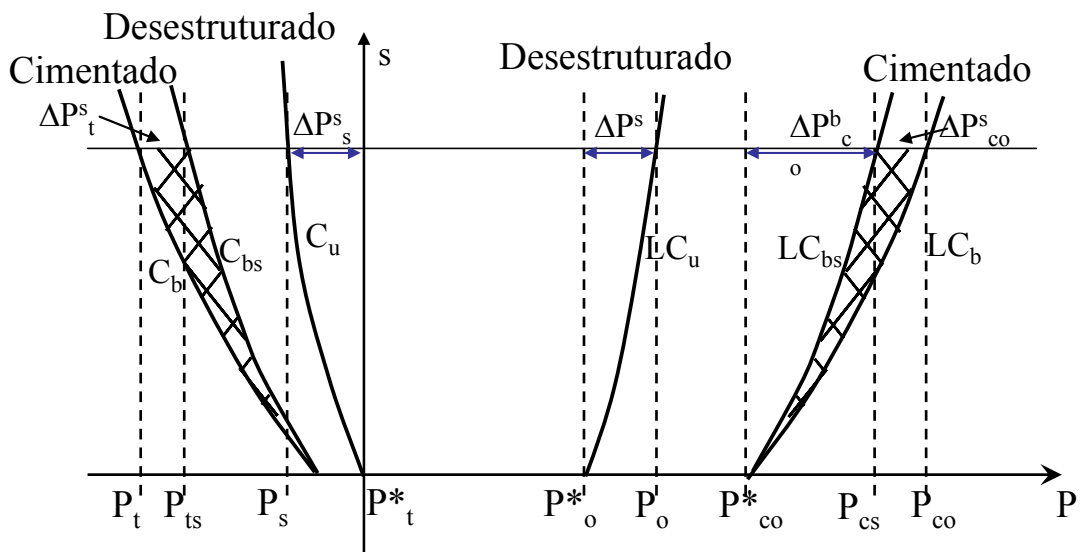


Figura 2.14 Mecanismo de escoamento proposto sob condições isotrópicas, para solos não saturados cimentados (Alonso e Gens, 1993)

2.9 Física, Química e Mineralogia dos Solos residuais a nível de macro e microestrutura

Neste item será feita uma abordagem enfatizando os componentes físico-químicos e mineralógicos dos solos residuais relevantes neste experimento, respectivamente. De modo a elucidar alguns comportamentos hidromecânicos dos solos será apresentada algumas formas e estudos da microestrutura do solo. Também será feito uma revisão das implicações do uso de amostras reconstituídas com cimento na geotecnia.

2.9.1 Solos Tropicais

Os solos tropicais residuais são provenientes da intemperização da rocha mãe, com a quebra dos minerais ferromanganesíferos e feldspatos, a remoção da sílica e bases (Na_2O , K_2O , MgO) e a concentração de óxido de ferro e alumínio. Este processo é definido como laterização (Gidigasu¹, 1972; Grant², 1974; Apud Mitchell, 1992) e envolve a lixiviação de SiO_2 e deposição de Fe_2O_3 e Al_2O_3 . Além dessas alterações químicas na rocha, há a modificação da sua microestrutura de forma gradual, promovendo uma importante reorganização dos minerais neoformados.

Este intemperismo ocorre a partir da superfície do terreno, levando a formação de um perfil estratificado subdividido em horizontes.

Vargas (1977) propôs uma classificação dos solos residuais em três horizontes, em função da intensidade do intemperismo: (i) solos residuais maduros, que perderam toda a estrutura original da rocha matriz; (ii) solos residuais jovens ou saprolitos, que apresentam materiais que aparentam ser rochas, preservando sua textura, mas que se desmancham com a pressão dos dedos ou com o uso de ferramentas pontiagudas; (iii)

¹ Gidigasu M.D, Degree of weathering in the identification of laterite materials for engineering purposes-A review, *Engineering Geology*, Amsterdam, Vol.8, n.3, pp. 213-266, 1974.

² Grant, K Laterites, ferricretes, bauxites and silcretes, *Proceedings of the Second International Congress of the International Association of Engineering Geology*, São Paulo, Brazil, Vol.1, 1974.

solos em material alterado, que correspondem ao horizonte da rocha alterada, e trata-se de materiais que se enquadram entre o solo e a rocha matriz.

Dentre os horizontes supracitados fez-se uma sucinta descrição de um solo residual maduro pedologicamente classificado como latossolo vermelho-amarelo e de um solo residual jovem que são objeto de estudo nesta pesquisa.

o **Caracterizações Química e Mineralógica dos Solos**

A mineralogia dos solos tropicais apresenta grandes diferenças em relação aos demais solos, sendo originária da composição da rocha matriz e das condições de formação dos solos em ambiente com predominância do intemperismo químico. A mineralogia do solo, identificável por meio de difratômetro de raios-X, é responsável por algumas das propriedades mecânicas do solo, como por exemplo, se ele será colapsível ou expansível. A composição dos minerais primários e elementos químicos definirão a cor e os argilominerais do solo, dependendo ainda das condições climáticas, regime e intensidade de chuvas, relevo, micro-organismos e drenagem como destacam Salomão e Antunes (1998).

A análise da ação geoquímica do intemperismo em climas quentes e de alta pluviosidade nos solos e rochas (Guimarães, 1998) pode ser resumido como se segue: (i) Os silicatos das rochas, em consequência da grande quantidade de água e temperatura elevada, sofrem hidrólise acentuada e, como resultado, liberam íons da sua estrutura (Si^{+4} , Al^{+3} , Fe^{+3} , Ca^{+2} , Mg^{+2} , K^+ , Na^+ , etc); (ii) os íons Ca^{+2} , Mg^{+2} , K^+ , Na^+ normalmente são lixiviados pelas águas da chuva; (iii) o íon Si^{+4} pode ser eliminado ou parcialmente retido; (iv) os íons Al^{+3} e Fe^{+2} permanecem em grande parte, originando gibsitais, hematitas e goethita, sendo que o Si^{+4} que não foi eliminado associa-se ao Al^{+3} para originar a caulinita; (v) a gênese dos minerais indicados depende da intensidade da lixiviação, ligada à maior ou menor facilidade com que ocorre a drenagem da água ou dos perfis dos solos. Nos meios bem drenados, os íons Si^{+4} dissolvidos são eliminados do complexo de intemperismo e as soluções com os produtos derivados da hidrólise dos silicatos formam a gibsitais e a goethita, sobretudo quando a rocha é pobre em íons Si^{+4} , sendo este processo é conhecido como laterização. Contudo, se o meio é bem drenado, mas com lençol freático permanente, ou se a rocha é rica em Si^{+4} , nem todos esses íons são eliminados. Nessas condições, parte dos óxidos de alumínio formados são ressilificados pelos íons não eliminados, dando origem à caulinita (estrutura de camada

1:1). Por outro lado, nos meios mal drenados, todos os cátions liberados por hidrólise, entre eles o Si^{+4} , tornam-se abundantes no meio e forma-se a montmorilonita (estrutura de camada 2:1).

Segundo Fontes et.al. (2003) geralmente, os óxidos de ferro têm superfície específica elevada e devido à sua natureza química, podem absorver ânions, principalmente o fosfato, metais pesados, o que os tornam de grande importância agrícola e ambiental. Os óxidos de ferro, também, afetam a estrutura dos solos, contribuindo na formação de agregados pequenos e extremamente estáveis, como na estrutura latossólica dos latossolos brasileiros.

A maioria dos solos, em condições tropicais e subtropicais úmidas é ácida ($\text{pH} < 7$), devido ao fato que, normalmente, os solos brasileiros sofrem grande lixiviação dos cátions básicos (Ca^{+2} , Mg^{+2} , K^{+2} , Na^{+2}) e há a concentração dos cátions ácidos (H^{+} e Al^{+3}). As consequências da acidez são: (i) aumento do Al e Mn disponíveis; (ii) redução da disponibilidade de P; (iii) redução da decomposição da matéria orgânica e da atividade microbiana do solo. As fontes de acidez no solo são a presença de ácido carbônico, fertilizantes acidificantes (especialmente aqueles com nitrogênio na forma amoniacal), mineralização dos compostos orgânicos (pela liberação e formação de ácidos orgânicos), adsorção de cátions pelas raízes das plantas, formação de cargas pH dependentes e hidrólise do Al^{+3} .

Um aspecto interessante observado no comportamento de solos tropicais é que na faixa levemente ácida, o alumínio e o ferro mostram-se insolúveis, como destaca Camapum (2004) na Figura 2.15.

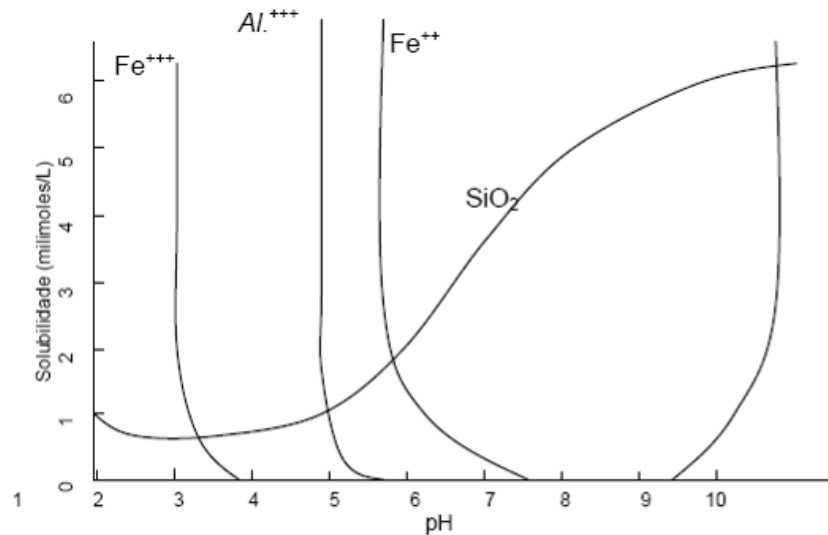


Figura 2.15 Mobilização de Fe, Al e Si em função do pH das soluções de alteração (Camapum, 2004)

2.9.2 Latossolos Vermelho-Amarelo

Segundo a EMBRAPA-SNLCS (1988), apud Ker (1997), os latossolos devem apresentar os seguintes pré-requisitos: (i) espessura mínima de 50 cm, textura mais fina que franco arenosa com baixos teores de silte, de maneira que a relação silte/argila seja menor que 0,7 ; (ii) na fração menor que 0,05 mm, corrigidos para a fração TFSA (terra fina seca ao ar), menos de 4% de minerais primários facilmente decomponíveis, ou menos de 6% de muscovita. Admite-se a presença de pequenas quantidades de argilominerais interestratificados e, ou, ilita, na fração menor que 0,005 mm (silte + argila), porém não deve conter mais que traços de minerais do grupo das esmectitas; (iii) relação molecular $\text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3$ (Ki) deverá ser menor que 2,2; (iv) menos de 5% do volume ocupado por materiais pouco alterados, ainda guardando resquícios do materiais do material de origem; (v) grande estabilidade de agregados do solo, sendo o grau de floculação igual ou próximo de 100%, à exceção dos horizontes mais ricos em matéria orgânica ou eletropositivos; (vi) CTC (troca de carga catiônica) menor que 13 cmol_c/kg , descontada a participação do carbono orgânico; e (vii) pouca diferenciação entre sub-horizontes.

Dentre os tipos de latossolos reconhecidos no Brasil, têm-se os denominados Latossolos Vermelho-Amarelo (LVA). Estes são de coloração amarelada, apresentando

um predomínio de goethita em relação à hematita, e com teores de Fe_2O_3 entre 7 e 11%, quando de textura argilosa ou muito argilosa (EMBRAPA-SNLCS, 1988), ou com relação $\text{Al}_2\text{O}_3/\text{Fe}_2\text{O}_3 > 3,14$, quando de textura média (Bennena e Camargo, 1964). A importância desses solos para fins geotécnicos está no fato de que eles se encontram em uma área significativa do território brasileiro, como ilustrado na Figura 2.16.



Figura 2.16 Distribuição de Latossolos Vermelho-Amarelo no Brasil (KER 1997)

Os latossolos vermelho-amarelos possuem textura com percentagem de argila variando de 15 a 80%, e são encontrados em áreas de relevo de ocorrência plano (chapadões) ao montanhoso ($45\% < \text{declividade} < 75\%$), como alguns segmentos do domínio dos mares dos morros.

Estes são considerados poligenéticos e exibem mineralogia relativamente simples, devido à variabilidade de climas presentes ao longo de sua formação, o que contribui para homogeneizar as suas características químicas, morfológicas e mineralógicas. Na fração grossa (silte + argila), prevalece o quartzo, com quantidades menores de muscovita e feldspatos potássicos quando derivados de rochas ácidas. Por outro lado, apresentam magnetita e ilmenita com pequena proporção de quartzo, quando se desenvolvem a partir de rochas básicas, de destaque para o basalto, no caso do Brasil. A magnetita pode ser uma fonte importante de elementos traços. Na fração argila, são variadas as quantidades de caulinita, gibsitita, goethita e hematita, a depender do tipo de material de origem, da intensidade do intemperismo e da drenagem do sistema, dentre

outros fatores. Menores proporções de vermiculita com hidróxi entre camadas, ilita, antásio, rutilo, maghemita e mesmo haloisita, também, são constatados com frequência em determinados latossolos. Assim, o conceito central de latossolos, prevê o domínio de caulinita e óxidos de ferro e alumínio, com menores proporções de outros componentes na fração argila.

2.9.3 Solo saprolítico

Os saprolitos consistem de materiais derivados da decomposição *in situ* da rocha mãe e contém componentes típicos da rocha parcialmente intemperizada e de solo. Estes normalmente guardam vestígios da estrutura da rocha, tais como, xistosidade e estrutura da rocha mãe.

Estes solos não sofrem o processo de laterização, são geralmente siltosos, apresentando, geralmente, elevado teor de mica, principalmente quando originários de gnaisses e xistos micáceos e normalmente se enquadram nos grupos A-4 e A-5 da classificação H.R.B. A presença de mica lhes confere péssimas qualidades: são solos de coesão muito baixa, apresentando, portanto, grande facilidade de erosão, e possuem também ângulo de atrito relativamente pequeno. Os solos micáceos dessa zona são ainda de difícil compactação no campo, devido à sua elasticidade (resiliência) como destaca Carneiro (1966).

2.9.4 Caracterizações Físico-Química e Mineralógica do Latossolo Vermelho-Amarelo e do Solo Saprolítico

Trindade (2006) e Azevedo (1999) caracterizaram físico-químico e mineralogicamente o latossolo vermelho-amarelo e o solo saprolítico de gnaiss analisados neste experimento como se apresentam nas Tabelas Tabela 2.2, Tabela 2.3 e Tabela 2.4.

Tabela 2.2 Parâmetros geotécnicos e classificações geotécnicas dos solos, segundo estudos de Trindade (2006) e Azevedo (1999)

Propriedades analisadas		Latossolo Vermelho-Amarelo	Solo Saprolítico
Granulometria ABNT (%)	Argila ($\phi \leq 0,002$ mm)	61	15
	Silte ($0,002 < \phi \leq 0,06$ mm)	14	22
	Areia ($0,06 < \phi \leq 2$ mm)	25	66
	Pedregulho ($\phi > 2$ mm)	0	0
	LL (%)	74	38
	LP (%)	35	25
	IP (%)	39	13
	γ_s (kN/m ³)	27,05	25,44
	Classificação TRB	A-7-5 (20)	A-6 (1)
	Classificação USC	CH	SC-SM
	Classificação MCT*	LG'	NS'

* - Azevedo (1999)

Tabela 2.3 Resultados das análises química do latossolo vermelho-amarelo e saprolito de gnaiss descritos por Trindade (2006).

Análise Química		Latossolo Vermelho-Amarelo	Solo Saprolítico
pH	H ₂ O (1:2,5)	6,1	5,4
K ⁺	cmol _c /kg	0,05	0,01
Na ⁺		0,02	0,01
Ca ²⁺		0,94	0,42
Mg ²⁺		0,09	0,04
Al ³⁺		0,00	0,32
H ⁺ +Al ³⁺		0,99	1,32
SB		1,10	0,49
CTC	2,09	1,81	
V	%	52,6	27,1

pH em água e KCl – Relação 1:2,5; CTC– Capacidade de Troca Catiônica Efetiva; P – Na – K – Fe – Zn – Mn – Cu – Extrator Mehlich 1; V= Índice de Saturação de Bases; Ca – Mg – Al – Extrator: KCl – 1,0 mol/L ; SB= Soma de Bases Trocáveis; H⁺ + Al³⁺ – Extrator Acetato de Cálcio 0,5 mol/L – pH 7,0

Tabela 2.4 Resultados das análises mineralógicas realizadas no latossolo vermelho-amarelo e saprolito de gnaiss, segundo Trindade (2006).

Fração	Intensidade de mineral associado com a sua linha de força (d em nm)	Latossolo Vermelho-Amarelo	Solo Saprolítico
Areia (Fração $\leq 53\mu\text{m}$)	Quartzo (Si O ₂)	903	932
	Caulinita (Al ₂ Si ₂ O ₅ (OH) ₄)	0	57
Silte - Argila(Fração > 53μm)	Gibbsite (Al (OH) ₃)	92	150
	Goethita (α-Fe O(OH))	151	106
	Quartzo (SiO ₂)	91	586
	Mica ((k, Na)Al ₂ (Si Al) ₄ O ₁₀ (OH) ₂)	0	121
	Caulinita (Al ₂ Si ₂ O ₅ (OH) ₄)	336	586

O Latossolo Vermelho-Amarelo é caracterizado pela sua predominância em argila, com altos índices de limite de liquidez e de plasticidade, indicando que esses estão

sujeitos a amplas variações na resistência durante os ciclos de secagem e umedecimento.

A classificação MCT caracteriza os solos residuais maduros e jovens, respectivamente como de comportamentos laterítico e não laterítico. A partir da análise da Tabela 2.3, verifica-se que o latossolo vermelho-amarelo é ácido ($\text{pH} < 7$) e possui baixos valores de cátions básicos (Mg^{+2} , K^{+2} , Na^{+2}) e significativa concentração de cátions ácidos (H^{+} e Al^{+3}) e CTC, comprovando a origem tropical dos materiais. Quando são comparados os parâmetros dos dois solos, verifica-se que solo saprolítico possui maiores teores de cátions trocáveis, por se encontrar em camada inferior do relevo e, portanto, menos lixiviado.

Baseado nos resultados da difratometria do raio-X apresentada na Tabela 2.4 verifica-se uma maior percentagem de caulinita nas frações de silte e argila dos dois solos, comprovado pelos elevados valores das concentrações dos cátions ácidos (H^{+} e Al^{+3}), conforme se apresenta na Tabela 2.3.

2.10 Microestrutura do Solos

2.10.1 Estudo da Microestrutura dos Solos Não Saturados

Embora o solo seja composto de partículas individualizadas e de grupo de partículas, a sua massa é quase sempre tratada como um meio contínuo. Contudo, as propriedades do solo, tais como resistência ao cisalhamento, permeabilidade e compressibilidade são determinadas diretamente pelo tamanho e forma das partículas, seus arranjos e a ação de força que agem entre os mesmos. Com o aparecimento de novas técnicas de ensaio microestrutural e modelos constitutivos baseados na microestrutura, tem se observado um avanço nos estudos dos solos ao nível microestrutural, para melhor compreensão dos seus comportamentos macroscópicos e das propriedades físicas, tanto compactados, como no estado natural. Os estudos microestruturais têm envolvido o uso de técnicas de escala partícula/agregado ($< 100 \mu\text{m}$) para analisar o arranjo e distribuição das partículas, união das partículas e poros e os seus contatos e conectividade em diferentes solos, como entendem Collins e McGowan (1974), Delage e Lefebvre (1984), Delage et. al. (1996), Al-Rawas e McGowan (1999), Mitchell and Soga (2005).

O entendimento da mecânica dos solos, em particular aplicada aos solos não saturados a nível microscópico, é pertinente especificamente para as partículas de argila e suas associações, cujo comportamento é influenciado pela presença de ar e de água dos poros. Do ponto de vista fundamental, as medições e observações ao nível microestrutural envolvendo argila e seus agregados são muito importantes, pois permitem uma melhor compreensão dos seguintes fatores: (i) de suas interações; (ii) estabilidade do arranjo e as suas consequências para as propriedades dos materiais ; e (iii) do seu comportamento em diferentes condições de estado de tensões hidromecânico.

Nas condições não saturadas, a microscopia tem sido usada de modo mais aprofundado em solos compactados, focando na agregação ou estrutura matriz para diferentes estados e curvas de compactação obtidas via processos dinâmicos, bem como a sua relação com as principais propriedades relacionadas ao comportamento de engenharia, tais como a resistência ao cisalhamento, a compressibilidade e a permeabilidade da água. (Delage et. al., 1996, Delage and Graham, 1996, Crispim, 2007). Estes estudos tem ilustrado que a microestrutura do solo compactado não é única, e que depende fortemente da forma utilizada na compactação do solo.

Lawton et. al. (1992) analisaram a nível microestrutural o comportamento colapsível de alguns solos e enumeraram os principais fatores responsáveis por este comportamento: (i) presença de estrutura aberta e parcialmente estável em solo não saturado; (ii) tensões totais suficientes para causar colapso; (iii) presença de agentes de ligações intergranulares ou cimentantes que tornam o solo estabilizado em condições não saturadas; (iv) ruptura por cisalhamento das ligações intergranulares (forças capilares, pontes de argila, agentes cimentantes químicos, como óxido de ferro e carbonato de cálcio) e redução de ligações cimentantes pelo efeito da água.

2.10.2 Micromorfologia dos Solos

A micromorfologia dos solos destina-se à análise microscópica de amostras de solo. Ela estuda as microorganizações pedológicas, pois permite detalhar o arranjo dos constituintes (esqueleto, plasma e poros) dos agregados presentes nos horizontes do solo, sendo possível inferir a porosidade e permeabilidade dos solos com boa precisão, além de possibilitar a visualização de processos em estudo, como, por exemplo, a

compactação e/ou cimentação das partículas. De acordo com Castro (2002), os objetivos fundamentais da micromorfologia dos solos são: (i) identificar nas diferentes frações os constituintes dos solos; (ii) definir as relações existentes entre os constituintes (tipos de organização, hierarquia e cronologia das organizações); (iii) formular hipóteses ou demonstrações com relação à dinâmica genética e evolutiva dos solos, buscando esclarecer controvérsias sobre origem, evolução e comportamento do mesmo.

Na micromorfologia são utilizados microscópios ópticos, microscópios polarizantes ou petrográficos óticos e microscópios eletrônicos de varredura (MEV), que permitem obter informações quantitativas e qualitativas do solo. A utilização dessas técnicas requer a secagem e o emprego de diferentes métodos de impregnação de amostras do solo.

No microscópio petrográfico óptico, a partir de seções finas do solo (espessura média de 25 μm), é possível se identificar a organização (forma) do solo ou mesmo partículas superiores a 20 μm e, praticamente, impossível de se identificar aquelas menores do que 5 μm . Segundo Resende et. al. (2002) este equipamento permite a realização de imagens do solo em lâmina delgada com aumento superior a 1.000 vezes, sendo comum empregarem-se em análises micromorfológicas aumentos de 10 a 100 vezes, chegando-se excepcionalmente a 500 vezes.

Para a aplicação do microscópio petrográfico óptico, em termos dimensionais, tem-se que o esqueleto é formado por grãos de tamanho superior ao coloidal (cerca de 10^{-6} a 10^{-9} m), enquanto que o plasma, de tamanho coloidal, representa o material passível de ser movimentado por efeito de ações mecânicas ou ação da água no solo. Os vazios presentes no solo que constituem os poros podem ser divididos em microporos e macroporos, respectivamente, menores e maiores que 0,05 mm. Estes se manifestam sob as formas (Resende et. al. 2002): (i) fendas: que apresentam grande relação comprimento/ largura; (ii) cavidades: que apresentam valores de comprimento e largura próximos; (iii) vesículas: que são poros isolados circulares e (iv) poros de empacotamento, denominado "fabric", que podem ser poros de empacotamento livre, onde os grânulos se tocam livremente, ou poros de empacotamento compacto em que os grânulos são soldados.

Com relação à microscopia eletrônica de varredura (MEV), esta técnica permite a observação do arranjo, dos contatos dos grãos, do tipo de "fabric", da orientação das partículas e dos poros (Wolle, 1974). Esta técnica permite fornecer informações 3D de detalhe com aumentos de até 300.000 vezes. Por exemplo, Carvalho et.al. (1981) estudaram a relação da micromorfologia dos solos lateríticos e seu comportamento hídrico e mecânico através da MEV, sendo possível identificar os tipos de plasma, de tamanho coloidal, representados pela fração argilosa, e os tipos de distribuição relativa do plasma em relação aos grãos do esqueleto, correspondente às areias. Foram reconhecidos, também, o tamanho, forma e arranjo dos agregados e dos vazios que os separavam. Segundo esses autores, na Figura 2.17, obtida no microscópio óptico em luz polarizada, é possível reconhecer alguns grãos do esqueleto com minerais opacos diversos, essencialmente magnetita e ilmenita, do tamanho das areias e dos siltes (MO) e pequenos quartzos (Q). O plasma (P) é constituído por um conjunto relativamente homogêneo, de aspecto floculado, não apresentando orientações ópticas preferenciais, salvo faixas muito finas e claras que delimitam localmente os vazios (V). O conjunto do esqueleto e do plasma se distribui sob a forma de microagregados (M) grosseiramente esféricos de cerca de 100 μm de diâmetro, mais ou menos individualizados e unidos uns aos outros. Os vazios visíveis nessa escala estão, na maioria das vezes, compreendidos entre esses microagregados e apresentam diâmetro da ordem de 30 μm . Por outro lado a Figura 2.18 obtida no microscópio eletrônico de varredura obtida por Carvalho et.al. (1981) mostra que o plasma (P) dos microagregados do latossolo roxo é constituído por grãos finos (diâmetro da ordem de 0,1 μm), orientados de qualquer maneira, formando um conjunto de micropartículas de caulinita e gibsitina envelopadas e cimentadas por oxihidratos férricos que asseguram a estabilidade desta organização. Os criptovazios (CV) (diâmetro médio de 0,1 μm) representam uma parte importante da porosidade.

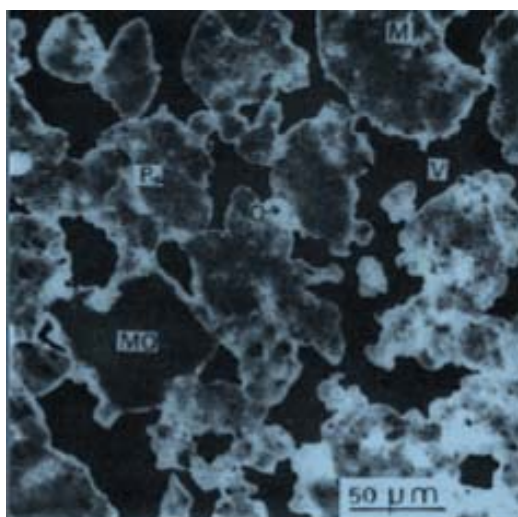


Figura 2.17 Material natural – Horizonte B de Latossolo Roxo observado ao microscópio de luz polarizada (Carvalho et.al., 1981)

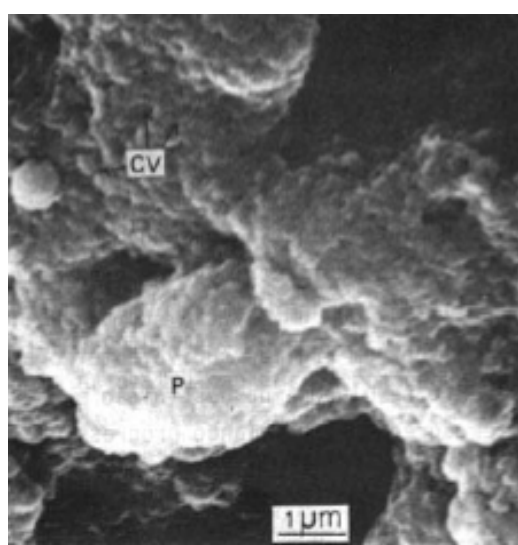


Figura 2.18 Material natural – latossolo roxo observado na MEV com ampliação de 13.000 (Carvalho et.al., 1981)

2.11 Cimentação do Solo

Alguns autores (Silva, 1968, Schnaid, 1981; Rotta et.al 2001) têm estudado as implicações mecânicas causadas pela adição de cimento junto ao solo.

Segundo Rotta et.al. (2001), os níveis de influência de diferentes variáveis na resistência ao cisalhamento e na deformabilidade de solos estruturados foram inúmeras vezes analisados em solos naturais e artificialmente cimentados; entre estas variáveis, pode-se citar: o tipo de cimentação, grau de cimentação, índice de vazios no solo, granulometria, tipo de solo e origem de cimentação.

Gens e Nova (1993) sugerem que o comportamento do solo é afetado pela geologia e histórico de tensão-deformação e também depende da razão de deformação, temperatura e direção das tensões principais. No caso de solo artificialmente cimentados, a cura torna-se uma condição a ser considerada.

De acordo com Lima et.al. (2003), o efeito produzido pelo cimento Portland pode ser visto de duas formas distintas, conforme se refira a solos granulares ou a solos coesivos. Nos primeiros, o aditivo destina-se, principalmente, a criar ligações nos contatos intergranulares, de modo a garantir resistência mais efetiva do material às solicitações externas ou aumento da parcela resistente relativa à coesão; no caso dos solos finos, os grãos de cimento Portland comportam-se como núcleos aos quais aderem pequeníssimas partículas de solo que os rodeiam, formando regiões de materiais floculados que apresentam ligações oriundas dos fenômenos de cimentação.

Algumas considerações quanto a constituição químicas e mineralógica devem ser observados no estudo de misturas que contenham solo-cimento. Segundo Petrucci (1978) a presença de sulfatos no cimento podem reagir com os hidróxidos de cálcio e alumina livre, dando origem ao sulfato de cálcio, de comportamento expansivo. Outra é a presença de matéria orgânica, apontada por Petrucci (1978) como um fator negativo para a ocorrência das reações de hidratação do cimento Portland. Segundo Alcântara (1995), uma terceira consideração diz respeito aos solos com fração fina constituídas de argila montmorilonítica que, no processo de estabilização com o cimento Portland, pode levar à desagregação da mistura em virtude da ocorrência de expansão dos argilominerais quando em presença de água.

2.12 Ensaio de adensamento com sucção controlada (CRSS)

2.12.1 Equipamentos Apresentados em Literatura

Autores como Chang (1969), Escário e Saez (1973), Vieira (2006) e Boszczowski (2008), dentre outros, desenvolveram ou adaptaram equipamentos para os estudo da compressibilidade de solos sob condições não saturadas. Chang (1969) construiu uma célula de adensamento com sucção controlada, na qual a sucção é aplicada no corpo-de-prova através de um disco de alto valor de entrada de ar presente na base da célula. A sucção matricial é obtida pela técnica de translação de eixo de Hilf (1956), onde as

pressões nos poros de ar são controladas e a pressão nos poros da água encontram-se na condição atmosférica. A equalização da sucção é determinada a partir da equalização da água que sai ou que entra na amostra. A Figura 2.19 esquematiza a célula CRSS desenvolvida por este autor.

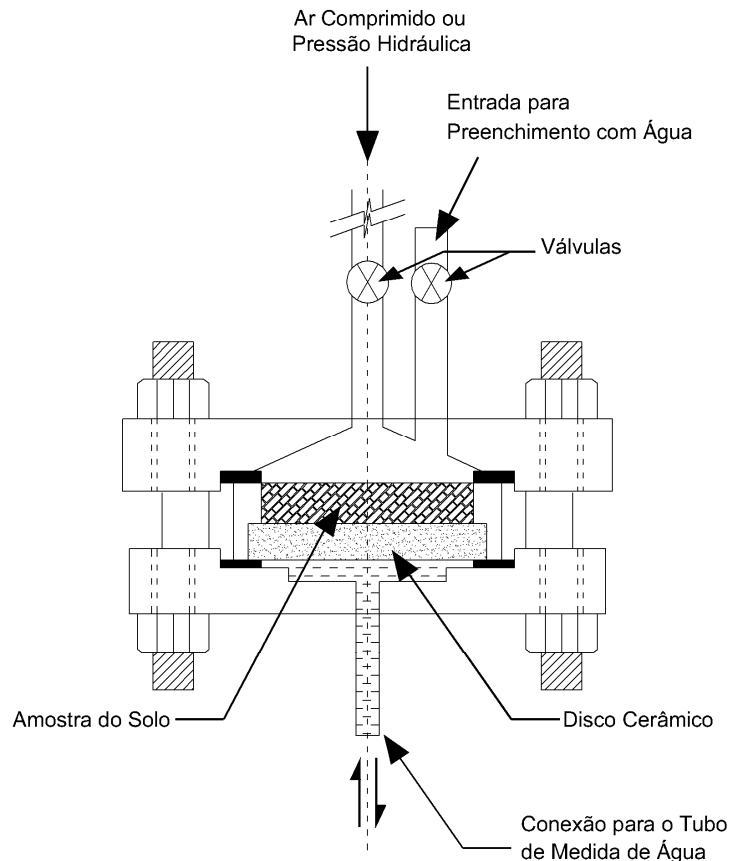


Figura 2.19 Esquema da célula CRSS desenvolvida por Chang (1969)

Escário e Saez (1973) e Boszazowski (2008) construíram uma célula de adensamento com sucção controlada baseado nos mesmos princípios de aplicação de sucção que Chang (1969). O procedimento adotado por estes autores para a compressão unidimensional dos corpos-de-prova foi através da aplicação de carga controlada. Boszczowski (2008) cita ainda a utilização de um transdutor de pressão a fim de se medir e controlar a geração do excesso de poropressão no corpo-de-prova durante os ensaios. A Figura 2.20 apresenta o esquema da célula de adensamento com sucção controlada desenvolvida por esta autora.

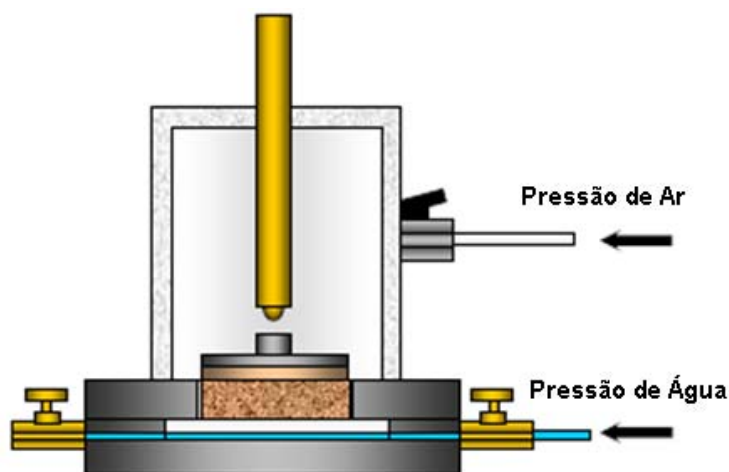


Figura 2.20 Esquema da célula de adensamento com sucção controlada desenvolvida por Boszczowski (2008).

Vieira (2006) constituiu uma célula de adensamento com sucção controlada (CRSS) a qual a compressão dos corpos-de-prova é feita a uma velocidade controlada, através do uso de uma prensa. Além da célula, Vieira (2006) desenvolveu uma série de aparatos necessários para o funcionamento do ensaio. Dentre eles pode-se citar: (i) sistema de modagem dos corpos-de-prova; (ii) medidor do volume de água extraído do corpo-de-prova, removedor do ar difuso e circulador da água sob o disco cerâmico de alto valor de entrada de ar. Uma das vantagens desta célula comparadas as demais é a base permutável que possibilita a utilização de vários disco cerâmicos com diferentes valores de entrada de ar. A Figura 2.21 apresenta um desenho esquemático da célula CRSS desenvolvida por este autor.

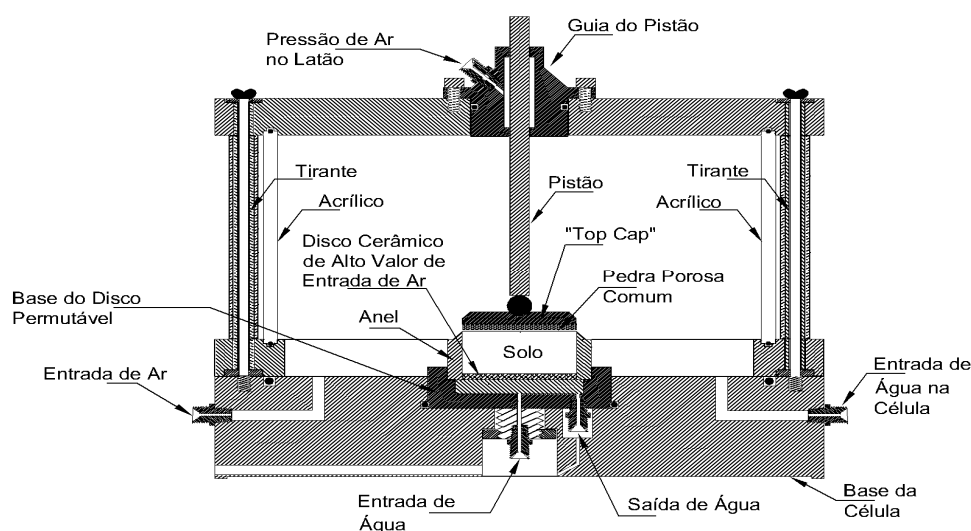


Figura 2.21 Desenho esquemático da célula CRSS desenvolvida por Vieira (2006).

2.13 Resultados e Discussões de Ensaios de Adensamento com Sucção Controlada

Machado (1995) realizou ensaios edométricos com as sucções controladas de 0, 60, 120, 240 e 350 kPa em um solo coluvionar compactado a baixos valores do peso específico seco. Os corpos-de-prova foram gradualmente umedecidos para valores de tensão vertical aplicada de 330 kPa, 660 kPa e 1320 kPa. Através destes ensaios foi verificado que: (i) os valores da tensão de pré-adensamento, índice de compressão e recompressão aumentam com o acréscimo da sucção aplicada; (ii) o colapso ocasionado pelo umedecimento do corpo-de-prova cresce até um valor de tensão vertical de cerca de 850 kPa e em seguida é diminuído. Dudley (1970) e Jennings e Knight (1957), também, obtiveram a mesma resposta em termos do aumento da tensão de pré-adensamento em função da sucção e verificaram que a rigidez aumenta com a sucção.

Através de metodologia empírica, alguns autores apresentaram modelos constitutivos identificando o comportamento da reta virgem e da curva de recompressão/recarregamento dos solos não saturados. Segundo Alonso et al. (1990) a declividade da reta virgem (λ) diminui com o aumento da sucção. Contudo, Wheeler e Sivakumar (1995) afirmam que a declividade aumenta até um certo valor da sucção e decresce a partir da continuidade no aumento da sucção. Em estudos realizados por Machado e Vilar (1997) é verificada uma declividade da curva supracitada sempre crescente. Em termos da declividade da reta de recompressão (κ), Machado e Villar (1997) afirmaram que a mesma cresce linearmente com a sucção. Porém, no Terceiro Simpósio de Solos Não Saturados, Wheeler criticou os resultados obtidos por esses autores afirmando que a recuperação elástica do solo deve diminuir com a sucção. A Figura 2.22 apresenta uma curva teórica da compressão do solo, onde P^* é a tensão de pré-adensamento, n é o volume específico do solo.

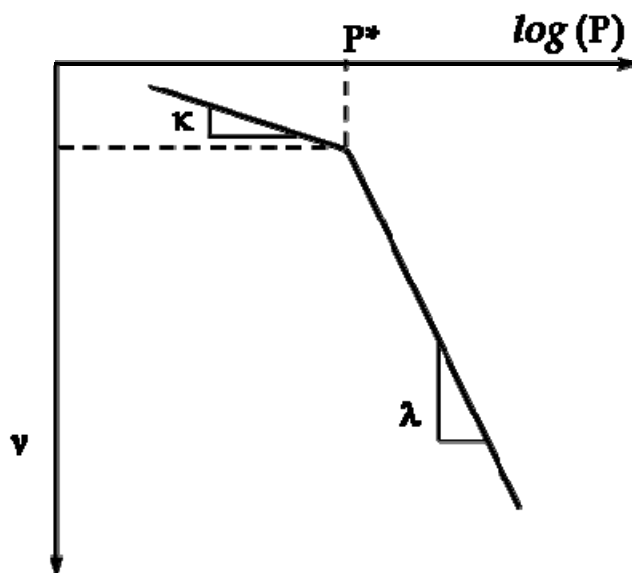


Figura 2.22 Curva teórica de compressão do solo em termos da tensão efetiva líquida e o volume específico

Vieira (2006) analisou a influência da sucção na estruturação de três solos reconstituídos com as percentagens de cimento de 0, 2, 4 e 6%. Estes foram comprimidos na célula de adensamento com as sucções controladas de 0, 50, 100 e 200 kPa. Além de ter sido verificado o ganho de resistência, ou seja, da majoração da tensão de pré-adensamento, em função do aumento da sucções, este autor observou a presença de um escoamento para pequenas deformações do corpo-de-prova, como ilustra a Figura 2.23. Esse autor sugeriu que houve uma quebra da estrutura do solo a baixos níveis de tensão, talvez devido à formação de uma macroestrutura que experimentou deformações relativamente grandes mesmo quando solicitada sob pequenos níveis de tensão. O surgimento desta macroestrutura, possivelmente, está ligado ao elevado índice de vazios e ao teor de umidade em que as suas amostras foram moldadas.

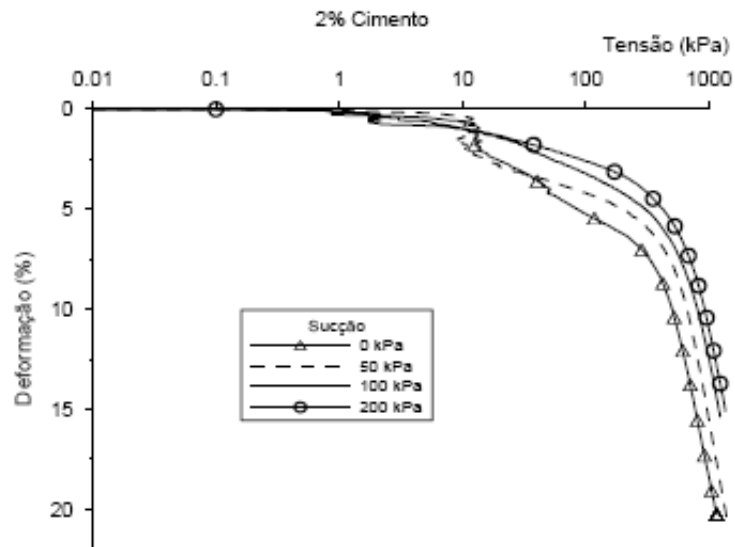


Figura 2.23 Comportamento das curvas de compressão do solo reconstituído com 2% de cimento sob sucção controlada de 0, 50, 100 e 200 kPa. (Vieira, 2006).

Exemplos adicionais da complexidade de se explicar o comportamento dos solos não saturados estão relacionados ao aumento da resistência ao cisalhamento devido à:

- (i) sucção, mesmo para baixos valores de poropressão negativa (ou sucção matricial) conforme relatado por Wolle e Hachich (1989);
- (ii) aumento das pressões de plastificação devido à sucção muito superior à sucção aplicada, segundo relato de Karube (1988), onde o autor descreve o comportamento de um caulim compactado e ensaiado sob adensamento anisotrópico;
- (iii) Matyas e Radhakrishna (1968), que abordam a resposta de uma mistura de caulim e pó de sílex sob adensamento isotrópico;
- (iv) Kane (1973), que trata do comportamento de um silte sob adensamento edométrico, como se apresenta na Figura 2.24;
- (v) Röhms (1992), com a abordagem do comportamento de um solo laterítico sob adensamento anisotrópico;
- (vi) Vilar (1994), com a análise de um silte argiloso compactado e ensaiado sob adensamento edométrico;
- (vii) Zakaria et. al. (1995), com o estudo de um caulim compactado e ensaiado sob adensamento isotrópico, conforme se mostra na Figura 2.25, e,
- (viii) Barbosa (2006), com a abordagem do comportamento geotécnico de um saprolito reconstituído com cimento e ensaiado sob adensamento edométrico.

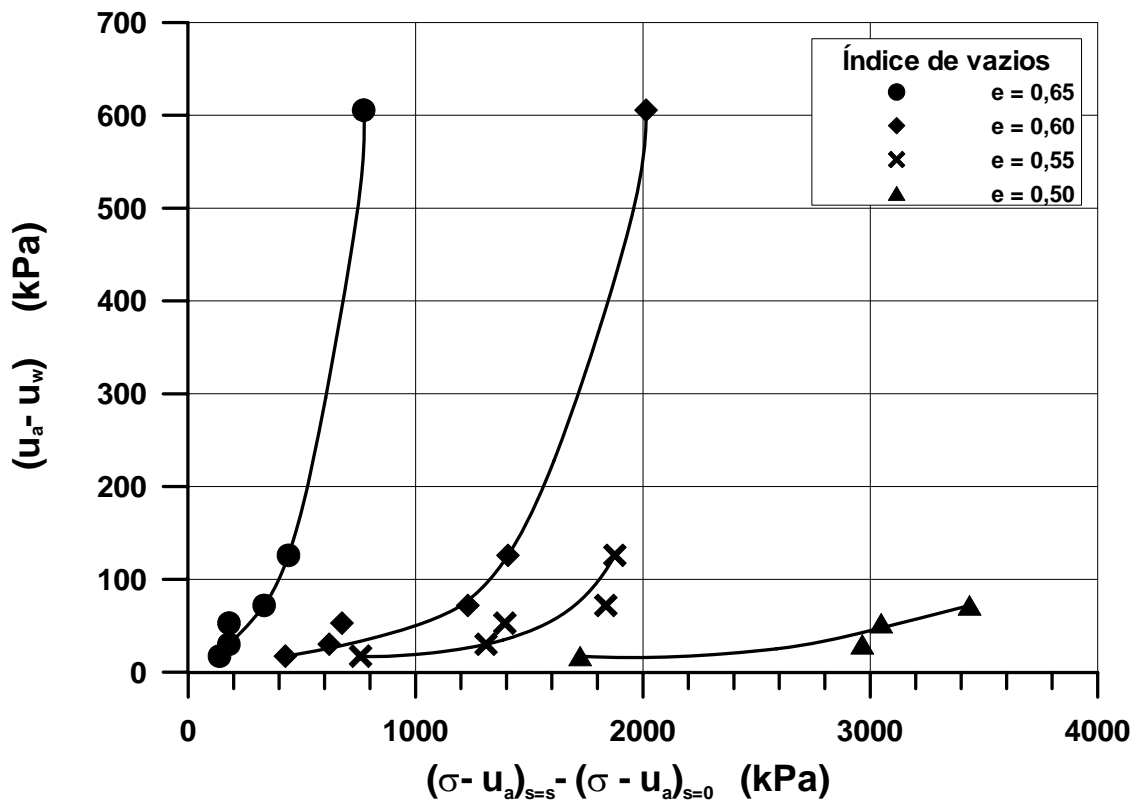


Figura 2.24 Curva $(u_a - u_w)$ vs $((\sigma - u_a)_{s=s} - (\sigma - u_a)_{s=0})$ calculada a partir dos dados apresentados por Kane (1973).

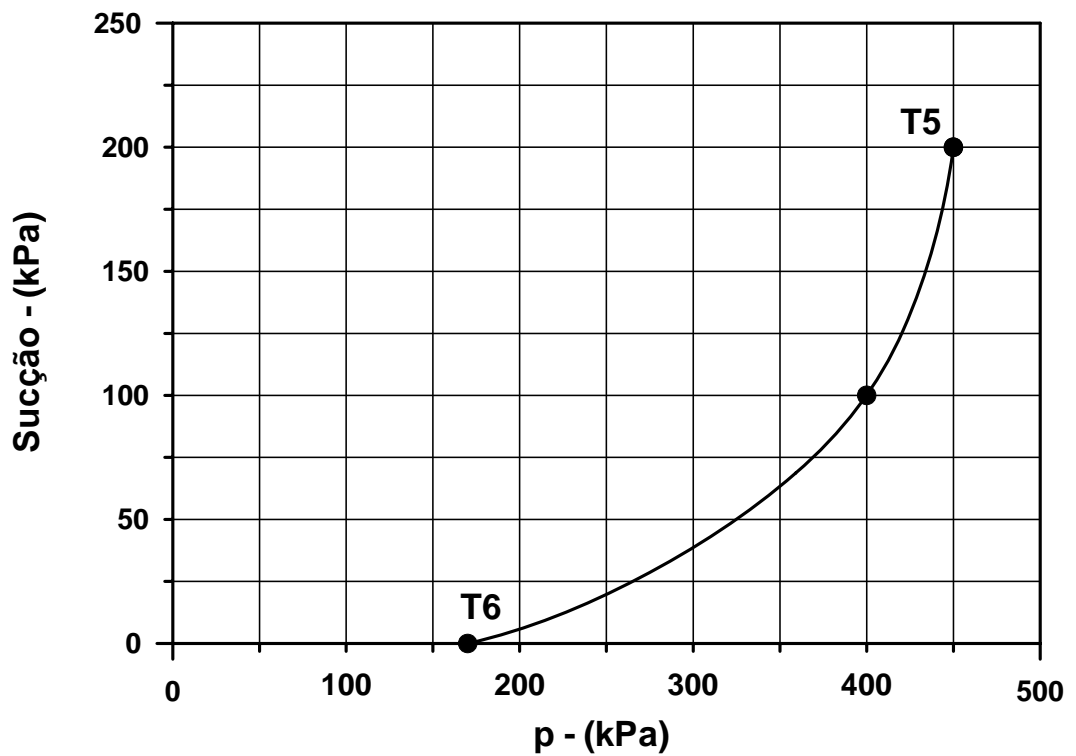


Figura 2.25 Curva de plastificação LC do caulim Speswhite compactado apresentado por Zacaria et. al. (1995).

2.14 Ensaio Triaxial com Sucção Controlada

Após o desenvolvimento da técnica de translação de eixo, a mecânica dos solos não saturados foi capaz de experimentar alguns avanços no que se refere à determinação da tensão líquida normal, ($\sigma - u_a$), para elevados valores de sucção adotados, minimizando desta forma o tempo de resposta dos ensaios. Com isso, foi possível desenvolver outros dispositivos necessários ao desenvolvimento dos estudos experimentais dos solos não saturados, como por exemplo, a célula triaxial axissimétrica com sucção controlada e aparatos complementares necessários para a determinação da envoltória da resistência dos solos e sua variação de volume.

2.14.1 Sistemas da Célula Triaxial Axissimétrica

○ Controle da Pressão de Entrada de Ar e Água

A maioria dos equipamentos triaxiais descritos na literatura apresentam um disco cerâmico com alto valor de entrada de ar e uma pedra porosa comum dispostos sobre o pedestal da célula, onde o corpo-de-prova será assentado e junto ao “top cap” (vide Figura 2.26), respectivamente (Bishop e Donald, 1961 ; Josa et. al., 1987; Sivakumar, 1993; Rampino et. al., 1999). Para valores de pressão abaixo dos apresentados para a entrada de ar, o disco cerâmico permite apenas a passagem de água em seus poros, enquanto que na pedra porosa comum não há controle discriminado de passagem de ar e água em seus poros. Nos últimos tempos foi desenvolvido um sistema duplamente drenado envolvendo a aplicação de poropressão de ar e de água nas duas extremidades do corpo-de-prova com a utilização de dois discos cerâmicos. Neste caso, há a aplicação de poropressão de água em ambas as extremidades e de poropressão de ar somente em uma destas. A desvantagem do procedimento é devido ao possível aparecimento de bolhas de ar oclusas no meio do corpo-de-prova durante a redução da sucção. A Figura 2.26 esquematiza o pedestal e top cap do sistema duplamente drenado desenvolvido por Romero (1999).

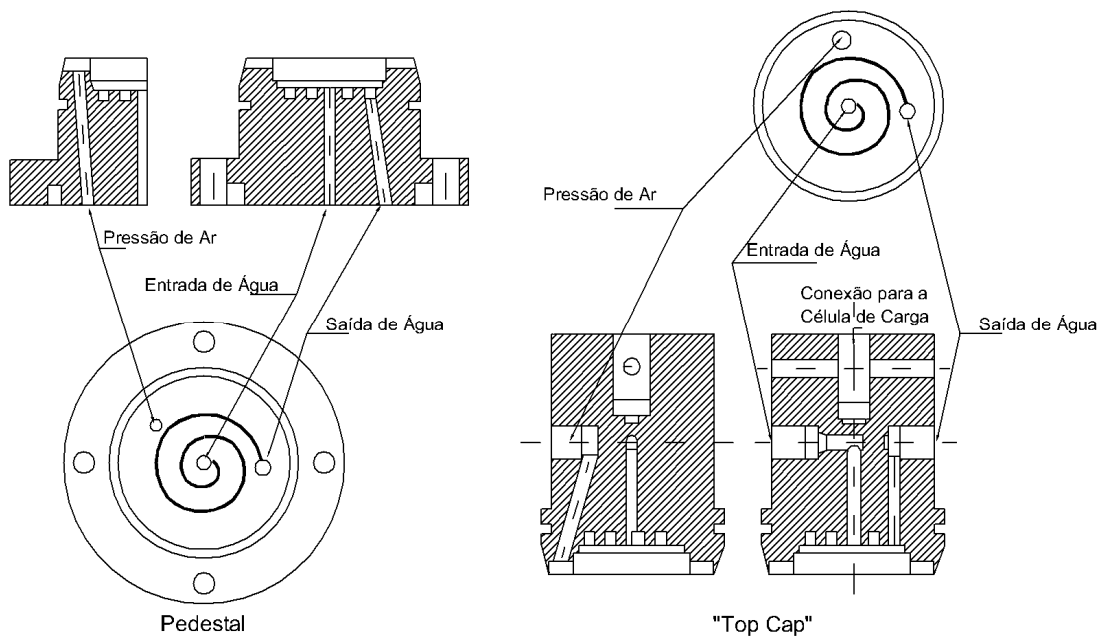


Figura 2.26 Pedestal e "top cap" do sistema duplamente drenado (Romero, 1999).

Em 1993, Maatouk desenvolveu um sistema de aplicação de poropressão de ar no meio do corpo-de-prova com o objetivo de minimizar ainda mais o tempo de equalização da sucção e mitigar o aparecimento de bolhas de ar oclusas no corpo-de-prova, contudo, ainda não era possível medir a variação do volume no corpo-de-prova.

Wulfsohn et al. (1998) descrevem as modificações feitas na base do pedestal com o objetivo de garantir a contínua saturação do disco cerâmico. Foram produzidas ranhuras na base do pedestal, criando canais de ligação, e conseqüentemente de circulação de água sob o disco entre os dois orifícios A e B indicados na Figura 2.27.

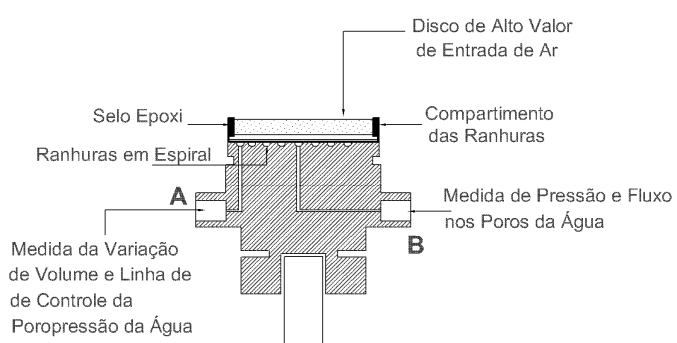
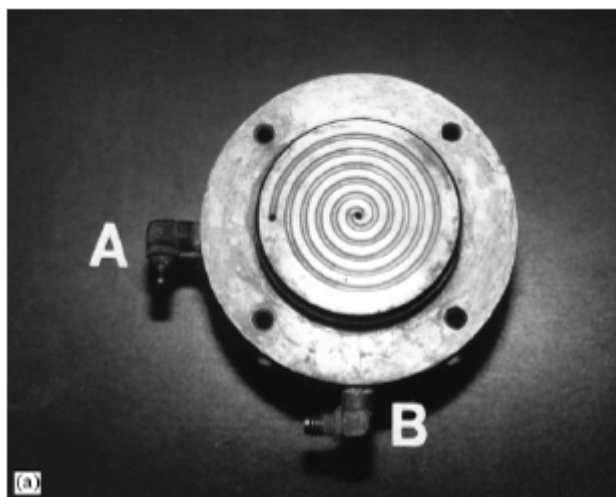


Figura 2.27 Base do pedestal modificado (a) Presença de ranhuras e orifícios A e B; (b) esquema do perfil do pedestal modificado. Wulfsohn et al. (1998)

Pereira (2006) utilizou um pequeno dispositivo desenvolvido por Bucio (2002), denominado Caça Bolhas ("interceptor de burbujas de aire"), com o intuito de ajudar na retirada do ar difuso na água próximo à entrada do líquido confinante da célula triaxial e outro conectado ao caminho da poropressão da água. A Figura 2.28 apresenta o referido dispositivo utilizado.



Figura 2.28 Dispositivo de retirada do ar difuso na água – "Caça Bolhas" desenvolvido por Bucio (2002).

o **Medida de Variação de Volume**

Quando as fases do ensaio triaxial com sucção controlada, adensamento e ruptura envolvem a drenagem do corpo-de-prova, verifica-se uma variação do seu volume ocasionada não somente pela saída d'água mas também devido a deformação dos vazios com ar. Laloui et. al. (2006) classificaram as técnicas de medição da variação de volume em três categorias: medição do líquido da célula, medição direta do volume de ar e de água e medição direta do corpo-de-prova.

⇒ **Medição do Líquido da Célula**

Esta técnica de medição de variação do volume do corpo-de-prova é deduzida pela variação do volume do líquido de confinamento da célula. Isto exige que a célula esteja completamente preenchida com o líquido, devendo-se também corrigir a variação do volume em função da entrada do pistão na célula. Segundo Hoyos et al (2008), a desvantagem deste procedimento é devido à expansão da célula causada pela aplicação de pressão de confinamento combinada aos possíveis vazamentos apresentados durante o ensaio que falseiam os resultados da variação do volume. Ainda segundo estes autores é possível antever e corrigir o problema supracitado por meio de calibração da célula.

Lade (1988) discutiu a respeito dos dispositivos capazes de alterar a capacidade e/ou precisão da variação do volume da célula. Segundo ele seriam necessárias inúmeras calibrações em função das variáveis: tensão aplicada, tempo e nível do caminho de tensões para que se obtivesse uma aferição correta do volume da célula.

Head (1986) e Leong et al (2004) citaram os efeitos causados pela variação da temperatura sobre a variação do volume devido a viscosidade do líquido.

Com o objetivo de se mitigar o efeito da variação do volume devido à dilatação da célula, Bishop e Donald (1961) propuseram a a adição de um segundo cilindro, interno ao primeiro, formando uma parede dupla. As câmaras interna e externa estariam preenchidas por mercúrio e água, sob a mesma pressão, respectivamente, e seria utilizado um dispositivo chamado catetômetro capaz de medir a variação do volume do mercúrio.

Josa et al. (1987) introduziram a automação dos níveis de mercúrio através de um anel metálico flutuante em sua superfície. A utilização de mercúrio, no entanto, foi progressivamente abandonada por razões de segurança. Cui (1993) e Cui e Delage (1996) fizeram algumas melhorias ao substituir o mercúrio por água e medição do seu nível com o catetômetro de alta precisão. Alguns autores (Rampino et al., 1999; Toyota et al.,2001; e Aversa e Nicotera, 2002; Ng et al., 2002; Pereira, 2006) substituíram o medidor de nível d'água, ou catetômetro, por um transdutor de pressão diferencial (vide Figura 2.29) conectado ao interior da célula preenchido por líquido e um tubo de referência preenchido com água.

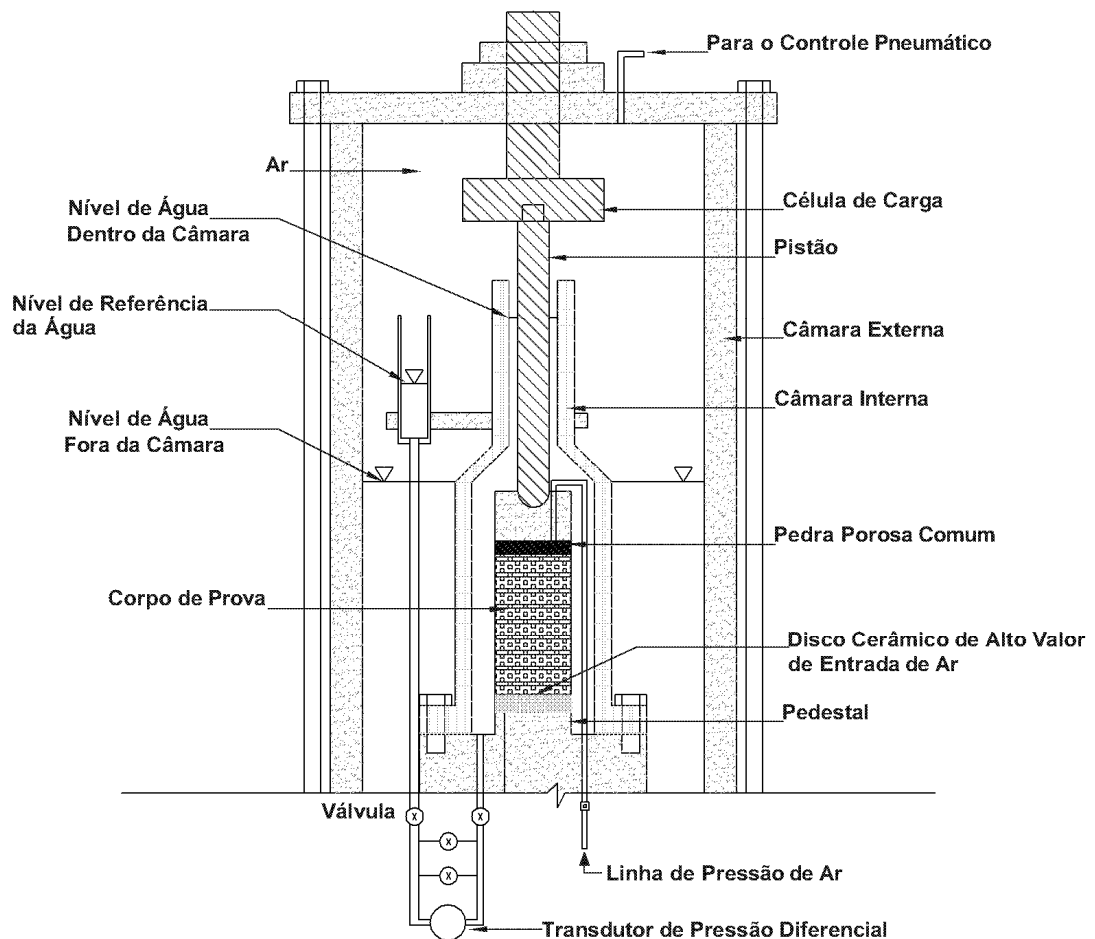


Figura 2.29 Medida da variação do volume externo ao corpo-de-prova utilizado por Ng et. al. (2002)

Wheeler (1988) e Sivakumar (1993) adotaram em suas pesquisas a introdução do sistema de paredes duplas, proposto por Bishop e Donald (1961), o que minimizou substancialmente o falseamento da variação do volume no interior da célula. Slongo (2008) desenvolveu uma célula triaxial também de paredes duplas, sendo a câmara interna confeccionada em nylon e a externa reforçada com fita com filamentos de poliéster.

⇒ Medição Direta do Volume de Ar e de Água

Nesta técnica, a variação do volume de ar e água que entra ou sai dos poros é monitorada separadamente através da drenagem dos poros da água e do ar pela pedra porosa comum e o disco cerâmico de alto valor de entrada de ar, respectivamente, e cada conjunto de medida de volume e pressão é controlado independentemente. O princípio básico consiste de um controlador de volume do ar preenchido com ar, em vez de água. No entanto, devem ser previstos vazamentos indetectáveis e sua propagação

nos tubos e conexões. Pequenas alterações da pressão atmosférica e temperatura também afetam a medição do volume e devem ser levados em consideração.

Laudahn et al. (2005) propuseram um método para medir a variação do volume dos poros de ar em ensaios drenados sob condições atmosféricas. O excesso de poropressão do ar pode ser gerado durante o ensaio, e levar a uma interpretação errada da variação do volume medido. Para evitar este erro foi conectado um manômetro em tubo-U a um controlador de volume dos poros de ar, fabricado pela GDS. Este tubo é preenchido com o etanol e o seu nível monitorado com um sensor fotoelétrico: qualquer mudança no nível é então revertido por um adequado movimento do pistão do controlador GDS e desta forma, os poros do ar são mantidos em pressão atmosférica.

Slongo (2008) descreve a utilização de um reservatório em PVC, com a função de captar a água expulsa do corpo-de-prova, conectado a base do corpo-de-prova. Este reservatório encontra-se sobre uma balança e a medida que ocorre o deslocamento do líquido do solo para o reservatório vão sendo feitas as leituras da variação do volume do corpo-de-prova.

⇒ **Medição Direta do Corpo-de-Prova**

Nesta categoria, a variação do volume do solo é calculada a partir da medição direta através dos deslocamentos axiais e radiais do corpo-de-prova. Estas podem ser feitas utilizando-se sensores locais de deslocamento que acompanham diretamente as deformações axiais e radiais medidas durante o ensaio com o uso de LVDT's (Linear Variable Differential Transformer) (Klotz e Coop 2002), ou transdutores de efeito Hall (Clayton e Khatrush 1986).

Uma segunda abordagem envolve técnicas de não-contato, tais como lasers de varredura (leitura vertical) e eletro-ópticos (leitura diametral) que possibilitam uma determinação mais exata do volume do corpo-de-prova. A técnica requer cuidados e sofisticação de instalação, devido a sua sensibilidade do equipamento. A Figura 2.30 apresenta um esquema da célula triaxial com utilização de laser ópticos, utilizados para medir a variação direta do volume do corpo-de-prova (Romero et. al., 1999)

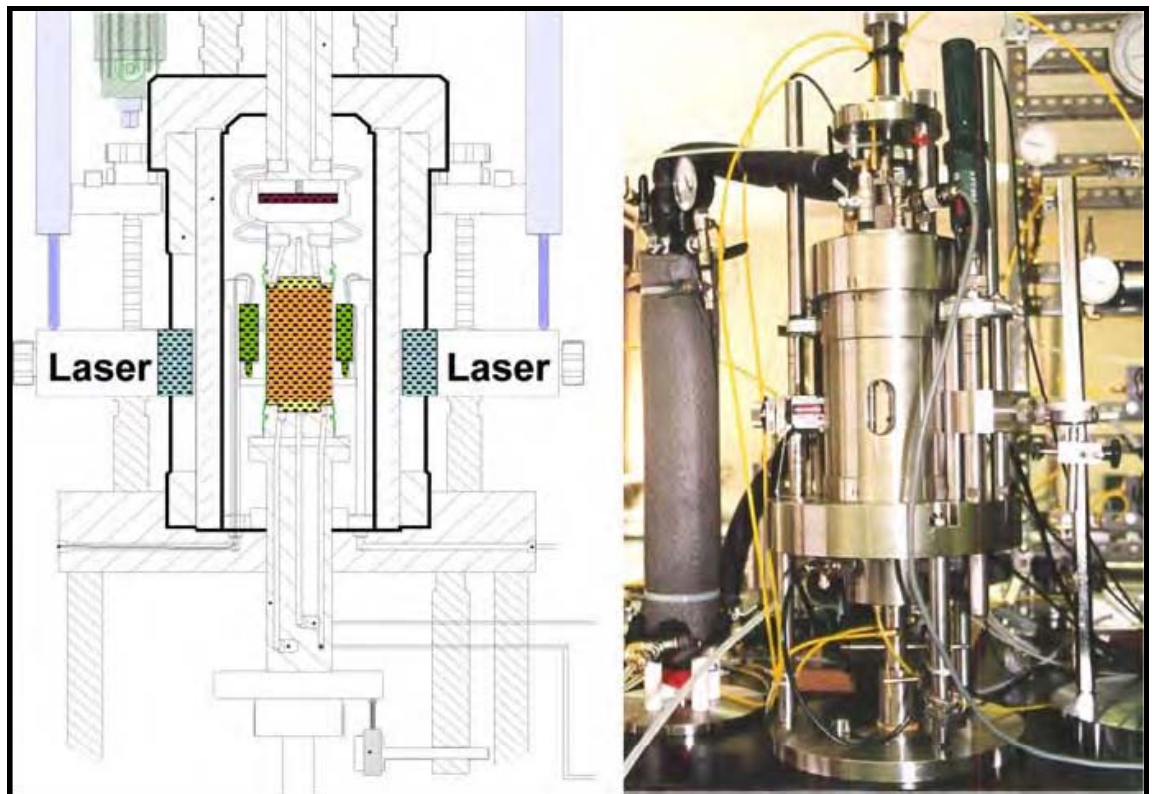


Figura 2.30 Célula triaxial com medição direta do volume com o uso de laser ópticos (Romero et. al., 1999)

Uma terceira técnica apresentada para a medição direta do volume consiste em tirar fotografias da célula com o uso de uma câmera, a uma distância fixa, de um computador digital e analisar as imagens do modelo do perfil. Anteriormente ao ensaio é feita uma calibração utilizando-se como modelo um corpo rígido. Laloui et al. (2006), Apud Hoyos (2008), relatam a mudança de volume com o uso da técnica de processamento de imagens.

⇒ **Sistema Baseado nos "Elementos Fletores Piezométricos" (Bender elements)**

No que concerne ao estudo de ensaios triaxiais com sucção controlada para solos não saturados, verifica-se um significativo uso dos elementos fletores piezoelétricos ou "bender elements". Estes elementos são pequenas placas piezocerâmicas que se fletem quando submetidas a um potencial elétrico e, por outro lado, geram um potencial elétrico quando fletidas, e permitindo a medição da velocidade de propagação de ondas cisalhantes através do corpo-de-prova, Silva et. al. (2002). Cabarkapa e Cuccovilo (2006) exemplificam a determinação da variação do volume de um solo, no ensaio triaxial com sucção controlada, através da determinação do comprimento radial e

longitudinal do corpo-de-prova usando elementos fletores piezoelétricos e LVDT's, respectivamente.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Este capítulo apresenta os solos objeto de estudo, a localização de suas jazidas e as técnicas adotadas para as suas caracterizações físico-química, mineralógica e micromorfológica. São descritos, também, as metodologias adotadas para: (i) determinação do teor de umidade de moldagem dos corpos-de-prova (CP); (ii) ensaio de adensamento edométrico incremental e com deformação e sucção controlada; (iii) ensaio de curva característica; ensaio triaxial adensado isotropicamente drenado (CID) e; (iv) ensaio triaxial drenado com sucção controlada.

3.1 Materias

3.1.1 Solos

Com o objetivo de se estudar alguns dos comportamentos hidromecânicos dos solos não saturados, foram escolhidos dois solos aqui denominados Solo 1 e Solo 2, os quais já foram objeto de estudos desenvolvidos na UFV (Azevedo, 1999; Trindade, 2006; Crispim, 2007; Velten, 2008; Portelinha, 2008) em várias teses de mestrado e doutorado da UFV. Suas jazidas estão localizadas na Zona da Mata Norte de Minas Gerais, Brasil, especificamente na área de influência geográfica da cidade de Viçosa, com altitude de 650 m, delimitados pelas latitudes Sul 20°45'11,1", 20°46'48,2" e pelas longitudes oeste de Greenwich 45°51'31,2", 42°52'52", respectivamente. As Figura 3.1 (a) e (b) apresentam os locais de coleta das amostras dos solos 1 e 2.

O solo 1 trata-se de um solo residual maduro, pedologicamente classificado como latossolo vermelho-amarelo. Este apresenta evolução pedológica avançada e é proveniente do intemperismo de gnaiss, de ocorrência nas encostas mais suavizadas. Possui textura argilo-silto-arenosa, havendo a predominância mineralógica de argilominerais 1:1 e óxidos de ferro e alumínio. Segundo Trindade (2006), os minerais caulinita e goethita predominam na fração argila dessa ocorrência, existindo ainda traços de gibsitita. Verifica-se que, quando compactado, este material apresenta tendência à coalescência dos microagregados, resultando em uma estrutura altamente coesa e compacta e que se observa a formação de estruturas fraturadas, devido ao aparecimento de fissuras e linhas de fraqueza, que são preenchidas por plasma argiloso. As amostras

do solo 1, deformada e indeformada foram retiradas no horizonte B de um talude de corte localizado na entrada da atual área de eventos da Universidade Federal de Viçosa.

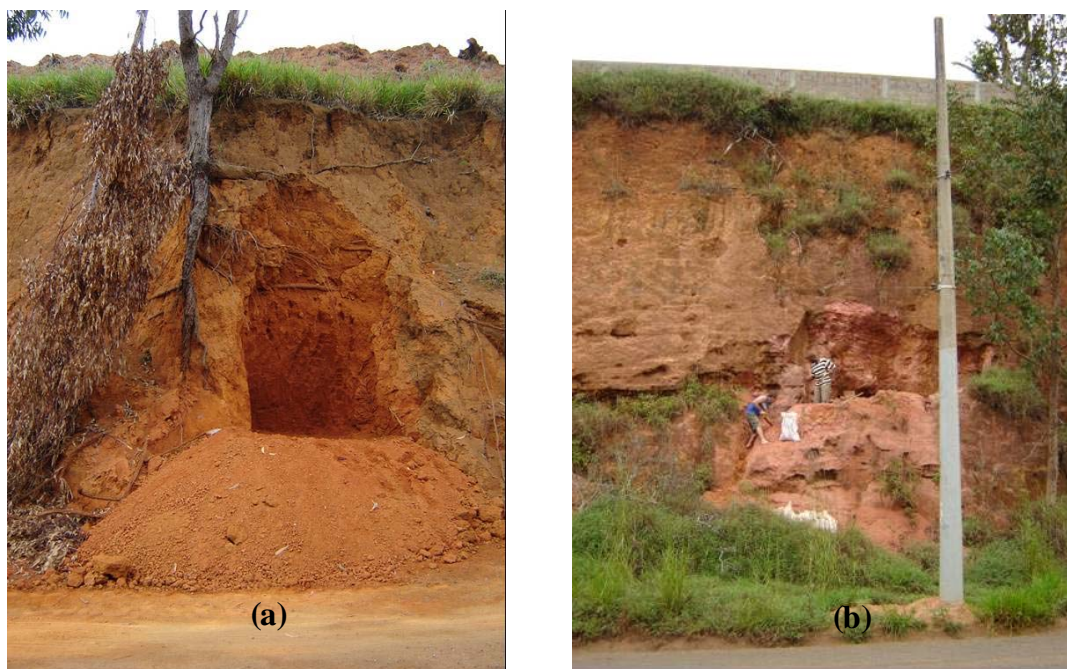


Figura 3.1 Localização da retirada de amostras deformadas e indeformadas do Solo1(a) e do Solo (2).

O solo 2 é classificado geotecnicamente como residual jovem, sendo um especificamente denominado saprolito de gnaiss. Ele apresenta mica na sua constituição, possui coloração róseo-avermelhada devido a presença de hematita e textura areno-silto-argilosa. Um aspecto de interesse nesse solo é que o mesmo integra o horizonte C, bem como o subleito de parte considerável de rodovias, em especial aquelas localizadas no Complexo Cristalino Brasileiro. A jazida de coleta do solo 2 situa-se na entrada do bairro Romão dos Reis (Viçosa), na Rodovia MG-280 que liga as cidades de Viçosa e Paula Cândido. As amostras deformadas e indeformadas foram retiradas do horizonte C do perfil.

3.1.2 Tipo de Cimento Portland

Nesta pesquisa utilizou-se como estabilizante do solo o cimento Portland CPV-ARI da marca comercial CIMINAS fabricado pelo grupo Holcim, nos teores de 0, 1, 2, 3 e 4 % em relação à massa seca dos solos em estudo.

A Tabela 3.1 apresenta a caracterização química disponibilizada pelo fabricante e massa específica dos sólidos determinada por Vieira (2006).

Tabela 3.1– Composição química do cimento CPV-ARI, CIMINAS e massa específica dos sólidos (Vieira, 2006).

<i>Determinação</i>	<i>Método NBR</i>	Teor (%)
SiO ₂	9203/85	19,45
Al ₂ O ₃	9203/85	4,86
Fe ₂ O ₃	9203/85	3,12
CaO	9203/85	64,44
MgO	9203/85	0,62
SO ₃	5745/89	2,94
K ₂ O	5747/89	0,70
Ponto de Fusão (1000°C)	5743/89	2,92
γ_s (kN/m ³)		28,57

3.2 Metodologia de Ensaio

3.2.1 Caracterização Química, Mineralógica e Micromorfológica dos Solos

Os ensaios químico-mineralógicos foram realizados nos Laboratórios de Mineralogia do Solo, de Rotina, de Física do Solo e de Espectrofotometria de Absorção Atômica do Departamento de Solos (DPS) da Universidade Federal de Viçosa (UFV). A caracterização microestrutural foi feita com o uso do microscópio ótico, também do Departamento de Solos e do microscópio de eletrônico de varredura do Núcleo de Microanálises da UFV.

3.2.1.1 Caracterização Química

A caracterização química dos solos foi determinada via a realização de ensaios de rotina executados no Laboratório de Rotina dos Solos, do DPS/UFV, segundo as

análises propostas pela EMBRAPA (1997), englobando as seguintes determinações: pH em água, extração de P, K, Na, Ca^{2+} , Mg^{2+} , Al^{3+} , H^+ , Al, P-rem (fósforo remanescente), SB (bases trocáveis = $\text{K} + \text{Na} + \text{Ca}^{2+} + \text{Mg}^{2+}$), CTC (capacidade de troca de catiônica = $\text{SB} + (\text{H}^+ + \text{Al}^{3+})$), V (índices de saturação de bases = $\text{SB} * 100 / \text{CTC}$), m (índices de saturação de alumínio).

3.2.1.2 Caracterização Mineralógica

Na caracterização mineralógica foram empregados procedimentos recomendados por Fontes (2003). Trabalhou-se com a difração de raios-X, para fins da caracterização qualitativa dos minerais presentes nos solos, empregando-se lâminas preparadas com as frações granulométricas dos solos.

Previamente à preparação das lâminas a serem utilizadas na realização da difratometria de raio-X, extraiu-se a matéria orgânica e os óxidos de ferro presentes no solo utilizando-se duas técnicas, segundo Velten (2008): (i) método do oxalato de amônio (ferro “amorfo”); e (ii) método do ditionito-citrato-bicarbonato de sódio (ferro cristalino e “amorfo”).

A posteriori, houve a separação e fracionamento das partículas de argila, silte, areias e produção das lâminas para a análise dos constituintes das frações supracitadas no difratômetro de raio-X, segundo metodologia da Embrapa (1997).

3.2.2 Caracterização Micromorfológica

O estudo da micromorfologia ótica do solo com o aumento de 40 vezes foi realizado em lâminas delgadas produzidas com a impregnação dos vazios da amostra com resina epoxi. Após a secagem da resina foram retiradas lâminas, de dimensões aproximadas de 40 x 20 x 1,5 mm (comprimento x largura x espessura), com o uso de uma serra elétrica e, a posteriori, foram ultrapolidas em equipamento específico. Toda a descrição microestrutural foi feita segundo recomendações de Bullock (1985). Pôde-se, também, fazer uma determinação qualitativa da percentagem, em área, dos macroporos através do software Quantiporo desenvolvido por Fernandes et.al. (2001).

Para a análise no microscópio eletrônico de varredura, foram retirados pequenos torrões, com aproximadamente 1 cm^3 , do solo seco em estufa a 50°C, que foram presos

em bases de alumínio com o uso de fita dupla face. Em seguida foi aplicada uma camada de cerca de 20 nm de ouro paládio sobre a amostra utilizando um metalizador modelo FDU 010, fabricado pela Balzers Inc., E.U.A. As amostras foram observadas no microscópio eletrônico de varredura, produzido pela LEO Eletronic Microscopic Oberkochen, Germany, e operado a 15 kV.

3.2.3 Caracterização Geotécnica dos Solos

Como parte do programa de caracterização, foram determinados os teores de umidade natural e higroscópica, massa específica dos grãos, granulometria conjunta e limites de Atterberg para os dois solos objeto de estudo. Para a execução destes ensaios adotaram-se os procedimentos previstos nas seguintes normas da ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas): NBR 5734, NBR 6508, NBR 6508, NBR 6459, NBR 7183.

3.2.4 Determinação da Umidade Ótima de Compactação para um Índice de Vazios Estimado

Anterior a determinação do teor de umidade e índice de vazios dos CP's definiu-se a forma de compactação estática como a mais adequada para a moldagem dos CP's, tendo como fatores preponderantes o tamanho dos CP's as serem ensaiados, número de camadas de compactação e sua homogeneidade.

Objetivando a determinação da energia de compactação e conseqüentemente a definição do teor de umidade ótimo foram adotadas as seguintes etapas:

- determinação das curvas de compactação do solo nas energias Proctor: normal, intermediário e modificado segundo a NBR 7182/86;
- definição da linha de tendência do máximos valores de peso específico seco entre as três curvas ;
- definição do índice de vazios a ser adotado;
- determinação da: energia de compactação, curva de compactação estática e conseqüente definição do teor de umidade ótimo de moldagem dos CP's.

Após a determinação das três curvas de compactação dinâmica, foi traçada uma linha que intercedesse seus pesos específicos máximos. Adotado um índice de vazios e peso específico correspondente, pôde-se determinar a umidade ótima. Objetivando definir a curva de compactação com o índice de vazios adotado e umidade ótima, determinou-se a energia necessária para se compactar estaticamente o solo em um anel com 2 cm de altura e 5 cm de diâmetro. A forma de compactação é justificável em função da mesma ter sido adotada para a produção os corpos-de-prova de ensaio. Os demais pontos da curva foram determinados com os teores de umidade do solo abaixo e acima da umidade ótima.

A Figura 3.2 esquematiza a representação das três curvas de compactação e daquela a ser determinada com a umidade ótima e índice de vazios de ensaio.

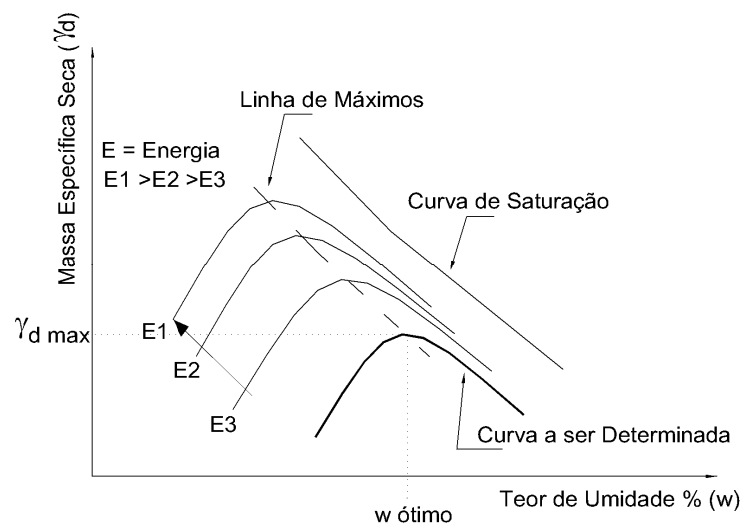


Figura 3.2 Representação das curvas de compactação Proctor: ótimo, intermediário e modificada e àquela adota em ensaio.

3.2.5 Preparação do Solo, Moldagem dos Corpos-de-Prova

Para a preparação do solo e moldagem dos CP's foram adotadas as seguintes etapas:

- secagem e peneiramento (peneira #10) do solo a umidade higroscópica e determinação da sua umidade inicial;
- cálculo da massa de água e cimento a serem adicionados ao solo para obtenção da umidade estimada. A massa de cimento foi calculada em termos da percentagem da massa seca do solo;

- ☑ adição do cimento ao solo e homogeneização em saco plástico, e posteriormente da água, seguida de homogeneização, ao solo e peneiramento da mistura (peneira #10). O procedimento é justificado, visando-se uma melhor distribuição do cimento na mistura, agravada pelo seu pequeno percentual. A finalidade do peneiramento da mistura foi garantir uma uniformidade da sua macroestrutura;
- ☑ determinação da umidade da mistura;
- ☑ determinação da quantidade de massa da mistura, a partir do índice de vazios adotado e volume dos moldes de compactação;
- ☑ compactação estática dos CP's em intervalo máximo entre mistura dos materiais e compactação de 2 h. Este tempo é condicionado ao início da pega da cimentação. As amostras sem cimento foram compactadas logo após o umedecimento e determinação da sua umidade;
- ☑ Medição das dimensões e pesagem dos corpos-de-prova;
- ☑ encapuzamento com papel filme e acondicionamento na câmara úmida dos CP's com material cimentante por 15 dias para fins de cura.

3.2.6 Ensaio de Adensamento Edométrico Incremental

Neste ensaio foi adotada a seguinte rotina:

- ☑ preparação do solo e moldagem dos CP's, em anéis cilíndricos com 2 cm de altura e 5 e 7 cm de diâmetro, segundo item 3.2.5;
- ☑ carregamento incremental da prensa de adensamento, segundo as prescrições apresentadas na norma da ABNT MB 3336/90. Inundação dos corpos-de-prova com água deaerada;
- ☑ determinação dos parâmetros tensão de pré-adensamento, índice de compressão e de recompressão através das curvas tensão x deformação ou índice de vazios.

Os CP's ensaiados na célula de adensamento edométrico incremental reconstituídas sem adição de cimento e com as percentagens de 1, 2, 3 e 4 %. Ainda, foram ensaiados CP's dos solos 1 e 2 de amostras indeformadas com diferentes tensões de inundação.

3.2.7 Ensaio Triaxial Convencional CID

Os ensaios triaxiais consolidados isotropicamente drenados (CID) foram realizados, segundo a metodologia adotada por Head (1984) e adotando-se as seguintes premissas de ensaio:

- determinação do parâmetro B de Skempton de no mínimo 0,97;
- velocidade de ruptura de 0,15 mm/min e critério de término de ensaio após a deformação de, no mínimo, 16% da altura do corpo-de-prova;
- tensões de adensamento inferiores à de pré-adensamento determinada nos ensaios de adensamento edométrico incremental.

Objetivando a comparação de resultados deste ensaio com os obtidos no ensaio triaxial com sucção controlada foram executados ensaios nos CP's dos solos 1 e 2 somente com as percentagens de cimento de 1 e 2 % e sem cimentação.

3.2.8 Ensaio de Adensamento com deformação e Sucção Controlada (CRSS)

Os ensaios CRSS foram realizados nas células de adensamento desenvolvidos por Vieira (2006) exclusivamente para este tipo de ensaio. Foram utilizadas ainda uma prensa de compressão, computador com aquisição de dados, célula de carga e LVDT, aparato de circulação da água na pedra porosa de alto valor de entrada de ar, dentre outros.

Os CP's dos solos 1 e 2 foram ensaiados na célula CRSS sem cimento e com as percentagens de 1, 2 e 3 %. Não foi possível a execução do ensaio em CP's com a percentagem de 4 % cimento em função do limite de leitura da célula de carga utilizado na prensa.

Anterior a compressão dos CP's foi adotada a seguinte rotina:

- preparo e moldagem dos corpos-de-prova segundo o item 3.2.5;
- saturação do disco cerâmico de alto valor de entrada de ar através da aplicação de uma pressão superior ao de de entrada de ar sobre uma coluna de água deaerada, durante num mínimo 2 h;

- ☑ "saturação" dos CP's através da sua inundação em água deaerada durante, aproximadamente, 24 h antes da aplicação da sucção;
- ☑ pesagem e determinação do teor de umidade e grau de saturação dos CP's após a "saturação";
- ☑ introdução dos CP's nas células e aplicação das sucções adotadas de 50, 100 e 200 kPa. O tempo de aplicação da sucção foi de cinco dias, determinado pela estabilização da variação do nível d'água do CP e conseqüente equalização da sucção em toda a amostra. Houveram casos em que os CP's foram comprimidos sem a aplicação de sucção, logo, não necessitando da espera dos cinco dias para a suas compressões. Nestes casos, os CP's foram mantidos inundados durante toda a suas compressões.

Todos os CP's foram comprimidos com a velocidade constante de 0,0017 mm/min objetivando a completa dissipação da poropressão durante esta fase de ensaio.

Alguns CP's em que houveram a aplicação das sucções supracitadas foram inundadas durante a compressão objetivando a comprovação de similaridades entre as estruturas dos CP's com sucção nula. O fato é comprovado pela sobreposição das curvas de compressão, das amostras com mesma percentagem de cimento, na fase em que os CP's encontram-se comprimidos e inundados.

3.2.9 Ensaio para a Determinação da Curva Característica de Retenção da Água no Solo

O ensaio para a determinação das curvas características foram realizados na câmara de Richards, utilizando-se as técnicas da placa de sucção e da placa de pressão, com as sucções de 0 a 10 kPa e de 20 a 1500 kPa, respectivamente. A metodologia de ensaio baseou-se naquela adotada por Custódio et.al (2004), onde o incremento de sucção foi aplicado somente após a sua equalização comprovada pela estabilização da massa úmida do peso dos corpos-de-prova.

Os corpos-de-prova foram compactados estaticamente em anéis de alumínio com 2 cm de altura e 5 cm diâmetro. Anterior à execução do ensaio, os corpos-de-prova e as placas porosas de alto valor de entrada de ar foram saturadas através de inundação em água deaerada, seguida da aplicação de vácuo.

O ensaio para a determinação das curvas características foram executados em CP's dos solos 1 e 2, reconstituídos sem adição de cimento na mistura e com as percentagens de 1, 2, 3 e 4 %.

3.2.10 Ensaio Triaxial com Sucção Controlada

Para o desenvolvimento deste estudo foram construídos e utilizados os seguintes equipamentos: duas células triaxiais de paredes duplas; bureta graduada; aparato circulador de água sob o disco cerâmico; interfaces ar-água; interfaces água-silicone; contra-peso; molde e soquete. Além destes utilizou-se: dois extensômetros digitais; compressor pneumático; transdutor de pressão digital; computador com sistema de aquisição de dados e respectivo software; nobreak; célula de carga da marca Artech, modelo 20210–2.5k com capacidade de carga de 2500 lbf; transdutor de deslocamento da marca Wykeham Farrance e extensão 50,80 mm; e prensa de compressão modelo Trittech 50 kN.

Para a realização dos ensaios triaxiais com sucção controlada foram adotadas as seguintes etapas:

- moldagem dos corpos-de-prova segundo item 3.2.5;
- saturação do disco cerâmico de alto valor de entrada de ar;
- montagem do corpo-de-prova e preenchimento das câmaras da célula com óleo de silicone e água;
- saturação do corpo-de-prova e da tubulação correspondente à aplicação da pressão celular;
- aplicação incremental de sucção de 10 em 10 kPa até a sucção final estipulada para o ensaio;
- adensamento com o incremento das pressões celulares de 10 em 10 kPa;
- ruptura do corpo-de-prova com velocidade de deslocamento de 0,0017 mm/min.

Previamente à realização do ensaio, foram calibrados os seguintes equipamentos: transdutor de pressão digital; célula de carga; LVDT; e célula triaxial de paredes duplas.

Uma descrição mais detalhada do procedimento de ensaio e calibração dos equipamentos encontra-se apresentada a partir do item 4.8, após a descrição da célula.

4 RESULTADOS E ANÁLISE

4.1 Caracterizações Físico-Química e Mineralógica dos Solos 1 e 2

As caracterizações físico-química e mineralógica dos solos 1 e 2 teve como objetivo dar subsídio aos estudos dos seus comportamentos mecânicos. As Tabela 4.1 e Tabela 4.2 apresentam os resultados das análises físico-químicas dos solos em estudo.

Os resultados das análises físicas dos solos 1 e 2 apresentaram boa concordância com aqueles encontrados por Trindade (2006), caracterizando-os como predominantemente argiloso e plástico e arenoso não plástico.

Na análise química dos solos 1 e 2, verifica-se uma regularização dos resultados dos cátions trocáveis aos apresentados por Trindade (2006), refrendando, também, a identidade dos locais de coleta das amostras.

De acordo com Van Raij et.al. (1987) os valores dos pH entre 4 e 7 indicam a presença de ácido livre no solo. Os valores de CTC estão dentro da faixa daqueles valores compatíveis com a mineralogia das frações argila, que foram predominantemente compostas por caulinita, óxido de ferro e hidróxido de alumínio, os quais são minerais secundários com CTC entre 3 a 15 cmolc/kg e 2 a 4 cmolc/kg, respectivamente. Verifica-se uma majoração destes resultados dos solos em estudo quando comparados aos de Trindade (2006). O fato é explicado em vista a majoração do potencial de acidez ($H^+ + Al^{3+}$).

As percentagens de saturação das bases (V) apresentam valores abaixo de 50 %, caracterizando os solos como distróficos e concordando com os valores de pH na fração argila dos solos estudados. Os valores do potencial de acidificação ($H^+ + Al^{3+}$) apresentam uma forma inversa do pH, mostrando que o potencial de acidificação e, conseqüentemente, a soma do hidrogênio e alumínio unitário influenciam o pH.

Tabela 4.1 Caracterização física dos solos 1 e 2

Propriedades analisadas	Amostras		
	Solo 1	Solo 2	
Granulometria ABNT (%)	Argila ($\phi \leq 0,002$ mm)	70	15
	Silte ($0,002 < \phi \leq 0,06$ mm)	4	22
	Areia ($0,06 < \phi \leq 2$ mm)	26	63
	Pedregulho ($\phi > 2$ mm)	0	0
LL (%)	72	39	
LP (%)	28	25	
IP (%)	44	14	
γ_s (kN/ m ³)	26,58	26,12	
Classificação TRB	A-7-6 (20)	A-6 (7)	
Classificação USC	CH	CL	

Tabela 4.2 Resultados das análises químicas dos solos 1 e 2

Análise Química		Solo 1	Solo 2
pH	H ₂ O (1:2,5)	4,63	5,09
P		0,6	0,5
K	mg/dm ³	16	31
Na		0	0
Ca ²⁺		0,94	0,42
Mg ²⁺		0,06	0,04
Al ³⁺		0,00	0,86
H ⁺ +Al ³⁺	cmolc /kg	2,8	3,1
SB		0,56	0,38
CTC Efetiva		0,56	1,24
CTC		3,36	3,48
V	%	16,7	10,9
m		0	69,4
P-rem	Mg/L	2,6	0

pH em água relação 1:2,5; CTC- Capacidade de Troca Catiônica e efetiva; P - Na - K- Extrator Mehlich 1; V= Índice de Saturação de Bases; Ca - Mg - Al - Extrator: KCl - 1,0 mol/L, SB= Soma de Bases Trocáveis; H⁺ + Al²⁺ - Extrator Acetato de Cálcio 0,5 mol/L - pH 7,0; m = Índice de Saturação de Alumínio; P-rem = Fósforo Remanescente

Os resultados das análises mineralógicas foram divididos em duas etapas, englobando a extração de óxidos de ferro cristalino e amorfo dos solos e a análise de difratometria de raios-X, para determinação dos minerais presentes nos mesmos.

A extração de óxidos de ferro tem as funções de quantificar os teores de ferro livre presente e de ajudar na dispersão (melhor orientação dos minerais) da fração argila, para melhorar a identificação dos picos dos minerais presentes no solo, principalmente os argilominerais do tipo 2:1.

As formas adotadas para se determinar quantitativamente a extração de óxido de ferro do solo foram o método do oxalato de amônio e o método do ditionito-citrato-bicarbonato de sódio. O primeiro método é utilizado para determinação dos óxidos de ferro de baixa cristalinidade presentes, enquanto que no segundo determinam-se os óxidos nas formas cristalina e de baixa cristalinidade.

Na Tabela 4.3 apresentam-se as percentagens de óxidos de ferro nas frações argilosas dos solos 1 e 2. Na análise dos resultados apresentados nesta tabela, observa-se que todos os solos apresentam menos de 0,35% de óxidos de ferro na forma amorfa, indicando que eles são bem intemperizados (Mckeague et al., 1966). Verifica-se, também, que o solo 1 é o que possui maior percentagem de ferro, em conformidade com a sua coloração.

Tabela 4.3 Porcentagem de óxidos de ferro na fração argila dos solos 1 e 2

Solo	Método do Oxalato de Amônio – Ferro Amorfo	Método do Ditionito-citrato-bicarbonato de sódio – Ferro Cristalino e Amorfo
1	0,13 %	14,26 %
2	0,23 %	11,13 %

As Figuras 4.1 e 4.2 apresentam os resultados da difratometria de raios-X realizadas nas frações areia dos solos 1 e 2. Verifica-se a presença predominante de quartzo no solo 1 (picos correspondentes a distância interatômica de 4,241; 3,34; 2,45; 2,28 Å) e de caulinita no solo 2 (picos correspondentes a dn de 4,439; 2,55; 2,372; 2,328; 2,126 Å). Adicionalmente, são observadas as parcelas de vermiculita (dn de 12,664 Å). Segundo Dixon e Weed (1989), a identificação da caulinita no solo 2 deve-se a semelhanças entre os seus picos e os da mica no estado pseudoamorfo.

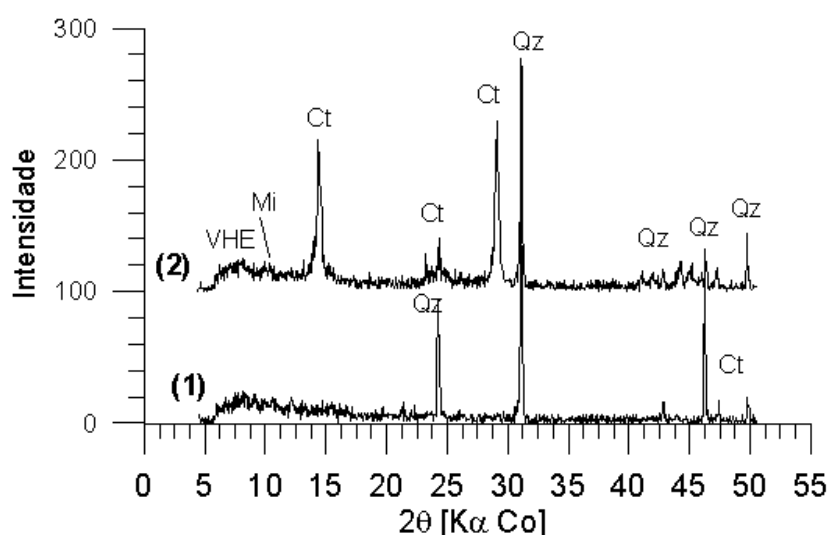


Figura 4.1 Difratograma da fração areia dos solos 1 e 2. Qz – quartzo; Ct – caulinita (mica em estado pseudomorfo); Mi- Mica; VHE – vermiculita com hidróxi-entrecamadas.

Tabela 4.4 Intensidade de pico dos minerais presentes na fração areia.

Solo	Intensidade do pico do Mineral com a linha de Resistência (d em nm)		
	Ct (3,56)	Qz (3,34)	VHE (12,67)
1	-	502	-
2	502	250	74

A Figura 4.2 e a Tabela 4.5 apresentam os resultados da difratometria de raios-X da fração silte. No solo 1, observa-se a presença de picos predominantes de caulinita (dn de 7,14; 3,58, 2,34, 2,55 Å), quartzo (dn de 3,34; 2,28 Å) e quartzo combinado a gibsita (dn de 4,26; 2,45 Å). Secundariamente, estão presentes os seguintes minerais: vermiculita (dn de 14,5 Å); gibsita (dn de 4,85 Å), gibsita com caulinita (dn de 4,56 Å), feldspato combinado a gibsita (dn de 4,15 Å), hematita (dn de 3,62 Å), hematita com goethita (dn de 2,69 Å), gibsita com caulinita (dn de 2,49 Å) (dn de 3,39 Å) e goethita com hematita (dn de 2,20 Å). Na fração silte do solo 2 estão presentes a caulinita (dn de 7,137; 3,566; 2,554; 2,496; 2,383; 2,328; 4,338 Å), mica (dn 9,917; 4,967; 3,337 Å), gibsita (dn de 4,818 Å) e goethita com hematita (dn de 2,689 Å).

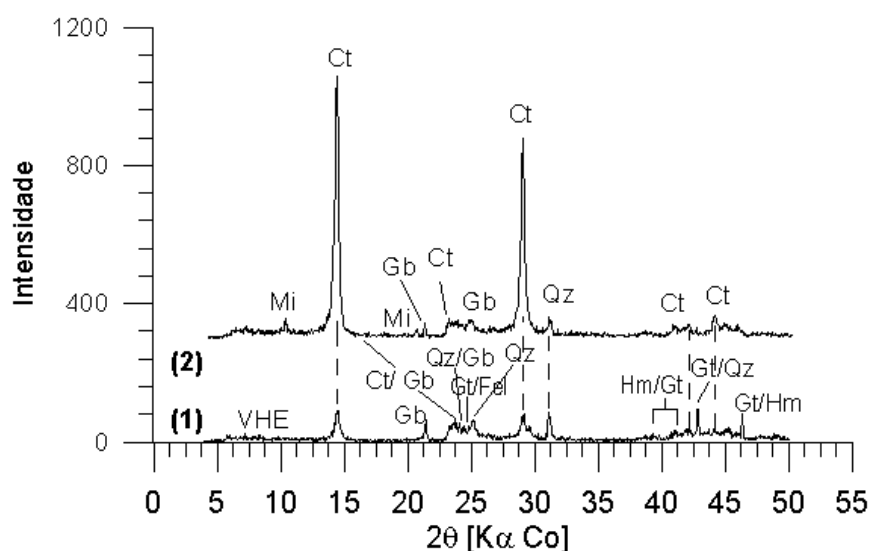


Figura 4.2 Difratograma da fração silte dos solos 1 e 2. Qz- quartzo; Ct- caulinita; Gb- Gibsita; Gt- Goethita; Hm- Hematita; Mi- mica; Fe- Feldspato; VHE- vermiculita.

Tabela 4.5 Intensidade de pico dos minerais presentes na fração silte

Solo	Intensidade do pico do Mineral com a linha de Resistência (d em nm)						
	Bi (10,1)	Ct (7,14)	Gb (4,82)	Gt (4,15)	Hm (2,69)	VHE (14,5)	Fel (3,93)
1	-	89	61	-	24	23	26
2	25	137	36	37	24	-	-

Na fração argila, Figura 4.3 e Tabela 4.6, os picos de predominância nos dois solos são correspondentes a caulinita observando-se no solo 1 dn de 7,14; 4,35; 3,58; 2,55; 2,34 Å e para o solo 2 dn de 7,137; 4,356; 3,56; 2,557; 2,38; 2,337 Å. Estão presentes também, porém, em menores proporções os minerais hematita, goethita, vermiculita, gibsita, excetuando este último para o solo 2. Isto indica que este solo foi menos intemperizado que o primeiro, visto que este mineral é formado pela intensa lixiviação da sílica e acúmulo de alumínio (Schulze, 1989).

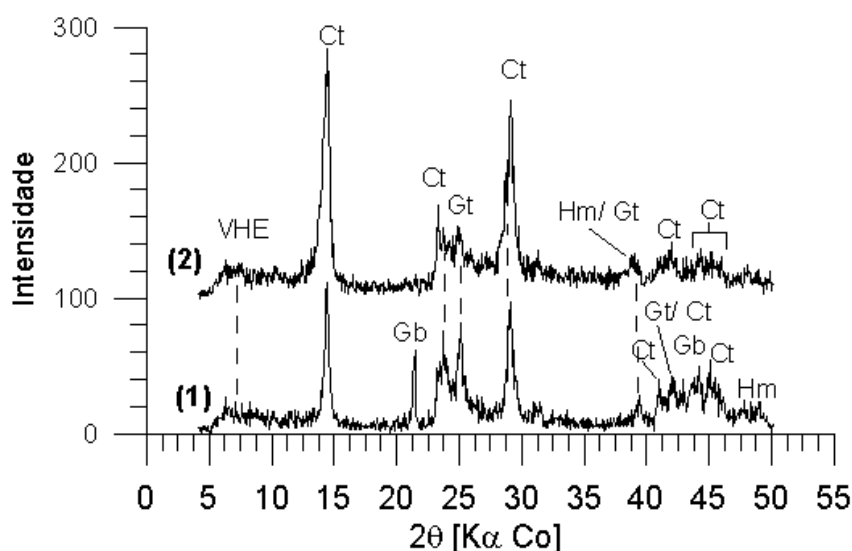


Figura 4.3 Difratograma da fração argila dos solos 1 e 2. Ct- caulinita; Gb- Gibsita; Gt- Goethita; Hm- Hematita; VHE- Vermiculita com hidróxi-entrecamadas.

Tabela 4.6 Intensidade de pico dos minerais presentes na fração argila

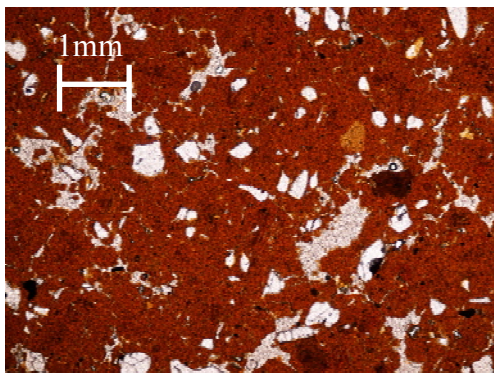
Solo	Intensidade do pico do Mineral com a linha de Resistência (d em nm)						
	Ct (2,55)	Ct (7,14)	Gb (4,82)	Gt (4,15)	Hm (2,69)	VHE (14,5)	Hm (2,20)
1	40	112	61	-	28	27	25
2	33	-	-	33	33	-	24

4.2 Caracterização Micromorfológica

As análises de microscopia ótica e eletrônica de varredura em lâminas e em torrões, respectivamente, foram realizadas em CP's do solos e misturas utilizados para a determinação das curvas características, com os teores de cimento de 0, 2 e 4 %. Foram, também, analisados três CP's produzidos para o ensaio CRSS, estando estes nas seguintes etapas de desenvolvimento: inundação; inundação e aplicação de sucção de 50 kPa; e inundação, aplicação de sucção de 50 kPa e compressão.

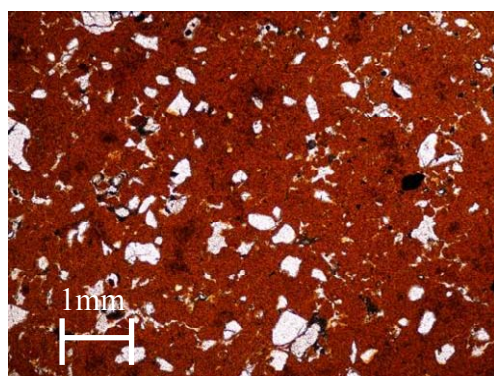
O estudo da micromorfologia ótica somente foi viável nas amostras do solo 1 em vista da indefinição visual da microestrutura nas lâminas do solo 2. A determinação qualitativa dos poros, em termos percentuais da área da lâmina do solo1, foi realizada através do software Quantiporo desenvolvido por Fernandes (2001).

A Figura 4.4 apresenta as imagens das lâminas do solo 1 reconstituído com 2 % de cimento e compactado estaticamente. Estas amostras foram analisadas microscopicamente, quanto à influência da saturação, sucção e compressão na célula CRSS. A técnica correspondente a esta fase refere-se à imersão do CP em água deaerada durante 24 h. A sucção foi aplicada por 5 dias, tempo este estipulado para a sua equalização no CP. Destaca-se que o CP comprimido sofreu deformação final próxima a 20 %, com velocidade de 0,0017 mm/min. Os três CP's dos quais foram retiradas as lâminas possuíam teores de umidade e índices de vazios inicial de 32,57 % e 1,09, respectivamente. Os resultados da determinação da macroporosidade são apresentados em forma de gráfico na Figura 4.5.



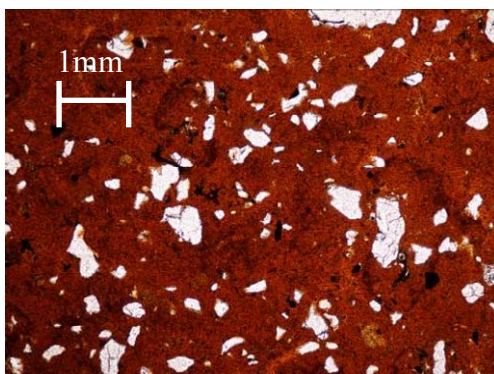
Aplicação de “saturação” e sucção de 50 kPa (ensaios CRSS)

Porosidade residual (3-6%) com microagregados soldados com vazios estelares, indicando colapso parcial de microagregados maiores (300-350 μm), e colapso total dos menores (20-60 μm), com cimentação difusa (zonas escuras difusas), presença de argila dispersa entreagregados



Aplicação somente de “saturação” (ensaio CRSS)

Semelhante ao caso em que houve apenas a saturação do solo, porém, ocorrência de segregação caótica de cimentação.



Aplicação de saturação, sucção de 50 kPa e compressão.(ensaios CRSS)

Nova geração de porosidade fissural incipiente (início de cisalhamento) com microagregados totalmente soldados, argila dispersa formando zonas distintas, cimentação zonada ondulada em função da compressão em ambiente saturado, microagregados maiores e menores totalmente soldados

Figura 4.4 Micromorfologia do solo 1 reconstituído com 2% de cimento e suas análises em função das etapas do ensaio CRSS majoradas em 40x.

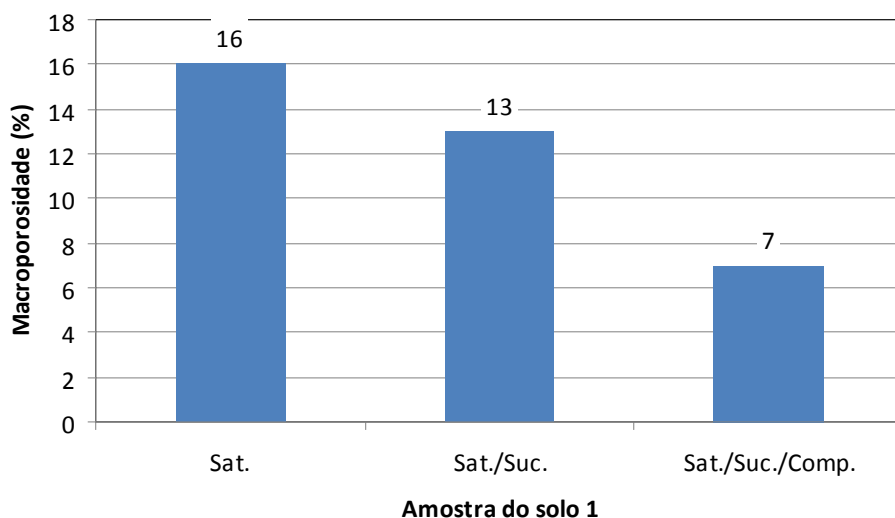


Figura 4.5 Resultados da determinação qualitativa da porosidade do solo 1 em termos das fases de saturação (Sat.), sucção (Suc.) e compressão na célula CRSS (Comp.) do solo1 reconstituído com 2 % de cimento.

A partir do gráfico da Figura 4.5 observa-se que: (i) houve diminuição da macroporosidade em função da aplicação da sucção e da compressão; (ii) a porosidade diminuiu com a compressão.

É comprovado o início do cisalhamento entre as partículas mediante a perda parcial das pontes de ligação entre as partículas apresentadas nas microfotografias do solo 1 com 2 % de cimento, comprimidas e não comprimidas no ensaio CRSS (Figura 4.6). Estas foram obtidas a partir do MEV com majoração de 1 KX.

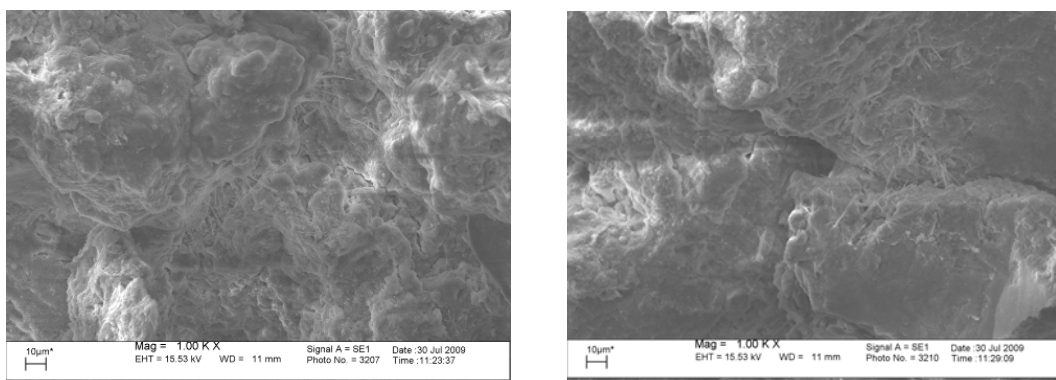


Figura 4.6 Microfotografia do solo 1 reconstituído com 2 %, não comprimido (esquerda) e comprimido na célula CRSS (direita) (10µm – mag 1KX)

Foram também determinadas as macroporosidades dos CP's do solo 1 com as percentagens de cimento de 0, 2 e 4 %, ensaiados na câmara de Richards até a sucção de 1500 kPa (ensaio de curvas características), como apresentado na Figura 4.7.

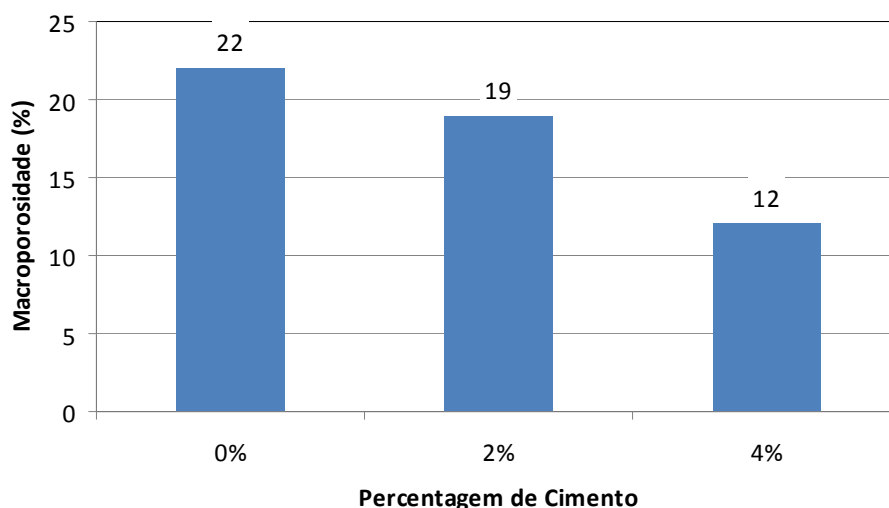


Figura 4.7 Resultados qualitativos da macroporosidade do solo 1 com os teores de cimento Portland Ari de 0, 2 e 4 %.

Verifica-se uma diminuição da macroposidade em função da percentagem de cimento na mistura. Sugere-se que esteja ocorrendo um preenchimento dos vazios pelas partículas do material cimentante.

Foram analisadas também a micromorfologia dos CP's dos solos 1 e 2 no microscópico eletrônico de varredura (MEV) com aumento de 1 KX. Estes CP's foram previamente compactados com a adição de 2 % de cimento e sem cimentação e ensaiados para a determinação da curva característica de retenção da água no solo. Justifica-se a escolha da percentagem de cimento analisada por ser a percentagem que possui uma maior volume de amostras ensaiadas nesta pesquisa. As Figuras 4.8 (a) e (c) correspondem aos CP's dos solos 1 e 2, respectivamente, sem cimentação, enquanto as Figuras 4.8 (b) e (d) correspondem aos CP's dos solos supracitados contendo 2 % de cimento nas suas misturas.

Analisando-se as figuras abaixo, percebe-se uma mudança na micromorfologia dos CP's com a adição do material cimentante, sobretudo para o solo 1. É observado ainda uma orientação das partículas devido a compactação.

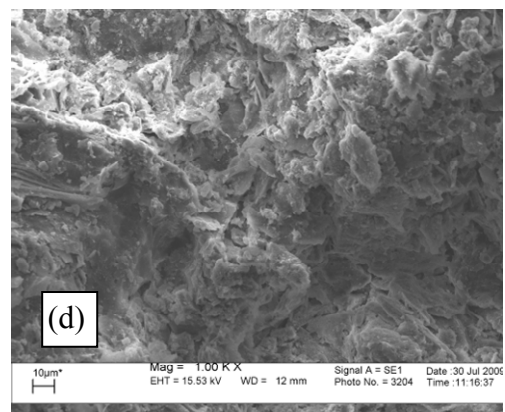
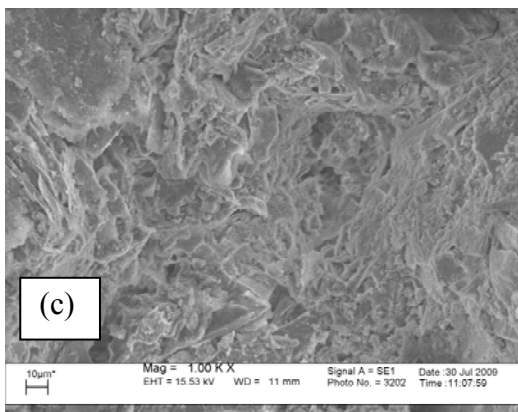
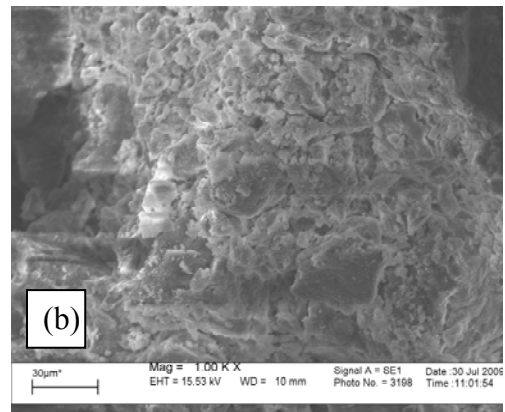
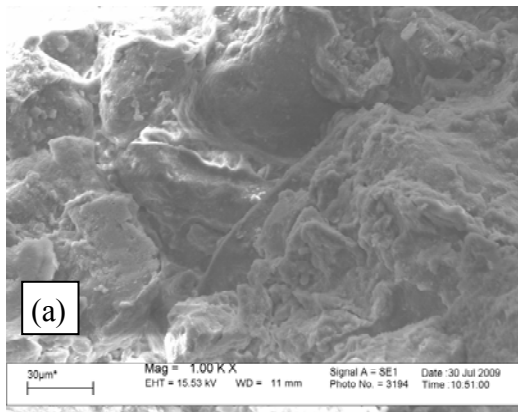


Figura 4.8 Microfotografias dos solos 1 e 2 sem material cimentante, (a) e (c), e com material cimentante (b) e (d).

4.3 Moldagem dos Corpos-de-prova

Os procedimentos adotados para a determinação da umidade de compactação ótima dos CP's obedeceram as recomendações do item 3.2.4. As Figuras 4.9 e 4.10 apresentam as curvas de compactação nas energias dos ensaios Proctor normal, intermediário e modificado, bem como a estimativa da curva de compactação estática com a umidade ótima correspondente aos índices de vazios de 1,1 e 0,9, respectivamente, para os solos 1 e 2. Destaca-se a escolha do índice de vazios foi delimitada pelos seguintes fatores: (i) limitação da "capacidade" da célula de carga utilizada nos ensaios CRSS e triaxial com sucção controlada; (ii) determinação da reta virgem do ensaio CRSS bem definida; e (iii) obtenção de uma estrutura meta-estável. Os CP's foram moldados nos índices de vazios referidos, com variação máxima de 0,3 %.

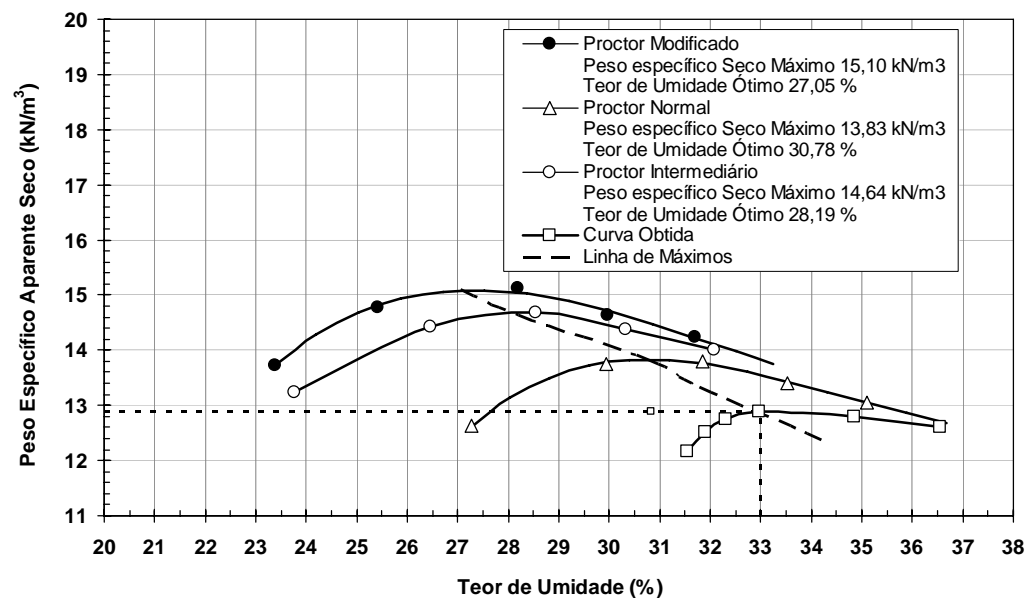


Figura 4.9 Determinação da umidade ótima através de curvas de compactação dinâmica do solo 1, para o índice de vazios de 1,1.

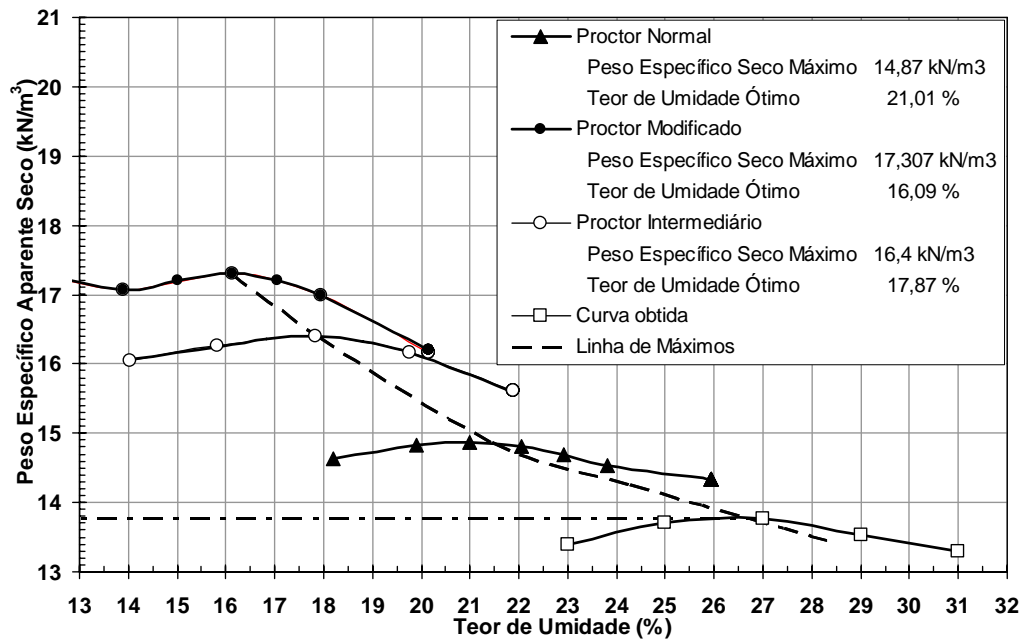


Figura 4.10 Determinação da umidade ótima através de curvas de compactação dinâmica do solo 2, para o índice de vazios de 0,9.

Verifica-se que as curvas para diferentes energias de compactação do solo 1 apresentaram-se bem definidas, com a linha correspondente ao ramo úmido razoavelmente paralela à curva de grau de saturação de 100 %, enquanto que o solo 2 não houve uma correspondência bem definida no formato das 3 curvas. Segundo Lambe (1979) isto é justificado pela predominância da fração argila no solo 1 que gera uma maior influência da compressão devido às forças de superfície e concentração de íons atuantes, resultando em uma estrutura floculada (ramo seco) ou dispersa (ramo úmido) a depender da quantidade de água no solo no momento da compactação.

A partir da união entre os pontos correspondentes aos peso específico aparente seco máximos nas energias Proctor normal, intermediário e modificado pode-se definir a linha de máximos dos solos 1 e 2, e, adotado o índice de vazios de cada, pode-se determinar as umidades ótimas de compactação de 33 % e 27 %, respectivamente, dos solos 1 e 2.

4.4 Curva Característica de Retenção da Água no Solo

Foram realizados os ensaios de curva característica em CP's reconstituídos dos solos 1 e 2 com o objetivo de avaliar o comportamento hidráulico do solo para as diferentes percentagens de cimentação (0, 1, 2, 3 e 4 %) e analisar o aparecimento do escoamento sob baixas tensões aplicadas, nas curvas do ensaio CRSS reportadas por Vieira (2006) e por esta autora.

A Tabela 4.7 apresenta os teores de umidade, índice de vazios e graus de saturação de moldagem dos CP's com diferentes teores de cimento Portland ARI.

As curvas características, em termos sucção, grau de saturação e teor de umidade, dos solos 1 e 2 reconstituídas sem cimentação e com as percentagens de 1, 2, 3 e 4 % são apresentadas nas Figuras 4.11 a 4.15 e 4.16 a 4.20, respectivamente. Observa-se que as curvas dos dois solos com diferentes teores de cimento apresentaram um comportamento bimodal, o qual é caracterizado pela presença de dois valores de entrada de ar, concordante com as microanálises realizadas. Sugere-se que isto se deve à forma de moldagem dos CP's e, no caso do solo 1, ao seu comportamento laterítico que confere a capacidade se comportar com um solo arenoso. Os valores de entrada de ar dos macro e microporos dos dois solos foram em torno de 1 a 10 kPa e 100 a 300 kPa, respectivamente.

A partir das análises das curvas características dos dois solos com diferentes percentagens de cimento é observado uma variação significativa do comportamento das curvas características somente quando alterada a percentagem de cimento de 1 para 2 % para o solo 1.

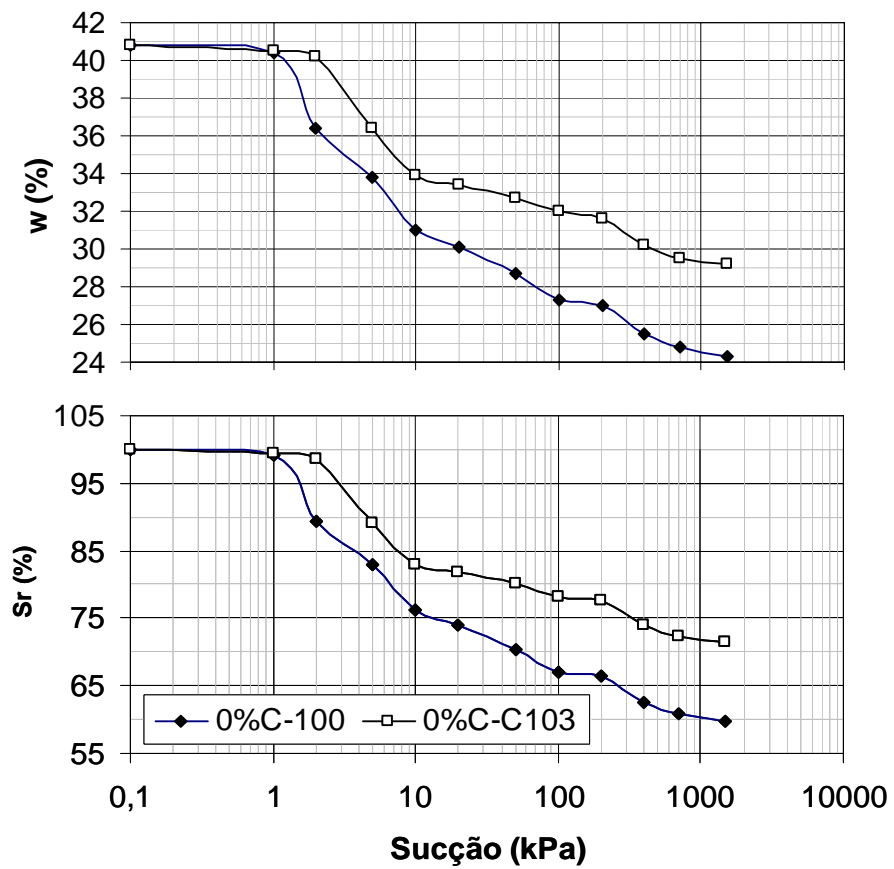


Figura 4.11 Curva característica do solo 1 sem adição de cimento.

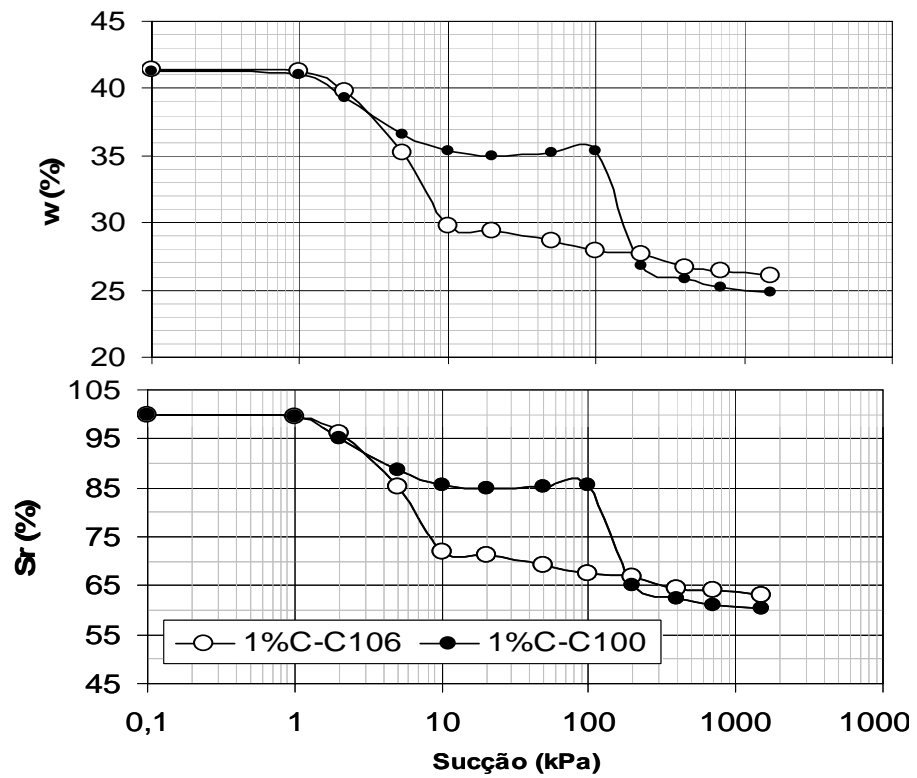


Figura 4.12 Curva característica do solo 1 reconstituído com 1 % de cimento.

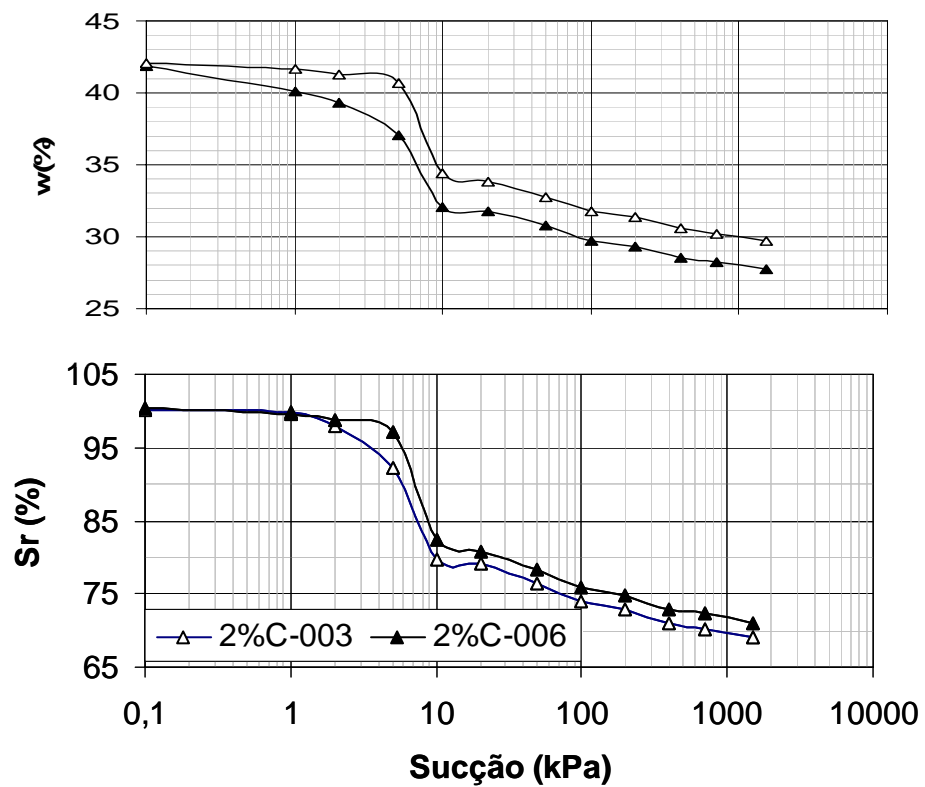


Figura 4.13 Curva característica do solo 1 reconstituído com 2 % de cimento.

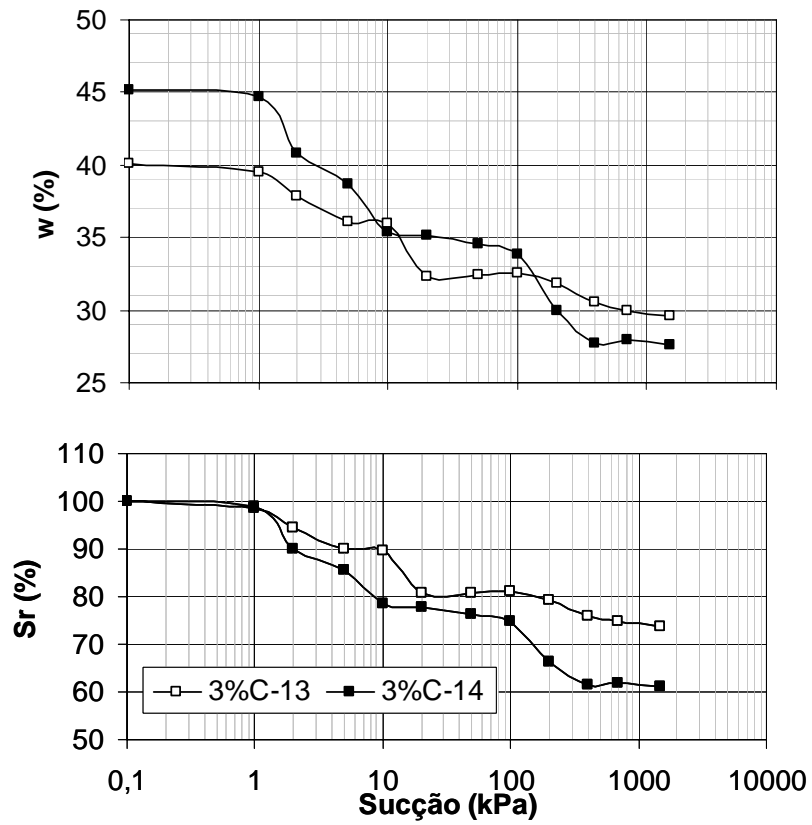


Figura 4.14 Curva característica do solo 1 reconstituído com 3 % de cimento.

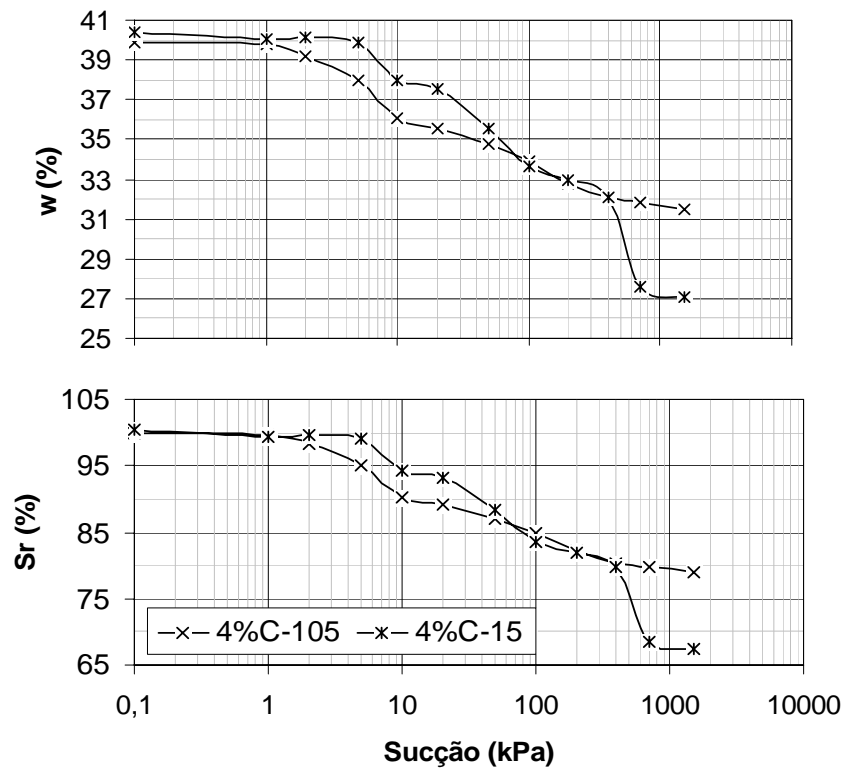


Figura 4.15 Curva característica do solo 1 reconstituído com 4 % de cimento.

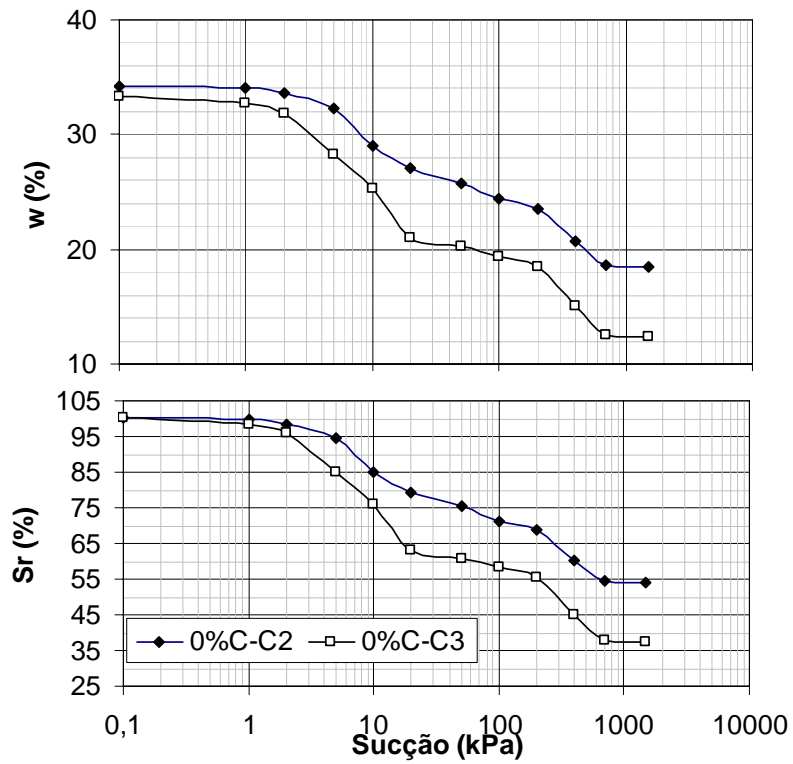


Figura 4.16 Curva característica do solo 2 reconstituído sem adição de cimento.

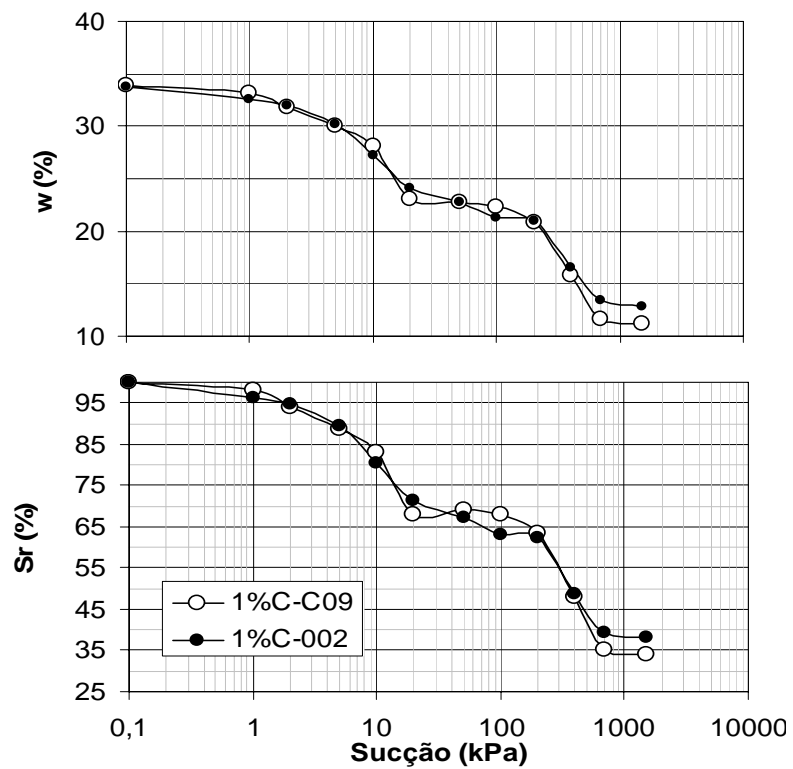


Figura 4.17 Curva característica do solo 2 reconstituído com 1 % de cimento.

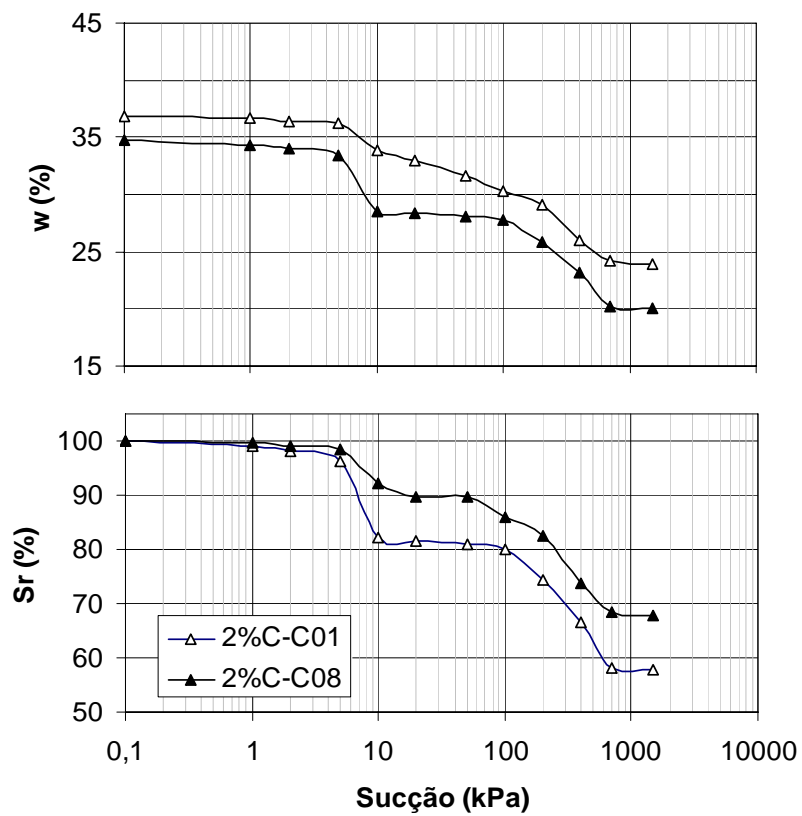


Figura 4.18 Curva característica do solo 2 reconstituído com 2 % de cimento.

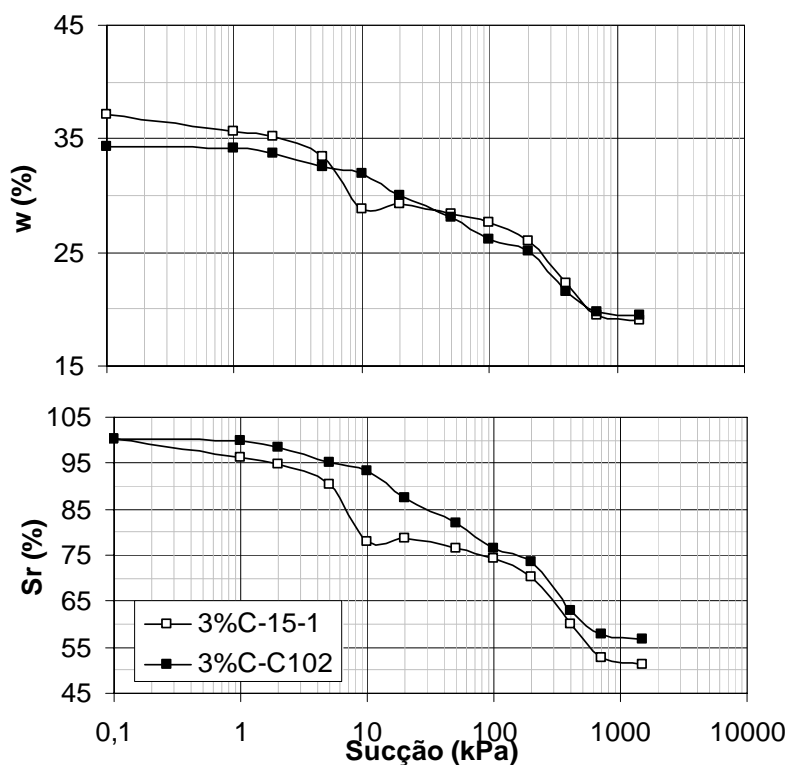


Figura 4.19 Curva característica do solo 2 reconstituído com 3 % de cimento.

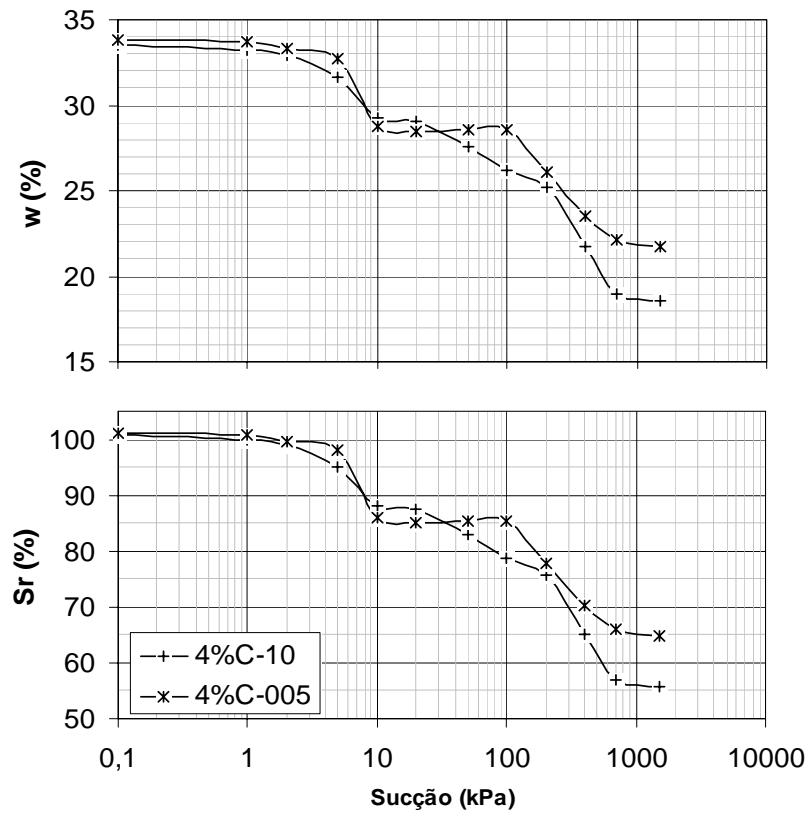


Figura 4.20 Curva característica do solo 2 reconstituído com 4 % de cimento.

Tabela 4.7 Teores de umidade (w) e índice de vazios (e) e grau de saturação (Sr) de moldagem dos CP's (ensaio de curva característica).

Solo	Teor de cimento (%)	Número da amostra	w	e	Grau de Saturação	
			(%)		(%)	
1	0	0%C-100	32,40	1,104	79,50	
		0%C-C103	32,40	1,106	79,38	
	1	1%C-C106	32,43	1,122	78,35	
		1%C-C100	32,43	1,118	78,66	
	2	2%C-003	33,54	1,091	83,45	
		2%C-006	33,54	1,136	80,12	
	3	3%C-13	33,20	1,09	82,74	
		3%C-14	31,40	1,228	69,46	
	4	4%C-15	32,40	1,085	81,17	
		4%C-105	32,40	1,095	80,44	
	2	0	0%C-C2	27,65	0,91	80,91
			0%C-C3	27,65	0,89	83,16
1		1%C-C09	27,44	0,87	83,62	
		1%C-002	27,44	0,90	81,21	
2		2%C-C01	28,16	0,93	81,09	
		2%C-C08	28,16	0,94	79,85	
3		3%C-15-1	26,85	0,99	72,41	
		3%C-C102	26,85	0,91	78,49	
4		4%C-005	32,40	1,08	81,17	
		4%C-10	32,40	1,09	80,44	

Os CP's do solo 1 amostra 3%C-14 e, solo 2 amostra 3%C-15-1 apresentaram divergência de valores de índice de vazios e grau de saturação com os seus respectivos pares em função de terem sido aplicadas menores energias de compactação que seus pares.

4.5 Ensaio de Adensamento Edométrico Incremental

Os ensaios de adensamento edométrico incremental nos solos 1 e 2 foram realizados com os seguintes objetivo:

- ☑ verificação do comportamento colapsível ou expansivo, dos CP's indeformados, sob diferentes trajetórias de umedecimento;
- ☑ determinação da influência da cimentação nos CP's reconstituídos;
- ☑ interferência da estrutura natural e artificial das amostras sob inundação;
- ☑ estudo comparativo das curvas de compressão realizadas neste equipamento e na célula CRSS.

Os CP's do solo 1 e 2, reconstituídos com os teores de cimento de 0, 1, 2 e 3 % foram previamente inundados em água deaerada por aproximadamente 24 h e em seguida comprimidos na prensa edométrica.

Para a realização destes ensaios foi utilizado solo 1 de uma nova amostragem realizada no mesmo local da jazida, assumindo-se a ocorrência de material homogêneo e, conseqüentemente, com parâmetros semelhantes aos da primeira amostragem.

As Tabelas 4-8 e 4-9 e Figuras 4-21, 4-22 e 4-23 apresentam os principais índices físicos de moldagem, pós compressão, tensões de pré-adensamento (σ_r) determinadas pelo métodos de Pacheco Silva e Casagrande e índice de compressão (C_c) e curvas de compressão dos CP's, respectivamente dos solos 1 e 2 reconstituídos com cimentação.

As Figuras 4-21 e 4-22 apresentam as curvas de compressão dos CP's do solo 1, 1ª e 2ª amostragens, em termos da percentagem de cimento. Após uma pré-análise destas curvas notou-se que apesar dos solos terem sido retirados de uma mesma jazida e, praticamente no mesmo local, estes apresentaram comportamentos diferenciados, sobretudo nos CP's reconstituídos com cimento. Adicionalmente, verificou-se um aumento significativo da resistência do solo 1, 2ª amostragem, com a mudança do teor de cimento da 1 para 2 % .

No solo 2 (Tabela 4.9) verifica-se uma redução da expansão com a adição de cimento na mistura e um ganho expressivo da resistência com o teor de cimento de 3 %.

Analisando a Figura 2.21 é verificado que para altos valores de tensão aplicada, as curvas de adensamento com diferentes percentagens de cimento analisadas em sua reconstituição tendem a se convergir. O mesmo é observado para o solo 2 (Figura 2.22).

Tabela 4.8 Índices físicos de moldagem, pós compressão, tensões de pré-adensamento segundo Pacheco Silva(σ_r^*) e Casagrande (σ_r^{**}) e índice de compressão (cc) dos corpos-de-prova do solo 1.

Amostragem	Sigla de Identificação	Moldagem			Pós-Compressão			Tensão de pré-adensamento (kPa)		cc
		w (%)	Sr (%)	e	w (%)	Sr (%)	e	σ_r^*	σ_r^{**}	
1ª amostragem	S1-0%C-C	32,162	76,72	1,136	30,383	100	0,77	116,51	146,55	0,35
	S1-0%C-D	32,560	78,25	1,128	29,057	100	0,72	117,04	172,43	0,35
2ª amostragem	S1-0%C-A	32,641	80,27	1,102	30,405	100	0,66	107,17	129,03	0,34
	S1-0%C-B	32,641	80,34	1,101	30,479	100	0,67	112,91	146,30	0,32
2ª amostragem	S1-1%C-A	32,856	81,11	1,098	30,044	100	0,77	193,20	248,80	0,28
1ª amostragem	S1-1%C-B	31,592	76,17	1,124	30,044	100	0,65	127,12	161,66	0,40
1ª amostragem	S1-2%C-A	32,600	80,93	1,093	32,610	100	0,80	524,11	733,15	0,49
	S1-2%C-B	33,720	82,71	1,107	31,512	100	0,78	419,53	562,54	0,34
	S1-2%C-C	33,720	83,90	1,091	31,034	100	0,75	484,42	520,24	0,40
2ª amostragem	S1-2%C-D	33,369	81,99	1,105	31,642	100	0,80	738,18	771,67	0,43
	S1-2%C-E	33,680	81,76	1,118	31,512	100	0,57	814,88	889,08	0,45
	S1-2%C-F	34,895	83,67	1,132	32,477	100	0,87	971,66	1020,18	0,51
2ª amostragem	S1-3%C-A	32,882	81,18	1,100	34,904	100	0,89	1090,67	1104,23	0,41
1ª amostragem	S1-3%C-B	34,255	83,81	1,110	26,786	100	0,68	706,55	794,28	0,36

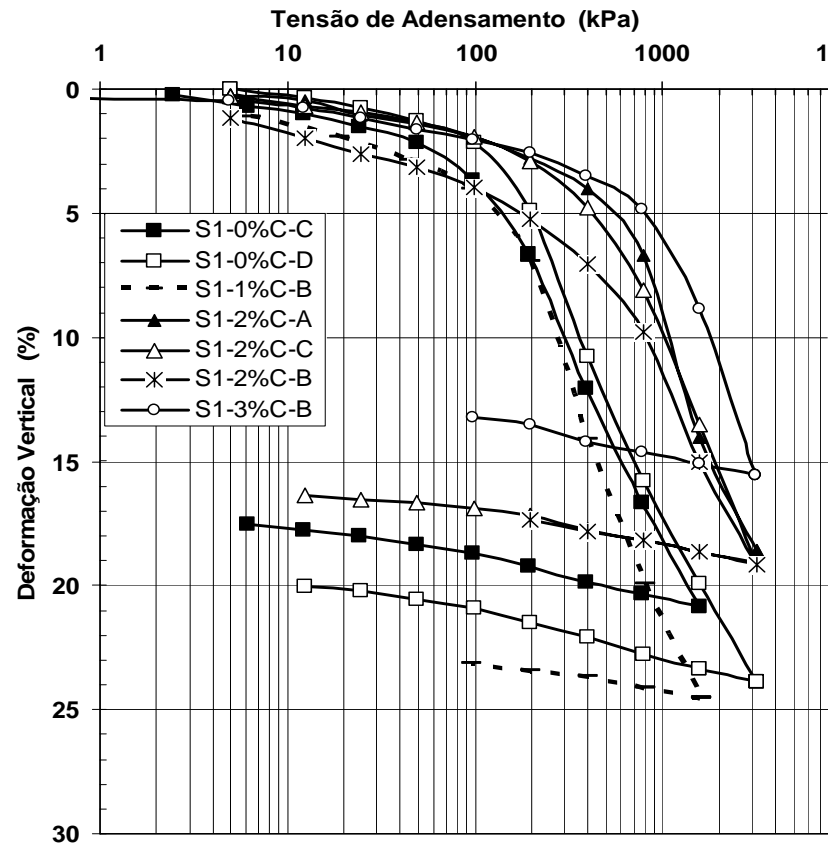
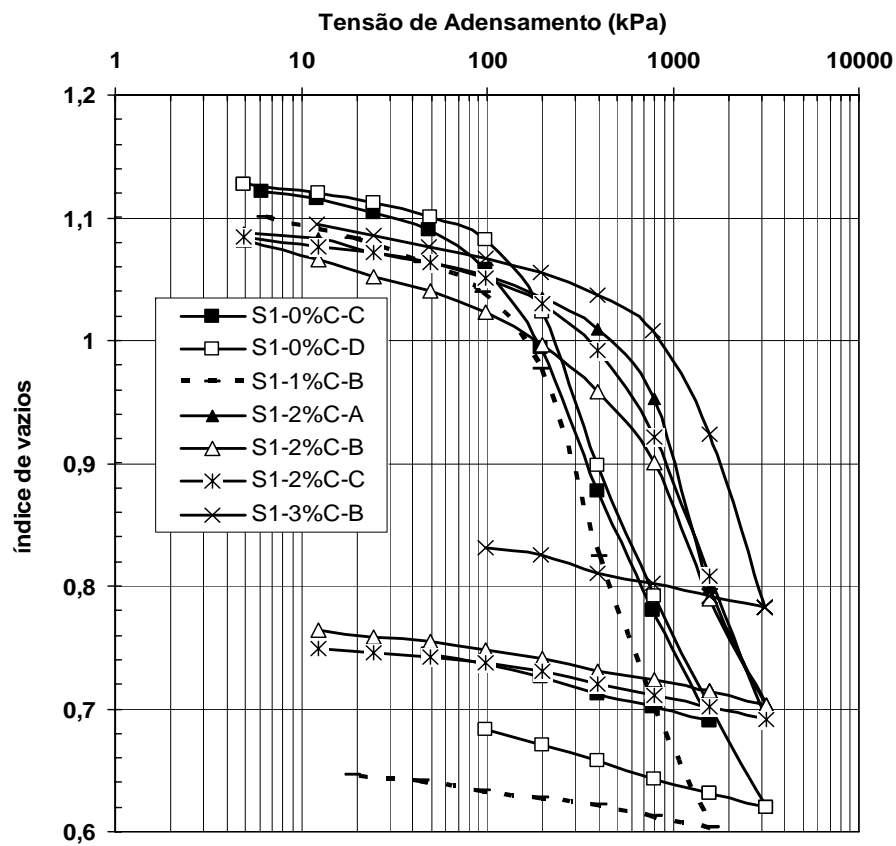


Figura 4.21 Curvas de compressão do solo 1- 1ª amostragem, com os teores de cimento de 0, 1, 2 e 3%.

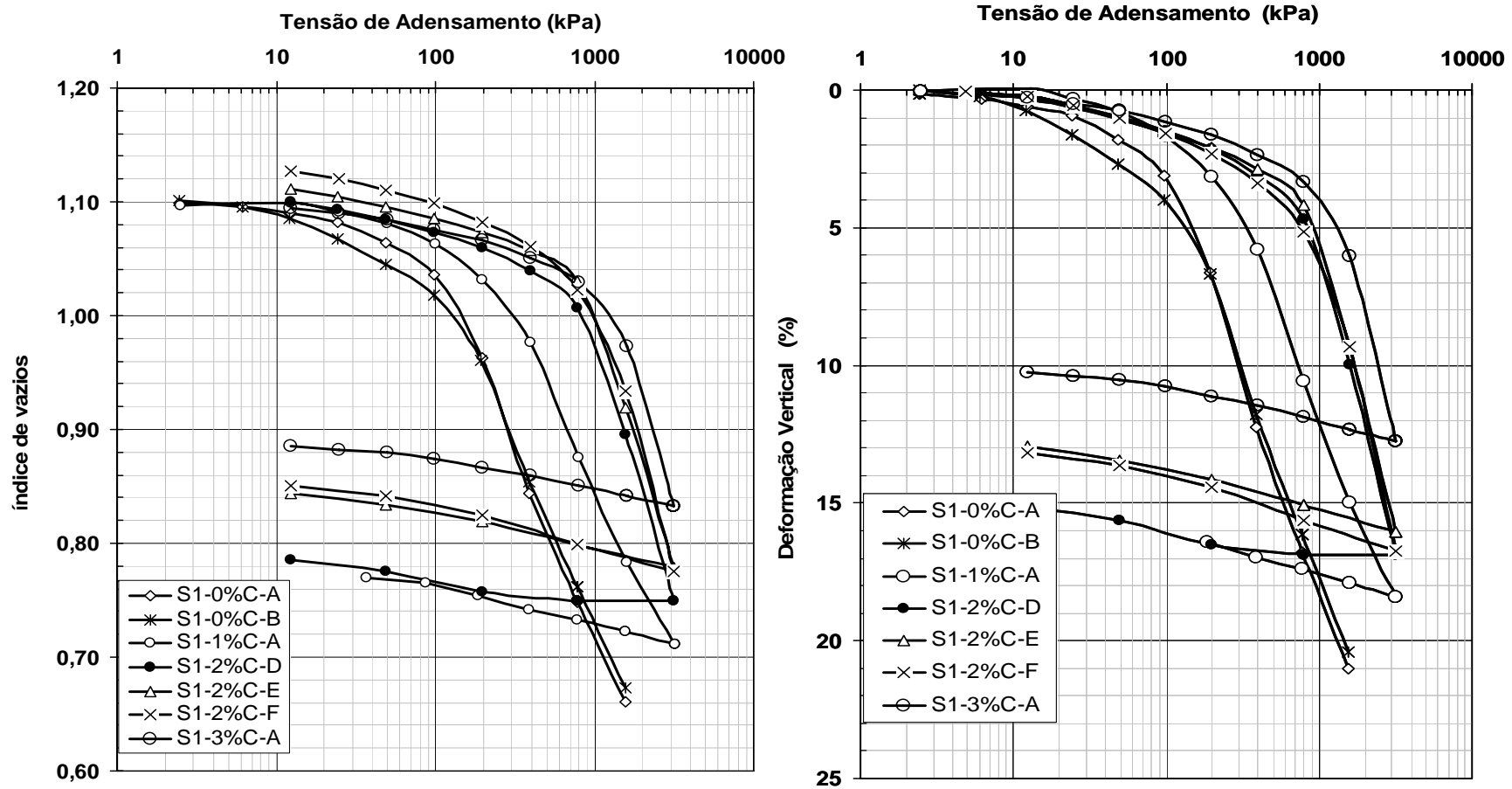


Figura 4.22 Curvas de compressão do solo 1- 2ª amostragem, com os teores de cimento de 0, 1, 2 e 3%.

Tabela 4.9 Índices físicos de moldagem, pós compressão, tensões de pré-adensamento segundo Pacheco Silva(σ_r^*) e Casagrande (σ_r^{**}) e índice de compressão (Cc) dos corpos-de-prova do solo 2 com os teores de umidade de 0, 1, 2 e 3%..

Sigla de Identificação	Moldagem			Pós Compressão			Tensão de pré-adensamento (kPa)		Cc	Expansão (%)
	w (%)	Sr (%)	e	w (%)	Sr (%)	e	σ_r^*	σ_r^{**}		
S2-0%C	27,665	83,81	0,879	24,453	94,73	0,69	385,40	371,43	0,45	0,25
S2-1%C	26,670	80,87	0,879	21,758	100	0,50	416,77	464,84	0,42	0,02
S2-2%C	26,670	79,70	0,893	24,780	100	0,61	596,87	918,35	0,34	0,01
S2-3%C	26,403	79,49	0,887	23,213	85,43	0,73	1117,01	2017,52	-	0,01

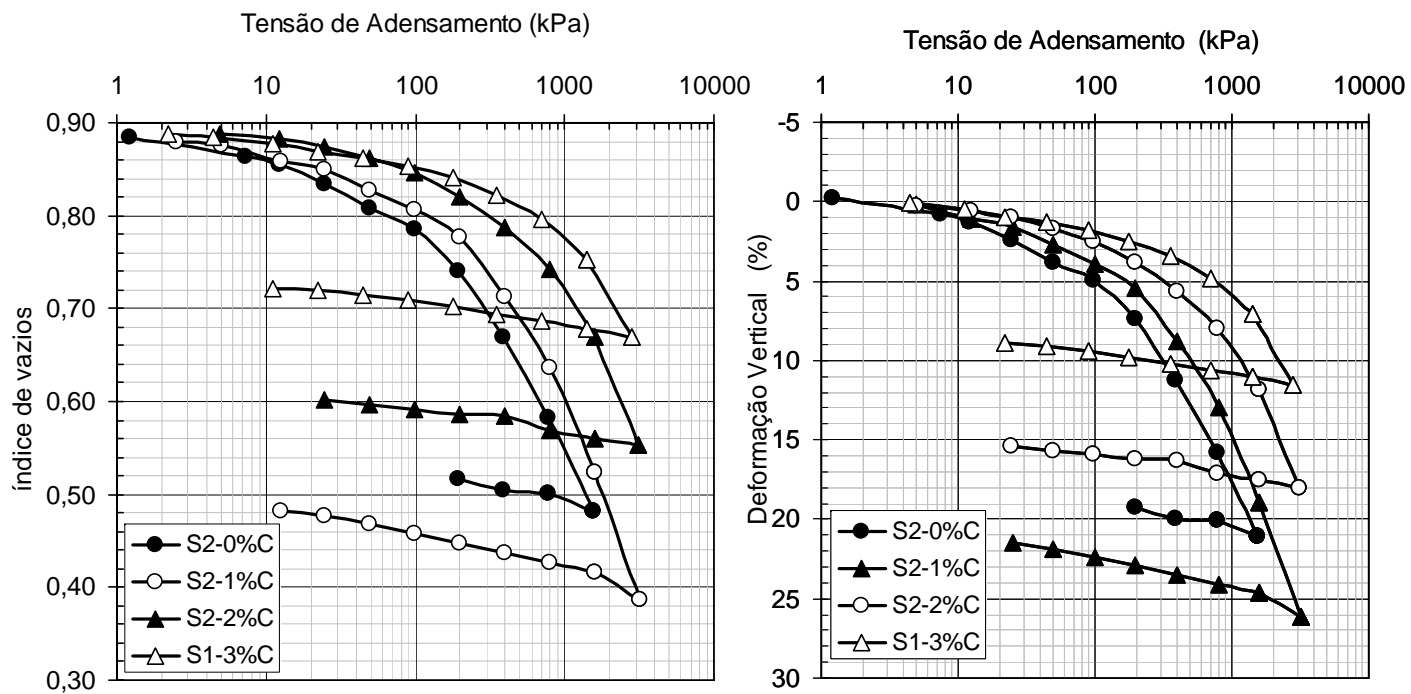


Figura 4.23 Curvas de compressão do solo 2 reconstituído com os terores de cimento de 0, 1, 2 e 3 %..

As amostras indeformadas do solo 1 e 2 foram ensaiadas com diferentes trajetórias de umedecimento. As Tabelas 4-10 e 4-11 e as Figuras 4-24 e 4-25 apresentam os índices físicos das amostras indeformadas dos solos 1 e 2 anterior e posterior a compressão e tensão e deformação de colapso/expansão e curvas de adensamento, respectivamente.

Tabela 4.10 Índices físicos de moldagem, pós compressão e tensão e deformação no momento do colapso do solo 1.

Solo 1	Moldagem			Pós Compressão			Colapso	
	w (%)	Sr (%)	e	w (%)	Sr (%)	e	σ (kPa)	ϵ (%)
S1-Indeformada-1	31,082	55,88	1,397	35,50	100	0,71	391,69	5,51
S1-Indeformada-2	31,082	52,38	1,490	36,50	100	0,69	197,01	12,49
S1-Indeformada-3	31,269	51,50	1,645	32,45	100	0,68	4,9	5,12

Baseado na concordância entre as curvas de compressão para altas tensões aplicadas, nota-se que os solos 1 e 2 apresentaram um comportamento semelhante após a inundação, apesar da heterogeneidade entre os índices de vazios. Para o solo 1 tal comportamento pode estar associado à condição meta-estável da sua estrutura, segundo comportamento semelhante descrito por Machado (2005). A partir do corpo-de-prova S1-indeformada-3, chegou-se aos valores de tensão de pré-adensamento, pelos métodos de Pacheco Silva e Casagrande, de 108 kPa e 103,30 kPa, respectivamente, e índice de compressão (C_c) de 0,65. Sugere-se que o colapso esteja relacionado à quebra da estrutura e perda da sucção baseado nos resultados de deformação sob inundação e valor de tensão de pré-adensamento.

Tabela 4.11 Índices físicos de moldagem, pós-compressão e tensão e deformação no momento do colapso/expansão do solo 2.

Solo 2	Moldagem			Pós Compressão			Expansão ou Colapso	
	w (%)	Sr (%)	e	w (%)	Sr (%)	e	σ (kPa)	ε (%)
S2-Indeformada-A	16,791	52,14	0,858	19,00	100	0,45	781,82	0,33
S2-Indeformada-B	16,791	51,57	0,867	25,48	100	0,59	2,46	1,56
S2-Indeformada-C	26,088	77,46	0,897	25,88	100	0,61	390,91	2,97

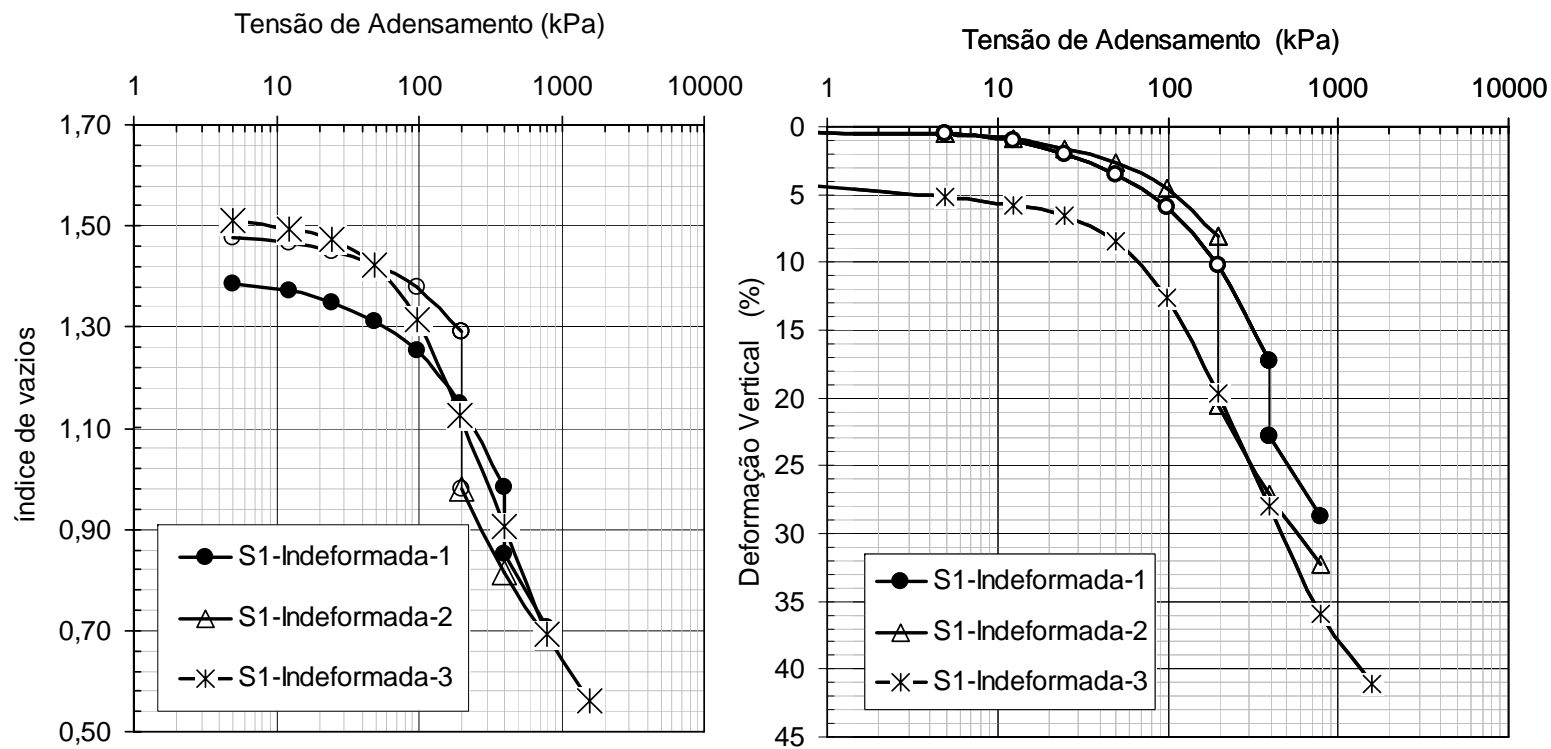


Figura 4.24 Curvas de compressão dos corpos-de-prova do solo 1 indeformado sob diferentes trajetórias de umedecimento.

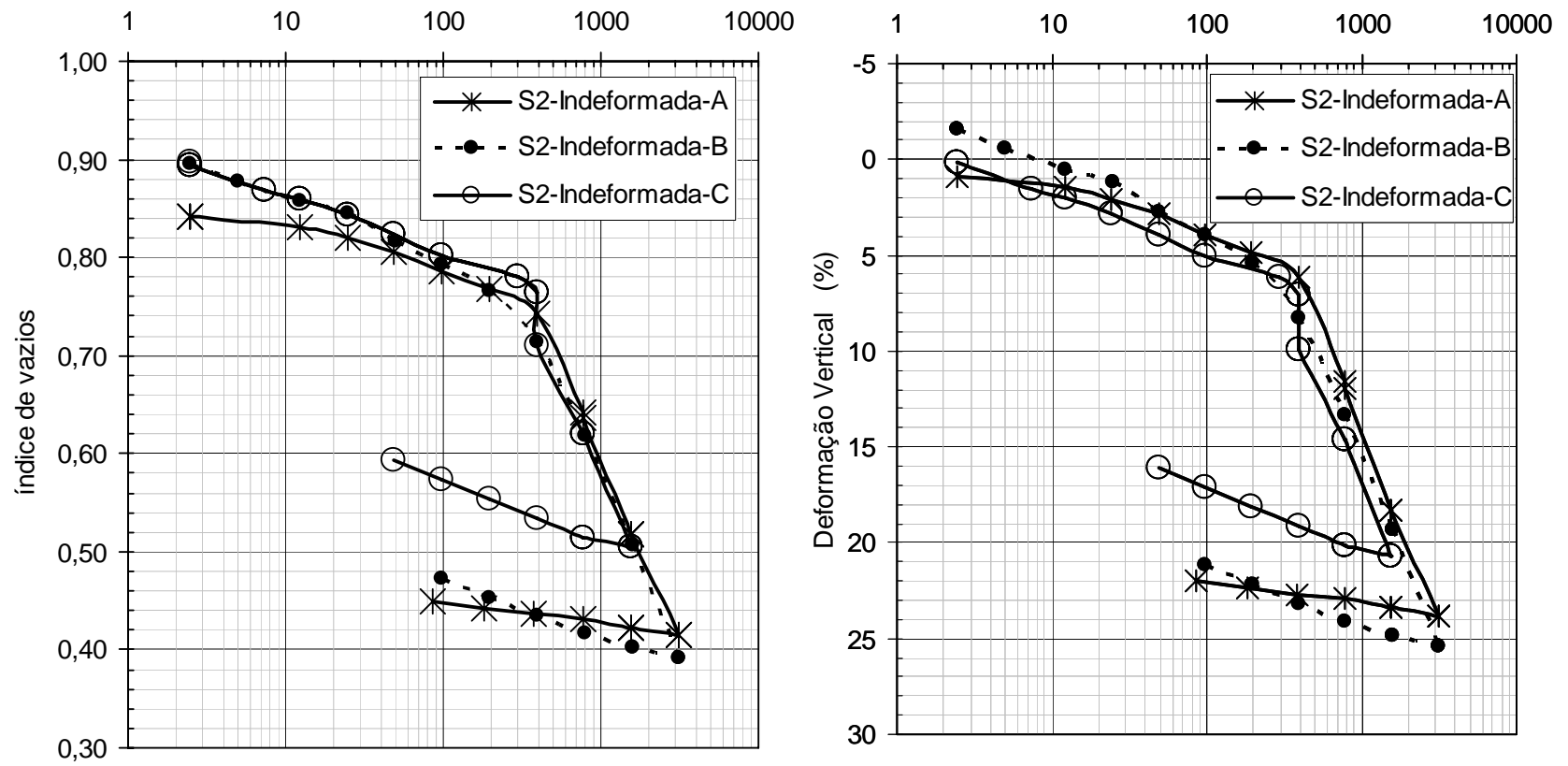


Figura 4.25 Curvas de compressão dos corpos-de-prova do solo 2 indeformado sob diferentes trajetórias de umedecimento.

4.6 Ensaio de Adensamento com Deformação e Sucção Controlada (CRSS)

Os CP's do ensaio CRSS foram ensaiados com o objetivo de se verificar a influência das seguintes variáveis: percentagem de cimento; sucção; teor de umidade; e índice de vazios de moldagem. Foram analisados, ainda, a colapsibilidade e/ou expansibilidade dos solos 1 e 2 durante a saturação e compressão das amostras.

As Figuras 4-26 a 4-32 apresentam as curvas de compressão do solo 1 em termos da tensão axial (σ) x índices de vazios (e) ou deformação axial (ϵ). A Tabela 4-12 apresenta os principais índices físicos calculados após a moldagem, saturação e término da compressão, tensões de pré-adensamento segundo Pacheco Siva e Casagrande, índice de compressão e observações pertinentes sobre a presença de colapso sob umedecimento.

Os resultados dos ensaios do solo 1 reconstituído sem cimentação foram inicialmente subdivididos em função da época de execução do ensaio e repetição de comportamento, para uma mesma sucção aplicada. O fato é justificável em função de se possuírem duas amostragens deste solo. O mesmo é aplicável ao solo 1 reconstituídos com 2 % de cimento. Os CP's do solo 1 reconstituído com 1 e 3 % de cimento foram ensaiados numa mesma época, logo, sendo considerado solos de uma mesma amostragem.

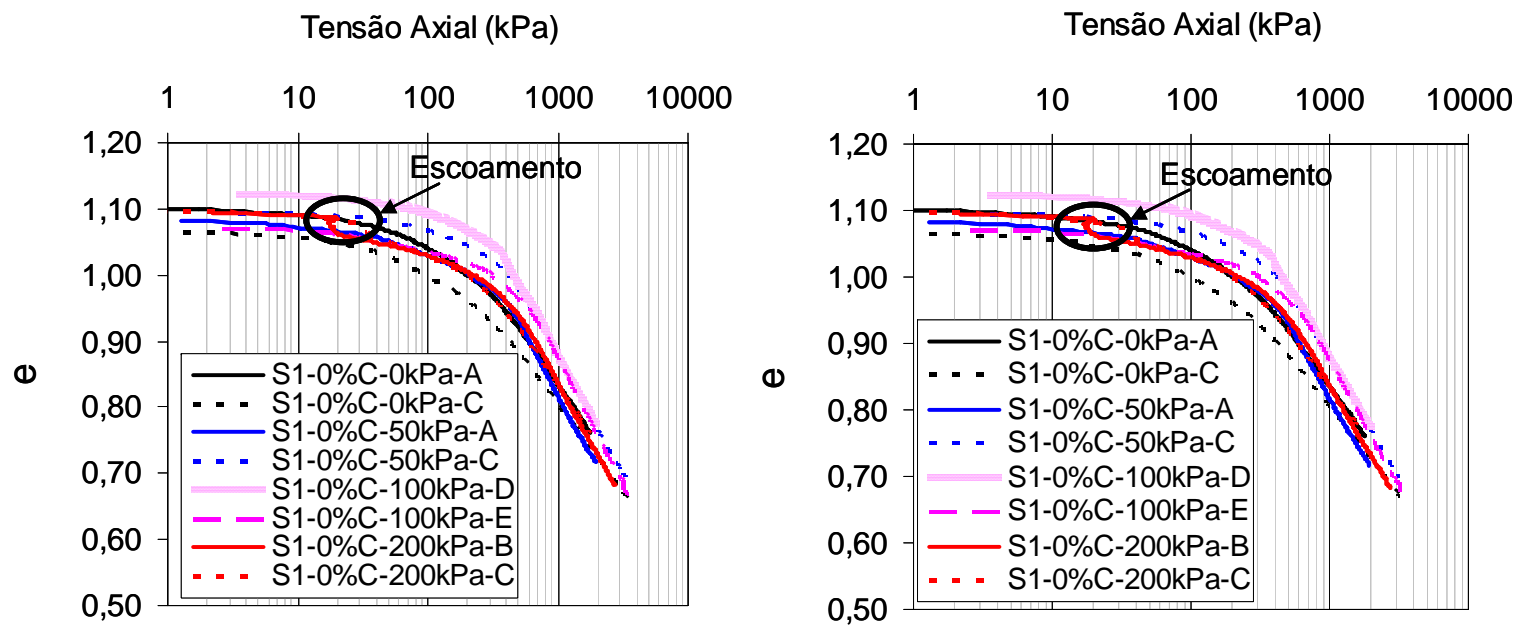


Figura 4.26 Curva de compressão- ensaio CRSS - dos corpos-de-prova do solo 1 reconstituído sem adição de cimento e com as sucções de 0, 50, 100 e 200 kPa- Análise 1

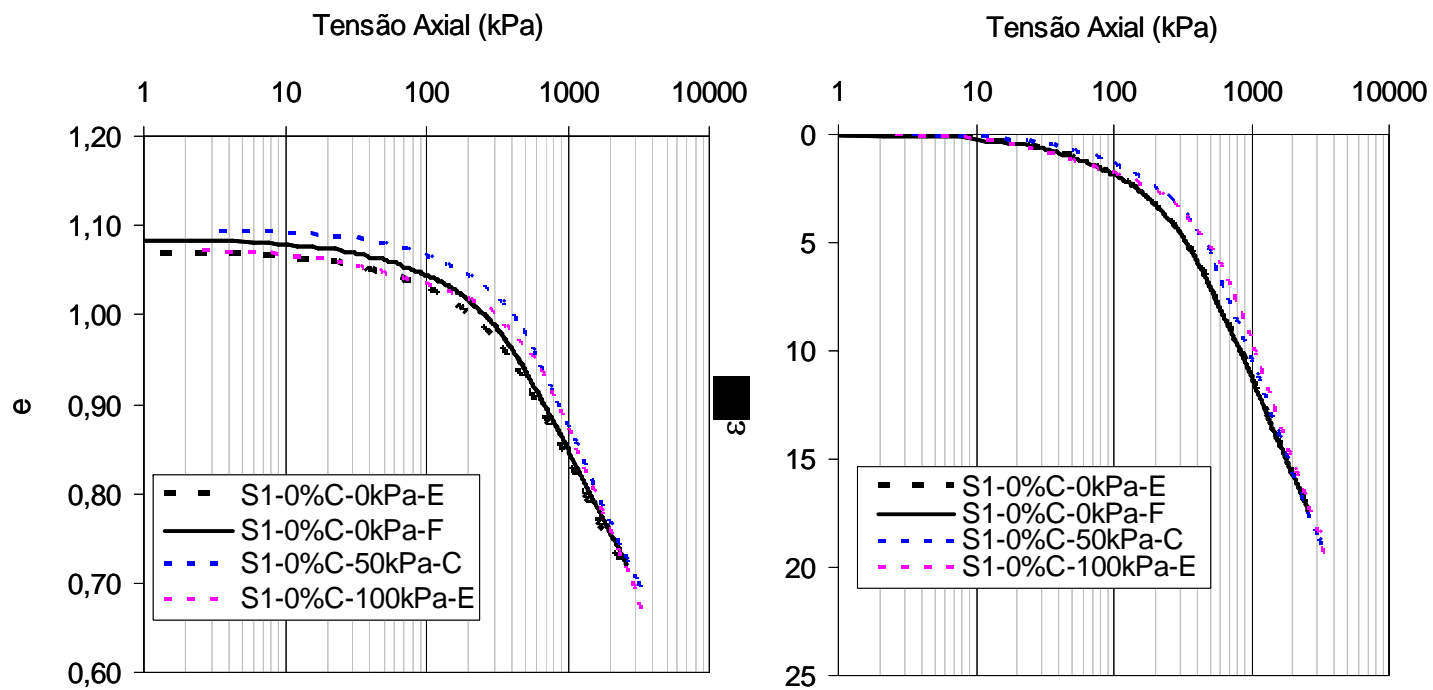


Figura 4.27 Curva de compressão- ensaio CRSS - dos corpos-de-prova do solo 1 reconstituído sem adição de cimento e com as sucções de 0, 50, 100 kPa - Análise 2

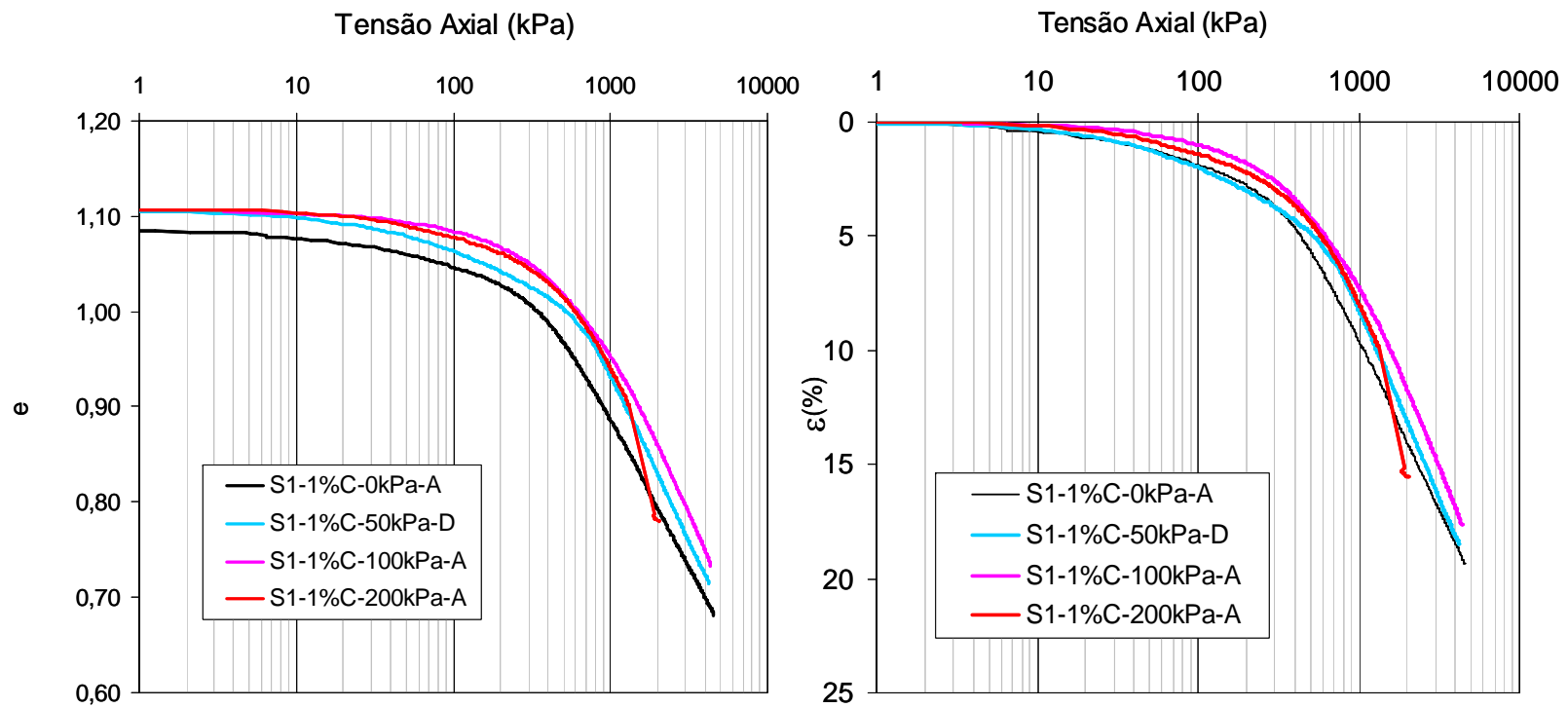


Figura 4.28 Curva de compressão- ensaio CRSS - dos corpos-de-prova do solo 1 reconstituído com 1 % de cimento e com as sucções de 0, 50, 100 e 200 kPa.

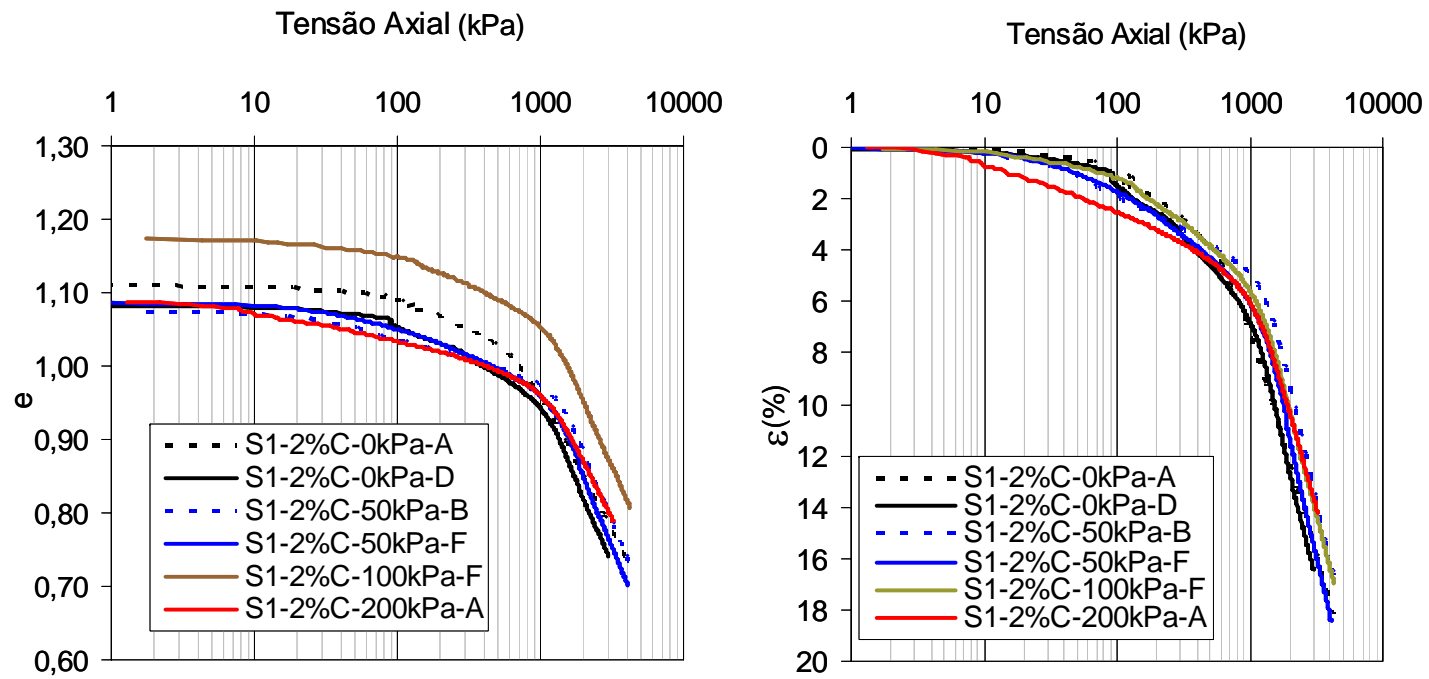


Figura 4.29 Curva de compressão- ensaio CRSS - dos corpos-de-prova do solo 1 reconstituído com 2 % de cimento e com as sucções de 0, 50, 100 kPa- Análise 1

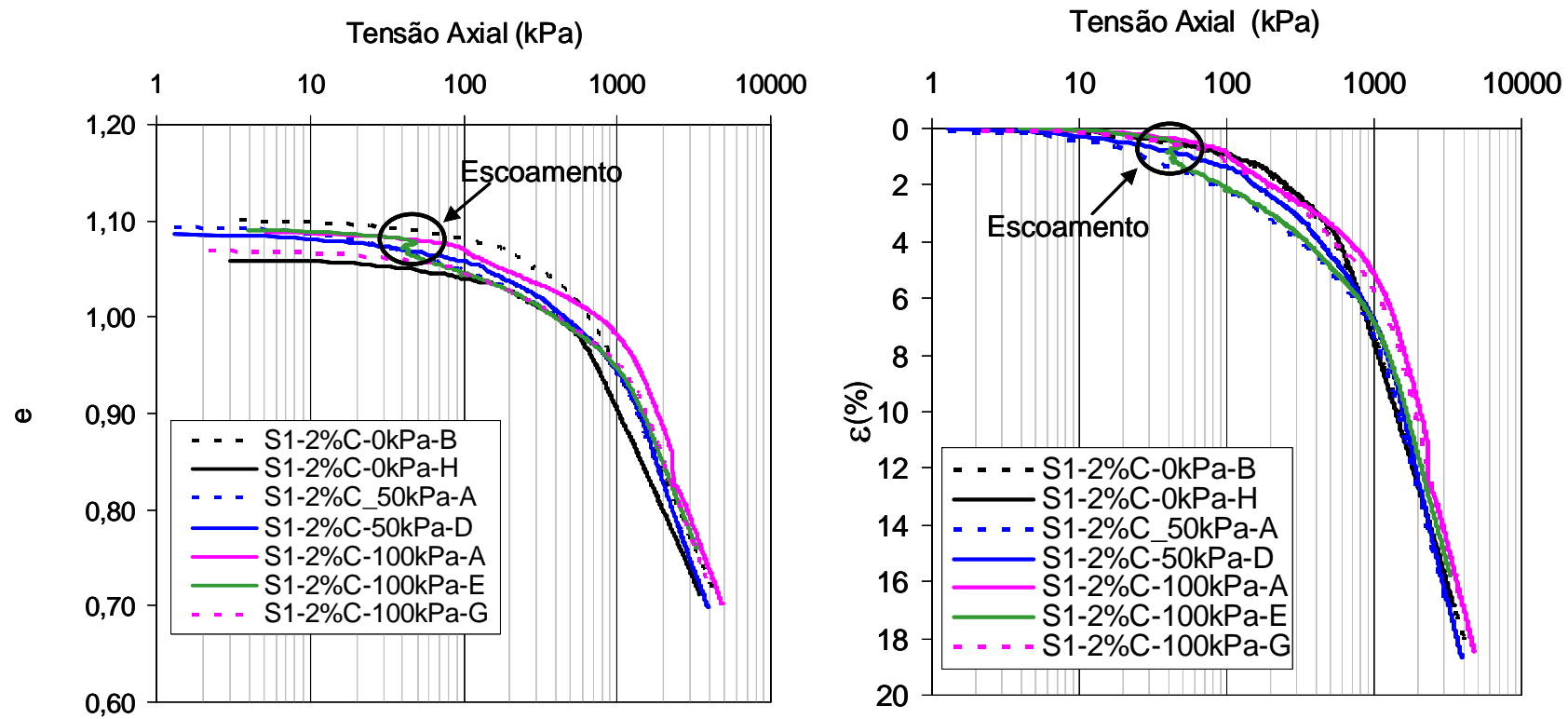


Figura 4.30 Curva de compressão- ensaio CRSS - dos corpos-de-prova do solo 1 reconstituído com 2 % de cimento e com as sucções de 0, 50, 100 kPa- Análise 2

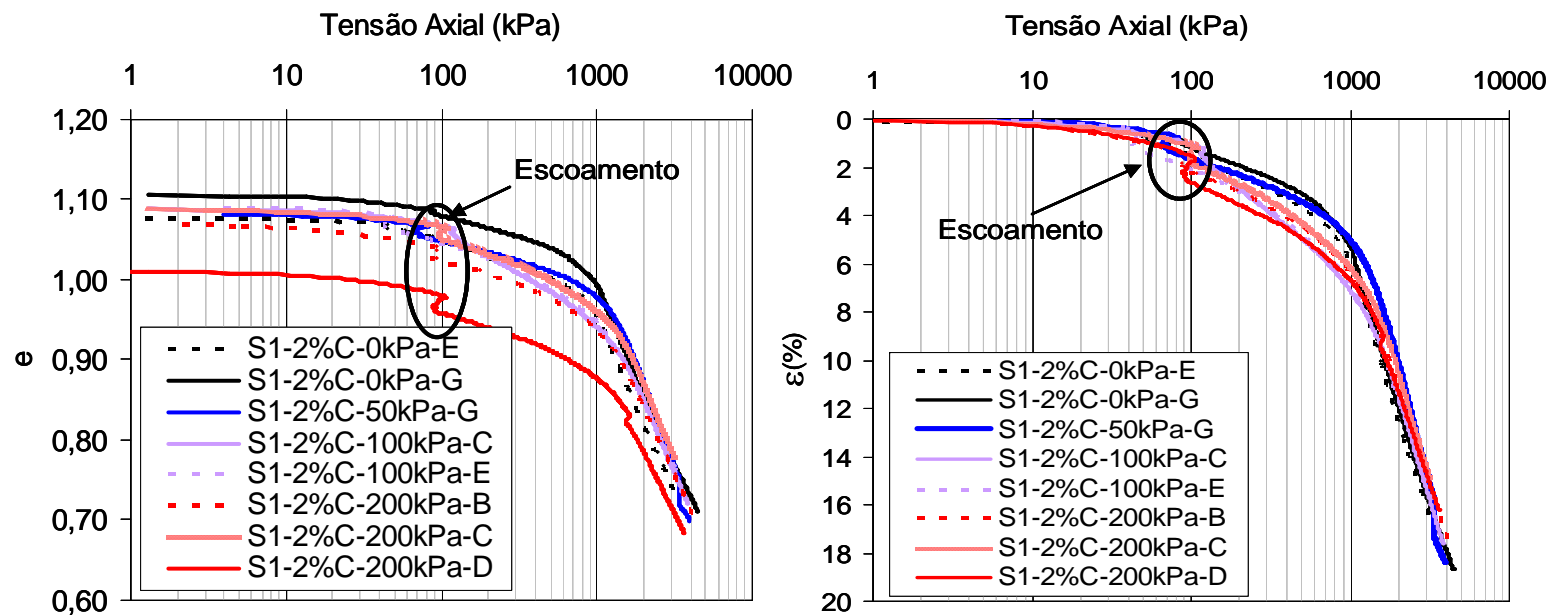


Figura 4.31 Curva de compressão- ensaio CRSS - dos corpos-de-prova do solo 1 reconstituído com 2 % de cimento e com as sucções de 0, 50, 100 e 200 kPa - Análise 3

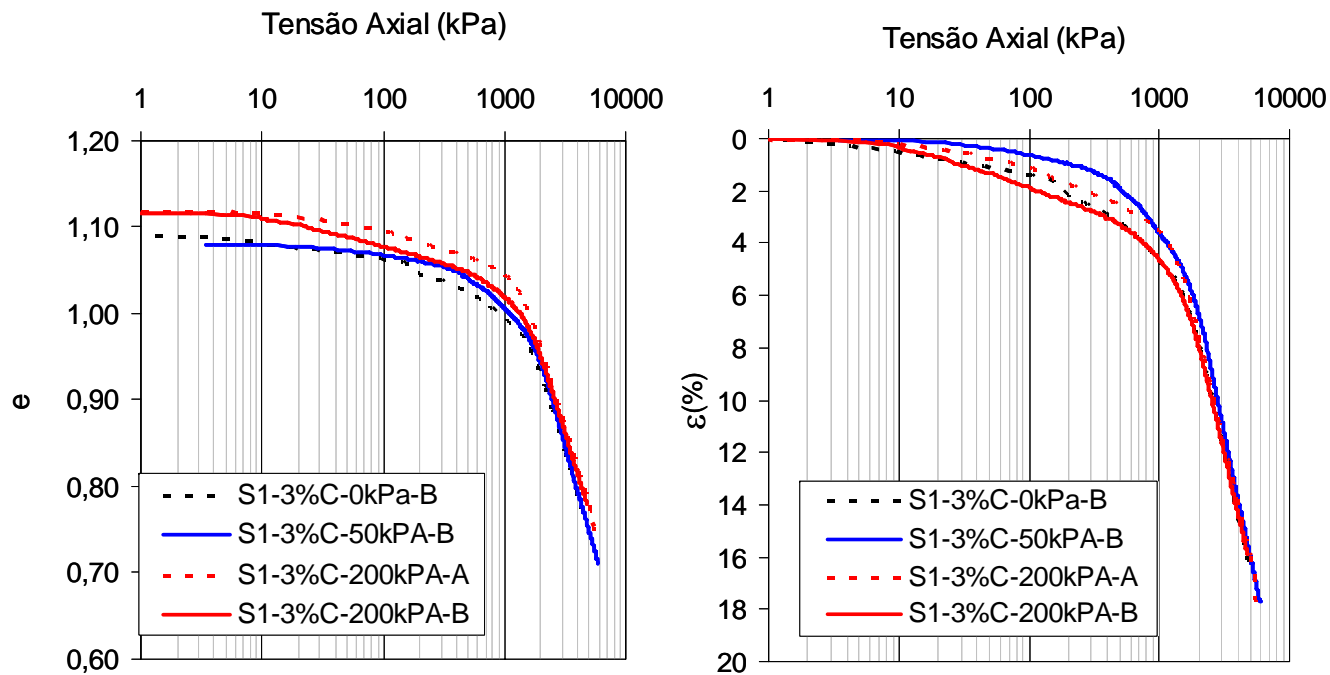


Figura 4.32 Curva de compressão- ensaio CRSS - dos corpos-de-prova do solo 1 reconstituído com 3 % de cimento e com as sucções de 0, 50, e 200 kPa

Tabela 4.12 Índices físicos, tensão de pré-adensamento segundo Pacheco Silva (σ_r^*) e Casagrande (σ_r^{**}), índice de compressão do solo 1

Solo	Sucção	Colapso ou escoamento				Moldagem			Inundação			Pós Compressão				Tensão de Pré-adensamento (kPa)		cc
		Observação	σ	e	\square	w (%)	Sr (%)	e	w (%)	Sr (%)	e	w (%)	Sr (%)	e	ε (%)	σ_r^*	σ_r^{**}	
	(kPa)		(kPa)	-	(%)													
S1-0%C-0kPa-A	0	-				36,61	90,26	1,099	38,81	95,67	1,099	29,34	100	0,75	16,63	211,84	269,94	0,29
S1-0%C-0kPa-B	0	-				32,15	80,90	1,077	34,27	86,24	1,077	26,94	100	0,66	20,2	328,10	409,74	0,37
S1-0%C-0kPa-C	0	-				33,40	84,97	1,065	39,61	101	1,065	30,67	100	0,66	19,70	177,83	247,52	0,26
S1-0%C-0kPa-D	0	Escoamento	16,75	1,10	0,58	33,40	81,10	1,116	36,88	89,54	1,116	30,67	100	0,68	20,65	151,71	188,98	0,29
S1-0%C-0kPa-E	0	-				33,40	84,85	1,068	39,61	100	1,068	30,67	100	0,71	17,42	247,17	286,11	0,29
S1-0%C-0kPa-F	0	-				32,30	80,80	1,083	36,22	91	1,083	30,67	100	0,72	17,34	232,27	296,53	0,29
S1-0%C-50kPa-A	50	-				32,15	80,45	1,083	38,01	95	1,083	26,94	100	0,66	20,2	293,76	380,22	0,37
S1-0%C-50kPa-B	50	Escoamento	7,36	1,11	1,77	36,59	89,01	1,114	38,45	94	1,114	29,46	100	0,70	19,5	223,87	314,80	0,30
S1-0%C-50kPa-C	50	-				33,57	83,10	1,095	35,52	88	1,095	26,66	100	0,69	19,13	349,95	406,25	0,34
S1-0%C-50kPa-D	50	Escoamento	21,88	1,09	0,69	32,79	80,95	1,098	37,60	93	1,098	28,62	100	0,73	17,64	366,44	511,81	0,31
S1-0%C-50kPa-E	50	-				32,98	80,20	1,114	37,73	92	1,114	30,67	100	0,76	16,79	239,33	278,08	0,49
S1-0%C-100kPa-A	100	-				32,70	82,69	1,072	36,67	92,73	1,072	30,67	100	0,78	14,10	510,50	671,07	0,40
S1-0%C-100kPa-B	100	Escoamento pequeno	34,51	1,07	0,40	32,59	80,55	1,096	36,51	90,23	1,096	30,55	100	0,72	17,86	298,54	396,41	0,33
S1-0%C-100kPa-C	100	-				36,59	89,97	1,102	39,47	97,05	1,102	29,27	100	0,74	17,31	373,25	450,88	0,35
S1-0%C-100kPa-D	100	-				32,15	77,45	1,125	36,62	88,23	1,125	29,06	100	0,74	17,95	318,42	372,09	0,36
S1-0%C-100kPa-E	100	Colapso-fim	3184,2	1,07	0,69	32,70	82,69	1,072	36,67	92,73	1,072	30,67	100	0,67	19,63	449,78	518,68	0,38
S1-0%C-200kPa-A	200	Escoamento pequeno	11,53	1,11	0,21	32,15	77,76	1,120	36,30	87,81	1,120	27,25	100	0,71	19,23	367,28	489,64	0,35
S1-0%C-200kPa-B	200	Escoamento	19,72	1,09	0,88	33,57	83,10	1,095	37,08	91,78	1,095	27,34	100	0,68	19,65	293,76	424,09	0,35
S1-0%C-200kPa-C	200	Escoamento	31,41	1,08	0,68	36,08	89,08	1,097	39,03	96,37	1,097	29,33	100	0,75	16,63	234,96	314,26	0,30
S1-0%C-200kPa-D	200	Colapso	895,36	0,89	3,13	33,63	82,52	1,104	40,91	100	1,104	33,73	100	0,65	21,42	308,32	421,14	0,30

Continuação - Tabela 4.12

Solo	Sucção (kPa)	Colapso ou escoamento			Moldagem			Inundação			Pós Compressão				Tensão de Pré-adensamento (kPa)		cc	
		Observação	σ	e	ε	w (%)	Sr (%)	e	w (%)	Sr (%)	e	w (%)	Sr (%)	e	ε (%)	σ_r^*		σ_r^{**}
			(kPa)	-	(%)													
S1-1%C-0kPa-A	0	-				32,74	81,81	1,085	41,24	103	1,085	29,63	100	0,68	19,35	338,84	435,87	0,30
S1-1%C-0kPa-B	0	Escoamento	25,23	1,06	0,95	32,74	80,52	1,103	36,97	91	1,103	29,63	100	0,65	21,63	140,28	249,51	0,29
S1-1%C-0kPa-C	0	-				32,71	81,26	1,092	37,16	92	1,092	26,64	100	0,62	22,63	232,27	285,41	0,39
S1-1%C-50kPa-A	50	Colapso	616,60	0,88	0,69	32,73	80,54	1,102	28,05	69	1,102	29,00	100	0,76	16,23	166,72	201,33	0,30
S1-1%C-50kPa-B	50	Escoamento	25,23	1,09	0,76	32,49	80,46	1,095	35,42	88	1,095	29,94	100	0,71	18,28	422,67	520,07	0,38
S1-1%C-50kPa-C	50	-				32,73	80,84	1,098	29,77	74	1,098	48,49	100	0,75	16,74	298,54	352,82	0,46
S1-1%C-50kPa-D	50	-				33,00	80,98	1,105	25,23	62	1,105	33,77	100	0,72	18,51	626,61	783,81	0,36
S1-1%C-75kPa	75	Colapso	666,81	0,91	0,69	34,35	82,97	1,123	39,35	95	1,123	32,99	100	0,68	20,93	247,17	287,83	0,32
S1-1%C-100kPa-A	100	-				33,00	80,98	1,105	42,11	103	1,105	27,10	100	0,73	17,66	645,65	799,87	0,35
S1-1%C-100kPa-B	100	-				32,84	77,98	1,142	44,99	107	1,142	27,84	100	0,75	18,23	518,80	671,43	0,41
S1-1%C-200kPa	200	-				32,71	78,21	1,134	39,33	94	1,134	26,64	100	0,69	20,80	587,49	674,47	0,56
S1-1%C-200kPa-A	200	Colapso	1315	0,91	5,47	33,00	80,82	1,107	41,15	101	1,107	30,73	100	0,78	15,54	677,64	783,07	0,44
S1-1%C-200kPa-B	200	Colapso	1510	0,84	0,69	32,91	82,32	1,084	37,30	93	1,084	28,93	100	0,67	19,85	494,31	569,84	0,36

Tabela 4.12 Continuação

Solo	Sucção (kPa)	Colapso ou escoamento			Moldagem			Inundação			Pós Compressão				Tensão de Pré-adensamento (kPa)		cc	
		Observação	σ	e	ε	w (%)	Sr (%)	e	w (%)	Sr (%)	e	w (%)	Sr (%)	e	ε (%)	σ_r^*		σ_r^{**}
			(kPa)	-	(%)													
S1-2%C-50kPa-G	50	Escoamento/ colapso	83,37	1,07	0,64	32,72	82,02	1,083	36,74	92,10	1,083	30,80	100	0,70	18,38	1104,08	1279,00	0,50
S1-2%C-100kPa-A	100	Escoamento/ colapso	93,11	1,07	0,44	32,92	82,07	1,089	36,05	89,88	1,089	73,20	100	0,70	0,00	900,00	1220,05	0,38
S1-2%C-100kPa-B	100	Colapso	204,64	0,90	1,82	33,40	78,86	1,150	38,81	91,63	1,150	25,89	100	0,69	21,54	100,00	123,39	0,44
S1-2%C-100kPa-C	100	Escoamento	114,29	1,07	0,31	31,55	78,62	1,089	34,84	86,83	1,089	49,57	100	0,72	17,60	900,00	1185,85	0,45
S1-2%C-100kPa-D	100	-				36,59	89,97	1,102	39,47	97,05	1,102	29,27	100	0,74	17,31	322,85	386,21	0,33
S1-2%C-100kPa-E	100	Escoamento	46,56	1,08	0,47	35,40	88,15	1,090	37,29	92,84	1,090	30,36	100	0,70	18,43	897,43	1186,18	0,40
S1-2%C-100kPa-F	100	-				33,49	77,39	1,175	41,71	96,37	1,175	32,92	100	0,81	16,91	1020,94	1269,84	0,44
S1-2%C-100kPa-G	100	Escoamento peq.	85,11	1,05	0,15	31,79	80,64	1,070	33,06	83,85	1,070	28,77	100	0,72	17,05	1000,00	1336,89	0,45
S1-2%C-200kPa-A	200	Escoam.peq.	7,85	1,08	0,37	35,51	88,73	1,086	37,05	92,57	1,086	28,61	100	0,74	16,72	972,75	1136,05	0,38
S1-2%C-200kPa-B	200	Escoamento	86,30	1,04	0,69	33,22	84,22	1,070	35,05	88,86	1,070	28,60	100	0,70	17,88	900,00	1183,43	0,41
S1-2%C-200kPa-C	200	Escoamento	107,15	1,07	0,74	31,35	78,11	1,089	35,34	88,05	1,089	28,28	100	0,73	17,43	988,55	1298,22	0,41
S1-2%C-200kPa-D	200	Escoamento	100,00	0,98	0,69	33,00	88,55	1,011	36,08	96,80	1,011	41,06	100	0,69	16,23	957,19	1157,25	0,35
S1-2%C-200kPa-E	200	Escoamento	28,58	1,06	0,52	32,75	82,72	1,074	35,56	89,82	1,074	29,91	100	0,70	0,00	900,00	1071,65	0,38

Tabela 4.12 Continuação

Solo	Sucção (kPa)	Colapso ou escoamento			Moldagem			Inundação			Pós Compressão				Tensão de Pré-adensamento (kPa)		cc	
		Observação	σ	e	ε	w (%)	Sr (%)	e	w (%)	Sr (%)	e	w (%)	Sr (%)	e	ε (%)	σ_r^*		σ_r^{**}
			(kPa)	-	(%)													
S1-2%C-200kPa-F	200	-				32,90	81,04	1,102	37,79	93,09	1,102	30,67	100	0,71	18,46	449,78	547,47	0,40
S1-3%C-0kPa-A	0	-	-	-	-	33,000	77,70	1,154	37,99	89	1,154	34,570	100	0,83	14,98	1663,41	1917,37	0,48
S1-3%C-0kPa-B	0	Escoam.peq.	169,43	1,06	0,36	32,653	81,19	1,092	37,34	93	1,092	31,289	100	0,75	16,22	1355,19	1600,30	0,45
S1-3%C-50kPa-A	50	Escoamento	70,15	1,14	0,69	33,000	77,70	1,154	37,99	89	1,154	34,570	100	0,75	18,61	1174,90	1359,88	0,55
S1-3%C-50kPa-B	50	-	-	-	-	32,500	81,68	1,081	46,11	116	1,081	34,570	100	0,71	17,71	1419,06	1632,19	0,49
S1-3%C-50kPa-C	50	-	-	-	-	32,854	81,26	1,098	36,82	91	1,098	30,192	100	0,78	15,23	1489,36	1687,21	0,54
S1-3%C-100kPa-B	100	-	-	-	-	33,400	80,09	1,133	49,76	119	1,133	30,670	100	0,72	19,28	1374,04	1701,01	0,46
S1-3%C-100kPa-C	100	-	-	-	-	33,000	82,04	1,093	37,53	93	1,093	31,627	100	0,72	17,76	1442,12	1724,12	0,48
S1-3%C-200kPa-A	200	-	-	-	-	33,000	80,07	1,119	36,83	89	1,119	33,590	100	0,74	17,74	1291,22	1407,91	0,44
S1-3%C-200kPa-B	200	-	-	-	-	33,600	81,67	1,117	38,93	95	1,117	30,400	100	0,78	15,92	1510,08	1665,26	0,48
S1-3%C-200kPa-C	200	Escoamento	154,88	1,05	0,77	33,400	82,75	1,096	37,78	94	1,096	30,670	100	0,72	18,08	1312,20	1637,26	0,39

A partir das análises dos índices de compressão e da tensão de pré-adensamento do solo 1 sem cimentação, para uma mesma sucção aplicada, é verificado que o teor e umidade de moldagem influencia no comportamento das curvas σ_x e ou $\sigma_x \epsilon$. Ainda foi observado que o índice de compressão cresce com a aplicação de sucção, salvo em casos em que ocorre o escoamento a baixas tensões aplicadas e que para uma mesma sucção aplicada, os CP's com 0 e 1 % apresentam índices de compressão muito próximos. O mesmo ocorre para os teores de cimento de 2 e 3 %. A Figura 4.31 ilustra o comportamento citado. Nestas figuras é verificado que os resultados do solo 1 reconstituído sem cimentação e com 2 % de cimento foram subdivididos em Análises. Isto se deve a divergência entre os parâmetros, para uma mesma percentagem de cimento e sucção aplicada, devido a existência de duas amostragens deste solo e repetição do escoamento. Os CP's do solo 1 reconstituídos com 1 e 3 % de cimento foram definidos como sendo de uma única Análise justificada em função de destes CP's terem sido ensaiados numa mesma época e conseqüentemente correspondentes a uma mesma amostragem.

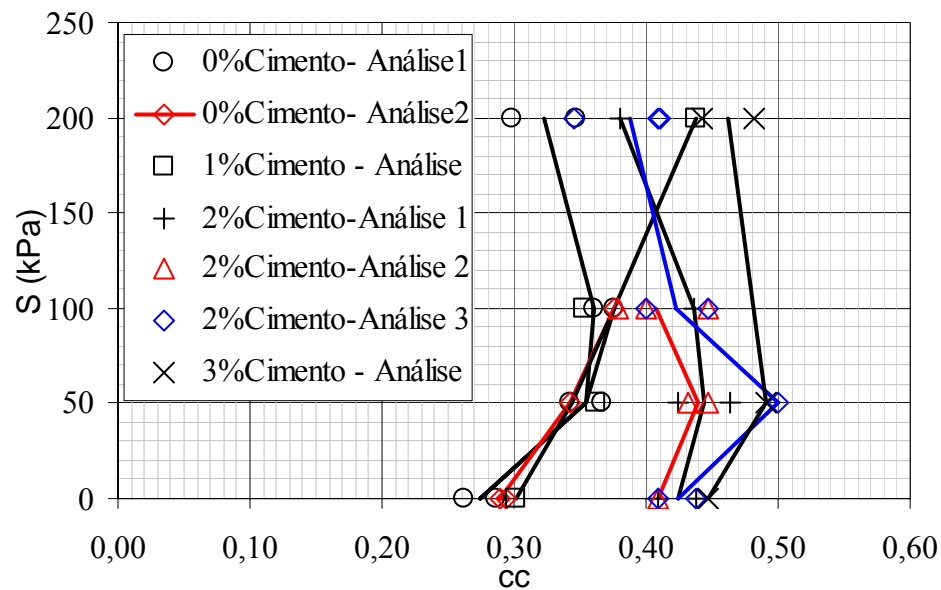


Figura 4.33 Gráfico índice de compressão (Cc) x sucção aplicada (S) de corpos-de-prova do solo 1 com os teores de cimento de 0, 1, 2 e 3 %.

A Figura 4.34 apresenta um resumo do comportamento da tensão de pré-adensamento em função da sucção aplicada e da percentagem de cimento. Verifica-se que o solo sem cimentação possui duas variantes do desenvolvimento da curva devido a

presença de escoamento, sobretudo nos CP's com sucção de 200 kPa. Observa-se que as sucções acima de 100 kPa tendem a influenciar muito pouco na rigidez do material.

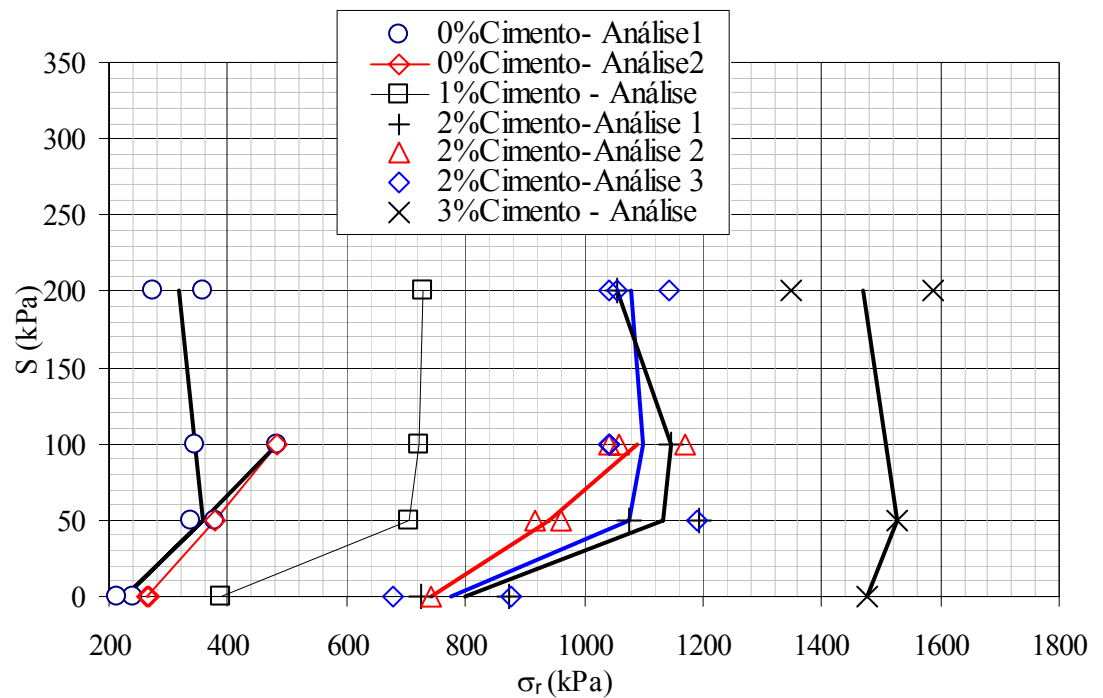


Figura 4.34 Gráfico Sucção (S) x tensão de pré-adensamento (σ_r) para os corpos-de-prova com 0, 1, 2 e 3 % de cimento.

As Figuras 4-35 a 4-38 apresentam as curvas de compressão com as sucções aplicadas de 0, 50, 100 e 200 kPa dos CP's do solo 2 com os teores de cimento de 0, 1, 2 e 3 %. Encontram-se na Tabela 4.13 os principais índices físicos correspondentes à moldagem, saturação e pós-compressão e tensões de pré-adensamento, segundo Pacheco Silva (σ_r^*) e Casagrande (σ_r^{**}), e índice de compressão (Cc).

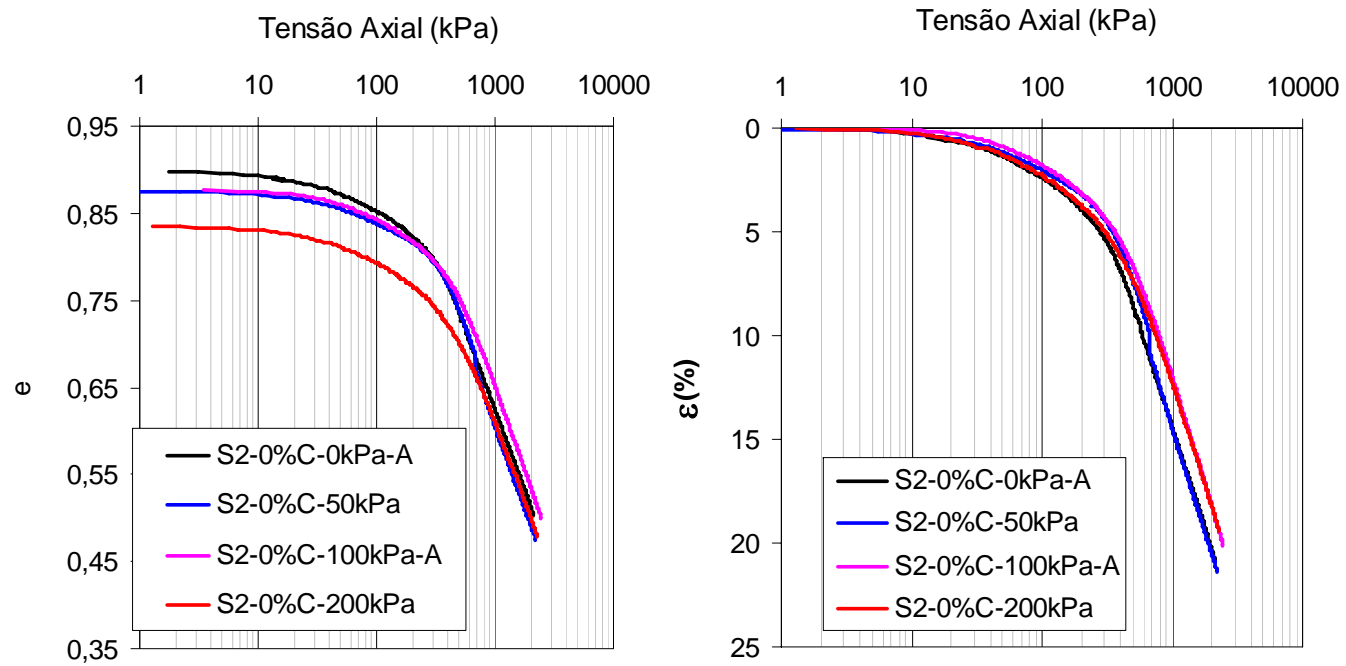


Figura 4.35 Curva de compressão- ensaio CRSS - dos corpos-de-prova do solo 2 reconstituído sem cimento e com as sucções de 0, 50, 100 e 200 kPa

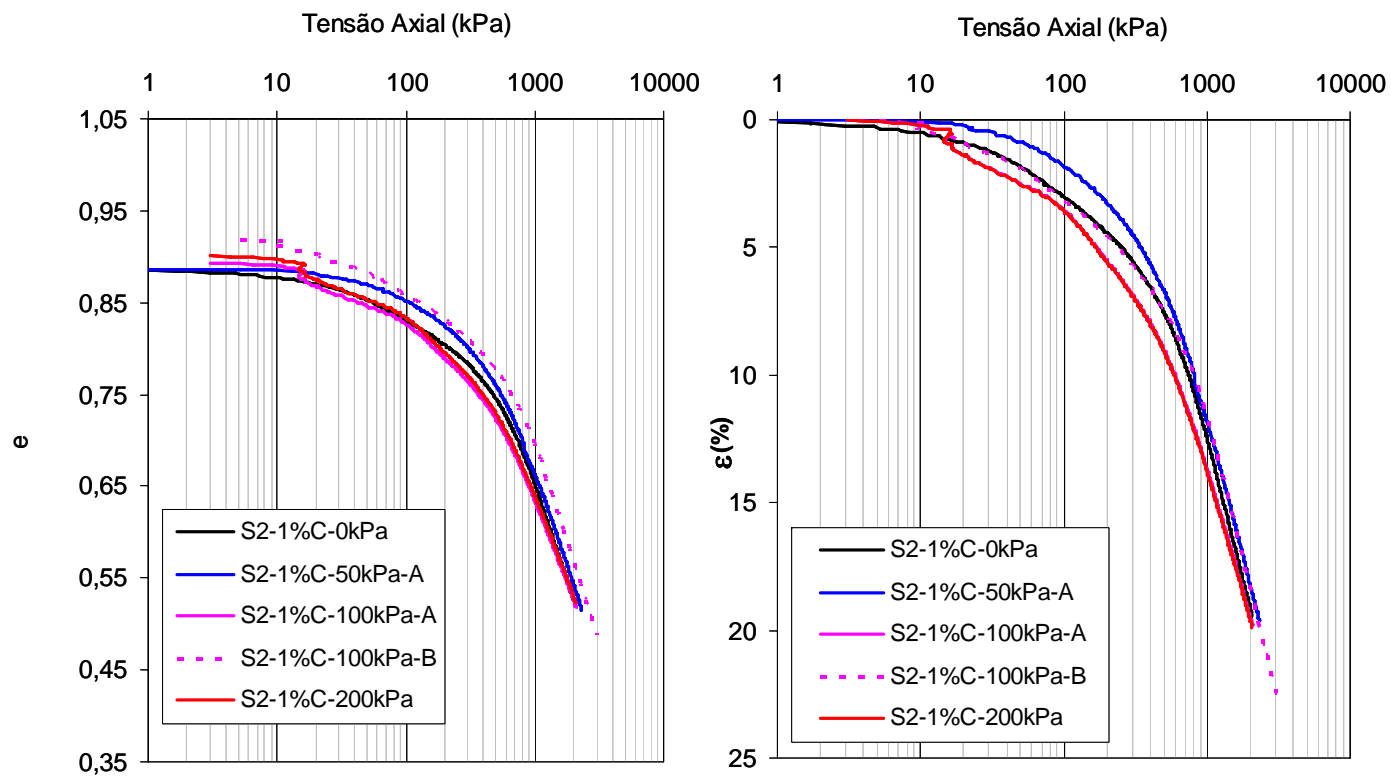


Figura 4.36 Curva de compressão- ensaio CRSS - dos corpos-de-prova do solo 2 reconstituído 1 %de cimento e com as sucções de 0, 50, 100 e 200 kPa

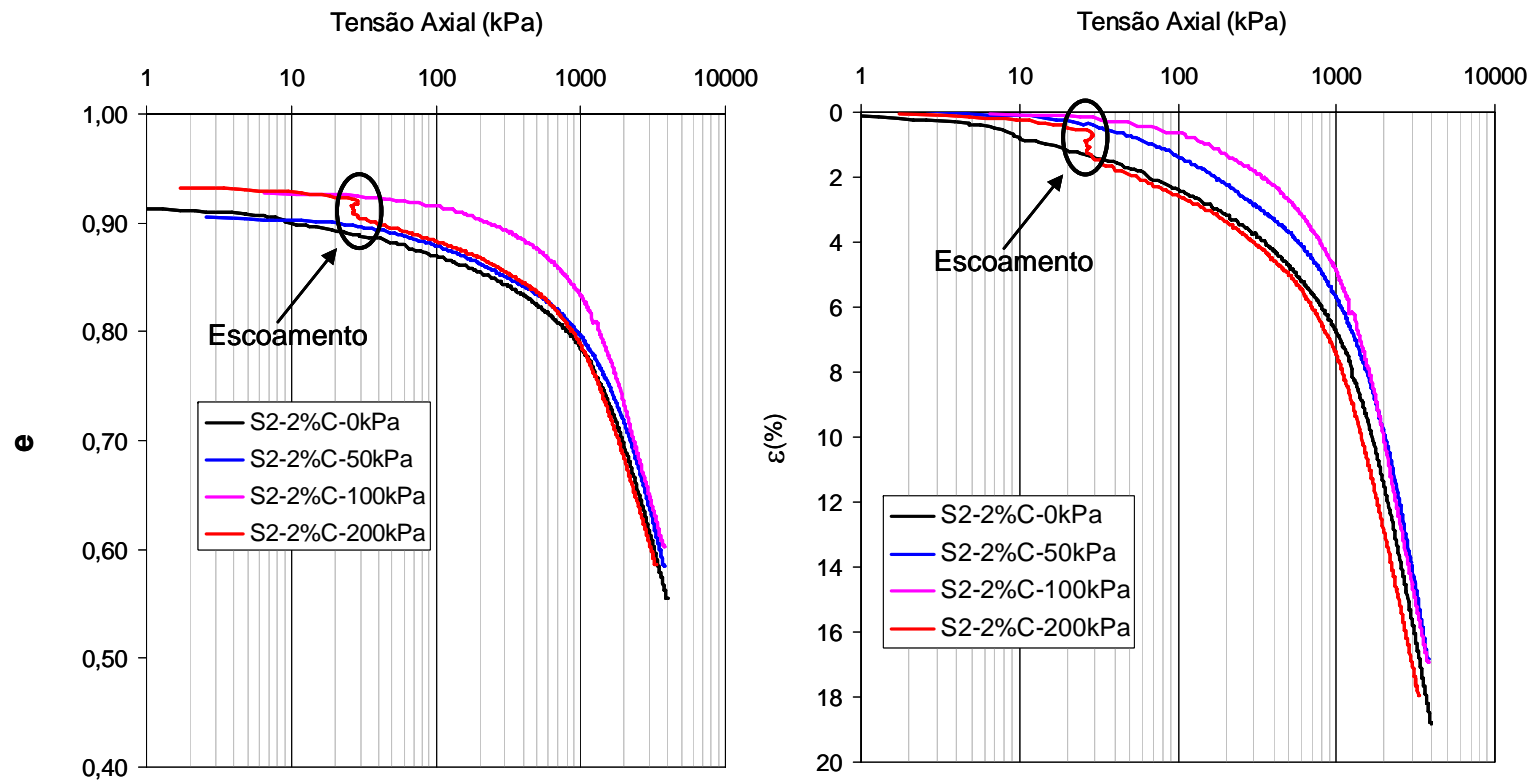


Figura 4.37 Curva de compressão- ensaio CRSS - dos corpos-de-prova do solo 2 reconstituído 2 %de cimento e com as sucções de 0, 50, 100 e 200 kPa

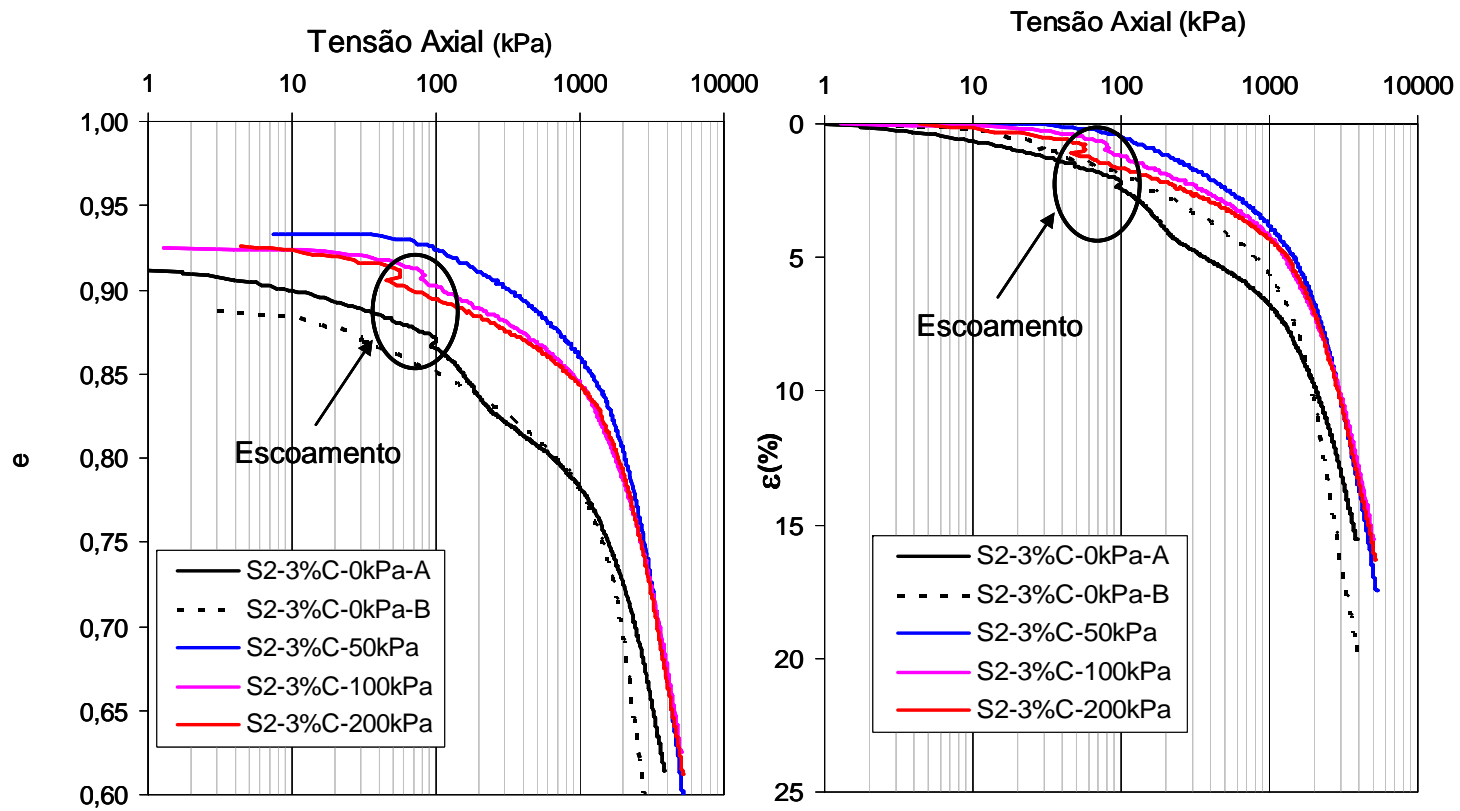


Figura 4.38 Curva de compressão- ensaio CRSS - dos corpos-de-prova do solo 2 reconstituído 1 %de cimento e com as sucções de 0, 50, 100 e 200 kPa

Tabela 4.13 Índices físicos, tensão de pré-adensamento segundo Pacheco Silva (σ_r^*) e Casagrande (σ_r^{**}), índice de compressão (C_c) do solo 2

Solo	Sucção (kPa)	Colapso ou escoamento				Moldagem			Inundação			Pós Compressão				Tensão de Pré-adensamento (kPa)		cc
		Observação	σ	e	ε	w (%)	Sr (%)	e	w (%)	Sr (%)	e	w (%)	Sr (%)	e	ε (%)	σ_r^*	σ_r^{**}	
			(kPa)	-	(%)													
S2-0%C-0kPa-A	0	-				27,13	80,90	0,898	29,23	87,19	0,898	24,20	100	0,50	20,77	280,54	331,83	0,37
S2-0%C-50kPa	50	-	83,37	1,04	0,69	27,79	82,22	0,902	29,98	88,72	0,902	25,80	100	0,56	18,18	259,42	323,42	0,39
S2-0%C-50kPa	50	Colapso	656,15	0,69	1,09	27,13	82,64	0,876	29,19	88,92	0,876	24,20	100	0,48	21,37	318,42	418,41	0,39
S2-0%C-100kPa-A	100	-				27,13	82,64	0,876	31,22	95,11	0,876	24,20	100	0,50	20,05	354,81	442,55	0,36
S2-0%C-200kPa	200	Escoamento	83,37	1,04	0,69	25,53	81,64	0,835	26,90	86,04	0,835	24,20	100	0,48	19,38	366,44	540,10	0,36
S2-1%C-0kPa	0	-				25,98	78,25	0,887	30,14	90,77	0,887	24,62	100	0,52	19,48	442,59	546,56	0,39
S2-1%C-50kPa-A	50	Colapso	805,38	0,69	0,73	25,98	78,37	0,886	30,39	91,69	0,886	19,45	100	0,52	19,62	494,31	574,71	0,41
S2-1%C-100kPa-A	100	Escoamento	15,49	0,89	0,56	26,41	78,99	0,894	29,40	87,91	0,894	20,80	100	0,52	19,80	378,44	449,36	0,36
S2-1%C-100kPa-B	100	-	10,12	0,92	0,32	27,96	81,30	0,919	29,63	86,17	0,919	25,35	100	0,49	22,46	606,74	713,90	0,45
S2-1%C-200kPa	200	Escoamento	15,96	0,89	0,56	27,12	80,44	0,901	29,99	88,94	0,901	18,99	97	0,52	19,88	366,44	464,92	0,37
S2-2%C-0kPa	0	-	-	-	-	27,62	80,72	0,915	28,95	84,62	0,915	23,59	100	0,55	18,83	1291,22	1392,14	0,51

Continuação - Tabela 4.13

Solo	Sucção (kPa)	Colapso ou escoamento				Moldagem			Inundação			Pós Compressão				Tensão de Pré-adensamento (kPa)		cc
		Observação	σ	e	ε	w	Sr	e	w	Sr	e	w	Sr	e	ε (%)	σ_r^*	σ_r^{**}	
			(kPa)	-	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)		
S2-2%C-50kPa	50	-	-	-	-	26,06	77,03	0,905	27,27	80,62	0,905	24,34	100	0,58	16,84	1419,06	1564,00	0,51
S2-2%C-100kPa	100	-	-	-	-	27,29	78,66	0,928	29,01	83,62	0,928	24,23	100	0,60	16,92	1137,63	1345,33	0,49
S2-2%C-200kPa	200	Escoamento	28,18	0,92	0,7	27,63	79,23	0,933	30,06	86,19	0,933	24,23	100	0,59	17,93	928,97	1131,87	0,44
S2-3%C-0kPa-A	0	Escoamento	94,62	0,87	0,31	27,15	79,65	0,912	28,57	83,80	0,912	25,73	100	0,61	15,56	1489,36	1565,47	0,41
S2-3%C-0kPa-B	0	Escoamento	29,44	0,87	0,35	27,15	81,87	0,888	29,12	87,80	0,888	24,00	100	0,51	20,18	1312,20	1462,90	0,57
S2-3%C-50kPa	50	-	-	-	-	27,13	77,79	0,934	28,52	81,80	0,934	24,20	100	0,60	17,44	1883,65	2147,82	0,55
S2-3%C-100kPa	100	Escoamento	80,91	0,91	0,31	27,64	80,00	0,925	28,71	83,09	0,925	22,32	96	0,63	15,55	1853,53	2185,11	0,49
S2-3%C-200kPa	200	Escoamento	57,15	0,91	0,58	27,69	80,04	0,926	28,89	83,50	0,926	23,70	100	0,61	16,29	1770,11	1994,72	0,47

Assim como no caso do solo 1, o solo 2 também apresentou uma predominância do escoamento com o aumento da percentagem de cimento, a baixas tensões aplicadas.

Na Figura 4.39 são apresentados os comportamentos dos índices de compressão das curvas analisadas nas Figuras 4-35 a 4-38. Assim como no caso do solo 1, o índice de compressão e a tensão de pré-adensamento do solo 2 tendem a aumentar com a aplicação da sucção, salvo em casos em que ocorreu o escoamento a baixas tensões aplicadas. As Figuras-4-39 e 4-40 apresentam estes resultados.

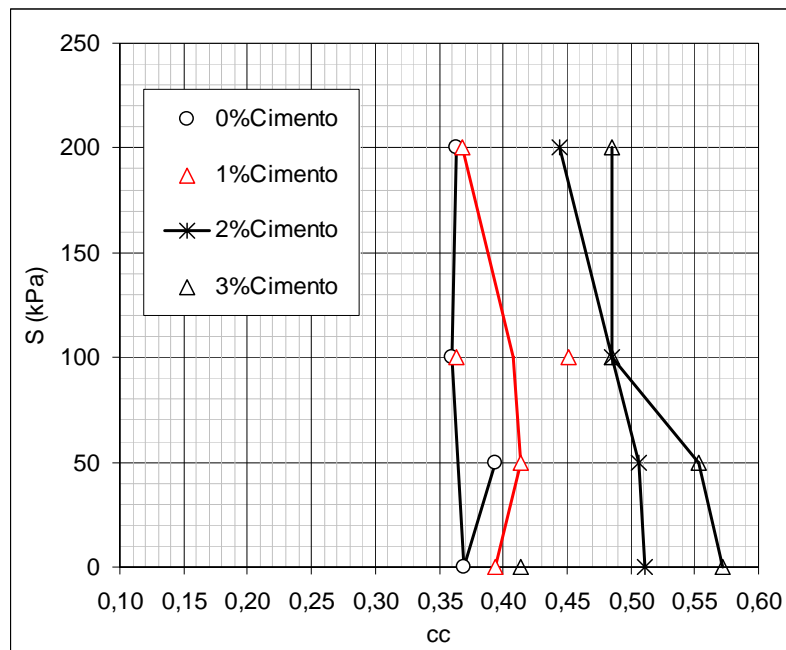


Figura 4.39 Gráfico índice de compressão (Cc) x sucção aplicada (S) de corpos-de-prova do solo 2 com os teores de cimento de 0, 1, 2 e 3 %.

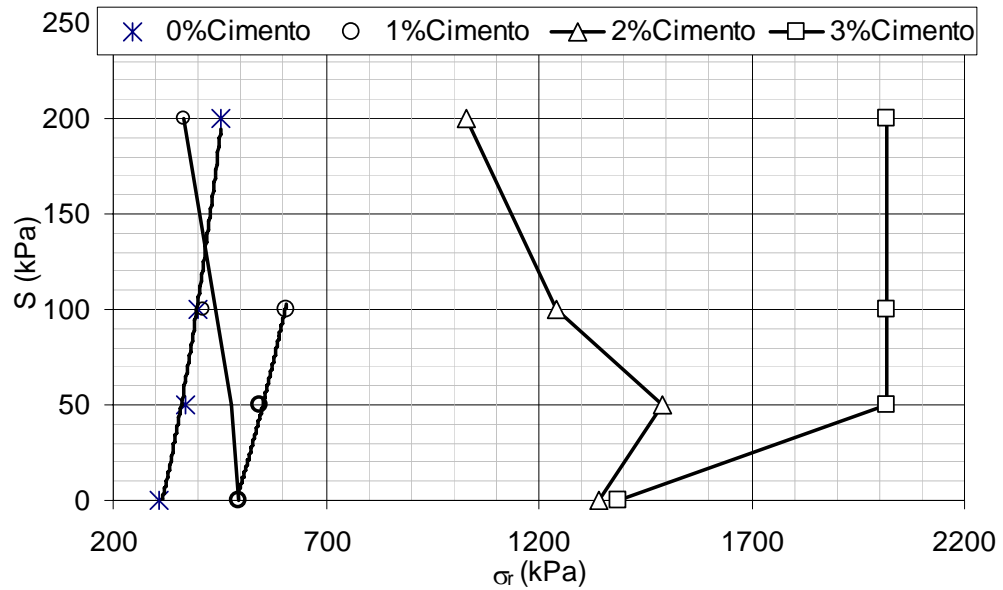


Figura 4.40 Gráfico Sucção (S) x tensão de pré-adensamento (σ_r) para os corpos-de-prova com 0, 1, 2 e 3 % de cimento.

4.7 Ensaio Triaxial Isotropicamente Adensado e Drenado (CID)

Foram realizados ensaios triaxiais tipo CID em CP's saturados dos solos 1 e 2 reconstituídos com os teores de cimento de 0, 1, 2 % foram ensaiados na célula triaxial convencional a fim de se estudar o ganho de resistência proporcionado pela adição de cimento. É de intuito também verificar a influência da sucção na envoltória de ruptura através da análise comparativa dos resultados do solo 1, com os teores de cimento de 0 e 2 %, e os determinados na célula triaxial com sucção controlada desenvolvida neste experimento. A determinação das tensões de confinamento foram dependentes dos valores da tensão de pré-adensamento do ensaio de adensamento edométrico.

Como um dos principais objetivos deste ensaio era a comparação de suas envoltórias de rupturas com as determinadas com sucção controlada, e a julgar pelo tempo previsto para a execução deste último ensaio, foram realizados ensaios CID com solo 1 e 2 reconstituídos somente com 0, 1 e 2 % de cimento.

As Figuras 4-41 a 4-43 apresentam as trajetórias de tensões efetivas, em termo de $p' \times q'$, determinadas com os corpos-de-prova do solo 1 reconstituídos com as percentagens de cimento de 0%, 1% e 2%. A Figura 4.44 e Tabela 4.14 apresenta em

conjunto as envoltórias de ruptura e parâmetros de resistência destas amostras, repectivamente.

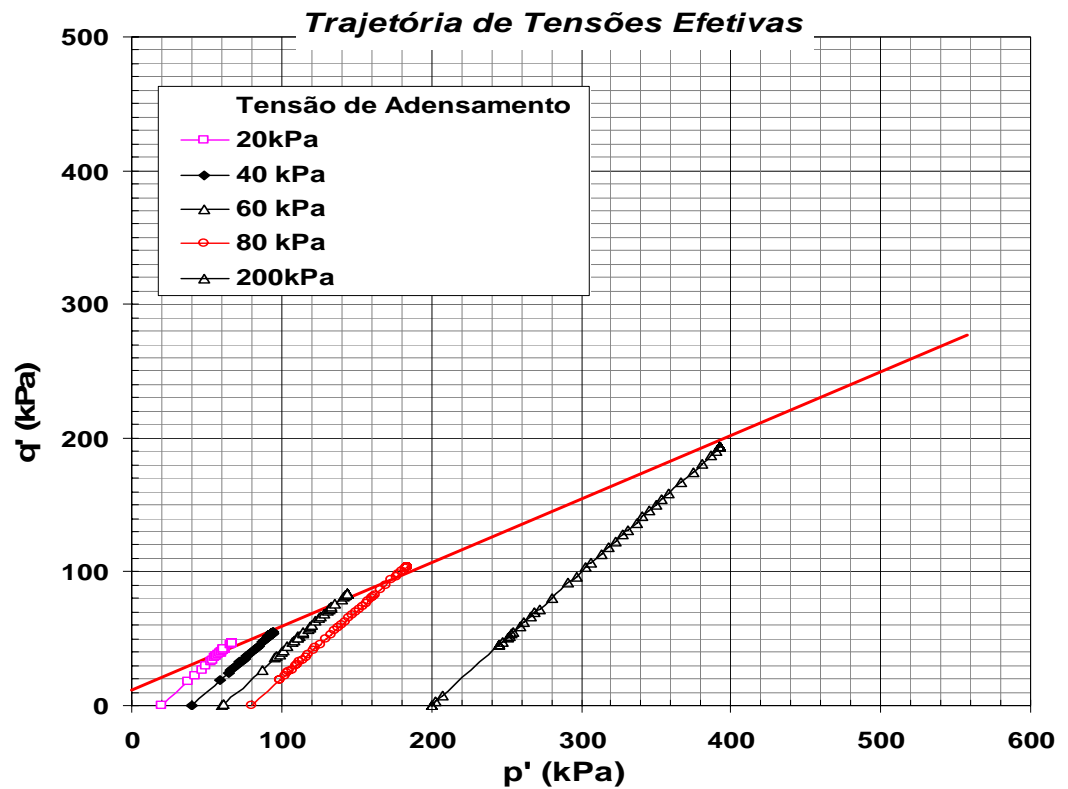


Figura 4.41 Trajetória de tensões efetivas dos corpos-de-prova do solo 1, reconstituídos sem adição de cimento.

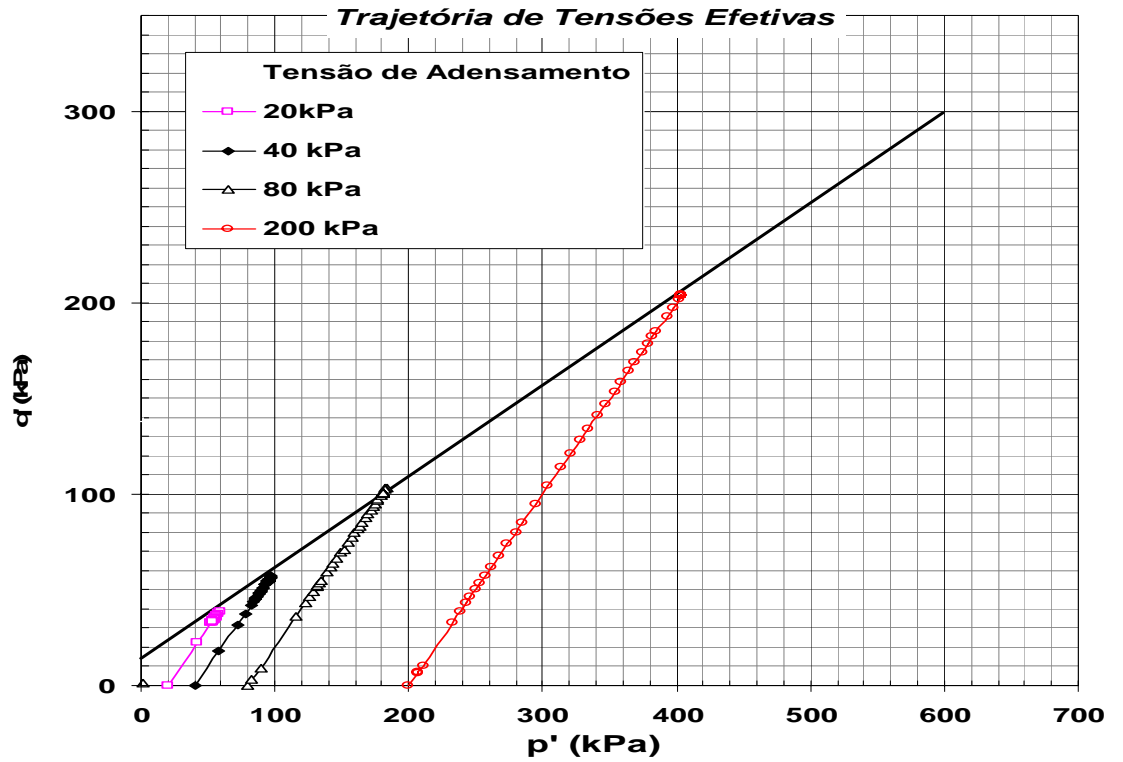


Figura 4.42- Trajetória de tensões efetivas dos corpos-de-prova reconstituídos do solo 1 com adição de 1% de cimento.

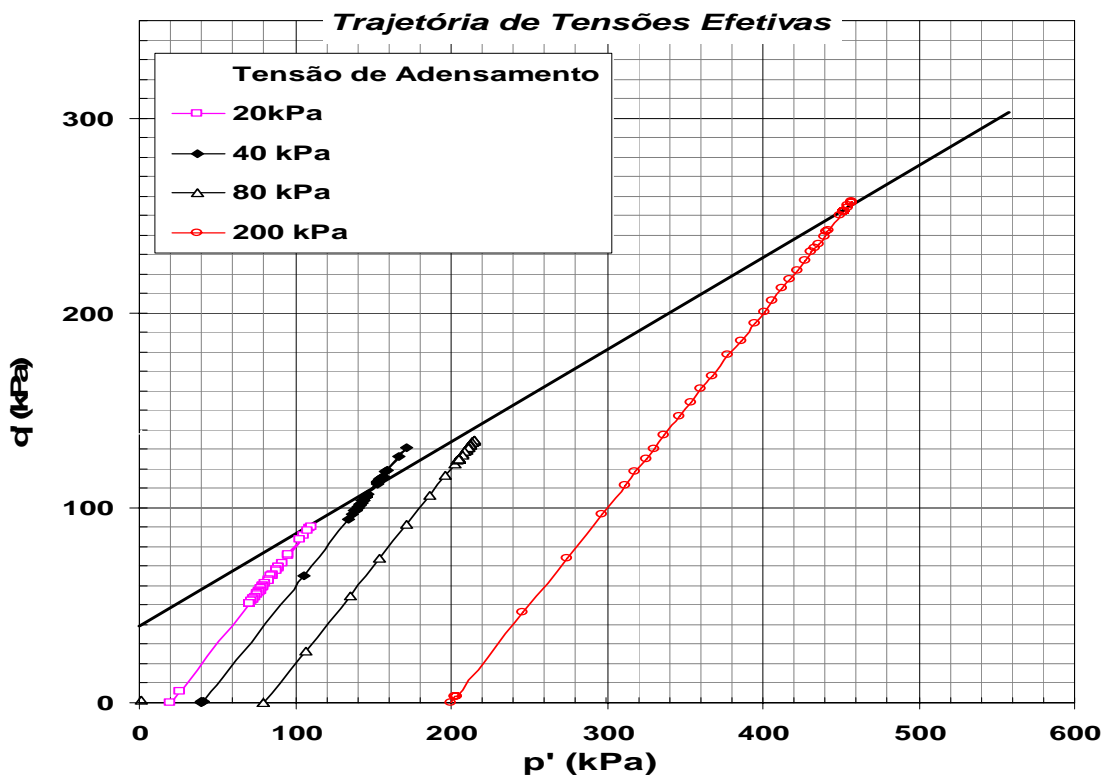


Figura 4.43 Trajetória de tensões efetivas dos corpos-de-prova reconstituídos do solo 1 com adição de 2% de cimento.

Tabela 4.14 Parâmetros de resistência do solo 1 reconstituído com os teores de cimento de 0%, 1% e 2%.

Porcentagem de cimento em relação à massa seca do solo 1	Coesão (c') em kPa	Ângulo de atrito interno (ϕ') em graus
0	13,6	28
1	15,9	28
2	44,3	28

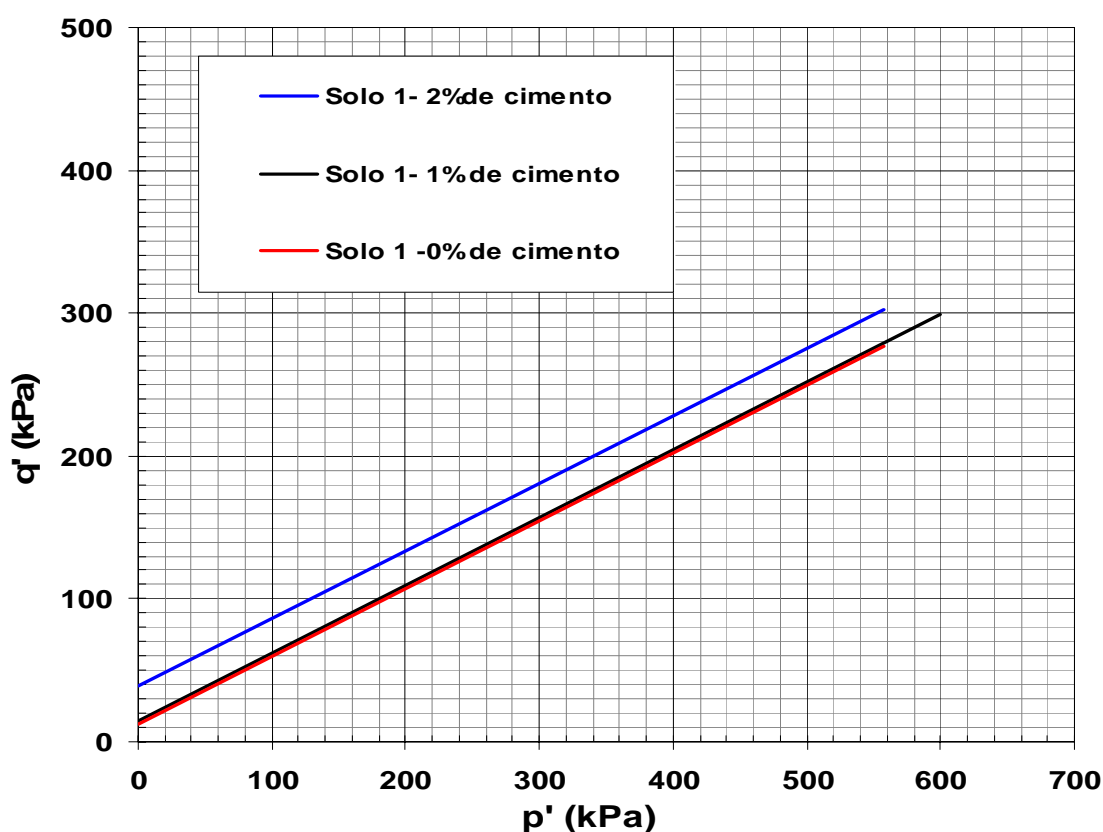


Figura 4.44 Envoltórias de ruptura obtida a partir de ensaios triaxiais CID em amostras reconstituídas do solo 1 com as percentagens de cimento de 0, 1 e 2%.

Para fins práticos, observa-se que o teor de cimento de 1 % adicionado ao solo 1 não alterou substancialmente os parâmetros de resistência do solo quando comparada aos CP's sem cimentação.

As Figuras 4-45 a 4-47 apresentam as envoltórias de ruptura dos CP's do solo 2 com os teores de cimento de 0, 1 e 2 %. A Figura 4.48 e Tabela 4.15 apresentam em conjunto as envoltórias de ruptura e os parâmetros de resistência destas amostras, respectivamente. Verifica-se um ganho expressivo da coesão efetiva nas amostras do

solo 2 com 2% de cimento e uma constância do ângulo de atrito efetivo para os diferentes teores e de cimento.

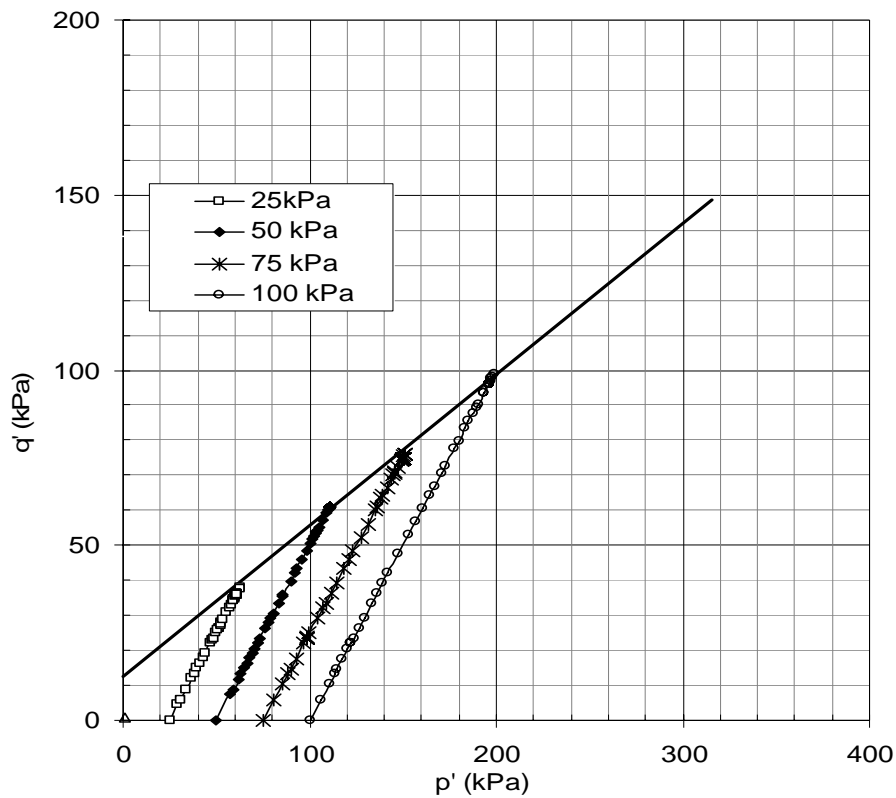


Figura 4.45 Trajetória de tensões efetivas dos corpos-de-prova do solo 2 reconstituídos sem cimento.

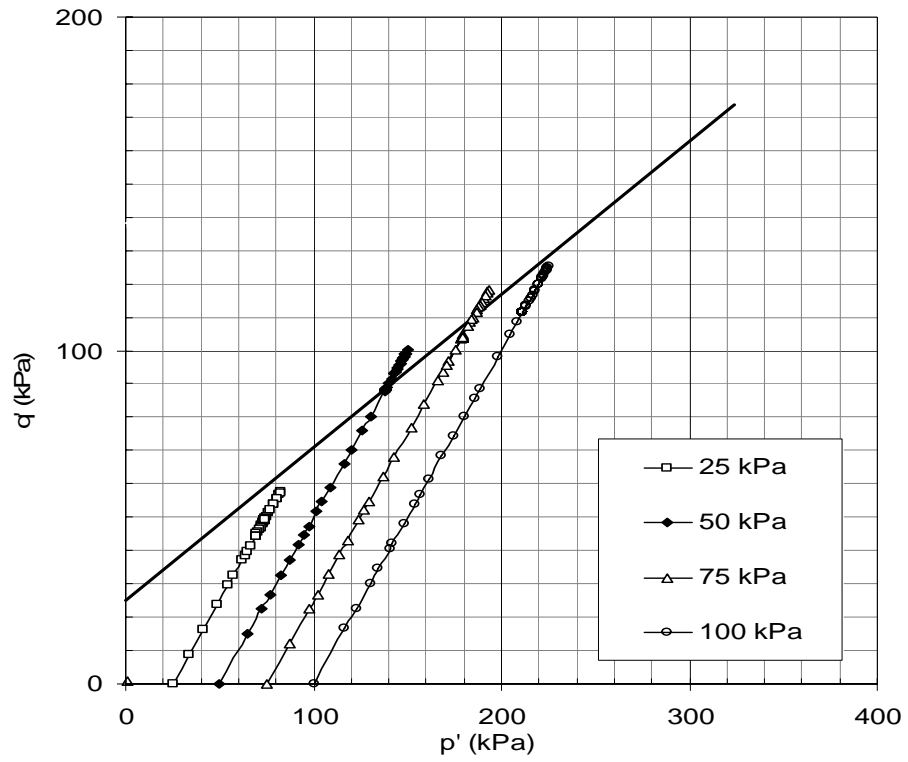


Figura 4.46 Trajetória de tensões efetivas dos corpos-de-prova do solo 2 reconstituídos com 1 % de cimento.

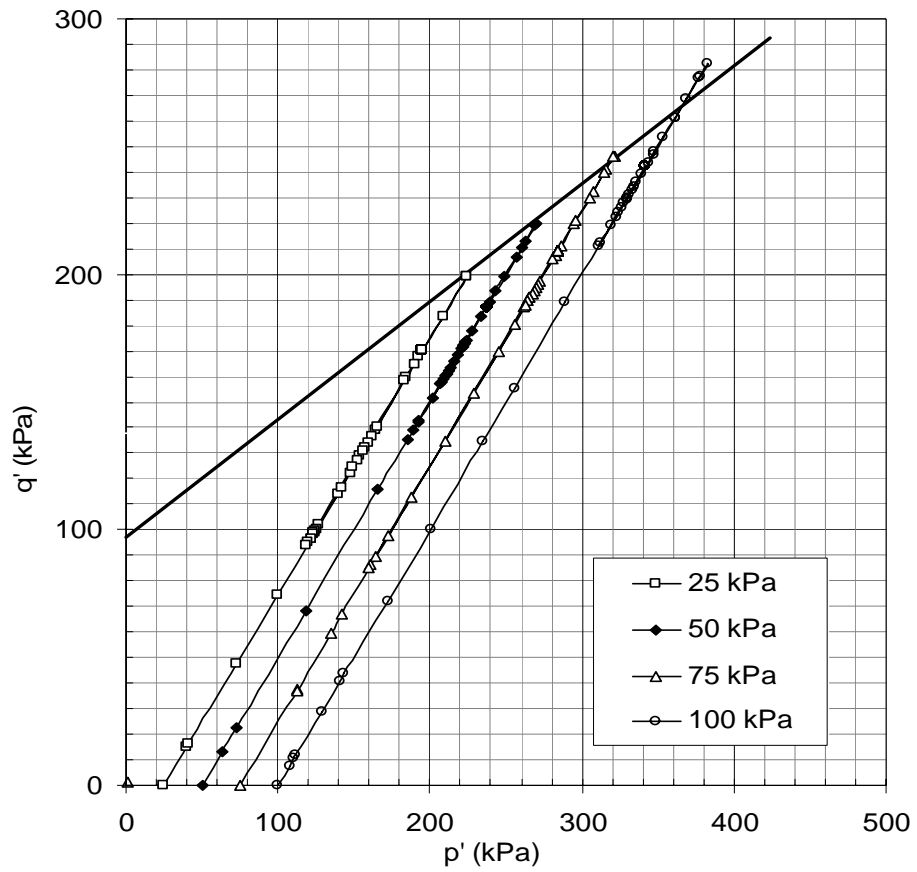


Figura 4.47 Trajetória de tensões efetivas dos corpos-de-prova do solo 2 reconstituídos com 2 % de cimento.

Tabela 4.15 Parâmetros de resistência do solo 2 reconstituído com os teores de cimento de 0%, 1% e 2%.

Porcentagem de cimento em relação à massa seca do solo 2	Coesão (c') em kPa	Ângulo de atrito interno (ϕ') em graus
0	13,8	26
1	28	27
2	109,4	27

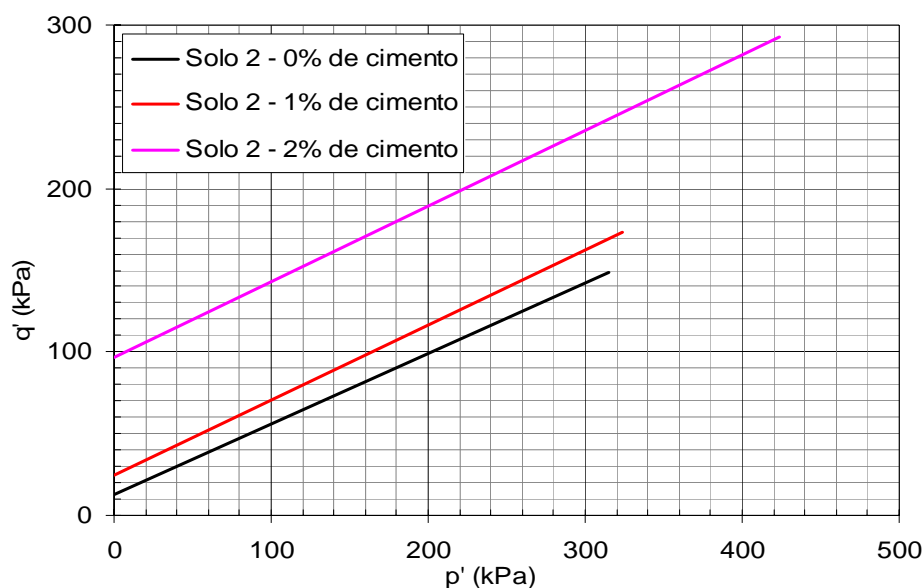


Figura 4.48 Envoltórias de ruptura obtida a partir de ensaios triaxiais CID em amostras reconstituídas do solo 2 com as porcentagens de cimento de 0%, 1% e 2% da massa seca do solo.

4.8 Equipamento Triaxial com Sucção Controlada Desenvolvido no LMS-DEC da UFV

Neste tópico será descrito o equipamento triaxial com sucção projetado, construído e utilizado no presente trabalho, bem como suas particularidades, comparadas às apresentadas na literatura e os demais aparatos necessários para a execução do ensaio de compressão triaxial adensado drenado e com sucção controlada.

Quando se trata de solos saturados, um dos fatores que deve ser controlado em um ensaio triaxial drenado é a variação de volume do corpo-de-prova durante todas as etapas de adensamento e ruptura. No caso dos solos não saturados, o controle ou o

acompanhamento da variação de volume do corpo-de-prova, também deve ser realizado, tanto para o caso de ensaios drenados, como para os ensaios não drenados.

A medição da variação de volume dos corpos-de-prova durante uma compressão triaxial é feita de duas maneiras: i) medição e acompanhamento do diâmetro do corpo-de-prova, e ii) medição e acompanhamento do volume do corpo-de-prova. Em ensaios drenados a variação do volume do CP corresponde ao volume de água drenado durante as fases do ensaio. Em amostras não saturadas, a variação do volume do CP é feita através da variação de volume do líquido circundante ao CP, pelo qual é aplicada a pressão de confinamento ou consolidação.

Neste sentido é de grande relevância ressaltar a grande influência da temperatura sobre o volume do líquido circundante ao corpo-de-prova. Para minimizar os efeitos da temperatura sobre os resultados dos ensaios foi construída uma sala especialmente projetada onde as variações de temperatura foram minimizadas, pois o intervalo de variação de temperatura dos termostatos dos condicionadores de ar é da ordem de ± 1 °C. Assim, as paredes e teto da sala foram revestidos com manta isolante (Duralfoil) afastada tanto da parede do teto e das placas de revestimento de 1 cm. Sobre a manta foi colocada placa de madeira para o revestimento das paredes e teto. Além disso, as portas foram compostas de vidros duplos e não havendo janelas para o exterior, e uma ante-sala também climatizada para minimizar as perdas de calor durante as aberturas de porta. Na sala de ensaios foi instalado um termostato mais sensível que controla o condicionador de ar, este termostato tem uma variação de $\pm 0,5$ °C.

O equipamento triaxial pode ser dividido nos seguintes elementos: prensa de compressão com velocidade eletronicamente controlada, célula triaxial, sistema de aplicação de pressões, sistemas de medição de variação de volumes, sistema de aquisição de dados, e dispositivos diversos para a dearação da água usada nos ensaios, cilindros para o enchimento das células triaxiais, moldes para preparação e montagem dos corpos-de-prova. A Figura 4.49 apresenta uma visão geral dos equipamentos utilizados durante o ensaio.

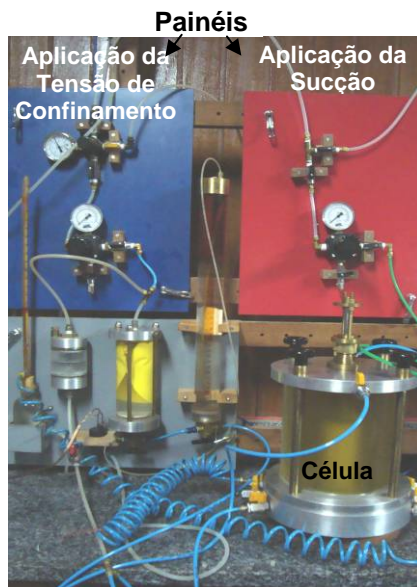


Figura 4.49 Equipamentos utilizados durante a execução do ensaio triaxial com sucção controlada.

4.8.1 A Célula Triaxial

o Corpo da Célula Triaxial

O corpo da célula triaxial é composto por dois discos de alumínio vazados e unidos por dois tubos concêntricos de acrílico, de diferentes diâmetros, formando o que aqui serão denominadas de câmara interna e externa. O objetivo dessas câmaras, como já foi mencionado anteriormente, é reduzir os vazamentos pelos contatos entre o acrílico e os discos de alumínio da câmara interior e minimizar a deformação da câmara interior visto que sobre a parede de acrílico são aplicadas pressão de mesma intensidade dos dois lados. Os discos são presos por quatro tirantes tubulares em latão, rosqueáveis, localizados externamente à câmara de maior diâmetro. Na região de contato entre os discos e os tubos de acrílico foram projetados sulcos para o recebimento de anéis de borracha (o-ring's) para a vedação das câmaras. No disco superior foram projetados e instalados dois purgadores com a função de permitir a saída ou entrada do ar durante o procedimento de enchimento e esvaziamento das câmaras, respectivamente. Também na parte superior do corpo da célula, foi instalada uma válvula de esfera para o enchimento da câmara externa e controle da pressão dessa câmara. A Figura 4.50 apresenta uma fotografia do corpo e da base da célula triaxial.

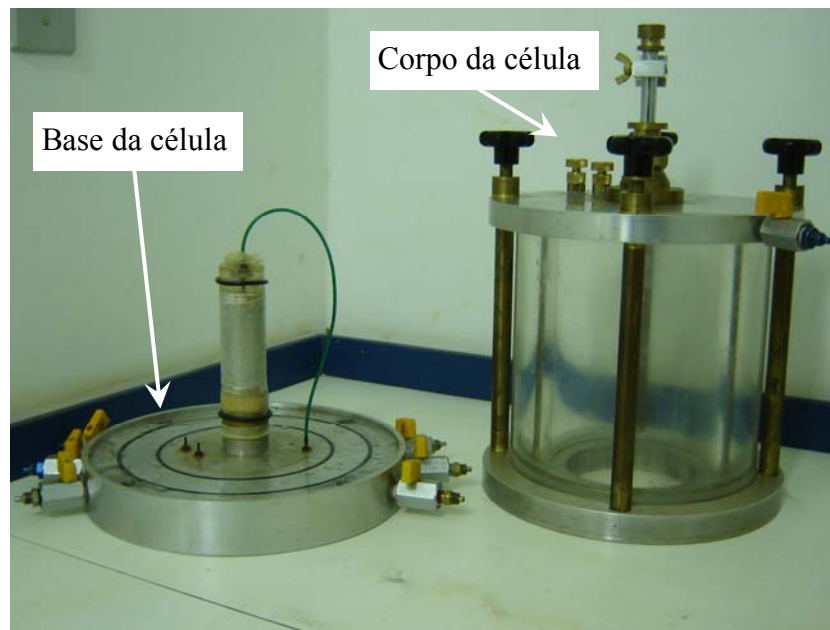


Figura 4.50 Base e corpo da célula triaxial com sucção controlada.

Durante a montagem do equipamento, as câmaras interna e externa são preenchidas com óleo de silicone e água, respectivamente. Justifica-se o uso do primeiro líquido em função do mesmo possuir maior viscosidade em relação a água e conseqüentemente minorar a ocorrência de vazamentos. Além disso, como a membrana de latex que envolve o corpo-de-prova apresenta certa permeabilidade à água o que pode dificultar a até mesmo impedir equalização da sucção aplicada.

Na parte superior do corpo da célula foi projetada uma guia em latão destinado a manter o pistão alinhado e centralizado sobre o corpo-de-prova além de servir como um selo hidráulico. Este dispositivo possui uma cavidade onde é injetado líquido para o interior da célula com mesma pressão que a imposta pela tensão de confinamento. A Figura 4.51 apresenta um esquema e fotografia do selo hidráulico.

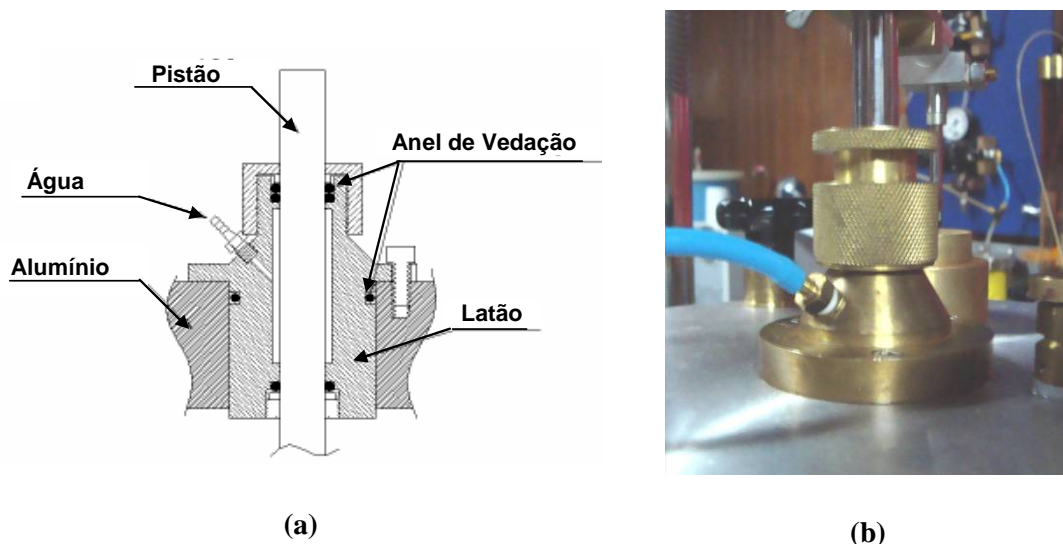


Figura 4.51 Esquema (a) e fotografia (b) do selo hidráulico da célula triaxial com sucção controlada

o Base da Célula Triaxial

A base da célula triaxial foi construída a partir da modificação dos projetos originais apresentados por, Wheeler (1988), Fredlund e Rahardjo (1993), Rampino et. al. (1999). Na superfície da base de alumínio foram feitos sulcos receptores de o-ring's de vedação com o objetivo de impedir possíveis vazamentos de líquidos entre o corpo e a base da célula. Em suas laterais foram dispostas 6 válvulas de esferas para controle e aplicação da pressão de confinamento total (σ_3), pressão de ar (u_a), e pressão na água, (u_w), tanto pelo topo quanto pela base. Por meio dessas válvulas pode-se controlar e medir as pressões líquidas de consolidação, sucção matricial, e variação de volume de água drenado do corpo-de-prova durante todas as fases do ensaio.

Esta célula foi construída tendo-se em mente a utilização da técnica da translação de eixos. Portanto, a sucção é aplicada e controlada aplicando-se e controlando-se as pressões intersticiais de ar e de água. No projeto, foram consideradas duas possibilidades de aplicação de ar, pelo meio do corpo-de-prova, fazendo-se um furo na membrana de látex, ou pelo topo, trocando-se a pedra porosa de alta pressão de borbulhamento por uma pedra porosa comum. Embora a aplicação do ar pelo centro do corpo-de-prova possibilite uma equalização das pressões em um tempo 4 vezes menor que quando aplicado no topo, por reduzir a distância de drenagem pela metade, a sua

instalação é muito mais complexa, por isso se optou pela aplicação do ar pelo topo da amostra.

A Figura 4.52 apresenta de forma esquemática a aplicação da sucção no corpo-de-prova pelo topo. Aqui ,utiliza-se um disco cerâmico na base do corpo-de-prova e uma pedra porosa comum no topo e apenas 4 válvulas de esfera. Estas são empregadas para as seguintes funções:

- Aplicação de tensão de confinamento no corpo-de-prova através de pressurização do líquido envolto à amostra e medição de variação do volume do corpo-de-prova ;
- Circulação e drenagem de água no disco crâmico de alto valor de entrada de ar ;
- Aplicação de sucção pela técnica de translação de eixos.

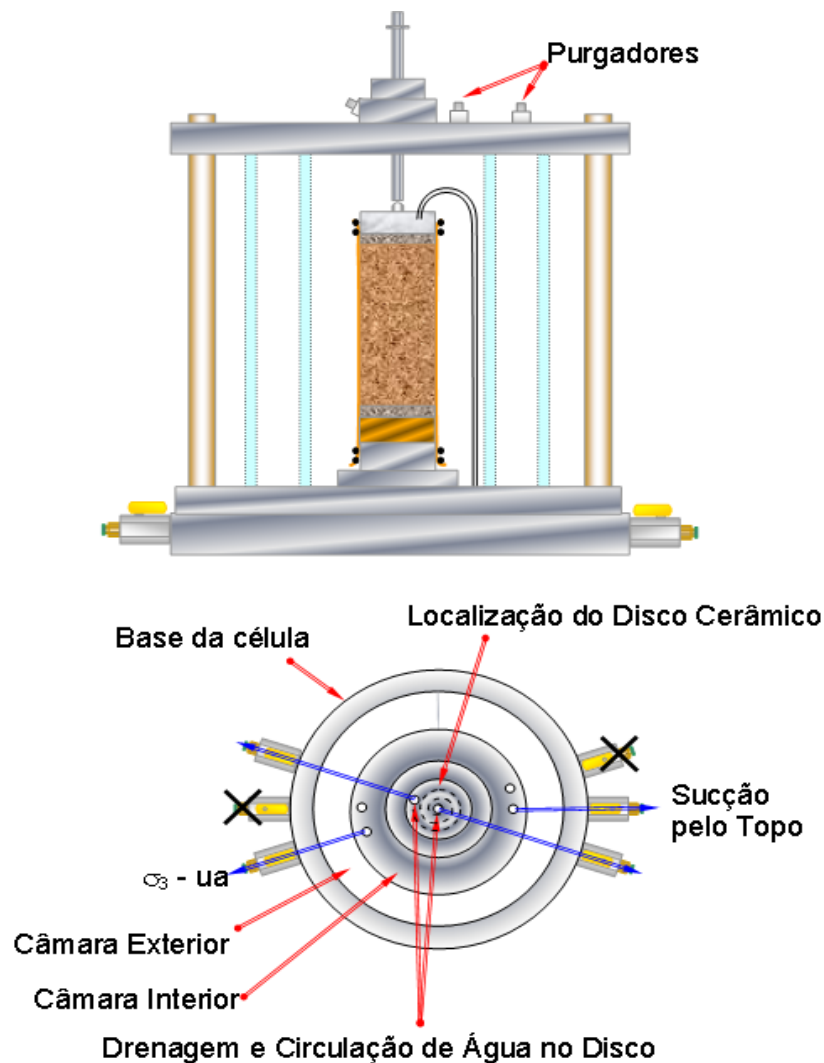


Figura 4.52 Desenho esquemático do perfil e da base da célula triaxial com aplicação de

sucção no topo do corpo-de-prova

Para as condições em que se pretende aplicar a sucção no meio do corpo-de-prova, são necessárias todas as seis válvulas sendo uma para aplicação da pressão de confinamento e acompanhamento da variação de volume e duas para a aplicação da pressão de água na base do corpo-de-prova, idêntico ao primeiro esquema de ensaio, além de mais duas válvulas para a circulação de água e aplicação da pressão de água no topo do corpo-de-prova e uma sexta válvula ligada a metade da altura do corpo-de-prova para aplicação da pressão de ar. A Figura 4.52 apresenta de forma esquemática as funções de cada válvula da célula para a aplicação de sucção no meio do corpo-de-prova.

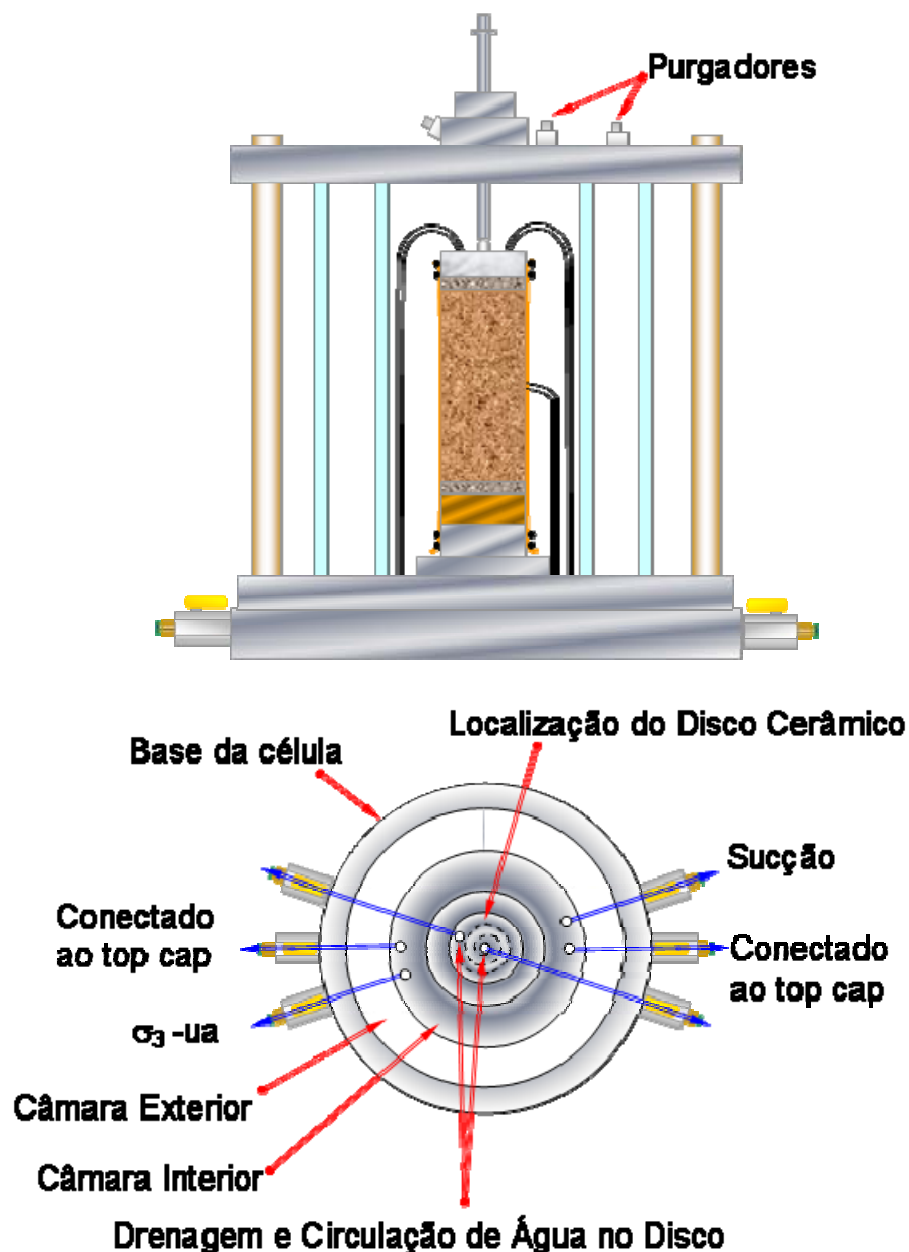


Figura 4.53 Desenho esquemático do perfil e da base da célula triaxial com aplicação de sucção no meio do corpo-de-prova

Sobre o pedestal fixo à base foi colocado um pedestal removível, em latão, com 20 mm de altura e 38 mm de diâmetro no qual são coladas as pedras porosas de alta pressão de entrada de ar. Perpendicular a seção transversal do pedestal removível foram feitos dois furos com a função de ligar o interior do corpo-de-prova ao sistema de aplicação de pressão e medição de do volume de água. Na face superior do pedestal e sob a pedra porosa, foram construídos sulcos na forma espiralada que permitem a circulação da água para se remover as bolhas de ar que por ventura passem dissolvidas na água através da pedra porosa de alta pressão de entrada de ar.

○ Sistema de Circulação de Água no Disco Cerâmico

As fases de aplicação de sucção, do adensamento e da ruptura do ensaio triaxial drenado com sucção controlada requerem um tempo considerável, necessário para a aplicação das pressões e a dissipação do excesso de poropressão gerado devido as tensões externas aplicadas ao corpo-de-prova. Na tentativa de se evitar a dessaturação da pedra porosa de alta pressão de borbulhamento, face à longa duração do ensaio, construiu-se um aparato para a circulação de água e expulsão de bolhas de ar presas sob o disco.

Este aparato foi baseado no experimento desenvolvido por Vieira (2006) e constituído com o uso um recipiente, contendo água deaerada em condição atmosférica, acoplado um tubo graduado. Junto ao aparato foi colocada uma mini-bomba centrífuga e um temporizador para o acionamento automático da bomba. Este aparato foi conectado aos dois orifícios da base do pedestal da célula. À medida que o temporizador aciona a mini-bomba, esta faz a água circular do aparato para o pedestal removível e do pedestal removível de volta para o aparato, trazendo as bolhas de ar formadas sob a pedra porosa cerâmica. A Figura 4.54 apresenta o aparato (a) e a mini-bomba centrífugadora (b) e interfaces (c) e (d) utilizados no ensaio.

Este aparato também foi necessário para quantificar a água que entra e sai do corpo-de-prova e verificar a equalização da sucção imposta ao corpo-de-prova.

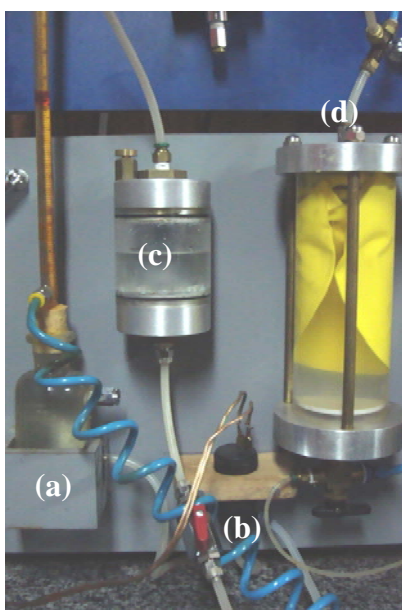


Figura 4.54 Aparato para circulação de água (a), boma centrífugadora (b) necessários

para a circulação de água sob o disco cerâmico; interface (c) e interface ar-água (d)

- **Sistema para Controle das Pressões de Confinamento e "Sucção"**

Foram construídos dois painéis modulares para a aplicação de pressão de ar. Este arranjo flexível permite o agrupamento de painéis para formar o sistema de pressão necessário para cada ensaio. Três tipos de painéis foram construídos, sendo um mais completo usado individualmente ou como painel de entrada do sistema, um painel intermediário e outro mais simples que é o painel terminal do sistema. Desta forma o sistema de pressão pode ser composto de 1, 2, 3 ou mais painéis segundo a necessidade do ensaio, seja para aplicação das tensões de confinamento ou das pressões de ar para controle da sucção, como mostra a Figura 4.49. O valor da sucção é determinado através das diferenças de pressões intersticiais de ar e de água, baseada na técnica de translação de eixos, sendo que no caso dos ensaios aqui apresentados a pressão da água intersticial foi mantida sempre igual a zero.

- **Medidores de Variação de Volume**

As variações de volume do corpo-de-prova foram feitas externamente ao corpo-de-prova por meio de uma bureta construída para esse fim, confeccionada em acrílico possuindo um tubo de vidro graduado no seu interior, contendo água e querosene, conectada a válvula de esfera ligada à base da célula que tem a finalidade de aplicação da tensão de confinamento do corpo-de-prova.

Com o objetivo de minimizar a mistura do ar no líquido de confinamento e conseqüentemente falsear os resultados da variação do volume do corpo-de-prova, foi construída uma interface ar-água (vide Figura 4.54d) interligando o sistema de controle da pressão à bureta. Esta interface ar-água é formada por dois discos de alumínio, interligados a um tubo de acrílico e presos por tirantes e contendo no seu interior uma bolsa de borracha ("balão de latex") para aplicação da pressão de ar. Sobre o disco superior foram criadas duas aberturas, sendo uma para a aplicação da pressão de ar no interior do balão e outra formando um purgador para permitir a saída de ar sair durante o procedimento de enchimento da interface com água deaerada. Na parte inferior da interface foi feito uma abertura para conexão com a bureta.

- **Calibração da Variação do Volume da Célula Triaxial de Paredes Duplas**

A célula triaxial foi calibrada quanto à variação de volume devido ao incremento de pressão. Foram utilizados uma bureta graduada em décimos de mililitro e um termômetro com sensibilidade de 0,5°C.

A calibração da variação do volume da célula devido a variação da pressão foi conduzida inicialmente com incrementos de pressão de 10 kPa. Para valores acima de 100 kPa os incrementos foram de 100 kPa e limitados à pressão do compressor de 800 kPa. Os incrementos de pressão foram aplicadas às câmaras interna e externa da célula simultaneamente em intervalos de 24 em 24 h até a pressão de 100 kPa e de 1 em 1 h até a pressão de 800 kPa. O maior detalhamento da variação de volume para pequenas pressões justifica-se ao fato dos ensaios realizados neste experimento terem sido realizados dentro faixa de valores.

Na fase inicial da calibração da célula, foi verificada uma variação significativa de volume o que indicava um possível vazamento sendo, contudo de difícil localização, o que demandou um longo período de investigação. Após terem sido tentados vários procedimentos e se passar algumas semanas com sucessivos insucessos, a identificação do problema só foi possível através da imersão da célula em recipiente com água, e mediante a pressurização do interior da célula com ar. Pôde-se assim verificar que o vazamento era proveniente de um defeito na usinagem do disco de alumínio utilizado para a construção da célula. Após a re-usinagem e polimento do disco, a calibração foi realizada a contento.

- **Calibração do Transdutor de Pressão Digital**

Para a determinação da acurácia das pressões impostas durante o ensaio utilizou-se um transdutor de pressão acoplado a um visor digital, o qual foi devidamente calibrado a partir da aplicação de pressões dentro de uma célula triaxial convencional e leitura de resposta do transdutor. As referidas pressões na célula foram aplicadas mediante a elevação dos potes de mercúrio de 50 em 50 cm, utilizados no ensaio triaxial convencional. Abaixo é apresentada a equação de calibração do manômetro digital:

$$PMD = 1,0066 PM$$

(Equação 4.1)

Onde: PMD é a pressão do manômetro digital, e PM é a pressão do pote de mercúrio; ambas em kPa.

○ **Calibração da Célula de Carga e LVDT**

A calibração da célula de carga e LVDT ocorreram segundo recomendações de Vieira (2006), obtendo coeficientes de determinação de 0,998 e 0,999, respectivamente.

4.8.2 Saturação do disco cerâmico de alto valor de entrada de ar

A saturação do disco é feita mediante a aplicação de uma pressão superior ao da entrada de ar da pedra porosa que é colada no pedestal móvel, encoberta com água deaerada e colocada numa câmara hermeticamente fechada. Nas válvulas de aplicação da pressão de água no interior do corpo-de-prova foi conectado o aparato para medida de variação de volume de água drenado. Considera-se que os discos porosos estão saturados após o desaparecimento de bolhas de ar no líquido presente no aparato.

4.8.3 Montagem do Corpo-de-Prova e Preenchimento de Líquido da Célula

Para os casos em que a sucção é aplicada no topo do corpo-de-prova, a montagem segue uma rotina semelhante à adotada no ensaio triaxial convencional. Porém, quando a sucção é aplicada no meio da amostra é feita a troca da pedra porosa comum, presente sobre o corpo-de-prova, por um disco cerâmico de alto valor de entrada de ar, previamente saturado e colado no "top cap". A dificuldade de colagem do tubo correspondente a aplicação da sucção na membrana aderente ao corpo-de-prova tornou este último tipo de montagem inviável para o experimento feito.

Transcorrida a montagem do corpo-de-prova na célula, a câmara interna é preenchida com óleo de silicone e água nas proporções aproximadas de 95 e 5% do volume total, respectivamente. A escolha dos líquidos e proporções é se justifica pelos seguintes argumentos:

- O óleo possuir maior viscosidade que a água, proporcionando desta forma menor probabilidade de vazamento;

- ☑ A membrana de latex que envolve o corpo apresenta certa permeabilidade à água ocasionando dificuldades de estabilização da sucção durante o ensaio;
- ☑ A água é imiscível ao óleo da célula e ao querosene da bureta e conseqüentemente impedir a contaminação de um pelo outro, o que poderia acarretar a perda da plasticidade da membrana envolta ao corpo-de-prova.

Previamente à adoção deste procedimento foi feito o preenchimento da câmara externa da célula triaxial com água deaerada no sentido de contrapor à dilatação da câmara interna gerada pela sua pressurização durante o ensaio.

4.8.4 "Saturação" do Corpo-de-Prova e da Tubulação Correspondente à Pressão Celular

A saturação é feita através da percolação de água deaerada e expulsão do ar do corpo-de-prova, no sentido ascendente. O processo ocorre com a abertura da válvula de esfera conectada ao topo do corpo-de-prova a aplicação de uma coluna d'água, em condições atmosféricas. Contrapondo a esta pressão, no sentido de se manter a integridade do corpo-de-prova, foi utilizada pressão confinamento de 10 kPa. Como era não possível a verificação das pressões internas ao corpo-de-prova e conseqüente averiguação do equalização das pressões e do grau de saturação do solo, adotou-se como procedimento de ensaio um prazo de percolação de aproximadamente 48 h.

Segundo Jennings e Burland (1962), o solo argiloso possui o seu valor de entrada de ar acima de 90% do grau de saturação. Na fase inicial do ensaio triaxial não foi possível fazer a determinação do grau de saturação, logo, adotou-se como tempo necessário para a sua concretização de aproximadamente 48 h. Este período baseou-se no tempo de imersão em água dos corpos-de-prova do ensaio CRSS com determinação de um grau de saturação próximo a 90%, e as proporções dos corpos-de-prova deste ensaio.

4.8.5 Aplicação da Sucção e Pressão de Confinamento no Corpo-de-Prova

A aplicação da sucção feita de forma incremental com o objetivo para não gerar significativo excesso de poropressão no corpo-de-prova no instante da aplicação da

pressão confinante. Assim como no ensaio triaxial convencional as tensões externas um pouco mais elevadas são necessárias para se contrapor às internas e garantir as características dos corpos-de-prova. Faz-se também a aplicação da sucção e pressões confinantes, ambos realizados de 10 em 10 kPa e em intervalos de 24 h. Finalizada a aplicação de sucção verifica-se a equalização das pressões pela constância do volume de água no aparato interligado à base do corpo-de-prova.

Além das amostras saturadas, as sucções adotadas neste experimento foram de 50 e 100 kPa. Para cada incremento de pressão e sucção foram realizadas manualmente as seguintes leituras: temperatura, medida de variação do volume externo ao corpo-de-prova, volume do aparato, data e hora..

4.8.6 Adensamento do Corpo-de-Prova

Assim como na fase de aplicação da sucção, objetivando não gerar o excesso de poropressão no corpo-de-prova, as pressões foram aplicadas incrementalmente. Para cada pressão foram feitas as leituras iniciais e finais dos mesmos parâmetros citados na fase de sucção, e a determinação do deslocamento do pistão na célula. Nesta etapa foram utilizados contrapesos a fim de se anular o empuxo no pistão ocasionado pela pressão de confinamento. A Tabela 4.16 apresenta para os diversos CP's, com seus respectivos teores de cimento utilizado na moldagem: as tensões de adensamento, sucção aplicada durante o ensaio triaxial com sucção controlada e índices físicos de moldagem.

Tabela 4.16 Percentagem de cimento utilizada na moldagem dos corpos-de-prova, sucção e tensão de adensamento dos CP's ensaiados na célula triaxial com sucção controlada.

Percentagem de Cimento	Sucção (kPa)	Tensão de Adensamento (kPa)	Diâmetro (cm)	Altura (cm)	w (%)	e
0	50	5	3,776	7,549	32,79	1,107
		15	3,778	7,548	32,77	1,115
		50	3,802	7,458	33,09	1,101
2	50	25	3,800	8,160	33,40	1,140
		50	3,800	8,147	27,96	1,140
		75	3,800	8,100	27,71	1,259

4.8.7 Ruptura dos Corpos-de-prova

Finalizado o adensamento, os CP's foram submetidos à ruptura na prensa de compressão modelo Tritch 50 kN, com uma velocidade de deslocamento constante de 0,0017 mm/min. Esta velocidade de ensaio foi adotada, baseado nos experimentos realizados por Vieira (2006) e nos dados iniciais deste trabalho objetivando não haver geração de poropressão durante a ruptura do CP.

Nesta fase foi utilizado o software adequado para automação das leituras de carga e deslocamento do corpo-de-prova, e leituras manuais de volumes do CP e da água intersticial, temperatura e duração do ensaio.

Devido ao tempo demandado para a cura e equalização da sucção, nos ensaios realizados nos corpos-de-prova com cimento adotou-se a metodologia com estágios múltiplos de carregamento. Este procedimento consiste basicamente em aumentar a tensão desvio até a eminência da ruptura para uma dada tensão de confinamento, quando então faz-se o descarregamento (i.e., redução da tensão desvio), e em seguida, aplica-se o nível de tensão confinante subsequente e inicia-se novo estágio de ruptura.

A velocidade adotada para a ruptura dos corpos-de-prova, assim como na fase de adensamento, visou a não geração de excesso de poropressão durante o cisalhamento. O tempo total para a realização de um ensaio completa é de aproximadamente 7 dias.

4.8.8 Resultados dos Ensaios Realizados

As Figuras 4-55 a 4-57 e 4-60 a 4-62 apresentam os resultados dos ensaios triaxiais com sucção controlada de 50 kPa, realizados em corpos-de-prova reconstituídos do solo 1 com 0 e 2 % de cimento. Foram adotadas as tensões efetivas líquidas (σ -ua) de 5, 15 e 50 kPa para os corpos-de-prova sem cimentação e de 25, 50 e 75 kPa para os com cimento. A Tabela 4.17 apresenta os parâmetros de resistência destes dois conjuntos de amostra.

Os resultados mostrados na Figura 4.59 em termos de deformação volumétrica indicam que houve compressão do corpo-de-prova até próximo da tensão desvio máxima e posterior expansão.

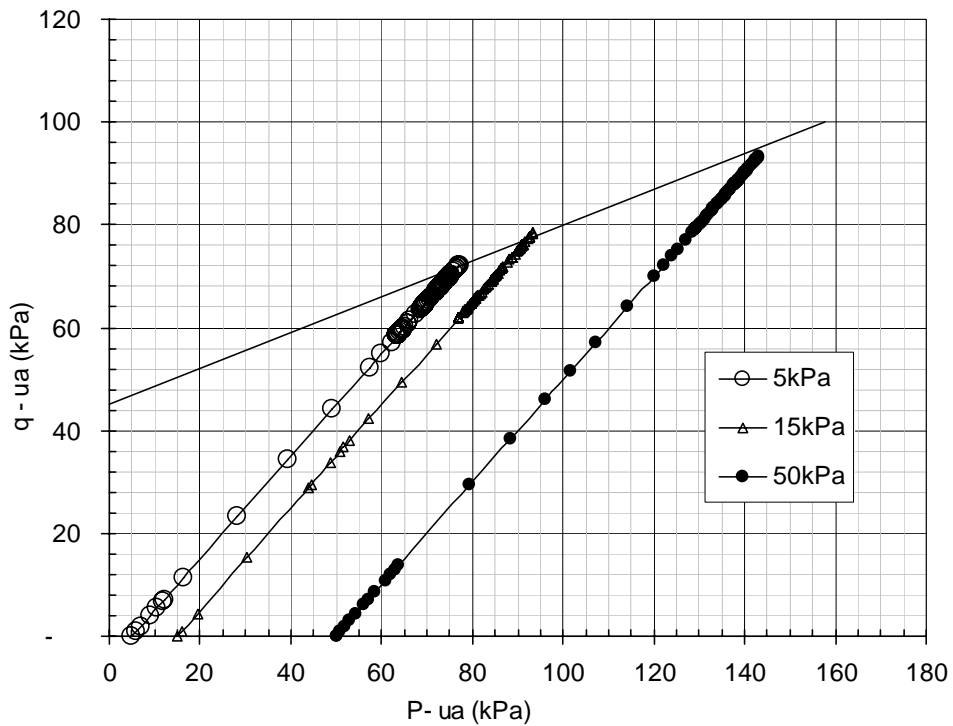


Figura 4.55 Envoltória de ruptura do solo 1 reconstituído sem cimentação e com sucção aplicada de 50 kPa.

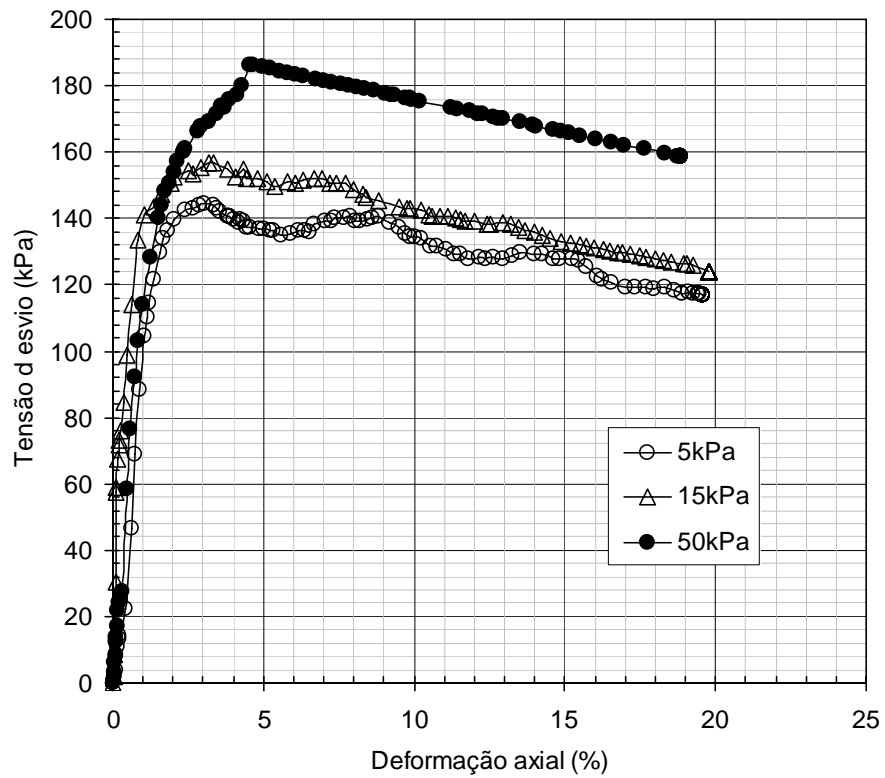


Figura 4.56 Tensão desvio x deformação axial - Solo 1 sem cimentação e com sucção aplicada de 50 kPa.

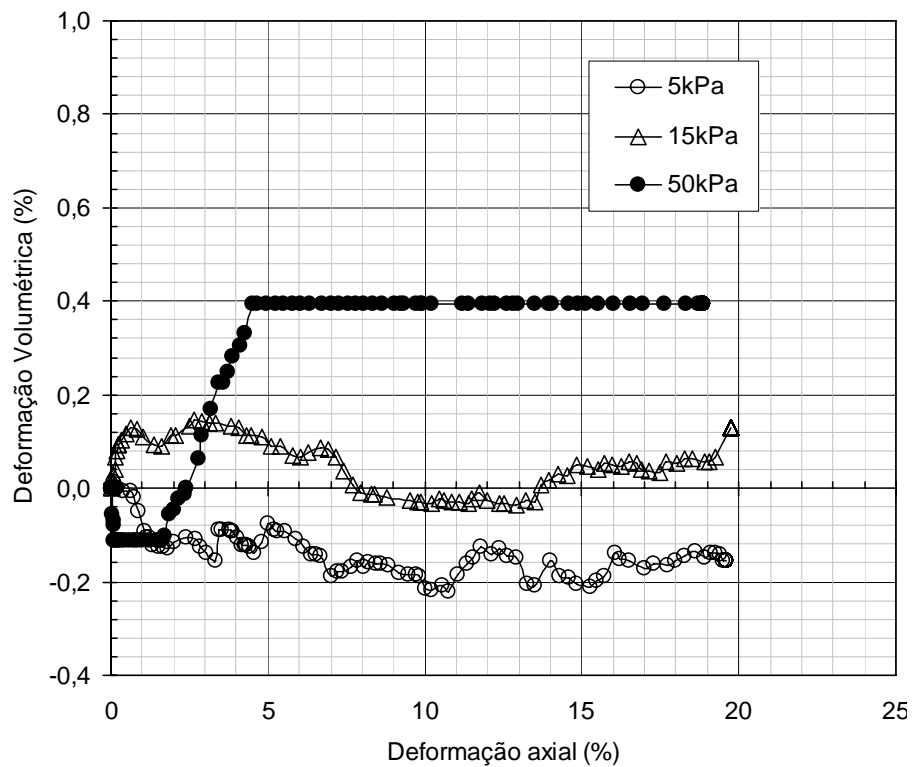


Figura 4.57 Deformação volumétrica x deformação axial – Solo 1 sem cimentação e com sucção aplicada de 50 kPa.

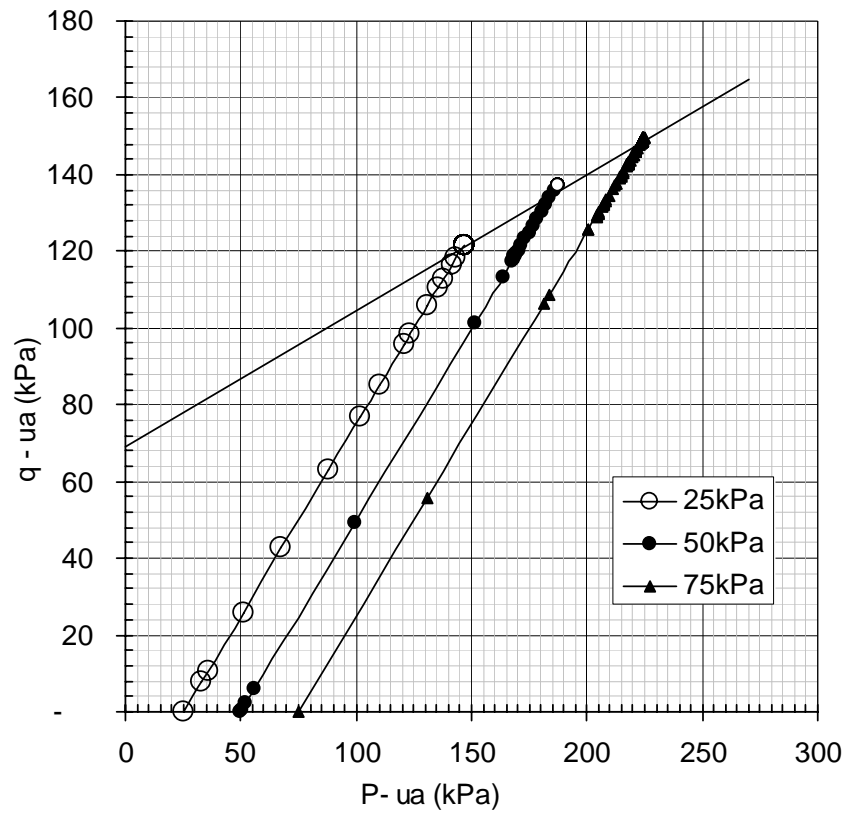


Figura 4.58 Envolvória de ruptura do solo 1 reconstituído sem cimentação e com sucção aplicada de 50 kPa.

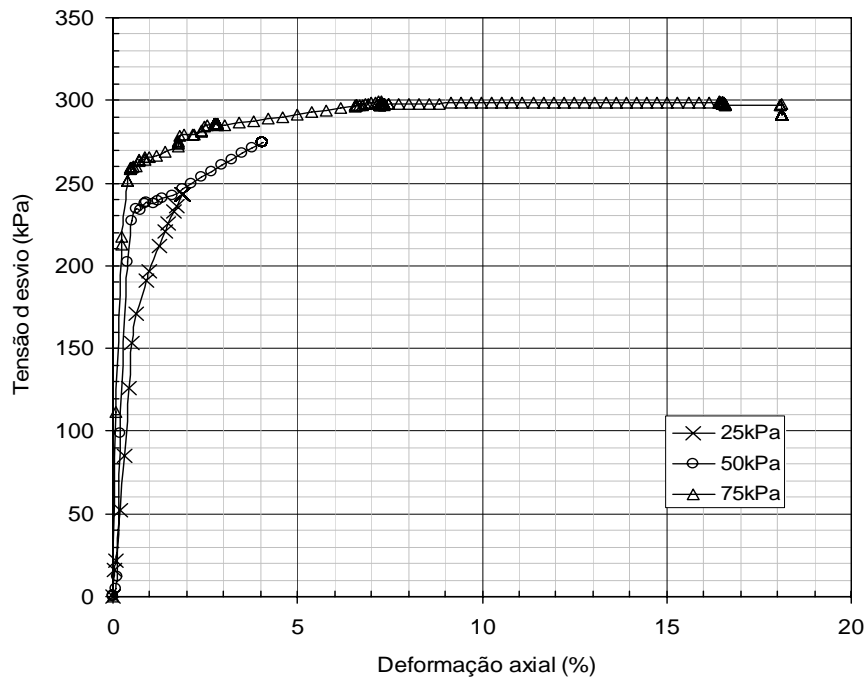


Figura 4.59 Envolvória de ruptura do solo 1 reconstituído com 2% de cimento e sucção aplicada de 50 kPa.

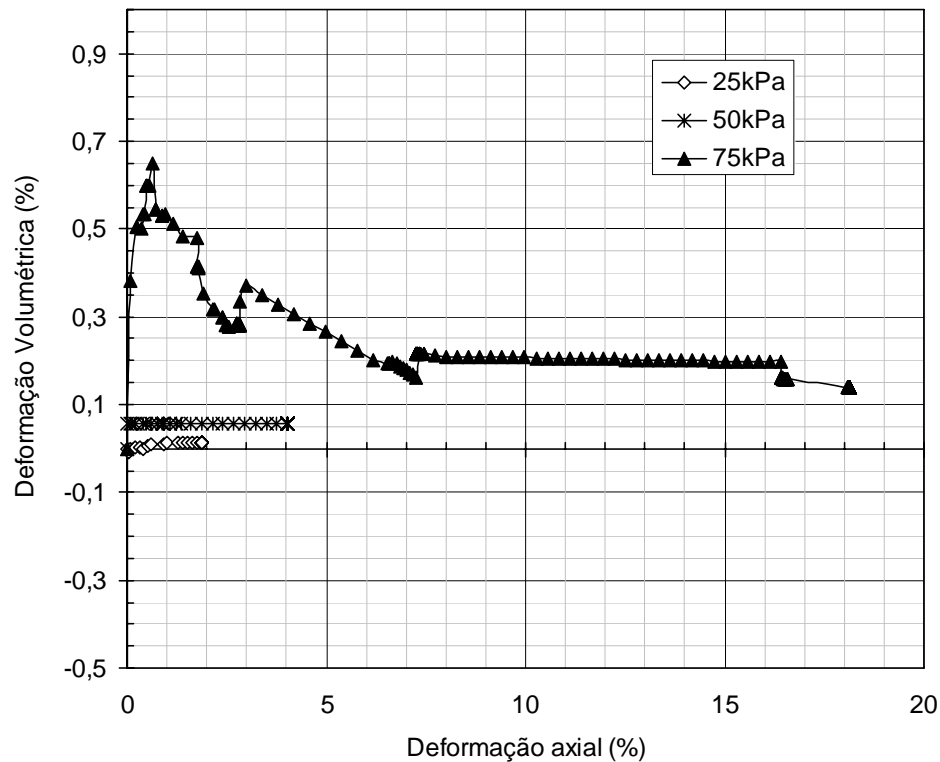


Figura 4.60 Gráfico deformação volumétrica x deformação axial – Solo 1 com 2 % de cimento e com sucção aplicada de 50 kPa.

Tabela 4.17 Parâmetros de resistência do solo 1 reconstituído com 0 % e 2 % de cimento e ensaiados na célula triaxial com sucção controlada

% de Cimento	c' (kPa)	ϕ' (°)
0	48,2	20,3
2	73,9	20,7

Os resultados listados na Tabela 4-17 mostram que para fins práticos não houve variação significativa do ângulo de atrito para os teores de cimento de 0 % e 2 %, para a mesma sucção aplicada, e que houve um incremento da coesão aparente de 25,7 kPa. A Figura 4.61 mostra as duas envoltórias em conjunto.

A comparação das envoltórias de ruptura dos CP's para diferentes condições de ensaio, como mostrado na Figura 4.62, revela que as envoltórias dos CP's com sucção possuem menor ângulo de atrito. Este fato decorre possivelmente do fato de tais envoltórias encontrarem-se no regime de pré-adensamento onde são encontrados menores ângulos de atrito quando comparados ao regime normalmente adensado. O mesmo fato é verificado quando se compara conjuntamente o efeito da sucção e cimentação dos CP's, Figura 4.63.

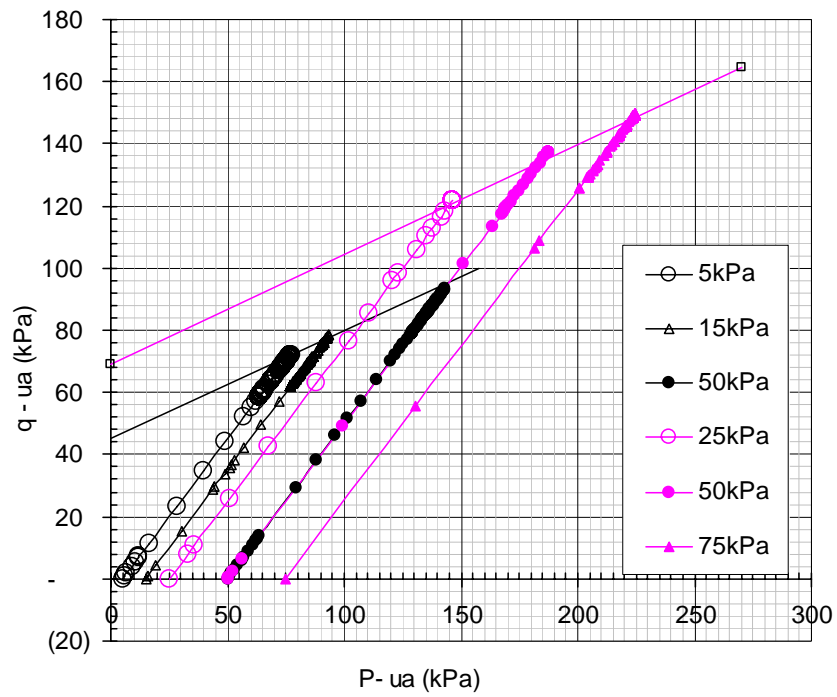


Figura 4.61 Envoltória de ruptura dos dois conjuntos de corpos-de-prova, sem e com 2 % de cimento.

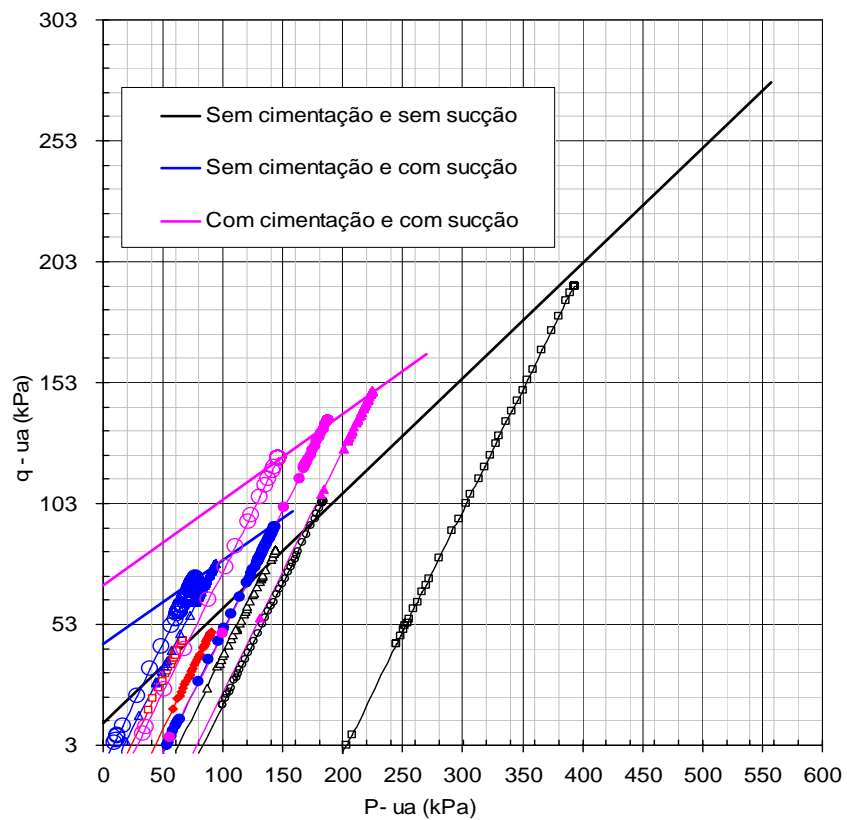


Figura 4.62 Envoltórias de ruptura para diferentes condições de ensaio

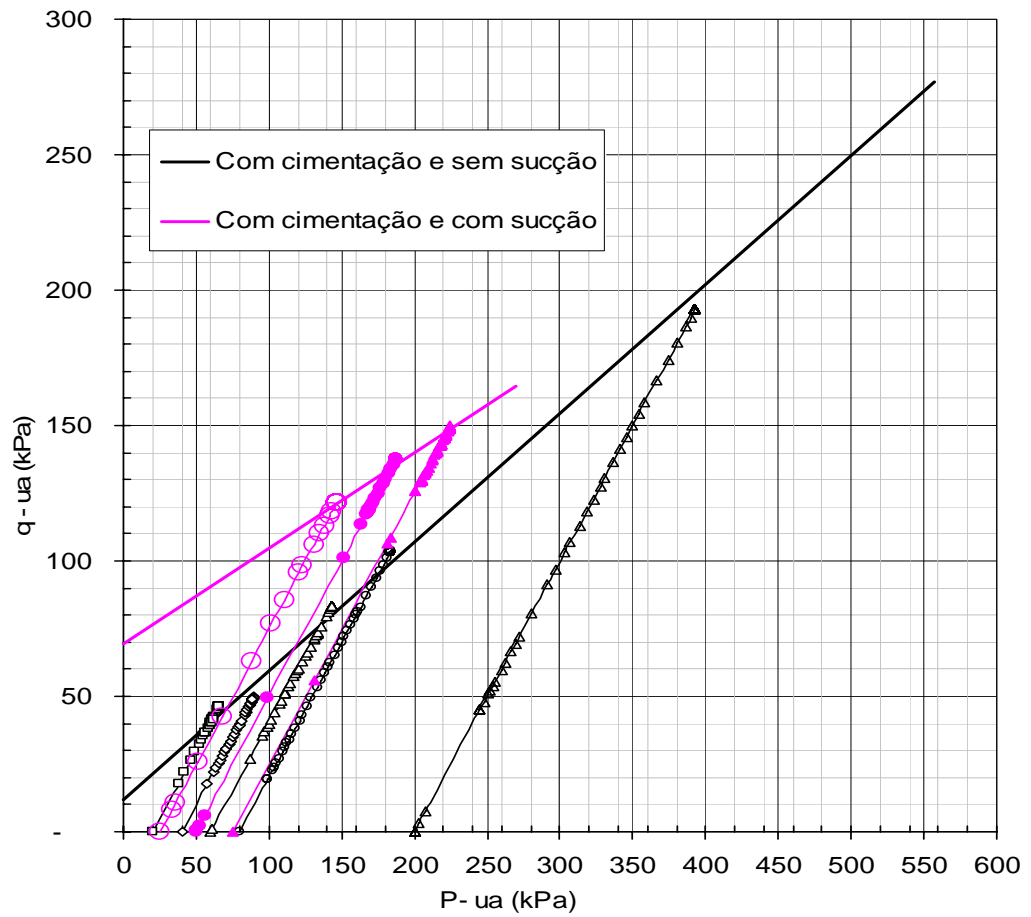


Figura 4.63 Envoltória de ruptura dos corpos-de-prova com as seguintes combinações: com cimentação e com sucção; com cimentação e sem sucção; com cimentação e com sucção.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

Os resultados dos ensaios realizados em amostras reconstituídas com adição de cimento e com aplicação de diferentes níveis de sucção permitem as seguintes conclusões:

- As etapas de aplicação de sucção e compressão, do ensaio CRSS, aparentemente diminuem a porosidade das amostras do solo 1;

- a adição de cimento provoca uma alteração da estrutura dos solos e diminuição da porosidade (Figura 4.7);

- a compressão gera uma porosidade incipiente e conseqüentemente alterações na estrutura das amostras;

- os CP's dos solos 1 e 2 apresentaram tensões de pré-adensamento e índices de compressão crescentes com o teor de cimento. Para o solo 1 notou-se significativa elevação da tensão de pré-adensamento quando se variou a percentagem de cimento 1 para 2 %. No caso do solo 2 observou-se um crescimento mais significativo (mais do dobro) da sua resistência ao cisalhamento com a adição de 3 % de cimento;

- nos ensaios edométricos, as amostras naturais do solo 1 apresentaram comportamento colapsível sob inundação a altas tensões aplicadas. Já o solo 2 apresentou comportamento expansível sob inundação a baixas tensões aplicadas, e pouco colapsível a altas tensões aplicadas;

- nos ensaios CRSS realizados em amostras do solo 1 e 2 com os teores de cimento de 0, 1, 2 e 3 %, verificou-se um índice de compressão (C_c) crescente com o aumento da sucção, exceto nos casos em que houve escoamento a baixas tensões aplicadas. Além disso, ao se comparar as curvas com as sucções de 100 e 200 kPa, para cada teor de cimento, verificou-se um incremento menor de C_c do que aquele notado nos outros incrementos de sucção. As mesmas observações são aplicáveis para as tensões de pré-adensamento;

- assim como apresentado por Vieira (2006), acredita-se que a forma de moldagem e compactação dos corpos-de-prova tenha produzido uma macro e microestrutura. As análises em conjunto da micromorfologia ótica e eletrônica de varredura corroboram tal

observação. Cabe notar também que a partir dos resultados das curvas características de retenção da água no solo foi possível identificar um comportamento bimodal, o que caracteriza a existência de dois valores de entrada de ar referentes a macro e microporosidade do solo. Logo, é possível inferir que o escoamento notado nas curvas de compressão do ensaio CRSS seja devido a quebra das ligações entre-agregados da macroestrutura no momento da saturação dos macroporos. A introdução do cimento na mistura, sobretudo a partir de 2 %, tende a aumentar a resistência destas ligações e majorar os valores de escoamento na curva;

- os ensaios triaxiais saturados nos solos 1 e 2 apresentaram um aumento da coesão com o incremento da cimentação, em particular, no caso do solo 1 este aumento ocorreu substancialmente apenas com a mudança da percentagem de cimento de 1 para 2 % sugerindo que a partir deste percentual o cimento reage mais ativamente com o solo. Os valores de ângulos de atrito dos dois solos não variaram em função da percentagem de cimento;

- os ensaios triaxiais com sucção controlada de 50 kPa realizados nos corpos-de-prova do solo 1 com os teores de cimento de 0 e 2 % apresentaram um aumento da coesão devido ao agente cimentante e não houve variação do ângulo de atrito;

- analisando-se em conjunto os resultados das envoltórias de ruptura do solo 1 com os teores de cimento de 0 e 2 % determinados nos ensaios triaxiais com e sem sucção controlada de 50 kPa, percebe-se que o ângulo e atrito dos ensaios com sucção foram menores que os obtidos nos ensaios sem sucção;

- a célula triaxial com sucção controlada apresentou desempenho adequado permitindo a realização de ensaios triaxiais com sucção controlada. No entanto, foram identificados alguns ajustes a serem incorporados de modo a garantir a funcionalidade do sistema de ensaio, tais como: (i) refinamento do sistema de acionamento de circulação de água no disco poroso de alto valor de entrada de ar em vista a sua pequena vida útil, cerca de 3 meses, e presença ocasional de vazamentos e conseqüentemente falseamento da variação de umidade interna ao CP; (ii) instalação de um transdutor de deslocamento para medir os deslocamentos e deformações do CP durante o ensaio com sucção controlada; (iii) acoplar um transdutor de variação de volume preferencialmente automatizado para facilitar a aquisição de dados em face da longa duração dos ensaios;

(iv) é necessário melhorar o sistema de aplicação e equalização da sucção ao longo da amostra;

- a obtenção de uma envoltória em ensaios triaxiais com sucção controlada demandou um tempo médio de quatro a seis meses, a depender dos valores de sucção e tensão de confinamento adotados no ensaio. Logo, sugere-se buscar formas alternativas de equalização da sucção objetivando a minoração destes tempos de modo a tornar este prática aplicável a problemas práticos de engenharia;

Como sugestões para futuros trabalhos destaca-se as seguintes:

- Estudar outros solos da região com diferentes teores de cimento e alternativamente verificar a influência do tipo de cimento Portland;
- Estudar o comportamento dos solos sob diferentes teores de umidade de moldagem, i.e., para estruturas floculadas e dispersas;
- Considerar a moldagem de amostras em compactação dinâmica e posterior moldagem dos CP's a serem ensaiados;
- .Estudar a influência do índice de vazios inicial das amostras moldadas nos parâmetros de resistência e compressibilidade;

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguilar, S.E.S, **Deformabilidade de uma argila colapsível não saturada sob compressão isotrópica com sucção controlada**, Tese de Mestrado, PUC, Rio de Janeiro, 1989.
- Aitchison, G.D., Donald, B.I. **Effective stresses in unsaturated soils**. Proceedings of the 2nd Aust./N. Zealand Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Christchurch, pp. 192-199, 1956.
- Aitchison, G.D., Woodburn, J.A.. **Soil suction in foundation design..** Proceedings of the 7nd Aust./ Mexico Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Christchurch, v.2, pp. 1-8, 1969.
- Al Rawas AA, McGown A **Microstructure of Omani expansive soils**. Can Geotech J 36:272 290, 1999.
- Alonso, E.E., **Constitutive Modelling of unsaturated soils**. Unsaturated Soils, Recent Developments and Applications, v.2, Barcelona, 1993.
- Alonso, E.E., Gens, A., Hight, D. **Groundwater effects in geotechnical engineering. General report**, Proceedings of the 9th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin, India. Vol. III, pp. 1087-1146, 1987.
- Alonso, E.E., Gens, A., Josa, A. **A constitutive model for partially saturated soils**. Géotechnique. Vol. 40, no 3, pp. 405-430, 1990.
- Alonso, E.E., Gens, A., Josa, A. **On the mechanical behaviour of arid soils**. Conference on Arid Soils, London, 37p, 1993.
- Antunes F.S. Comunicação Pessoal, 2005 (Apud Lopes, M.B.L. **Influência da sucção na resistência ao cisalhamento de um solo residual de filito de Belo Horizonte**, MG. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, PUC/RJ, Rio de Janeiro, 2006, 176 p.)
- Aversa S, Nicotera MV **A triaxial apparatus for testing unsaturated soils**. Geotech Testing J , Vol 25, n 1, pp 3-15, 2002
- Azevedo, M.A.A. **Contribuição ao estudo geotécnico de solos de Viçosa– MG: Viçosa**, 169 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – DEC, UFV. 1999.
- Barbosa, P.S. A. e Leroueil, S. **Strength and compressibility of a reconstituted and slightly cemented saprolitic soil**. Proceedings of 2nd International Conference on Unsaturated Soils. 27-30 de agosto 1998, Pequim, China. pp. 7 – 12, 1998.
- Barbosa, P.S.A. **Ensaio de adensamento de fluxo restringido e Ko em argila mole**. Tese de Mestrado. COPPE – UFRJ, 1990.
- Barbosa, P.S.A. **Estudo do comportamento mecânico de um solo residual reconstituído cimentado e Não-Saturado**. Tese de Doutorado, Universidade de Laval, Québec – Canadá, (em fase final preparação), 2009.

- Barbour SL: **The soil water characteristic curve: a historical perspective**. Nineteenth Canadian geotechnical colloquium Can Geotech J., Vol. 35, pp.873 -894, 1998.
- Baver L.D., Gardner W.H., Gardner W.R., **Soil physics**, 4 ed. London, Wiley & Sons, Inc, 1972.
- Bennema , J. & Camargo, M.N. **Segundo esboço parcial de classificação de solos brasileiros**. Rio de Janeiro, Ministério da Agricultura, Divisão de Pedologia e Fertilidade do Solo, 17p. (mineogr.), 1964.
- Bhishop, A.W., Donald I.B., **The experimental study of partly saturated soil in the triaxial apparatus**. 5th ICSMFE, Paris, 1961.
- Bishop AW, Donald IB **The experimental study of partly saturated soil in the triaxial apparatus**. In: Proc. of the 5th international conference soil mechanics and foundation engineering, Paris, pp 13-21, 1961
- Blight GE. **A study of effective stresses for volume change. In Moisture Equilibrium and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas**. Butterworths: Sydney; 259–269. 1965.
- Bocking KA, Fredlund D.G **Limitations of the axistranslation technique**. In: Proceedings of the 4th international conference expansive soils, Denver, pp 117 135, 1980.
- Boszazowski , R.B., **Avaliação de Propriedades Mecânicas e Hidráulicas de um Perfil de Alteração de Granito-Gnaiss de Curitiba**, Tese de Doutorado, PUC, Rio de Janeiro, 577p., 2008.
- Brandy, N.C., **Natureza e Propriedades do Solo**, 6ed, Rio de Janeiro, Feitas Bastos, p.169-183, 1983.
- Bucio, M. B **Estudio experimental del comportamiento hidro-mecánico de suelos colapsables**. Tesis doctoral –Universitat Politècnica da Catalunya, Barcelona, 480p, 2002.
- Buckingham E., **Studies on the movement of soil moisture**. Bull 38 USDA, Bureau of Soils, Washington DC, 1907.
- Cabarkapa Z, Cuccovillo T **Automated triaxial apparatus for testing unsaturated soils**. Geotech Testing J, Vol 29, n 1, pp 21 29, 2006
- Camapum de Carvalho, J. **Propriedades e comportamento de solos tropicais não saturados**. 5°. Simpósio Brasileiros de Solos não Saturados, São Carlos, v.2, pp.597-616, 2004.
- Carvalho A., ChauvelA., Guimarães J.E.P., Melfi A.J., Nobrega M.T. **Caracterização mineralógica, morfológica e geotécnica de alguns solos lateríticos desenvolvidos sobre basalto na Bacia do Paraná**. In: Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, Rio de Janeiro, pp.340-381, 1981
- Carvalho M.F. **Estudo de solos colapsáveis no nordeste de Minas Gerais**. Dissertação de Mestrado, USP/ São Carlos, 137p, 1994

- Chang R.K., **Pressure plate apparatus for volumetric measurement of suction**, swelling pressure and consolidation in clay soils, Canadian Geotechnical Journal, V6, 1969.
- Clayton CRI, Khattrush SA **A new device for measuring local axial strains on triaxial specimens**. Géotechnique Vol 36, n 4, pp593-597, 1986.
- Collins K, McGown, **A The form and function of microfabric features in a variety of natural soils**. Geotechnique 24(2):223 254, 1974.
- Cui YJ **Etude du comportement d'un limon compacté non saturé et de sa modelisation dans un cadre élasto plastique**. Ph.D. Thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France, 1993
- Cui YJ, Delage P **Yielding and plastic behaviour of an unsaturated compacted silt**. Geotechnique, Vol 46, n 2, pp291 311, 1996.
- Custódio, G.S. **Investigação e Análise de Parâmetros Geotécnicos obtidos com Ensaios de Laboratório e Ensaios In Situ (DMT, PMT, SPT, PDM)**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)- Universidade Federal de Viçosa-M.G, 205 pp, 2003.
- Custódio, G. S. ; Vieira, G. S. ; Silva, C. H. C. ; Barbosa, Paulo S A . **Estudo de Fatores que Influenciam a Curva Característica de Retenção de Água no Solo**. In: 5º Simpósio Nacional de Solos Não Saturados, 2004, São Carlos. Solos não saturados, v. 1. pp. 223-228, 2004.
- De Campos, T.M.P et al. **Determinação da Curva Característica de Sucção em Laboratório**. 1ª Conferência sobre Estabilidade de Encostas – 1º COBRAE. Rio de Janeiro, RJ, VOL III, p. 835-851, 1992.
- De Campos, T.M.P. **Equipamentos e Técnicas para a Determinação da Sucção no Campo**. Simpósio sobre solos não saturados, Recife, PE, p. 9-18. 1994.
- De Campos, T.M.P. **Resistência ao Cisalhamento de Solos Não Saturados**. Anais do 3º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 2, 399-417- Rio de Janeiro, 1997.
- Delage P, Graham J **Mechanical behaviour of unsaturated soils: understanding the behaviour of unsaturated soils requires reliable conceptual models**. In: Alonso EE, Delage P (eds) Proceedings of 1st International Conference on Unsaturated Soils, Paris vol 3. Balkema, Presses des Ponts et Chaussées, pp 1223 1256, 1996.
- Delage P, Lefebvre G (1984) **Study of the structure of a sensitive Champlain clay and of its evolution during consolidation**. Can Geotech J 21:21 35
- DNIT - Departamento Nacional De Infra-Estrutura De Transportes, **Manual de pavimentação**. Diretoria de Planejamento e Pesquisa, Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa, Instituto de Pesquisas Rodoviárias, IPR - Publicação 719. Rio de Janeiro, RJ, 274 p., 2006.
- Dudley, J.H, **Review of collapsing soils**. Jnl. Of SMFD Div., ASCE, v96, p 925-947, 1970.

- El Sohby M.A., Elleboudy A.M., **Swelling and collapsible behaviour of unsaturated cemented sand upon wetting**. Proc 9th ECSMFE, v2, p.533-556, 1987.
- EMBRAPA. **Critérios para distinção de classes de solos e de fases de unidade de mapeamento, normas em uso pelo SNLCS**. Rio de Janeiro, EMBRAPA-SNLCS, 67p. 1988.
- EMBRAPA. **Manual de Métodos de Análises de Solo**. Centro Nacional de Pesquisas de Solos. Rio de Janeiro, 2^a ed, 1997.
- Escario V, Saez J. **Measurement of the properties of swelling and collapsing soils under controlled suction**. Proceedings of the 3rd International Conference on Expansive Soils, Haifa, Israel **1**: 195–200. 1973.
- Escario, V.; Saez, J. **The shear strength of partly saturated soils**. Géotechnique, v.3, n.13, p453-456, 1986.
- Fernandes Filho, E. I.; Viana, J. H. M. **Quantiporo: um novo programa para tratamento e quantificação de imagens digitais para aplicações em ciência do solo**. In: Congresso Brasileiro de Ciência do Solo, 28, Londrina, 2001, resumos. Sociedade Brasileira de Ciência do Solo, 2001, p. 224.
- Fontes, M.P.F., Gomes, P.C., **Simultaneous competitive adsorption of heavy metals by mineral matrix of tropical soils**. Applied Geochemistry, v.18, n6, p795-804, 2003.
- Fredlund, D.G. **Second Canadian geotechnical colloquium: appropriate concepts and technology for unsaturated soils**. Canadian Geotechnical Journal, v.16, n.a, p.-121-139, 1979.
- Fredlund, D.G., Morgenstern, N.R. and Widger, R.A. **The shear strength of saturated soils**. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 15, n° 3, pp. 313-321, 1978.
- 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.
- Fredlund, D.G.; Morgenstern, N.R. **Constitutive relations for volume change in unsaturated soils**. Canadian Geotechnical Journal, v.13, n. 3, p.261-276, 1976.
- Fredlund, D.G.; Morgenstern, N.R. **Stress state variables for unsaturated soils**. Journal of Geotechnical Engineering Division. A.S.C.E., v. 103, n.5, p. 447-466, 1977.
- Fredlund, D.G.; Rahardjo, H. **Soil Mechanics for Unsaturated Soils**. John Wiley & Sons, 1993.
- Futai, M.M.; Almeida, M.S.S.; Lacerda, W.A. **Resistência ao cisalhamento de solos tropicais não saturados**. 5^o Simpósio Brasileiro de Solos não Saturados, São Carlos, v.1, p.43-54, 2004.

- Gens, A.; Nova, R. **Conceptual bases for a constitutive model for bonded soils and weak rocks**. Proc. Int. Symp. on hard soils-soft rocks, Atenas, 1993.
- Gutierrez, N.H.M. **Influências de aspectos estruturais de solos do norte do Paraná**, Tese de doutorado, Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, 325p, 2005.
- Head KH **Manual of soil laboratory testing**, Vol 3. Pentech Press, London, 1986.
- Head, K.H. **Manual of soil testing**. Pentech Press, London, v. 3, p. 1208-1213, 1984.
- Hilf, J. W. **An investigation of Pore-Water Pressure in Compacted Cohesive Soils**. Ph.D. dissertation, Tech. Memo. N° 654, U.S. Dept. of the Interior, Bureau of Reclamation, Design and Construction Division, Denver, CO, 654 pp, 1956.
- Houston, S.L.; Walsh, K.D., Houston W.N. Shear strength contribution of soil suction in cemented soil. In: III Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 1997, Rio de Janeiro: T.M.P. de Campos & E.A. Vargas (eds), Freitas Bastos Editora, Rio de Janeiro, v.1, p25-34, 1997.
- Hoyos L. R., Laloui L., Vassallo R., **Mechanical Testing in Unsaturated Soils**, Originally published in the journal Geotechnical and Geological Engineering, Volume 26, No. 6, 675 689. DOI: 10.1007/s10706 008 9200 9 _ Springer Science+Business Media B.V, 2008.
- Jennings J.E.B., Burland J.B **Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils**, Geotechnique, vol12, p.125 a 144, 1962
- Jennings, J.E.B, Knight, F, **Discussion on M.S. Youssef's Paper, Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech.**, v3, p.168, 1957.
- Josa A, Alonso EE, Lloret A, Gens A **Stress strain behaviour of partially saturated soils**. In: Proc. of the 9th European conference on soil mechanics and foundation engineering, Dublin, Vol 2, pp 561-564, 1987
- Jucá J.F.T., **Comportamiento de los suelos parcialmente saturados bajo succión controlada**. Tesis doctoral. Universidad de Madrid (1990).
- Kane, H. **Confined compression of loess**. Proc. of 8th Inter. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Moscow, URSS. Vol. 2.2, pp. 115 -122, 1973.
- Karube, D. **New concept of effective stress in unsaturated soil and rock**. American Society for Testing Materials, Philadelphia, Special Technical Publication No. 977, pp. 539 – 552, 1988.
- Karube, D.; Kato, S. **An ideal unsaturated soil and the Bishop's soil**. Proceedings of the 13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, India. Vol. I, pp. 43-46, 1994.
- Kassif, G., Baker, R. and Ovadia, Y., **Swell-pressure relationships at constant suction changes**. Proc. 3rd Int Conf. Exp.Soils, p.210-208, Haifa. 1973.

- Ker, J.C, **Latossolo do Brasil: Uma Revisão**, Genomos, v5, p.17-40, Belo Horizonte,1996.
- Klotz EU, Coop MR **On the identification of critical state lines for sands**. Geotech Testing J , Vol 25, n 3, pp 288-301, 2002
- Lade PV **Automatic volume change and pressure measurement devices for triaxial testing of soils**. Geotech Testing J , Vol 11, n 4, pp 263 268, 1988.
- L. Laloui, H. Péron, F. Geiser, A. Rifa'i, and L. Vulliet. **Advances in volume measurement in unsaturated triaxial tests**. Soils and Foundations Journal, Vol. 46, n 3, pp. 341-349, 2006.
- Lambe, T.T. **A mechanistic picture of shear strenght in clay**. Conference on shear strength of cohesive soils. Boulder, Colorado, 1960. Proceedings ...Boulder: Ûniversity of Colorado, p.555-580, 1960.
- Lambe, T.W., **The structure of compacted clay**, Jnl of SMFD, ASCE, v 84,1958.
- Laudahn A, Sosna K, Bohac J **A simple method for air volume change measurement in triaxial tests**. Geotech Testing J, Vol 28, n 3, pp313 -318, 2005
- Lawton, E.C.; Fragaszy, R.J.; Hetherington, M.D. **Review of wetting-induced collapse in compacted soil**. Journal of Geotechnical Engineering Division. A.S.C.E., v.118, n.9, p.1137-1394, 1992.
- Leong EC Rahardjo H., **Permeability functions for unsaturated soils**. J Geotech Geoenviron Eng, Vol. 123, pp.1118-1126, 1997.
- Leong EC, Agus SS, Rahardjo H **Volume change measurement of soil specimen in triaxial test**. Geotech Testing J, Vol 27, n 1, pp 47 56, 2004
- Leroueil, S. e, Barbosa, P.S. de A. **Combined effect of fabric, bonding and partial saturation on yielding of soils**. Proceedings of Asian Conference on Unsaturated Soils - From theory to practice - Unsaturated Soils for Asia. H. Rahardjo, D.G. Toll & E.C. Leong (eds). 18-19 de maio 2000, Singapura, pp. 527 – 532, 2000.
- Leroueil, S; Vaughan, P.R. **The general and congruent effects of structure in natual clays and weak rocks**. Geot chnique, v. 40, n.3, p.467-488, 1990.
- Lima, D.C.; Bueno, B.S.; Silva, C.H.C.. **Estabiliza o dos solos II: t cnicas e aplica es a solos da microrregi o de Vi osa**. Imprensa Universit ria, Universidade Federal de Vi osa. Publica o n.333, Vi osa-MG, 32p., 1993
- Lloret A, Alonso EE. **State surfaces for partially saturated soils**. Proceedings, 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San francisco, CA, USA 2: 557–562. 1980.
- Lopes, M.B.L. **Influ ncia da suc o na resist ncia ao cisalhamento de um solo residual de filito de Belo Horizonte**, MG. Disserta o de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, PUC/RJ, Rio de Janeiro, 2006, 176 p.

- Luis, P. G. **Caracterização e considerações sobre a estabilidade de Taludes em Solos Residuais de Viçosa-MG.** (Tese de Mestrado), Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 170 p, 2000.
- Luis, P. G.; Lima, D.C.; Minette, E.; Calijuri, M.L.; Marques, E.A.; Barbosa, P.S.A. **Soil Suction Curves of Viçosa Soils**, 5th International Symposium on Environmental Geotechnology and Global Sustainable Development, Belo Horizonte, MG, Agosto/2000, ABMS-MG-UFGM, 2000.
- Maâtouk A **Application des concepts d'état limite et d'état critique a` un sol partiellement saturé effondrable.** Ph.D. Thesis, Université de Laval, Montreal, Canada, 1993.
- Machado R.A., **Variação sazonal da sucção matricial e estabilidade de taludes de solos residuais não saturados**, Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Viçosa, 139p.,2005.
- Machado S.L. **Estudo da compressão confinada e do colapso de um colúvio arenoso compactado.** Dissertação de Mestrado EESC/SP, São Carlos-SP, 1995.
- Machado S.L., Villar O.M. **Collapse and Ko tests under controlled suction on a lateritic soil.** XIV ICSMFE, Hamburg, Germany, 1997
- Machado, S.L., Zuquette, L.V. **Transporte de massa e mecanismos de retenção em solos não saturados.** In 5º Simpósio Brasileiro de Solos não Saturados. São Carlos, V.2, P.545-576, 2004.
- Marinho, F.A.M. **Medição de sucção em solos. 3º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados**, p.373-397, 1997.
- Marinho, F.A.M. **Medição de sucção em solos. 3º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados**, p.373-397, 1997.
- Matyas, E.L., Radhakrishna, H.S. **Volume change characteristics of partially saturated soils.** Géotechnique, Vol. 18, pp. 432-448, 1968.
- McGown, A., Collins, K., **The microfabrics of some expansive and collapsing soils**, Proc. 5th Pan. AM Conf. SMFE, v1, p.323-332, Buenos Aires, 1974.
- Mckeague, J.A.; DAY, J.H., **Dithionite and Oxalate - Extractable Fe and Al as Aids in Differentiating Various Classes of Soils**, Soil Research Institute. Canada Departament of Agriculture, Ottawa, Vol – 46. 1966.
- Mitchell JK, Soga K, **Fundamentals of soil behaviour**, 3rd edn. John Wiley, Sons, Inc, New Jersey, 2005.
- Mitchell, J.K. **Fundamentals of Soil Behaviour.** University of California, John Wiley & Sons, USA, 2a ed., 426 p, 1993.
- Mualem, Y. **Hydraulic conductivity of unsaturated soil: prediction and formulas.** Method of soils analisys. Part 1. Physical and mineralogical methods 2nd ed, Agronomy (ed. A. Klute) Madison, Wis: American Society of Agronomy, 1986.

- Ng CWW, Zhan LT, Cui YJ **A new simple system for measuring volume changes in unsaturated soils.** Can Geotech J, Vol 39, pp757- 764, 2002
- Nogami, J.S.; Villibor, D.F., **Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos.** Editora Villibor, São Paulo-SP, 213p. ,1995.
- Öberg, A.L., Sälfors, G. **A rational approach to the determination of the shear strength parameters of unsaturated soils.** Proc. Of First Int. Conf. on Unsaturated Soils. Paris, 1995.
- Öberg, A.L., Sälfors, G. **Determination of shear strength parameters of unsaturated silts and sands based on the water retention curve.** Geotechnical Testing Journal, ASTM. Vol. 20, no 1, pp. 40-48, 1997.
- Olson RE, Langfelder J., **Pore water pressures in unsaturated soils.** J Soil Mech Found Div, Proc of Am Soc of, Civ Eng 91(4):127 160, 1965.
- Pereira A. **Resistência ao cisalhamento de solos não saturados: análise experimental e teórica,** Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre,140p, 2006
- Petrucci, E.G.R. **Materiais de construção.** Editora Globo, Porto Alegre, 435p.1978
- Presa, E. P. **Deformabilidad de las Arcillas Expansivas bajo succión Controlada,** Tesis Doctoral Universidad Politécnica de Madrid, 269p, 1982.
- Rampino C **Comportamento meccanico di una sabbia limosa ed argillosa costipata parzialmente satura.** Ph.D. Thesis, University of Naples Federico II, Italy, 1997
- Rampino C, Mancuso C, Vinale F **Laboratory testing on an unsaturated soil: equipment, procedures, and first experimental results.** Can Geotech J , Vol 36, n 1, pp1 12, 1999.
- Reis, R. M. **Desenvolvimento e utilização de um equipamento triaxial cúbico no estudo da anisotropia de um solo residual de gnaiss da região de Viçosa (Minas Gerais).** (Tese de Mestrado), Universidades Federais de Viçosa, Viçosa, 108 p, 1998.
- Resende, M. et al. **Pedologia: base para distinção de ambientes.** 4ª ed. Viçosa, MG: NEPUT, 2002, 338 p.
- Röhm, S.A. **Resistência ao cisalhamento de um solo arenoso laterizado não Saturado da região de São Carlos - SP, Brasil.** (Tese de Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos - USP. 274 p, 1992.
- Röhm, S.A.; Vilar, O.M., **Shear Strength of an Unsaturated Sandy Soil,** Proceedings Unsaturateds Soils, 1, 189-193, Paris, 1995.
- Romana, M, An **Aluvial collapsible soil in Alicante,** Proc. 9th ECSMFE, v.2, p.577-579, 1987.

- Romero E **Characterization and thermo hydro mechanical behaviour of unsaturated Boom clay: an experimental study**. Ph.D. Thesis, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, Spain, 1999.
- Rotta G. V., Prietto, P.D.M., Consoli, N.C, Gehling, W.y. Y., **Influência do índice de vazios de formação da matriz cimentante comportamento mecânico de solos cimentados**, Solos e Rochas, São Paulo, v.24, p.23-41, 2001.
- Rotta G.V., Pietto, P.D.M., Gehling W.Y.Y., Consoli N.C, **Comportamento mecânico de solos cimentados submetidos a compressão isotrópica**, Solos e Rochas, São Paulo, V 24, n2, PP.115-128, 2001
- Salomão, F. X. T., Antunes, F. S.. **Solos em Pedologia**. Geologia de Engenharia. In: (Ed) Oliveira, A. M. dos S. e Brito, S. N. A. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, São Paulo: 87-99, 1998.
- Schnaid, F.; Prietto, P. D. M. ; Consoli, N. . **Prediction of the behaviour of cemented soils under triaxial compression**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Estados Unidos, v. 127, n. 10, p. 857-868, 2001.
- Schulze, D. G., **Minerals of Soil Environments**, chapter 1 – An Introduction to Soil Mineralogy, 2nd edition, SSSA Book Series, nº 1, 1989.
- Seed, H.B, Chan, C.K., **Structure and strength characteristics of compacted clays**. Jnl. Of the SMFD, ASCE, v85, p.87-128, 1959.
- Sivakumar V **A critical state framework for unsaturated soils**. Ph.D. Thesis, University of Sheffield, UK, 1993
- Slongo, G. R., **Desenvolvimento de um sistema triaxial servocontrolado e avaliação do comportamento mecânico de um solo residual de Biotita Gnaise**, Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, p.137, 2008.
- Sridharan, A., Rao, A.S.; Sivapullaiah, P.V. **Swelling pressure of clays**. Geotechnical Testing Journal, 9: 24-33, 1986.
- Trindade, T.P., **Caracterização Tecnológica de três solos residuais estabilizados com vistas a aplicações em geotecnia rodoviária e ambiental**, Tese de Doutorado, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 271p.,2006.
- van Genuchten, M.Th. **A closed form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils**. Soil Science Society of America Journal 44, pp. 892-898, 1980.
- Vanapalli S.K, Sharma RS, Nicotera MV, **Axis translation and negative water column techniques for suction control**., Journal Geotechnical and Geological Engineering, Volume 26, No. 6, pp 645-660, 2008.

- Vanapalli, S.K., Fredlund, D.G., Pufahl, D.E., Clifton, A.W. **Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction**. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 33, nº 3, pp. 379-392, 1996.
- Vanapalli, S.K.; Fredlund, D.G.; Pufahl, D.E. **Influence of soil structure and stress history on the soil-water characteristics of a compacted till**. Geotechnique, v.49, n.2, p. 143-159, 1999.
- Vargas, M. **Introdução à mecânica dos solos**. São Paulo, SP: McGraw-Hill do Brasil, 1977. 509 p.
- Vieira, S.V., **Estudo da estruturação sobre a compressibilidade de um solo**, Tese de mestrado, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 78p, 2006
- Vilar, O.M e Gaioto, N. **Comportamento Colapsível de um solo laterítico compactado**. Anais de 2º Simpósio Sobre Solos Não-Saturados, AMSF- UFPE / ABMS- NE, Recife- Pe, 1994.
- Wheeler SJ **The undrained shear strength of soils containing large gas bubbles**. Géotechnique, Vol 38, n 3, pp399-413, 1988
- Wheeler, S.J. **A conceptual model for soils containing large gas bubbles**. Géotechnique, vol. 38, nº 3, pp. 389-397, 1988.
- Wheeler, S.J., Savakumar, V. **Development and application of critical state for unsaturated soil**. Proceedings of the Wroth Memorial Symposium, Oxford, pp. 558-572, 1992.
- Wheeler, S.J., Sivakumar, V. **An Elasto-plastic critical state framework for unsaturated soil**. Geotechnique. Vol. 45, nº 1, pp. 35-53, 1995.
- Wheeler, S.J., Sivakumar, V. **Development and application of a critical state model for unsaturated soil**. In Predicting Soil Mechanics (eds. G.T. Houlsby and A.N. Schofield), pp. 709-728. Thomas Telford, London, 1993.
- Williams A.B., **Studies of Shear Strength and Bearing Capacity of Some Partially Saturated Sands**, in Proc. 4th Conf. Soil Mech. Found. Eng. (London, England), vol.3, pp 453-456, 1957
- Wolle, C.M. and Hachich, H. **Rain-induced in southeastern Brazil. Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering**. Rio de Janeiro, Brazil, Vol. 3, pp. 1639 – 1642, 1989.
- Wood,D.M., **The behaviour of partly saturated soils: a review**. Department of Engineering University of Cambridge, 1979.
- Wulfsohn D; Adams B.A.; Fredlund D. G. **Triaxial Testing of Unsaturated Agricultural Soils**, J. agric. Engng Res. Vol 69, pp 317- 330, 1998
- Zacaria, I. and Wheeler, S. J. and Anderson, W.F. **Yielding of unsaturated compacted Kaolin**. 1st Int. Conf. on Unsaturated Soils, Paris, 1995.