

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**Comportamento Mecânico Saturado e Não Saturado de um Solo
Coluvionar de Arenito**

Álvaro Pereira

Porto Alegre
2013

ÁLVARO PEREIRA

**COMPORTAMENTO MECÂNICO SATURADO E NÃO
SATURADO DE UM SOLO COLUVIONAR DE ARENITO**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Doutor em Engenharia

Porto Alegre
2013

P436c Pereira, Álvaro

Comportamento mecânico saturado e não saturado de um solo coluvionar de arenito / Álvaro Pereira. – 2013.

Tese (doutorado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, BR-RS, 2013.

Orientadores: Prof. Dr. Wai Ying Yuk Gehling e Prof. Dr. Adriano Virgílio Damiani Bica

1. Solo não-saturado. 2. Solo saturado. 3. Solo coluvionar. I. Gehling, Wai Ying Yuk, orient. II. Bica, Adriano Virgílio Damiani, oriente. III. Título.

CDU-

624.131.25(043)

ÁLVARO PEREIRA

COMPORTAMENTO MECÂNICO SATURADO E NÃO SATURADO DE UM SOLO COLUVIONAR DE ARENITO

Esta tese de doutorado foi julgada adequada para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA, GEOTECNIA, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 09 de agosto de 2013

Prof. Wai Y. Y. Gehling
Dr. Universidad Politécnica da Catalunya
Orientador

Prof. Adriano Virgílio Damiani Bica
Ph.D. University of Surrey, UK
Coorientador

Prof. Armando Miguel Awruch
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Gilson Gitirana Jr. (UFG)
PhD. pela University of Saskatchewan (Canadá)

Prof. Cezar Augusto Burket Bastos (FURG)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Luiz Antônio Bressani (UFRGS)
PhD. pelo Imperial College, University of London

À minha mãe, Marisa e
Ao meu filho, Eduardo.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a CAPES e ao CNPq pela bolsa de estudos que possibilitou a minha total dedicação aos meus estudos para alcançar os objetivos traçados para esta pesquisa. Reforço o agradecimento ao CNPq pela bolsa de doutorado sanduíche que proporcionou a realização de parte desta pesquisa na *Purdue University*, renomada universidade nos Estados Unidos da América.

Agradeço a Prof^a Wai por me orientar, conduzir e ensinar através da mecânica dos solos não saturados desde a iniciação científica, passando pelo mestrado e agora no doutorado, ao longo de 10 anos de convivência. Um agradecimento especial ao professor Bica também fez parte de boa parte deste período.

Agradeço aos amigos que fiz e convivi no LAGEO, especialmente ao Jair. Agradeço aos professores que tive o enorme prazer de conhecer e aprender durante a graduação e o mestrado: Wai Gehling, Adriano Bica, Luiz Bressani, Washington Núñez, Fernando Schnaid, Jorge Ceratti, Nilo Consoli.

Agradeço aos meus “colegas de trabalho” da FGS, Felipe, Anderson, Rodrigo, Marcelo, Allison, Bruno, Patricia, sem esquecer da Maricota. Agradeço a todos meus amigos, Leonardo, Airton, Eduardo, Rafael, Daniel, Carol, Tiago, Lélío, Mário, Vini, Aline, Tussi, Marcelo, Marlon, se eu esqueci alguém, me perdoem.

Agradeço e dedico, especialmente, à minha mãe, pela sua fé em mim e pelas palavras de conformo e otimismo nas horas difíceis, ao Dudu, ao Cássio e toda minha família (Nona Lurda, Márica, Mário, Marta, Gra, Gi, Vi, Ge)

Agradeço à Josie, uma pessoa especial que me acompanhou por quase todo este percurso, mas que a vida fez com que cada um tomasse um caminho diferente.

Sirvam nossas façanhas de modelo a toda Terra.

Hino Riograndense

RESUMO

PEREIRA, A. Comportamento Mecânico Saturado e Não Saturado de um Solo Coluvionar de Arenito. 2012. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Esta tese tem por objetivo analisar o comportamento mecânico de um solo coluvionar de arenito não saturado (Solo AV) em condições indeformadas e remoldados. Sua localização é na divisa dos estados de Santa Catarina e Rio Grande do Sul. Os corpos de prova foram moldados com o mesmo índice de vazios na condição indeformada e na condição remoldada com o intuito de se avaliar o papel da estrutura deste solo. Para este estudo foi modificado o equipamento triaxial com sucção controlada, apresentado por Pereira (2006), inserindo os medidores de deslocamentos locais nos corpos de prova (sensores de efeito *Hall*). A partir dos medidores de deformação locais foi possível observar a influência da sucção nos módulos de deformabilidade do solo AV para a condição remoldada. Foram determinadas as envoltórias de resistência ao cisalhamento para os ensaios na condição não saturada para corpos de prova indeformados e remoldados. Na condição não saturada observou-se que o ângulo de atrito interno (ϕ') é influenciado pelo nível de sucção e tensão normal líquida aplicada. As envoltórias no plano tensão cisalhante *versus* sucção são não lineares e resultam, para baixos valores de sucção, em valores de ϕ^b sempre superiores a ϕ' . Os resultados indicaram que os corpos de prova indeformados, na condição saturada, apresentaram parâmetros e resistência ao cisalhamento superiores aos corpos de prova remoldados. Entretanto, para a condição não saturada, os corpos de prova remoldados apresentaram resistência ao cisalhamento superiores a dos corpos de prova indeformados. Os resultados dos ensaios do *hollow cylinder* indicaram que a magnitude da tensão principal intermediária influencia na resistência ao cisalhamento obtida. Pela variação da direção da tensão principal maior observou-se um comportamento anisotrópico nos corpos de prova remoldados. Em termos de parâmetros de resistência ao cisalhamento os ensaios triaxiais e *hollow cylinder* apresentaram resultados consistentes, de acordo com a literatura. Os principais modelos de previsão de resistência ao cisalhamento existentes, baseados em dados básicos do Solo AV, não apresentaram um bom ajustes para as condições de moldagem. Baseado em análises estatísticas, foi possível obter duas equações de ajuste, sendo uma linear exponencial para a condição indeformada e uma parabólica para a condição remoldada.

Palavras-chave: solos não saturados, resistência ao cisalhamento, ensaios triaxiais com sucção controlada.

ABSTRACT

PEREIRA, A. Comportamento Mecânico Saturado e Não Saturados de um Solo Coluvionar de Arenito. 2012. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre

This thesis aims to analyze the mechanical behavior of an unsaturated sandstone colluvium soil (Soil AV) in undisturbed and remolded conditions. The colluvium is located on the border of the states of Santa Catarina and Rio Grande do Sul. The specimens were prepared with the same void ratio for undisturbed and remolded conditions in order to evaluate the soil structure. For this study the triaxial apparatus with suction-control, presented by Pereira (2006), was improved by inserting local displacement traducers (Hall effect sensors). These traducers allowed the evaluation of the influence of the suction on the Young's modulus for the soil AV in the remolded condition. Shear strength envelopes were determined based on tests on unsaturated condition on undisturbed and remolded specimens. For the unsaturated condition, it was noted that the internal friction angle (ϕ'') is influenced by the level of suction and net normal stress applied. The shear envelopes on the shear stress versus suction plane are nonlinear and showed ϕ^b higher than ϕ' , for low suction values. The results showed that undisturbed specimens in saturated conditions presented shear strength parameters and shear strength higher than the remolded specimens. However, in the unsaturated condition the remolded specimens showed higher shear strength than undisturbed specimens. The Hollow Cylinder test results indicated that the intermediate principal stress has influence on shear strength of the soil. By varying the direction of major principal stress it was noticed an anisotropic behavior in the remolded specimens. In terms of shear strength parameters triaxial and hollow cylinder tests presented consistent results as it was observed in the literature. Some of the models used to predict the shear strength, based on basic parameters of the soil AV, have not shown good matches for both, undisturbed and remolded conditions. Based on statistical analysis, it was possible to obtain two adjustment equations being a linear exponential to the undisturbed conditions and a parabolic for the remolded condition.

Key-words: unsaturated soils, shear strength, unsaturated triaxial tests.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	1
1.1. PROBLEMAS DE PESQUISA	1
1.2. OBJETIVOS E METODOLOGIA	2
1.3. ORGANIZAÇÃO DA TESE	4
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
2.1 MECÂNICA DOS SOLOS NÃO SATURADOS.....	6
2.2 CARACTERÍSTICAS DOS SOLOS NÃO SATURADOS	8
2.2.1. Sucção.....	9
2.2.2. Membrana contrátil	9
2.2.3. Poropressão.....	10
2.2.4. Curva de Retenção.....	11
2.2.5. Estrutura do solo não saturado	12
2.3. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO EM SOLOS NÃO SATURADOS	14
2.3.1. Tensões efetivas em solos não saturados.....	14
2.3.2. Variáveis de tensão, variáveis de estado de tensão	19
2.3.3. Equações de resistência ao cisalhamento para solos não saturados	22
2.3.4. Envoltória de resistência ao cisalhamento de solos não saturados.....	29
2.3.5. Parâmetros de resistência ao cisalhamento.....	35
2.3.6. Não linearidade da envoltória de ruptura	36
2.3.7. Ângulo ϕ^b maior ângulo de atrito interno ϕ'	38
2.4. ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	39
2.4.1. Aplicação de sucção – técnica de translação de eixos.....	40
2.4.2. Equipamento Placa de Pressão (Câmara de Equalização).....	40
2.4.3. Equipamento de Cisalhamento Direto.....	41
2.4.4. Equipamento Triaxial	42
2.4.4.1. Tipos de ensaio triaxiais com sucção controlada	43
2.4.4.2. Pesquisa envolvendo equipamentos triaxiais com sucção controlada.....	44
2.4.4.3. Variação volumétrica em ensaios triaxiais não saturados	45
2.4.5. Equipamento <i>Hollow Cylinder</i>	53
2.5. PREVISÃO DE COMPORTAMENTO MECÂNICO A PARTIR DA CURVA DE RETENÇÃO.....	57
3 EQUIPAMENTOS	61

3.1 EQUIPAMENTO TRIAXIAL CONVENCIONAL	61
3.2 EQUIPAMENTO <i>HOLLOW CYLINDER</i>	65
3.2.1. Modificações para realização de ensaios na condição não saturada	68
3.3 CAMARA DE EQUALIZAÇÃO	70
3.4 EQUIPAMENTO TRIAXIAL COM SUCÇÃO CONTROLADA.....	74
3.4.1. Painel de controle de pressões	74
3.4.2. Caça Bolhas	75
3.4.3. Câmara triaxial	76
3.4.4. Pedra cerâmica de alto valor de entrada de ar	77
3.4.5. Métodos de determinação da variação volumétrica no equipamento triaxial com sucção controlada.	78
3.4.5.1. Variação de volume da câmara triaxial	78
3.4.5.2. Medidas diretas de deformação do corpo de prova	79
3.4.6. Equipamento triaxial com sucção controlada.....	81
4 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO E PROCEDIMENTOS DE LABORATÓRIO	84
4.1 MATERIAL DE PESQUISA	84
4.1.1. Caracterização geológica.....	86
4.1.2. Caracterização Pedológica.....	87
4.1.3. Caracterização física.....	88
4.2. PROCEDIMENTOS DE ENSAIO	90
4.2.1. Moldagem dos corpos de prova dos ensaios triaxiais e HCA	90
4.2.1.1 Corpo de prova para ensaios triaxiais.....	90
4.2.1.2 Corpo de prova para ensaios HCA	92
4.2.1.3. Avaliação da uniformidade dos corpos de prova	95
4.2.2. Saturação da pedra cerâmica de alto valor de entrada de ar	96
4.2.3. Calibração do método de variação volumétrica a partir da variação de água da câmara triaxial.....	97
4.2.4. Montagem e calibração dos transdutores de deslocamento baseados em sensores de Efeito Hall	100
4.2.4.1. Procedimento de montagem dos transdutores de deslocamento	100
4.2.4.2. Calibração dos transdutores de deslocamento.....	101
4.2.4.3. Curvas de calibração dos transdutores de deslocamento.....	102
4.2.5. Procedimento de ensaio do equipamento triaxial convencional.....	103
4.2.5.1. Determinação de velocidade de cisalhamento dos ensaios triaxiais convencionais drenados	105
4.2.6. Procedimento de ensaio do equipamento <i>Hollow Cylinder</i>	106
4.2.6.1. Fase de Saturação	107

4.2.6.2. Fase de Consolidação	107
4.2.6.3. Fase de Cisalhamento.....	107
4.2.7. Procedimento de ensaio do equipamento triaxial com sucção controlada	108
4.2.7.1. Fase de equalização.....	109
4.2.7.2. Fase de adensamento.....	110
4.2.8. Dados obtidos dos ensaios.....	111
4.2.8.1. Dados dos ensaios triaxiais	112
4.2.8.2. Correção de área.....	113
4.2.8.3. Dados dos ensaios hollow cylinder	114
4.2.9. Trajetória do Solo AV da amostragem ao cisalhamento	114
5 RESULTADOS EXPERIMENTAIS E ANÁLISE.....	117
5.1 ENSAIOS TRIAXIAIS EM CORPOS DE PROVA INDEFORMADOS.....	117
5.1.1. Ensaio triaxiais convencionais executados em corpos de prova indeformados.....	118
5.1.2. Ensaio triaxiais com sucção controlada executados em corpos de prova indeformados	122
5.2 ENSAIOS TRIAXIAIS E <i>HOLLOW CYLINDER</i> EM CORPOS DE PROVA REMOLDADOS	136
5.2.1. Ensaio Triaxiais Convencionais e com Sucção Controlada.....	136
5.2.1.1. Ensaio triaxiais convencionais executados em corpos de prova remoldados	137
5.2.1.2. Ensaio triaxiais com sucção controlada executados em corpos de prova remoldados.	141
5.2.2. Ensaio <i>Hollow Cylinder</i> (HCA).....	156
5.2.2.1. Ensaio HCA drenados executados em corpos de prova remoldados.....	158
5.2.2.2. Ensaio HCA não drenados executados em corpos de prova remoldados	160
5.2.2.3. Determinação dos módulos de cisalhamento (<i>G</i>) para os ensaios HCA	169
6 ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS NO SOLO AV	171
6.1 AVALIAÇÃO DOS ÍNDICES FÍSICOS DURANTE O CISALHAMENTO.....	171
6.1.1. Variação dos índices físicos durante o cisalhamento para os ensaios triaxiais indeformados	171
6.1.2. Variação dos índices físicos durante o cisalhamento para os ensaios triaxiais remoldados	175
6.2. RELAÇÃO DO GRAU DE SATURAÇÃO DOS ENSAIOS TRIAXIAIS COM AS CURVAS DE RETENÇÃO DO SOLO AV	179
6.3. PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO SATURADO E NÃO SATURADO	183
6.3.1. Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento Saturados.....	186
6.3.1.1. Parâmetros de resistência ao cisalhamento saturados obtidos de ensaios em corpos de prova remoldados	186

6.3.1.2. Parâmetros de resistência ao cisalhamento saturados de ensaios em corpos de prova indeformados.....	188
6.3.1.3. Comparação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento saturados oriundos de corpos de prova remoldados e indeformados	191
6.3.2. Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento Não Saturados	191
6.3.2.1. Influência da sucção nos parâmetros de resistência ao cisalhamento de ensaios em corpos de prova remoldados	192
6.3.2.2. Influência da sucção nos parâmetros de resistência ao cisalhamento de ensaios em corpos de prova indeformados.....	195
6.3.2.3. Comparação da influência da sucção nos corpos de prova remoldados e indeformados	198
6.3.2.4. Parâmetro de resistência ao cisalhamento não saturado de ensaios em corpos de prova remoldados	198
6.3.2.5. Parâmetro de resistência ao cisalhamento não saturado de ensaios em corpos de prova indeformados.....	205
6.4. AVALIAÇÃO DOS MÓDULOS	212
6.5. AVALIAÇÃO DE ANISOTROPIA PELO <i>HOLLOW CYLINDER</i>	216
7 MODELOS DE PREVISÃO DE COMPORTAMENTO MECÂNICO A PARTIR DA CURVA DE RETENÇÃO	219
7.1 EQUAÇÕES DE PREVISÃO DE COMPORTAMENTO MECÂNICO A PARTIR DA CURVA DE RETENÇÃO.....	219
7.1.1. Equação de previsão de Fredlund <i>et al.</i> (1996) e Vanapalli <i>et al.</i> (1996)	220
7.1.1.1. Aplicação do modelo de Fredlund <i>et al.</i> (1996) e Vanapalli <i>et al.</i> (1996) para o solo AV na condição indeformada	221
7.1.1.2. Aplicação do modelo de Fredlund <i>et al.</i> (1996) e Vanapalli <i>et al.</i> (1996) para o solo AV na condição remoldada	224
7.1.2. Equação de previsão de Vanapalli <i>et al.</i> (1996)	225
7.1.2.1. Aplicação do modelo Vanapalli <i>et al.</i> (1996) para o solo AV na condição indeformada	226
7.1.2.2. Aplicação do modelo Vanapalli <i>et al.</i> (1996) para o solo AV na condição remoldada	228
7.1.3. Equação de previsão de Bao <i>et al.</i> (1998)	229
7.1.3.1. Aplicação do modelo de Bao <i>et al.</i> (1998) para o solo AV na condição indeformada	230
7.1.3.2. Aplicação do modelo de Bao <i>et al.</i> (1998) para o solo AV na condição remoldada.....	233
7.1.4. Equação de previsão de Vilar (2006)	237
7.1.4.1. Aplicação do modelo de Villar (2006) para o solo AV na condição indeformada	237
7.1.4.2. Aplicação do modelo de Villar (2006) para o solo AV na condição remoldada.....	239
7.1.5. Considerações em relação aos modelos utilizados.....	240
7.2 MODELO DE AJUSTE PROPOSTO.....	241
7.2.1. Modelo de ajuste para os resultados de ensaios em corpos de prova indeformados	242
7.2.1.1 Modelos utilizados para ajuste dos dados experimentais	242
7.2.1.2 Métodos numéricos para ajuste dos modelos	243

7.2.2. Modelo de ajuste para os resultados de ensaios em corpos de prova remoldados	250
7.2.2.1 Modelos utilizados para ajuste dos dados experimentais	250
7.2.2.2 Métodos numéricos para ajuste dos modelos	250
7.2.2.3 Resultados obtidos.....	250
7.2.3. Aplicabilidade do modelo proposto para o solo indeformado	253
8. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	259
8.1.CONCLUSÕES	259
8.1.1. Adaptações e alterações de equipamentos.....	259
8.1.1.1. Câmara de equalização	259
8.1.1.2. Transdutores de deslocamento baseado em sensores de Efeito Hall.....	259
8.1.1.3. Variação volumétrica do ensaio triaxial com sucção controlada	260
8.1.2. Ensaio triaxiais em corpos de prova indeformados e remoldados	260
8.1.2.1. Variação de volume de água durante a fase de cisalhamento	260
8.1.2.2. Resistência ao cisalhamento na condição saturada e não saturada.....	260
8.1.2.3. Módulo de deformabilidade	262
8.1.3. Ensaio <i>Hollow Cylinder</i>	263
8.1.4. Modelos de previsão de resistência a partir de dados do solo AV	263
8.1.5. Modelos de ajuste propostos	264
8.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	265
REFERÊNCIAS	266
ANEXOS	275

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Mudanças estruturais no solo devido às cargas externas e pressões negativas: (a) partículas em estado natural; (b) partículas sob carga; (c) pequenos deslocamento dos grãos devido forças compreensíveis resultantes do menisco no limite do solo saturado; (d) partículas “unidas” pelas forças do menisco nos contatos dos grãos. (Jennings e Burland, 1962).....	13
Figura 2.2. Círculo de Mohr estendido para solos não saturados. (Fredlund e Rahardjo, 1993).	22
Figura 2.3. Variação do intercepto coesivo de acordo com o valor de sucção. (Fredlund e Rahardjo, 1993)	25
Figura 2.4. Representação gráfica da resistência ao cisalhamento em um plano (Ho e Fredlund, 1982)	27
Figura 2.5. Envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb (Gitirana Jr., 2011).....	30
Figura 2.6. Envoltórias de tridimensionais de resistência ao cisalhamento: (a) linear; (b) não linear. (Fredlund, 2002).	30
Figura 2.7. Diagrama tridimensional dos pontos de tensão (Fredlund e Rahardjo, 1993).....	32
Figura 2.8. Relação entre parâmetros de resistência ao cisalhamento no plano tensão cisalhante <i>versus</i> tensão normal líquida (baseado em Fredlund e Rahardjo, 1993).....	33
Figura 2.9. Relação entre parâmetros de resistência ao cisalhamento no plano tensão cisalhante <i>versus</i> sucção mátrica (baseado em Fredlund e Rahardjo, 1993)	33
Figura 2.10. Envoltória de ruptura estendida para solos não saturados, plotada no plano de sucção constante, para uma sucção qualquer, $u_a - u_w$ (Gitirana Jr., 2011).	34
Figura 2.11. Envoltória de ruptura estendida para solos não saturados (Gitirana Jr., 2011).	34
Figura 2.12. Estado de tensões em um elemento de corpo de prova do ensaio <i>hollow cylinder</i> sujeito à carga axial F , torque T , pressão interna p_i e pressão externa p_e : (a) corpo de prova <i>hollow cylinder</i> ; (b) tensões normais e de cisalhamento em um elemento na parede do corpo de prova; (c) tensões principais em um elemento na parede do corpo de prova.....	55
Figura 3.1. Equipamento triaxial convencional para realização de ensaios drenados e não drenados na condição saturada.	64
Figura 3.2. Equipamento <i>Hollow Cylinder</i> para realização de ensaios drenados e não drenados em corpos de prova tubulares.....	68
Figura 3.3. Disco cerâmico de alto valor de entrada de ar utilizado para ensaios na condição não saturada no HCA	69
Figura 3.4. Elementos da Câmara de Equalização de Sucção	71
Figura 3.5. Vista geral da câmara de equalização em um ambiente com temperatura controlada no LAGEO. a) e b) Vista do corpo de prova sobre a pedra porosa de alto valor de entrada de ar.....	72
Figura 3.6. Curva de retenção do Solo AV moldado na forma remoldado obtida por Feuerharmel (2007) com valores de sucção dos corpos de prova equalizados na câmara de equalização.....	73
Figura 3.7. Caça Bolhas.....	75
Figura 3.8. Base da câmara triaxial: (a) com a ranhura e (b) com a pedra de alto valor de entrada de ar colada. .	77
Figura 3.9. Semicontudor da marca Microswitch modelo SS94A2.	79
Figura 3.10. Transdutores de deslocamento locais axial e radial.	81
Figura 3.11. Equipamento de ensaio triaxial com sucção controlada	83
Figura 4.1. Localização geográfica do local de amostragem do material estudado.....	85
Figura 4.2. Imagem de satélite do ponto de amostragem do solo AV (<i>Google Earth</i>).....	85
Figura 4.3. Croqui do perfil geológico ocorrente na área de estudo. (baseado em Feuerharmel, 2007).....	87
Figura 4.4. Perfil Argissolo em colúvio de arenito. Ponto de amostragem do Solo AV. (Imagem <i>Google Earth</i>).	88
Figura 4.5. Curva granulométrica do solo coluvionar de arenito, Solo AV (Feuerharmel, 2003)	89

Figura 4.6. Corpo de prova moldado na forma remoldada em um molde tripartido	92
Figura 4.7. Fotografias ilustrando o procedimento de moldagem do corpo de prova para os ensaios HCA	94
Figura 4.8. Variação do: (a) índice de vazios e (b) teor de umidade das camadas compactadas na moldagem dos corpos de prova para ensaios triaxiais e HCA (C.P. – Corpo de Prova)	96
Figura 4.9. Variação do volume de água na câmara triaxial <i>versus</i> tempo para uma pressão de confinamento de 400 kPa.....	98
Figura 4.10. Curvas variação de volume <i>versus</i> tempo, com correção e sem correção, para um corpo de prova de água durante a fase de adensamento/equalização do ensaio triaxial com sucção controlada	99
Figura 4.11. Variação de leitura dos transdutores de deslocamento baseados em sensores de Efeito Hall devidas à aplicação de pressão confinante.	99
Figura 4.12. Sensor de Efeito Hall instalado na caixa metálica	101
Figura 4.13. Vista superior (a) e lateral (b) do dispositivo de calibração do transdutor de deslocamento axial. .	101
Figura 4.14. Curva de calibração para o transdutor de deslocamento Axial 01	102
Figura 4.15. Curva de calibração para o transdutor de deslocamento Axial 02.....	103
Figura 4.16. Curva de calibração para o transdutor de deslocamento Radial	103
Figura 4.17. Trajetórias de tensão do Solo AV desde sua amostragem em campo até o cisalhamento do corpo de prova, para ensaios triaxiais convencionais e com sucção controlada.	116
Figura 5.1. Curvas q <i>versus</i> ε_a e ε_a <i>versus</i> ε_v , dos ensaios triaxiais convencionais drenados em corpos de prova indeformados executados por Pereira (2006).....	119
Figura 5.2. Curvas q <i>versus</i> ε_a e excesso de poropressão <i>versus</i> ε_a , dos ensaios triaxiais convencionais não drenados em corpos de prova indeformados executados por Pereira (2006).	120
Figura 5.3. Trajetórias de tensões efetivas τ_{oct} <i>versus</i> σ_{oct} , com as trajetórias de tensão dos ensaios triaxiais convencionais drenados e não drenados em corpos de prova indeformados executados por Pereira (2006).	121
Figura 5.4. Curvas q <i>versus</i> ε_a e ε_a <i>versus</i> ε_v , dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova indeformados para uma tensão de confinamento efetiva de 50 kPa.....	124
Figura 5.5. Curvas q <i>versus</i> ε_a e ε_a <i>versus</i> ε_v , dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova indeformados para uma tensão de confinamento efetiva de 100 kPa.....	125
Figura 5.6. Curvas q <i>versus</i> ε_a e ε_a <i>versus</i> ε_v , dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova indeformados para uma tensão de confinamento efetiva de 150 kPa.....	127
Figura 5.7. Curvas q <i>versus</i> ε_a e ε_a <i>versus</i> ε_v , dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova indeformados para uma tensão de confinamento efetiva de 200 kPa.....	129
Figura 5.8. Trajetórias de tensões efetivas τ_{oct} <i>versus</i> p' ou σ_{oct}' , com as trajetórias de tensão dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados, realizados por Pereira (2006) em corpos de prova indeformados para um nível de sucção de 25 kPa.	131
Figura 5.9. Trajetórias de tensões efetivas τ_{oct} <i>versus</i> p' ou σ_{oct}' , com as trajetórias de tensão dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados, realizados por Pereira (2006) em corpos de prova indeformados para um nível de sucção de 50 kPa.	132
Figura 5.10. Trajetórias de tensões efetivas τ_{oct} <i>versus</i> p' ou σ_{oct}' , com as trajetórias de tensão dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados, realizados por Pereira (2006) em corpos de prova indeformados para um nível de sucção de 75 kPa.....	132
Figura 5.11. Trajetórias de tensões efetivas τ_{oct} <i>versus</i> p' ou σ_{oct}' , com as trajetórias de tensão dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados, realizados por Pereira (2006) em corpos de prova indeformados para um nível de sucção de 100 kPa.....	133
Figura 5.12. Trajetórias de tensões efetivas τ_{oct} <i>versus</i> p' ou σ_{oct}' , com as trajetórias de tensão dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados, realizados por Pereira (2006) em corpos de prova indeformados para um nível de sucção de 150 kPa.....	133

Figura 5.13. Envoltórias de τ_{oct} versus sucção, para os ensaios triaxiais com sucção controlada drenados realizados por Pereira (2006) em corpos de prova indeformados, para diferentes níveis de deformação. a) valores de tensão cisalhante mobilizada máximos; b) valores para 12% de deformação axial; c) valores para 2% de deformação axial.	135
Figura 5.14. Curvas variação de q versus ε_a e ε_a versus ε_v , dos ensaios triaxiais convencionais drenados em corpos de prova remoldados. (rep – ensaio repetido)	138
Figura 5.15. Trajetórias de tensões efetivas τ_{oct} versus σ_{oct} dos ensaios triaxiais convencionais drenados em corpos de prova remoldados. (*) ensaios executados por Pereira (2006). (rep– ensaios repetidos).	140
Figura 5.16. Curvas variação de q versus ε_a e ε_a versus ε_v , dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova remoldados para uma tensão de confinamento efetiva de 50 kPa.	142
Figura 5.17. Curvas variação de q versus ε_a e ε_a versus ε_v , dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova remoldados para uma tensão de confinamento efetiva de 100 kPa.	143
Figura 5.18. Curvas q versus ε_a e ε_v versus ε_a dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova remoldados (o ensaio TD150s150 corresponde a uma tensão de confinamento efetiva de 150 kPa).	145
Figura 5.19. Curvas de q versus ε_a e ε_a versus ε_v dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova remoldados para uma tensão de confinamento efetiva de 200 kPa.	146
Figura 5.20. Curvas de variação do módulo de deformabilidade (E) para deformações axiais iniciais dos ensaios triaxiais com tensão normal líquida de 50 kPa.	149
Figura 5.21. Curvas de variação do módulo de deformabilidade (E) para deformações axiais iniciais dos ensaios triaxiais com tensão normal líquida de 100 kPa.	150
Figura 5.22. Curvas de variação do módulo de deformabilidade (E) para deformações axiais iniciais dos ensaios triaxiais com tensão normal líquida de 150 kPa.	150
Figura 5.23. Curvas de variação do módulo de deformabilidade (E) para deformações axiais iniciais dos ensaios triaxiais com tensão normal líquida de 200 kPa.	151
Figura 5.24. Trajetórias de tensões efetivas τ_{oct} versus σ_{oct} , com as trajetórias de tensão dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova remoldados para um nível de sucção de 75 kPa.	152
Figura 5.25. Trajetórias de tensões efetivas τ_{oct} versus σ_{oct} , com as trajetórias de tensão dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova indeformados para um nível de sucção de 100 kPa.	153
Figura 5.26. Trajetórias de tensões efetivas τ_{oct} versus σ_{oct} , com as trajetórias de tensão dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados realizados em corpos de prova remoldados para um nível de sucção de 150 kPa. .	153
Figura 5.27. Envoltórias τ_{oct} versus sucção, para os ensaios triaxiais com sucção controlada drenados realizados em corpos de prova remoldados, para diferentes níveis de deformação axial. a) valores de resistência ao cisalhamento; b) valores para 12% de deformação axial; c) valores para 2% de deformação axial.	155
Figura 5.28. Curvas τ_{oct} versus γ_{oct} e γ_{oct} versus ε_v dos ensaios HCA drenados em corpos de prova remoldados.	158
Figura 5.29. Trajetórias de tensões efetivas τ_{oct} versus σ_{oct} , com as trajetórias de tensão dos ensaios HCA drenados realizados em corpos de prova remoldados.	160
Figura 5.30. Curvas τ_{oct} versus γ_{oct} , de todos os ensaios HCA executados na condição não drenada, em corpos de prova remoldados.	162
Figura 5.31. Curvas Δu versus τ_{oct} , para todos os ensaios HCA executados na condição não drenada, em corpos de prova remoldados.	163
Figura 5.32. Curvas τ_{oct} versus γ_{oct} , para dois ensaios HCA não drenados realizados nas mesmas condições iniciais.	164
Figura 5.33. Trajetórias de tensões efetivas τ_{oct} versus σ_{oct} dos ensaios HCA drenados e do ensaio HCA não drenado realizados em corpos de prova remoldados, para as condições $b = 0$ e $\alpha = 0^\circ$	165
Figura 5.34. Curvas τ_{oct} versus γ_{oct} , para os ensaios HCA executados na condição não drenada com $\alpha = 0^\circ$ e $\alpha = 90^\circ$	166
Figura 5.35. Curvas τ_{oct} versus γ_{oct} , para os ensaios HCA executados na condição não drenada com $\alpha = 25^\circ$. ..	167

Figura 5.36. Curvas τ_{oct} versus γ_{oct} , para os ensaios HCA executados na condição não drenada com $\alpha = 45^\circ$..	168
Figura 5.37. Curvas τ_{oct} versus γ_{oct} , para os ensaios HCA executados na condição não drenada com $\alpha = 65^\circ$..	168
Figura 5.38. Valores de módulo cisalhante (G) versus deformação cisalhante octaédrica (γ_{oct}) determinados em ensaios HCA	170
Figura 6.1. Curvas da razão da variação de água pelo volume inicial do corpo de prova versus ε_a dos ensaios triaxiais com sucção controlada em corpos de prova indeformados para as TNL de 50 kPa.....	172
Figura 6.2. Curvas da razão da variação de água pelo volume inicial do corpo de prova versus ε_a dos ensaios triaxiais com sucção controlada em corpos de prova indeformados para as TNL de: (a) 50; (b) 150 e 200 kPa.	172
Figura 6.3. Curvas: (a) índice de vazios - e versus ε_a ; (b) teor de umidade - w versus ε_a ; (c) grau de saturação - S versus ε_a dos ensaios triaxiais com sucção controlada em corpos de prova indeformados para a TNL de 50 kPa.	173
Figura 6.4. Curvas de: (a) índice de vazios - e versus ε_a ; (b) teor de umidade - w versus ε_a ; (c) grau de saturação - S versus ε_a dos ensaios triaxiais com sucção controlada em corpos de prova indeformados para a TNL de 150 e 200 kPa.....	174
Figura 6.5. Razão da variação do volume de água pelo volume inicial do corpo de prova versus ε_a . Curvas para os ensaios triaxiais com sucção controlada em corpos de prova remoldados.	176
Figura 6.6. Curvas: (a) índice de vazios - e versus ε_a ; (b) teor de umidade - w versus ε_a ; (c) grau de saturação - S versus ε_a dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova remoldados para a TNL de 50, 100 e 150 kPa.....	177
Figura 6.7. Curvas: (a) índice de vazios - e versus ε_a ; (b) teor de umidade - w versus ε_a ; (c) grau de saturação - S versus ε_a dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova remoldados para a TNL de 200 kPa.....	177
Figura 6.8. Curva de retenção do Solo AV determinada por Feuerharmel (2007) acrescidas dos níveis de saturação anterior (i) e posterior (f) ao cisalhamento dos corpos de prova indeformados dos ensaios triaxiais.	180
Figura 6.9. Curva de retenção do Solo AV determinada por Feuerharmel (2007) acrescidas dos níveis de saturação anterior (i) e posterior (f) ao cisalhamento dos corpos de prova remoldados dos ensaios triaxiais.	181
Figura 6.10. Indicação dos critérios de ruptura para os diferentes formatos das curvas tensão versus deformação (baseada em Feuerharmel, 2007 e Pereira, 2006).....	184
Figura 6.11. Envoltórias de ruptura para uma série de ensaios no Solo AV em corpos de prova remoldados executados em diferentes ensaios (Silveira, 2003; Pereira, 2006; Feuerharmel, 2007).....	186
Figura 6.12. Envoltórias de ruptura para uma série de ensaios no Solo AV em corpos de prova indeformados executados em diferentes equipamentos.	189
Figura 6.13. Envoltórias de ruptura para ensaios: (a) cisalhamento direto com sucção controlada (Feuerharmel, 2007); (b) triaxiais com sucção controlada no Solo AV em corpos de prova remoldados. As envoltórias dos ensaios triaxiais são apresentadas para os dois critérios de rupturas definidos.....	192
Figura 6.14. Envoltórias de ruptura para ensaios: (a) cisalhamento direto com sucção controlada (Feuerharmel, 2007); (b) triaxiais (b) com sucção controlada no Solo AV em corpos de prova indeformados. As envoltórias dos ensaios triaxiais são apresentadas para os dois critérios de rupturas definidos.....	195
Figura 6.15. Envoltórias de ruptura não saturada para ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada no Solo AV em corpos de prova remoldados (Feuerharmel, 2007).	199
Figura 6.16. Envoltórias de ruptura não saturada para ensaios triaxiais com sucção controlada no Solo AV em corpos de prova remoldados. (a) considerando o critério de ruptura 1; (b) considerando o critério de ruptura 2.	200
Figura 6.17. Variação de ϕ^b com os intervalos de sucção aplicados aos ensaios triaxiais com sucção controlada (critérios de ruptura 1 e 2) e cisalhamento com sucção controlada (Feuerharmel, 2007). (a) critério de ruptura 1; (b) ensaios cisalhamento direto e critério de ruptura 2.	201
Figura 6.18. Variação de ϕ^b para cada intervalo de sucção aplicados aos ensaios triaxiais (para o critério 1 e critério 2) e cisalhamento com sucção controlada (Feuerharmel, 2007). (a) critério de ruptura 1; (b) ensaios cisalhamento direto e critério de ruptura 2.....	202

Figura 6.19. Envoltórias de ruptura não saturada para ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada no Solo AV em corpos de prova indeformados (Feuerharmel, 2007).....	205
Figura 6.20. Envoltórias de ruptura não saturada para ensaios de triaxiais com sucção controlada no Solo AV em corpos de prova indeformados. (a) Critério de ruptura 1; (b) Critério de ruptura 2.....	206
Figura 6.21. Variação de ϕ^b com os intervalos de sucção aplicados aos ensaios triaxiais e cisalhamento com sucção controlada em corpos de prova indeformados (Feuerharmel, 2007). (a) critério de ruptura 1; (b) ensaios cisalhamento direto e critério de ruptura 2.....	207
Figura 6.22. Variação de ϕ^b para cada intervalo de sucção aplicados aos ensaios triaxiais e cisalhamento com sucção controlada em corpos de prova indeformados (Feuerharmel, 2007).....	209
Figura 6.23. Variação do módulo de deformabilidade (E) para deformações axiais iniciais dos ensaios triaxiais com sucção controlada em corpos de prova remoldados.....	212
Figura 6.24. Variação do coeficiente de Poisson (ν) para deformações axiais iniciais dos ensaios triaxiais com sucção controlada.....	214
Figura 6.25. Valores de módulo cisalhante (G) versus deformação cisalhante octaédrica (γ_{oct}).....	215
Figura 6.26. Gráfico variação de τ_{oct} versus α , para os valores do parâmetro “ b ” utilizados nos ensaios HCA não drenados.....	216
Figura 6.27. Trajetórias de tensões efetivas nos eixos $\tau_{\theta z}$ versus $\sigma_r - \sigma_z$ para diferentes direções de rotação das tensões principais.....	217
Figura 7.1. Curvas σ_d versus sucção, para os resultados dos ensaios triaxiais com sucção controlada em corpos de prova indeformados e os resultados do modelo de previsão de Fredlund <i>et al</i> (1996) e Vanapalli <i>et al</i> (1996). (*) Pontos obtidos através de ensaios de laboratório. (a) critério de ruptura 1; (b) critério de ruptura 2.....	221
Figura 7.2. Curvas σ_d versus sucção para os resultados dos ensaios triaxiais com sucção controlada em corpos de prova indeformados e os resultados do modelo de previsão de Fredlund <i>et al</i> (1996) e Vanapalli <i>et al</i> (1996) utilizando um parâmetro que propicie um melhor ajuste. (*) Pontos obtidos através de ensaios de laboratório.....	222
Figura 7.3. Curvas σ_d versus sucção para os resultados dos ensaios triaxiais com sucção controlada em corpos de prova indeformados e o resultados do modelo de previsão de Fredlund <i>et al</i> (1996) e Vanapalli <i>et al</i> (1996) utilizando dados de saturação obtidos ao final da fase de consolidação dos ensaios triaxiais. (*) Pontos obtidos através de ensaios de laboratório.....	223
Figura 7.4. Curvas σ_d versus sucção para os resultados dos ensaios triaxiais com sucção controlada em corpos de prova remoldados e o resultados do modelo de previsão de Fredlund <i>et al</i> (1996) e Vanapalli <i>et al</i> (1996). (*) Pontos obtidos através de ensaios em laboratório. (a) critério de ruptura 1; (b) critério de ruptura 2.....	224
Figura 7.5. Curvas σ_d versus sucção para os resultados dos ensaios triaxiais com sucção controlada em corpos de prova remoldados e o resultados do modelo de previsão de Fredlund <i>et al</i> (1996) e Vanapalli <i>et al</i> (1996) utilizando um parâmetro que propicie um melhor ajuste. (*) Pontos obtidos através de ensaios em laboratório.....	225
Figura 7.6. Curvas σ_d versus sucção para os resultados dos ensaios triaxiais com sucção controlada em corpos de prova indeformados e o resultados do modelo de previsão de Vanapalli <i>et al</i> (1996). (*) Pontos obtidos através de ensaios em laboratório. (a) critério de ruptura 1; (b) critério de ruptura 2.....	227
Figura 7.7. Curvas σ_d versus sucção para os resultados dos ensaios triaxiais com sucção controlada em corpos de prova indeformados e o resultados do modelo de previsão de Vanapalli <i>et al</i> (1996) utilizando dados de saturação obtidos ao final da fase de consolidação dos ensaios triaxiais. (*) Pontos obtidos através de ensaios de laboratório.....	228
Figura 7.8. Curvas σ_d versus sucção para os resultados dos ensaios triaxiais com sucção controlada em corpos de prova remoldados e o resultados do modelo de previsão de Vanapalli <i>et al</i> (1996). (*) Pontos obtidos através de ensaios em laboratório. (a) critério de ruptura 1; (b) critério de ruptura 2.....	229
Figura 7.9. Curvas σ_d versus sucção para os resultados dos ensaios triaxiais com sucção controlada em corpos de prova indeformados e o resultados do modelo de previsão de Bao <i>et al</i> (1998) com o primeiro valor de entrada de ar e sucção residual. (*) Pontos obtidos através de ensaios de laboratório. (a) critério de ruptura 1; (b) critério de ruptura 2.....	231

Figura 7.10. Curvas σ_d versus sucção para os resultados dos ensaios triaxiais com sucção controlada em corpos de prova indeformados e o resultados do modelo de previsão de Bao <i>et al</i> (1998) com o segundo valor de entrada de ar e sucção residual. (*) Pontos obtidos através de ensaios de laboratório. (a) critério de ruptura 1; (b) critério de ruptura 2.	232
Figura 7.11. Curvas σ_d versus sucção para os resultados dos ensaios triaxiais com sucção controlada em corpos de prova indeformados e o resultados do modelo de previsão de Bao <i>et al</i> (1998) com os valores de entrada de ar e sucção residual que apresentam o melhor ajustes aos ensaios de laboratório. (*) Pontos obtidos através de ensaios de laboratório. (a) critério de ruptura 1; (b) critério de ruptura 2.	233
Figura 7.12. Curvas σ_d versus sucção para os resultados dos ensaios triaxiais com sucção controlada em corpos de prova remoldados e o resultados do modelo de previsão de Bao <i>et al</i> (1998) com o primeiro valor de entrada de ar e sucção residual. (*) Pontos obtidos através de ensaios de laboratório. (a) critério de ruptura 1; (b) critério de ruptura 2.	234
Figura 7.13. Curvas σ_d versus sucção para os resultados dos ensaios triaxiais com sucção controlada em corpos de prova remoldados e o resultados do modelo de previsão de Bao <i>et al</i> (1998) com o segundo valor de entrada de ar e sucção residual. (*) Pontos obtidos através de ensaios de laboratório. (a) critério de ruptura 1; (b) critério de ruptura 2.	235
Figura 7.14. Curvas σ_d versus sucção para os resultados dos ensaios triaxiais com sucção controlada em corpos de prova remoldados e o resultados do modelo de previsão de Bao <i>et al</i> (1998) com os valores de entrada de ar e sucção residual que apresentam o melhor ajustes aos ensaios de laboratório. (*) Pontos obtidos através de ensaios de laboratório. (a) critério de ruptura 1; (b) critério de ruptura 2.	236
Figura 7.15. Curvas σ_d versus sucção para os resultados dos ensaios triaxiais com sucção controlada em corpos de prova indeformados e o resultados do modelo de previsão de Vilar (2006). (*) Pontos obtidos através de ensaios de laboratório. (a) critério de ruptura 1; (b) critério de ruptura 2.	238
Figura 7.16. Curvas σ_d versus sucção para os resultados dos ensaios triaxiais com sucção controlada em corpos de prova indeformados e o resultados do modelo de previsão de Villar (2006) com valor de intercepto coesivo que apresenta o melhor ajuste aos ensaios de laboratório. (*) Pontos obtidos através de ensaios de laboratório.	239
Figura 7.17. Curvas σ_d versus sucção para os resultados dos ensaios triaxiais com sucção controlada em corpos de prova remoldados e o resultados do modelo de previsão de Vilar (2006). (*) Pontos obtidos através de ensaios de laboratório. (a) critério de ruptura 1; (b) critério de ruptura 2.	240
Figura 7.18. Método iterativo de Theisen (2011), primeira iteração.....	245
Figura 7.19. Método iterativo de Theisen (2011), segunda iteração.....	245
Figura 7.20. Resultado do ajuste dos ensaios com solo indeformado ao modelo da equação 7.13. (*) dados extrapolados.	246
Figura 7.21. Resultado do ajuste dos ensaios com solo indeformado ao modelo linear-exponencial. (*) dados extrapolados.	248
Figura 7.22. Resultado do ajuste dos ensaios com solo remoldado ao modelo da equação 7.13. (*) dados extrapolados.	251
Figura 7.23. Resultado do ajuste dos ensaios com solo remoldado ao modelo parabólico. (*) dados extrapolados.	252
Figura 7.24. Aplicação do modelo linear exponencial com os parâmetros do modelo determinados a partir dos parâmetros de resistência ao cisalhamento saturados e dados da curva de retenção.	254
Figura 7.25. Aplicação do modelo linear exponencial à dados de ensaios encontrados na literatura, Sedano e Vanapalli (2011).	255
Figura 7.26. Aplicação do modelo linear exponencial à dados da <i>Madrid clayey sand</i> , Escário e Sáez (1986) e Jucá (1993).	256
Figura 7.27. Aplicação do modelo linear exponencial à dados da areia graduada de Frankston apresentada por Donald (1956) <i>apud</i> Fredlund e Raharjdo (1993).	257
Figura 7.28. Aplicação do modelo linear exponencial à dados da areia média de Frankston apresentada por Donald (1956) <i>apud</i> Fredlund e Raharjdo (1993).	257

Figura 7.29. Aplicação do modelo linear exponencial à dados da areia Brown apresentada por Donald (1956) *apud* Fredlund e Raharjo (1993)..... 258

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1. Principais invariantes de tensão para o solo na condição saturada (Wood, 1990).....	20
Tabela 2.2. Principais invariantes de tensão para o solo na condição não saturada (Gitirana Jr., 2011).	21
Tabela 2.3. Diferentes tipos de ensaios triaxiais para solos não saturados (Fredlund e Rahardjo, 1993).	43
Tabela 2.4. Comparação de diferentes métodos de determinação da variação volumétrica (Geiser <i>et al.</i> , 2000)	49
Tabela 3.1. Características físicas e valores de sucção dos corpos de prova equalizados na câmara de equalização	73
Tabela 4.1. Índices físicos e limites de Atterberg para o Solo AV (Feuerharmel, 2003)	88
Tabela 4.2. Resumo da granulometria para o Solo AV (Feuerharmel, 2003).....	89
Tabela 5.1. Características iniciais dos corpos de prova indeformados drenados e não drenados (Pereira, 2006).....	119
Tabela 5.2. Valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento para os corpos de prova indeformados.....	122
Tabela 5.3. Características iniciais dos corpos de prova.	123
Tabela 5.4. Valores de tensão cisalhante mobilizada para diferentes níveis de deformação axial para os ensaios de tensão normal líquida de 50 kPa. (*) ensaio finalizado para deformação axial inferior.....	124
Tabela 5.5. Valores de tensão cisalhante mobilizada para diferentes níveis de deformação axial, para os ensaios realizados com tensão normal líquida de 100 kPa.	126
Tabela 5.6. Valores de tensão cisalhante mobilizada para diferentes níveis de deformação axial para os ensaios com tensão normal líquida de 150 kPa.	128
Tabela 5.7. Valores de tensão cisalhante mobilizada para diferentes níveis de deformação axial para os ensaios com tensão normal líquida de 200 kPa.	129
Tabela 5.8. Características iniciais dos corpos de prova.	137
Tabela 5.9. Valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento para os corpos de prova remoldados.....	140
Tabela 5.10. Características iniciais dos corpos de prova.	141
Tabela 5.11. Valores de tensão cisalhante mobilizada para diferentes níveis de deformação axial, para os ensaios com tensão normal líquida de 50 kPa.	142
Tabela 5.12. Valores de tensão cisalhante mobilizada para diferentes níveis de deformação axial, para os ensaios com tensão normal líquida de 100 kPa.	143
Tabela 5.13. Valores de tensão cisalhante mobilizada para diferentes níveis de deformação axial, para os ensaios com tensão normal líquida de 150 kPa.	145
Tabela 5.14. Valores de tensão cisalhante mobilizada para diferentes níveis de deformação axial, para os ensaios com tensão normal líquida de 100 kPa.	147
Tabela 5.15. Valores de módulo de deformabilidade (E) obtidos através de medidas de deformação local nos corpos de prova para dois níveis de deformação axial.	149
Tabela 5.16. Condições impostas aos corpos de prova dos ensaios HCA executados.	157
Tabela 5.17. Características iniciais dos corpos de prova remoldado utilizados nos ensaios HCA drenados.	158
Tabela 5.18. Valores de tensão octaédrica para diferentes níveis de deformação octaédrica para os ensaios HCA drenados.....	159
Tabela 5.19. Características iniciais dos corpos de prova remoldados utilizados nos ensaios HCA não drenados.	161

Tabela 5.20. Valores de tensão octaédrica máxima determinados nos ensaios HCA drenados para diferentes níveis de deformação cisalhante octaédrica.	162
Tabela 6.1. Parâmetros de resistência ao cisalhamento definidos a partir de diferentes ensaios em corpos de prova remoldados na condição saturada.	187
Tabela 6.2. Parâmetros de resistência ao cisalhamento definidos a partir de diferentes ensaios.	190
Tabela 6.3. Parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos através de ensaios triaxiais com sucção controlada e cisalhamento direto com sucção controlada (Feuerharmel, 2007), para diferentes níveis de sucção para corpos de prova remoldados.	193
Tabela 6.4. Parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos através de ensaios triaxiais com sucção controlada e cisalhamento direto com sucção controlada (Feuerharmel, 2007), para diferentes níveis de sucção para corpos de prova indeformados.	197
Tabela 6.5. Parâmetro de resistência ao cisalhamento não saturado médio para diferentes intervalos de sucção. Valores calculados para o critério de ruptura 1 e 2.	204
Tabela 6.6. Parâmetro de resistência ao cisalhamento não saturado para <i>TNL</i> em diferentes intervalos de sucção. Valores obtidos através das análises para o critério de ruptura 1 e 2.	204
Tabela 6.7. Parâmetro de resistência ao cisalhamento não saturado médio, para corpos de prova indeformados, para diferentes intervalos de sucção. Valores calculados para o critério de ruptura 1 e 2.	210
Tabela 6.8. Parâmetro de resistência ao cisalhamento não saturado para <i>TNL</i> em diferentes intervalos de sucção. Valores obtidos através das análises para o critério de ruptura 1 e 2.	211
Tabela 7.1. Valores das constantes de ajuste empregado a equação 1 para o solo indeformado.	246
Tabela 7.2. Constantes pi do polinômio que descreve as constantes da equação com a tensão normal líquida.	247
Tabela 7.3. Valores das constantes de ajuste empregado o modelo linear-potencial para o solo indeformado.	248
Tabela 7.4. Valores das constantes de ajuste empregado à equação para o solo remoldado.	251
Tabela 7.5. Valores das constantes de ajuste empregando o modelo parabólico para o solo remoldado.	252
Tabela 7.6. Parâmetros do Solo AV utilizado na determinação das constantes do modelo.	254
Tabela 7.7. Parâmetros dos diferentes tipos de solo utilizado na determinação das constantes do modelo.	255

LISTA DE SÍMBOLOS

- a' : parâmetro efetivo de resistência ao cisalhamento no solo saturado;
- a : área de contato entre as partículas;
- a : intercepto no eixo de resistência ao cisalhamento;
- A : área;
- A' : força de atração elétrica;
- a_a : parte da área total ocupada pelo ar;
- a_c : área corrigida do corpo de prova;
- a_0 : área inicial do corpo de prova;
- a_{ce} : área do corpo de prova no fim do teste;
- a_m : área de contato dos sólidos;
- a_w : relação da quantidade de água dentro da massa de solo;
- b : razão das tensões principais;
- c' : intercepto coesivo;
- C : compressibilidade do material granular;
- C_s : compressibilidade da substância sólida que comprime as partículas;
- c_v : coeficiente de adensamento;
- d : comprimento de drenagem no solo;
- d' : intercepto da envoltória dos pontos de tensão no eixo q para p_f e r_f zero;
- e : índice de vazios;
- e_0 : índice de vazios inicial;
- E : módulo de deformabilidade;
- G : módulo cisalhante;
- H_0 : altura inicial da amostra;
- h : altura do corpo de prova;
- h_m : sucção matricial;
- h_s : sucção do soluto;
- I_p : índice de plasticidade;
- k : condutividade hidráulica;
- k_d : condutividade hidráulica da pedra de alto valor de entrada de ar;
- k_w : condutividade hidráulica do solo não saturado em relação a fase água;
- κ : parâmetro de ajuste;
- L_d : espessura da pedra de alto valor de entrada de ar;

LL: limite de liquidez;
LP: limite de plasticidade;
M: parâmetro que define a linha de estado crítico;
 M_T : torque aplicado;
 p'' : deficiência de pressão intersticial de água sob a atmosfera;
 p_a : tensão normal principal;
 p_e : pressão confinante externa;
 p_i : pressão confinante interna;
 p''_m : sucção matricial;
 p''_s : sucção do soluto;
 p_0 : pressão confinante externa;
 q : metade da tensão desvio;
R: força de repulsão elétrica;
 r : sucção mátrica na ruptura;
 r_i : raio interno;
 r_0 : raio externo;
 r_{iz} : raio inicial da parede interna;
 r_{oz} : raio inicial da parede externa;
 s : sucção mátrica;
S: grau de saturação;
 S_r : grau de saturação residual;
 t : tempo;
TNL: tensão normal líquida;
 t_f : tempo requerido para atingir a ruptura;
 u^* : poropressão equivalente;
 u : excesso de poropressão;
 u_a : poropressão de ar;
 u_i : deformações radiais da parede interna;
 u_w : poropressão de água;
 u_0 : deformações radiais da parede externa;
 $(u_a - u_w)$: sucção matricial;
 U_f : a média do grau de dissipação do excesso de poropressão na ruptura;
 w : teor de umidade;
 w_0 : teor de umidade inicial;

VEA : valor de entrada de ar;

W : força axial;

w : deformação axial com relação ao comprimento;

α' : parâmetro efetivo de resistência ao cisalhamento no solo saturado, relacionado ao ângulo de atrito interno;

α^b : parâmetro equivalente à ϕ^b ;

β : fator que representa a relação entre as áreas de água e ar num plano arbitrário da massa de solo;

β : coeficiente associado com a variável de estado de tensão ($u_a - u_w$) representa as tensões geradas internamente;

β' : fator que representa o número de ligações sob tensão capaz de uma contribuição efetiva na resistência do solo;

Δ : variação;

ΔV : variação volumétrica;

ε_a : deformação axial;

ε : taxa de deformação para cisalhamento;

ε_f : deformação final do solo;

ε_r : deformação radial;

ε_v : deformação volumétrica do corpo de prova tempo no requerido para atingir a ruptura;

ε_z : deformação axial média;

ε_θ : deformação circunferencial média;

ϕ' : ângulo de atrito interno;

ϕ^b : ângulo de atrito interno que quantifica a contribuição da sucção na resistência ao cisalhamento;

ϕ'' : ângulo de atrito interno do solo com respeito a mudanças na sucção;

ϕ'_r : ângulo de atrito interno residual;

γ_d : peso específico aparente seco;

γ_t : peso específico aparente úmido;

γ_s : peso específico real dos grãos;

$\gamma_{\theta z}$: deformação cisalhante média;

π : sucção osmótica;

ψ : sucção total do solo;

ψ : ângulo de atrito intrínseco do material sólido das partículas do solo;

ψ_a : parâmetro que varia de 0 a 1;

ψ^p : inclinação da envoltória de tensão em relação a variável de tensão p_f ;

ψ^b : inclinação da envoltória de tensão em relação a variável de tensão r_f ;

σ' : tensão efetiva do solo;

σ : tensão total do solo;

σ_a : resultante das forças originadas pela eletricidade, osmose e efeitos de Van der Waals;

σ_d : tensão desvio;

σ_n : tensão normal;

σ_h : tensão horizontal;

σ_{ij} : tensor de tensões;

σ_{oct} : tensão octaédrica;

σ_v : tensão vertical;

σ_r : tensão radial média;

σ_z : tensão axial média;

σ_θ : tensão circunferencial média;

σ_1 : tensão principal maior;

σ_3 : tensão principal menor;

$(\sigma_3 - u_a)$: tensão normal líquida;

θ : deformação circunferencial angular (medida em radianos);

Θ_w : valor do teor de umidade volumétrico;

χ : parâmetro que representa a condição de saturação do solo;

χ_m : parâmetros de tensão efetiva;

χ_s : parâmetros de tensão efetiva para sucção do soluto;

λ : parâmetro que descreve a estrutura do solo;

τ : tensão cisalhante;

τ_{oct} : tensão cisalhante octaédrica;

$\tau_{\theta z}$: tensão cisalhante média;

1 INTRODUÇÃO

Este capítulo apresenta os principais problemas de pesquisa relacionados à Mecânica dos Solos Não Saturados destacando as principais justificativas, problemas de pesquisa, para o desenvolvimento da pesquisa apresentada nesta tese. Na sequência deste capítulo destaca-se os principais objetivos e metodologias utilizadas na pesquisa, assim como, a organização da tese através de um breve resumo do conteúdo dos capítulos.

1.1. PROBLEMAS DE PESQUISA

A Mecânica dos Solos Não Saturados já tem sua importância reconhecida como ferramenta profissional, nova e alternativa, no aprimoramento e desenvolvimento de projetos na engenharia geotécnica. Os seus conceitos encontram-se cada vez mais consolidados, observando-se, atualmente, como uma realidade na implementação prática nas obras. Esta realidade, certamente, já está auxiliando o engenheiro geotécnico no seu papel fundamental de aplicar novas soluções e tecnologias juntamente com a redução de custos nos projetos geotécnicos.

Dentro desta transformação da aplicabilidade da Mecânica dos Solos Não Saturados, os ensaios de laboratórios ainda têm se mostrado de suma importância, com o desenvolvimento e aprimoramento de ensaios e equipamentos para compreensão do comportamento dos solos tais como: a variação volumétrica, a condutividade hidráulica e a resistência ao cisalhamento. A realização de numeros tipos de ensaios possibilita o conhecimento do comportamento do material avaliado, criando um banco de dados que viabiliza o desenvolvimento de métodos de previsão do comportamento e de propriedades mecânicas dos solos brasileiros não saturados.

O comportamento geomecânico de solos não saturados, em termos de resistência ao cisalhamento, é avaliado a partir da obtenção dos seus parâmetros saturados (c' - intercepto coesivo efetivo e ϕ' - ângulo de atrito interno efetivo) e do efeito da sucção. A obtenção destes parâmetros pode ser realizada a partir de medidas diretas de sucção e a partir de ensaios nos equipamentos de cisalhamento direto e triaxial convencionais e nos equipamentos de cisalhamento direto e triaxial com sucção controlada.

Em função do elevado tempo necessário para obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento através de ensaios de laboratório, principalmente em função do período de equalização da sucção, a Mecânica dos Solos Não Saturados geralmente não consegue apresentar em tempo hábil os resultados necessários para o projetista geotécnico levar em consideração tal situação na sua prática de engenharia diária. Por esta razão nas últimas décadas há um foco nas pesquisas relacionadas ao desenvolvimento de modelos que possam representar o comportamento mecânico dos solos não saturados através de dados de entrada facilmente obtidos em laboratório ou em campo.

A presente pesquisa tem como objetivo determinar e avaliar o comportamento, através dos parâmetros de resistência ao cisalhamento saturados e não saturados, de um solo coluvionar de arenito localizado na divisa dos estados de Santa Catarina e Rio Grande do Sul, nas condições indeformadas e remoldadas. Este estudo está dividido em uma parte experimental, com a realização de uma série de ensaios de laboratório, para se determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento, e uma parte teórica, para se modelar e prever o comportamento mecânico do solo ensaiado

1.2. OBJETIVOS E METODOLOGIA

Esta pesquisa tem como objetivo contribuir no desenvolvimento do conhecimento do comportamento geomecânico dos solos na condição saturada e não saturada para corpos de prova remoldados e indeformados. A avaliação deste comportamento será realizada a partir dos resultados dos ensaios de laboratório obtidos através dos ensaios triaxiais convencionais e com sucção controlada, além dos resultados do equipamento *hollow cylinder* e de resultados obtidos por outros pesquisadores no mesmo material objeto desta pesquisa (Solo AV).

Constituem como principais elementos metodológicos desse estudo:

- (i) Desenvolvimento de uma câmara de equalização para auxiliar na equalização da sucção de corpos de prova remoldados e indeformados;
- (ii) Utilização de transdutores de deslocamento baseados em sensores de Efeito Hall, tornando possível a determinação da variação volumétrica dos corpos de prova através de medidas diretas de deformação.

- (iii) Avaliação dos métodos de determinação da variação volumétrica, a partir da variação do volume de água da câmara triaxial e de medidas diretas de deformação;
- (iv) Verificação do método de moldagem dos corpos de prova triaxiais e *hollow cylinder* por compactação estática;
- (v) Realização de ensaios triaxiais com sucção controlada drenados para grandes níveis de deformação axial (30%);
- (vi) Execução de ensaios *hollow cylinder* em corpos de prova remoldados, drenados e não drenados, para diferentes inclinações da direção da tensão principal maior e avaliação da influência da tensão principal intermediária através do parâmetro *b*.
- (vii) Determinação da influência de condições de ensaios na variação de módulo de deformabilidade e módulo cisalhante, através das curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial, mediante ensaios triaxiais e *hollow cylinder*;
- (viii) Determinação, a partir das envoltórias de resistência ao cisalhamento obtidas nos ensaios realizados nesta pesquisa, os parâmetros de resistência saturados e não saturado de corpos de prova remoldadas;
- (ix) Avaliação da diferença, em termos de resistência ao cisalhamento, da condição de moldagem dos corpos de prova, remoldado e indeformado;
- (x) Aplicação de modelos de previsão de comportamento mecânico, encontrados na literatura a partir de dados obtidos em ensaios;
- (xi) Apresentação de equações matemáticas que representem o comportamento das envoltórias de resistência ao cisalhamento, no plano *tensão cisalhante versus sucção*, obtidas para a condição de moldagem remoldada e indeformada. Primeira aproximação de equações para determinar as constantes do modelo para a previsão do comportamento mecânico de corpos de prova indeformados;

1.3. ORGANIZAÇÃO DA TESE

Esta tese é composta de oito capítulos e as referências bibliográficas, descritos sucintamente a seguir:

O **Capítulo 1** apresenta a localização desta pesquisa dentro do contexto do atual desenvolvimento da Mecânica dos Solos Não Saturados, demonstrando a relevância do estudo na avaliação do comportamento geomecânico dos solos na condição não saturada. Os objetivos são também apresentados.

O **Capítulo 2** consiste de uma revisão bibliográfica sobre os assuntos abordados nesta pesquisa, apresentando os conhecimentos gerais da Mecânica dos Solos Não Saturados, conceitos teóricos da resistência ao cisalhamento não saturada, equipamentos de laboratório utilizados na pesquisa de solos saturados e não saturados e equações de previsão do comportamento mecânico do solo na condição não saturada.

O **Capítulo 3** refere-se à descrição dos equipamentos, tais como: triaxial convencional, apresentação da câmara de equalização e dos transdutores de deslocamento baseados em sensores de Efeito Hall desenvolvidos nesta pesquisa, descrição do equipamento triaxial com sucção controlada e do equipamento *hollow cylinder*.

O **Capítulo 4** apresenta, a descrição da localização, geologia e pedologia do solo estudado baseando-se nos trabalhos realizados por Pereira (2006) e Feuerharmel (2007). Neste também serão apresentados procedimentos e técnicas experimentais envolvidos na realização de ensaios triaxiais na condição saturada e não saturada e no *hollow cylinder*, discutindo-se o procedimento de moldagem dos corpos de prova, a utilização da câmara de equalização e a calibração dos medidores de deformação local.

O **Capítulo 5** mostra os resultados obtidos nos ensaios triaxiais convencionais, triaxial com sucção controlada, e *hollow cylinder*. Os mesmos são apresentados em forma de gráficos com curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial, deformação volumétrica *versus* deformação axial, variação do módulo de deformabilidade e módulo cisalhante pela deformação axial além de algumas trajetórias de tensões.

No **Capítulo 6** são descritas análises dos resultados de laboratório relacionadas a variação dos índices físicos dos corpos de prova durante a fase de cisalhamento dos ensaios triaxiais, a

determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento saturados e não saturado, a avaliação dos módulos de deformabilidade e de cisalhamento, a influência da variação da tensão intermediária principal (pelo parâmetro b) e pela inclinação da direção da tensão principal maior e , finalizando o capítulo, a anisotropia identificada nos resultados dos ensaios *hollow cylinder*.

O **Capítulo 7** apresenta algumas equações de previsão do comportamento mecânico, a partir de dados da curva de retenção e de parâmetros de resistência ao cisalhamento saturados, encontradas na literatura. Neste, também consta a metodologia e sugestões de equações baseadas em funções matemáticas que representassem os resultados obtidos nos ensaios de laboratório para os corpos de prova remoldados e indeformados. Para os corpos de prova indeformados sugere-se equações baseadas em parâmetros do solo para a determinação das constantes do modelo.

As principais conclusões identificadas pelos resultados observados nesta pesquisa, assim como algumas sugestões para o aprimoramento e continuidade desta são destacadas no **Capítulo 8**.

Finalizando a presente tese, tem-se as **Referências Bibliográficas** que contribuíram para o andamento e desenvolvimento desta pesquisa.

Como anexo apresenta o projeto para execução da base da câmara de equalização dos corpos de prova.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo tem como objetivo apresentar uma revisão bibliográfica dos conceitos encontrados na literatura que servem como base para o entendimento e o desenvolvimento da pesquisa envolvida no presente estudo.

Inicialmente, serão apresentados conceitos básicos envolvendo a origem dos solos não saturados, conceitos teóricos e algumas discussões relacionadas a resistência ao cisalhamento de solos não saturados, principal tema deste trabalho. Na sequência comenta-se, sucintamente, os equipamentos laboratoriais utilizados no estudo experimental do comportamento mecânico dos solos. Finalizando este item são apresentados alguns métodos e conceitos relacionados às equações de previsão do comportamento mecânico dos solos não saturados a partir da curva de retenção do respectivo material.

2.1 MECÂNICA DOS SOLOS NÃO SATURADOS

A presença de solos não saturados é característica, principalmente, de regiões com clima árido e semi-árido. Aitchison (1965) já afirmava que 70% dos solos da Austrália encontram-se na condição não saturada durante períodos significativos. Além destas regiões, outros locais do mundo, com condições climáticas diferentes, também apontam a ocorrência dos solos não saturados, onde em perfis de subsolo de interesse usual, em termos de engenharia geotécnica, a condição não saturada é marcante. Segundo Uchaipichat (2010), 40% dos solos encontrados em seu estado natural estão na condição não saturada.

Dentre estas regiões, citadas como de presença dos solos não saturados, o Brasil aparece com áreas representativas de tal situação, justificando a necessidade do desenvolvimento desta ciência. Se a ocorrência da condição não saturada do solo não é constante durante as estações do ano pelo menos durante os períodos de baixa precipitação a compreensão da mecânica dos solos pode auxiliar nos desenvolvimentos de projetos de curta duração (por exemplo, em escavações provisórias).

Como exemplos de situações de ocorrência dos solos na condição não saturada, como citado por Fredlund e Rahardjo (1993), tem-se: (i) depósitos de solos naturais que apresentam teores de umidade baixos; (ii) argilas altamente plásticas, submetidas a variações ambientais. Estas

Alvaro Pereira (engalvaro@gmail.com). Tese de Doutorado. Porto Alegre: PPGEC/UFRGS - 2013

originaram a categoria de solos não saturados conhecida como solos expansíveis; (iii) solos siltosos fofos, que frequentemente sofrem colapso quando submetidos a umedecimento; (iv) solos compactados, geralmente, apresentam grau de saturação variando entre 75 e 90%; (v) solos residuais.

Os solos compactados têm sua principal importância na avaliação do material em termos de comportamento mecânico para cumprir a função de subleito ou sub-base, sendo fundamental para o estudo da pavimentação. Os solos residuais são, ainda hoje alvo de várias pesquisas e apresentam variação da poropressão negativa, fator este contribuinte ao comportamento não saturado. No caso do Brasil, como por exemplo a presente pesquisa, solos coluvionares também vêm demonstrando considerável importância, principalmente associado à estabilidade de taludes, no conhecimento do seu comportamento mecânico.

Até alguns anos atrás o grande desafio dos pesquisadores de solos não saturados era inserir no meio prático os conceitos da mecânica dos solos não saturados, demonstrando que problemas envolvendo esta condição também se refletem em interesse socioeconômico. Como no caso de problemas envolvendo solos colapsíveis ou expansíveis, por serem recorrentes e apresentarem prejuízos nas mais variadas obras de engenharia. A aplicação prática da mecânica dos solos não saturada era praticamente inexistente, provavelmente associada a falta de uma linha de pesquisa própria com uma base teórica bem desenvolvida e a falta de tecnologias apropriadas para torná-la como prática de engenharia economicamente viável, como apontado por Fredlund (1978) já na década de 1970.

Atualmente, se observa um grande avanço no desenvolvimento e um maior entendimento da teoria envolvendo solos não saturados, inclusive com algumas aplicações práticas. Como por exemplo na avaliação de solos colapsíveis, questões ambientais envolvendo o fluxo em solos não saturados, a estabilidade de taludes, entre outros. Entretanto, ainda se observa uma falta da divulgação do conhecimento desta teoria entre os engenheiros geotécnicos que trabalham com a prática em obras de engenharia.

A compreensão da teoria envolvendo solos não saturados, os problemas encontrados em algumas obras e os projetos envolvendo novas obras, poderiam ser conduzidos de uma melhor maneira, obtendo-se soluções práticas, confiáveis e de menor custo, se os engenheiros geotécnicos passassem a utilizar os conceitos dos solos não saturados na prática da engenharia. Barragens de terra, aterros e rodovias são exemplos de obras geotécnicas em que

os solos encontram-se, certamente, na condição não saturada (Gan *et al.*, 1988; Rampino *et al.*, 1999).

2.2 CARACTERÍSTICAS DOS SOLOS NÃO SATURADOS

O solo, como material de engenharia, pode ser visualizado como uma estrutura compressível de partículas sólidas circundado por vazios, os quais, no caso de solos saturados, são preenchidos por água e, no caso de solos não saturados, por ar e água (ou outro fluido). A tensão normal em um plano qualquer é de forma geral, a soma de dois componentes: as tensões sustentadas pelas partículas sólidas e a pressão dos fluidos nos vazios do solo (Bishop *et al.*, 1960).

A transição da condição de solo saturado para não saturado ocorre quando o valor da sucção se iguala à pressão de borbulhamento, ou pressão de entrada de ar do solo. Em outras palavras, quando a pressão do ar é elevada o suficiente para mover o menisco que separa as fases ar e água, no contorno do solo e, conseqüentemente, começa a penetrar ar no solo até que sejam formados os primeiros canais contínuos de ar. É importante lembrar que antes de se atingir a pressão de borbulhamento, o ar pode ocorrer nos vazios do solo sob a forma de bolhas. Nesta condição, denominada de ar ocluso, admite-se que, do ponto de vista de resistência ao cisalhamento, o solo se comporta como se fosse plenamente saturado (Campos, 1997).

Inicialmente, o solo na condição não saturada foi considerado como um sistema trifásico contendo sólido (partículas minerais), gás e líquido (geralmente água). Com os avanços dos estudos em solos não saturados, a interface ar-água passou a ser considerada uma quarta fase independente, por apresentarem características distintas dos materiais em volta e por delimitar limites de superfície (Lambe e Whitman, 1979).

Segundo Davis e Rideal (1963) *apud* Fredlund e Morgenstern (1977), o limite entre as duas fases homogêneas não pode ser considerada como um simples plano geométrico sobre cada lado de cada extensão de uma das fases homogêneas, mas sim, como uma lâmina ou membrana de espessura característica, onde o material apresenta propriedades diferentes dos materiais na fase homogênea contínua.

2.2.1. Sucção

A sucção do solo, denominada de sucção total (ψ) é composta pela soma de duas parcelas conhecidas por sucção mátrica ($u_a - u_w$) e sucção osmótica (π) (Fredlund e Rahardjo, 1993):

$$\Psi = (u_a - u_w) - \pi \quad (2.1)$$

Apesar da sucção total ser definida como a soma da sucção osmótica (π) com a sucção mátrica ($u_a - u_w$), de maneira geral a sucção osmótica não é levada em consideração na engenharia geotécnica. A explicação está relacionada ao fato que mudanças na sucção osmótica estão associadas a variações no teor de sais minerais existente no solo e a maioria das situações cotidianas da engenharia geotécnica não envolvem alterações de tal natureza. Desta forma, variações na sucção total são associadas principalmente a variações no teor de umidade do solo, diretamente relacionada a variações na sucção mátrica.

Como claramente demonstrado na literatura a sucção mátrica tem associada a si o fenômeno de capilaridade. A altura de água aumenta e o raio de curvatura dos meniscos capilares tem implicações diretas na relação teor de umidade *versus* sucção mátrica nos solos (relação expressa na forma da curva de retenção). Esta relação é diferente para trajetórias que envolvem secagem ou umedecimento dos solos na curva.

2.2.2. Membrana contrátil

A quarta fase do solo não saturado, o menisco gerado pela interface ar-água, denominado membrana contrátil, tem um papel destacado no que se refere à compreensão do comportamento de solos não saturados. Segundo Fredlund e Morgenstern (1977) sua propriedade mais distinta é a habilidade de exercer uma tensão de tração entre as partículas, comportando-se como uma membrana elástica sobre tensão entrelaçada em toda a estrutura do solo. Fredlund (1978) aponta como diferentes propriedades da membrana contrátil, em relação a fase água do solo, um menor valor de densidade, aumento na condução de calor e os dados de birrefringência (diferença numérica entre os valores máximo e mínimo dos índices de refração), similares a do gelo. Como principal propriedade da membrana contrátil tem-se a tensão superficial, que resulta de forças intermoleculares atuando nas suas moléculas. Sua magnitude é influenciada pela temperatura, ocorrendo uma queda na tensão superficial com o acréscimo de temperatura.

De acordo com Campos (1997), no que diz respeito à resistência ao cisalhamento, a membrana contráctil pode ser considerada como se fosse uma membrana que une grãos ou grumos de partículas, contribuindo para um aumento da resistência dos solos, refletida no parâmetro ϕ^b . Assim sendo, considerando-se um plano hipotético cortando uma amostra de um solo não saturado, quanto maior a área relativa de influência da interface ar água, maior deve ser a influência da sucção na resistência ao cisalhamento.

2.2.3. Poropressão

O comportamento mecânico dos solos não saturados é diretamente afetado por variações nas poropressões de ar e água. Duas condições de variação de poropressões de ar e água podem se desenvolver em campo, a primeira está associada ao fluxo ou infiltração através do solo e a segunda associada à aplicação de cargas externas, tais como o que ocorre em estruturas de engenharia.

As poropressões geradas imediatamente após o carregamento são comumente referidas como condição não drenada. Na condição não drenada a tensão total aplicada é suportada pela estrutura do solo e os vazios de ar e de água dependem exclusivamente das suas características de compressibilidade.

O aumento do valor das poropressões de ar e água, devido a compressão de um solo não saturado, é denominado excesso de poropressão. O excesso de poropressão de água aumenta muito mais rapidamente do que o excesso de poropressão de ar em resposta ao aumento de tensão confinante. Esta resposta da poropressão em virtude do aumento da tensão confinante é denominada parâmetro “*B*” de poropressão (muito usual na execução de ensaios de laboratório para determinar o nível de saturação dos corpos de prova). O excesso de poropressão tende a se dissipar com o tempo, se aos vazios do solo é permitida a drenagem.

Vários pesquisadores dividiram em fases, o comportamento nos vazios do solo em relação à quantidade de ar e água. A divisão considerada mais explicativa quanto ao comportamento das partículas do solo frente a alteração do seu nível de saturação é a apresentada por Bear (1979), *apud* Pereira (1996), o qual sugere uma série de fases separando o comportamento nos vazios do solo em relação a quantidade de ar e água, classificando-os de acordo com o grau de saturação presente: (i) saturação “pedular”, baixos graus de saturação, onde a água nos poros é retida em forma de menisco em torno dos pontos de contato dos grãos e a fase água não é contínua; (b) saturação “funicular”, onde a fase ar e a fase água são contínuas; (c) saturação

“insular”, a fase ar deixa de ser contínua e se apresenta em forma de bolhas oclusas na fase água.

Pereira (1996) destaca a importância da fase ar nos vazios dos solos no comportamento não saturado resumindo-a em: (i) quando o ar encontra-se contínuo, o fluxo no solo vai depender do valor da permeabilidade do ar nos vazios, a compressibilidade aumenta, a sucção alcança valores elevados e a fase água adere firmemente às partículas. Um acréscimo no grau de saturação irá gerar um decréscimo no valor da sucção, podendo gerar um colapso na estrutura do solo; (ii) quando o ar encontra-se na forma de bolhas oclusas, a permeabilidade dependerá da água, e estas bolhas poderão causar diferentes comportamento quanto a compressibilidade no solo.

2.2.4. Curva de Retenção

A curva de retenção correlaciona a quantidade de água existente nos poros do solo com a energia, representada pela sucção, para a variação desta quantidade de água. Esta pode representar a sucção total do solo ou somente a sucção mátrica (associada a fenômenos capilares com valores de sucção menores – até 1500 kPa).

Os estudos envolvendo a curva de retenção indicam a ocorrência de curvas de dois formatos distintos. A curva unimodal, formato “S”, apresenta três estágios de desaturação, sendo a entrada de ar (baixos valores de sucção e elevado grau de saturação), zona de transição e uma zona residual (baixos valores de grau de saturação e maiores níveis de sucção). A curva bimodal, características de solos de origem residual ou sedimentar encontrados em regiões de clima tropical e subtropical (Feuerharmel *et al.*, 2006), se caracterizam pela identificação da ocorrência de macro e microestruturas bem definidas. Os três estágios definidos para as curvas bimodais (Feuerharmel *et al.*, 2005) se resumem a desaturação dos macroporos, um patamar intermediário e a desaturação dos microporos.

Algumas curvas bimodais apresentam um patamar, com pequenas variações no grau de saturação representando grandes variações no nível de sucção, como a observada para o material desta pesquisa por Feuerharmel (2003). Uma explicação para tal fato (Rahardjo *et al.*, 2004 *apud* Thu *et al.*, 2006) indica que o acréscimo da sucção está diretamente ligado a área de água em contato com as partículas do solo, a qual é responsável pelo acréscimo na resistência dos solos. Também se sabe que para diferentes valores de grau de saturação, pode existir um solo não saturado submetido ao mesmo nível de sucção.

Como apresentado por Feuerharmel (2007), as curvas são influenciadas, principalmente nos solos argilosos, por uma série de fatores, tais como: (i) histerese relacionada a diferentes formatos da curva devido a trajetórias de secagem e umedecimento do solo (Feuerharmel, 2003); (ii) teor de umidade inicial, em função de sua influência na estrutura dos poros do solo; (iii) o índice de vazios, relacionado ao tamanho dos poros; (iv) o estado de tensões ao qual o solo está submetido; (v) nos solos compactados, o esforço de compactação, por reduzir o tamanho dos poros;

As propriedades do solo não saturado, tais como, a resistência ao cisalhamento, condutividade hidráulica e propriedade de transporte, são diretamente influenciadas pela relação do nível de sucção com a quantidade de água nos poros. Desta forma tais propriedades podem ser razoavelmente bem previstas utilizando as propriedades do solo saturado e a curva de retenção. Para tal é necessário que a curva de retenção seja determinada através de uma técnica confiável e apresente acurácia em seus resultados.

2.2.5. Estrutura do solo não saturado

A condição não saturada, em relação a estrutura do solo, garante um suporte extra em função da sucção, mantendo a estrutura mesmo sobre aplicação de cisalhamento ou tensões de compressão. Podendo ser a estrutura mais importante e significativa nos solos não saturados que em solos saturados.

Em solos granulares, os grãos tendem a formar pontes e arcos entre si, e com a aplicação de cargas externas, seus contatos acabam por desenvolver forças cisalhantes e normais, fazendo com que ocorra deslizamento entre os grãos. O menisco gerado pela interface ar/água faz com que ocorra uma união entre os grãos. Como consequência, há uma maior capacidade de resistência a tensões cisalhantes geradas nos contatos por cargas externas aplicadas. Com o umedecimento do solo, esta união entre os grãos pode ser removida, ocorrendo o colapso do solo. A Figura 2.1 apresenta as alterações da estrutura do solo sobre efeito de carga e com a influência da sucção.

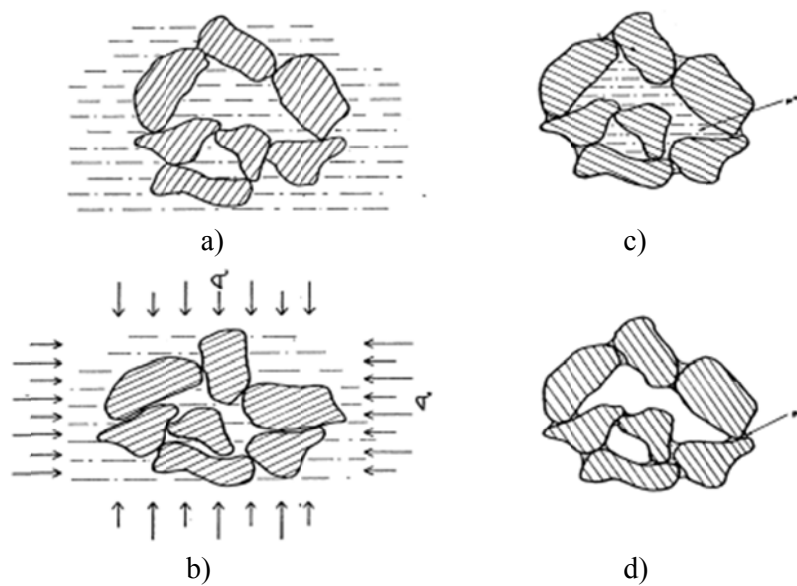


Figura 2.1. Mudanças estruturais no solo devido às cargas externas e pressões negativas: (a) partículas em estado natural; (b) partículas sob carga; (c) pequenos deslocamento dos grãos devido forças compreensíveis resultantes do menisco no limite do solo saturado; (d) partículas “unidas” pelas forças do menisco nos contatos dos grãos. (Jennings e Burland, 1962).

No caso de solos argilosos, existe a tendência à formação de pacotes de partículas por meio de processos químicos. No caso de umedecimento de um solo argiloso sob carga, poderá ocorrer uma tendência de quebra do pacote de partículas de argila ou uma expansão deste. O comportamento geral dos solos argilosos vai depender da situação de carga aplicada e da variação da umidade do solo, podendo expandir ou colapsar.

Segundo Toll (1990), solos compactados no teor de umidade ótimo consistirão de pacote de partículas de solos e embora o índice de vazios dos pacotes de partículas de solo não apresentem grandes diferenças, o índice de vazios total pode variar consideravelmente dependendo do grau de agregação e do tamanho dos pacotes de partículas de solo. Se a sucção é elevada o bastante para evitar a quebra dos pacotes de solos, estes irão atuar como uma partícula de solo individual de maior dimensão. O solo irá se comportar mais de modo granular do que poderia ser justificado pela sua classificação. Se a sucção é reduzida, a estrutura do pacote de partículas de solo pode tornar-se instável, tendo em vista que este é mantido pela sucção. Uma redução na sucção pode produzir redução no volume (colapso) devido à quebra da estrutura do pacote de partículas de solo.

Uma maneira da estrutura influenciar na variação da sucção é quando um elemento de solo, durante o processo de deformação por carregamento externo, sofre um rearranjo estrutural em escala microscópica influenciando na relação tensão-deformação, na escala macroscópica (Matyas e Radhakrishna, 1968).

2.3. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO EM SOLOS NÃO SATURADOS

A grande maioria dos problemas, os quais os engenheiros geotécnicos estão submetidos no dia a dia da prática de engenharia, estão relacionados à resistência ao cisalhamento dos solos. Sendo os mais comuns envolvendo a capacidade de carga dos solos, empuxos de terra laterais, estabilidade de taludes, entre outros.

Os conceitos básicos que envolvem a resistência ao cisalhamento dos solos da condição saturada são bem difundidos tanto no meio técnico como no meio acadêmico (incluindo a graduação). Entretanto, o conhecimento dos conceitos da resistência ao cisalhamento dos solos não saturados está mais concentrado entre os pesquisadores da área, devendo os engenheiros práticos e estudantes de engenharia serem inseridos a estes conhecimentos.

Neste item são apresentadas as principais considerações em termos da avaliação da resistência dos solos não saturados, desde as primeiras considerações até as mais difundidas atualmente.

2.3.1. Tensões efetivas em solos não saturados

Em relação aos solos na condição saturada o conceito de tensões efetivas de Terzaghi indica que todas as medidas de efeitos de variação de tensão, como compressão, distorção e variação na resistência ao cisalhamento são exclusivamente devidas a variações na tensão efetiva, definida pela Equação 2.2

$$\sigma' = \sigma - u_w \quad (2.2)$$

Onde: σ' \Rightarrow tensão efetiva;

σ \Rightarrow tensão normal total;

u_w \Rightarrow poropressão de água;

As condições para a validade da Equação 2.2 são de que os grãos do solo sejam incompressíveis e a tensão de plastificação do material dos grãos, o qual controla a área de contato dos grãos e a resistência ao cisalhamento entre partículas, seja independente da tensão confinante (Bishop e Blight, 1963).

Um dos primeiros apontamentos relatando a necessidade de uma equação de tensões efetivas modificada, levando em consideração a diferença entre as pressões de ar e água nos vazios do solo, foi de Bishop e Donald (1961). Estes identificaram discordância nas características de resistência ao cisalhamento e variação volumétrica de um silte na condição parcialmente saturada para um silte na condição saturada, quando avaliados em termos de tensão efetiva (tensão total menos poropressão de água).

Bishop e Bligh (1963) apresentam uma variação na equação de tensões efetivas levando em consideração, separadamente, variações de resistência ao cisalhamento e variações de volume.

$$\sigma' = \sigma - ku \quad (2.3)$$

$$k = \left(1 - \frac{a \tan \Psi}{\tan \phi'} \right) \quad (2.4)$$

$$k = \left(1 - \frac{C_s}{C} \right) \quad (2.5)$$

Onde: $a \Rightarrow$ área de contato entre as partículas;

$\psi \Rightarrow$ ângulo de atrito intrínseco do material sólido das partículas do solo;

$\phi \Rightarrow$ ângulo de resistência ao cisalhamento do material granular;

$C_s \Rightarrow$ compressibilidade da substância sólida que comprime as partículas;

$C \Rightarrow$ compressibilidade do material granular.

Sendo desta forma, para o caso de solos não saturados, com a ocorrência de dois fluidos nos vazios do solo a Equação 2.3 seria considerada de acordo com a Equação 2.6.

$$\sigma' = \sigma - k_1 u_w - k_2 u_a \quad (2.6)$$

Aitchison (1965) cita que diversos pesquisadores renomados (Skempton, Bishop, Jennings, Coleman) apontaram que a lei das tensões efetivas de Terzaghi para solos saturados era inadequada na consideração dos solos não saturados.

A partir da década de 50 uma série de equações para a tensão efetiva de solos não saturados foram propostas. Abaixo, baseado no observado em Jucá (1990), Jucá (1993) e Benevelli (2002) são apresentadas algumas destas:

- Aitchinson e Donald (1956):

$$\sigma' = \sigma + p'' \quad (2.7)$$

Onde: $p'' \Rightarrow$ deficiência de pressão intersticial de água sob a atmosfera;

- Croney *et al.* (1958):

$$\sigma' = \sigma - \beta' u_w \quad (2.8)$$

Onde: $\beta' \Rightarrow$ fator que representa o número de ligações sob tensão capaz de uma contribuição efetiva na resistência do solo;

- Lambe (1960):

$$\sigma' = \sigma . a_m + u_a . a_a + u_w . a_w + R - A' \quad (2.9)$$

Onde: $a_m \Rightarrow$ área de contato dos sólidos;

$a_a \Rightarrow$ parte da área total ocupada pelo ar;

$a_w \Rightarrow$ parte da área total ocupada pela água;

$R \Rightarrow$ força de repulsão elétrica;

$A' \Rightarrow$ força de atração elétrica;

- Aitchinson (1961):

$$\sigma' = \sigma + \Psi_a p'' \quad (2.10)$$

Onde: $\Psi_a \Rightarrow$ parâmetro que varia de 0 a 1;

- Jennings (1961):

$$\sigma' = \sigma - \beta . p'' \quad (2.11)$$

Onde: $\beta \Rightarrow$ fator que representa a relação entre as áreas de água e ar num plano arbitrário da massa de solo;

- Jennings e Burland (1962):

$$\sigma' = \sigma - u^* = [\chi u_w + (1 - \chi)u_a] \quad (2.12)$$

Onde: $u^* \Rightarrow$ poropressão equivalente;

- Newland (1965):

$$\sigma' = \sigma_a - u_a + \chi(u_a - u_w) + (\sigma - u_a) \quad (2.13)$$

Onde: $\sigma_a \Rightarrow$ resultante das forças originadas pela eletricidade, osmose e efeitos de Van der Walls;

- Richards (1966):

$$\sigma' = \sigma_a - u_a + \chi_m \cdot p_m'' + \chi_s \cdot p_s'' \quad (2.14)$$

Onde: $\chi_m \Rightarrow$ parâmetros de tensão efetiva;

$\chi_s \Rightarrow$ parâmetros de tensão efetiva para sucção do soluto;

$p_m'' \Rightarrow$ sucção matricial;

$p_s'' \Rightarrow$ sucção do soluto;

- Aitchison (1973):

$$\sigma' = \sigma_a - u_a + \chi_m (h_m - u_a) + \chi_s (h_s - u_a) \quad (2.15)$$

Onde: $h_m \Rightarrow$ sucção matricial;

$h_s \Rightarrow$ sucção do soluto;

De todas as equações propostas a mais difundida é a apresentada por Bishop (1959) *apud* Bishop e Donald (1961), Bishop e Blight (1963) e Aitchison (1965), sendo a mais conhecida e, na época, a mais aceita das hipóteses para o comportamento de solos não saturados em função de tensão efetiva, definida pela Equação 2.16:

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \quad (2.16)$$

Onde: $u_a \Rightarrow$ poropressão de ar;

$\chi \Rightarrow$ parâmetro dependente do grau de saturação e de ciclos de umedecimento e secagem e variação de tensões, com valor de 1,0 para solo completamente saturado e 0,0 para solo completamente seco;

Inicialmente Bishop e Donald (1961) comprovaram a validade da equação de Bishop (Equação 2.16) através de ensaios triaxiais drenados onde σ_3 , u_a e u_w são variados durante a fase de cisalhamento, de tal forma que os termos $(\sigma_3 - u_a)$ e $(u_a - u_w)$ permanecessem constantes. Considerando que a média do grau de saturação varia ligeiramente durante o ensaio e também não é afetado pelas variações de pressão, através deste experimento, os pesquisadores concluíram que a resistência ao cisalhamento não foi afetada por estas variações.

Pouco tempo depois outras pesquisas concluiriam que o comportamento dos solos na condição saturada não satisfazia completamente as condições apresentadas na Equação 2.16. Segundo Bishop e Blight (1963) uma variação no valor do termo $(u_a - u_w)$ não corresponde diretamente a variações na poropressão. O termo, representando a diferença de pressão devido à tensão de superfície, atua de forma geral somente em parte da área superficial das partículas. Uma variação no valor de $(u_a - u_w)$ está invariavelmente acompanhada por variações no parâmetro χ . Além do mais, a presença de grandes forças de tensões superficiais dentro do solo, leva a diferenças na estrutura do corpo de prova seguindo trajetórias de tensões aparentemente semelhantes. Este conceito implica que o parâmetro χ não é único, como era assumido até então.

Jennings e Burland (1962) através da execução de ensaios oedométricos duplos em amostras de silte secas ao ar, identificaram a ocorrência de colapso nas amostras parcialmente saturadas umedecidas mesmo sobre pequenos valores de carga. A ocorrência deste colapso não pode ser prevista pelo princípio das tensões efetivas. Em amostras umedecidas em um índice de vazios constante foi necessário diminuir a carga para que o volume se mantivesse constante. Se fosse válido o princípio das tensões efetivas previa-se um acréscimo de carga de mesma magnitude de poropressão, o qual não ocorreu. Resultados idênticos foram encontrados por Matyas e Radhakrishna (1968) em amostras umedecidas onde, dependendo da magnitude da tensão aplicada, ocorria colapso ou expansão.

A equação de tensões efetivas, para solos não saturados, apresentada por Bishop é considerada a mais geral dentre todas as equações apresentadas. Sua principal desvantagem está na consideração do parâmetro χ , que não representa uma característica fundamental do solo. Este parâmetro é função da sucção, teor de umidade, sua história prévia de umedecimento e secagem, grau de saturação, composição de partículas, composição

eletrolítica, arranjo de partículas, história de tensões e deformação, ou seja, este é fortemente dependente de uma multiplicidade de fatores, muitos dos quais independentes entre si.

Segundo Aitchison (1965) o parâmetro χ não é necessariamente o mesmo na consideração de hipóteses de tensões efetivas para variação de volume ou resistência ao cisalhamento.

Ainda em relação ao parâmetro χ , Bishop *et al* (1960), citam que este, na relação entre variação de volume e tensão efetiva, não é, necessariamente, idêntico com a relação de resistência ao cisalhamento e tensões efetivas. Segundo Bishop e Blight (1963) a equação de tensões efetivas pode ser utilizada mais facilmente em termos de resistência ao cisalhamento, o qual é controlado através de forças intergranulares até a ruptura, do que em termos de variação de volume onde a trajetória de tensão é de suma importância.

Segundo Matyas e Radhakrishna (1968), um dos fatores que explicam alguns erros de resultados na equação do princípio das tensões efetivas proposta por Bishop é o comportamento das tensões intergranulares e interpartículas. Para estes autores o comportamento do solo não saturado sujeito a diferentes trajetórias não pode ser explicado nem predito sem considerar variações de estado do solo.

2.3.2. Variáveis de tensão, variáveis de estado de tensão

O comportamento mecânico de um solo (tanto a avaliação da resistência ao cisalhamento quanto a da variação volumétrica) pode ser descrito em termos do estado de tensões no solo. Este consiste da combinação de variáveis de tensão, também referidas como variáveis de estado de tensões, que devem ser independentes das propriedades físicas do solo. O número de variáveis de tensão necessárias para a descrição do estado de tensões de um solo depende do número de fases envolvidas.

As equações para a avaliação de resistência ao cisalhamento dos solos podem ser escritas utilizando várias combinações de variáveis de tensão, como por exemplo, no seu formato clássico baseado nas tensões normais e cisalhantes no plano de ruptura ou através de invariantes de tensão.

A Tabela 2.1 apresenta alguns dos principais invariantes de tensões utilizados no estudo do comportamento do solo saturado.

Tabela 2.1. Principais invariantes de tensão para o solo na condição saturada (Wood, 1990)

Tipo	Primeira invariante	Segunda invariante
Octaédricas (geral)	$\sigma_{\text{oct}}' = \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3} - u_w$	$\tau_{\text{oct}} = \frac{1}{3} \sqrt{\left[(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 \right] + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)}$
Octaédricas (triaxial)	$\sigma_{\text{oct}}' = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} - u_w$	$\tau_{\text{oct}} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{3}$
Cambridge (geral)	$\sigma'_m = p' = \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3} - u_w$	$\sigma_q = \sqrt{\frac{1}{2} \left[(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 \right] + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)}$
Cambridge (triaxial)	$\sigma'_m = p' = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} - u_w$	$\sigma_q = q = \sigma_1 - \sigma_3$
MIT	$\sigma'_s = s' = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - u_w$	$\sigma_d = t = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$

Como observado na Tabela 2.1, para a avaliação do solo na condição saturada há uma gama de invariantes de tensões definidos, os quais são baseados nas tensões principais (maior, intermediária e menor) além das tensões cisalhantes atuantes nos diferentes planos.

Em termos da avaliação do solo na condição não saturada, Aversa e Nicotera (2002) citam que o estado de tensões de um solo é completamente definido se a tensão total (σ) e as poropressões de ar e água (u_a e u_w) são conhecidos. Com o intuito de determinar a relação entre as três fases é necessário definir ao menos duas variáveis.

Fredlund e Morgenstern (1977) realizaram uma análise teórica de equilíbrio em um elemento de solo não saturado para propor variáveis de estado de tensões adequadas e avaliar o seu comportamento. Segundo os autores, variáveis de estados independentes são consideradas adequadas quando estas não produzem distorção ou variação de volume de um elemento de solo ao modificar os componentes individuais das variáveis de estado de tensões, mantendo o valor da variável de estado de tensão constante. A análise de tensões em campo indica que duas das três variáveis de tensão disponíveis podem ser utilizadas para definir o estado de tensões de um solo não saturado, sendo possível os seguintes pares: (i) ($\sigma - u_a$) e ($u_a - u_w$); (ii) ($\sigma - u_w$) e ($u_a - u_w$); (iii) ($\sigma - u_a$) e ($\sigma - u_w$). A verificação da validade das variáveis de estado de tensões foi realizada a partir de ensaios denominados “*null tests*”, onde o resultado

desejado, de variação nas pressões, é de não produzir uma transformação na fase ou fases sobre considerações.

No caso dos solos saturados o ensaio deve verificar $(\sigma - u_w)$ como variável de estado de tensão, sendo prescrita na seguinte forma:

$$\Delta\sigma_x = \Delta\sigma_y = \Delta\sigma_z = \Delta u_w \quad (2.17)$$

Já no caso de solos não saturados, para se verificar $(\sigma - u_w)$, a tensão total, em todas as direções, pode ser alterada por igual valor de acréscimo ou decréscimo na pressão de água. Entretanto, a variação na pressão de água gera variação no equilíbrio de $(u_a - u_w)$.

Para que este equilíbrio seja mantido, a pressão de ar também deve ser acrescida ou diminuída pelo mesmo valor da pressão de água e da tensão total. Este ensaio deve satisfazer o equilíbrio da estrutura do solo e da membrana capilar, podendo ser prescrito da seguinte forma:

$$\Delta\sigma_x = \Delta\sigma_y = \Delta\sigma_z = \Delta u_w = \Delta u_a \quad (2.18)$$

Se a variação no volume total e no grau de saturação é nula, o equilíbrio das partículas do solo e da membrana contrátil será mantido. Para o solo na condição não saturada, têm-se as tensões normais líquidas (alterando a primeira invariante), as mesmas segundas invariantes do caso saturado, e uma nova variável, a sucção matricial. Uma terceira invariante indica a posição do estado de tensões com relação à condição axis-simétrica. A Tabela 2.2 apresenta alguns dos principais invariantes de tensões utilizados no estudo do comportamento do solo não saturado.

Tabela 2.2. Principais invariantes de tensão para o solo na condição não saturada (Gitirana Jr., 2011).

Tipo	Primeira invariante	Segunda invariante
Octaédricas (geral)	$\sigma_{oct}^* = \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3} - u_a$	$\tau_{oct} = \frac{1}{3} \sqrt{\left[(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 \right] + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)}$
Octaédricas (triaxial)	$\sigma_{oct}^* = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} - u_a$	$\tau_{oct} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{3}$
Cambridge (geral)	$\sigma_m^* = p^* = \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3} - u_a$	$\sigma_q = \sqrt{\frac{1}{2} \left[(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 \right] + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)}$
Cambridge (triaxial)	$\sigma_m^* = p^* = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} - u_a$	$\sigma_q = q = \sigma_1 - \sigma_3$
MIT	$\sigma_s^* = s^* = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - u_a$	$\sigma_d = t = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$

Todos os invariantes de tensões apresentados na Tabela 2.2 se reduzem às invariantes para o solo saturado quando a sucção é zero.

Para o caso de solos não saturados, o estado de tensões pode ser representado em um diagrama de Mohr estendido, utilizando um terceiro eixo ortogonal para representar a sucção mátrica. O círculo de Mohr é desenhado em um plano com a tensão normal líquida ($\sigma - u_a$), como abscissa, e a tensão cisalhante (τ), como ordenada. A sucção mátrica irá determinar a posição no diagrama de Mohr ao longo do terceiro eixo. Como o solo começa a saturar, a sucção mátrica torna-se nula e o diagrama de Mohr transforma-se em um plano simples [$(\sigma_3 - u_a)$ versus τ]. Os círculos de Mohr podem ser observados na Figura 2.2.

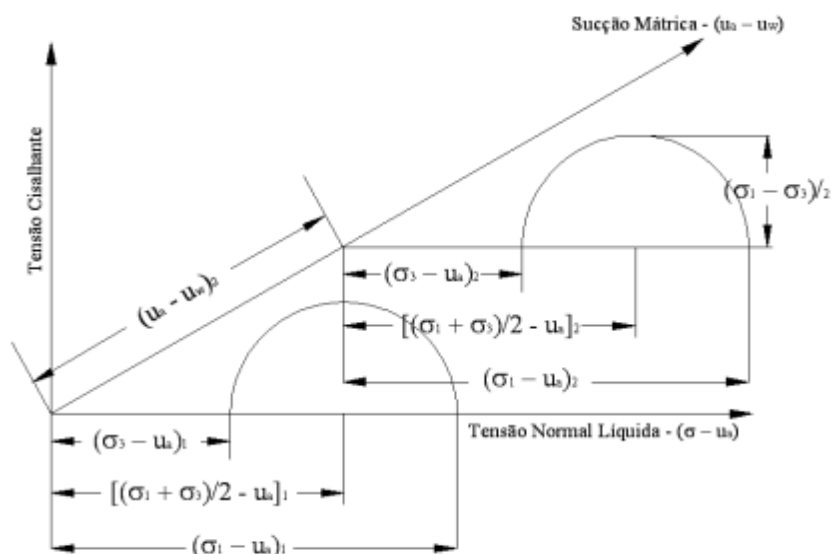


Figura 2.2. Círculo de Mohr estendido para solos não saturados.
(Fredlund e Rahardjo, 1993).

2.3.3. Equações de resistência ao cisalhamento para solos não saturados

Solos na condição saturada têm o círculo de tensões correspondente às condições de ruptura plotados em duas dimensões (tensão efetiva e tensão cisalhante). A partir de no mínimo três ensaios é possível se obter uma envoltória de ruptura, como no caso da envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb. Já no caso dos solos não saturados, o círculo de tensão correspondente às condições de ruptura deve ser representado em três dimensões, com os eixos horizontais, apresentando as variáveis de estado de tensão, e o eixo vertical a tensão cisalhante (Fredlund *et al.*, 1978).

A tensão efetiva para solos não saturados, com relação à resistência ao cisalhamento, pode ser definida como uma tensão a qual, com valores de poropressão de ar e água nulos, o parâmetro χ deve resultar na mesma resistência ao cisalhamento com a combinação de tensão total e poropressões de ar e água consideradas. Em função disto, Bishop *et al.* (1960) propuseram uma equação para prever o comportamento resistente de solos não saturados, considerando a equação de tensão efetiva de Bishop para solos não saturados:

$$\tau = c' + (\sigma_f - u_a) \tan \phi' - \chi(u_a - u_w) \cdot \tan \phi' \quad (2.19)$$

Onde: $\tau \Rightarrow$ resistência ao cisalhamento;

$c' \Rightarrow$ intercepto coesivo efetivo;

$\sigma \Rightarrow$ tensão normal total;

$u_a \Rightarrow$ poropressão de ar na ruptura;

$\phi' \Rightarrow$ ângulo de atrito interno associado com $(\sigma_r - u_a)_r$;

$u_w \Rightarrow$ poropressão de água na ruptura;

$\phi^b \Rightarrow$ ângulo que indica a taxa de variação da resistência ao cisalhamento em relação a variação da sucção mátrica;

$\chi \Rightarrow$ parâmetro que apresenta valor unitário para solos saturado e valor nulo para solos secos. Valores intermediários irão depender do grau de saturação, mas também são influenciados por fatores tais como estrutura do solo, ciclos de umedecimento e secagem ou variações de tensão.

Segundo os autores, a presença de ar nos vazios do solo pode modificar o comportamento estrutural das partículas do solo devido a variações de tensão, influência de c' e ϕ' e variações de volume. Isto significa que em determinada situação o parâmetro χ , obtido através das relações convencionais apresentadas pelos autores, pode não representar a relação direta com o grau de saturação com um simples modelo mecânico conforme indicado.

Fredlund *et al.* (1978) propuseram duas equações de resistência ao cisalhamento utilizando duas variáveis de estado de tensões. A primeira equação é definida em termos das variáveis de tensão $(\sigma - u_w)$ e $(u_a - u_w)$. Quando o plano $(\sigma - u_w)$ versus tensão cisalhante tem $(u_a - u_w)$ igual a zero resulta no caso onde o solo é saturado, se $(u_a - u_w)$ é maior que zero se faz necessário um terceiro eixo (tridimensional) para que os círculos sejam plotados. A envoltória de ruptura planar é assumida como linear.

$$\tau = c' + (\sigma_f - u_w) \tan \phi' + (u_a - u_w) \cdot \tan \phi'' \quad (2.20)$$

Onde: $c' \Rightarrow$ a coesão efetiva do solo;

$\phi' \Rightarrow$ o ângulo de atrito interno do solo com respeito a mudanças em $(\sigma - u_w)$

$\phi'' \Rightarrow$ o ângulo de atrito interno do solo com respeito a mudanças em $(u_a - u_w)$;

A desvantagem da combinação de variáveis de estado de tensões $(\sigma - u_w)$ e $(u_a - u_w)$ está na variação da poropressão de água, onde as duas variáveis de estado de tensões são afetadas.

A segunda equação é em termos das variáveis de tensão $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$. A envoltória de ruptura planar também é assumida como linear

$$\tau = c' + (\sigma_f - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \cdot \tan \phi^b \quad (2.21)$$

Onde: $c' \Rightarrow$ parâmetro de coesão efetiva quando as duas variáveis de tensão são nulas;

$\phi' \Rightarrow$ o ângulo de atrito interno do solo com respeito a mudanças em $(\sigma - u_a)$;

$\phi^b \Rightarrow$ o ângulo de atrito interno do solo com respeito a mudanças em $(u_a - u_w)$;

A Equação 2.21 descreve uma superfície plana, a qual pode ser chamada de extensão da envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb. Esta superfície é tangente aos círculos de Mohr na ruptura. A resistência ao cisalhamento de solos não saturados consiste da coesão efetiva (c'), da independente contribuição da tensão normal líquida $(\sigma - u_a)$ e da sucção mátrica $(u_a - u_w)$. A contribuição da resistência ao cisalhamento da tensão normal líquida e da sucção mátrica são caracterizadas através de ϕ' e ϕ^b , respectivamente.

O valor do ângulo ϕ^b pode ser calculado plotando a diferença entre a resistência ao cisalhamento dos solos não saturados com o solo saturado, sobre a mesma *tensão normal líquida (TNL) versus* a sucção mátrica, resultando na Equação 2.22:

$$\tan \alpha = \frac{(\Delta \tau_d \cos \Psi')}{(u_a - u_w)} \quad (2.22)$$

Onde: $\psi' \Rightarrow$ ângulo similar a ϕ' , definido utilizando-se pontos de tensões ($\tan \phi' = \tan \psi'$);

$\alpha \Rightarrow$ ângulo entre variação na resistência ao cisalhamento e sucção mátrica;

$\Delta \tau_d \Rightarrow$ variação da tensão desvio;

O ângulo α pode ser convertido para um ângulo correspondente na envoltória de Mohr-Coulomb, estendida obtendo-se o ângulo com relação a sucção mátrica - ϕ^b .

$$\tan \phi^b = \tan \phi' \left(1 - \frac{\tan \alpha}{\sin \Psi'} \right) \quad (2.23)$$

A vantagem da Equação 2.21 é que somente uma combinação de variáveis de tensão é afetada quando ocorre variação na poropressão de água. Independente da combinação das variáveis de tensões, para o mesmo valor de tensão total e $(u_a - u_w)$ o valor da resistência ao cisalhamento deve, necessariamente, ser o mesmo. Fredlund *et al.* (1978) sugerem a utilização desta equação como sendo a de maior utilidade na prática de engenharia.

O par de variáveis de estado de tensões, $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$, proporciona uma fácil transição na descrição de tensões do caso não saturado para o caso saturado, como o grau de saturação se aproxima de 100 %, u_a se aproxima de u_w , portanto o termo da sucção mátrica torna-se nulo e a pressão de ar, na primeira variável de estado de tensão, transforma-se em pressão de água resultando na equação de Terzaghi de tensões efetivas. (Fredlund, 1979).

Para a Equação 2.21 é possível visualizar, na Figura 2.3, variações nos valores de intercepto coesivo para diferentes valores de sucção observadas por Fredlund (1979), ou seja, o intercepto coesivo (c') varia para cada sucção mátrica enquanto o ângulo ϕ^b permanece igual ao do plano de saturação.

$$c = c' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (2.24)$$

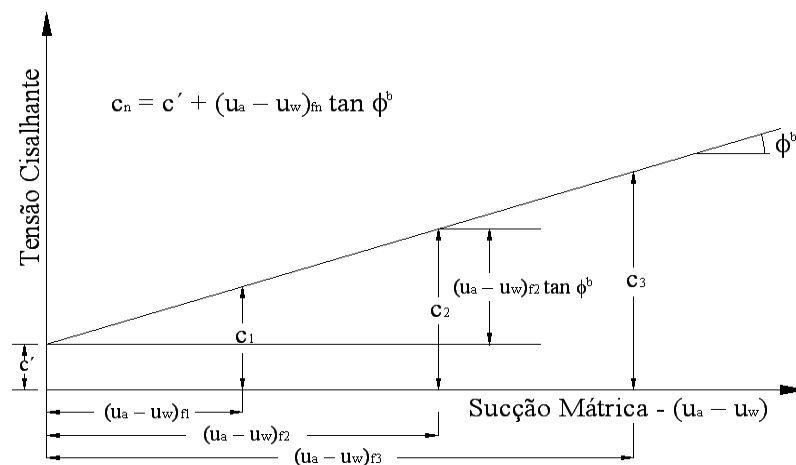


Figura 2.3. Variação do intercepto coesivo de acordo com o valor de sucção. (Fredlund e Rahardjo, 1993)

Quando $(u_a - u_w)$ é zero o plano $(\sigma - u_a)$ irá apresentar o mesmo valor de ângulo de atrito interno que no plano $(\sigma - u_w)$, sendo possível obter uma relação entre os ângulos de atrito interno:

$$\tan \phi' = \tan \phi^b - \tan \phi'' \quad (2.25)$$

Comparando-se a Equação 2.19 de Bishop (1959), com a Equação 2.21 de Fredlund *et al.* (1978), verifica-se que apesar de serem essencialmente diferentes em suas conceituações teóricas resultam em equações de resistência equivalentes, sendo que:

$$\tan \phi^b = \chi \cdot \tan \phi' \quad (2.26)$$

Conforme citado anteriormente, a determinação experimental do parâmetro χ de Bishop é mais complexa do que a determinação do parâmetro ϕ^b , o que reforça o emprego atual da Equação 2.21 como base para se avaliar a resistência ao cisalhamento de solos não saturados.

Considerando-se o espaço de tensões, representando os pontos máximos dos círculos de Mohr, apresentado por Lambe e Whitman (1979) a Equação 2.21 de Fredlund *et al.* (1978) pode ser expressada da seguinte forma:

$$t_f = a' + (s_f - u_a)_f \cdot \tan \alpha' + (u_a - u_w)_f \cdot \tan \alpha^b \quad (2.27)$$

$$\text{Onde: } t_i = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{2} \quad (2.28)$$

$$s_i = \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)_f}{2} \quad (2.29)$$

$\sigma_1, \sigma_3 \Rightarrow$ tensões normais principais maior e menor, respectivamente, na ruptura

$(u_a - u_w)_f \Rightarrow$ sucção mátrica na ruptura;

a' e α' \Rightarrow parâmetros efetivos de resistência no solo saturado, sendo que:

$$a' = c' \cdot \cos \phi' \quad (2.30)$$

$$\tan \alpha' = \tan \phi' \quad (2.31)$$

$\alpha^b \Rightarrow$ parâmetro equivalente a ϕ^b , sendo que:

$$\tan \phi^b = \tan \phi' \cdot \cos \phi' \quad (2.32)$$

Gulhati e Satija (1981), utilizaram para a análise dos resultados uma equação de resistência ao cisalhamento baseada no par de variáveis de estado de tensão $(\sigma_3 - u_a)$ e $(u_a - u_w)$ apresentado por Fredlund e Morgenstern (1977):

$$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_r}{2} = a + (\sigma_3 - u_a)_r \cdot \tan \alpha + (u_a - u_w)_r \cdot \tan \beta \quad (2.33)$$

Onde: $a \Rightarrow$ intercepto no eixo de resistência ao cisalhamento;

$\alpha \Rightarrow$ coeficiente associado com a variável de estado de tensão $(\sigma_3 - u_a)$ o qual representa a tensão aplicada externamente;

$\beta \Rightarrow$ coeficiente associado com a variável de estado de tensão $(u_a - u_w)$ representa as tensões geradas internamente;

Ho e Fredlund (1982) apresentam a equação de resistência ao cisalhamento não saturada apresentada por Fredlund *et al.* (1978) (Equação 2.21) em um gráfico bidimensional com $(u_a - u_w)$ contornada como a terceira variável, ou seja, as trajetórias com diferentes valores de sucção apareceriam no plano de tensão cisalhante *versus* tensão normal líquida. A contribuição da resistência ao cisalhamento, devido ao acréscimo da sucção é adicionada ao eixo da tensão cisalhante pelo intercepto coesivo, conforme apresentado na Equação 2.24. A visualização do gráfico bidimensional, representando o comportamento de resistência ao cisalhamento do solo não saturado, é apresentada na Figura 2.4. Avaliados os resultados obtidos, os autores concluíram que a sucção gera um incremento no intercepto coesivo de um solo não saturado, pela consideração destes autores os valores de ϕ' se mostram constantes e sem influência da sucção.

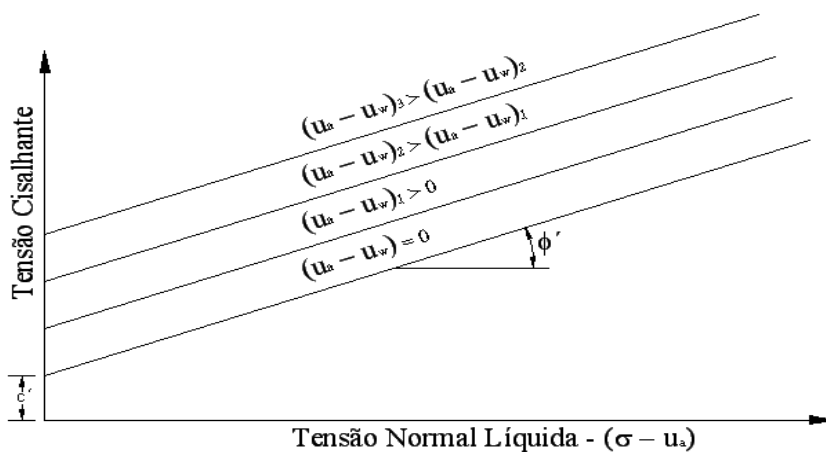


Figura 2.4. Representação gráfica da resistência ao cisalhamento em um plano (Ho e Fredlund, 1982)

As equações de resistência ao cisalhamento de Bishop (1959) e Fredlund *et al.* (1978) são as mais difundidas e utilizadas historicamente na avaliação da resistência ao cisalhamento na condição não saturada. Entretanto outras equações foram propostas para esta avaliação, sendo estas baseadas em diferentes teorias. Algumas destas equações, citadas por Jucá (1990) e Martinez (2003) são apresentadas na seqüência.

Uma das primeiras equações consideradas foi a de Sridharan (1959) o qual propôs a equação baseada na mineralogia do solo:

$$\tau = f(\sigma - u_w - R - A) \quad (2.34)$$

Gracen (1960) *apud* Jucá (1990) apresenta uma equação baseada em uma aproximação empírica dos resultados de laboratório obtidos, sendo:

$$\tau = [\sigma_n + (u_a - u_w)] \tan \phi' (1 - n_a) \quad (2.35)$$

A partir dos resultados de análises estatísticas Satija (1978) apresenta a seguinte equação:

$$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} = a + (\sigma_3 - u_a) \tan \alpha + (u_a - u_w) \tan \beta \quad (2.36)$$

Lamborn (1986) *apud* Jucá (1990) desenvolveu uma equação baseada na teoria de micromecânica resultando em:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \theta_w \tan \phi' \quad (2.37)$$

Considerando a Teoria da Mecânica dos Solos do Estado Crítico Karube (1988), Toll (1990) e Wheeler e Sivakumar (1992), apresentaram as respectivas equações da linha do estado crítico para solos não saturados:

$$q = M' [p + f(s)] \quad (2.38)$$

$$p = M \cdot (p - u_a) + M_w (u_a - u_w) \quad (2.39)$$

$$p = M \cdot p' + \mu (u_a - u_w) \quad (2.40)$$

Ainda, Peterson (1988) considerando uma extensão da teoria Hvorslev, apresenta a seguinte equação:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + C_w \quad (2.41)$$

2.3.4. Envoltória de resistência ao cisalhamento de solos não saturados

Análises geotécnicas frequentemente requerem um entendimento do desenvolvimento ou variação no estado de tensões resultante de vários tipos de carregamentos. Uma das formas de observar estas variações é através do desenho de uma série de círculos de Mohr, os quais seguem o processo de carregamento.

Entretanto, o padrão de variação de estado de tensões, pode se tornar confuso quando o modelo de carregamento é complexo. Por esta razão, opta-se por utilizar somente um ponto de tensão de um círculo de Mohr para representar o estado de tensões de um solo. Os pontos de tensões selecionados podem ser utilizados para definir a trajetória de tensões seguida.

A equação de Mohr-Coulomb para solos saturados pode ser escrita da seguinte forma:

$$\tau_{ff} = c' + (\sigma_f - u_w)_f \tan \phi' \quad (2.42)$$

$$\tau_{ff} = c' + \sigma_{ff}' \tan \phi' \quad (2.43)$$

A consideração dos círculos de Mohr-Coulomb também é utilizada para formas alternativas de invariantes de tensão. Será demonstrada a seguir a forma da envoltória de Mohr-Coulomb baseada nas invariantes de tensões do MIT, conforme apresentado na Tabela 2.1.

Trata-se de uma nova reta, em função das variáveis σ_{df} e σ_{sf}' :

$$\sigma_{df} = a' + \sigma_{sf}' \tan \psi' \quad (2.44)$$

$$\text{Onde: } a' = c' \cdot \cos \phi' \\ \tan \psi' = \sin \phi'$$

Esta forma de apresentação da envoltória, utilizando as invariantes, permite o ajuste dos dados de ensaios utilizando pontos ao invés de círculos de Mohr. A relação entre os parâmetros de ajustes e os parâmetros originais da envoltória pode ser utilizada para calcular a coesão efetiva e o ângulo de atrito, como pode ser observado na Figura 2.5.

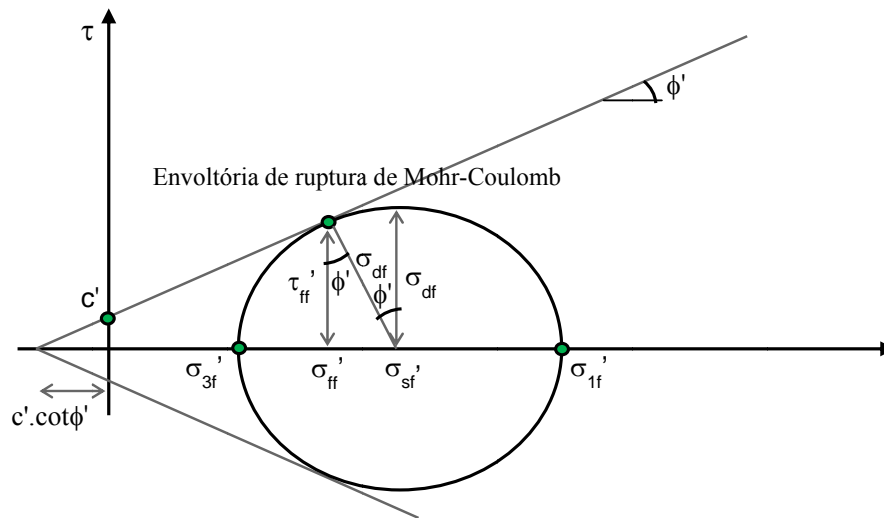


Figura 2.5. Envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb (Gitirana Jr., 2011).

A envoltória de resistência não saturada consiste de um plano com inclinação ϕ^b no eixo τ versus $(u_a - u_w)$, e uma inclinação ϕ' no eixo τ versus $(\sigma_n - u_a)$. Qualquer linha neste plano, traçada paralela aos eixos τ versus $(\sigma_a - u_a)$, intercepta o plano definido por $(\sigma_n - u_a) = 0$, em uma ordenada definida pela Equação 2.24.

A Figura 2.6 apresenta duas envoltórias tridimensionais, com a tensão cisalhante no eixo das ordenadas e a sucção e a tensão normal líquida no eixo das abscissas. No primeiro diagrama tridimensional é apresentada uma envoltória de resistência ao cisalhamento planar com ϕ' e ϕ^b constantes. No segundo é apresentada uma envoltória de resistência ao cisalhamento não linear com ϕ' constante e ϕ^b variável.

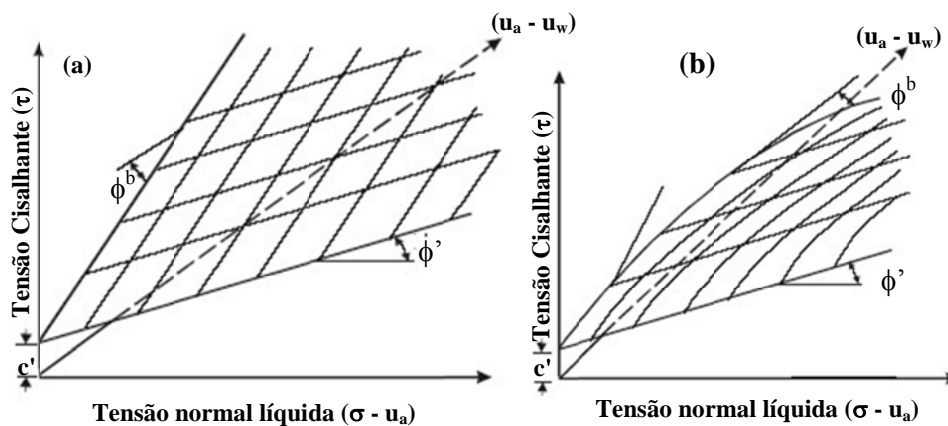


Figura 2.6. Envoltórias de tridimensionais de resistência ao cisalhamento: (a) linear; (b) não linear. (Fredlund, 2002).

Bishop e Blight (1963) e Fredlund e Rahardjo (1993) sugerem como forma de representar a envoltória de ruptura os invariantes de tensões do MIT, apresentados na Tabela 2.2, acrescido do terceiro eixo representado pela sucção mátrica ($u_a - u_w$). Já Toll (1991) cita que a forma mais conveniente de se representar a resistência ao cisalhamento de solos não saturados é através dos invariantes de tensão p e q , apresentados na Tabela 2.2 como modelo de Cambridge.

A variação do estado de tensões do solo é descrita através de trajetórias de tensão, que é uma curva ilustrada através de pontos de tensões de sucessivos estados de tensões. A trajetória de tensões pode ser linear ou curvilínea, dependendo do padrão de carregamento ao qual o solo estará submetido.

A envoltória baseada em pontos de tensão, apresentada por Fredlund e Rahardjo (1993), pode ser definida através da seguinte equação:

$$q = d' + p \cdot \tan \psi' + r \tan \psi^b \quad (2.45)$$

Onde $q \Rightarrow$ metade da tensão desvio na ruptura - $q = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right)$;

$d' \Rightarrow$ intercepto da envoltória dos pontos de tensão no eixo q quando p e r são zero;

$p \Rightarrow$ tensão normal líquida média na ruptura - $p = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - u_a \right)$;

$r \Rightarrow$ sucção mátrica na ruptura;

$\psi' \Rightarrow$ inclinação da envoltória em relação a variável de tensão p ;

$\psi^b \Rightarrow$ inclinação da envoltória em relação a variável de tensão r ;

O formato da envoltória de ruptura tridimensional dos pontos de tensões (q , p e r) é visualizado na Figura 2.7.

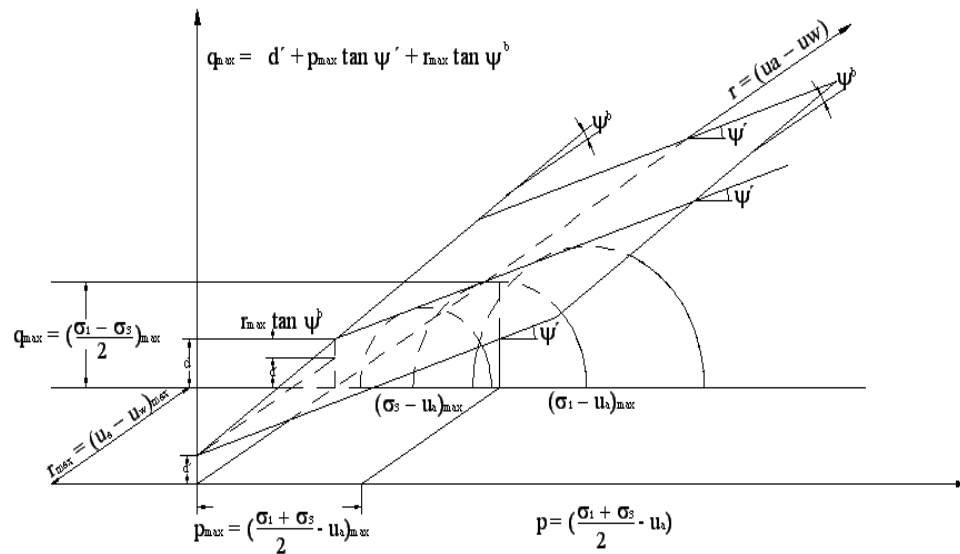


Figura 2.7. Diagrama tridimensional dos pontos de tensão (Fredlund e Rahardjo, 1993)

A linha de intersecção entre a envoltória dos pontos de tensão e o plano q versus r tem uma declividade ψ^b com relação ao eixo r . Esta linha indica que ocorre um acréscimo na resistência ao cisalhamento com o aumento no nível de sucção e pode ser representada por:

$$d = d' + r \cdot \tan \psi^b \quad (2.46)$$

Com a utilização de relações trigonométricas é possível relacionar, através dos círculos de Mohr, os parâmetros de resistência ao cisalhamento não saturados dos diagramas tridimensionais de Mohr–Coulomb envolvendo as variáveis de estado de tensão e os pontos máximos das variáveis de tensão. Esta condição é apresentada na Figura 2.8 e na Figura 2.9 (Fredlund e Rahardjo, 1993).

A relação entre os ângulos ϕ' e ψ' , o intercepto coesivo c' e o intercepto da ordenada d , os parâmetros ϕ^b , ψ^b e ψ' , é dada por:

$$\tan \psi' = \text{sen} \phi' \quad (2.47)$$

$$d = c \cdot \cos \phi' \quad (2.48)$$

$$\tan \psi^b = \tan \phi^b \cdot \cos \phi' \quad (2.49)$$

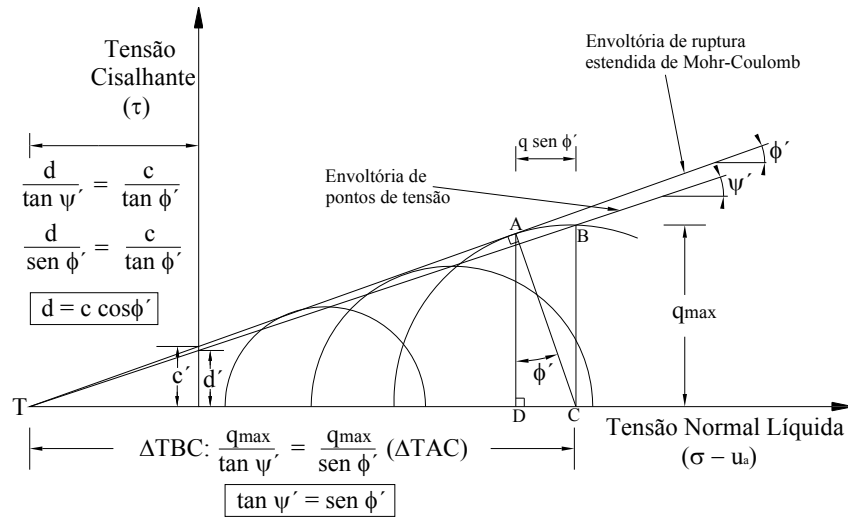


Figura 2.8. Relação entre parâmetros de resistência ao cisalhamento no plano tensão cisalhante *versus* tensão normal líquida (baseado em Fredlund e Rahardjo, 1993)

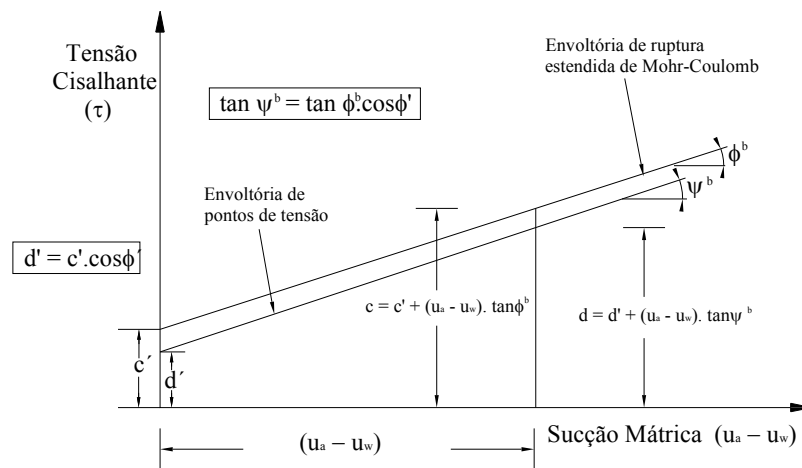


Figura 2.9. Relação entre parâmetros de resistência ao cisalhamento no plano tensão cisalhante *versus* sucção mátrica (baseado em Fredlund e Rahardjo, 1993)

Quando a sucção mátrica na ruptura é zero temos:

$$d' = c' \cdot \cos \phi' \quad (2.50)$$

Outra maneira de se avaliar a envoltória de solos não saturados, também baseada na Equação 2.21 onde os pontos de ruptura são considerados conforme os invariantes de tensão do modelo de Cambridge, é expressa por uma equação genérica, da seguinte forma:

$$\tau_{ff} = c_t + (\sigma_f - u_a)_f \tan \phi \quad (2.51)$$

Onde: $c_t = c' + f(u_a - u_w)$ e $f(u_a - u_w)$ é uma função genérica, que expressa a variação de resistência ao cisalhamento de acordo com variações de sucção.

A função anterior é deduzida, utilizando as variáveis σ_{df} e σ_{sf}^* , a partir do círculo de Mohr. Trata-se de uma nova reta, em função das variáveis σ_{df} e σ_{sf}^* :

$$\sigma_{df} = a_t + \sigma_{sf}^* \tan \psi' \quad (2.52)$$

Onde: $a_t = c_t \cos \phi'$ e $\tan \psi' = \sin \phi'$

Esta forma de apresentação da envoltória, utilizando as invariantes, permite o ajuste dos dados de ensaios utilizando pontos ao invés de círculos de Mohr, como pode ser observado na Figuras 2.10 e 2.11.

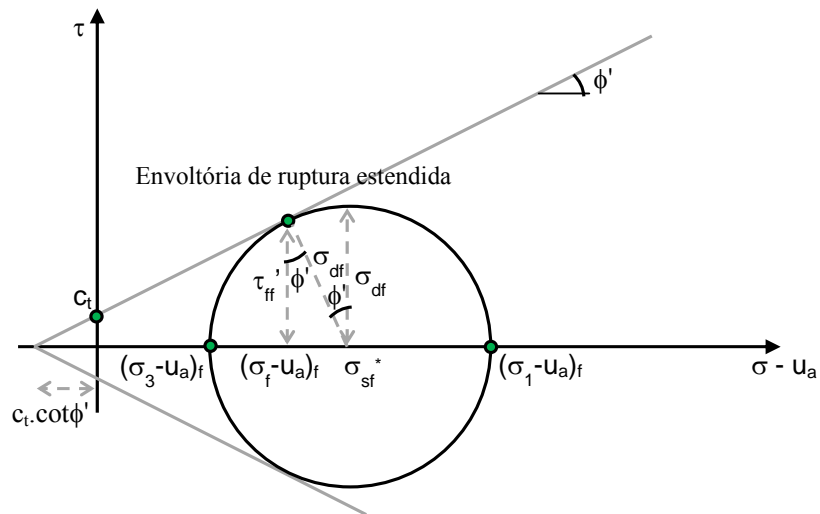


Figura 2.10. Envoltória de ruptura estendida para solos não saturados, plotada no plano de sucção constante, para uma sucção qualquer, $(u_a - u_w)$ (Gitirana Jr., 2011).

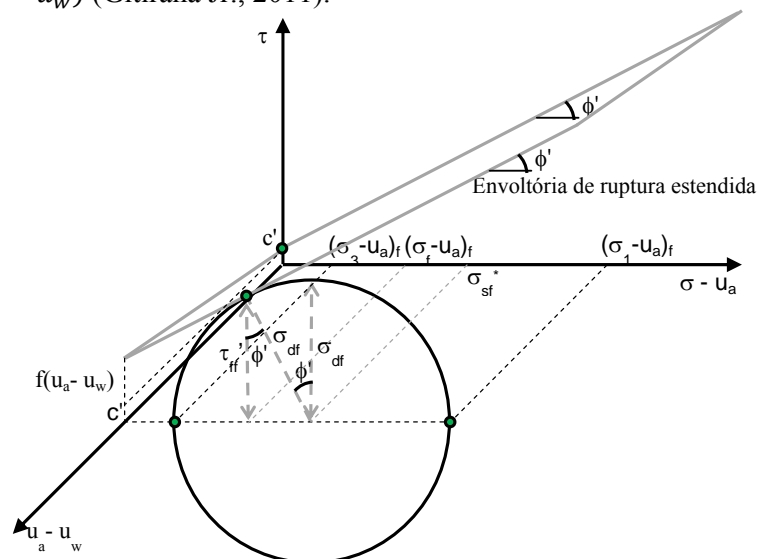


Figura 2.11. Envoltória de ruptura estendida para solos não saturados (Gitirana Jr., 2011).

2.3.5. Parâmetros de resistência ao cisalhamento

Segundo Fredlund e Rahardjo (1993), os parâmetros de resistência ao cisalhamento, intercepto coesivo (c') e os ângulos (ϕ' e ϕ^b), são utilizados para relatar a resistência ao cisalhamento através das variáveis de estado de tensões. Estes parâmetros de resistência ao cisalhamento sofrem influência de muitos fatores, que são simulados nos ensaios, tais como: densidade, índice de vazios, grau de saturação, composição mineralógica, história de tensões e taxa de deformação. Em outras palavras, estes fatores são combinados e expressados matematicamente nos parâmetros de resistência ao cisalhamento.

O parâmetro c' (coesão efetiva), conforme obtido na prática, muitas vezes não tem significado físico, sendo simplesmente um parâmetro que define uma reta no espaço de tensões de Mohr (τ versus σ_n). Este fato se deve a linearização de resultados de ensaios envolvendo solos que na realidade apresentam envoltórias não lineares de resistência ao cisalhamento, particularmente a baixos níveis de tensão normal (menores que a tensão de pré-adensamento de um solo pré-adensado). Desconsiderando-se esta situação, a coesão efetiva estaria relacionada com a resistência à tração do solo saturado, que pode ser propiciada pela ocorrência, por exemplo, de cimentação em solos sedimentares ou residuais (Campos, 1997).

No caso do ângulo de atrito ϕ' , Campos (1997) cita que envoltórias de resistência ao cisalhamento saturadas não lineares, estão associadas a efeitos de história de tensões (pré-adensamento, envelhecimento), comumente associados a solos sedimentares. Outra situação que justificaria tal comportamento seria a quebra de grãos ou de grumos de partículas que podem ocorrer durante o cisalhamento em solos residuais acentuada pelo aumento do nível de tensões normais.

De acordo com resultado apresentado com Escario e Saez (1986) e Rohn e Villar (1995), o parâmetro ϕ' aumenta com nível de sucção aplicado em ensaios onde se manteve sucção constante e variou-se ($\sigma_n - u_d$). É de amplo conhecimento que o ângulo de atrito efetivo, fisicamente, representa efeitos de atrito (por deslizamento e/ou rolamento) de rearranjo de partículas, de quebra de grãos e de dilatância, a qual é associada ao grau de embricamento entre os grãos ou grumos de partículas de um solo. Existem evidências experimentais de que o atrito decorrente de deslizamento ou rolamento de grãos pode aumentar quando o solo é ensaiado em um estado seco em vez de saturado. Além disso, um aumento de ϕ' poderia decorrer de variações na estrutura do solo impostas pela sucção, que tenderiam a aumentar o

grau de embricamento dos grãos, independentemente da ação da tensão normal líquida aplicada. Desta forma, em alguns tipos de solos deve-se esperar uma variação ϕ' com o nível de sucção ou grau de saturação do solo (Campos, 1997).

Segundo Fredlund e Rahardjo (1993), o parâmetro ϕ^b constitui um ângulo que indica a razão do aumento da resistência do solo não saturado em relação à sucção. Inicialmente Fredlund *et al.* (1978) consideraram ϕ^b constante, porém diversos autores comprovaram que ϕ^b varia com o nível de sucção. À medida que o solo dessatura, o grau de saturação, ou o teor de umidade do mesmo diminui a área relativa de influência do menisco. Assim, é de se esperar que a influência da sucção na resistência ao cisalhamento diminua à medida que o teor de umidade do solo diminui, ou a sucção aumenta (Campos, 1997).

O ângulo ϕ^b , também, pode ser visto em termos de parte do componente de atrito entre partículas da resistência ao cisalhamento (assumindo como valor máximo ϕ'), ou como parte do componente coesivo da resistência ao cisalhamento. Quando o solo inicia a sua desaturação, a área da seção transversal a qual a fase água atua diminui e o acréscimo na sucção mátrica deixa de ser tão efetivo quanto o acréscimo na tensão normal líquida (Gan *et al.*, 1988).

2.3.6. Não linearidade da envoltória de ruptura

A não linearidade na envoltória de ruptura, tanto no eixo tensão cisalhante *versus* tensão normal líquida quanto no eixo tensão cisalhante *versus* sucção, indica que a equação proposta por Fredlund (Equação 2.21) não seria válida, dependendo da faixa de sucção considerada e das características do material.

Donald (1956) *apud* Fredlund e Rahardjo (1993) já apresentavam envoltórias não lineares. Escario e Saez (1986), através da execução de ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada, também apresentaram envoltórias de ruptura não lineares. Estes mostraram envoltórias de ruptura, no plano de tensão cisalhante *versus* tensão normal líquida, não paralelas para diferentes valores de sucção. Comportamento não atribuído a erros experimentais, significando que o ângulo de atrito interno ϕ' é influenciado pela sucção. Já no plano tensão cisalhante *versus* sucção, os autores verificaram que a consideração da sucção de acordo com a componente $(u_a - u_w) \cdot \tan \phi^b$ da Equação 2.21 não seria válida em função da curvatura da envoltória de ruptura, principalmente para baixos valores de sucção.

Jucá (1993) cita os questionamentos da validade da Equação 2.21 através dos resultados apresentados por outros autores, por exemplo, Wood (1979) onde a consideração de $\tan \phi^b = \chi \cdot \tan \phi'$, resultaria em diferentes variáveis de ϕ^b em consequência da variação dos valores do parâmetro χ .

Entretanto os próprios pesquisadores Escario e Saez (1986) afirmam que a Equação 2.21 tem sua validade garantida, se for utilizada considerando a envoltória linear somente para uma faixa específica de valores de tensão. Para estes pesquisadores a consideração de $\tan \phi^b$ como constante não apresenta base teórica, na verdade, em areias limpas, para altos valores de sucção, o efeito da sucção tende a desaparecer completamente. Por esta razão, a consideração da equação $\tan \phi^b = \chi \tan \phi'$ de Bishop poderia ser considerada mais realística, ainda que o parâmetro χ seja difícil de ser determinado.

Delage *et al.* (1987) também observaram a não linearidade das envoltórias através dos valores de ϕ' para diferentes níveis de sucção em ensaios triaxiais executados em uma argila. Assim como Lee *et al.* (2005) que determinaram uma equação exponencial relacionando o ângulo de atrito interno com a variação da sucção mátrica.

Fredlund *et al.* (1987) observaram, a partir de resultados publicados por outros pesquisadores, que existe significativa não linearidade na envoltória de resistência ao cisalhamentos de solos não saturados. A reavaliação dos resultados de resistência ao cisalhamento obtidos da pesquisa realizada por Satija (1978) *apud* Fredlund *et al.* (1978), assumindo-se uma envoltória de ruptura curvilínea com relação à sucção mátrica, indicam que o ângulo ϕ^b é igual a ϕ' iniciando do nível de sucção zero. Já para valores de sucção superiores (50 kPa para corpos de prova de baixa densidade e entre 75 e 100 kPa para corpos de prova de alta densidade), observou-se uma queda significativa no ângulo ϕ^b .

Rohn e Villar (1995) realizaram uma série de ensaios triaxiais com sucção controlada em um solo coluvionar/aluvião de arenito e observaram um acréscimo no ângulo de atrito interno (23,1° quando saturado e 29,6° com sucção de 400 kPa), resultando em uma envoltória de resistência ao cisalhamento não linear com comportamento hiperbólico. Segundo os autores, a não linearidade da envoltória pode estar associada à descontinuidade da distribuição do tamanho dos grãos e a característica dos vazios do solo.

A variação do ângulo ϕ^b em relação à sucção mátrica pode ser melhor entendida pela consideração em um vazio do solo onde a poropressão de água atua. Em baixos valores de sucção o corpo de prova permanece saturado com a fase água praticamente completa. Na saturação, a poropressão de água e a tensão normal total são referenciadas à pressão de ar externa. Neste caso os efeitos da poropressão de água e tensão normal total na resistência ao cisalhamento são caracterizadas pelo mesmo ângulo de atrito interno ϕ' . Portanto, um aumento na sucção mátrica produz o mesmo acréscimo na resistência ao cisalhamento quanto um aumento na tensão normal líquida. Com o aumento da sucção mátrica a água começa a fluir para fora dos vazios do solo e quando o valor de entrada de ar no solo $[(u_a - u_w)_b]$ é alcançado, o ar desloca a água do vazio do solo (início da desaturação), fazendo com que a fase água ocupe somente uma parte dos vazios do solo. A partir deste ponto, algum aumento na sucção mátrica não é tão efetivo quanto um aumento na tensão normal líquida no acréscimo da resistência ao cisalhamento do solo (Fredlund *et al.*, 1987).

2.3.7. Ângulo ϕ^b maior ângulo de atrito interno ϕ'

Um dos conceitos básicos da teoria da resistência dos solos não saturados levava em consideração que o valor do ângulo de ϕ^b sempre é inferior ao valor de ϕ' , ou no máximo igual. Entretanto, com a realização de pesquisas em diferentes tipos de solo começou-se observar uma situação diferente da esperada, onde, para alguns níveis de sucção o valor de ϕ^b é superior a ϕ' .

Os primeiros resultados indicando tal comportamento foram considerados com ressalvas, como por exemplo, os resultados apresentados por Abramento e Carvalho (1989) e Abramento e Pinto (1993). Estes pesquisadores encontraram envoltórias de resistência ao cisalhamento não lineares em função da sucção mátrica, para solo não saturado da camada superficial de colúvio, das escarpas da Serra Geral no estado de São Paulo. Considerando os ângulos de atrito interno encontrados, os autores analisam a resistência ao cisalhamento não saturada a partir do parâmetro χ de Bishop e observaram dispersão nos resultados, encontrando valores de χ superior a 1, o que segundo os autores não teria significado físico. Entretanto, um valor de χ superior a 1, de acordo com a equação 2.26, representa um valor de ângulo ϕ^b superior a ϕ' . Rohn e Villar (1995) também encontraram para solos brasileiros, para baixos valores de sucção, valores de α^b (análogo a ϕ^b) superiores a α' (análogo a ϕ').

Drumright (1989) apresenta uma envoltória de resistência ao cisalhamento obtida através de ensaios triaxiais drenado e com teor de umidade constante. Dependendo do ajuste considerado pelo autor para a envoltória de resistência ao cisalhamento saturada (ϕ'), o valor de ϕ^b , para baixos valores de sucção, é maior que o valor de ϕ' . O valor de ϕ' encontrado varia de 38,7° até 43,3°. Nos gráficos ϕ^b versus ε_a , para diferentes níveis de sucção, é possível observar valores de ϕ^b superiores a 40° chegando próximo a 60°.

Campos (1997) apresenta resultados de resistência ao cisalhamento em solos não saturados com a ocorrência de ϕ^b/ϕ' maiores que um (1), a baixos níveis de sucção. Segundo o autor, nenhuma explicação, fisicamente aceitável, foi encontrada para justificar tal tipo de resultado experimental.

Pereira (2006) e Feuerharmel (2007) encontraram valores de ϕ^b superiores a ϕ' para resultados de ensaios triaxiais e cisalhamento direto com sucção controlada, respectivamente, para um solo coluvionar de arenito.

Recentemente Guizelini *et al.*, (2011) apresentaram um gráfico da variação de $\tan \phi^b$ para níveis de sucção de 30 a 230 kPa para um solo com 45% silte, 30% argila e 25% de areia fina. A curva do gráfico apresenta valores de $\tan \phi^b$ de 0,4 a 1,0. Estes valores representam ângulos variando de 21,8° a 45°. O ângulo de atrito determinado para este material é 19,3°, ou seja, inferior aos valores de ϕ^b obtidos.

2.4. ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Considerações relacionadas às técnicas experimentais envolvendo os ensaios executados nesta pesquisa são sucintamente apresentadas em função de informações encontradas na literatura técnica.

Para o equipamento triaxial com sucção controlada são apresentados detalhes primordiais envolvendo a equalização da sucção dos corpos de prova, medidas de variação volumétrica e deformação axial.

Além dos equipamentos apresentados e discutidos neste item, há, conforme citado por Murray e Sivakumar (2010), uma série de outros equipamentos para determinação do comportamento dos solos não saturados, tais como *simple shear apparatus*, *ring shear apparatus*, teste

oedométrico com possibilidade de medidas de pressão lateral, além do ensaio triaxial verdadeiro com sucção controlada (Matsuoka *et al.*, 2002), entre outros.

Jotisankasa *et al.* (2007) destaca a necessidade do monitoramento dos principais parâmetros envolvidos na avaliação do comportamento do solo durante a execução do ensaio, sendo os principais: as tensões totais, sucção, grau de saturação e os diferentes componentes da deformação (cisalhamento e deformação volumétrica).

2.4.1. Aplicação de sucção – técnica de translação de eixos

A principal função da técnica de translação de eixos é a possibilidade de aplicar a sucção mátrica desejada para a execução do ensaio de laboratório pretendido. Esta técnica é bem difundida e tem sido aplicada em diversas pesquisas, como por exemplo, nos trabalhos de Bishop e em várias outras pesquisas: Rampino *et al.*, 1999; Aversa e Nicotera, 2002; Cabarkapa e Cuccoovillo, 2006; Thu *et al.*, 2006.

A técnica de translação de eixos é baseada na suposição que dois estados de tensões são completamente equivalentes, se estes são caracterizados pelo mesmo valor de tensão normal líquida. Nesta técnica, a tensão normal líquida e a sucção são controlados pela aplicação de uma pressão positiva e pelo acréscimo da pressão de ar e tensão total no mesmo valor. Desta forma o risco de cavitação é completamente eliminado.

A validade da técnica de translação de eixos foi verificada por Bishop e Blight (1963), que submeteram um corpo de prova ao cisalhamento, utilizando um valor de pressão de ar elevado ao redor do corpo de prova, com medidas de poropressão de água, e o outro ao cisalhamento, sobre as mesmas condições do anterior, mas com a pressão de ar atmosférica nos seus vazios. Os valores de resistência ao cisalhamento obtidos foram praticamente os mesmos.

2.4.2. Equipamento Placa de Pressão (Câmara de Equalização)

A placa de pressão (câmara de equalização), denominada na literatura (Fredlund e Rahardjo, 1993; Jucá, 1993, Oliveira, 2004) de “*Pressure Plate*”, consiste de uma pedra cerâmica de alto valor de entrada de ar, em uma câmara de pressão de ar, que encontra-se saturada e em contato com água no compartimento abaixo da pedra cerâmica de alto valor de entrada de ar.

O corpo de prova é colocado sobre a pedra cerâmica de alto valor de entrada de ar e a câmara é pressurizada na sucção mátrica desejada. A pedra cerâmica não permite a passagem de ar

desde que a sucção mátrica aplicada não exceda o valor de entrada de ar da pedra cerâmica (função do diâmetro dos poros). A aplicação da sucção mátrica no corpo de prova ocasionará fluxo de água para a linha de aplicação de pressão de água através da pedra cerâmica de alto valor de entrada de ar

Este equipamento é utilizado na determinação de curvas de retenção, através do controle da quantidade de água que varia do corpo de prova (considerando que não ocorra qualquer perda de solo durante o ensaio) durante a aplicação da sucção mátrica. Este controle é realizado pesando o corpo de prova de tempos em tempos até que, para o nível de sucção mátrica aplicada, não ocorram mais variações no seu peso.

De acordo com Cabarkapa e Cuccovillo (2006), o principal empecilho na utilização da câmara de equalização (*“pressure plate”*), para determinação da curva de retenção, é a impossibilidade de variação da tensão normal líquida durante o ensaio, impedindo simular corretamente as condições existentes no campo.

Em função da comprovada funcionalidade deste equipamento, esta pesquisa desenvolveu uma câmara de equalização com o intuito de equalizar os corpos de prova utilizados nos ensaios triaxiais com sucção controlada para a sucção mátrica definida para o ensaio.

2.4.3. Equipamento de Cisalhamento Direto

O equipamento de cisalhamento direto com sucção controlada consiste, basicamente, de uma caixa bipartida, onde o corpo de prova é instalado e adensado sobre uma tensão normal vertical. A execução dos ensaios para as condições saturada e não saturada diferenciam-se somente pela inundação dos corpos de prova para os ensaios saturados e pela aplicação de poropressões de ar e água, as quais devem ser controladas e mantidas, no ensaio não saturado.

Para o ensaios não saturados, a técnica de translação de eixos é utilizada para tornar possível a aplicação de valores de sucção superiores a 100 kPa. A caixa bipartida de cisalhamento fica localizada dentro de uma câmara pressurizada que serve para elevar a poropressão de ar a valores superiores a pressão atmosférica. A poropressão de água é controlada abaixo do corpo de prova, utilizando uma pedra de alto valor de entrada de ar.

A fase de cisalhamento deste ensaio, consiste do deslocamento horizontal da parte superior da caixa bipartida em relação a metade inferior. O corpo de prova é cisalhado ao longo de um plano horizontal, entre as metades superior e inferior da caixa de cisalhamento direto.

A principal vantagem dos ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada é a pequena espessura do corpo de prova possibilitando que o equilíbrio da poropressão de ar e água possa ser alcançado em um curto período de tempo e o menor tempo de duração do ensaio para chegar a ruptura. Além de ser possível realizar ensaios em direções de planos de fraquezas potenciais, tais como os planos de xistosidades em solos residuais, o que não ocorre em corpos de prova para ensaios triaxiais. Trabalhos executados por Escario e Saes, 1986; Gan *et al.*, 1988, Gan e Fredlund (1988), Jucá (1993), Fredlund e Rahardjo (1993), Campos e Carrilo, (1995), Feuerharmel (2007) entre outros, apresentam resultados de ensaios de cisalhamento direto para diferentes tipos de solo.

2.4.4. Equipamento Triaxial

Os ensaios triaxiais, tanto na condição saturada quanto na não saturada, são realizados em um corpo de prova cilíndrico, enclausurado por uma membrana de látex, instalados em uma câmara triaxial. Esta é preenchida com água e pressurizada com o intuito de se aplicar uma pressão confinante no entorno do corpo de prova. O corpo de prova é submetido a uma tensão axial através de um pistão de carregamento em contato com o topo do corpo de prova.

A aplicação da pressão de confinamento é considerada como a primeira fase do ensaio triaxial. O corpo de prova pode ter a drenagem de seus poros permitida (adensamento) ou não. Esta condição, de permissão ou não do adensamento, é utilizada como primeiro critério de definição de tipos de ensaios triaxiais. Para o caso de solos não saturados, a fase de equalização da sucção no corpo de prova, ocorre junto com a fase de consolidação.

A aplicação da tensão axial é considerada a segunda fase, fase de cisalhamento, do ensaio triaxial. A pressão confinante geralmente permanece constante durante o cisalhamento enquanto que a tensão axial é acrescida até que a ruptura seja alcançada. A tensão axial, geralmente atua como a tensão principal maior total (σ_1), na direção axial, enquanto a pressão confinante (isotrópica), atua como a tensão principal menor total (σ_3), na direção lateral, e a tensão principal intermediária total é igual a tensão principal menor total.

A condição de permissão ou não de drenagem dos vazios do solo, durante a fase de cisalhamento, é utilizada como segundo critério de definição dos tipos de ensaios triaxiais. Quando os vazios do solo são permitidos drenar, interna ou externamente ao corpo de prova, durante o cisalhamento, o ensaio é denominado drenado, quando não é permitida a drenagem dos vazios do solo, o ensaio é denominado não drenado. No caso de solos não saturados, as

fases ar e água, que preenchem os vazios do solo, podem apresentar diferentes condições de drenagem durante o ensaio.

A velocidade utilizada na fase de cisalhamento é um critério importante na execução de ensaios triaxiais drenados em solos saturado e não saturados, esta deve ser tal que permita a equalização da poropressão através do corpo de prova, sem gerar excesso de poropressão. Como um solo não saturado é muito menos permeável (assim como o disco de alto valor de entrada de ar), para permitir o fluxo de água para fora do corpo de prova, a velocidade de ensaio deve ser mais lenta (Bishop e Blight, 1963).

Rampino *et al.* (1999), separam o procedimento de ensaio em três fases: (i) equalização, onde o corpo de prova é submetido a sucção e tensão normal líquida de ensaio, (ii) compressão isotrópica (adensamento), onde a tensão normal líquida de ensaio é aplicada, permanecendo constante até que não ocorram mais variações no teor de umidade e que o excesso de poropressão de água esteja dissipado; (iii) cisalhamento, onde pode-se seguir qualquer trajetória de tensão em condições drenadas ou não drenadas.

2.4.4.1. Tipos de ensaio triaxiais com sucção controlada

Vários procedimentos de ensaios triaxiais são utilizados, para solos não saturados, baseados nas condições de drenagem determinadas para a primeira e para a segunda fase do ensaio triaxial.

As condições de ensaios, drenados ou não, em um ou ambos os poros e em uma ou ambas as fases, são as condições que definem os procedimentos dos testes triaxiais. A Tabela 2.3 apresenta um resumo das condições de drenagem nas fases de consolidação e de cisalhamento.

Tabela 2.3. Diferentes tipos de ensaios triaxiais para solos não saturados (Fredlund e Rahardjo, 1993).

Tipos de Ensaios	Adensamento antes da Fase de Cisalhamento	Drenagem		Fase de Cisalhamento		
		u_a	u_w	u_a	u_w	ΔV
Adensado e Drenado	SIM	SIM	SIM	C	C	M
Teor de Umidade Constante	SIM	SIM	NÃO	C	M	M
Adensado e Não Drenado	SIM	NÃO	NÃO	M	M	--
Compressão Não Drenada	NÃO	NÃO	NÃO	--	--	--
Compressão Não Confinada	NÃO	NÃO	NÃO	--	--	--

M = medido; C = controlado

Nos ensaios drenados, a poropressão é controlada em um determinado valor durante o cisalhamento, qualquer excesso de poropressão causado por carregamento é dissipado permitindo-se a drenagem interna ou externamente ao corpo de prova. A poropressão na ruptura é conhecida, já que esta é controlada e as variáveis de estado de tensões na ruptura são utilizadas para analisar os dados de resistência ao cisalhamento. Nos ensaios não drenados, o excesso de poropressão devido ao carregamento cresce durante o cisalhamento, tendo em vista que não se permite a drenagem dos poros durante o cisalhamento. Se a variação da poropressão durante o cisalhamento é medida, a poropressão na ruptura é conhecida e as variáveis de estado de tensões podem ser determinadas (Fredlund e Rahardjo, 1993).

2.4.4.2. Pesquisa envolvendo equipamentos triaxiais com sucção controlada

Romero *et al.* (1997), desenvolveram um novo equipamento triaxial que possibilita aplicar trajetórias de tensão, sucção e temperatura. A sucção mátrica é aplicada através da técnica de translação de eixos. A característica deste sistema é a possibilidade de aplicar, de forma independente ou simultânea, pressões de ar e água, requerida para o controle de sucção, em ambas as extremidades do corpo de prova. Para isso são utilizadas, em ambos os lados do corpo de prova, uma combinação de duas pedras porosas, uma comum conectada a pressão de ar e uma de alto valor de entrada de ar conectada a pressão de água. Esta situação possibilita a aplicação dos dois fluidos ao mesmo tempo, assegurando um tempo de equalização menor, apresentando grande vantagem quando o ensaio é realizado em solos de baixa permeabilidade. Um sistema de inundação de ar difuso é utilizado em conjunto com o indicador de variação de água com o intuito de percolar água pelo sistema e medir o volume de ar difuso. Os deslocamentos axiais são medidos internamente utilizando dois transdutores LVDT miniatura, colados na membrana em lados opostos do corpo de prova cobrindo a parte central do corpo de prova. A deformação radial é medida em lados diametralmente opostos do corpo de prova, através de um sistema a laser elétrico/ótico de grande faixa de alcance, montado no lado de fora da câmara triaxial.

Aversa e Nicotera (2002) realizaram sua pesquisa em uma câmara triaxial com sucção controlada baseada na câmara apresentada por Bishop e Wesley (1975). A câmara é preenchida com ar, a sucção controlada pela técnica da translação de eixos, as deformações axiais determinadas a partir de medidas externas através de um LVDT e as deformações radiais determinadas com a técnica da câmara interna (“*inner cell*”). A poropressão de água é

controlada na base do corpo de prova, através do sistema de drenagem, utilizando uma pedra de alto valor de entrada de ar, localizada em um orifício circular do pedestal.

Thu *et al.* (2006) realizaram uma série de ensaios triaxiais drenados (CD) e com teor de umidade constante (CW), em um equipamento triaxial modificado, semelhante ao equipamento descrito por Fredlund e Rahardjo (1993). Este equipamento permite o controle das poropressões de ar e água através da técnica de translação de eixos.

2.4.4.3. Variação volumétrica em ensaios triaxiais não saturados

A variação de volume durante ensaios triaxiais com sucção controlada é essencial para a análise do comportamento mecânico de um solo. A correta determinação da variação volumétrica de corpos de prova na condição não saturada é mais difícil e complicada do que a determinação em corpos de prova na condição saturada. Nos solos saturados, a variação de volume total do corpo de prova é geralmente assumida como igual a variação de volume de água dos corpos de prova (assumindo que a água é incompressível) e pode ser medida com relativa facilidade. Entretanto, nos solos não saturados o volume total abrange dois componentes: variação no volume de ar e variação no volume de água nos espaços vazios do solo (Ng *et al.*, 2002).

A determinação da variação de volume de ar, durante um ensaio triaxial com sucção controlada, pode ser realizada através da diferença entre a variação de volume total e a variação de volume de água.

Uma das formas de se determinar a variação de volume em solos não saturados pode ser obtida através da determinação da variação de volume da câmara triaxial. Para tal, a câmara triaxial deve estar completamente preenchida com água (ou outro fluido) sendo, também, necessária uma série de correções e cuidados.

A variação de volume também pode ser determinada através de medidas diretas de deformação axial e radial no corpo de prova. A resolução requerida das medidas de variação de volume é calculada com a premissa que a deformação volumétrica seja tão precisa quanto a deformação axial, tendo em vista que estas duas deformações são utilizadas no cálculo da área da seção transversal do corpo de prova e no cálculo na deformação lateral. Portanto é razoável

requerer que a acurácia das medidas de deformação volumétrica e axial sejam as mesmas Lade (1988).

Clayton e Khatrush (1986), desenvolveram transdutores de deslocamentos baseados no Efeito Hall. O princípio de funcionamento destes dispositivos consiste do deslocamento de uma placa metálica/semicondutor, pelo qual passa uma corrente elétrica, através de um campo magnético onde as linhas de fluxo são dirigidas perpendicularmente a placa e a corrente. As cargas elétricas são desviadas de tal forma de que uma voltagem é produzida através desta mesma placa semicondutora, na direção normal ao sentido da corrente elétrica. O deslocamento de ímãs paralelos ou normais sobre a face da placa semicondutora acarreta variações nas leituras da ordem de vários volts. A relação entre os valores de voltagens de saída e o movimento relativo pode ser estabelecida através de calibração utilizando, por exemplo, um micrômetro.

Bica *et al.* (1994), apresentam, resumidamente, o princípio de funcionamento de um transdutor de deslocamento baseado em sensores de Efeito Hall, este transdutor mede o deslocamento relativo entre duas sapatas, as quais são fixadas à membrana do corpo de prova do ensaio triaxial. Neste, um sensor de Efeito Hall encontra-se encapsulado em uma caixa metálica, uma haste (presa a um arame) suporta esta caixa, pressionando-a levemente contra um pino de teflon. O arame contém um suporte, o qual é colado a uma das sapatas. O pino de teflon e um par de ímãs permanentes são fixados à outra sapata. Em cada ensaio, dois transdutores devem ser instalados no corpo de prova, em posição diametralmente oposta.

Bressani (1990) desenvolveu um transdutor de deslocamento radial baseado em sensores de Efeito Hall. Este instrumento contém um anel bipartido, com uma extremidade rotulada e a outra aberta. Este anel é vinculado ao corpo de prova por duas sapatas, as quais são fixadas à membrana em posição diametralmente oposta. Quando o corpo de prova se deforma radialmente, as sapatas deslocam a extremidade aberta do anel. Nesta extremidade, um lado contém um sensor de Efeito Hall encapsulado enquanto o outro, um par de ímãs permanentes.

Clayton *et al.* (1989) apresentaram quatro configurações básicas de utilização de sensores e ímãs utilizadas em instrumentação geotécnica na Universidade de Surrey: (a) *single magnet, head on*; (b) *doublé magnete, bi-polar slide-by*; (c) *single magnete: bi-polar slide-by, with pole pieces*; (d) *tandem double magnet bi-polar slide-by*. As configurações “b”, “c” e “d” utilizam dois pólos magnéticos, ou pela utilização de dois ímãs (com norte/sul paralelos) ou

pela extensão dos pólos em direção ao sensor através de um metal com características magnéticas (“*pole pieces*”). O sensor de Efeito Hall é deslocado de tal modo, que os ímãs passem primeiro por um pólo e então pelo pólo oposto. A principal vantagem da utilização destas disposições de ímãs em relação ao sensor é a possibilidade de produzir voltagens de saída com porções lineares nas curvas com relação ao deslocamento.

Rifa *et al.* (2002), realizaram uma comparação entre os resultados de variação volumétrica obtidos através de duas técnicas distintas. A primeira, baseada na determinação da variação fluido confinante da câmara triaxial através, de um GDS controlador de pressão e volume (GDS *Instrumentos Ltd.* 1995) que possibilita um controle de $\pm 1,735 \text{ cm}^3$. Para este método é necessário um longo processo de calibração incluindo a expansão imediata da câmara causada pela aplicação da pressão, o comportamento frente ao *creep* da câmara e possíveis vazamentos de água. A segunda técnica consiste da determinação do volume a partir do processamento de imagens, esta é realizada pelo registro fotográfico através da câmara triaxial transparente durante a execução do ensaio utilizando uma câmera digital controlada por computador. Na comparação dos resultados obtidos, os autores encontraram uma diferença máxima, entre os métodos, abaixo de 8% para várias condições e estágios do ensaio triaxial.

Segundo Cabarkapa e Cucovillo (2006), os métodos mais bem aceitos, para determinação de volume são: a partir da câmara interna (“*inner cell*”) e medidores de deformação locais. Na técnica que utiliza instrumentação de deformação axial e radial, diretamente no corpo de prova, o volume total do corpo de prova é determinado utilizando medidas de deformação e possibilita valores com acurácia da variação volumétrica.

Alva-Hurtado e Selig (1981) apresentam uma revisão de alguns dispositivos para determinação da variação volumétrica em ensaios triaxiais, dando maior ênfase aos dispositivos com transdutores elétricos, que permitem a aquisição automática de dados. Dentre os dispositivos de maior interesse para esta pesquisa cita-se a utilização de uma bureta graduada e calibrada contendo um menisco formado por dois fluidos imiscíveis, sendo um deles água, o outro podendo ser óleo, parafina, querosene ou silicone. O movimento do menisco devido ao fluxo do fluido através do tubo indica a variação de volume ocorrendo no corpo de prova, podendo ser medido através da sua localização inicial e final na bureta graduada.

Jotisankasa *et al.* (2007), utilizaram medidores de deformação locais para estimar a variação de volume total durante os ensaios. A deformação axial do corpo de prova foi determinada utilizando um par de dispositivos de deformação local. A deformação radial foi medida utilizando-se um LVDT, conectado a um cinto metálico preso na metade da altura do corpo de prova. Este cinto metálico foi desenvolvido para ser leve e permitir medidas de deformação radial (Δr) de valores muito baixos até elevados. A curvatura introduzida na armadura do LVDT através de um arame de aço inoxidável, permite alcançar altos valores de deformação sem interferência do cinto metálico. A determinação do volume foi realizada através da suposição de que o corpo de prova se deforme como um cilindro, sendo:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_a + 2\varepsilon_r \quad (2.53)$$

Onde: $\varepsilon_r \Rightarrow$ deformação radial;

$\varepsilon_a \Rightarrow$ deformação axial;

A Tabela 2.4. apresenta vantagens e desvantagens de uma série de métodos de variação volumétrica avaliados por Geiser *et al.* (2000).

Tabela 2.4. Comparação de diferentes métodos de determinação da variação volumétrica (Geiser *et al.*, 2000)

Método	Vantagens	Desvantagens	Erro Absoluto		
			Variação de volume (cm ³)	Deformação Volumétrica (%)	
A1	Câmara triaxial padrão	Utilização de uma câmara triaxial comum sem modificações	Método indireto que envolve um longo processo de calibração	0,45	2,2 x 10 ⁻³
A2	Câmara com cilindro interno aberto	Reduz variações de volume indejadas que ocorrem em A1 com a pressão de confinamento imposta a ambos os lados do cilindro interno Minimiza o volume do cilindro interno aumentando a acurácia em comparação com A1	Método indireto que envolve um longo processo de calibração Não é possível a automatização das leituras	0,21 0,1	0,8 x 10 ⁻³ 10 ⁻³
A3	Câmara triaxial de parede dupla	idem A2 Possibilita leituras contínuas	Método indireto que envolve um longo processo de calibração	0,6 a 1,02	0,6 x 10 ⁻³ a 10 ⁻²
B1	Tanque de controle de ar	Medidas diretas ou imposição de volume de ar Possibilita leituras contínuas	O volume de ar é influenciado pela temperatura e pressão atmosférica Vazamentos de ar não detectáveis	2,2	1,1 x 10 ⁻² mais um volume de 2 a 3 cm ³ por dia devido a vazamento de ar
B2	Tanque de controle de ar e água	idem B1 Minimiza o volume de ar	idem B1 mas de menos importância	2,2	1,1 x 10 ⁻³ mais um volume de 0,2 cm ³ por dia devido a vazamento de ar
C1	Sensores de Efeito Hall (medidas de deformação radial)	Medidas diretas do corpo de prova Possibilita leituras contínuas	Para medidas diretas de pequena deformação Problemas de acurácia para deformação em forma de barril em corpos de prova equipado com um medidor de deformação radial Colocação dos sensores no corpo de prova é delicada e requer um corpo de prova com alguma rigidez	Não definido	
C2	Laser	Medidas diretas do corpo de prova sem contato Possibilita leituras contínuas Medidas do perfil do corpo de prova em toda sua extensão Possibilita leituras em toda a volta do corpo de prova	Alto custo e longo processo de calibração para se obter medidas com acurácia	Não definido	0,7 x 10 ⁻⁴
C3	Processamento de imagem	Medidas diretas do corpo de prova sem contato Possibilita leituras contínuas Processo de calibração controlado pelo computador	Não é válido para corpos de prova assimétricos quando utiliza-se uma única camera	0,25	10 ⁻³

Em relação aos principais problemas nas técnicas de determinação de variação volumétrica Davis (1972) *apud* Alva-Hurtado e Selig (1981) cita como principais desvantagens a utilização de buretas para determinação da variação volumétrica: (i) a resolução e a faixa têm

efeitos opostos entre eles, buretas com grande faixa de valores comprometem a resolução da medida de pequenas variações de volume, já buretas com grande resolução (tubos finos), devem ser muito compridas para proporcionar uma faixa de valores razoável; (ii) contaminação das paredes do tubo, quando se utiliza outro fluido fazendo com que o menisco apresente comportamento deficiente na variação do menisco, dificultando leituras na bureta com acurácia necessária; (iii) leituras feitas visualmente, quando não há o registro automático da variação de volume. No mesmo trabalho os autores apresentam dispositivos que possibilitam medidas do nível do menisco, dentre os quais, o de maior interesse nesta pesquisa, é o medidor diferencial de pressão, que consiste de um transdutor de pressão diferencial conectado na extremidade inferior da bureta, que contém os fluidos de densidade diferentes. A movimentação do menisco dentro do tubo irá ocasionar variações nas leituras do transdutor.

Segundo Clayton e Khatrush (1986) e Clayton *et al* (1989) a principal necessidade em se utilizar instrumentos de medidas de deformações diretas em corpos de prova são os erros significativos que ocorrem em medidas de deformações axiais convencionas, ou seja, externa à câmara triaxial. Estes erros ocorrem principalmente devido a dois efeitos: (i) compressão da célula de carga, das pedras porosas, a base da câmara e os papéis filtro devido ao carregamento axial; (ii) contato entre o corpo de prova e o pedestal não são perfeitamente lisos e alinhados.

A sensibilidade do dispositivo, de medida direta de deformação do corpo de prova, pode ser afetada pelo desalinhamento das armações. Segundo Clayton *et al.* (1989), quando o desalinhamento entre as duas partes do dispositivo é de 5°, a variação na sensibilidade é de aproximadamente 1,25% em relação a sensibilidade do aparelho quando devidamente alinhado.

Para evitar ou mitigar alguns dos problemas apresentados acima, encontra-se na literatura, sugestões de correções, calibrações e cuidados nos dispositivos de variação volumétrica, como as exigências operacionais para os dispositivos de variação volumétrica desenvolvidos citadas por Lade (1988), sendo as mais importantes:

(1) O dispositivo deve produzir uma relação linear entre a variação de volume e as leituras realizadas.

(2) variações na contra pressão deve resultar em variações mínimas nas leituras e na calibração do dispositivo. Pequenas variações são inevitáveis em função da flexibilidade dos tubos de drenagem, encaixes e válvulas e estes são expostos a contra pressão.

(3) o dispositivo deve estar exposto a condições ambientais boas e temperatura mantida estável para evitar leituras incorretas em ensaios de longa duração. Buretas de plásticos e diafragmas podem apresentar deformação por “*creep*” quando expostos a pressões diferenciadas.

(4) o dispositivo deve ser projetado para evitar perda de água causada por vazamentos, evaporação ou difusão através dos diafragmas.

(5) possuir o menor número de partes móveis, as quais podem causar atrito ou resistência ao movimento, levando a uma operação insatisfatória.

(6) não deve apresentar histerese, se a direção do fluxo muda.

(7) deve ser possível determinar as leituras por um “*data logger*” e de forma direta. Uma série de problemas (desde conexões elétricas incorretas até mau funcionamento do “*data logger*”) pode ocorrer durante o ensaio, especialmente, no início da automatização do equipamento triaxial.

(8) o dispositivo deve estar em base firme, evitando que as leituras sejam afetadas por vibrações, independente de seu arranjo estar ligeiramente fora do prumo.

(9) as leituras não devem ser afetadas por contaminação, corrosão e presença de partículas de solo as quais podem entrar no dispositivo. Deve-se limpar e remontar o dispositivo antes de cada ensaio.

No desenvolvimento de transdutores de deslocamentos axiais e radiais baseados em sensores de Efeito Hall, Clayton *et al* (1989) citam alguns fatores que devem ser levados em consideração para que estes atinjam um bom rendimento: (i) reduzir/evitar, atrito e/ou folga em qualquer suporte utilizado no design do transdutor; (ii) redução do tamanho, com o intuito de assegurar que os dispositivos, axial e radial, possam ser utilizados em corpos de prova de dimensões menores, além de reduzir o peso próprio da estrutura e por consequência reduzir forças laterais do corpo de prova; (iii) garantir um bom contato entre o dispositivo e o corpo de prova, minimizando a influência de qualquer tipo de rotação que venha a influenciar nas

medidas de deformações; (iv) flexibilidade e incompressibilidade dos cabos elétricos utilizados.

Para a utilização do método de determinação da variação volumétrica do corpo de prova através da variação de volume do fluido da câmara triaxial é necessário uma calibração bem criteriosa. Mesmo assim encontram-se vários problemas com a utilização desta técnica, tais como, a expansão/contração da câmara, dos tubos e conexões, e do fluido confinante (geralmente água) devido a variação de temperatura e pressão, a ocorrência de *creep* sobre uma pressão constante e possíveis vazamentos de água. A acurácia deste método é relacionada diretamente com a qualidade das calibrações, as quais são difíceis de serem realizadas com grau de acurácia necessário. A variação de volume aparente pode ser dividida em três partes: (i) variação de volume imediata devido a variação da pressão confinante na câmara triaxial; (ii) variação de volume cíclica devido a variação de temperatura; (iii) um acréscimo na variação de volume devido ao *creep* da membrana e do alumínio da câmara.

Sivakumar *et al.* (2006) citam que, problemas de absorção de água pelo acrílico e efeitos da variação de temperatura nos ambientes de teste, tem sido superados com sucesso, em equipamentos que determinam a variação de volume a partir da variação do fluido confinante da câmara interna. Uma das formas utilizada é através da calibração da câmara.

Ng *et al.* (2002) realizaram uma série de procedimentos de calibração para investigar a possibilidade de variação de volume aparente do corpo de prova. As calibrações foram realizadas em um corpo de prova “falso” de característica rígida. Os procedimentos adotados foram: (i) aumento da pressão confinante para um valor predeterminado mantendo este acréscimo da pressão confinante por uma semana ou mais; (ii) durante o período de duração do teste de calibração as variações nas medidas de volume devido mudança da temperatura foram medidas pelo transdutor de pressão diferencial; (iii) a avaliação dos efeitos da variação da temperatura no dispositivo foi realizada sem um controle prévio de temperatura no laboratório durante o ensaio de calibração, sendo o comportamento cíclico observado na calibração é função da oscilação diária da temperatura de ± 2 °C. Para correção foi definida uma equação de ajuste de forma a representar o acréscimo da variação de volume aparente devido ao *creep* na membrana e no alumínio da câmara triaxial. Desta forma a variação de volume aparente devido a variação de temperatura pode ser obtida subtraindo o *creep*, p assumidamente linear com o tempo, da variação de volume total aparente; (iv) um acréscimo no nível de água para um dado movimento na câmara interna é dependente da área efetiva do

pistão de carga. Desde que o pistão de carga seja fixo, a variação do volume aparente pode ser calibrado pelo movimento da base do pedestal (incluindo a câmara interna) a uma velocidade controlada e então são realizadas medidas de variação no nível de água na câmara interna através do transdutor de pressão diferencial.

2.4.5. Equipamento *Hollow Cylinder*

O desenvolvimento do equilíbrio entre as partículas do solo conduz a possíveis faixas de estrutura. Estas condições, que se aplicam durante o processo de orientação e a configuração dos contatos das partículas, são as que comandarão a resposta do solo durante a variação nas tensões ou deformações.

Em muitas análises envolvendo os solos, devido a variação da inclinação da tensão principal que se observa ao longo da superfície de ruptura, há grandes diferenças no valor da resistência mobilizada ao longo da superfície. É difícil definir um valor correto equivalente aos parâmetros de resistência ao cisalhamento isotrópico para utilizar em análises, como consequência acaba-se utilizando valores super ou subestimados de resistência ao cisalhamento nas análises realizadas.

Outro ponto importante, está relacionado à quantidade de solos que apresentam determinado grau de anisotropia. Seu comportamento mecânico apresenta determinado grau de dependência da direção a qual são aplicadas variações de tensão ou deformação.

A anisotropia inerente de certos materiais se desenvolve como resultado do processo de deposição de solos sedimentares e/ou pelas características dos grãos do solo. A redistribuição e reorientação das partículas durante adensamento ou outro processo que aplicação de tensão resulta em outro tipo de anisotropia, chamada de anisotropia induzida. Na realidade muitos solos sedimentares sofrem ambos os processos e têm sua anisotropia definida pela combinação de ambos os tipos de anisotropia. (Rolo, 2003).

Muitos equipamentos de ensaios de laboratório tentam simular estas condições, mas o único que possibilita o controle da magnitude e da direção das tensões principais é o *hollow cylinder*. Através da utilização deste equipamento é possível obter o controle independente de quatro parâmetros do estado de tensões: a tensão normal efetiva média, a tensão cisalhante sobre um determinado plano, a grandeza da tensão efetiva principal intermediária e a rotação da direção desta tensão. Desta forma, torna-se possível a individualização do efeito de cada

parâmetro do estado de tensões no comportamento geotécnico do solo, de extrema importância no estudo do comportamento tensão-deformação de materiais com anisotropia. Pela sua versatilidade, visto que é o equipamento de laboratório mais completo na simulação de condições de campo, sua utilização vem sendo cada vez mais freqüente em todo mundo.

No equipamento *hollow cylinder* (HCA) os corpos de prova são submetidos a uma carga axial, torque e pressões externa e interna, sendo também possível medir a poropressão de água e aplicar contra pressão. Desta forma, com o controle independente das tensões limites, os valores da variação da direção principal α e o parâmetro de influência da tensão principal intermediária b podem ser controladas, assim é possível estudar uma ampla faixa (drenada e não drenada) de trajetória de tensões que simulem situações reais de campo.

Em ambientes geológicos onde a sedimentação ocorreu no sentido da gravidade espera-se que os ângulos α , e b sejam nulos (alinhados com o as direções horizontal e vertical). Além disso, para sedimentos normalmente adensados a tensão vertical é maior que a horizontal, sendo, $\sigma_z = \sigma_1$ e $\sigma_h = \sigma_2 = \sigma_3 < \sigma_z$. Já para sedimentos “altamente” pré-adensados, $\sigma_h > \sigma_v$ e $\sigma_h = \sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3 = \sigma_v$. Com o objetivo de expressar as variações de magnitude da tensão intermediária principal adota-se a seguinte relação:

$$b = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad (2.54)$$

Utilizando esta definição é possível observar que para o caso de solos sedimentares normalmente adensados, $b = 0$ e $\alpha = 0^\circ$, e para o caso de solos sedimentares pré-adensados $b = 1$ e $\alpha = 90^\circ$.

Segundo Rolo (2003) o acréscimo do valor do parâmetro b parece resultar em um acréscimo na resistência ao cisalhamento drenada e na rigidez do solo até atingindo o pico próximo a condições de deformação plana, permanecendo constante ou apresentando uma pequena redução após o pico. Já para condições não drenadas, altos valores do parâmetro b resultam em um comportamento fofo e dúctil, situação acentuada para valores $\alpha > 90^\circ$.

A interpretação das tensões e deformações no ensaio *hollow cylinder* são realizadas através da consideração do corpo de prova como um elemento deformando como um cilindro. Como as tensões variam na extensão do corpo de prova é necessário trabalhar em termos de valores de

tensão e deformação médios. Hight *et al.* (1983) propuseram as seguintes expressões para calcular as tensões médias (utilizando coordenadas polares), ilustradas na Figura 2.12:

$$\sigma_z = \frac{W}{\pi.(r_0^2 - r_i^2)} + \frac{p_0 r_0^2 - p_i r_i^2}{r_0^2 - r_i^2} \quad (2.55)$$

$$\sigma_r = \frac{p_0 r_0 - p_i r_i}{r_0 - r_i} \quad (2.56)$$

$$\sigma_\theta = \frac{p_0 r_0 + r_i}{r_0 + r_i} \quad (2.57)$$

$$\tau_{\theta z} = \frac{3M_T}{r_0 - r_i} \quad (2.58)$$

Onde : $\sigma_z \Rightarrow$ Tensão axial média;

$\sigma_\theta \Rightarrow$ Tensão circunferencial média;

$\sigma_r \Rightarrow$ Tensão radial média;

$\tau_{\theta z} \Rightarrow$ Tensão cisalhante média;

$M_T \Rightarrow$ Torque aplicado;

$W \Rightarrow$ Força axial;

$p_0 \Rightarrow$ Pressão confinante externa;

$p_i \Rightarrow$ Pressão confinante interna;

$r_0 \Rightarrow$ Raio externo;

$r_i \Rightarrow$ Raio interno;

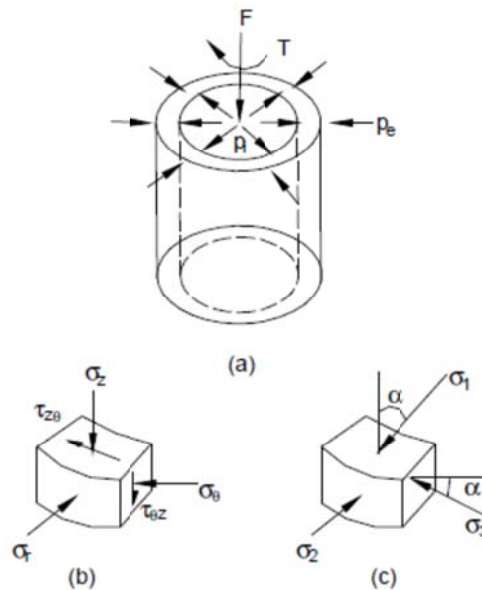


Figura 2.12. Estado de tensões em um elemento de corpo de prova do ensaio *hollow cylinder* sujeito à carga axial F , torque T , pressão interna p_i e pressão externa p_e : (a) corpo de prova *hollow cylinder*; (b) tensões normais e de cisalhamento em um elemento na parede do corpo de prova; (c) tensões principais em um elemento na parede do corpo de prova

As tensões axial e circunferencial médias (σ_z e σ_θ) são válidas independente da lei constitutiva do material porque estas são deduzidas a partir de considerações de equilíbrio, já as expressões utilizadas para o cálculo da tensão cisalhante e da tensão radial média são baseadas em condições elástica ou elasto-plástica.

Para deformações médias Hight *et al.* (1983) propuseram as seguintes expressões:

$$\varepsilon_z = \frac{w}{l_0} \quad (2.59)$$

$$\varepsilon_\theta = -\frac{u_0 + u_i}{r_{0z} + r_{iz}} \quad (2.60)$$

$$\varepsilon_r = \frac{u_0 - u_i}{r_{0z} - r_{iz}} \quad (2.61)$$

$$\gamma_{\theta z} = \frac{2\theta(r_0^3 - r_i^3)}{3H_0(r_0^2 - r_i^2)} \quad (2.62)$$

Onde: $\varepsilon_z \Rightarrow$ Deformação axial média;

$\varepsilon_\theta \Rightarrow$ Deformação circunferencial média;

$\varepsilon_r \Rightarrow$ Deformação radial média;

$\gamma_{\theta z} \Rightarrow$ Deformação cisalhante média;

$w \Rightarrow$ Deformação axial com relação ao comprimento;

$H_0 \Rightarrow$ Altura inicial da amostra;

$\theta \Rightarrow$ Deformação circunferencial angular (medida em radianos);

u_0 e $u_i \Rightarrow$ Deformações radiais da parede externa e interna;

r_{0z} e $r_{iz} \Rightarrow$ Raio inicial da parede externa e interna;

O HCA tem sido amplamente utilizado em pesquisas envolvendo engenharia geotécnica. Algumas de suas principais aplicações envolvem a identificação e avaliação dos impactos (i) da tensão principal intermediária e (ii) da direção das tensões principais no comportamento mecânico de corpos de provas ensaiados em diferentes condições iniciais de ensaio e diferentes trajetórias de tensões. Estas características do equipamento possibilitam reproduzir em laboratório o comportamento do solo investigado em ampla gama de situações de campo.

O HCA vem sendo utilizado no estudo do comportamento mecânico de argilas (Prashant e Penumadu, 2005), siltes (Zdravkovic e Jardine, 2001) e areias (Kelly e Naughton, 2005, Brown e Richardson, 2004). As pesquisas nestes materiais têm sido focadas principalmente na influência (i) da anisotropia inerente e da anisotropia induzida devidas à aplicação de tensões (Rolo 2003, Nishimura, 2005, Zdravkovic e Jardine, 2001), (ii) da rotação das tensões

principais (Figuroa e Saada 1994, Sivathayalan e Vaid, 2002, Lin e Penumadu 2005, Silveira 2008), (iii) das não uniformidades nos corpos de prova (Hight *et al.*, 1983, Vaid *et al.*, 1990, Saada, 1988, Zdravkovic e Potts, 2005), (iv) do comportamento mecânico em pequenos níveis de deformação e altos níveis de tensão (d'Onofrio *et al.*, 1999), (v) solo coluvionar (Silveira, 2008) Na pesquisa bibliográfica realizada não foram encontradas referências sobre o comportamento mecânico de solos não saturados utilizando o HCA.

A principal desvantagem atribuída ao equipamento *hollow cylinder* está relacionada a não uniformidades de tensões e deformações induzidas por restrições de extremidades e a curvatura dos corpos de prova. Segundo Rolo (2003) a complexidade envolvida nos ensaios *hollow cylinder* faz com que seja restrito o uso de muitos corpos de prova de areia e em alguns corpos de prova de argila. Outra desvantagem está associada aos procedimentos de moldagem dos corpos de prova, onde vários estudos realizados na avaliação da anisotropia inerente nos solos granulares indicam diferentes métodos de moldagem, com a mesma densidade inicial, apresentam diferenças significativas no comportamento resistente obtido durante o ensaio.

2.5. PREVISÃO DE COMPORTAMENTO MECÂNICO A PARTIR DA CURVA DE RETENÇÃO

Conforme discutido anteriormente, ainda atualmente, as técnicas experimentais utilizadas para a caracterização dos solos não saturados demandam um grande período de tempo e necessitam pessoal e técnicas muito especializadas. Esta foi uma das razões que a partir da década de 1990 algumas pesquisas começaram a direcionar esforços em métodos que possibilitassem a previsão de algumas das propriedades básicas do solo. Em termos de resistência ao cisalhamento do solo na condição não saturada os primeiros trabalhos foram os apresentados por Fredlund *et al.* (1995), Fredlund *et al.* (1996) e Vanapalli *et al.* (1996).

De maneira geral os métodos para estimativa da resistência ao cisalhamento tem se baseado em parâmetros de resistência ao cisalhamento saturados (ϕ' e c') e na curva de retenção do solo. As equações de previsão são baseadas em diferentes princípios sendo o mais comum a equação de resistência ao cisalhamento de solos não saturados de Fredlund (Equação 2.17), por ser a metodologia mais utilizada na interpretação dos resultados dos ensaios para a determinação da resistência ao cisalhamento não saturada.

Algumas das premissas os quais são baseadas as equações de previsão de comportamento mecânico: (i) micromecânica (Lamborn 1986 *apud* Vanapalli e Fredlund 1999), (ii) modelo de ajuste da curva de retenção (Vanapalli *et al.* 1996), (iii) valores de grau de saturação residual (Vanapalli *et al.*, 1996), (iv) grau de saturação (Oberge e Sallfour, 1997), (v) valor de entrada de ar da curva de retenção (Khallili e Khabbaz, 1998), (vi) grau de saturação e de entrada de ar da curva de retenção (Rassam e Cook, 2002), (vii) formulações matemáticas (Shen e Yu, 1996 *apud* Vanapalli e Fredlund, 1999).

Algumas das principais equações de previsão de resistência ao cisalhamento de solos não saturados encontradas na literatura são apresentadas na seqüência:

Lamborn (1986) *apud* Vanapalli e Fredlund (1999) propôs uma equação de ajuste baseado na micromecânica considerando como parâmetro de entrada o valor do teor de umidade volumétrico (Θ_w) para a sucção de interesse:

$$\tau = c' + [(u_a - u_w) \cdot \Theta_w] \cdot \tan\phi' + (\sigma - u_a) \cdot \tan\phi' \quad (2.63)$$

Shen e Yu (1996) *apud* Vanapalli e Fredlund (1999) propuseram duas equações definidas a partir de um ajuste hiperbólico considerando como parâmetros de entrada um ângulo de resistência ao cisalhamento relacionado à sucção (α) e o valor de resistência último em função da contribuição da sucção.

$$\tau = c' + \left[(u_a - u_w) \cdot \left(\frac{1}{1 - (u_a - u_w)_d} \right) \right] \cdot \tan\phi' + (\sigma - u_a) \cdot \tan\phi' \quad (2.64)$$

$$\tau = c' + \left[(u_a - u_w) \cdot \left(\frac{1}{\cot\alpha - \frac{(u_a - u_w)}{\beta_1}} \right) \right] \cdot \tan\phi' + (\sigma - u_a) \cdot \tan\phi' \quad (2.65)$$

Onde : $(u_a - u_w)_d \Rightarrow$ sucção;

$\beta_1 \Rightarrow$ valor último da contribuição da resistência ao cisalhamento com a sucção;

$\alpha \Rightarrow$ ângulo inicial da resistência ao cisalhamento com respeito a sucção;

Fredlund *et al.* (1996) e Vanapalli *et al.* (1996) desenvolveram uma equação não linear que leva em consideração valor do grau de saturação da curva de retenção elevado por um parâmetro de ajuste (κ).

$$\tau = c' + [(u_a - u_w) \cdot S^\kappa] \cdot \tan\phi' + (\sigma - u_a) \cdot \tan\phi' \quad (2.66)$$

Vanapalli *et al.* (1996) apresentam uma equação de ajuste considerando o valor do grau de saturação residual (S_r)

$$\tau = c' + \left[(u_a - u_w) \cdot \left(\frac{S - S_r}{S_s - S_r} \right) \right] \cdot \tan\phi' + (\sigma - u_a) \cdot \tan\phi' \quad (2.67)$$

Oberg e Sallfors (1997) apresentaram uma equação similar a de Bishop considerando somente o grau de saturação.

$$\tau = c' + [(u_a - u_w) \cdot S] \cdot \tan\phi' + (\sigma - u_a) \cdot \tan\phi' \quad (2.68)$$

Bao *et al.* (1998) propuseram uma equação levando em consideração a variação linear da curva de retenção na zona de transição, tendo como valores de entrada a sucção residual e o valor de entrada de ar.

$$\tau = c' + [\xi - \zeta \cdot \log(u_a - u_w)] \cdot \tan\phi' + (\sigma - u_a) \cdot \tan\phi' \quad (2.69)$$

$$\xi = \frac{\log(u_a - u_w)_r}{\log(u_a - u_w)_r - \log(u_a - u_w)_b} \quad (2.70)$$

$$\zeta = \frac{1}{\log(u_a - u_w)_r - \log(u_a - u_w)_b} \quad (2.71)$$

Khalili e Khabbaz (1998) apresentaram uma equação com um parâmetro (λ) definido de forma empírica a partir de resultados da literatura.

$$\tau = c' + [(u_a - u_w) \cdot \lambda] \cdot \tan\phi' + (\sigma - u_a) \cdot \tan\phi' \quad (2.72)$$

$$\lambda = \left\{ \frac{(u_a - u_w)_r}{(u_a - u_w)_b} \right\}^{-0,55} \quad (2.73)$$

Rassam e Cook (2002) apresentaram uma equação que leva em conta o valor de entrada de ar, o valor de sucção residual e a contribuição da sucção residual à resistência ao cisalhamento.

$$\tau = c' + \Psi \cdot \tan\phi' - \phi(\Psi - \Psi_c)^\beta + (\sigma - u_a) \cdot \tan\phi' \quad (2.74)$$

$$\phi = \frac{\Psi_r \cdot \tan\phi' - \tau_{sr}}{(\Psi_r - \Psi_c)^\beta} \quad (2.75)$$

$$\beta = \frac{\tan\phi'(\Psi_r - \Psi_c)}{\Psi_r \cdot \tan\phi' - \tau_{sr}} \quad (2.76)$$

Tekinsoy *et al* (2004) *apud* Guan *et al* (2010) apresentam uma equação considerando a sucção e a pressão atmosférica.

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \cdot \tan\phi' + \tan\phi' \cdot (\psi_c + P_{atm}) \ln \left[\frac{\psi + P_{atm}}{P_{atm}} \right] \quad (2.77)$$

Lee *et al* (2005) apresentam duas equações, a utilização de cada equação é definida em função do valor de entrada de ar (VEA) e o nível de sucção ao qual quer se determinar o valor da resistência ao cisalhamento.

$$\tau = c' + [(u_a - u_w) + (\sigma - u_a)]. \tan\phi' \text{ para } (u_a - u_w) \leq AEV \quad (2.78)$$

$$\tau = c' + [(\sigma - u_a) + AEV]. \tan\phi' + [(u_a - u_w) - AEV]. \Theta^\kappa. [1 + \lambda. (\sigma - u_a)] \tan\phi' \text{ para } (u_a - u_w) > AEV \quad (2.79)$$

Garven e Vanapalli (2006) *apud* Guan *et al* (2010) apresentam uma equação para determinar o parâmetro de ajuste (κ) a partir do Índice de Plasticidade do solo (I_p).

$$\tau = c' + [(u_a - u_w). \Theta^\kappa]. \tan\phi' + (\sigma - u_a). \tan\phi' \quad (2.80)$$

$$\kappa = -0,0016. I_p^2 + 0,0975 I_p + 1$$

Villar (2006) utiliza, baseado no valor de entrada de ar e no grau de saturação associado a sucção residual, os parâmetros de resistência ao cisalhamento saturados (c' e ϕ') acrescido de uma condição específica para o intercepto coesivo, o seu valor último (c_{ult}), para definir uma equação de ajuste:

$$\tau = c' + \left[\frac{(u_a - u_w)}{a + b(u_a - u_w)} \right]. \tan\phi' + (\sigma - u_a). \tan\phi' \quad (2.81)$$

$$a = \frac{1}{\tan\phi'} \quad (2.82)$$

$$b = \frac{1}{(c_{ult} - c')} \quad (2.83)$$

3 EQUIPAMENTOS

Este capítulo apresenta as principais características mecânicas dos equipamentos de laboratório, utilizados na execução dos ensaios durante o desenvolvimento da pesquisa desta tese de doutorado.

Primeiramente, serão apresentadas as principais características observadas nos manuais de utilização dos componentes, que constituem o equipamento triaxial convencional, utilizado na realização de ensaios triaxiais saturados. Da mesma forma, serão apresentadas as características do equipamento *hollow cylinder*, utilizado na realização de ensaios em corpos de prova tubulares nas condições drenadas e não drenadas.

Ainda para a descrição do equipamento *hollow cylinder* serão apresentadas algumas modificações no equipamento para a realização de ensaios *hollow cylinder* na condição não saturada, assim como os problemas que inviabilizaram a execuções de ensaios nesta condição.

Na sequência, serão apresentadas as características e detalhes construtivos da câmara de equalização desenvolvida nesta pesquisa, com intuito de diminuir o tempo de duração dos ensaios triaxiais com sucção controlada.

As adaptações, modificações e desenvolvimento de novos componentes realizadas em um equipamento triaxial convencional, tornaram possível a realização de ensaios em corpos de prova na condição não saturada são sucintamente apresentados. Na descrição do equipamento triaxial com sucção controlada são apresentados e discutidos alguns conceitos teóricos envolvidos na concepção de alguns componentes, como por exemplo, na determinação da variação volumétrica do corpo de prova e nos transdutores de deslocamentos baseados em sensores de Efeito Hall.

Os procedimentos envolvidos na preparação dos equipamentos e realização dos ensaios serão apresentados no Capítulo 4.

3.1 EQUIPAMENTO TRIAXIAL CONVENCIONAL

O equipamento triaxial convencional utilizado nesta pesquisa, foi adquirido pelo Ministério da Educação da empresa alemã *Wille Geotechnik GmbH*, sendo entregue ao LAGEO/UFRGS no início de 2004. Fazem parte deste equipamento um microcomputador e um *software* de

aquisição de dados e controle, que possibilita controlar automaticamente todas as fases do ensaio triaxial.

Na sequência, será apresentada uma série de componentes, que quando conectados constituem o conjunto do equipamento triaxial convencional utilizado na realização dos ensaios triaxiais na condição saturada. Estes componentes, que formam o sistema de ensaio triaxial serão apresentados na Figura 3.1.

A aplicação da carga axial no corpo de prova é realizada através de uma prensa triaxial eletromecânica automática (prensa *Wille* UL 60-1). Esta permite aplicação de cargas nominais de até 50 kN, sendo 60 kN sua carga máxima. Seu modo de operação pode ser manual, através do console *Wille* TD 200 fixado na face frontal da prensa, ou automático, através do microcomputador utilizando uma interface serial. O sistema de operação da prensa pode ser realizado através do controle de carga ou de velocidade. Os componentes básicos deste dispositivo são a prensa mecânica propriamente dita, uma unidade de controle eletrônico e uma unidade de impulso elétrico. A velocidade máxima, tanto de descida, quanto de subida do prato da prensa é de 50 mm/min., controlada manualmente através do console ou automaticamente através do *software*. A placa de aquisição de dados interna, instalada na prensa, permite, para a leitura de valores ligeiramente diferentes de zero, o ajuste nos seguintes instrumentos: célula de carga, medidor de deslocamento axial e transdutor de poropressão, pressionando-se, no console, simultaneamente as teclas “*Shift*” e F2.

O controle automático das pressões de ar aplicadas no sistema é feito pelo controlador de pressões *Wille* DS 15. Este dispositivo, permite, além da aplicação automática através do microcomputador, o controle manual e independente da aplicação da poropressão e tensão confinante (através das teclas de subida, F1 e F3, e descida, F2 e F4), sendo para ambos os modos, o valor máximo de pressão aplicável de 1500 kPa. O modo de funcionamento automático é feito através da abertura ou fechamento de válvulas solenóides de três vias que são operadas por um controlador lógico programável. No controlador de pressão está conectado o transdutor de variação volumétrica.

A variação volumétrica do corpo de prova do ensaio triaxial, na condição saturada, é determinada através da quantidade de água que entra ou sai do corpo de prova, durante o período de ensaio. O dispositivo responsável pela medição desta variação, está localizado entre o controlador de pressões e a válvula de entrada de contra-pressão da câmara triaxial.

Este dispositivo consiste de duas buretas (interna e externa) com água, ambas graduada de 0 a 100 ml e com uma resolução de 0,05 ml. A pressão de ar vinda do controlador de pressões é aplicada no topo do dispositivo, diretamente na bureta, através de válvulas de esfera, define-se qual das buretas será utilizada durante o ensaio. As variações no nível de água da bureta, devido a variação do volume do corpo de prova, são medidas por um transdutor de pressão diferencial, localizado na base do dispositivo. Este transdutor é conectado no controlador de pressões. Os valores das medidas obtidas por este transdutor podem ser verificados pelo computador através do *software* de ensaio. A calibração do transdutor de pressão diferencial pode ser feita através de uma tela específica, no *software* de ensaio, gravando-se leituras de nível de água nos extremos da bureta (próximos a 0 e a 100 ml). Valores intermediários aos pontos de calibração serão lidos durante o ensaio triaxial, depois que o programa determinar, automaticamente, os parâmetros da equação de calibração.

O componente responsável pela transmissão da pressão de ar para a água, no interior da câmara triaxial, é um dispositivo de interface ar/água ("*Blader*") Wille LT2500. Este dispositivo permite a aplicação da tensão confinante, sendo a água utilizada como fluido confinante. O dispositivo tem uma altura de 400 mm, um diâmetro de 160 mm e opera com pressões máximas de 1600 kPa. A pressão de ar aplicada no sistema é gerada por um compressor de ar portátil e o valor de pressão aplicado é determinado pelo controlador de pressão. O seu funcionamento consiste do seu preenchimento completo com água, conectar a mangueira de ar do controlador de pressão à parte inferior do dispositivo e aplicar a pressão desejada. Esta pressão é aplicada no interior de uma câmara de borracha. Ela transmite para água na interface o valor da pressão de ar aplicado. Este dispositivo é conectado diretamente a câmara triaxial para aplicação da tensão confinante.

A poropressão dos ensaios triaxiais saturados é medida através de um transdutor de poropressão, conectado na base da câmara triaxial, através de um bloco de-aerador de acrílico, sob o qual existe uma pequena válvula que pode ser aberta, permitindo a circulação de água, através do bloco e a retirada das bolhas de ar do sistema, que podem gerar erros nas medidas de poropressão. As medidas de poropressão são realizadas pela placa de aquisição de dados internas existente na prensa triaxial. A capacidade de medição do transdutor de poropressão é de 0 a 2000 kPa.

A câmara triaxial utilizada para a realização dos ensaios triaxiais convencionais, em corpos de prova de 100 mm de altura e 50 mm de diâmetro, tem uma altura de 408 mm, diâmetro de 170

mm e capacidade de pressão interna de 1700 kPa. Suas paredes de acrílico possibilitam a visualização do corpo de prova. A base da câmara triaxial possibilita, através de seis válvulas de esfera existentes (sendo uma de alívio na parte superior da câmara), o fluxo de água através do corpo de prova; a retirada de ar da câmara; o fluxo de água até o transdutor de poropressão; a aplicação de pressão de confinamento e a aplicação de vácuo no interior do corpo de prova. O orifício, na tampa da câmara, pelo qual passa o pistão de cargas não permite o vazamento de água devido à existência de anéis de vedação. Para diminuir o atrito entre a tampa da câmara e o pistão de cargas, existe no orifício da tampa da câmara triaxial dois rolamentos lineares projetados e instalados posteriormente à chegada do equipamento ao LAGEO.

O preenchimento da câmara triaxial, da bureta de variação volumétrica, da linha aplicação de contra pressão e a percolação de água através do corpo de prova é realizado através do reservatório de água, que também funciona como um sistema de-aerador. O reservatório de água consiste de um tanque, no qual a água é pulverizada diretamente em um bocal situado na parte superior, onde o ar é removido por vácuo.

A Figura 3.1 apresenta uma visão geral de todos os componentes que constituem o equipamento triaxial convencional utilizado nesta pesquisa.

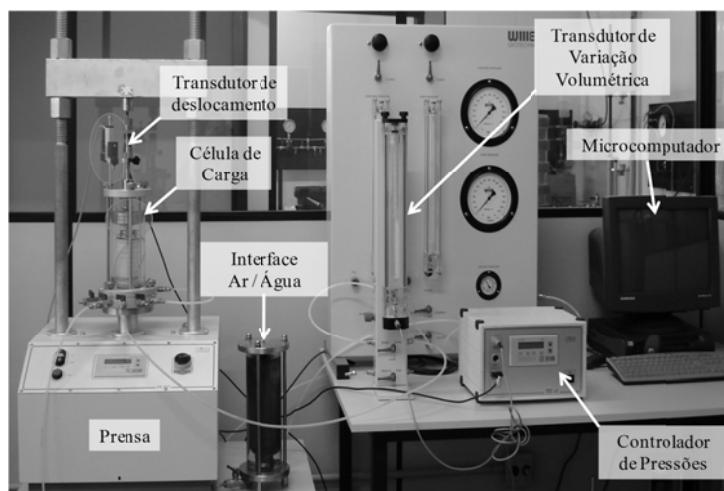


Figura 3.1. Equipamento triaxial convencional para realização de ensaios drenados e não drenados na condição saturada.

Quando todos os componentes do sistema do equipamento triaxial apresentados acima estão conectados, tem-se um equipamento altamente funcional para a realização de ensaios triaxiais

drenados e não drenados, na condição saturada. Este equipamento triaxial convencional é denominado, pela *Wille Geotechnik GmbH*, “*Triaxial Shear Test System LT 1000 Set*”.

3.2 EQUIPAMENTO *HOLLOW CYLINDER*

O equipamento *hollow cylinder* (*Hollow Cylinder Apparatus* - HCA) foi utilizado durante o período de doutorado sanduíche na *School of Civil Engineering* da *Purdue University*, nos Estados Unidos da América.

Na sequência, será apresentada uma série de componentes, que quando conectados constituem o conjunto do HCA utilizado na realização dos ensaios que possibilitam a rotação das tensões principais, executados em corpos de prova tubulares, com altura de 200 mm, diâmetro externo de 100 mm e interno de 60 mm, nas condições drenado e não drenado. Estes componentes, que formam o sistema de ensaio serão apresentados na Figura 3.2.

O HCA utilizado, fabricado pela empresa *Wykeham Farrance International*, possui um microcomputador, um sistema de controle e coleta de dados de ensaios (CDAS) e um programa de controle e armazenamento de dados (ITS-07). O equipamento permite realizar ensaios em corpos de prova tubulares, submetidos à aplicação combinada de carregamento axial, torque, pressão interna e externa no corpo de prova.

Ensaio no HCA podem ser executados com: (i) controle da variação da direção das tensões principais e (ii) controle da variação da tensão principal intermediária. O CDAS é conectado a 10 transdutores para medidas básicas de: (i) carregamento vertical (carga vertical máxima de ± 10 kN); (ii) deslocamento vertical (máximo deslocamento vertical de 50 mm); (iii) torque (torque máximo de ± 300 N.m); (iv) deslocamento horizontal; (v) poropressão; (vi) contrapressão; (vii) pressão na parede externa do corpo de prova; (viii) pressão na parede interna do corpo de prova; (ix) variação volumétrica da cavidade interna do corpo de prova tubular; (x) variação volumétrica do corpo de prova.

A célula de carga vertical e a célula de torque estão combinadas em uma única unidade que pode ser removida. O equipamento possui alguns transdutores especiais (mini-LVDT's e tensiômetro) que são utilizados para medir deformações diretamente no corpo de prova: (i) deslocamento vertical (2 unidades), (ii) deslocamento radial e (iii) sucção. Cada transdutor possui um pré-amplificador com controle de zero e ganho (“*span*”) permitindo o ajuste de

calibração de cada transdutor. O deslocamento vertical (incluindo aplicação de carregamentos estático e cíclico) e horizontal (aplicação de torque) no corpo de prova é controlado por dois cilindros pneumáticos de baixo atrito, localizados na parte inferior da câmara do HCA. Um transdutor de deslocamentos encontra-se anexado à haste metálica de cada cilindro pneumático. Três válvulas eletropneumáticas são utilizadas para o controle da aplicação de contrapressão e das pressões de confinamento externa e interna ao corpo de prova tubular. O CDAS é responsável pelo controle dos deslocamentos vertical e horizontal e das três válvulas eletropneumáticas.

O princípio de funcionamento do HCA consiste da aplicação de uma pressão radial interna p_i e uma pressão radial externa p_e nas superfícies interna e externa do corpo de prova de forma tubular. Estas pressões são responsáveis pela variação da tensão radial σ_r através da parede do corpo de prova. Já a aplicação do carregamento axial e do torque gera uma tensão vertical σ_z e tensões cisalhantes vertical e horizontal $\tau_{\theta z}$ e $\tau_{z\theta}$, respectivamente. A tensão circunferencial σ_θ é relacionada com σ_r (High *et al.* 1983), sendo de acordo com a equação 3.1:

$$\sigma_\theta = r \frac{d\sigma_r}{dr} + \sigma_r \quad (3.1)$$

onde $r \Rightarrow$ o raio do corpo de prova;

Variações nos valores de p_i e p_e resultam em diferentes valores de σ_r e, conseqüentemente, de σ_θ . As forças, pressões e tensões que atuam no corpo de prova tubular são apresentadas esquematicamente na Figura 2.12.

O equipamento HCA permite o controle independente da magnitude das três tensões principais σ_1 , σ_2 e σ_3 no corpo de prova tubular. Este controle permite realizar o controle do ângulo de inclinação α , entre a direção da tensão principal maior e o eixo vertical, e a razão das tensões principais b (equação 3.2).

$$b = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad (3.2)$$

A magnitude e direção das tensões principais maior σ_1 e menor σ_3 estão relacionadas com as tensões σ_z , σ_θ , $\tau_{\theta z}$ e $\tau_{z\theta}$. A tensão principal intermediária σ_2 é igual à tensão radial σ_r . As duas afirmações acima são demonstradas na Figura 2.12(c) e através das Equações 3.3; 3.4 e 3.5:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_z + \sigma_\theta}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_\theta}{2}\right)^2 + \tau_{z\theta}^2} \quad (3.3)$$

$$\sigma_2 = \sigma_r \quad (3.4)$$

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_z + \sigma_\theta}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_\theta}{2}\right)^2 + \tau_{z\theta}^2} \quad (3.5)$$

Assim como as tensões principais, as deformações principais ε_1 , ε_2 e ε_3 (equações 3.6, 3.7 e 3.8) podem ser calculadas a partir da deformação vertical ε_z , da deformação radial ε_r , da deformação circunferencial ε_θ e da deformação cisalhante vertical $\gamma_{z\theta}$:

$$\varepsilon_1 = \frac{\varepsilon_z + \varepsilon_\theta}{2} + \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_z - \varepsilon_\theta}{2}\right)^2 + \left(\frac{\gamma_{z\theta}}{2}\right)^2} \quad (3.6)$$

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_r \quad (3.7)$$

$$\varepsilon_3 = \frac{\varepsilon_z + \varepsilon_\theta}{2} - \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_z - \varepsilon_\theta}{2}\right)^2 + \left(\frac{\gamma_{z\theta}}{2}\right)^2} \quad (3.8)$$

Todas as formulações apresentadas acima são utilizadas e/ou calculadas pelo *software* de controle de ensaio a partir das informações de entrada do ensaio, tais como dimensões do corpo de prova, tensão efetiva de ensaio, trajetória de tensões, condições de drenagem entre outras, e de informações obtidas a partir dos dados coletados durante a execução do ensaio, tais como variação de volume e/ou poropressão, torque, carga axial, deslocamentos, variações de tensões entre outras.

A partir dos dados adquiridos e armazenados pelo *software* de ensaio é retirado um arquivo do microcomputador com os dados brutos que são inseridos em uma planilha eletrônica e manejados de tal forma a fornecerem os gráficos e parâmetros necessários

O HCA, que permitiu a realização de ensaios com rotação das tensões principais em corpos de prova tubulares, com seus respectivos componentes mencionados anteriormente pode ser visualizado na Figura 3.2.

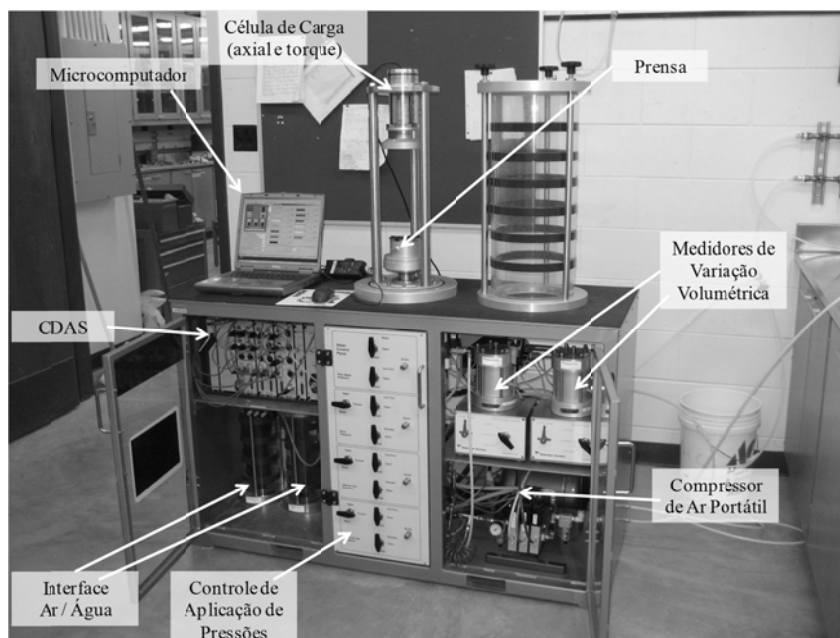


Figura 3.2. Equipamento *Hollow Cylinder* para realização de ensaios drenados e não drenados em corpos de prova tubulares.

3.2.1. Modificações para realização de ensaios na condição não saturada

Além da execução de ensaios HCA na condição saturada durante esta pesquisa tentou-se modificar o equipamento com o intuito de executar de ensaios *hollow cylinder* na condição não saturada. Isto seria possível tendo em vista que o HCA da *Purdue University* possui alguns componentes acessórios que permitem sua adaptação para a realização desses ensaios.

Estes componentes consistem principalmente de um transdutor para medição de sucção, do tipo minitensiômetro elétrico, além de um disco cerâmico de alto valor de entrada de ar o que possibilita a aplicação de poropressão de ar, como o apresentado na Figura 3.3.

As modificações no HCA foram realizadas de tal forma que fosse possível utilizar a técnica da translação de eixos para aplicar a sucção de ensaio. As principais modificações consistiram: (i) o tubo responsável pela aplicação de poropressão no corpo de prova foi desconectado da interface ar-água (“*bladder*”) e conectado diretamente ao compressor de ar do HCA, ficando assim, responsável pela aplicação da poropressão de ar no topo do corpo de prova; (ii) o medidor de variação volumétrica do corpo de prova foi conectado à linha de aplicação de pressão de confinamento, possibilitando (em conjunto com os transdutores para medição direta de deformações axiais e radiais no corpo de prova) a determinação da variação

volumétrica do corpo de prova; (iii) a aplicação da poropressão de água na base do corpo de prova foi realizada através de uma coluna de água com pressão constante de 20 kPa, provinda do reservatório de água utilizado nos ensaios *hollow cylinder* em corpos de prova saturados.



Figura 3.3. Disco cerâmico de alto valor de entrada de ar utilizado para ensaios na condição não saturada no HCA

O primeiro passo na tentativa de utilização do HCA para execução de ensaios não saturados foi a saturação dos discos cerâmicos de alto valor de entrada de ar. Este procedimento foi baseado no apresentado por Fredlund e Rahardjo (1993), conforme apresentado no item 4.2.2 desta tese.

O primeiro problema apresentado na tentativa de realização de ensaios *hollow cylinder* na condição não saturada foi com o minitensiômetro elétrico. Antes do início dos procedimentos de calibração, este transdutor foi conectado ao CDAS, porém o *software* do HCA não apresentou leituras instantâneas e nem possibilitou o armazenamento dos dados. A empresa responsável pelo desenvolvimento do *software* utilizado no HCA ainda não possuía uma versão disponível que contemplasse a utilização do minitensiômetro. A solução para tal situação seria a aquisição de um novo *data logger* e de um novo *software* para armazenamento das leituras deste transdutor, porém estas leituras deveriam ser armazenadas de maneira sincronizada com as leituras armazenadas pelo *software* do HCA.

Optou-se pela tentativa de realização dos ensaios *hollow cylinder* sem o tensiômetro. O corpo de prova foi instalado na câmara do HCA e a sucção de ensaio foi aplicada. O tempo de equalização da sucção foi definido como de no mínimo sete dias (Pereira 2006). Porém o *software* apresentou problemas adicionais que “trancavam” o microcomputador após o quinto

ou sexto dia de equalização. A reinicialização do ensaio não foi possível devido à necessidade de zerar os transdutores de pressão, de variação volumétrica, os LVDTs e as células de carga axial e de torque. Foram realizadas algumas tentativas de correção no problema do *software*, mas não se obteve sucesso. Após a instalação de três corpos de prova no HCA para realização de ensaios na condição não saturada sem sucesso, optou-se pela continuidade da pesquisa sem resultados de ensaios na condição não saturada.

3.3 CAMÂMARA DE EQUALIZAÇÃO

Nesta pesquisa foi desenvolvida uma câmara de equalização de sucção, com o objetivo de estabelecer o equilíbrio prévio dos corpos de prova dos ensaios triaxiais nas sucções de ensaio especificadas, diminuindo, desta maneira, o tempo de duração do ensaio no equipamento triaxial com sucção controlada.

Conforme discutido na pesquisa desenvolvida por Pereira (2006), para o mesmo solo investigado nesta pesquisa, o tempo necessário para equalização da sucção foi definido como sendo de no mínimo quatro dias, totalizando 7 dias o período de duração do ensaio triaxial drenado no equipamento triaxial com sucção controlada. Com a câmara de equalização o período de duração do ensaio, no equipamento triaxial com sucção controlada foi reduzido para três dias. O período inicial de equalização do corpo de prova é realizado na câmara de equalização. No equipamento triaxial o corpo de prova é instalado e fica submetido à fase de adensamento/equalização, pelo período de um dia, e à fase de cisalhamento, pelo período de dois dias.

A utilização da câmara de equalização de sucção possibilita diminuir o tempo de exposição dos sensores de Efeito Hall em água sob pressão, no interior da câmara triaxial.

O equipamento desenvolvido é composto por uma base e uma tampa, feitas de liga de alumínio anodizada, e um tubo de aço carbono cromado. O conjunto destas peças forma uma câmara que possibilita a aplicação de sucção através da técnica de translação de eixos. A vedação entre o tubo de aço, a base e a tampa da câmara é feita com a utilização de anéis de vedação de borracha (“*O-rings*”). Seis hastes de aço inoxidável, rosqueadas nas pontas, prendem a base e a tampa ao tubo, garantindo um ambiente capaz de suportar elevadas pressões de ar.

Na base de liga de alumínio foi colada uma pedra cerâmica de alto valor de entrada de ar, com capacidade de medir sucções de até 300 kPa; a pedra cerâmica tem diâmetro de 139,3mm e altura de 9,7mm. A Figura 3.4 apresenta os elementos que formam a câmara de equalização, e no anexo desta pesquisa é possível ver os detalhes técnicos da base da câmara de equalização executada nesta pesquisa.



Figura 3.4. Elementos da Câmara de Equalização de Sucção

A sua utilização consiste basicamente da colocação do corpo de prova sobre a parte drenante da câmara, no caso uma pedra cerâmica de alto valor de entrada de ar, que se encontra em contato com uma coluna de água de altura conhecida (1,20 metro) em contato com a atmosfera. Depois de instalado o corpo de prova o equipamento é fechado e a pressão de ar é aplicada. A pressão de ar nos vazios do solo aumentará em uma quantidade igual à pressão de ar aplicada na câmara, produzindo uma transferência de umidade entre o corpo de prova e o sistema de drenagem, até o momento em que a pressão de água no solo seja a mesma. A sucção obtida neste equipamento é a matricial, definida pela diferença entre a pressão de ar e a pressão correspondente à coluna de água aplicada ao solo. O procedimento apresentado acima está baseado no princípio da translação de eixos (item 2.4.1).

A Figura 3.5 apresenta o corpo de prova na câmara de equalização e uma vista geral da câmara de equalização montada em um ambiente de temperatura controlada no LAGEO.

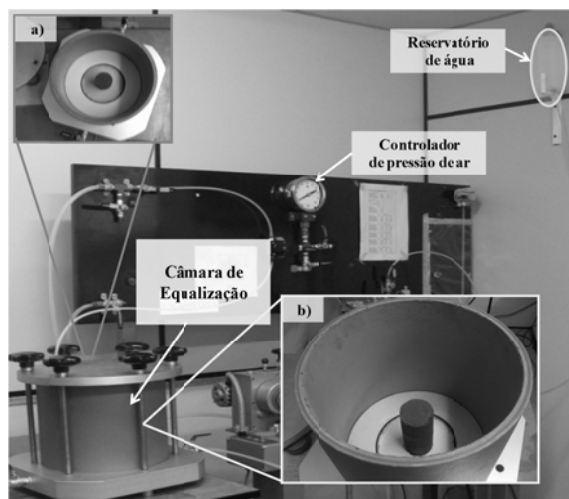


Figura 3.5. Vista geral da câmara de equalização em um ambiente com temperatura controlada no LAGEO. a) e b) Vista do corpo de prova sobre a pedra porosa de alto valor de entrada de ar

Anteriormente à utilização da câmara de equalização, foi realizada uma série de ensaios com o intuito de comprovar o seu funcionamento, ou seja, garantir que os corpos de prova dos ensaios triaxiais, depois de colocados na câmara de equalização, alcançariam o nível de sucção desejado para realização dos ensaios.

Estes ensaios consistiram na instalação de diversos corpos de provas remoldados. Moldados com dimensões de 2,0 e 5,0 cm de altura e diâmetro, respectivamente e um índice de vazios próximo a 1,0 e valores de teor de umidade inicial variados. Sendo os seguintes teores de umidade: (i) baixo (higroscópico e com material seco em estufa); (ii) que o material encontrava-se no laboratório (próximo a 20%); (iii) utilizado na moldagem dos corpos de prova para realização dos ensaios triaxiais com sucção controlada (próximo a 25%); (iv) próximo a 31%. Todos os corpos de prova, ficaram submetidos a uma diferença de pressão de ar e água que de acordo com a técnica de translação de eixos, resultaria em uma sucção de aproximadamente 100 kPa quando equalizados. O período de equalização dos corpos de prova, foi de no mínimo 7 dias. Este período é superior ao sugerido por Feuerharmel (2003), para o mesmo nível de sucção, em corpos de prova de mesma dimensão.

O procedimento deste ensaio utiliza a técnica do papel filtro para determinar a sucção dos corpos de prova após o período de equalização no equipamento. A metodologia utilizada no método do papel filtro foi a mesma sugerida por Feuerharmel (2003). Os valores de sucção, para o papel filtro da marca *Whatman* N° 42, foram determinados pela Equação 4.1 obtida de Chandler *et al.* (1992) *apud* Feuerharmel (2007).

$$\log \psi = 4,84 - 0,0622 w_f \quad (3.9)$$

Onde: $\psi \Rightarrow$ sucção mátrica;

$w_f \Rightarrow$ teor de umidade do papel filtro para $w_f < 47\%$;

A Tabela 3.1, apresenta as principais características dos corpos de prova, utilizados nos ensaios (índice de vazios, teor de umidade inicial e final, grau de saturação), e o valor de sucção determinado para cada corpo de prova, utilizando a técnica do papel filtro. Já a Figura 3.6 apresenta a curva de retenção apresentada por Feuerharmel (2007) para o mesmo material utilizado nesta pesquisa.

Tabela 3.1. Características físicas e valores de sucção dos corpos de prova equalizados na câmara de equalização

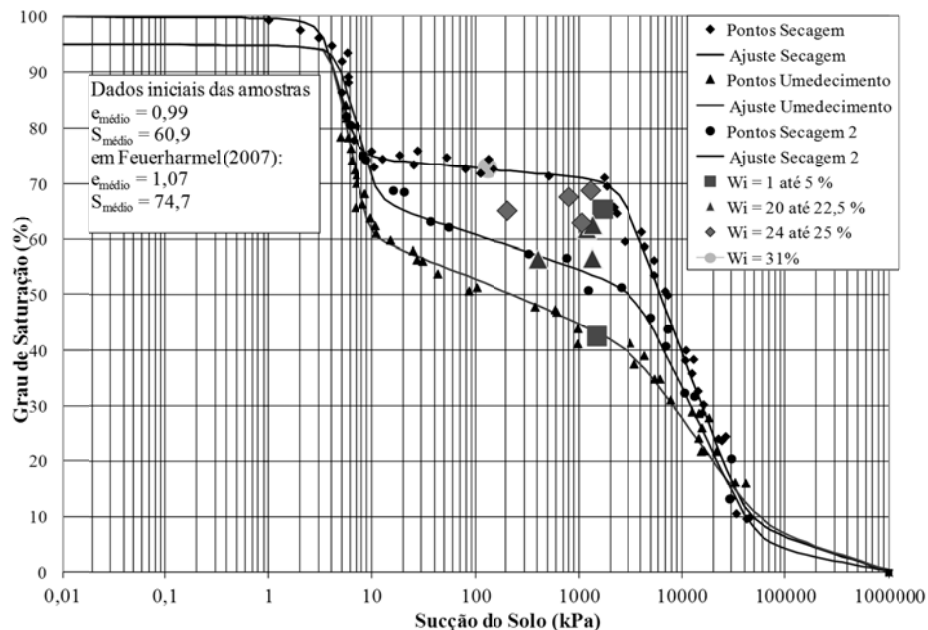


Figura 3.6. Curva de retenção do Solo AV moldado na forma remoldado obtida por Feuerharmel (2007) com valores de sucção dos corpos de prova equalizados na câmara de equalização.

De acordo com os valores de sucção, visualizados na Tabela 3.1 e Figura 3.6, pode-se considerar que a câmara de equalização apresentou um desempenho aceitável. Os corpos de prova apresentaram um valor de sucção médio de aproximadamente 1000 kPa ao invés do valor de sucção de 100 kPa, para o qual foram submetidos na câmara de equalização. Esta situação pode ser justificada, levando-se em consideração algumas condições que influenciam no procedimento de determinação do valor de sucção.

A primeira consideração, está relacionada a diferença no valor de índice de vazios médio dos corpos de prova utilizados por Feuerharmel (2007) e dos utilizados nesta pesquisa. Mesmo que esta diferença, aparentemente, não seja de grande ordem, Feuerharmel (2003) cita o índice de vazios como um dos fatores que influenciam a curva de retenção. Esta situação pode ser verificada nos resultados apresentados na Tabela 3.1, onde os corpos de prova 3, SC07 (com índice de vazios inferior aos outros) e SN06, apresentam valores de teor de umidade inicial e final semelhantes, mas valores de sucção distintos.

A segunda consideração está relacionada ao formato da curva de retenção em decorrência do comportamento de dessaturação do solo. A sucção ensaiada (100kPa) corresponde a um grau de saturação em torno de 75%, o qual está localizado no patamar horizontal da curva de retenção. Cabe salientar que neste patamar pequenas alterações na quantidade de água presente nos vazios do solo correspondem a grandes variações nos valores de sucção (entre 10 e 2000 kPa). Por esta razão, o simples fato de retirar o corpo de prova da câmara de equalização e embrulhá-la, para determinação da sucção utilizando a técnica do papel filtro pode ocasionar uma variação pequena na quantidade de água e, conseqüentemente, alterar a sucção medida no papel filtro.

3.4 EQUIPAMENTO TRIAXIAL COM SUCCÃO CONTROLADA

Para que fosse possível a realização de ensaios triaxiais na condição não saturada, Pereira (2006) realizou uma série de modificações em um equipamento triaxial convencional, idêntico ao apresentado no item 3.1. As principais mudanças realizadas consistem em modificações no *layout* do sistema de ensaio e mudanças físicas. Estas serão descritas na seqüência com seus respectivos embasamentos teóricos. Nesta pesquisa de doutorado acrescentaram-se, ao equipamento triaxial com sucção controlada, transdutores de deslocamentos baseados em sensores de Efeito Hall, que possibilitam medidas diretas de deformação nos corpos de prova durante a execução dos ensaios.

3.4.1. Painel de controle de pressões

O painel de controle de pressões hidropneumático (*Wille* LT-1001-16) é utilizado nos ensaios triaxiais convencionais para a aplicação da tensão confinante e contra-pressão manualmente. Para os ensaios triaxiais com sucção controlada, o painel de controle de pressões é utilizado para a aplicação das poropressões de ar e água, enquanto o controlador de pressão será

utilizado somente para a aplicação da tensão confinante. Os reguladores de pressão de ar existentes no painel conseguem manter as pressões de ensaio constantes com excelente resolução. As pressões máximas que podem ser aplicadas pelos reguladores de pressão é de 1600 kPa e a alimentação do painel de controle de pressões se dá pelo compressor de ar portátil.

3.4.2. Caça Bolhas

Para auxiliar na retirada e minimização do ar difuso ocorrente na água são utilizados dois caça-bolhas (*interceptor de burbujas de aire*) apresentados por Bucio (2002). Este dispositivo, apresentado na Figura 3.7, tem forma de cilindro com uma base de alumínio, por onde entra e sai água, e uma parte superior de acrílico, formando uma pequena câmara, no topo do cilindro. O dispositivo torna-se cônico com um pequeno pino para saída de água. Devido à forma cônica, o ar difuso acaba ficando preso nessa posição. Para retirar o ar difuso do caça-bolhas deve-se puxar o pino, permitindo a saída de um pouco de água com ar.

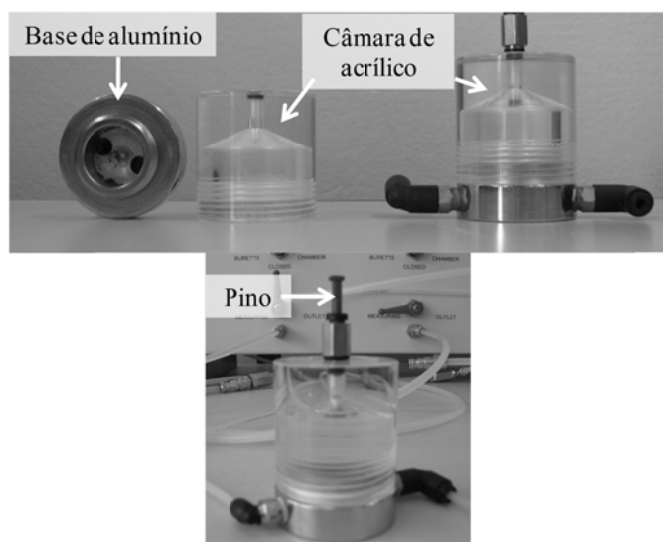


Figura 3.7. Caça Bolhas.

A localização dos caça-bolhas no equipamento triaxial com sucção controlada é no caminho da poropressão de água, para evitar/diminuir a ocorrência de bolhas de ar embaixo da pedra cerâmica de alto valor de entrada de ar, e no caminho da tensão confinante, para evitar/diminuir a ocorrência de bolhas de ar na câmara triaxial.

3.4.3. Câmara triaxial

Para o equipamento triaxial com sucção controlada, Pereira (2006) desenvolveu uma nova base da câmara triaxial, em função da câmara de acrílico existente no LAGEO. O objetivo foi de acomodar uma nova linha de aplicação de poropressão, a pedra cerâmica de alto valor de entrada de ar e sulcos na linha de aplicação de pressão de água abaixo da pedra (Figura 3.5). A câmara de acrílico, para qual foi projetada a nova base, pertence a um equipamento triaxial convencional da marca *Wikeham Farrance*. Esta apresenta anéis de fibra de vidro em volta do tubo de acrílico, com a função de aumentar a capacidade de pressão interna de 1700 kPa. A escolha desta câmara de acrílico, para a qual foi desenvolvida a base da câmara triaxial, levou em consideração o seu maior diâmetro que possibilita a instalação de medidores de deformação local, nos corpo de prova.

A base da câmara triaxial desenvolvida por Pereira (2006), foi baseada nos esquemas apresentados por Fredlund e Vanapalli (2002), Rampino *et al.* (1999) e Fredlund e Rahardjo (1993). A base projetada apresenta seis entradas para válvulas de esfera, sendo que, para a realização de ensaios triaxiais drenados desta pesquisa, são utilizadas cinco entradas. As funções das válvulas de esfera são as seguintes: (i) aplicação de pressão de ar no topo da amostra, (ii) circulação de ar pelo *top cap* removendo água dos tubos dos caminhos de aplicação de pressão de ar; (iii) aplicação de tensão confinante; (iv) aplicação de pressão de água; (v) saída de água circulada embaixo da pedra cerâmica de alto valor de entrada de ar, onde também está localizado o transdutor de poropressão, para verificar se há ocorrência de excesso de poropressão. A intenção da implementação desta sexta válvula é possibilitar a instalação de um dispositivo de determinação do excesso de poropressão de ar, tornando possível a realização de ensaios triaxiais com sucção controlada não drenados.

Os sulcos em espiral na base da câmara triaxial, visualizados na Figura 3.8, embaixo da pedra porosa de alto valor de entrada de ar, servem como um canal de água para fluir as bolhas que podem estar presas ou tenham acumulado em decorrência da difusão do ar. A pedra porosa de alto valor de entrada de ar foi colada, no seu perímetro, na base utilizando uma cola epóxi “Araldite”.

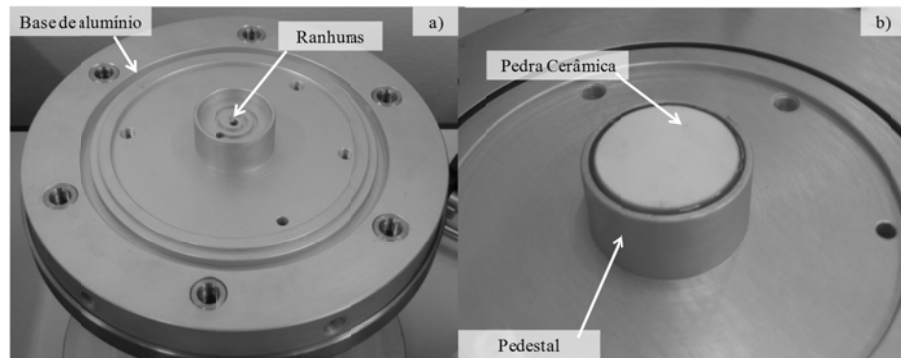


Figura 3.8. Base da câmara triaxial: (a) com a ranhura e (b) com a pedra de alto valor de entrada de ar colada.

3.4.4. Pedra cerâmica de alto valor de entrada de ar

Conforme apresentado no Capítulo 2 a pedra cerâmica de alto valor de entrada de ar atua como uma interface entre o corpo de prova e o sistema de aplicação de pressão de água, impedindo a passagem de ar para um local saturado. Depois de saturada a pedra porosa de alto valor de entrada de ar, o ar fica impedido de passar devido à habilidade da membrana contrátil em resistir ao fluxo de ar. A máxima sucção a que se refere o valor de entrada de ar da pedra é definida, entre a pressão de ar e a pressão de água, através da membrana contrátil. Ultrapassando o valor de entrada de ar, ocorrerá fluxo do mesmo através da pedra porosa para o sistema de medição, acarretando, no transdutor, medida de valores de poropressão de água errôneos.

A pedra cerâmica de alto valor de entrada de ar, colada na base da câmara, tem um valor nominal de entrada de ar de 3 bar ou 300 kPa e suas dimensões são de 41,5 mm de diâmetro e 7 mm de altura. Fredlund e Rahardjo (1993) apresentam as propriedades da pedra com valor de entrada de ar de 3 bar:

- (i) Diâmetro do poro de aproximadamente $0,8 \times 10^{-3}$ mm;
- (ii) Valor de entrada de ar entre 317 e 483 kPa;
- (iii) Coeficiente de condutividade hidráulica de $1,73 \times 10^{-9}$ m/s.

O valor do coeficiente de condutividade hidráulica da pedra de alto valor de entrada de ar, utilizada no equipamento triaxial com sucção controlada, foi determinado através de um procedimento expedito realizado por Pereira (2006). O valor do coeficiente de condutividade

hidráulica da pedra cerâmica obtido foi de $4,31 \times 10^{-9}$ m/s, este valor é próximo ao apresentado por Fredlund e Rahardjo (1993).

3.4.5. Métodos de determinação da variação volumétrica no equipamento triaxial com sucção controlada.

Nesta pesquisa, a determinação da variação volumétrica do corpo de prova será determinada através de dois métodos. O primeiro, utilizado inicialmente por Pereira (2006), considera a variação volumétrica do corpo de prova igual à quantidade de água que entra ou sai da câmara triaxial, pela linha de tensão confinante (Bishop e Henkel, 1962; Lade, 1988; Fredlund e Rahardjo, 1993; Rifa *et al.*, 2002). O segundo, a partir de medidas de deformação diretas no corpo de prova, utilizando transdutores de deslocamento, baseados em sensores de Efeito Hall (Clayton e Khatrush, 1986).

3.4.5.1. Variação de volume da câmara triaxial

A determinação da variação volumétrica através da variação do volume da água na câmara triaxial é feita através da bureta com um transdutor de pressão diferencial conectado no controlador de pressões (apresentada no item 3.1), instalada no caminho da pressão confinante. Os valores de variação volumétrica são gravados no microcomputador em intervalos de tempo determinados. Algumas das precauções e correções foram realizadas com o intuito de diminuir a ocorrência de erros na leitura da variação volumétrica:

- (i) Utilização de água de-aerada;
- (ii) Controle de temperatura ambiente em $23^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$;
- (iii) Utilização de um dispositivo “caça-bolhas” antes da válvula de entrada de água na câmara triaxial, para reduzir o ar difuso dentro dela;
- (iv) Anéis de fibra de vidro colados em volta do tubo de acrílico que ajudam a diminuir a deformação da câmara triaxial;
- (v) Ensaio de deformação elástica da câmara triaxial, dos tubos e conexões e da água, para as tensões confinantes de ensaio;
- (vi) Ensaio de “*Creep*” deste conjunto;

Os resultados da medição da variação volumétrica da câmara, devida à deformação elástica do sistema e devida ao “*Creep*”, foram considerados automaticamente através de dados armazenados no microcomputador. Estes foram inseridos nas planilhas eletrônicas de ensaio, para que as devidas correções fossem realizadas.

Na determinação da variação volumétrica durante a fase de cisalhamento, foi corrigida a saída de água devida à entrada do pistão de carga na câmara triaxial. Esta correção é feita multiplicando a área do pistão pelo seu deslocamento, o qual é determinado através das leituras do transdutor de deslocamento, armazenadas durante o ensaio.

3.4.5.2. Medidas diretas de deformação do corpo de prova

Nesta pesquisa de doutorado foram projetados e construídos dois transdutores de deslocamentos axiais e um de deslocamentos radial com base em sensores de Efeito Hall, a partir das concepções inicialmente apresentadas por Clayton e Khatrush, (1986), Clayton *et al.* (1989), Bressani (1990), Bica *et al.* (1994) e Soares *et al.* (1994). Na construção dos transdutores, com base em sensores de Efeito Hall, foram utilizados semicondutores da marca *Microswitch*, modelo SS94A2, blindados (Figura 3.9).



Figura 3.9. Semicondutor da marca Microswitch modelo SS94A2.

A configuração básica, do conjunto de peças que formam o transdutor de deslocamento (o sensor de Efeito Hall e um ímã permanente), utilizada neste projeto é denominada “*single magnet, bi-polar slide-by, with pole pieces*” (Clayton *et al.*, 1989), ou seja, um ímã permanente é colado em uma haste metálica móvel, sendo que uma placa de aço é colada em cada pólo deste ímã. Ambas as placas de aço coladas ao ímã atravessam a haste, com seção reduzida e estendida, gerando assim um campo magnético mais intenso próximo ao sensor. A extensão das placas de aço é de aproximadamente 2 mm. Estas não ficam em contato com o sensor encapsulado, para evitar que a lamínula de vidro que o protege seja danificada. Para evitar isto, utiliza-se um pequeno pedaço de teflon.

A justificativa para a utilização desta configuração é a possibilidade de criar um transdutor de deslocamentos com um trecho central linear de maior extensão na curva de calibração de voltagem de saída *versus* deslocamento aplicado.

Cada transdutor de deslocamentos axial mede os deslocamentos relativos entre duas sapatas coladas na membrana de látex que envolve o corpo de prova. A distância entre os centros dessas sapatas é de aproximadamente da 2/3 da altura do corpo de prova; os pares de sapatas são colocadas em lados diametralmente opostos do corpo de prova. Em uma das sapatas prende-se a caixa metálica com o sensor encapsulado e, na outra, prende-se uma haste com os ímãs permanentes. A haste metálica é pressionada levemente contra o sensor por um par de fios de aço inoxidável sob flexão.

O transdutor de deslocamento radial é baseado no modelo desenvolvido por Bressani (1990), com algumas modificações. Este transdutor é constituído por duas partes de um arco, unidas em uma das extremidades por uma rótula; em um dos arcos é fixada a caixa metálica onde está localizado o sensor e, no outro, é presa a haste com o ímã permanente. Esta haste foi projetada de tal maneira que os ímãs permanentes passem sobre a caixa metálica durante todo o seu curso. O anel metálico que forma o transdutor de deslocamentos radiais, com base em sensor de Efeito Hall, é colocado sobre duas sapatas que são coladas ao corpo de prova em lados opostos. A Figura 3.10 apresenta o transdutor de deslocamentos radial e axial com base em sensor de Efeito Hall desenvolvido nesta pesquisa de doutorado.

A determinação da variação volumétrica do corpo de prova dos ensaios triaxiais com sucção controlada é realizada em função dos valores de deformação relativa dos três transdutores de deslocamentos (dois axiais e um radial) através da equação 3.10:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_a + 2.\varepsilon_r \quad (3.10)$$

Onde: $\varepsilon_v \Rightarrow$ deformação volumétrica;

$\varepsilon_r \Rightarrow$ deformação radial;

$\varepsilon_a \Rightarrow$ deformação axial média dos dois transdutores de deslocamento;

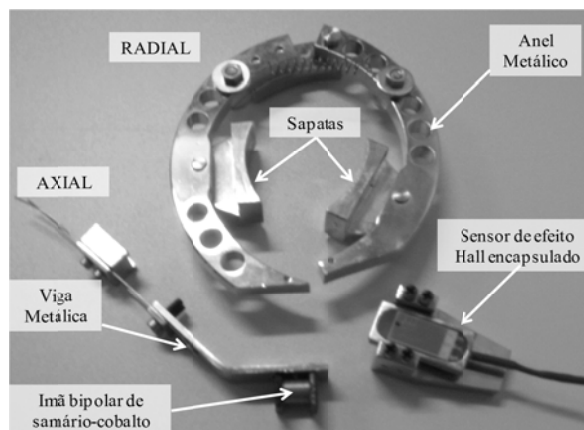


Figura 3.10. Transdutores de deslocamento locais axial e radial.

Os transdutores de deslocamentos baseados em sensores de Efeito Hall são alimentados por uma corrente elétrica de 5 Volts e estão conectados a um *data logger* da marca Novus, que permite a aquisição das leituras oriundas dos sensores. Este *data logger* está conectado a microcomputador auxiliar, para uso exclusivo dos transdutores de deslocamento baseados em sensores de Efeito Hall (não é mesmo microcomputador que possui o *software* controlador do equipamento triaxial). O armazenamento das leituras dos três transdutores de deslocamentos é feito através do *software Novus FieldChart 1.55* instalado no microcomputador auxiliar.

3.4.6. Equipamento triaxial com sucção controlada

O equipamento triaxial com sucção controlada desenvolvido, na pesquisa de Pereira (2006), a partir de um equipamento triaxial convencional consiste de uma série de dispositivos que fazem com que os ensaios triaxiais com sucção controlada tenham na sua execução um misto de procedimentos manuais e automáticos.

As atividades que são controladas ou medidas automaticamente durante o período de duração do ensaio são: (i) a pressão confinante; (ii) a medida de variação de volume do corpo de prova através da câmara triaxial; (iii) o deslocamento vertical da prensa (velocidade de ensaio); (iv) a leitura da poropressão de água; (v) o deslocamento axial (através do transdutor de deslocamento externo); (vi) as medidas diretas de deformação do corpo de prova obtidas dos transdutores de deslocamento baseados em sensores de Efeito Hall; (vii) os valores de força da célula de carga. Já as atividades que são controladas ou medidas manualmente durante o período de duração do ensaio são: (i) aplicação das pressões de ar e água; (ii) leitura da variação de volume de água do corpo de prova.

O transdutor de deslocamento utilizado na medição do deslocamento axial é do tipo resistivo da marca *Novotechnik*, e apresenta curso de aproximadamente 50 mm. A célula de carga utilizada é da marca *Reaccion* e possui capacidade máxima de 5 kN. Ambos os dispositivos foram testados e calibrados antes do início da pesquisa.

O sistema de ensaio triaxial para ensaios em solos não saturados funciona resumidamente, da seguinte forma:

(i) O microcomputador controla o deslocamento da prensa para a velocidade de ensaio determinada. Controla a pressão confinante a ser aplicada através do controlador de pressão. Esta pressão de ar entra na bureta e é transmitida para a água, a pressão de água passa pelo caça-bolhas até chegar a câmara triaxial;

(ii) O microcomputador auxiliar é responsável pela leitura e armazenamento dos dados de medidas de deformação direta do corpo de prova, obtidos dos três transdutores de deslocamento;

(iii) Durante o cisalhamento a mudança no volume do corpo de prova é considerada igual à variação de volume de água, dentro da câmara triaxial, a qual é lida na bureta através do transdutor de pressão diferencial existente e seus dados são transmitidos para o computador;

(iv) O controle do excesso de poropressão é realizado através do transdutor localizado na válvula de esfera onde circula água, o qual fica conectado à placa de aquisição de dados na prensa e os valores de poropressão são transmitidos para o microcomputador. Durante o cisalhamento a célula de carga e o transdutor de deslocamento, conectados na prensa, têm seus valores transmitidos ao computador e ali são gravados;

(v) O painel de controle de pressão é responsável pela aplicação das pressões de ar e água. A pressão de ar é aplicada diretamente à válvula de esfera da câmara triaxial que é conectada no cabeçote para aplicação ao corpo de prova. A pressão de água é aplicada através da bureta, passa pelo caça bolhas e é aplicada sobre a parte inferior da pedra cerâmica de alto valor de entrada de ar.

A Figura 3.11 apresenta uma vista geral de todos os dispositivos que constituem o equipamento triaxial para ensaios em solos na condição não saturada, utilizado nesta pesquisa.

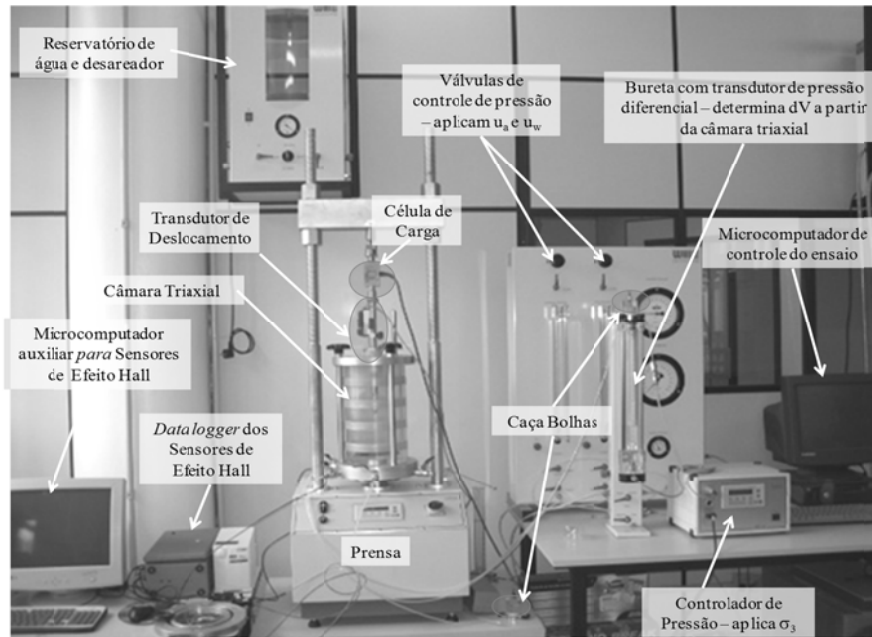


Figura 3.11. Equipamento de ensaio triaxial com sucção controlada

4 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO E PROCEDIMENTOS DE LABORATÓRIO

O presente capítulo apresenta a caracterização do material, objeto de estudo desta pesquisa, assim como os principais procedimentos e técnicas experimentais envolvidas na utilização dos equipamentos empregados (Capítulo 3) para execução de ensaios da parte experimental. A caracterização do material de estudo foi realizada a partir de uma caracterização geológica, pedológica e física obtida nesta pesquisa e por informações apresentadas por Feuerharmel (2003) e Silveira (2003).

Na sequência serão apresentados e discutidos alguns dos procedimentos e técnicas experimentais envolvidos na realização dos ensaios triaxiais na condição saturada e não saturadas. Dentre os procedimentos e técnicas experimentais de principal destaque, citam-se: (i) moldagem do corpo de prova – indeformado e remoldado; (ii) saturação da pedra cerâmica de alto valor de entrada de ar; (iii) calibração da variação volumétrica da câmara triaxial; (iv) montagem e calibração dos transdutores de deslocamento baseados em sensores de Efeito Hall.

Os procedimentos relacionados a moldagem do corpo de prova em formato tubular para a realização dos ensaios do *Hollow Cylinder Apparatus* (HCA) também serão apresentadas e discutidas neste capítulo.

A descrição das etapas envolvidas na realização dos ensaios triaxiais convencionais (saturação, adensamento e cisalhamento) e, com maior ênfase, das etapas envolvidas na realização dos ensaios triaxiais com sucção controlada e dos ensaios HCA (equalização, adensamento e cisalhamento) serão apresentados na parte final deste capítulo, assim como um breve esclarecimento em relação as planilhas eletrônicas utilizadas na análise dos resultados dos ensaios triaxiais e HCA realizados na condição saturada e não saturada.

4.1 MATERIAL DE PESQUISA

O material objeto desta pesquisa de consiste de um solo coluvionar de arenito localizado a uma cota aproximada de 250 metros em relação ao nível do mar. A área de investigação do solo está localizada na região dos Aparatos da Serra, nas encostas da Formação Serra Geral, divisa dos estados de Santa Catarina (SC) e Rio Grande do Sul (RS), entre os municípios de Alvaro Pereira (engalvaro@gmail.com). Tese de Doutorado. Porto Alegre: PPGEC/UFRGS - 2013

Timbé do Sul (SC) e São José dos Ausentes (RS). A localização do ponto de coleta do material pode ser observada na Figura 4.1 e Figura 4.2. Para chegar até este colúvio, pode-se utilizar dois caminhos, um a partir da Rodovia BR101 no km 427 próximo ao município de Araranguá (SC) seguindo em direção a Ermo e Turvo, chegando a Timbé do Sul. Outro através da Rodovia BR 285 pelo município de São José dos Ausentes ou pela RS 020 vindo de Cambará do Sul (RS) descendo a serra em direção a Timbé do Sul.

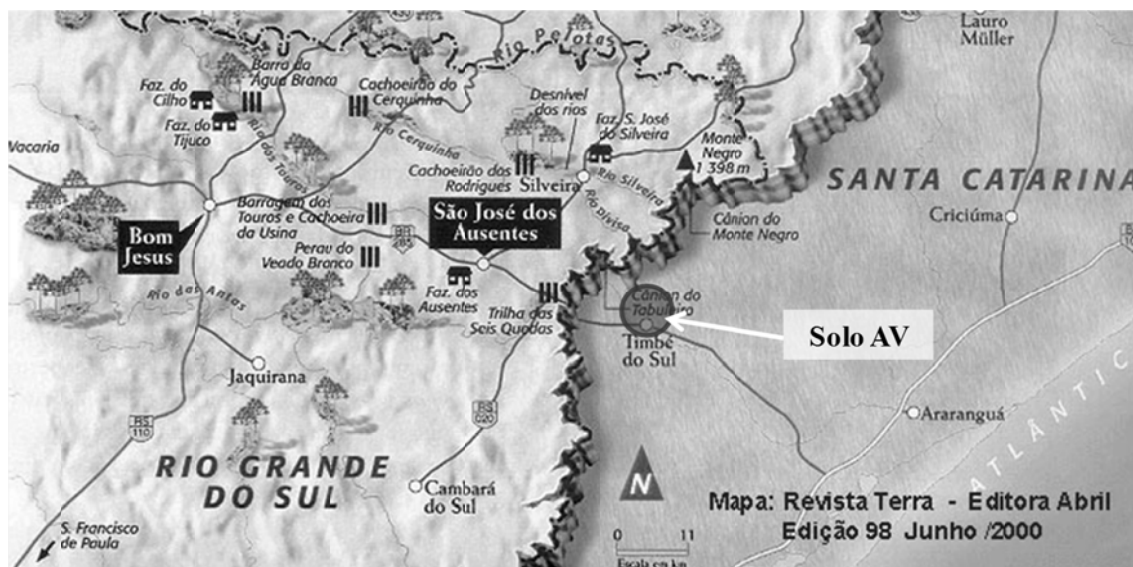


Figura 4.1. Localização geográfica do local de amostragem do material estudado.



Figura 4.2. Imagem de satélite do ponto de amostragem do solo AV (Google Earth)

A caracterização geológica, pedológica e física do Solo AV apresentada na sequência deste item foi baseada nas descrições realizadas e apresentadas nas pesquisas de Feuerharmel (2003) e Silveira (2003).

4.1.1. Caracterização geológica

O colúvio, estudado nesta pesquisa, está localizado, geologicamente, na Bacia do Paraná, que abrange os países do Brasil, Paraguai, Argentina e Uruguai, que se apresenta como sedimentar de forma ovalada e intratônica. Até atingir o atual estágio de desenvolvimento de processo de formação e deposição de sedimentos, a Bacia do Paraná, esteve sujeita a grandes transformações geológicas. De acordo com Bartorelli e Haralyi (1998) *apud* Silveira (2003), a degradação das rochas da Bacia do Paraná, principalmente os derrames ácidos e básicos e os arenitos na área de investigação, originaram os sedimentos não consolidados, mal selecionados, pertencentes aos sistemas deposicionais costeiros (relacionados com as oscilações do nível do mar e com os sucessivos recuos da escarpa da Serra Geral). Silveira (2003) cita que as encostas na região apresentam altas declividades (podendo ser superiores a 45°, com a camada de solo menos espessa). Nestas áreas ocorreram escorregamentos generalizados, fluxo de detritos e queda de blocos de rocha.

De acordo com Feuerharmel (2003) e Silveira (2003) as unidades geológicas mais importantes encontradas na área são:

(i) Formação Botucatu: constituída basicamente de pacotes de arenito com granulometria média a fina, seus grãos são arredondados com composição predominante de quartzo, feldspato, coloração róseo-avermelhada e presença de cimento silicoso ou ferruginoso; Quando intercalada na Formação Serra Geral este arenito é denominado *intertrap*;

(ii) Formação Serra Geral: caracterizada por duas sequências de derrames vulcânicos distintos e justapostos, um básico predominante nos níveis inferiores representado por basaltos toleítico de textura afanítica, estrutura maciça e coloração preta a esverdeada e outro ácido, predominantemente na direção do topo dos derrames onde predominam riolitos, dacitos e riódacidos de coloração acinzentada e avermelhada. Esta formação define o principal acidente geográfico da região, a escarpas Serra Geral (Aparatos da Serra);

(iii) Depósitos Cenozóicos: são constituídos por sedimentos clásticos inconsolidados provenientes das Formações Botucatu e Serra Geral.

Segundo o relatório do projeto FINEP CTPETRO 0652/01 (Strieder *et al.*, 2002) a área em que está localizado o material de pesquisa é de ocorrência de corpos de colúvio de material homogêneo, das Formações Botucatu e Serra Geral, que demarcam a zona principal do sopé da escarpa até sua porção mediana. Nestas encostas, observa-se uma predominância de deposição gravitacional de material na forma de corpos de talús, colúvios e coberturas alúvio coluvionares. No sopé da escarpa, estes depósitos gradam para leques aluviais e na porção do relevo mais deprimido, assumem características de depósitos fluviais. O solo utilizado nesta pesquisa está localizado no sopé da encosta vulcânica.

A Figura 4.3 apresenta um croqui do perfil geológico ocorrente na área de amostragem do material estudado, assim como a provável localização do material no perfil.

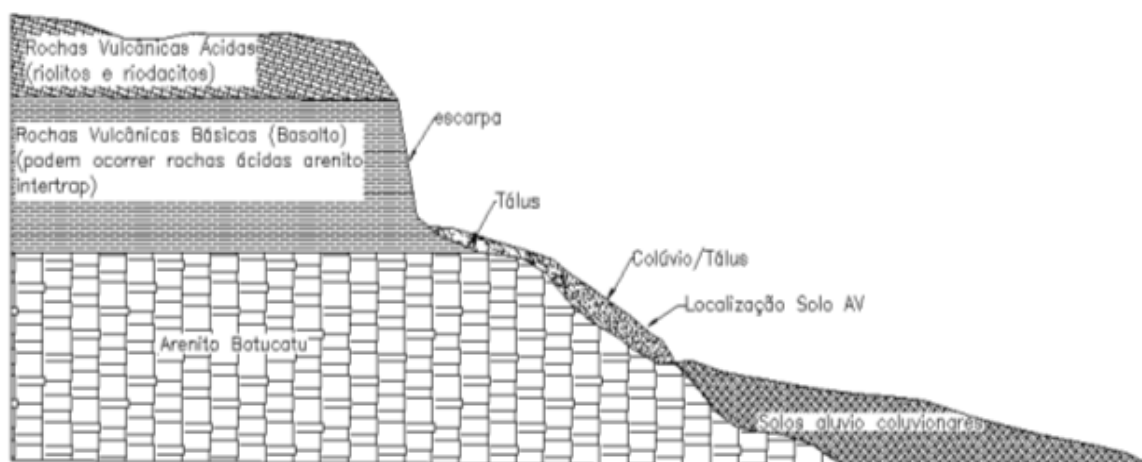


Figura 4.3. Croqui do perfil geológico ocorrente na área de estudo. (baseado em Feuerharmel, 2007).

4.1.2. Caracterização Pedológica

A classificação pedológica do solo coluvionar indica que se trata de um Argissolo. Este se encontra localizado no terço médio inferior da encosta da Formação Serra Geral, com relevo ondulado formado sobre rochas vulcânicas básicas, arenito Botucatu *intertrap*, colúvios e tálus de basalto e arenito, conforme pode ser observado na Figura 4.3 (FINEP CTPETRO 0652/01 - Strieder *et al.*, 2002 e RADAMBRASIL, 1986 *apud* Feuerharmel, 2003).

Os Argissolos são solos minerais formados em condições de boa drenagem. As condições de formação destes solos e a estrutura desenvolvida durante este processo conferem aos mesmos valores de coeficientes de permeabilidade relativamente elevados. Apresentam sequência de horizontes A, B e C, sendo que sua principal característica diagnóstica é a presença do

horizonte B textural, o qual possui expressiva quantidade de argila iluvial de atividade baixa, evidenciada pela relação textural A/B e pelo recobrimento das superfícies das unidades estruturais por filmes de material coloidal. O horizonte C apresenta-se texturalmente como um material mais grosseiro (Streck *et al.* 2002). Conforme pode ser observado na Figura 4.4, o material utilizado na pesquisa foi amostrado no horizonte B, aproximadamente, a um metro da superfície.

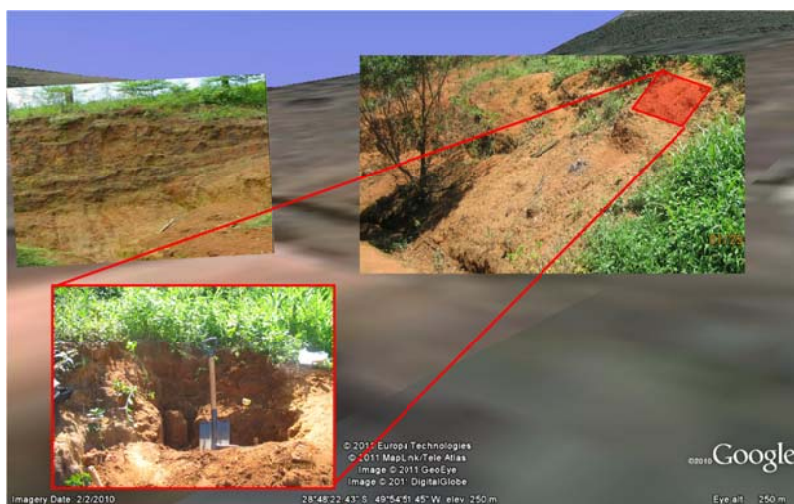


Figura 4.4. Perfil Argissolo em colúvio de arenito. Ponto de amostragem do Solo AV. (Imagem *Google Earth*).

4.1.3. Caracterização física

A caracterização física do Solo AV, realizada por Feuerharmel (2003) e Silveira (2003), consistiu de uma série de ensaios, sendo: (i) peso específico real dos grãos, (ii) limites de Atterberg, (iii) análise granulométrica. Todos os procedimentos envolvidos na execução destes ensaios de caracterização física foram realizados em concordância com as normas brasileiras da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). A Tabela 4.1 apresenta os resultados dos índices físicos e limites de Atterberg.

Tabela 4.1. Índices físicos e limites de Atterberg para o Solo AV (Feuerharmel, 2003)

γ_s	γ_d^*	γ_t^*	w*	S*	e*	w _L - LL	w _P - LP	IP
kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³	(%)	(%)		(%)	(%)	(%)
28	13,86	17,53	27,9	74,8	0,89 - 1,22	56	34	22

* valores médios

Onde $\gamma_s \Rightarrow$ peso específico real dos grãos;

$\gamma_d \Rightarrow$ peso específico aparente seco;

γ_t \Rightarrow peso específico aparente úmido;

LL \Rightarrow limite de liquidez;

LP \Rightarrow limite de plasticidade;

IP \Rightarrow índice de plasticidade;

A partir da observação dos valores do grau de saturação e do índice de plasticidade, nota-se a característica não saturada e altamente plástica do Solo AV. Cabendo ainda ressaltar, os altos valores de índice de vazios, observado para o Solo AV considerando um solo no seu estado natural.

A Tabela 4.2 e a Figura 4.5 apresentam os resultados dos ensaios de granulometria obtidos por Feuerharmel (2003) realizados com e sem a presença de defloculante.

Tabela 4.2. Resumo da granulometria para o Solo AV (Feuerharmel, 2003)

FRAÇÃO	Sem Defloculante	Com Defloculante
Argila (%)	0	53
Silte (%)	9	15
Areia Fina (%)	65	26
Areia Média (%)	24	91
Areia Grossa (%)	2	1

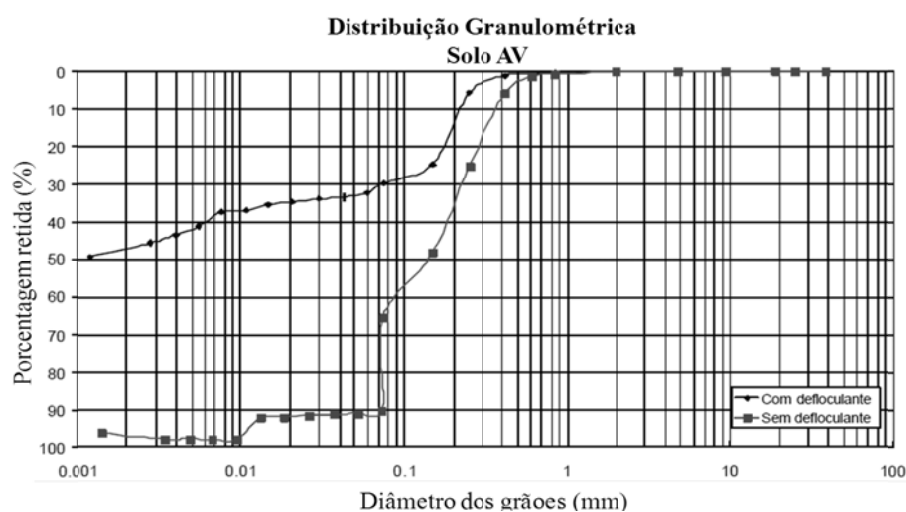


Figura 4.5. Curva granulométrica do solo coluvionar de arenito, Solo AV (Feuerharmel, 2003)

Conforme é possível observar nos resultados apresentados na Figura 4.5 e na Tabela 4.2, em função de utilização ou não de defloculante, na execução dos ensaios de granulometria, o Solo AV pode ser classificado de maneira distinta. Sem a utilização de defloculante classificado como um material arenoso, e com a utilização, classificado como material argiloso.

Segundo Feuerharmel (2003) a não utilização do defloculante, na realização dos ensaios de granulometria, é importante tendo em vista que representa a situação de campo, onde os materiais não se encontram expostos à ação de substâncias desagregadoras, apresentando partículas de argilas agregadas, que se assemelham a partículas de areia.

Feuerharmel (2003) apresenta resultados de ensaios de difratogrametria de raios – X realizados no Solo AV, encontrando como principais argilominerais constituintes deste colúvio: (i) caulinita, de boa cristalinidade; (ii) grande ocorrência de quartzo, provavelmente oriundo da rocha mãe; (iii) haloisita, que é um tipo de caulinita não hidratada, que em presença de água tende a apresentar um pouco de expansão.

4.2. PROCEDIMENTOS DE ENSAIO

Neste item será apresentada e discutida uma série de procedimentos e técnicas experimentais utilizadas na preparação, instalação e execução dos ensaios triaxiais na condição saturada e não saturada e dos ensaios no *Hollow Cylinder Apparatus* (HCA). As atividades iniciais envolvidas na execução dos ensaios, descritas neste item, são apresentadas da seguinte forma: (i) moldagem dos corpos de prova; (ii) utilização da câmara equalização (ensaios triaxial na condição não saturada); (iii) saturação da pedra cerâmica de alto valor de entrada de ar (ensaio triaxial na condição não saturada); (iv) calibração da variação volumétrica da câmara triaxial; (v) montagem e calibração dos transdutores de deslocamento baseados em sensores de Efeito Hall.

Na sequência deste item serão descritas as principais etapas envolvidas na realização dos ensaios triaxiais convencionais, com sucção controlada e do HCA.

4.2.1. Moldagem dos corpos de prova dos ensaios triaxiais e HCA

4.2.1.1 Corpo de prova para ensaios triaxiais

Os ensaios triaxiais convencionais e com sucção controlada desta pesquisa foram executados em corpos de prova moldados na forma remoldada. Suas dimensões iniciais, aproximadas, foram de 100 mm de altura e 50 mm de diâmetro. O material utilizado na moldagem dos corpos de prova é oriundo de amostragens de campo realizadas em outubro de 2005 e janeiro de 2007. O material proveniente da amostragem realizada em outubro de 2005 é oriunda de sobras de blocos indeformados utilizados para moldagem de corpos de prova indeformados, preservado em sacos plásticos hermeticamente fechados e guardados na câmara úmida

existente no LAGEO. Já o material proveniente da amostragem realizada em janeiro de 2007 foi recolhido do local já na forma deformada depositados e transportados em sacos hermeticamente fechados e mantido no mesmo local do restante do material do solo AV. Os materiais apresentaram alguma diferença no teor de umidade relacionados principalmente em função da época das amostragens.

Os corpos de prova remoldados são moldados de tal forma que apresentassem características físicas iniciais idênticas aos indeformados, na pesquisa apresentada por Pereira (2006), estas características correspondem à média dos corpos de prova indeformados, um índice de vazios inicial (e_0) de 1,0 e um teor de umidade inicial (w_0) de $25\% \pm 1\%$.

Nesta pesquisa o método de preparação dos corpos de prova tanto para os ensaios triaxiais quanto para os HCA é baseado no método de compactação estática conhecido por “*moist tamping technique*”. A diferença entre o método utilizado e a “*moist tamping technique*” é o diâmetro do soquete utilizado para compactar o material. Nesta pesquisa o diâmetro do soquete foi igual ao diâmetro do corpo de prova e, para a “*moist tamping technique*”, o diâmetro do pilão é inferior ao diâmetro do corpo de prova.

O procedimento de moldagem dos corpos de prova remoldados consiste em: (i) determinação do teor de umidade do material guardado nos sacos plásticos; (ii) umedecimento ou secagem do material até que o teor de umidade da mistura atingir aproximadamente 25 %; (iii) pesagem da quantidade de material necessária para que o corpo de prova obtivesse um e_0 de 1,0 para o molde tripartido com altura de 100 mm e diâmetro de 50mm; (iv) deposição do material no molde tripartido, em três camadas iguais; (v) cada camada é compactada estaticamente, sendo que antes da camada superior, a camada inferior foi escarificada com o objetivo de evitar a criação de uma superfície preferencial de cisalhamento; (vi) o corpo de prova é retirado do molde, pesado e medido (diâmetro e altura média); (vii) um quantidade do material colocado para umedecer/secar foi utilizada para se determinar o teor de umidade inicial do corpo de prova remoldado. A Figura 4.6 apresenta um corpo de prova remoldado junto ao molde tripartido utilizado na moldagem.



Figura 4.6. Corpo de prova moldado na forma remoldada em um molde tripartido

4.2.1.2 Corpo de prova para ensaios HCA

Na execução dos ensaios no HCA foram utilizados corpos de prova remoldados, em função da grande dificuldade na moldagem de corpos de prova indeformados e a possibilidade de comparação de valores de módulo oriundos dos ensaios triaxiais e HCA. O método de preparação dos corpos de prova para os HCA foi baseado no método de compactação estática conhecido por “*moist tamping technique*”, conforme citado anteriormente.

O material utilizado na moldagem dos corpos de prova foi oriundo de amostragens de campo realizadas em janeiro de 2008. Este material foi seco ao ar, armazenado em sacos plásticos hermeticamente fechados, embalados e enviados à *Purdue University*. Lá o material foi depositado em baldes plásticos fechados com tampas próprias.

A diferença entre os corpos de prova utilizados nos ensaios está nas suas dimensões; para o ensaio HCA utiliza-se um corpo de prova com diâmetro interno, diâmetro externo e altura de 60mm, 100mm e 200mm, respectivamente, e, para o ensaio triaxial, têm-se diâmetro e altura de 50mm e 100mm. Os corpos de prova foram moldados com índice de vazios médio igual a 1,0 e teor de umidade de aproximadamente $25\% \pm 1\%$, valores estes iguais aos utilizados na pesquisa realizada por Pereira (2006) e nos ensaios triaxiais em corpos de prova remoldados. O procedimento utilizado na preparação dos corpos de prova para ensaios HCA consiste dos seguintes passos:

- 1) O material amostrado é seco ao ar no laboratório e então peneirado na peneira de número 10. Após o peneiramento, o material é armazenado em recipiente fechado no laboratório;

- 2) A quantia de solo necessária para moldar um corpo de prova com índice de vazios igual a 1,0 é retirada do recipiente. Água destilada é borrifada no material na quantia necessária para que seja atingido um teor de umidade de 25%. O solo é colocado em um saco plástico selado e mantido neste por pelo menos 12 h (intervalo de tempo considerado suficiente para garantir que o material tenha um teor de umidade uniforme);
- 3) A quantidade de material separada é subdividida seis partes, para a moldagem do corpo de prova HCA em seis camadas;
- 4) A quantidade de material separada para cada camada é depositada num molde cilíndrico e então compactada estaticamente utilizando o soquete, que consiste de uma haste metálica com um disco circular (do mesmo diâmetro do corpo de prova) anexado na extremidade inferior até que se atinja a altura final da camada de 33,3 mm. Com intuito de evitar a formação de planos de cisalhamento preferenciais, a superfície de cada camada foi cuidadosamente escarificada;
- 5) O molde contendo o corpo de prova cilíndrico é instalado em um equipamento que permite executar uma cavidade cilíndrica com eixo coincidindo com o eixo do corpo de prova. Esta cavidade é iniciada com uma broca de hélice contínua de 25 mm de diâmetro, a qual é levemente forçada verticalmente na direção do eixo do corpo de prova que gira no sentido horário a uma velocidade constante. Após a broca de 25 mm cruzar toda a extensão do corpo de prova, uma broca de hélice simples, com 60 mm de diâmetro, é utilizada para aumentar o diâmetro da cavidade ao longo do eixo do corpo de prova, atingindo-se o diâmetro interno final do corpo de prova do ensaio *hollow cylinder*.

A realização deste procedimento de perfuração em duas etapas tem como principal objetivo evitar o desenvolvimento de tensões radiais excessivas no corpo de prova durante a perfuração. Irregularidades visíveis na parede interna do corpo de prova devem ser cuidadosamente corrigidas com auxílio de uma espátula;

- 6) O teor de umidade do solo é determinado através de um material extraído da cavidade interna do corpo de prova, e considerado como o teor de umidade inicial do corpo de prova;
- 7) O molde é removido e o corpo de prova é cuidadosamente colocado na base do equipamento *hollow cylinder*. Na seqüência, a altura e os diâmetros interno e externo do corpo de prova são medidos e registrados na planilha eletrônica de ensaio.

A Figura 4.7 apresenta uma série de fotografias ilustrando o procedimento de moldagem do corpo de prova para os ensaios HCA.



1. Primeira camada compactada e escarificada



2. Quinta camada compactada e escarificada



3. Sexta camada compactada



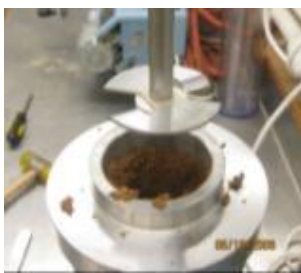
4. Corpo de prova compactado nas dimensões finais



5. Execução da cavidade com broca de menor diâmetro



6. Cavidade de diâmetro inferior ao final



7. Execução da cavidade no seu diâmetro final



8. Execução da cavidade no seu diâmetro final



9. Diâmetro final da cavidade



10. Corpo de prova no HCA

Figura 4.7. Fotografias ilustrando o procedimento de moldagem do corpo de prova para os ensaios HCA

4.2.1.3. Avaliação da uniformidade dos corpos de prova

Frost e Park (2003) avaliaram a uniformidade de corpos de prova de areia limpa (“*Ottawa sand*”) preparados com o método de compactação estática conhecida por “*moist-tamping technique*”. Estes corpos de prova, os quais foram compactados em sete camadas, apresentavam 71,1 mm de diâmetro e 142,2 mm de altura. Os autores concluíram que: (i) a tensão vertical de compactação utilizada na camada inferior do corpo de prova é superior à tensão vertical de compactação das camadas superiores devido ao seu contato com a base rígida do molde; (ii) de maneira geral, a densidade do corpo de prova é não uniforme, sendo a parte inferior do corpo de prova mais densa que a parte superior; (iii) em alguns casos as tensões verticais de compactação utilizadas podem ser superiores à tensão vertical efetiva inicial de ensaio.

Esta situação pode ser responsável por erros de interpretação dos resultados de ensaios, quando o corpo de prova é considerado normalmente adensado, mas na realidade este é pré-adensado devido ao processo de compactação.

Silveira (2008) utilizou a mesma técnica na preparação de corpos de prova para ensaios no HCA (dimensões de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura, em um solo coluvional compactado em dez camadas). Este autor observou variações de 3,0% para w , 4,3% para e , e 2,4% para γ_d .

Com o intuito de avaliar a uniformidade de alguns corpos de prova preparados para ensaios triaxiais e HCA, o índice de vazios e o teor de umidade de cada camada foram determinados após o procedimento de compactação (8 corpos de prova foram avaliados). Estes corpos de prova foram preparados - de acordo com os procedimentos descritos anteriormente - em um molde subdividido em camadas de igual espessura (3 e 6 camadas para os corpos de prova utilizados nos ensaios triaxial e HCA, respectivamente).

A Figura 4.8 apresenta os valores médios de índice de vazios e teor de umidade para os corpos de prova dos ensaios triaxial e HCA avaliados.

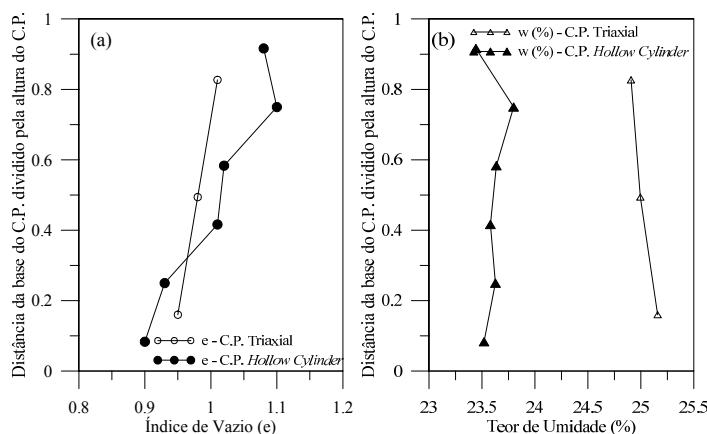


Figura 4.8. Variação do: (a) índice de vazios e (b) teor de umidade das camadas compactadas na moldagem dos corpos de prova para ensaios triaxiais e HCA (C.P. – Corpo de Prova)

Em ambos os casos, o índice de vazios e o teor de umidade variam ligeiramente em função da altura do corpo de prova. O teor de umidade das diferentes camadas é de $24\% \pm 1,0\%$. O índice de vazios aumenta da camada inferior até a camada superior do corpo de prova. Os valores médios de índice de vazios calculados para as camadas inferiores, médias e superiores dos corpos de prova dos ensaios triaxiais foram de 0,95; 0,98; e 1,01, respectivamente. Os valores médios de índice de vazios calculados para as duas camadas inferiores, as duas camadas intermediárias e as duas camadas superiores do corpo de prova dos ensaios HCA foram de 0,93; 1,01 e 1,05; respectivamente. Estes resultados demonstram que o índice de vazios médio da parte inferior do corpo de prova é ligeiramente abaixo do valor especificado de 1,0. Variações similares nos perfis de teor de umidade e de índice de vazios apresentados na Figura 4.8 foram observadas por outros autores (Silveira 2008; Lin e Penumadu 2005).

4.2.2. Saturação da pedra cerâmica de alto valor de entrada de ar

A saturação da pedra cerâmica de alto valor de entrada de ar foi realizada sempre que o equipamento ficou sem uso por algum período, por menor que fosse. Este procedimento consiste, resumidamente, do preenchimento da câmara triaxial com água destilada e desaerada; na sequência aplicou-se pressão de confinamento (com objetivo de forçar a entrada de água nos poros dos discos cerâmicos) em estágios de 30 kPa, desde o valor inicial de 50 kPa até 200 kPa. A duração de cada estágio de aplicação de pressão de confinamento foi de aproximadamente duas horas. A remoção do ar, que saía do disco cerâmico e ficava acumulado junto à sua face inferior, foi realizada após cada estágio de aplicação de pressão de confinamento, circulando-se água por baixo do disco cerâmico através da linha de aplicação

de poropressão de água (por um período de aproximadamente 10 min). O tempo necessário para que fosse alcançada a pressão de confinamento de 200 kPa foi de aproximadamente dois dias, permanecendo aplicada por mais dois dias totalizando um período de saturação de quatro dias.

4.2.3. Calibração do método de variação volumétrica a partir da variação de água da câmara triaxial

Conforme apresentado no Capítulo 2 o método de variação volumétrica a partir da variação do volume de água da câmara triaxial é um dos mais simples de ser aplicado, porém sujeito a uma variedade de erros, tais como, variação da pressão na câmara triaxial; variação na temperatura ambiente; “*creep*” no tubo de acrílico da câmara, e vazamentos (Bishop e Henkel, 1962; Alva-Hurtado e Selig, 1981; Lade, 1988; Ng *et al.*, 2002; Aversa e Nicotera, 2002; Leong *et al.*, 2004).

Com o objetivo de se avaliar o comportamento do sistema de medição de ΔV_{ext} frente à aplicação da pressão confinante e de estabelecer algumas correções para essa medição realizou-se um procedimento especial para a calibração, possibilitando a quantificação destes valores. Esta quantificação objetiva considerar as deformações elásticas dos componentes que fazem parte do sistema de determinação da variação volumétrica e dos transdutores de deslocamentos baseados em sensores de Efeito Hall,

O procedimento de calibração consistiu da instalação dos transdutores de deslocamentos locais axiais e do transdutor radial em um corpo de prova considerado indeformado, sendo a câmara triaxial preenchida com água e aplicada uma pressão confinante de 400 kPa (utilizada em todos os ensaios desta pesquisa). Esta pressão permaneceu constante por um período não inferior ao da duração típica de um ensaio triaxial em solo não saturado (aproximadamente 8 dias).

Através desta calibração foi possível obter uma equação empírica que considera a compressão volumétrica da água, além da deformação volumétrica elástica dos tubos, das conexões e da câmara triaxial como um todo. O erro observado na medição de variação volumétrica devido à variação de temperatura no laboratório foi minimizado com o seu controle, sendo a temperatura mantida, na média, em $23\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 2\text{ }^{\circ}\text{C}$. Esta equação foi incorporada à planilha eletrônica de ensaio triaxial em solos não saturados.

A Figura 4.9 apresenta, através da curva volume *versus* tempo, a quantidade de água que entra na câmara para a pressão de confinamento, de 400 kPa, utilizada na realização dos ensaios triaxiais com sucção controlada.

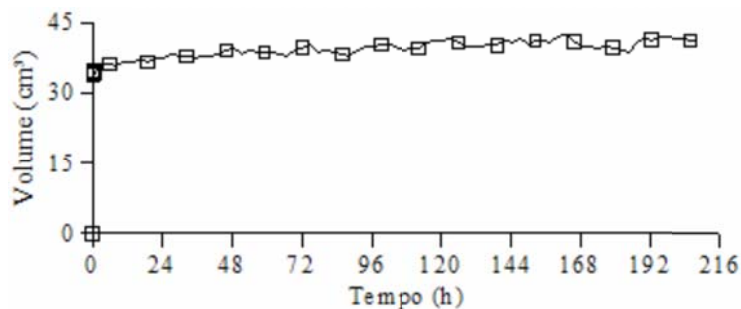


Figura 4.9. Variação do volume de água na câmara triaxial *versus* tempo para uma pressão de confinamento de 400 kPa

Conforme apresentado por Pereira (2006), o volume de água que entra na câmara triaxial pode ser dividido em duas partes. A primeira, a variação instantânea de volume de água devida à aplicação da pressão de confinamento, representa: a compressão da água e das bolhas de ar, no interior da câmara e na linha de aplicação de pressão, e a deformação dos tubos, conexões e do acrílico da câmara triaxial. Este valor de deformação instantânea é descontado diretamente do valor de compressão dos corpos de prova na fase de adensamento do ensaio triaxial. A segunda, o volume de água que entra na câmara triaxial em função do tempo de aplicação da pressão de confinamento, representada pela deformação lenta do sistema. Esta foi corrigida a partir da definição de uma equação polinomial de sexta ordem (Equação 4.1), definida em função do tempo em minutos. Esta equação foi inserida na planilha eletrônica de ensaio, possibilitando a correção automática da variação de volume, durante a fase de adensamento/equalização e de cisalhamento do ensaio.

$$V = -6x10^{-23}.t^6 + 3x10^{-18}.t^5 - 6x10^{-14}.t^4 + 5x10^{-10}.t^3 - 2x10^{-6}.t^2 + 0,005t \quad (4.1)$$

Onde $V \Rightarrow$ volume a ser descontando (cm^3);

$t \Rightarrow$ tempo do ensaio, em minutos;

A Figura 4.10, apresenta um gráfico volume *versus* tempo, onde observa-se duas curvas, ambas são oriundas da fase de adensamento/equalização de um ensaios triaxial com sucção controlada para um único corpo de prova remoldado, instalado no equipamento.

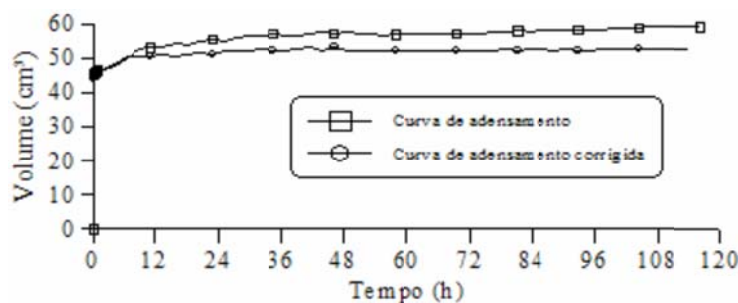


Figura 4.10. Curvas variação de volume *versus* tempo, com correção e sem correção, para um corpo de prova de água durante a fase de adensamento/equalização do ensaio triaxial com sucção controlada

A curva superior representa os valores de variação volumétrica do corpo de prova medidos diretamente pela bureta. A curva abaixo representa a curva superior aplicando-se a Equação 4.1, ou seja, representa a curva de adensamento do corpo de prova com erros devido a deformações do sistema minimizados, pela equação de calibração determinada.

Observando-se a forma da curva de adensamento corrigida, nota-se um comportamento praticamente constante após o período de 12 h. Este período é o necessário para que não ocorram mais deformações volumétricas no corpo de prova do material utilizado nesta pesquisa, para a tensão normal líquida aplicada, ou seja, é o período de duração da fase de adensamento.

O comportamento dos transdutores de deslocamento baseados em sensores de Efeito Hall, durante a fase de equalização do corpo de prova, pode ser visualizado na Figura 4.11, que apresenta a variação no tempo das leituras dos transdutores de deslocamentos locais axiais e radiais, expressa em Volts.

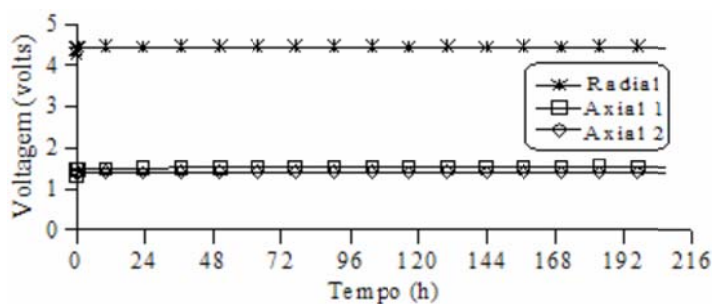


Figura 4.11. Variação de leitura dos transdutores de deslocamento baseados em sensores de Efeito Hall devidas à aplicação de pressão confinante.

Observa-se nas curvas da Figura 4.11, que há uma variação na leitura dos transdutores de deslocamento somente no instante da aplicação da pressão confinante. Esta variação, deve ser

descontada no momento da avaliação da compressão dos corpos de prova ao final da fase de adensamento/equalização. Após a variação inicial na leitura dos transdutores de deslocamento, observa-se que as medidas dos transdutores permanecem praticamente constantes durante o restante do período de duração do ensaio, este comportamento, confirma que a forma da curva de variação volumétrica apresentada na Figura 4.9 é resultado do volume de água que entra na câmara triaxial com o tempo, representando a deformação lenta do sistema. Esta situação, confirma a necessidade da correção nos valores de variação volumétrica obtida através da câmara triaxial. Esta correção é representada pela Equação 4.1.

4.2.4. Montagem e calibração dos transdutores de deslocamento baseados em sensores de Efeito Hall

Este item apresenta, os procedimentos envolvidos na montagem dos transdutores de deslocamento baseados em sensores de Efeito Hall, e os procedimentos envolvidos na calibração dos mesmos.

4.2.4.1. Procedimento de montagem dos transdutores de deslocamento

Devido as condições adversas as quais os transdutores estão submetidos, submersos em água sob pressão por períodos de tempo consideráveis, durante a fase experimental sempre estiveram disponíveis alguns transdutores reservas, possibilitando a substituição dos mesmos sem grande perda de tempo.

O procedimento de montagem dos sensores de Efeito Hall pode ser resumido nos seguintes passos: (a) o sensor é colado em uma laminula de vidro, sendo encapsulado em uma pequena caixa metálica; (b) a caixa metálica é preenchida com resina epóxi com o objetivo de proteger o sensor do contato da água existente na câmara triaxial (c) os condutores elétricos do sensor são inseridos em tubos termo-retráteis, visando a proteção dos fios contra a água; (d) sobre o tubo termo-retrátil coloca-se um tubo plástico vedado com uma anilha com objetivo de impedir que saia água pela câmara triaxial; (e) nas pontas dos fios dos sensores são crimpados os pinos banhados em ouro que são inseridos nos conectores elétricos; (f) os conectores são ligados ao sistema de aquisição automática de dados possibilitando aquisição e armazenamento das leituras dos sensores. A Figura 4.12 apresenta um sensor instalado na sua caixa metálica.

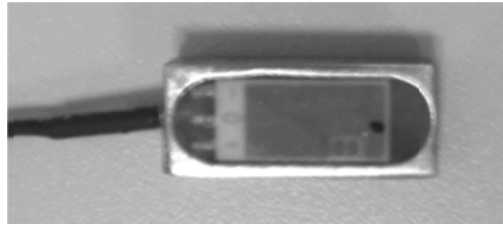


Figura 4.12. Sensor de Efeito Hall instalado na caixa metálica

4.2.4.2. Calibração dos transdutores de deslocamento

A calibração dos transdutores de deslocamento, baseado em sensores de Efeito Hall foi realizada regularmente, pelo menos a cada três meses de uso, ou a cada troca dos vidros de proteção dos sensores.

O procedimento de calibração dos transdutores com base em sensores de Efeito Hall é realizado determinando-se a curva de deslocamento *versus* voltagem de saída. O procedimento de calibração consiste de: (a) a caixa metálica com o sensor é colada na parte fixa de um dispositivo mecânico em aço inoxidável utilizado para calibração; (b) a haste metálica com o ímã é colada sobre uma peça metálica móvel colocada no dispositivo de tal maneira que o ímã fique sobre a caixa metálica do sensor de Efeito Hall; (c) na base do dispositivo é instalado um micrômetro; (d) o eixo do micrômetro é girado manualmente empurrando a peça metálica que suporta a haste fazendo com que o ímã se desloque sobre a caixa metálica com o sensor de Efeito Hall; (e) cada calibração foi realizada com intervalos de 0,05mm cobrindo um deslocamento total de 5mm para o transdutor de deslocamentos radiais e 10mm para os transdutores de deslocamentos axiais.

A Figura 4.13 apresenta um transdutor de deslocamento axial montado no dispositivo utilizado na calibração.

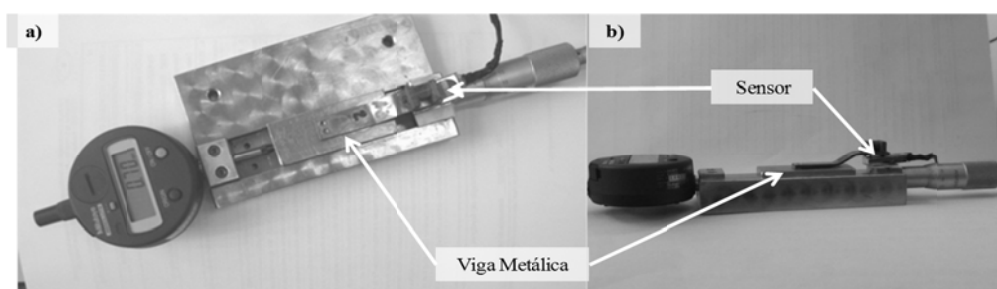


Figura 4.13. Vista superior (a) e lateral (b) do dispositivo de calibração do transdutor de deslocamento axial.

4.2.4.3. Curvas de calibração dos transdutores de deslocamento

A calibração dos transdutores de deslocamento baseado em sensores de Efeito Hall, permite determinar o intervalo de leituras que possibilite medidas corretas de deslocamento. Desta forma é possível determinar a posição correta a qual os transdutores devam ser instalados no corpo de prova, para se obter a maior faixa de deslocamento útil possível.

O processo de calibração dos transdutores resultou em uma equação polinomial de sexta ordem, a qual é inserida na planilha eletrônica de ensaio possibilitando que as leituras em Volts, extraídas do *software* de armazenamento dos sensores (*FielChart*), sejam transformadas em deformação axial, radial e volumétrica na planilha eletrônica. As Figuras 4.14, 4.15 e 4.16, apresentam as curvas de calibração obtidas para os dois transdutores de deslocamento axial e o transdutor de deslocamento radial. Nestas figuras, a curva superior representa os valores de variação de voltagem dos sensores obtidas na calibração e a curva abaixo representa a faixa de valores de voltagem utilizados para determinação do trecho de deslocamento útil e para determinação da equação de calibração utilizada na planilha eletrônica.

Para o transdutor de deslocamento Axial 01 foi definido um trecho de deslocamento útil de 8,6 mm, para o Axial 02 foi definido um trecho de deslocamento útil de 8,5 mm e para o transdutor radial, um trecho de 3,9 mm.

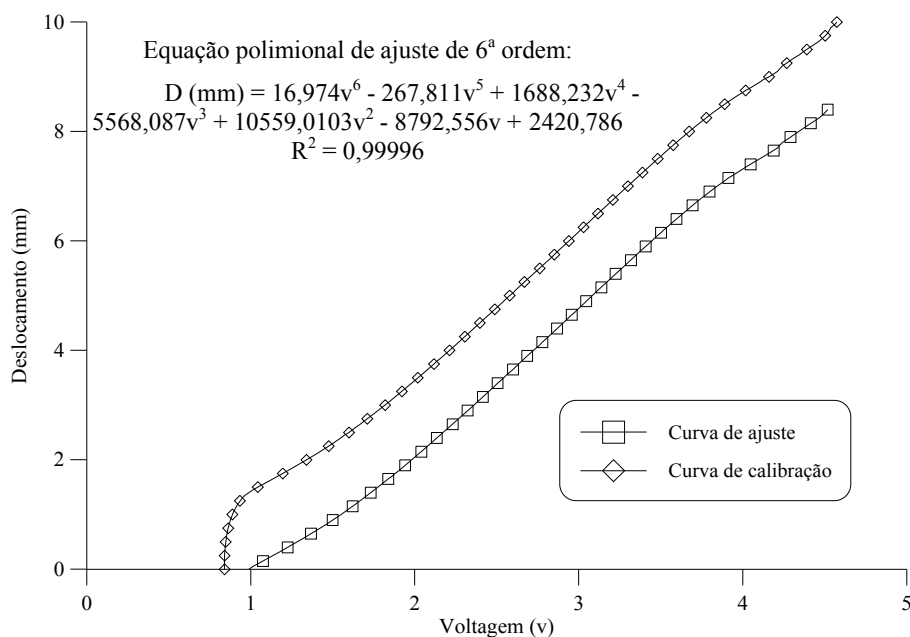


Figura 4.14. Curva de calibração para o transdutor de deslocamento Axial 01

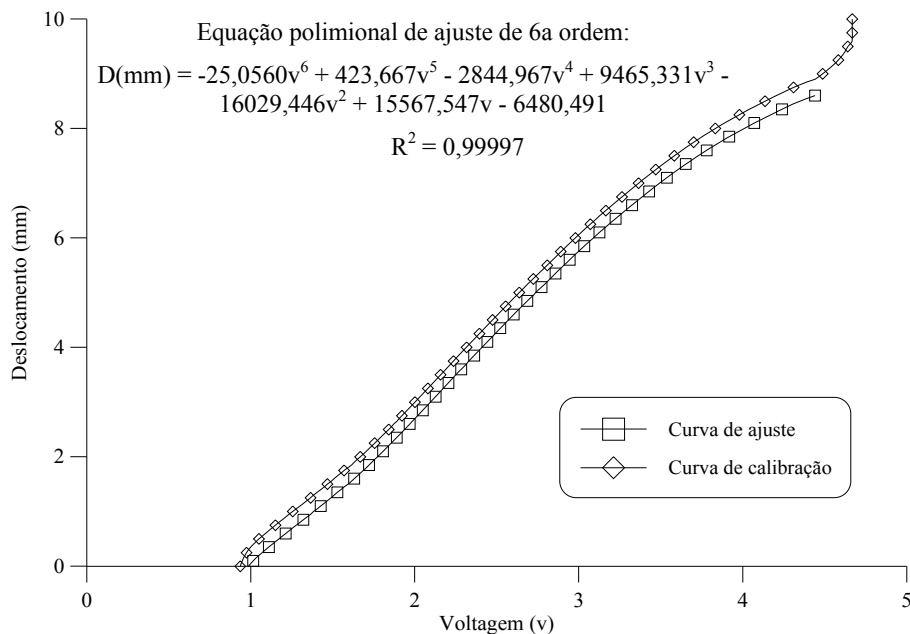


Figura 4.15. Curva de calibração para o transdutor de deslocamento Axial 02

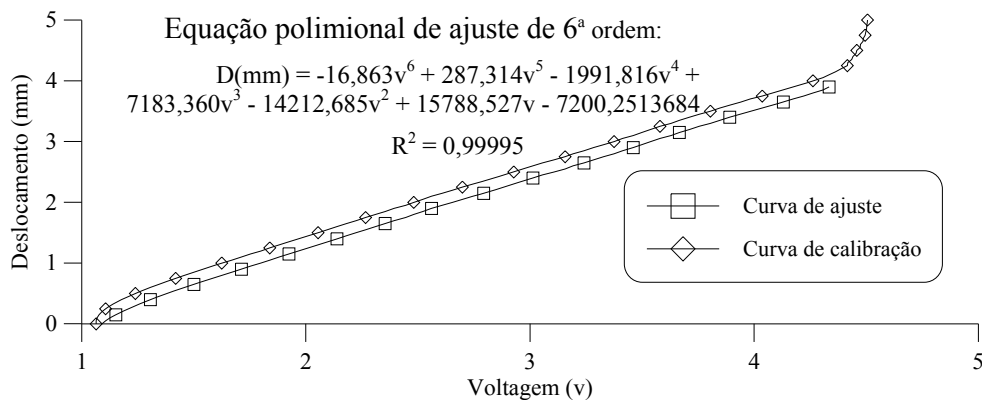


Figura 4.16. Curva de calibração para o transdutor de deslocamento Radial

4.2.5. Procedimento de ensaio do equipamento triaxial convencional

Neste item serão apresentados os procedimentos envolvidos na realização dos ensaios triaxiais convencionais executados na condição drenada em corpos de prova moldados na forma remoldada. Os procedimentos de ensaios aqui descritos foram baseados nos procedimentos observados na norma britânica BSI 1377 (1990) e em Gobbi (2005), com algumas alterações em decorrência de diferenças entre os equipamentos utilizados.

Como primeiro passo na execução do ensaio triaxial convencional tem-se a instalação do corpo de prova, que consiste em: (i) colocar sobre o pedestal da base da câmara triaxial, em sequência: pedra porosa, papel filtro, corpo de prova, papel filtro, pedra porosa e cabeçote; (ii) colocar a membrana de látex com altura de 15cm sobre o corpo de prova; (iii) a membrana é presa no pedestal e no cabeçote com anéis de vedação (*o-rings*); (iv) conectar as mangueiras do cabeçote na base da câmara triaxial; (v) a parte superior da câmara triaxial é colocada e presa na base iniciando o seu preenchimento com água.

Na sequência a prensa é ajustada para que o pistão de carga axial fique próximo ao cabeçote, deixa-se uma pequena folga de aproximadamente 2 mm. Aplica-se um pequeno valor de pressão confinante de 40 kPa (para evitar o fluxo de água entre o corpo de prova e a membrana); circula-se água através de cabeçote, para a retirada do ar dentro dos tubos flexíveis, e através do transdutor de poropressão.

O início do ensaio triaxial saturado, propriamente dito, se dá com a fase de percolação, que tem como objetivo iniciar a saturação do corpo de prova circulando água desaerada pelo seu interior. Recomenda-se a percolação de duas a três vezes o volume do corpo de prova. A fase de subsequente é a fase de saturação a qual inicia-se com a descrição do procedimento de ensaio no *software* do equipamento. Esta fase consiste da aplicação de incrementos de tensão confinante e contra-pressão, mantendo uma tensão efetiva, constante, de 30 kPa. A duração de cada incremento é condicionada a estabilização das leituras de poropressão e variação de volume, sendo nunca inferior a 30 min. A saturação é considerada completa e encerrada após atingido um parâmetro B superior a 0,9, aplicando-se uma contra-pressão de 500 kPa (utilizada em todos os ensaios saturados)

A fase de adensamento consiste da elevação da tensão confinante até obter-se a tensão efetiva de ensaio e é considerada finalizada quando a variação de volume do corpo de prova tornava-se constante. Para a fase de cisalhamento, foram inseridas no programa a velocidade do ensaio (em mm/min.) e a deformação máxima (em %) a que o corpo de prova era submetido. A velocidade de cisalhamento utilizada foi de 0,013 mm/min., com drenagem por ambas as extremidades do corpo de prova. Maiores detalhes quanto a determinação da velocidade são apresentados no item 4.2.5.1.

Depois de atingida a deformação determinada no ensaio (sempre superior a 25%) , o corpo de prova foi retirado do equipamento e as suas dimensões finais foram medidas (altura, maior e

menor diâmetro, além do esboço da forma da ruptura) para aplicação da correção de área. Após a realização das medidas os corpos de prova tiveram seu teor de umidade final determinado, sendo então foram identificados e embalados. Os dados, do arquivo gerado no microcomputador e da folha de ensaio, foram passados para as planilhas eletrônicas de ensaio. O frequência de registro dos dados do ensaios era da ordem de segundos na fase inicial, diminuindo a frequência no decorrer do ensaio.

4.2.5.1. Determinação de velocidade de cisalhamento dos ensaios triaxiais convencionais drenados

A velocidade de cisalhamento dos ensaios triaxiais convencionais em corpos de prova remoldados foi determinada a partir das equações propostas por Bishop e Henkel (1962), onde determina-se o valor de coeficiente de adensamento (c_v) a partir da Equação 4.2 considerando a curva variação volumétrica (ΔV) versus raiz do tempo (minutos), após finalizada a fase de adensamento do ensaio triaxial:

$$c_v = \frac{\pi.h^2}{100.t_{100}} \quad (4.2)$$

Onde: $c_v \Rightarrow$ coeficiente de adensamento;

$2.h \Rightarrow$ altura do corpo de prova;

$t_{100} \Rightarrow$ intercepto do prolongamento dos trechos retos da curva de adensamento no gráfico variação volumétrica (ΔV) versus raiz do tempo (minutos).

Os valores de coeficiente de adensamento encontrados para o solo remoldado foi na ordem de $10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$, este valor estimado foi utilizado para determinar um tempo de ruptura a partir da Equação 4.3. A determinação deste tempo é função das condições de drenagem do corpo de prova durante a fase de cisalhamento.

$$t_f = \frac{20.h^2}{\eta.c_v} \quad (4.3)$$

Onde: $2.h \Rightarrow$ altura do corpo de prova;

$\eta = 0,75$ para drenagem simples em uma extremidade da amostra;

$\eta = 40,4$ para drenagem radial e em ambas extremidades da amostra;;

$c_v \Rightarrow$ média do coeficiente de adensamento com respeito à fase água;

Considerando os valores obtidos através da Equação 4.3 para drenagem simples em uma extremidade do corpo de prova obteve-se valores de velocidade de ensaio da ordem de 0,0035 mm/min. Já para drenagem radial e em ambas as extremidades da amostra obteve-se valores de velocidade de ensaio da ordem de 0,014 mm/min. Em função do tempo necessário para a duração do ensaio optou-se por utilizar a drenagem radial e por ambas as extremidade do corpo de prova, sendo adotado como velocidade de cisalhamento dos ensaios triaxiais convencionais drenado o valor de 0,01mm/min. A definição deste valor se deu ao fato de ser inferior ao obtido pela Equação 4.3 e, principalmente, por ser o mesmo utilizado na realização do ensaios triaxiais com sucção controlada em corpos de prova remoldados.

4.2.6. Procedimento de ensaio do equipamento *Hollow Cylinder*

Para o ensaio *hollow cylinder* adotou-se um procedimento de ensaio semelhante ao do ensaio triaxial. O procedimento de ensaio é dividido em três fases: (i) saturação; (ii) consolidação; e (iii) cisalhamento. O procedimento de ensaio é brevemente descrito a seguir.

O corpo de prova na câmara do HCA é colocado sobre a base (com um papel filtro entre a base e o corpo de prova), onde já se encontra presa a membrana de látex interna e na seqüência, o papel filtro, e o cabeçote. Prende-se a membrana de látex da cavidade interna do corpo de prova no cabeçote com *o-rings*. Coloca-se uma membrana de látex envolvendo o corpo de prova, a qual é riscada marcando o local para instalação dos transdutores, sendo as sapatas dos transdutores axiais coladas a 1/6 da altura do corpo de prova a partir da base e do topo e as sapatas dos transdutores radiais no meio da altura do corpo de prova. Esta membrana também é presa no cabeçote por *o-rings*.

A instalação dos transdutores de deslocamentos axiais e radiais (mini-LVDT's) se dá: (a) os transdutores axiais são instalados em lados diametralmente opostos do corpo de prova; (b) a distância entre as sapatas dos dois transdutores axiais é medida com paquímetro e anotada; (c) o sensor axial é ajustado de tal maneira que este fique posicionado no início do curso do transdutor conforme as leituras no *software*, possibilitando a utilização de toda a curva disponível na determinação das deformações axiais; (d) o transdutor radial é instalado na metade do corpo de prova; (e) o sensor radial é ajustado de tal maneira que este fique posicionado próximo da metade do curso, conforme as leituras no *software*, possibilitando que seja determinado o aumento ou diminuição do diâmetro do corpo de prova. Na seqüência a câmara é colocada no aparelho e preenchida com água destilada e deareada.

4.2.6.1. Fase de Saturação

Depois do corpo de prova ser preparado e instalado no equipamento de ensaio, a câmara de confinamento é preenchida com água e uma pressão de confinamento inicial de 35 kPa é aplicada no corpo de prova.

O início da fase de saturação consiste na percolação de água através do corpo de prova. O volume de água percolado através do corpo de prova foi de pelo menos duas vezes o valor do volume total de vazios do mesmo. Na sequência inicia-se a saturação do corpo de prova por contrapressão, que consiste da aplicação de incrementos da pressão confinante e poropressão de água em intervalos pequenos, de modo que o corpo de prova esteja sempre submetido a uma tensão efetiva média constante de 50 kPa.

O intervalo de tempo entre cada incremento de pressão está diretamente relacionado com o tempo necessário para ocorrer a estabilização da poropressão e do volume correspondente de água inserido no corpo de prova (e do volume da câmara interna no caso do ensaio HCA). O tempo mínimo de 45 min entre cada incremento de pressão foi utilizado. O valor máximo do parâmetro B , para uma contra pressão máxima de 500 kPa, foi próximo de 0,90.

4.2.6.2. Fase de Consolidação

Na fase de consolidação, a pressão de confinamento é aumentada até que tensão efetiva média de ensaio seja alcançada. Durante a aplicação da tensão efetiva média de ensaio, a água é permitida drenar do corpo de prova até que as medidas de variação de volume da cavidade interna do corpo de prova, do corpo de prova em si e a variação de excesso de poropressão permanecem constantes. Para o Solo AV o tempo de duração da fase de consolidação foi de aproximadamente 12 h.

4.2.6.3. Fase de Cisalhamento

Os corpos de prova dos ensaios triaxiais foram cisalhados a uma velocidade de 0,01%/min (velocidade esta calculada utilizando a equação proposta por Bishop e Henkel, 1962, item 4.2.5.1). Optou-se por utilizar a mesma velocidade de cisalhamento de 0,01%/min dos ensaios triaxiais nos ensaios *hollow cylinder*, a qual mostrou-se suficiente para evitar o desenvolvimento de excesso de poropressão durante a fase de cisalhamento. Para os ensaios HCA na condição não drenada foi utilizada uma velocidade de cisalhamento de 0,05%/min,

mesma velocidade utilizada por Lin e Penumadu (2005) em ensaios *hollow cylinder* realizados com *kaolin clay*.

O *software* do microcomputador responsável pelo controle do equipamento armazena os dados obtidos de força e torque (N e Nm), deformação axial, radial, horizontal, volumétrica, octaédrica e cisalhante (mm, %), variação de diâmetro interno e externo do corpo de prova (mm), área do corpo de prova (mm²), poropressão (kPa), tensões desvio, axial, radial, horizontal, cisalhante e intermediária (kPa) e variação de volume (cm³). Estes dados são posteriormente transmitidos à planilha eletrônica de ensaio onde são manejados de forma a fornecerem gráficos para análise dos resultados, comportamento do solo e obtenção dos parâmetros de interesse.

4.2.7. Procedimento de ensaio do equipamento triaxial com sucção controlada

Neste item serão apresentados os procedimentos envolvidos na realização dos ensaios triaxiais com sucção controlada, executados na condição drenada em corpos de prova moldados na forma remoldada. Os procedimentos de ensaios aqui descritos foram baseados nos procedimentos observados na literatura técnica (Fredlund e Rahardjo, 1993; Rampino *et al.*; 1999; Fredlund e Vanapalli, 2002; Bucio, 2002) com adaptações a situações específicas inerentes ao equipamento triaxial com sucção controlada utilizado nesta pesquisa, como por exemplo, a instalação dos transdutores de deslocamento baseados em sensores de Efeito Hall.

A instalação do corpo de prova na câmara triaxial se dá pela colocação do mesmo sobre a pedra cerâmica de alto valor de entrada de ar, na sequência, o papel filtro, a pedra porosa e o cabeçote. Coloca-se uma membrana de látex envolvendo o corpo de prova, a qual é riscada marcando o local para instalação dos transdutores, sendo as sapatas dos transdutores axiais coladas a 1/6 da altura do corpo de prova a partir da base e do topo e as sapatas dos transdutores radiais no meio da altura do corpo de prova. Esta membrana é presa no cabeçote por *o-rings*.

Os passos para instalação dos transdutores de deslocamentos axiais e radiais são: (a) os transdutores axiais são instalados em lados diametralmente opostos do corpo de prova; (b) a distância entre as sapatas dos dois transdutores axiais é medida com paquímetro e anotada; (c) a caixa metálica com o sensor axial é ajustada de tal maneira que este fique posicionado no início da curva de calibração, possibilitando a utilização de toda a curva disponível na

determinação das deformações axiais; (d) o transdutor radial é instalado no meio do corpo de prova; (e) a caixa metálica com o sensor radial é ajustada de tal maneira que este fique posicionado próximo da metade da curva de calibração, possibilitando que seja determinado o aumento ou diminuição do diâmetro do corpo de prova.

Depois de instalado o corpo de prova e colados os transdutores de deslocamento coloca-se a câmara triaxial sobre a base, preenchendo-a com água destilada deaerada passando pelo caça-bolhas. Estes cuidados são tomados com o intuito de diminuir a quantidade de ar difuso na água e, conseqüentemente, minimizar erros na variação volumétrica. Circula-se a água destilada e deaerada, que passa pelo caça-bolhas por baixo da pedra cerâmica de alto valor de entrada de ar. Preenche-se o transdutor de poropressão com água, deixando sua válvula aberta à atmosfera para ser zerado antes do início do ensaio. Então, a célula de carga é presa na viga metálica da prensa triaxial e o prato da prensa é erguido até que o pistão da carga axial (que entra na câmara) encoste no cabeçote, deixando uma pequena folga para que o corpo de prova não fique sujeito a uma força axial inicial. Para finalizar, ajusta-se o transdutor de deslocamento sobre a parte superior da câmara triaxial.

Na sequência serão descritas as fases envolvidas na realização de ensaios drenados para as fases ar e água.

4.2.7.1. Fase de equalização

Nesta pesquisa a fase de equalização do ensaio triaxial com sucção controlada tem seu início anteriormente a instalação do corpo de prova na câmara triaxial. Após a moldagem do corpo de prova, este é instalado na câmara de equalização (item 4.2.2), permanecendo submetido a pressões de ar e água, que determinam a sucção de ensaios, por um período não inferior a cinco dias. Depois de atingido o equilíbrio de sucção o corpo de prova é transportado e instalado na câmara triaxial onde fica submetido a tensão normal líquida e sucção de ensaio por um período não inferior a 24 horas. A parte final da fase de equalização na câmara triaxial ocorre simultaneamente a fase de adensamento.

A duração do período de equalização desta pesquisa foi determinado de forma empírica e seus resultados são apresentados no capítulo 5, sendo considerado o período de 5 dias o suficiente para que o material utilizado nesta pesquisa atinja a sucção de ensaio determinada.

4.2.7.2. Fase de adensamento

A fase de adensamento inicia-se logo após a instalação do corpo de prova no equipamento triaxial e consiste da aplicação da tensão normal líquida de ensaio permitindo que o corpo de prova sofra deformações. A duração desta fase é função do tempo necessário para que o corpo de prova não apresente mais variações volumétricas (totais e de água). Para o material utilizado nesta pesquisa constatou-se que o período de 12 horas foi suficiente para a estabilização da deformação volumétrica.

Após programada a seqüência de ensaio no computador principal, o computador auxiliar responsável pelo registro, através do *software Novus FieldChart* 1.55, dos dados de deformações obtidos pelos transdutores de deslocamento baseados em sensores de Efeito Hall, é ligado. O nome dos arquivos de ensaio criados para ambos os computadores são idênticos. Junto ao computador auxiliar existe um transdutor de deslocamento externo que é utilizado para “marcar” o exato momento do início de leituras da fase do ensaio em andamento, para que na análise dos dados obtidos dos dois computadores, seja realizada na planilha eletrônica de ensaio, tornando possível sua sincronização. O intervalo de tomada de dados para ambos os programas, para a fase de adensamento, é de 120 segundos.

4.2.7.3. Fase de cisalhamento

Após a fase de adensamento inicia-se a fase final do ensaio triaxial com sucção controlada, que consiste do cisalhamento do corpo de prova conduzido a uma velocidade de deformação constante de 0,013mm/min até atingir uma deformação axial aproximada, de 30%. O *software* do microcomputador responsável pelo controle do equipamento armazena os dados obtidos de força (kN), deformação axial (%), poropressão (kPa) e variação de volume (cm³) e o *software* do microcomputador auxiliar é responsável pela aquisição de dados dos transdutores de deslocamentos (volts). Na folha de ensaio registram-se os valores de variação de água do corpo de prova, durante o cisalhamento.

Para a velocidade de ensaio de 0,013mm/min não foi observado excesso de poropressão nas leituras obtidas a partir do transdutor de poropressão. A velocidade de ensaio foi a mesma utilizado por Pereira (2006) na realização de ensaios triaxiais com sucção controlada em amostras indeformadas. Pereira (2006) definiu a velocidade de ensaio em função do método apresentado por Fredlund e Rahardjo (1993), sendo:

$$\lambda = \frac{k_d \cdot d}{k_w \cdot L_d} \quad (4.4)$$

Onde: $\lambda \Rightarrow$ fator de impedância;

$k_d \Rightarrow$ condutividade hidráulica da pedra de alto valor de entrada de ar;

$k_w \Rightarrow$ condutividade hidráulica do solo não saturado em relação a fase água;

$d \Rightarrow$ comprimento de drenagem no solo;

$L_d \Rightarrow$ espessura da pedra de alto valor de entrada de ar;

$$t_f = \frac{L^2}{\eta \cdot c_v \cdot (1 - U_f)} \quad (4.5)$$

Onde: $L \Rightarrow$ metade do comprimento do corpo de prova;

$$\eta = \frac{0,75}{1 + \frac{3}{\lambda}} \Rightarrow \text{para drenagem simples} \quad (4.6)$$

$$\eta = \frac{3}{1 + \frac{3}{\lambda}} \Rightarrow \text{para drenagem dupla} \quad (4.7)$$

$c_v \Rightarrow$ média do coeficiente de adensamento com respeito à fase água;

$U_f \Rightarrow$ média do grau de dissipação do excesso de poropressão na ruptura.

$$\varepsilon = \frac{\varepsilon_f}{t_f} \quad (4.8)$$

Onde: $\varepsilon \Rightarrow$ taxa de deformação para cisalhamento;

$\varepsilon_f \Rightarrow$ deformação final do solo;

$t_f \Rightarrow$ tempo requerido para atingir a ruptura.

Comparando a velocidade de cisalhamento utilizada nesta pesquisa, de 0,013 mm/min, com as utilizadas por diversos pesquisadores (Bishop *et al.*, 1960; Ho e Fredlund, 1982; Toll, 1990; Fredlund e Rahardjo, 1993; Jucá, 1993, Rampino *et al.*, 1999), variando de 0,001%/min até 0,04%/min, nota-se que ela está dentro da faixa de valores habituais para os mais variados tipos de solo.

4.2.8. Dados obtidos dos ensaios

Os dados obtidos são transmitidos para as respectivas planilhas eletrônicas de ensaio. Nelas os resultados são inseridos em fórmulas para determinação de tensões, deformações, módulos

elásticos, variações de volume e poropressão de forma a fornecerem gráficos que possibilitem a análise dos resultados, comportamento do solo e obtenção dos parâmetros de interesse.

4.2.8.1. Dados dos ensaios triaxiais

Os dados originados da realização dos ensaios triaxiais convencionais e com sucção controlada foram retirados dos seus respectivos *softwares* a partir de arquivos de saída de dados e transmitidos para uma planilha eletrônica criada no programa *Microsoft Excel*. Para ambos os ensaios, os dados de entrada da planilha são: o peso inicial (g), altura (mm), e diâmetro (mm) do corpo de prova e teor de umidade inicial, para calcular os índices físicos iniciais da amostra. Para os ensaios triaxiais com sucção controlada ainda são considerados os dados dos transdutores de deslocamento baseados em sensores de Efeito Hall obtidos do *software* do microcomputador auxiliar. Sua unidade inicial é em volts, sendo corrigida para “mm” e “%” a partir de equações de calibrações, inseridas na planilha eletrônica de ensaio. Finalizado o ensaio, são determinadas as dimensões para a correção de área, peso e umidade final. Os gráficos apresentados na planilha para ensaios saturados são:

- ⇒ Tensão *versus* Deformação Axial ($q \times \epsilon_a$);
- ⇒ $p' \times q$;
- ⇒ Deformação Volumétrica *versus* Deformação Axial ($\epsilon_v \times \epsilon_a$);
- ⇒ Deformação Volumétrica *versus* Tempo – para avaliar o adensamento;

Para a planilha de ensaios não saturados os gráficos que aparecem são:

- ⇒ Tensão *versus* Deformação ($q \times \epsilon_a$);
- ⇒ $(p' - u_a) \times q$;
- ⇒ Tensão \times Sucção ($q \times s$);
- ⇒ Deformação Volumétrica *versus* Deformação Axial ($\epsilon_v \times \epsilon_a$);
- ⇒ Módulo de elasticidade *versus* Deformação Axial ($E \times \epsilon_a$);

Ainda para a planilha de ensaio em solos não saturados é realizada a correção da variação volumétrica do ensaio, considerando-a na obtenção da deformação volumétrica, o deslocamento do pistão de carga axial dentro da câmara triaxial e a calibração devida à

deformação elástica dos componentes e do “*creep*”, considerada através de uma equação em função do tempo.

4.2.8.2. Correção de área

A correção de área devida às mudanças da forma do corpo de prova durante o cisalhamento foi feita baseada nas fórmulas apresentadas por La Rochelle *et al.* (1988), seguindo as recomendações dos autores, a planilha eletrônica foi programada para as seguintes fórmulas:

⇒ Deformação por “inchamento” (*Bulging Failure*): utilizada para corpos de prova que tiveram sua deformação em forma de barril ou inchamento:

$$a_c = a_0 \frac{1 - \varepsilon_v}{1 - \varepsilon_a} \quad (4.9)$$

Onde: a_c ⇒ área corrigida do corpo de prova

a_0 ⇒ área inicial do corpo de prova

ε_v ⇒ deformação volumétrica do corpo de prova;

ε_a ⇒ deformação axial do corpo de prova;

⇒ Deformação por “plano de cisalhamento” (*Shear Plane Failure*): ensaios nos quais os corpos de prova apresentam um plano de cisalhamento, seguindo a recomendação de La Rochelle *et al.* (1988), aplicou-se a fórmula de inchamento até atingido o pico da curva tensão *versus* deformação, para o restante do ensaio aplicou-se uma correção proporcional à deformação de pico até o fim do ensaio, através da fórmula:

$$a_c = a_f \cdot (a_{ce} - a_f) \left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_f}{\varepsilon_e - \varepsilon_f} \right) \quad (4.10)$$

Onde: a_c ⇒ área corrigida do corpo de prova;

a_{ce} ⇒ área do corpo de prova no fim do teste;

a_f ⇒ área do corpo de prova no pico do ensaio;

ε_e ⇒ deformação axial no fim do ensaio;

ε_f ⇒ deformação axial no pico;

ε ⇒ deformação atual;

A obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento (E , c' , ϕ' e ϕ^b) foi realizada através da análise dos gráficos, obtidos da planilha eletrônica de ensaio. Os resultados gráficos dos ensaios e comentários a respeito do comportamento do solo observado serão apresentados e discutidos no capítulo 5.

4.2.8.3. Dados dos ensaios hollow cylinder

Os dados originados da realização dos ensaios HCA, a partir de arquivos de saída de dados, foram transmitidos para uma planilha eletrônica criada no programa *Microsoft Excel*. Os dados de entrada da planilha são: o peso inicial (g), altura (mm), e diâmetro interno e externo (mm) do corpo de prova e teor de umidade inicial, para calcular os índices físicos iniciais da amostra. Alguns dos gráficos que podem ser determinados na planilha a partir dos resultados de ensaio são:

- ⇒ Tensão *versus* Deformação Axial ($q \times \varepsilon_a$);
- ⇒ $p' \times q$;
- ⇒ Poropressão *versus* Deformação Axial ($u \times \varepsilon_a$);
- ⇒ Módulo de elasticidade *versus* Deformação Axial ($E \times \varepsilon_a$);
- ⇒ Módulo de cisalhamento *versus* Deformação Axial ($G \times \varepsilon_a$);
- ⇒ Deformação Volumétrica *versus* Deformação Axial ($\varepsilon_v \times \varepsilon_a$);
- ⇒ Deformação Volumétrica *versus* Tempo – para avaliar o adensamento;
- ⇒ Deformação Volumétrica *versus* Deformação Octaédrica ($\varepsilon_v \times \gamma_{oct}$);
- ⇒ Módulo de cisalhamento *versus* Deformação Octaédrica ($G \times \gamma_{oct}$);
- ⇒ Tensão Cisalhante Octaédrica *versus* Deformação Octaédrica ($\tau_{oct} \times \gamma_{oct}$);
- ⇒ Tensão Cisalhante Octaédrica *versus* Tensão Normal Octaédrica ($\tau_{oct} \times \sigma_{oct}$);

Os gráficos apresentando os resultados dos ensaios, assim como a análise dos resultados e os parâmetros obtidos dos ensaios serão apresentados e discutidos no capítulo 5.

4.2.9. Trajetória do Solo AV da amostragem ao cisalhamento

Este item tem por objetivo ilustrar graficamente os estados de tensões ao qual o Solo AV foi submetido desde de sua amostragem em campo até o cisalhamento do corpo de prova. As

trajetórias apresentadas na Figura 4.17 representam as variações do solo para os ensaios triaxiais convencionais e com sucção controlada.

A Figura 4.17 apresenta pontos representando as situações do solo AV, entre os pontos observa-se linhas tracejadas junto com um número que representa as atividades necessárias para mudar as condições de tensões e sucção do Solo AV.

A trajetória do ponto (1) representa a mudança condição do solo do seu estado natural, em campo submetido a sucção de campo e uma tensão de confinamento representada pela profundidade a qual o solo encontra-se, até a coleta do material em um bloco indeformado ou porção em solo remoldada para o laboratório. A linha curvilínea indica que não é possível determinar com exatidão o caminho ao qual o material é submetido e nem quantificar a variação de sucção.

O ponto (2) representa a moldagem do corpo de prova. Como na maioria das vezes houve a necessidade de umedecer o material para se chegar no teor de umidade de ensaio e acusando-se uma redução na sucção do mesmo. Esta trajetória é a mesma para os ensaios convencionais e com sucção controlada para corpos de prova remoldados e indeformados.

Os ensaios triaxiais com sucção controlada consistem dos pontos (1), (2), (3), (4) e (5). O ponto (3) representa os corpos de provas que foram submetidos à câmara de equalização pelo período necessário para que a sucção de ensaio fosse alcançada, já o ponto (4) representa o corpo de prova já instalado no equipamento triaxial e submetido a tensão normal líquida definida para o ensaios. A linha (5) representa o procedimento utilizado por Pereira (2006), onde as fases de equalização e consolidação ocorreram simultaneamente até o mesmo atingisse a sucção e a tensão normal líquida definida para o ensaio.

Os ensaios triaxiais convencionais dos pontos (1), (2), (6) e (7). Onde o ponto (6) representa a fase de saturação do corpo de prova, onde procura-se obter um nível de sucção igual a zero, já o ponto (7) representa a fase de consolidação do corpo de prova até a tensão efetiva de ensaios.

A fase de cisalhamento para ambos os ensaios (convencionais e com sucção controlada) consiste da trajetória de tensões drenadas representada na Figura 4.17.

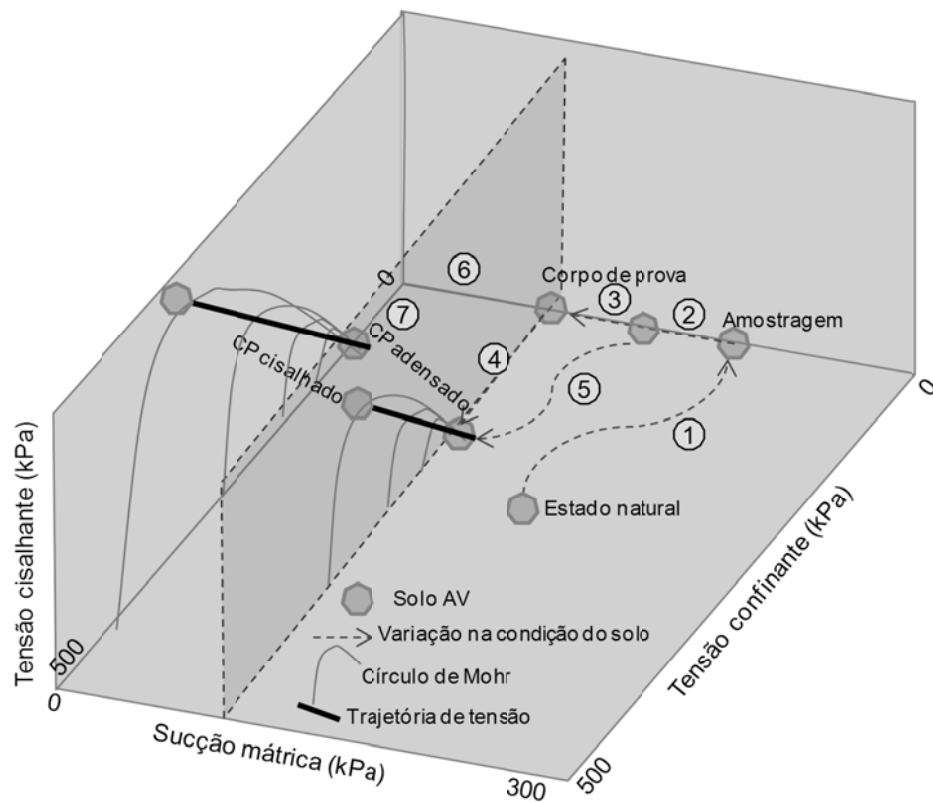


Figura 4.17. Trajetórias de tensão do Solo AV desde sua amostragem em campo até o cisalhamento do corpo de prova, para ensaios triaxiais convencionais e com sucção controlada.

5 RESULTADOS EXPERIMENTAIS E ANÁLISE

Neste capítulo serão apresentados os resultados experimentais obtidos com o intuito de determinar o comportamento mecânico do material objeto de estudo desta pesquisa. Os resultados apresentados consistem de ensaios triaxiais, convencionais e com sucção controlada, e de *hollow cylinder*, executados em diferentes condições de drenagem e níveis de tensão de confinamento inicial em corpos de prova moldados na condição remoldada e indeformada.

Este capítulo divide-se, basicamente, em: (i) apresentação sucinta dos resultados de ensaios triaxiais convencionais e com sucção controlada em corpos de prova moldados na condição indeformada, realizados por Pereira (2006) no mesmo material de estudo desta pesquisa (ii) apresentação dos resultados dos ensaios triaxiais, convencionais e com sucção controlada, e *hollow cylinder* executados em corpos de prova remoldados.

A apresentação dos resultados de Pereira (2006) justifica-se pela utilização do mesmo na análise e modelagem do comportamento do solo AV apresentado nos capítulos 6 e 7.

5.1 ENSAIOS TRIAXIAIS EM CORPOS DE PROVA INDEFORMADOS

Neste item serão apresentados brevemente os resultados dos ensaios triaxiais, convencionais e com sucção controlada, executados por Pereira (2006). Estes resultados são apresentados com o intuito de possibilitar avaliar o comportamento do material e as considerações realizadas na modelagem do comportamento mecânico do mesmo.

A identificação dos corpos de prova e dos ensaios triaxiais utilizada nas tabelas e nos gráficos apresentados nesta tese é feita por uma seqüência de letras e números. A identificação dos ensaios não saturados é dividida em quatro partes. A primeira identifica o tipo de ensaio realizado no corpo de prova, utilizando as letras “T” para os ensaios triaxiais, a letra “C” para os ensaios de cisalhamento direto e a letra “H” para os ensaios *hollow cylinder*. A segunda parte indica a condição de drenagem dos ensaios, sendo a letra “D” para ensaios drenados e as letras “ND” para ensaios não drenados. Depois das letras aparece uma seqüência de números separados pela letra “s”, os números na frente da letra “s” indicam o valor da tensão de confinamento efetiva, após a letra “s” tem-se o valor da sucção matricial inicial à qual o corpo de prova foi submetido (a unidade é kPa). Na última parte identifica-se a forma de moldagem

do corpo de prova, sendo “I” para indeformados e “R” para remoldado. Por exemplo, um ensaio triaxial com sucção controlada drenado com uma tensão de confinamento efetiva inicial de 100 kPa e uma sucção de 150 kPa em um corpo de prova indeformado é identificado, nas tabelas e gráficos, como “TD100s150I”.

Já a identificação dos ensaios triaxiais convencionais (saturados) apresenta a mesma estrutura citada anteriormente, porém o número apresentado indica exclusivamente a tensão de confinamento de ensaio. Por exemplo, um ensaio triaxial convencional drenado, com uma tensão de confinamento efetiva inicial de 100 kPa, em um corpo de prova remoldado é identificado, nas tabelas e gráficos, como “TD100R”.

Os resultados dos ensaios serão apresentados na forma de gráficos com as seguintes curvas: (i) tensão *versus* deformação axial (q *versus* ε_a); (ii) deformação axial *versus* excesso de poropressão - ensaio não drenado; (iii) deformação volumétrica *versus* deformação axial (ε_v *versus* ε_a) - ensaio drenado; (iv) τ_{oct} *versus* σ_{oct} ; (v) τ_{oct} *versus* sucção.

5.1.1. Ensaio triaxiais convencionais executados em corpos de prova indeformados

Foram executados sete ensaios triaxiais convencionais em corpos de prova moldados na forma indeformada (Pereira, 2006). Destes, quatro foram realizados na condição drenada e três na condição não drenada. As tensões de confinamento efetivas iniciais aplicadas nos ensaios triaxiais convencionais em corpos de prova indeformados foram de: 50, 100, 200 e 350 kPa para os ensaios drenados, e 50, 150 e 500 kPa para os ensaios não drenados.

A velocidade de ensaio utilizada durante a fase de cisalhamento foi de 0,013%/min para os ensaios drenados e 0,045%/min para os ensaios não drenados (item 4.2.6.1).

A Tabela 5.1 apresenta as características iniciais dos corpos de prova utilizados nos ensaios triaxiais convencionais nos corpos de prova indeformados.

Tabela 5.1. Características iniciais dos corpos de prova indeformados drenados e não drenados (Pereira, 2006).

CP	e_0	Iniciais		Após Consolidação	
		w_i (%)	S_i (%)	e	S (%)
TD50I	0,85	22,3	73,7	0,85	100,0
TD100I	1,17	37,3	89,2	1,15	98,5
TD200I	0,66	18,5	78,3	0,63	88,0
TD350I	0,92	23,9	72,3	0,87	88,0
TND50I	0,94	24,2	71,9	0,94	86,0
TND150I	0,91	22,7	69,7	0,91	87,3
TND500I	0,95	25,2	74,3	0,95	96,5

e_0 - índice de vazio inicial; w_i - teor de umidade inicial; S_i - Grau de saturação inicial; e - índice de vazio após consolidação; S - Grau de saturação após consolidação

A Figura 5.1 apresenta as curvas q versus ε_a e ε_a versus ε_v para os ensaios triaxiais convencionais drenados executados por Pereira (2006) em corpos de prova indeformados.

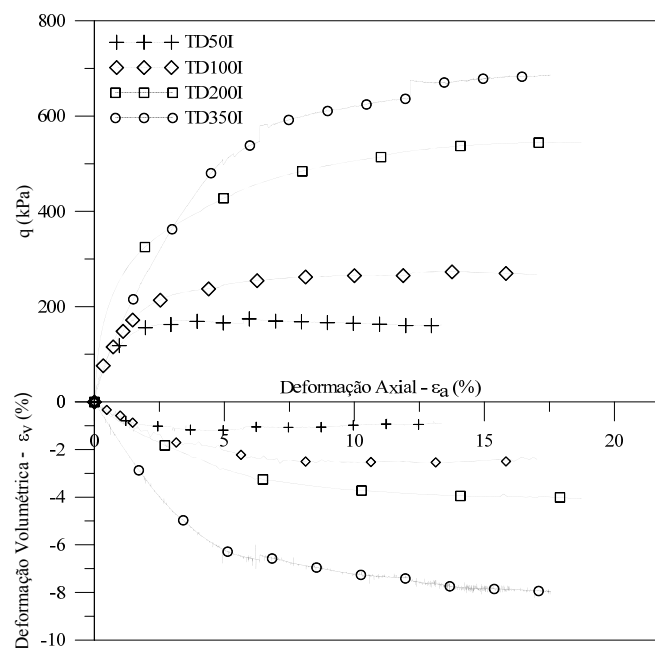


Figura 5.1. Curvas q versus ε_a e ε_a versus ε_v , dos ensaios triaxiais convencionais drenados em corpos de prova indeformados executados por Pereira (2006).

As curvas de q versus ε_a apresentam um comportamento similar a um solo normalmente adensado (sem ocorrência de pico). A curva do ensaio TD350I apresenta pequenos acréscimos de resistência, em forma de patamares, devido às interrupções ocorridas durante a fase de cisalhamento do ensaio (variações na rede elétrica).

Nas curvas de ε_a versus ε_v , é possível observar que todos os corpos de prova apresentam comportamento de redução de volume. As maiores variações de volume dos corpos de prova ensaiados ocorreram para as maiores tensões de confinamento efetivas.

A Figura 5.2 apresenta as curvas q versus ε_a e excesso de poropressão versus ε_a para os ensaios triaxiais convencionais não drenados executados por Pereira (2006) em corpos de prova indeformados.

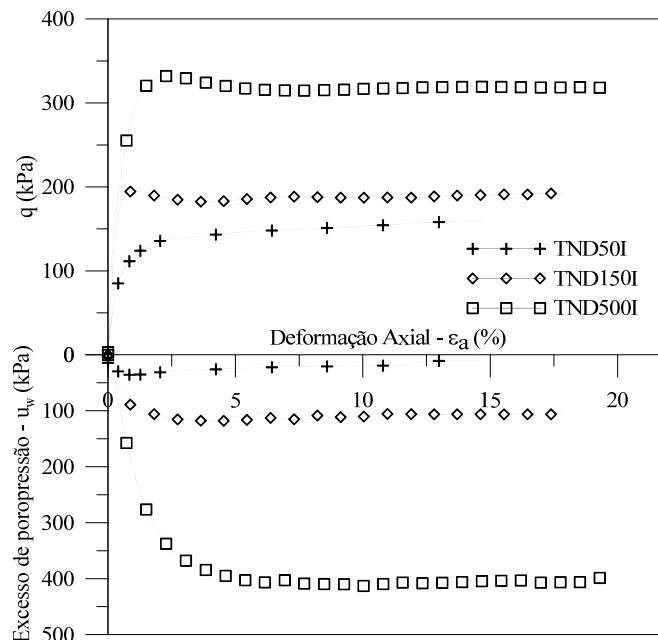


Figura 5.2. Curvas q versus ε_a e excesso de poropressão versus ε_a , dos ensaios triaxiais convencionais não drenados em corpos de prova indeformados executados por Pereira (2006).

Na Figura 5.2 observa-se, nas curvas de q versus ε_a , a ocorrência de um pico, não muito pronunciado para os ensaios TND150I e TND500I. Já a curva do ensaio TND50I apresenta valores de q crescentes com ε_a . Com uma deformação axial aproximada de 6% para TND500I e 3% para TND150I, essas curvas já aparecem com valores de tensão cisalhante mobilizada e excesso de poropressão estabilizados.

A curva de excesso de poropressão versus ε_a do ensaio TND50I atinge um valor máximo e depois começa a diminuir o excesso de poropressão. Dadas as características do Solo AV (como a ocorrência de microporos), pode-se esperar tal comportamento para baixas tensões de confinamento iniciais.

Os pontos das trajetórias de tensões efetivas plotados no gráfico q versus p' , apresentados nas equações 5.1 e 5.2 para o caso de simetria axial ($\sigma'_2 = \sigma'_3$; $\varepsilon'_2 = \varepsilon'_3$), foram utilizados para a determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento.

$$q = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \quad (5.1)$$

$$p' = \frac{(\sigma'_1 + \sigma'_3)}{2} \quad (5.2)$$

As trajetórias de tensões efetivas para todos os ensaios triaxiais convencionais em corpos de prova indeformadas executados por Pereira (2006) são apresentadas na Figura 5.3 através do gráfico τ_{oct} versus p' ou σ_{oct} .

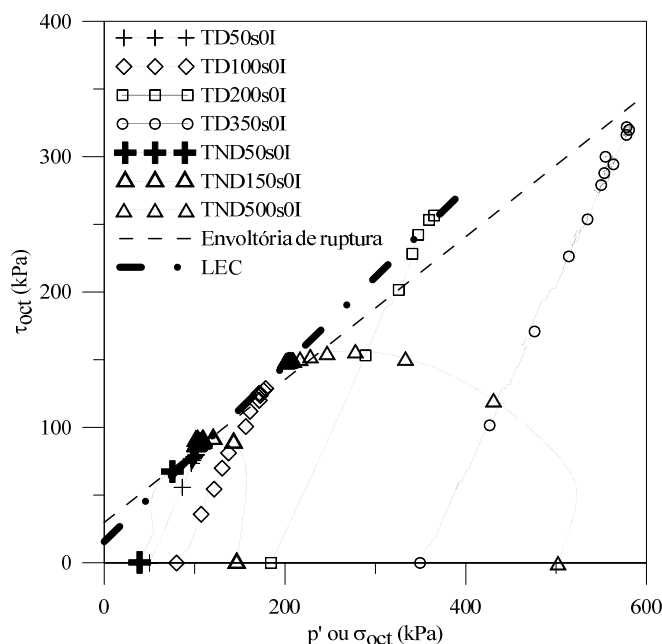


Figura 5.3. Trajetórias de tensões efetivas τ_{oct} versus σ_{oct} , com as trajetórias de tensão dos ensaios triaxiais convencionais drenados e não drenados em corpos de prova indeformados executados por Pereira (2006).

A partir das trajetórias de tensões efetivas obtidas nos ensaios drenados e não drenados ajustou-se uma envoltória de resistência ao cisalhamento a partir de valores de q máximo obtidos nas curvas q versus ε_a .

Observando-se a envoltória de resistência ao cisalhamento, indicada na Figura 5.3, nota-se que o ponto de ruptura de algumas trajetórias de tensões efetivas não atinge esta envoltória de ruptura, principalmente para os ensaios TD200I, que a ultrapassa (relacionado ao valor do

índice de vazios menos que dos outros corpos de prova), e TD350I, tende a encontrar a ruptura para maiores tensões. Os parâmetros efetivos de resistência ao cisalhamento para esta envoltória de resistência ao cisalhamento apresentam um valor de ângulo de atrito (ϕ') de $33,1^\circ$ e um intercepto coesivo (c') de 17,8 kPa.

Na mesma figura observa-se uma linha denominada LEC (Linha de Estados Críticos) determinada para os ensaios triaxiais saturados drenados e não drenados executados, com exceção dos ensaios TD350I e TND50I (Figura 5.1 e Figura 5.2). A partir das correlações observadas na literatura, para os ensaios triaxiais indeformados, o parâmetro “ M ” apresenta um valor de 1,38 e o ângulo de atrito de estado crítico (ϕ'_c) apresenta um valor de $34,2^\circ$. O valor de intercepto coesivo determinado foi de 18,9 kPa.

A Tabela 5.2 apresenta os valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento para os corpos de prova indeformados.

Tabela 5.2. Valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento para os corpos de prova indeformados

Indeformados		
Envoltória	ϕ' ($^\circ$)	c' (kPa)
Ruptura	31,1	17,8
Estaco Crítico	34,2	18,9

Tendo em vista que os parâmetros apresentados na Tabela 5.2 não foram obtidos para os mesmos níveis de tensão confinante estes não podem ser comparados entre si.

Outros comentários relacionados aos parâmetros de resistência ao cisalhamento, além da avaliação conjunta com os resultados de outros ensaios, serão apresentados e discutidos no capítulo 6.

5.1.2. Ensaios triaxiais com sucção controlada executados em corpos de prova indeformados

Foram executados 17 ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova indeformados para diferentes níveis de sucção (sucção mátrica = $u_a - u_w$; aplicada pela técnica da translação de eixos) e para diferentes tensões normais líquidas ($\sigma_n - u_a$).

As tensões normais líquidas aplicadas aos corpos de prova foram: 50, 100, 150 e 200 kPa; e os níveis de sucção mátrica: 25, 50, 75, 100 e 150 kPa. Os ensaios tiveram a sua fase de cisalhamento realizada a uma velocidade constante de 0,1 %/min. As características iniciais dos corpos de prova utilizados nos ensaios são apresentadas na Tabela 5.3.

Tabela 5.3. Características iniciais dos corpos de prova.

CP	Iniciais			e_r	CP	Iniciais			e_r
	e_0	w_i (%)	S_i (%)			e_0	w_i (%)	S_i (%)	
TD50s25I	0,80	25,0*	87,5	0,72	TD150s25I	0,98	26,5	76,0	0,88
TD50s50I	0,96	24,1	70,5	0,90	TD150s50I	0,96	25,7	75,1	0,91
TD50s100I	0,91	24,1	74,1	0,87	TD150s50I_rep	1,03	25,0*	67,7	1,02
TD50s150I	1,00	25,4	71,3	0,92	TD150s75I	0,92	25,2	76,5	0,80
TD100s25I	1,07	25,0*	88,2	1,04	TD150s100I	1,00	25,0*	69,8	0,98
TD100s50I	1,02	25,0*	68,6	0,99	TD150s100I_rep	0,93	25,0*	75,3	0,88
TD100s75I	1,02	25,0*	68,4	0,99	TD150s150I	0,95	25,0*	72,0	0,93
TD100s100I	1,26	25,0*	55,6	1,18	TD200s75I	1,01	25,0*	69,6	0,98
TD100s150I	1,08	25,5	66,2	1,03					

e_0 - índice de vazios inicial; w_i - teor de umidade inicial; S_i - Grau de saturação inicial; e_r - índice de vazios após consolidação. * - valores de teor de umidade corrigidos; rep - ensaio repetido

Na sequência, serão apresentadas as curvas q versus ε_a para os ensaios triaxiais executados. Os ensaios foram avaliados para cada nível de tensão normal líquida de ensaio, permitindo uma avaliação da influência sucção na resistência ao cisalhamento. Como os corpos de prova foram cisalhados para diferentes níveis de tensões a avaliação das curvas será apresentada em termos de níveis de deformação axial.

A Figura 5.4 apresenta as curvas q versus ε_a e ε_v versus ε_a para uma tensão normal líquida de 50 kPa, para os níveis de sucção de, 25, 50, 100 e 150 kPa, acrescidos do ensaio triaxial saturado para uma tensão de confinamento efetiva de 50 kPa.

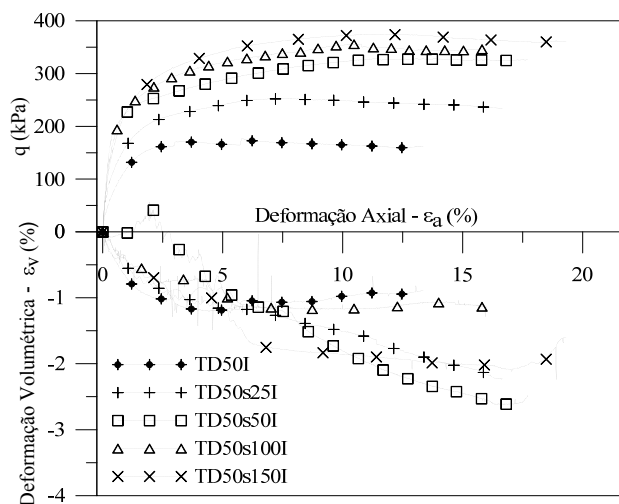


Figura 5.4. Curvas q versus ε_a e ε_a versus ε_v , dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova indeformados para uma tensão de confinamento efetiva de 50 kPa.

Aliado às curvas de ensaio apresentadas na Figura 5.4, a Tabela 5.4 apresenta os valores de tensão cisalhante mobilizada para diferentes níveis de deformação axial.

Tabela 5.4. Valores de tensão cisalhante mobilizada para diferentes níveis de deformação axial para os ensaios de tensão normal líquida de 50 kPa. (*) ensaio finalizado para deformação axial inferior

CP	Valores de tensão cisalhante mobilizada (q - kPa)						
	2%	5%	10%	12%	15%	Máximo	Último
TD50I	156,6	166,3	165,2	160,6	*	177,8	161,5
TD50s25I	206,8	242,2	249,0	244,8	239,7	253,5	234,6
TD50s50I	251,9	289,0	322,3	327,2	325,8	329,0	326,6
TD50s100I	271,5	320,8	353,8	349,4	344,3	356,3	346,0
TD50s150I	284,4	341,6	372,2	374,0	366,0	374,8	360,9

Comparando-se as curvas q versus ε_a da Figura 5.4 e os valores da Tabela 5.4, fica evidente a influência da sucção na resistência ao cisalhamento do material. As curvas q versus ε_a começam a apresentar comportamento diferente já a baixos valores de deformação axial (em torno de 2%) como confirmado pelos valores da Tabela 5.4. Todos os ensaios não saturados apresentaram o valor máximo de tensão cisalhante mobilizada entre as deformações axiais de 12 e 15%.

Comparando o ensaio TD50I (condição saturada) com o ensaio TD50s25I (sucção de 25 kPa), tem-se um acréscimo de aproximadamente 50 kPa na tensão cisalhante mobilizada já a baixos

valores de deformação axial, podendo chegar a 80 kPa em termos de valores máximos. Os acréscimos na tensão cisalhante mobilizada entre o nível de sucção de 25 kPa e 50 kPa foram de aproximadamente 45 kPa para baixos valores de deformação axial e 75 kPa, em termos de tensão cisalhante mobilizada máxima. Já, entre os níveis de sucção de 50, 100 e 150 kPa, a variação da tensão cisalhante mobilizada foi inferior a 30 kPa para todos os níveis de deformação axial. As curvas apresentadas não mostram um pico claramente definido, entretanto nota-se um máximo seguido de pequena queda nos valores resistência ao cisalhamento.

Avaliando-se os valores de índice de vazios (Tabelas 5.1 e 5.3) após a fase de consolidação e equalização dos ensaios triaxiais acima, nota-se que os ensaios TD50I e TD50s25I apresentam os menores valores de índice de vazios, já o ensaio TD50s150I apresenta o maior valor. Estes valores variam de 0,72 a 0,92.

De maneira geral é possível relacionar o nível de sucção com a variação volumétrica, ou seja, para os maiores níveis de sucção observam-se nestes ensaios maiores variações volumétricas. Esta situação não é válida para o ensaio TD50s100I que apresenta variação volumétrica próxima à do ensaio TD50I.

A Figura 5.5 apresenta as curvas q versus ε_a e ε_v versus ε_a para uma tensão normal líquida de 100 kPa, para os níveis de sucção de, 25, 50, 75, 100 e 150 kPa, acrescidos do ensaio triaxial saturado para uma tensão de confinamento efetiva de 100 kPa.

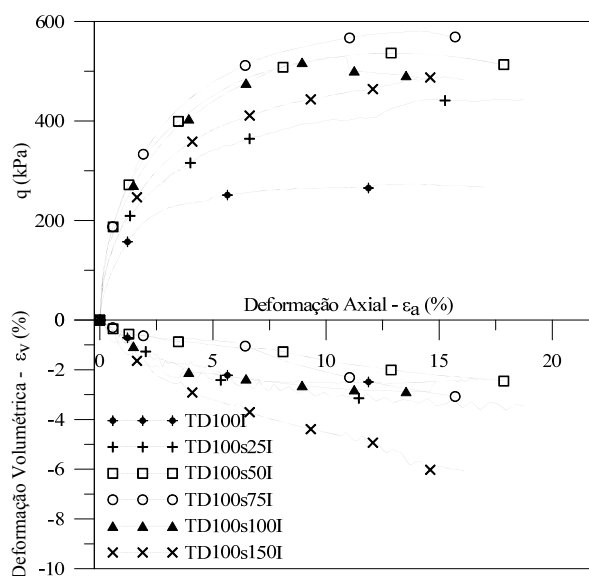


Figura 5.5. Curvas q versus ε_a e ε_v versus ε_a , dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova indeformados para uma tensão de confinamento efetiva de 100 kPa.

Aliado às curvas da Figura 5.5, a Tabela 5.5 apresenta os valores de tensão cisalhante mobilizada para diferentes níveis de deformação axial.

Tabela 5.5. Valores de tensão cisalhante mobilizada para diferentes níveis de deformação axial, para os ensaios realizados com tensão normal líquida de 100 kPa.

CP	Valores de tensão cisalhante mobilizada (q - kPa)						
	2%	5%	10%	12%	15%	Máximo	Último
TD100I	199,0	246,4	265,3	269,6	271,0	273,3	267,2
TD100s25I	249,8	341,0	403,2	418,2	441,5	444,4	443,0
TD100s50I	321,7	451,4	525,2	535,4	528,8	537,0	511,1
TD100s75I	344,4	478,3	559,3	573,5	575,8	581,1	569,2
TD100s100I	306,5	437,6	526,8	498,3	475,2	528,9	475,2
TD100s150I	277,0	383,6	450,1	464,4	487,0	489,5	483,0

A análise das curvas q versus ε_a e ε_v versus ε_a , apresentadas na Figura 5.5 e dos valores de tensão cisalhante mobilizada, apresentados na Tabela 5.5, mostra a influência da sucção na resistência ao cisalhamento já para baixos valores de deformação axial, inferiores a 2%. O maior acréscimo da tensão cisalhante mobilizada se dá entre os níveis de deformação axial de 2 a 5%.

Comparando o ensaio triaxial na condição saturada (TD100I) com o ensaio realizado na sucção de 25 kPa (TD100s25I) observou-se um acréscimo de tensão cisalhante mobilizada de aproximadamente 170 kPa; nota-se que os valores de índice de vazios apresentam considerável diferença. A variação da tensão cisalhante mobilizada entre os ensaios para níveis de sucção variando de 25 e 50 kPa é superior a 70 kPa já para uma deformação axial de 2%. Entre os níveis de sucção de 50 e 75 kPa esta diferença é superior a 20 kPa, chegando a próximo de 60 kPa em termos de tensão cisalhante mobilizada. Esta variação pode ser atribuída diretamente ao incremento de sucção, tendo em vista que os índices de vazios para estes corpos de prova encontram-se próximos a 1,0.

A queda abrupta de tensão cisalhante mobilizada observada na curva q versus ε_a do ensaio TD100s100I foi ocasionada por problemas durante a execução do ensaio e esta queda não foi considerada nas avaliações de resistência. Para os ensaios triaxiais com níveis de sucção de 100 e 150 kPa, realizados no mesmo nível de tensão normal líquida, observam-se valores de tensão cisalhante mobilizada inferiores, no nível de sucção de 75 kPa já para valores de deformação axial de 2%, que permanecem em todos os níveis de deformação axial.

O corpo de prova do ensaio triaxial TD100s100I apresenta um valor de índice de vazios de 1,18, valor este superior aos apresentados pelos corpos de prova com sucção de 75 e 50 kPa, o que pode ser uma explicação para a menor tensão cisalhante mobilizada observada. Entretanto, para o ensaio TD100s150I tem-se um valor de índice de vazios de 1,03, próximo aos índices de vazios dos outros corpos de prova; desta forma, a queda da tensão cisalhante mobilizada estaria associada ao acréscimo da sucção.

As curvas q versus ε_a não apresentam picos definidos; os ensaios triaxiais TD100I, TD100s25I, e TD100s150I apresentam, para uma deformação axial superior a 15%, valores de resistência ao cisalhamento praticamente constante.

Para a tensão normal líquida de 100 kPa, a curva ε_v versus ε_a que apresenta a maior redução de volume corresponde ao corpo de prova TD100s150I. Já, para os demais corpos de prova, não houve grande variação volumétrica com relação à variação de sucção.

Na Figura 5.6 são apresentadas as curvas q versus ε_a e ε_v versus ε_a para uma tensão normal líquida de 150 kPa, para os níveis de sucção de 25, 50, 75, 100 e 150 kPa, acrescidos do ensaio triaxial saturado para uma tensão de confinamento efetiva de 150 kPa.

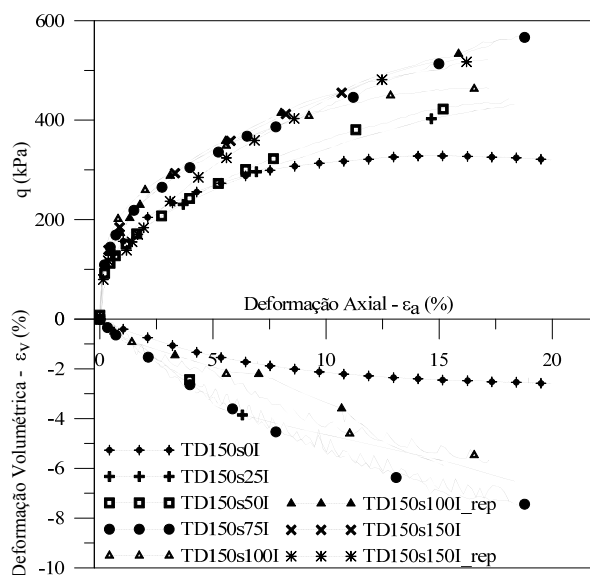


Figura 5.6. Curvas q versus ε_a e ε_v versus ε_a , dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova indeformados para uma tensão de confinamento efetiva de 150 kPa.

Aliado às curvas apresentadas na Figura 5.6 a Tabela 5.6 apresenta os valores de tensão cisalhante mobilizada para diferentes níveis de deformação axial.

Tabela 5.6. Valores de tensão cisalhante mobilizada para diferentes níveis de deformação axial para os ensaios com tensão normal líquida de 150 kPa.

CP	Valores de tensão cisalhante mobilizada (q - kPa)						
	2%	5%	10%	12%	15%	Máximo	Último
TD150I*	203,4	271,5	318,9	326,4	333,3	333,9	324,6
TD150s25I	184,8	258,9	340,3	370,8	406,4	432,0	432,0
TD150s50I	184,9	268,5	361,8	387,5	423,4	443,0	443,0
TD150s50I_rep	279,9	398,7	475,9	492,4	508,6	511,6	501,9
TD150s75I	239,7	330,7	428,8	465,1	513,5	568,2	566,6
TD150s100I	259,7	338,4	418,5	442,3	459,9	465,0	463,4
TD150s100I_rep	240,8	347,5	447,1	479,6	525,2	562,3	562,3
TD150s150I	244,1	341,2	447,1	478,3	260,3	520,7	520,7

Com o intuito de avaliar a influência da sucção na resistência ao cisalhamento, foi adicionado o ensaio triaxial TD150I, apresentado por Bressani *et al.* (2005), o qual foi executado em um corpo de prova indeformado no mesmo material utilizado neste estudo.

As curvas q versus ε_a apresentadas na Figura 5.6 tem comportamento variável em função dos níveis de deformação axial e de sucção. Como observado nestas curvas e nos dados apresentados na Tabela 5.6, nota-se a presença de “dois grupos” de comportamento para baixos valores de deformação axial. As curvas q versus ε_a com menores valores de tensão cisalhante mobilizada ocorrem para a condição saturada e para os níveis de sucção de 25 e 50 kPa. Já para os níveis de sucção de 75, 100 e 150kPa, observam-se valores de tensão cisalhante mobilizada superiores. Este comportamento é verificado, para este nível de tensão normal líquida, até uma deformação axial entre 5 e 10%.

Para maiores deformações axiais, as curvas q versus ε_a mostram comportamentos mais variáveis. O ensaio TD150s25I (com sucção de 25 kPa) começa a apresentar um valor de tensão cisalhante mobilizada superior ao ensaio na condição saturada (TD150I) para deformações axiais superiores a 8%. Ambos os corpos de prova apresentam valores de índice de vazios próximos a 0,9. Os ensaios TD150s25I e TD150s50I apresentam curvas q versus ε_a com valores de tensão cisalhante mobilizada (sempre inferiores a 20 kPa) e índice de vazios (aproximadamente 1,0) muito próximos. Assim como observado para a tensão normal líquida de 100 kPa, os corpos de prova com sucção de 100 e 150 kPa (TD150s100I e TD150s150I) mostram queda de tensão cisalhante mobilizada quando comparados ao ensaio com nível de sucção de 75 kPa para deformações axiais elevadas (acima de 15%). Entretanto, os valores de

tensão cisalhante mobilizada observados nos ensaios TD150s100I e TD150s150I apresentam-se superiores ao valor apresentado pelo corpo de prova com sucção de 50 kPa.

As curvas ε_v versus ε_a da Figura 5.6 apresentaram maior redução de volume da condição saturada para a condição não saturada. O ensaio TD150s75I, que tem o maior valor de tensão cisalhante mobilizada, apresenta maior redução de volume quando comparado aos outros níveis de sucção. Para baixos valores de deformação axial (inferiores a 4%) os corpos de prova não saturados apresentam redução volumétrica similar.

Na Figura 5.7 são apresentadas as curvas q versus ε_a e ε_v versus ε_a para uma tensão normal líquida de 200 kPa e para o nível de sucção de 75 kPa, além dos resultados do ensaio triaxial saturado para uma tensão de confinamento efetiva de 200 kPa.

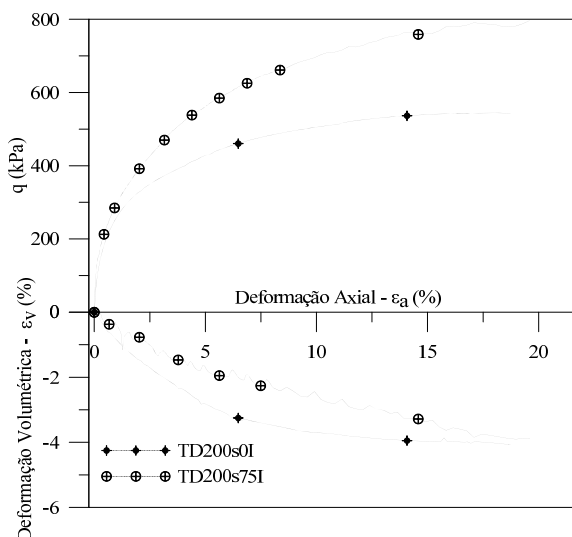


Figura 5.7. Curvas q versus ε_a e ε_v versus ε_a , dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova indeformados para uma tensão de confinamento efetiva de 200 kPa.

Aliado às curvas apresentadas na Figura 5.7, a Tabela 5.7 apresenta os valores de tensão cisalhante mobilizada para diferentes níveis de deformação axial.

Tabela 5.7. Valores de tensão cisalhante mobilizada para diferentes níveis de deformação axial para os ensaios com tensão normal líquida de 200 kPa.

CP	Valores de tensão cisalhante mobilizada (q - kPa)						
	2%	5%	10%	12%	15%	Máximo	Último
TD200I	331,8	430,4	505,0	525,5	539,8	544,4	543,3
TD200s75I	392,1	560,9	694,9	728,6	761,0	796,2	796,2

O objetivo da execução do ensaio triaxial TD200s75I foi contribuir para o entendimento do comportamento observado nos ensaios realizados com tensões normais líquidas de 100 e 150 kPa, no nível de sucção de 75 kPa, conforme comentado anteriormente.

Em relação à Figura 5.7, a curva q versus ε_a do ensaio triaxial TD200s75I apresenta um valor de tensão cisalhante mobilizada aproximadamente 50% superior ao valor observado no ensaio TD200I, mesmo tendo o corpo de prova do ensaio TD200I um valor de índice de vazios de 0,63, enquanto o ensaio TD200s75I apresentou um índice de vazios de 0,98. Em relação às curvas ε_v versus ε_a , observa-se que o ensaio triaxial TD200s75I apresenta maior variação volumétrica que o ensaio realizado na condição saturada.

Avaliando-se todos os ensaios triaxiais com resultados apresentados nas Figuras 5.4 a 5.7, observou-se que as curvas ε_v versus ε_a apresentam grande oscilação nos valores medidos, sendo que esta variação pode estar diretamente relacionada à metodologia de determinação da variação volumétrica, a partir da medição do volume de água que entra ou sai da câmara triaxial durante o ensaio. Com exceção do ensaio realizado para um nível de sucção de 100 kPa, as outras curvas apresentaram comportamento muito próximo, sem a estabilização das deformações volumétricas para os níveis de deformação axial elevados. Por outro lado, observa-se a variabilidade dos índices de vazios destes ensaios, que pode estar associada à tensão normal líquida dos mesmos ensaios e/ou à heterogeneidade dos corpos de provas na condição indeformada.

As Figuras 5.8 a 5.12 apresentam as trajetórias de τ_{oct} versus p' ou σ_{oct}' para os níveis de sucção ensaiados (25, 50, 75, 100 e 150 kPa). A utilização destes invariantes de tensões octaédricas efetivas para representação dos resultados dos ensaios triaxiais possibilita a sua comparação com os ensaios *hollow cylinder* apresentados na sequência deste capítulo. Os invariantes de tensões efetivas utilizados nas Figuras 5.8 a 5.12 são definidos pelas equações 5.3 e 5.4.

$$p' = \sigma'_{oct} = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_3) \quad (5.3)$$

$$\tau_{oct} = \frac{\sqrt{2}}{3}(\sigma_1 - \sigma_3) \quad (5.4)$$

Conforme citado anteriormente em alguns ensaios, as curvas de tensão cisalhante apresentam um comportamento crescente com a deformação axial. Em função deste, para alguns ensaios, é difícil estimar os parâmetros de resistência ao cisalhamento efetivos (c' e ϕ) em função do nível de sucção ao qual o material ensaiado foi submetido.

Para amenizar este problema, alguns ensaios (com tensões normais líquidas de 150 e 200 kPa) tiveram seus resultados ajustados de forma hiperbólica para deformações axiais acima de 18%. Primeiramente ajustou-se a curva tensão cisalhante *versus* deformação axial, de acordo com a equação 5.5, determinando-se o valor de resistência ao cisalhamento (q máximo). Posteriormente, com este valor de resistência, estes pontos foram plotados nas respectivas trajetórias de tensões no espaço τ_{oct} *versus* p' / σ_{oct}' , para determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento (Figuras 5.8 a 5.12).

$$q = \frac{\varepsilon_a}{a + \varepsilon_a \cdot b} \quad (5.5)$$

Onde q é a resistência ao cisalhamento
 ε_a é a deformação axial;
 a e b são os parâmetros de ajuste da curva.

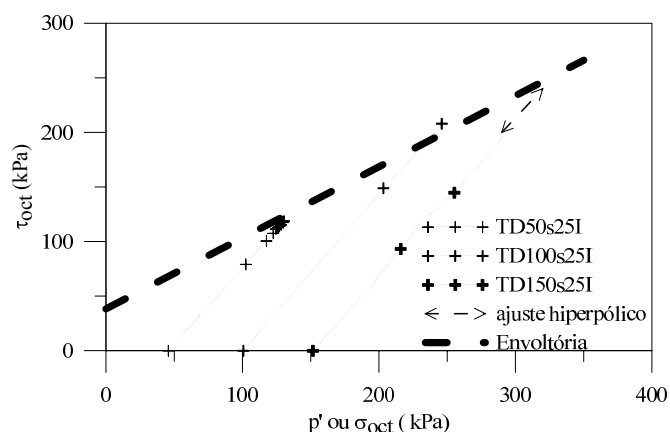


Figura 5.8. Trajetórias de tensões efetivas τ_{oct} *versus* p' ou σ_{oct}' , com as trajetórias de tensão dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados, realizados por Pereira (2006) em corpos de prova indeformados para um nível de sucção de 25 kPa.

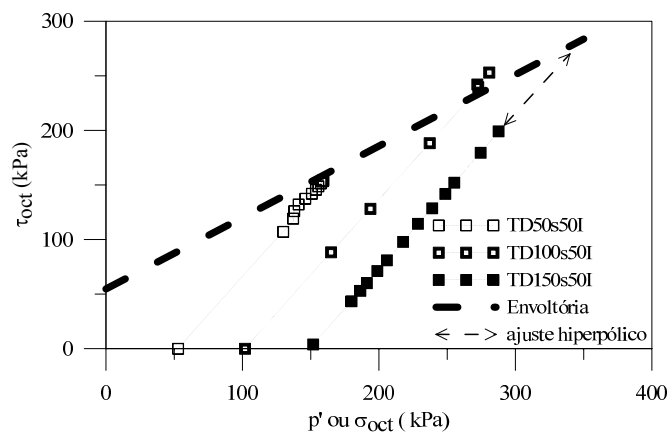


Figura 5.9. Trajetórias de tensões efetivas τ_{oct} versus p' ou σ_{oct} , com as trajetórias de tensão dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados, realizados por Pereira (2006) em corpos de prova indeformados para um nível de sucção de 50 kPa.

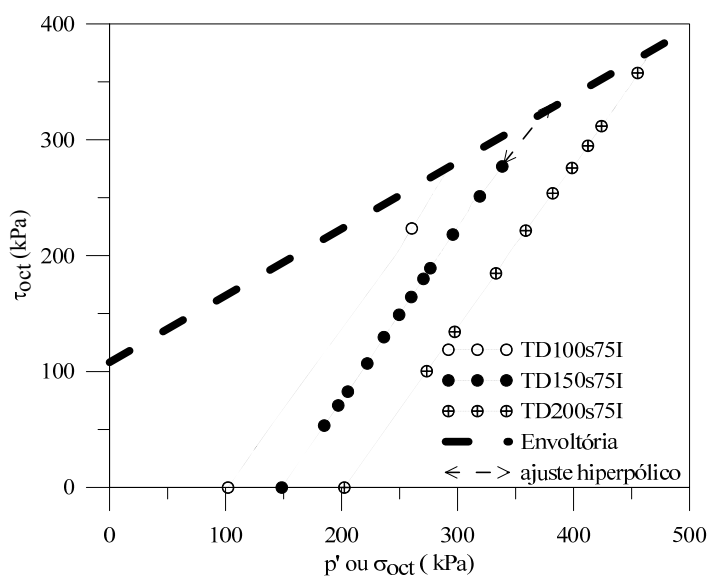


Figura 5.10. Trajetórias de tensões efetivas τ_{oct} versus p' ou σ_{oct} , com as trajetórias de tensão dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados, realizados por Pereira (2006) em corpos de prova indeformados para um nível de sucção de 75 kPa.

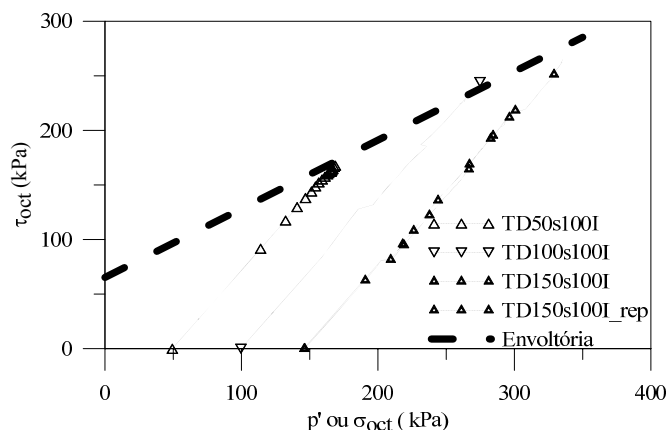


Figura 5.11. Trajetórias de tensões efetivas τ_{oct} versus p' ou σ_{oct} , com as trajetórias de tensão dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados, realizados por Pereira (2006) em corpos de prova indeformados para um nível de sucção de 100 kPa.

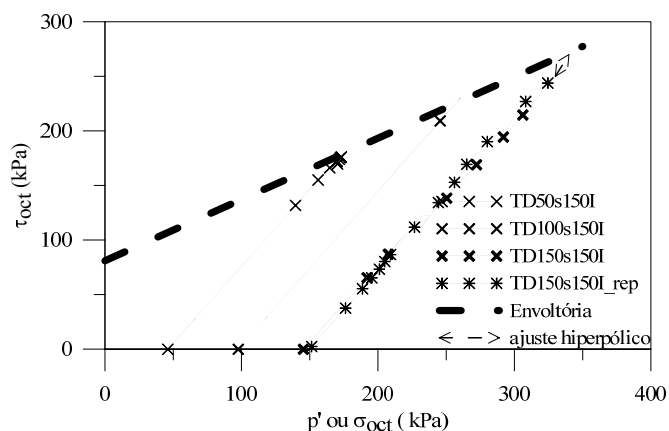


Figura 5.12. Trajetórias de tensões efetivas τ_{oct} versus p' ou σ_{oct} , com as trajetórias de tensão dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados, realizados por Pereira (2006) em corpos de prova indeformados para um nível de sucção de 150 kPa.

As envolventes de resistência ao cisalhamento apresentadas nas Figuras 5.8 a 5.12 foram plotadas em termos de valores q máximo. Estas envolventes permitem determinar os valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento c' e ϕ' para cada nível de sucção adotado. A influência da sucção nestas envolventes ocorre, principalmente, pela variação do intercepto coesivo com relação a cada nível de sucção ensaiado. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento efetivos avaliados, intercepto coesivo (c') e ângulo de atrito interno efetivo (ϕ'), determinados a partir das envolventes de ruptura são apresentados e discutidos posteriormente no item 6.3.2.2.

Os ensaios triaxiais drenados com sucção controlada apresentam um valor de p' ou σ_{oct}' inicial (relativo à tensão confinante = σ_3 e $\sigma_l =$ zero), que vai crescendo durante a fase de cisalhamento (em função de σ_l) até atingir um valor máximo na ruptura. Para avaliar o comportamento do solo AV no plano τ_{oct} versus sucção, é necessário que os resultados para diferentes níveis de σ_{oct}' , sejam rebatidos para a origem da envoltória do plano τ_{oct} versus sucção, ou seja, para o valor de σ_{oct}' igual a zero. Oliveira (2004) apresenta o procedimento necessário para tal avaliação, que resumidamente pode ser representado pela Equação 5.6.

$$\tau_{reb} = \tau \cdot (1 - \tan \alpha) \quad (5.6)$$

Onde τ_{reb} é o valor de resistência ao cisalhamento no plano σ_{oct} igual a zero.

τ é o valor de resistência ao cisalhamento;

α é o parâmetro relativo ao ângulo de atrito interno do solo.

A determinação do parâmetro de resistência ao cisalhamento não saturado passa pela avaliação dos resultados obtidos no plano τ_{oct} versus sucção. Este plano intercepta o plano τ_{oct} versus σ_{oct}' para um valor de σ_{oct}' igual a zero. Os invariantes de tensão (p' e sucção) são apresentados na forma definida por Fredlund e Rahardjo (1993), nas equações 5.7 e 5.8.

$$p' = \frac{\sigma_1 + 2 \cdot \sigma_3}{3} - u_a \quad (5.7)$$

$$\text{sucção} = u_a - u_w \quad (5.8)$$

A Figura 5.13 apresenta a envoltória de τ_{oct} versus sucção para todas as tensões normais líquidas ensaiadas. Os valores de tensão cisalhante mobilizada considerados no gráfico são os mesmos apresentados no plano τ_{oct} versus σ_{oct}' . Nesta figura são apresentadas as envoltórias para três níveis de deformação axial, de 2 e 12%, além dos valores de resistência máximos obtidos. Têm-se, como exceção, os ensaios para a tensão normal líquida de 150 kPa, em que os resultados apresentados foram ajustados de forma hiperbólica, por não terem apresentado valores de tensão cisalhante mobilizada constante com a deformação axial, até o nível de deformação axial ao qual o ensaios foi submetido. Neste plano é possível visualizar a influência da sucção na resistência ao cisalhamento, representada pelo parâmetro de resistência ao cisalhamento não saturado, o ângulo de atrito interno com respeito à sucção, ϕ^b .

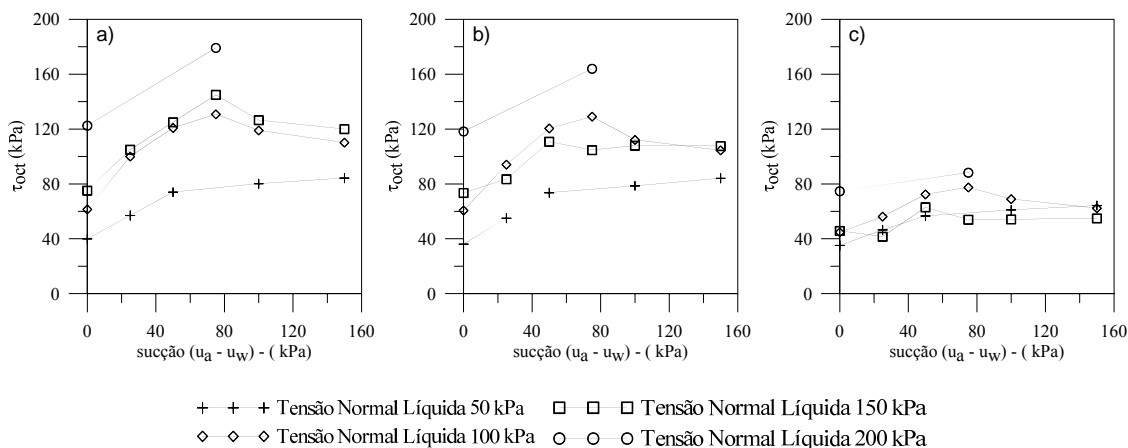


Figura 5.13. Envoltórias de τ_{oct} versus sucção, para os ensaios triaxiais com sucção controlada drenados realizados por Pereira (2006) em corpos de prova indeformados, para diferentes níveis de deformação. a) valores de tensão cisalhante mobilizada máximos; b) valores para 12% de deformação axial; c) valores para 2% de deformação axial.

Na Figura 5.13 (a), os valores apresentados nas curvas para a sucção igual a zero são os obtidos a partir de ensaios triaxiais convencionais (saturados) para os valores de resistência máximos. O solo AV apresenta um comportamento bilinear, sendo o nível de sucção de 75 kPa o que define a mudança de comportamento do solo. Para a tensão normal líquida de 50 kPa não é possível afirmar a ocorrência de pico de resistência ao cisalhamento no nível de sucção de 75 kPa pela ausência de resultados. Enfatiza-se que o ensaio para a tensão normal líquida de 200 kPa e para o nível de sucção de 75 kPa confirma a existência de pico de tensão cisalhante mobilizada para as tensões normais líquidas de 100 e 150 kPa. Cabe ressaltar que, para a tensão normal líquida de 150 kPa, os resultados dos ensaios triaxiais foram ajustados de forma hiperbólica.

O comportamento do primeiro trecho da curva τ_{oct} versus sucção da Figura 5.13 (a) apresenta um acréscimo de tensão cisalhante mobilizada linear da condição saturada até uma sucção de 75 kPa. Já o segundo trecho, a partir de uma sucção de 75 kPa, apresenta um queda nos valores de tensão cisalhante mobilizada.

A Figura 5.13 (b) apresenta os valores de resistência ao cisalhamento para um nível de deformação axial de 12%. Neste nível, as curvas τ_{oct} versus sucção apresentam um comportamento idêntico ao obtido considerando-se os valores de tensão máximos. A exceção é para a tensão normal líquida de 150 kPa, que apresenta valores de tensão cisalhante

mobilizada inferiores ao da tensão normal líquida de 100 kPa para os níveis de sucção de 25 a 75 kPa. Tal comportamento pode ser explicado pelo formato da curva τ_{oct} versus sucção que não apresenta tendência de estabilização no valor de resistência ao cisalhamento para altos valores de deformação axial. Para este nível de deformação, já é evidente a bilinearidade das envoltórias de tensão cisalhante mobilizada. Para as tensões normais líquidas de 100 e 200 kPa, nota-se a presença de altos valores de tensão cisalhante mobilizada.

Como já esperado, a Figura 5.13 (c) apresenta, para valores de tensão cisalhante mobilizada a 2% de deformação axial, envoltórias próximos para as diferentes tensões normais líquidas de ensaio. Nesta situação os valores de tensão cisalhante mobilizada, para alguns níveis de sucção e para a tensão normal líquida de 150 kPa, são inferiores aos valores obtidos para a tensão normal líquida de 50 kPa. A bilinearidade, observada nas envoltórias de resistência ao cisalhamento para outros níveis de deformação axial, já pode ser observada para este nível de deformação axial.

Ainda na Figura 5.13, principalmente em (a) e (b), observa-se que ambas as curvas τ_{oct} versus sucção com tensões normais líquidas de 100 e 150 kPa apresentam uma pequena queda na tensão cisalhante mobilizada para sucções superiores a 100 kPa. Já para a tensão normal líquida de 50 kPa, observa-se um incremento menos acentuado na tensão cisalhante mobilizada com o aumento da sucção após um nível de sucção de 50 kPa.

A determinação do parâmetro de resistência ao cisalhamento não saturado (ϕ^b), com os comentários e análises adicionais, está apresentado no item 6.3.2.5, juntamente com a comparação entre os valores de ϕ^b obtidos para Solo AV na condição remoldada.

5.2 ENSAIOS TRIAXIAIS E *HOLLOW CYLINDER* EM CORPOS DE PROVA REMOLDADOS

Neste item são apresentados os resultados dos ensaios triaxiais, convencionais e com sucção controlada, e *hollow cylinder* executados em corpos de prova na condição remoldada.

5.2.1. Ensaio Triaxiais Convencionais e com Sucção Controlada

Os resultados dos ensaios triaxiais convencionais e com sucção controlada executados nesta pesquisa são apresentados na forma das seguintes curvas: (i) tensão versus deformação axial

(q versus ε_a); (ii) deformação volumétrica versus deformação axial (ε_v versus ε_a) - ensaio drenado; (iii) p' / σ_{oct} versus τ_{oct} ; (iv) τ_{oct} versus sucção.

5.2.1.1. Ensaios triaxiais convencionais executados em corpos de prova remoldados

Executou-se, em corpos de prova remoldados, um total de 12 ensaios triaxiais convencionais drenados em diferentes tensões de confinamento efetivas. Os valores das tensões de confinamento efetivas destes ensaios foram: 50, 75, 100, 150, 200, 250, 300 e 500 kPa. A Tabela 5.8 apresenta as características iniciais dos corpos de prova utilizados nos ensaios triaxiais convencionais realizados com corpos de prova remoldados. Os corpos de prova identificados por TD50R* e TD200R* foram executados por Pereira (2006).

Tabela 5.8. Características iniciais dos corpos de prova.

CP	e_0	Iniciais w_i (%)	S_i (%)	Após Consolidação e	S (%)
TD50R*	1,01	24,2	67,1	1,00	87,0
TD50R	1,00	24,9	70,0	0,98	87,4
TD50R_rep	1,00	24,9	69,5	0,99	94,8
TD75R	1,00	24,5	68,4	0,98	88,5
TD75R_rep	1,00	25,6	71,4	0,99	93,1
TD100R	0,98	24,8	70,2	0,96	85,6
TD150R	1,00	25,5	71,4	0,93	88,5
TD200R	1,02	26,1	71,7	0,97	91,9
TD200R*	0,98	23,0	65,7	0,87	90,5
TD250R	1,03	25,6	69,3	0,92	88,7
TD300R	1,02	24,7	67,5	0,88	90,5
TD500R	1,01	26,0	71,8	0,76	98,0

e_0 - índice de vazios inicial; w_i - teor de umidade inicial; S_i - Grau de saturação inicial; e - índice de vazios após consolidação; S - Grau de saturação após consolidação. (*) ensaios de Pereira (2006); rep - ensaio repetido

A Figura 5.14 apresenta as curvas q versus ε_a e ε_v versus ε_a para os ensaios triaxiais convencionais drenados executados em corpos de prova remoldados.

Com exceção dos ensaios TD50R e TD75R, todos os ensaios foram executados com drenagem radial e em ambas as extremidades do corpo de prova durante o cisalhamento, com o intuito de evitar a ocorrência de excessos de poropressão.

A decisão do uso desta drenagem extra ocorreu após a observação de excessos de poropressão em ensaios com tensão de confinamento efetiva superior a 100 kPa. Com a drenagem extra utilizada nestes ensaios, a velocidade de cisalhamento foi de 0,013%/min, mesma velocidade utilizada nos ensaios em corpos de prova indeformados (item 4.2.6.1).

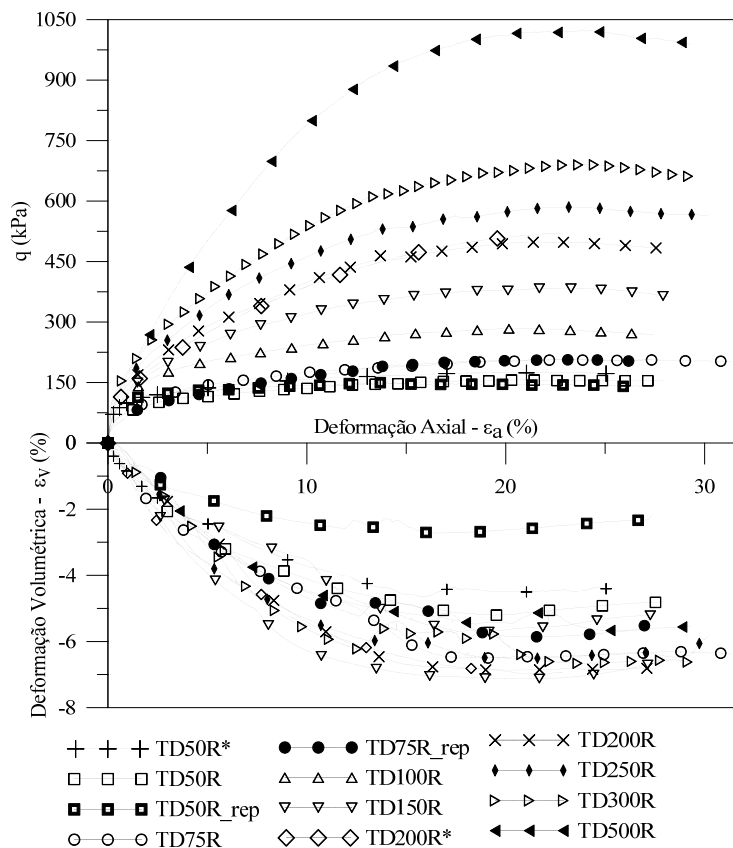


Figura 5.14. Curvas variação de q versus ϵ_a e ϵ_a versus ϵ_v , dos ensaios triaxiais convencionais drenados em corpos de prova remoldados. (rep – ensaio repetido)

Nos resultados apresentados na Figura 5.14 fica evidente a influência da tensão de confinamento efetiva no valor de tensão cisalhante mobilizada. Esta influência consiste no acréscimo da tensão cisalhante mobilizada com o aumento da tensão de confinamento efetiva. O comportamento das curvas q versus ϵ_a dos ensaios triaxiais saturados é característico de solos normalmente adensados para as tensões de confinamento efetivas de ensaio utilizadas. Isto se reflete nas curvas sem ocorrência de pico ou com pico não pronunciado. Tal comportamento é o esperado levando em consideração a condição remoldada dos corpos de prova ensaiados.

Todas as curvas q versus ϵ_a e ϵ_v versus ϵ_a apresentam tendência à estabilização para valores de deformação axial variando de 12 a 20%. Para os menores valores de tensão de confinamento

efetiva, as curvas q versus ε_a tendem a estabilizar, mantendo o valor da tensão cisalhante mobilizada constante a partir de uma deformação axial de aproximadamente 12%. Entretanto, para as curvas q versus ε_a dos ensaios com tensão de confinamento efetiva superiores a 250 kPa, observa-se uma leve queda no valor de tensão cisalhante mobilizada a partir de uma deformação axial de 25%, voltando a apresentar uma tendência à estabilização logo na seqüência.

Para as tensões de confinamento efetivas iniciais de 50, 75 e 200 kPa, foram executados mais de um ensaio triaxial para melhor avaliar o comportamento deste material. Os resultados destas repetições mostram curvas coincidentes que corroboram os resultados obtidos e apresentados na Figura 5.14.

As curvas ε_v versus ε_a apresentadas na Figura 5.14 indicam um comportamento de redução de volume durante o cisalhamento. Para a curva TD50R_rep, observa-se comportamento diferenciado em relação às demais curvas, podendo ser relacionado a problemas na medição da variação volumétrica durante a execução do ensaio. Os valores de deformação volumétrica máximos estão na ordem de 4 a 7%, mostrando que os corpos de prova apresentam uma pequena variação na redução de volume. Ao contrário do comportamento observado nas curvas q versus ε_a , não é possível relacionar a tensão de confinamento efetiva com o valor de deformação volumétrica de acordo com a Figura 5.14. Nota-se que as curvas de deformação volumétrica tendem a estabilizar após atingirem a deformação axial entre 12 e 25%. De maneira geral é possível considerar um comportamento de estabilização da deformação volumétrica dos ensaios a partir de uma deformação axial de 25%.

Os resultados dos ensaios triaxiais realizados indicam que o solo remoldado atingiu o estado crítico, sem variação dos valores de tensão cisalhante mobilizada e de deformação volumétrica com a deformação axial, com a exceção dos ensaios com tensões de confinamento efetivas superiores a 250 kPa. Nota-se que os valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento para o estado crítico são muito próximos dos resultados dos parâmetros considerando-se os valores máximos obtidos nos ensaios.

As trajetórias de tensões efetivas dos ensaios triaxiais realizados em corpos de prova remoldados são apresentadas na Figura 5.15, em termos de τ_{oct} versus p' ou σ_{oct} . A partir destas trajetórias de tensões, ajustou-se uma envoltória de resistência ao cisalhamento linear a

partir dos valores máximos de τ_{oct} e foi definida a LEC para o solo AV nas condições ensaiadas.

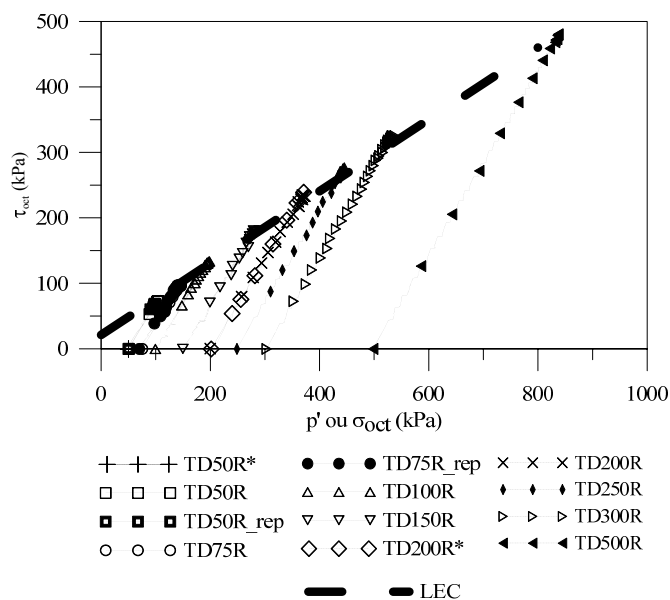


Figura 5.15. Trajetórias de tensões efetivas τ_{oct} versus σ_{oct} dos ensaios triaxiais convencionais drenados em corpos de prova remoldados. (*) ensaios executados por Pereira (2006). (rep– ensaios repetidos).

Considerando a envoltória de resistência ao cisalhamento obtida através do ajuste dos valores máximos de τ_{oct} obtidos nos ensaios, os valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento efetivos encontrados foram um intercepto coesivo (c') de 23,5 kPa e um ângulo de atrito interno efetivo (ϕ') de 30,2°. A partir da LEC apresentada na Figura 5.15, é possível determinar o valor do ângulo de atrito interno de estado crítico para o material nas condições ensaiadas. O valor do ângulo de estado interno de estado crítico (ϕ'_c) é 31,1°. Este pode ser considerado muito próximo ao valor de ϕ' . Em função da não existência de pico nas curvas τ_{oct} versus ε_a (Figura 5.14), já era esperada a ocorrência de valores de ϕ' e ϕ'_c próximos. A Tabela 5.9 apresenta os valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento efetivos para os corpos de prova remoldados.

Tabela 5.9. Valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento para os corpos de prova remoldados

Remoldados		
Envoltória	ϕ' (°)	c' (kPa)
Ruptura	30,2	23,5
Estado Crítico	31,1	21,4

5.2.1.2. Ensaio triaxiais com sucção controlada executados em corpos de prova remoldados.

Foram executados 10 ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova remoldados para diferentes níveis de sucção (sucção mátrica = $u_a - u_w$; aplicada pela técnica da translação de eixos) e para diferentes tensões normais líquidas ($\sigma_n - u_a$).

Os níveis de sucção mátrica aplicados foram de 75, 100 e 150 kPa, para as tensões normais líquidas de 100, 150 e 200 kPa. Para a tensão normal líquida de 50 kPa, a sucção de ensaio foi de 150 kPa. As características iniciais dos corpos de prova utilizados nos ensaios são apresentadas na Tabela 5.10.

Tabela 5.10. Características iniciais dos corpos de prova.

CP	Iniciais			e_f	CP	Iniciais			e_f
	e_0	w_i (%)	S_i (%)			e_0	w_i (%)	S_i (%)	
TD50s150R	0,89	23,7	74,8	0,84	TD150s100R	0,99	24,27	68,5	0,90
TD100s75R	0,99	25,0	70,8	0,94	TD150s150R	1,00	25,0	70,0	0,83
TD100s100R	0,96	22,3	64,8	0,95	TD200s75R	1,00	24,4	68,3	0,86
TD100s150R	0,95	24,8	72,6	0,89	TD200s100R	0,99	24,1	68,1	0,88
TD150s75R	0,99	23,9	67,5	0,93	TD200s150R	1,00	24,8	69,2	0,84

e_0 - índice de vazios inicial; w_i - teor de umidade inicial; S_i - Grau de saturação inicial; e_f - índice de vazios após consolidação.

Neste item os resultados obtidos dos ensaios são apresentados na forma dos seguintes gráficos: (i) tensão (q) *versus* deformação axial (ε_a); (ii) deformação volumétrica *versus* deformação axial (ε_a); (iii) τ_{oct} *versus* p' ; (iv) τ_{oct} *versus* sucção mátrica. Os invariantes de tensão “ q ” e “ τ_{oct} ” são apresentados nas equações 5.1 e 5.4. Já os invariantes de tensão (p' e sucção) são apresentados na forma definida por Fredlund e Rahardjo (1993), nas equações 5.7 e 5.8.

As Figuras 5.16 a 5.19 apresentam as curvas q *versus* ε_a e ε_v *versus* ε_a para todos os ensaios realizados no equipamento triaxial com sucção controlada. Cada figura apresenta as respectivas curvas para o mesmo valor de tensão normal líquida com diferentes níveis de sucção aplicados, incluindo o ensaio na condição saturada. A partir destes resultados é possível avaliar a influência da sucção na resistência ao cisalhamento do solo.

A Figura 5.16 apresenta as curvas q versus ε_a e ε_v versus ε_a para uma tensão normal líquida de 50 kPa e para o nível de sucção de 150 kPa, acrescido do ensaio na condição saturada para uma tensão de confinamento efetiva de 50 kPa.

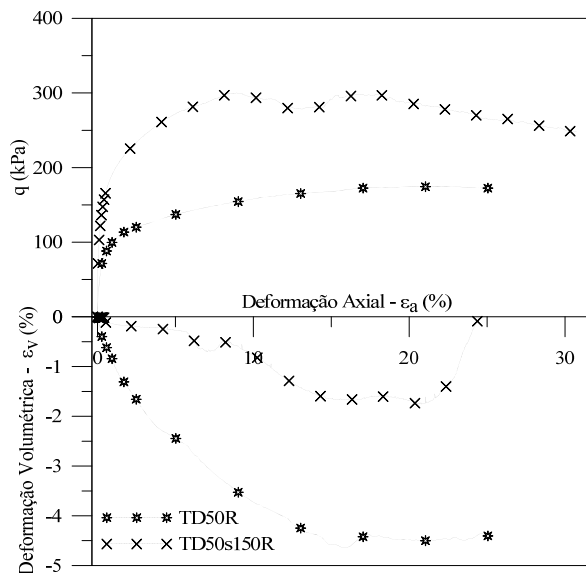


Figura 5.16. Curvas variação de q versus ε_a e ε_v versus ε_a , dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova remoldados para uma tensão de confinamento efetiva de 50 kPa.

Aliado às curvas apresentadas da Figura 5.16, a Tabela 5.11 apresenta os valores de tensão cisalhante mobilizada para diferentes níveis de deformação axial.

Tabela 5.11. Valores de tensão cisalhante mobilizada para diferentes níveis de deformação axial, para os ensaios com tensão normal líquida de 50 kPa.

CP	Valores de tensão cisalhante mobilizada (q - kPa)						
	2%	5%	10%	12%	15%	Máximo	Último
TD50R	117,5	131,9	141,8	146,7	146,5	156,7	155,8
TD50s150R	195,5	255,6	296,0	288,1	277,4	296,1	243,8

A partir dos dados apresentados, nota-se que a curva q versus ε_a do ensaio não saturado TD50s150R mostra a influência da sucção já a baixos valores de deformação axial (inferiores a 2%).

O ensaio TD50s150R apresenta um valor máximo de tensão cisalhante mobilizada próximo a 10% de deformação axial; após nota-se uma queda até o final do ensaio. Entretanto, o valor de tensão cisalhante mobilizada obtido é ainda superior ao do ensaio realizado na condição saturada.

Em relação às curvas ε_v versus ε_a , o ensaio triaxial TD50s150R apresenta menor deformação axial quando comparado ao ensaio TD50s0R. Isto pode ser resultado do menor índice de vazios deste ensaio. A mudança repentina na curva ε_v versus ε_a , deste ensaio para uma deformação axial de aproximadamente 22% está relacionada, provavelmente a um erro experimental ocorrido durante a execução do ensaio.

A Figura 5.17 apresenta as curvas q versus ε_a e ε_v versus ε_a para uma tensão normal líquida de 100 kPa e para os níveis de sucção de 75, 100 e 150 kPa, juntamente com os resultados dos ensaios triaxiais saturados para uma tensão de confinamento efetiva de 100 kPa.

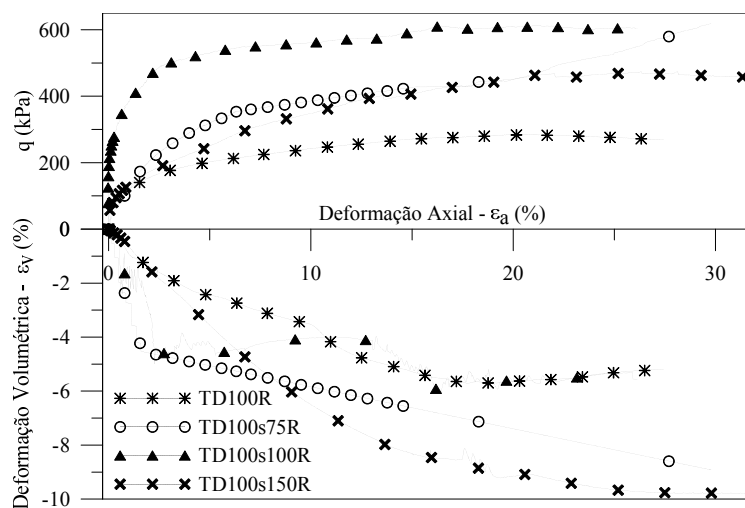


Figura 5.17. Curvas variação de q versus ε_a e ε_v versus ε_a , dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova remoldados para uma tensão de confinamento efetiva de 100 kPa.

Aliado às curvas apresentadas na Figura 5.17 a Tabela 5.12 mostra os valores de tensão cisalhante mobilizada para diferentes níveis de deformação axial.

Tabela 5.12. Valores de tensão cisalhante mobilizada para diferentes níveis de deformação axial, para os ensaios com tensão normal líquida de 100 kPa.

CP	Valores de tensão cisalhante mobilizada (q - kPa)						
	2%	5%	10%	12%	15%	Máximo	Último
TD100R	154,9	202,7	243,0	254,0	271,0	285,0	268,4
TD100s75R	205,2	320,3	370,0	395,0	418,3	622,4	622,4
TD100s100R	349,5	473,0	545,1	555,4	569,6	613,5	603,7
TD100s150R	166,3	247,0	346,8	380,9	406,1	473,6	454,7

A análise conjunta das curvas q versus ε_a destes ensaios com os resultados da Tabela 5.12 possibilita identificar que a aplicação da sucção influencia na tensão cisalhante mobilizada do material já para baixos valores de deformação axial (2%). Neste nível de deformação, a tensão cisalhante mobilizada pode variar de 10 a 190 kPa dependendo do nível de sucção aplicado. O ensaio realizado para um nível de sucção de 100 kPa (TD100s100R) é o que apresenta o maior acréscimo de tensão cisalhante mobilizada quando comparado ao ensaio na condição saturada.

Avaliando-se os valores de índice de vazios após a fase de consolidação e equalização dos ensaios listados na Tabela 5.12, nota-se que os índices de vazios apresentam valores próximos.

Para a curva q versus ε_a do ensaio triaxial TD100s75 kPa, nota-se, em uma deformação axial próxima a 20%, um comportamento de *hardening* desta curva com acréscimo de tensão cisalhante mobilizada. Este comportamento foi observado em outros ensaios na tensão normal líquida de 150 kPa.

Para maiores valores de deformação axial (15 %), a comparação entre a condição saturada o ensaio para um nível de sucção de 75 kPa, observou-se uma diferença de aproximadamente 140 kPa na tensão cisalhante mobilizada e para o nível de sucção 100 kPa, notou-se um acréscimo de aproximadamente 300 kPa na tensão cisalhante mobilizada.

Os ensaios TD100s75R e TD100s150R, para uma deformação axial de 15%, apresentam valores de tensão cisalhante mobilizada próximos, porém inferiores aos do ensaio TD100s100R. Já a comparação dos valores de tensão cisalhante mobilizada, determinados para altos níveis de deformação axial, indica que os ensaios TD100s75R e TD100s100R apresentam valores próximos e superiores ao do ensaio TD100s150.

As curvas ε_v versus ε_a para os ensaios TD100R e TD100s100R são praticamente coincidentes. Para os ensaios não saturados só foram observadas variações nesta curva para o início do ensaio TD100s100R, provavelmente relacionados à metodologia de determinação da variação volumétrica do corpo de prova.

Na Figura 5.18 são apresentadas as curvas q versus ε_a e ε_v versus ε_a para uma tensão normal líquida de 150 kPa e para os níveis de sucção de 75, 100 e 150 kPa, juntamente o ensaio na condição saturada para uma mesma tensão de confinamento efetiva.

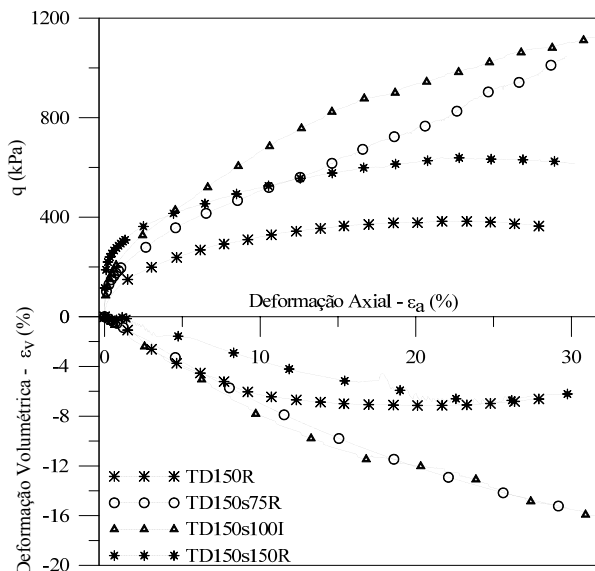


Figura 5.18. Curvas q versus ε_a e ε_v versus ε_a dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova remoldados (o ensaio TD150s150 corresponde a uma tensão de confinamento efetiva de 150 kPa).

Aliado às curvas apresentadas na Figura 5.18, a Tabela 5.13 apresenta os valores de tensão cisalhante mobilizada para diferentes níveis de deformação axial.

Tabela 5.13. Valores de tensão cisalhante mobilizada para diferentes níveis de deformação axial, para os ensaios com tensão normal líquida de 150 kPa.

CP	Valores de tensão cisalhante mobilizada (q - kPa)						
	2%	5%	10%	12%	15%	Máximo	Último
TD150R	169,2	246,3	320,8	341,8	362,0	384,8	362,8
TD150s75R	240,6	361,8	498,1	541,7	619,3	1047,4	1047,4
TD150s100R	282,1	440,6	659,1	729,2	830,1	1125,3	1124,3
TD150s150R	314,6	406,9	509,6	537,1	576,7	649,7	623,5

Os valores de índice de vazios, determinados após a fase de consolidação e de equalização, para os corpos de prova apresentados na Figura 5.18, são de aproximadamente 0,9, com exceção do ensaio TD150s150R, que apresenta um valor um pouco inferior, 0,83.

Fica evidente a influência da sucção na resistência ao cisalhamento deste solo para os mesmos valores de tensão confinante efetiva. Esta influência é perceptível a baixos valores de deformação axial (2%) que já apresentam valores de tensão cisalhante mobilizada variando de 70 a 144 kPa em comparação ao ensaio realizado na condição saturada.

Os ensaios triaxiais TD150s75R e TD150s100R apresentam valores de tensão cisalhante mobilizada crescentes com o aumento da deformação axial; este acréscimo de tensão ocorre mesmo para deformações axiais superiores a 15%, quando comparados aos valores últimos. Já os ensaios TD150R e TD150s150R mostram menor variação no valor da tensão cisalhante mobilizada a partir de uma deformação axial de 12%, quando comparada às outras curvas.

Ao contrário do observado para os ensaios com corpos de prova indeformados, no caso dos corpos de prova remoldados, o ensaio realizado para o nível de sucção de 100 kPa (TD150s100R) apresenta valores de tensão cisalhante mobilizada bem superiores do que os ensaios para o nível de sucção de 75 kPa (TD150s75R). Entretanto, o ensaio TD150s75R começa a se aproximar ao ensaio TD150s100R para deformações axiais elevadas. Ambas as curvas apresentam um comportamento de “*strain-hardening*”.

As curvas ε_v versus ε_a dos ensaios TD150s75R e TD150s100R são praticamente coincidentes e apresentam comportamento de aumento da deformação volumétrica condizente com o comportamento observado nas curvas q versus ε_a .

Na Figura 5.19 são apresentadas as curvas q versus ε_a para a tensão normal líquida de 200 kPa e para os níveis de sucção de 75, 100 e 150 kPa, além do ensaio realizado na condição saturada para uma tensão de confinamento efetiva de 200 kPa.

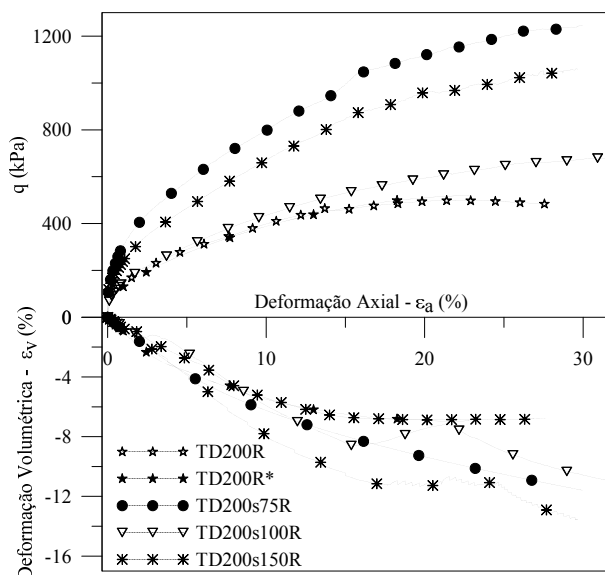


Figura 5.19. Curvas de q versus ε_a e ε_a versus ε_v dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova remoldados para uma tensão de confinamento efetiva de 200 kPa.

Aliado às curvas apresentadas na Figura 5.19 a Tabela 5.14 apresenta os valores de tensão cisalhante mobilizada determinados para diferentes níveis de deformação axial.

Tabela 5.14. Valores de tensão cisalhante mobilizada para diferentes níveis de deformação axial, para os ensaios com tensão normal líquida de 100 kPa.

CP	Valores de tensão cisalhante mobilizada (q - kPa)						
	2%	5%	10%	12%	15%	Máximo	Último
TD200R	190,5	289,8	398,8	433,4	459,6	498,9	483,9
TD200s75R	395,7	570,9	792,1	873,6	984,9	1245,7	1245,5
TD200s100R	188,5	295,6	430,8	473,8	527,0	681,6	675,4
TD200s150R	283,4	433,7	643,1	717,5	824,2	1060,6	1060,3

Para os ensaios apresentados na Figura 5.19, os corpos de prova apresentaram valores de índice de vazios próximos, da ordem de 0,85, à exceção do ensaio TD200R que apresenta um índice de vazios de 0,97.

A influência da sucção na tensão cisalhante mobilizada já é perceptível a baixos valores de deformação axial (inferiores a 2%) onde se nota que as curvas q versus ε_a obtidas para os ensaios TD200s75R e TD200s150R apresentam valores de tensão cisalhante mobilizada superiores aos ensaios TD200R e TD200s100R. Este comportamento é o mesmo para todos os níveis de deformação axial avaliados. Para valores de deformação axial superiores a 5%, o ensaio triaxial TD200s75R começa a apresentar valores de tensão cisalhante mobilizada superiores ao ensaio realizado na condição saturada (TD200R). Esta diferença vai aumentando com o acréscimo da deformação axial.

A diferença entre os valores de tensão cisalhante mobilizada dos ensaios realizados na condição saturada e para os níveis de sucção de 75, 100, e 150 kPa é de, aproximadamente, 750, 180 e 560 kPa. Ao contrário dos ensaios na condição saturada, os outros ensaios, para os níveis de deformação axial ensaiados, continuam a apresentar a tendência de crescimento no valor de tensão cisalhante mobilizada.

Ao contrário do observado para os outros níveis de tensão normal líquida, tanto em corpos de prova remoldados quanto indeformados, na tensão normal líquida de 200 kPa, o ensaio realizado na sucção de 150 kPa apresenta maior valor de tensão cisalhante mobilizada que o ensaio realizado na sucção de 100 kPa.

As curvas ε_v versus ε_a apresentam um comportamento esperado em função do índice de vazios dos corpos de prova. A oscilação observada nestas curvas pode estar relacionada à variação de temperatura no ambiente do laboratório durante a execução do ensaio.

Avaliando-se todos os ensaios apresentados nas Figuras 5.16, 5.17, 5.18 e 5.19, observou-se que algumas curvas ε_v versus ε_a apresentam grande variação entre estes ensaios. Esta variação pode estar diretamente relacionada à metodologia de determinação da variação volumétrica, a partir da medição do volume de água que entra ou sai da câmara triaxial, associado a oscilação da temperatura no ambiente de ensaio.

Com exceção dos ensaios para a tensão normal líquida de 200 kPa, os corpos de prova submetidos a um nível de sucção de 150 kPa apresentam valores de tensão cisalhante mobilizada inferiores aos corpos de prova submetidos a níveis de sucção de 75 e 100 kPa. Este comportamento foi o mesmo observado para os corpos de prova indeformados.

Em termos da avaliação do módulo de deformabilidade, determinados para os ensaios triaxiais com sucção controlada em corpos de prova remoldados, são apresentadas na seqüência as curvas de variação do módulo com a deformação axial, para níveis de deformação muito baixos. As curvas apresentadas referem-se aos ensaios discutidos acima, para níveis de sucção variando de 75 a 150 kPa. Os medidores de deformação local (item 3.4.5.2) instalados no corpo de prova possibilitaram determinar o valor do módulo de deformabilidade nestas pequenas deformações.

A Tabela 5.15 apresenta todos os valores de módulo de deformabilidade (E) obtidos a partir de medidas de deformação direta nos corpos de prova triaxiais remoldados em ensaios triaxiais com sucção controlada. Esta tabela inclui todos os ensaios para valores de módulo de deformabilidade obtidos em dois níveis de deformação axial, 0,001% e 1,0 %.

Tabela 5.15. Valores de módulo de deformabilidade (E) obtidos através de medidas de deformação local nos corpos de prova para dois níveis de deformação axial.

CP	Módulo Deformabilidade - E (kPa)	
	0,001%	1,0%
TD50s100R	5747,5	1224,8
TD50s150R	13607,7	926,2
TD100s100R	14655,0	1917,2
TD100s150R	23508,7	781,3
TD150s75R	15459,6	1009,7
TD150s100R	15302,5	1132,51
TD150s150R	64451,4	1471,9
TD200s75R	29891,9	1548,4
TD200s100R	9423,3	757,2
TD200s150R	33838,6	1323,8

A Figura 5.20 apresenta as curvas de variação do módulo de deformabilidade *versus* deformação axial (até 1%) para os ensaios executados a uma tensão normal líquida de 50 kPa.

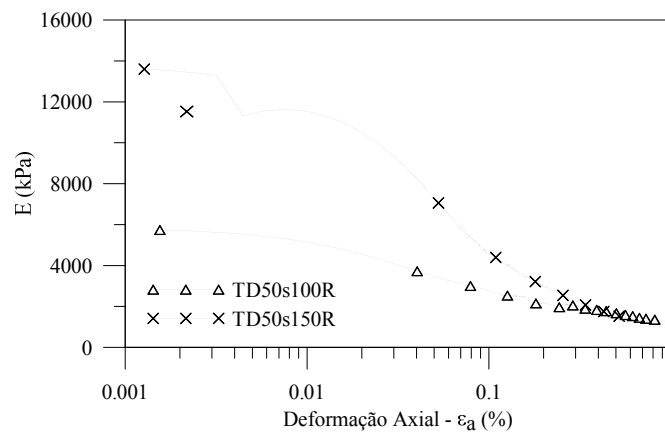


Figura 5.20. Curvas de variação do módulo de deformabilidade (E) para deformações axiais iniciais dos ensaios triaxiais com tensão normal líquida de 50 kPa.

A influência da sucção fica evidente na Figura 5.20, que apresenta no início do ensaio TD50s150R (para a deformação axial de 0,001%) um valor de E duas vezes superior ao ensaio TD50s100R. Por outro lado, próximo a 0,3% de deformação axial, ambos os ensaios passam a apresentar valores de módulo de deformabilidade próximos (ver Tabela 5.15).

A Figura 5.21 apresenta a curva de variação do módulo de deformabilidade *versus* deformação axial (até 1%) para os ensaios triaxiais executados a uma tensão normal líquida de 100 kPa.

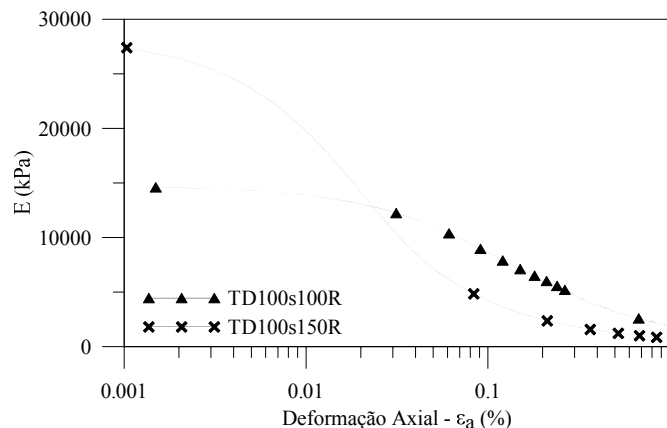


Figura 5.21. Curvas de variação do módulo de deformabilidade (E) para deformações axiais iniciais dos ensaios triaxiais com tensão normal líquida de 100 kPa.

O ensaio TD100s75R não consta na Figura 5.21 por ter apresentado problemas na leitura dos medidores de deformação axial local. Assim como para a tensão normal líquida de 50 kPa, a influência da sucção também é evidente nos resultados do ensaio TD100s150R, apresentando valores de E superiores ao ensaio TD100s100R no início do ensaio (para deformação axial de 0.001%), como pode ser verificado na Tabela 5.15. Entretanto, para um nível de deformação axial de 0,02%, o ensaio TD100s100R passa a apresentar um valor de módulo de deformabilidade superior, mantendo-se assim até a deformação axial de 1%.

A Figura 5.22 apresenta a curva de variação do módulo de deformabilidade *versus* deformação axial (até 1%) para os ensaios triaxiais executados a uma tensão normal líquida de 150 kPa.

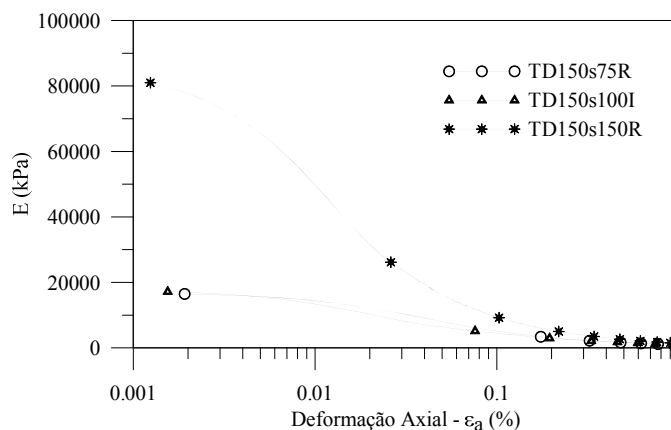


Figura 5.22. Curvas de variação do módulo de deformabilidade (E) para deformações axiais iniciais dos ensaios triaxiais com tensão normal líquida de 150 kPa.

Para a tensão normal líquida de 150 kPa, apresentada na Figura 5.22, também nota-se a influência da sucção no módulo de deformabilidade do solo AV, principalmente para o ensaio TD150s150R. Neste ensaio, o valor de E é aproximadamente quatro vezes maior que para os ensaios TD150s100R e TD150s75R, particularmente no início do ensaio (para uma deformação axial de 0.001%). Entretanto, para um nível de deformação axial de 0,02%, estes ensaios passam a apresentar valores de módulo próximos. O valores de módulo de deformabilidade para os ensaios TD150s100R e TD150s75R são muito próximos em vários níveis de deformação.

A Figura 5.23 apresenta a curva de variação do módulo de deformabilidade *versus* deformação axial (até 1%) para os ensaios triaxiais executados a uma tensão normal líquida de 200 kPa.

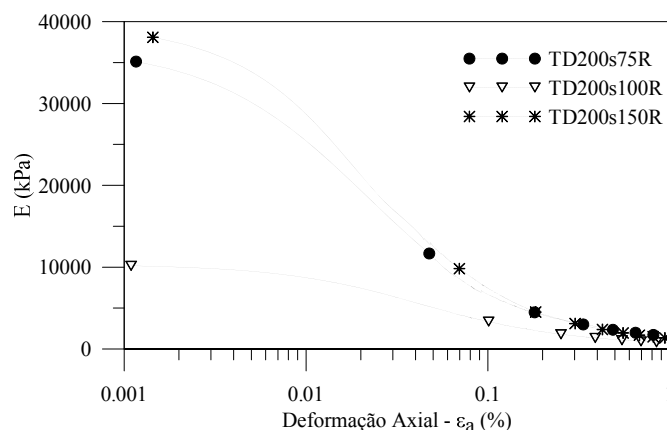


Figura 5.23. Curvas de variação do módulo de deformabilidade (E) para deformações axiais iniciais dos ensaios triaxiais com tensão normal líquida de 200 kPa.

Assim como para as demais tensões normais líquida, para o valor de 200 kPa, na Figura 5.23 nota-se a influência da sucção nos valores de módulo de deformabilidade. Os valores de E determinados para os ensaios TD200s150R e TD200s75R, como pode ser verificado na Tabela 5.15, são aproximadamente 3,5 a 4 vezes superiores aos valores obtidos no ensaio TD200s100R, particularmente no início destes ensaios (para uma deformação axial de 0.001%). Entretanto, para um nível de deformação axial de 0,04%, estes ensaios passam a apresentar valores de módulo de deformabilidade próximos. Os valores de módulo obtidos para os ensaios TD200s150R e TD200s75R são muito próximos; entre as deformações axiais de 0,005 e 0,2%, a queda nos valores de E é mais pronunciada.

Comentários mais específicos relacionados à influência da sucção nos valores de módulo de deformabilidade são apresentados no item 6.4 desta tese. De maneira geral, pode-se dizer que, para baixíssimas deformações axiais, a variação nos valores de módulo de deformabilidade é significativa; entretanto, para um nível de deformação axial de 1,0%, esta variação reduz-se consideravelmente, resultando em valores de módulo de deformabilidade relativamente próximos.

Além das curvas q versus ε_a , os resultados dos ensaios triaxiais com sucção controlada são apresentados no plano τ_{oct} versus p' / σ_{oct} , para níveis de sucção de 75, 100 e 150 kPa. A partir destes gráficos é possível determinar os valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento efetivos para cada nível de sucção. As Figuras 5.24 a 5.26 apresentam estes planos para os níveis de sucção ensaiados.

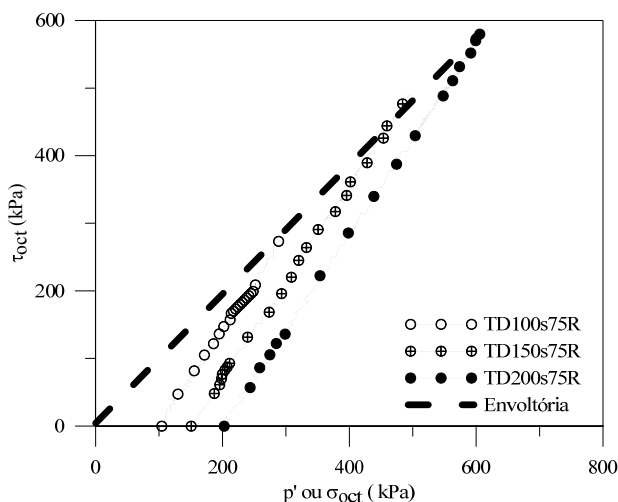


Figura 5.24. Trajetórias de tensões efetivas τ_{oct} versus σ_{oct} , com as trajetórias de tensão dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova remoldados para um nível de sucção de 75 kPa.

A Figura 5.24 apresenta as trajetórias de tensões efetivas para o nível de sucção de 75 kPa. Esta figura mostra também a envoltória de resistência ao cisalhamento envolvendo estas trajetórias. Comparando com as trajetórias de tensões efetivas obtidas para os corpos de prova indeformados (Figura 5.10), observa-se, para os ensaios remoldados, valores de resistência ao cisalhamento da mesma ordem de grandeza para a tensão normal líquida de 100 kPa e aproximadamente 50% superiores para as tensões normais líquidas de 150 e 200 kPa.

A Figura 5.25 apresenta as trajetórias de tensões efetivas para o nível de sucção de 100 kPa, sendo a envoltória de resistência ao cisalhamento plotada em função dos ensaios triaxiais

TD50s100R, TD100s100R e TD200s100R. O ensaio TD150s100R não está contemplado por apresentar uma trajetória com comportamento diferente do esperado.

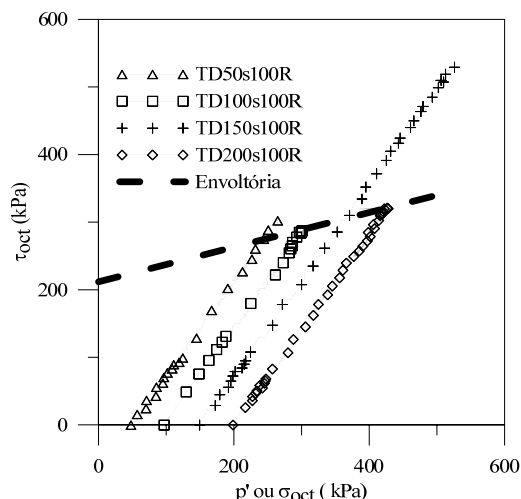


Figura 5.25. Trajetórias de tensões efetivas τ_{oct} versus σ_{oct} , com as trajetórias de tensão dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova indeformados para um nível de sucção de 100 kPa.

Comparando as trajetórias de tensões efetivas dos corpos de prova indeformados (Figura 5.11), para o mesmo nível de sucção, observam-se na Figura 5.25 valores de resistência ao cisalhamento superiores para os corpos de prova remoldados.

A Figura 5.26 apresenta as trajetórias de tensões efetivas para o nível de sucção de 150 kPa. Nesta figura está apresentada uma envoltória de resistência ao cisalhamento que apresenta bom ajuste com as trajetórias de tensões efetivas.

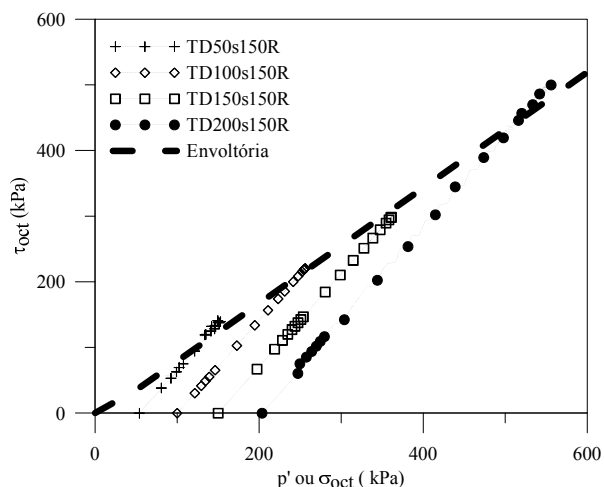


Figura 5.26. Trajetórias de tensões efetivas τ_{oct} versus σ_{oct} , com as trajetórias de tensão dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados realizados em corpos de prova remoldados para um nível de sucção de 150 kPa.

Comparando as trajetórias de tensões efetivas dos corpos de prova indeformados (Figura 5.12), para o mesmo nível de sucção, observam-se na Figura 5.26 valores de resistência ao cisalhamento da mesma ordem de grandeza para as tensões normais líquidas de 50 e 100 kPa; já o ensaio TD150s150R apresenta uma resistência ao cisalhamento aproximadamente 10% superior do que o ensaio TD150s150I.

As envoltórias de resistência ao cisalhamento apresentadas acima permitiram determinar os valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento efetivos. Os parâmetros avaliados, intercepto coesivo (c') e ângulo de atrito interno efetivo (ϕ'), apresentam grande variação entre os diferentes níveis de sucção. Estes valores, determinados a partir das envoltórias de resistência ao cisalhamento, são apresentados e discutidos no item 6.3.2.1.

A determinação do parâmetro de resistência ao cisalhamento ϕ^b passa pela avaliação dos resultados obtidos no plano de tensão octaédrica) *versus* sucção. Este plano intercepta o plano τ_{oct} *versus* σ_{oct} para um valor de σ_{oct} igual a zero.

A Figura 5.27 apresenta o gráfico de tensão octaédrica *versus* sucção para todas as tensões normais líquidas ensaiadas. Os valores de tensão cisalhante mobilizada considerados no gráfico são os mesmos apresentados no plano τ_{oct} *versus* σ_{oct} ; neste plano é possível visualizar a influência da sucção na resistência ao cisalhamento, representada pelo parâmetro de resistência ao cisalhamento não saturado, o ângulo de atrito interno com respeito à sucção, ϕ^b . Nesta figura são apresentadas as envoltórias de resistência ao cisalhamento para dois níveis de deformação axial, 2 e 12%, além dos valores de resistência ao cisalhamento obtidos.

O ensaio TD200s100R não foi apresentado na figura por apresentar um comportamento não compatível com as envoltórias obtidas. O rebatimento dos valores destes ensaios para o plano τ_{oct} *versus* sucção foi realizado a partir de um valor de ângulo de atrito interno médio baseado nos resultados apresentados acima.

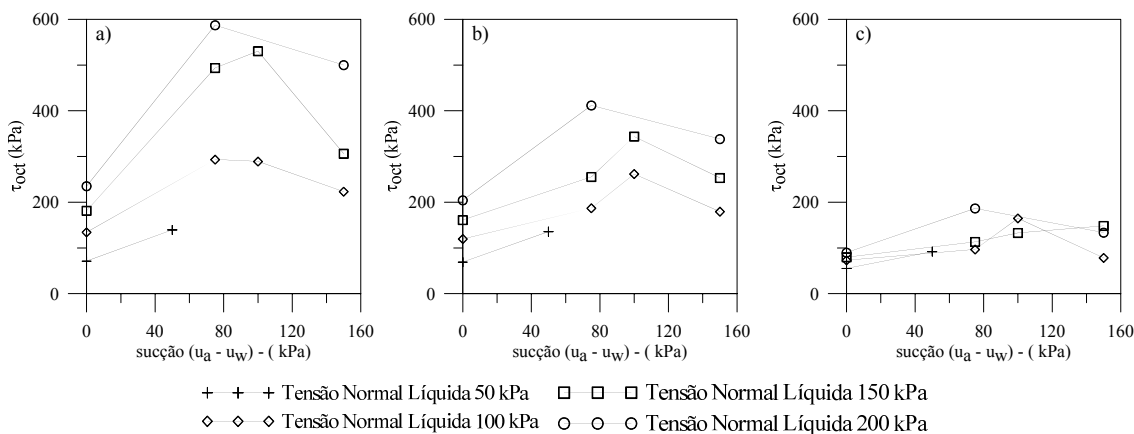


Figura 5.27. Envoltórias τ_{oct} versus sucção, para os ensaios triaxiais com sucção controlada drenados realizados em corpos de prova remoldados, para diferentes níveis de deformação axial. a) valores de resistência ao cisalhamento; b) valores para 12% de deformação axial; c) valores para 2% de deformação axial.

A Figura 5.27 apresenta a variação da tensão cisalhante mobilizada do solo AV em função do nível de sucção e da tensão normal líquida aplicada. Os valores mostrados nas curvas para a sucção igual a zero são os valores de ensaio obtidos a partir de ensaios triaxiais convencionais (saturados) realizados em corpos de prova moldados e ensaiados nas mesmas condições.

Observando as envoltórias apresentadas na Figura 5.27 (a), para os valores de tensão cisalhante mobilizada máximos, é possível afirmar que o solo AV, na condição remoldada, apresenta um comportamento bilinear, sendo, o intervalo de sucção entre 75 e 100 kPa o que define a mudança de comportamento da curva. Com a desconsideração do ensaio TD50s100R, a tensão normal líquida de 50 kPa apresenta somente dois ensaios (com níveis de sucção de 0 e 150 kPa); para se ter uma melhor idéia do comportamento neste nível de tensão seria necessário pelo menos mais um ensaio. Já para a tensão normal líquida de 100 kPa, observa-se que o nível de sucção de 75 kPa apresenta valores de tensão cisalhante mobilizada superiores aos obtidos com níveis de sucção de 100 e 150 kPa. Para as tensões normais líquidas de 150 e 200 kPa, o comportamento observado foi idêntico, sendo o comportamento bilinear bem definido, como observado nos resultados dos ensaios em corpos de prova indeformados.

Já a envoltória para o nível de deformação de 12% (Figura 5.17 (b)), o comportamento é semelhante ao observado para os valores de tensão cisalhante mobilizada máximos. As envoltórias apresentam um acréscimo na tensão cisalhante mobilizada com o aumento da

sucção até um nível de sucção de 100 kPa, onde notam-se os valores de tensão máximos para as tensões normais líquidas de 100 e 150 kPa. Dos níveis de sucção de 100 kPa até 150 kPa nota-se uma queda nos valores de tensão cisalhante mobilizada.

Na Figura 5.13 (c), os valores de tensão cisalhante mobilizada obtidos a 2% de deformação axial resultam em envoltórias de resistência ao cisalhamento com valores de tensão mais próximos para as diferentes tensões normais líquidas de ensaio. Para as tensões normais líquidas de 50, 100 e 150 kPa, as envoltórias são praticamente coincidentes até a sucção de 75 kPa. As envoltórias obtidas para as tensões normais líquidas de 200 e 100 kPa apresentam queda na tensão cisalhante mobilizada para o nível de sucção de 150 kPa.

Nos resultados dos ensaios realizados em corpos de prova remoldados, para as tensões normais líquidas de 100 e 150 kPa, foi possível observar uma queda na tensão cisalhante mobilizada para o nível de sucção de 150 kPa em relação à sucção de 100 kPa.

A determinação do parâmetro de resistência ao cisalhamento não saturado (ϕ^b), incluindo comentários e análises, está apresentada no item 6.3.2.4, juntamente com a comparação dos valores de ϕ^b obtidos para Solo AV.

5.2.2. Ensaios *Hollow Cylinder* (HCA)

Neste item são apresentados os resultados dos ensaios *hollow cylinder* drenados e não drenados realizados em corpos de prova remoldados. Os procedimentos de moldagem dos corpos de prova, assim como os procedimentos de realização dos ensaios HCA, foram apresentados no Capítulo 4.

Foram executados 18 ensaios HCA, sendo três na condição drenada e 15 na condição não drenada. A Tabela 5.16 apresenta as condições de ensaio impostas aos corpos de prova nos ensaios HCA.

Estes ensaios são identificados conforme apresentado no início deste capítulo, com o acréscimo das letras b e a, seguidas por um número. Exemplificando, o ensaio HND200b5a25R é identificado da seguinte forma: (i) a letra “H” representa o tipo de ensaio, no caso HCA; (ii) As letras “ND” representam a condição de drenagem do ensaio, no caso não drenado (“D” seria drenado) e o número na seqüência representa o valor da tensão de confinamento efetiva inicial; (iii) a letra “b” representa a razão das tensões principais e o número na seqüência da letra é o valor deste parâmetro adotado para os ensaios realizados,

sendo este valor igual a 0, 0,5 ou 1 (na identificação dos ensaios, o número 5 representa um valor de “b” igual a 0,5); (iv) a letra “a”, seguida por um número, identifica o ângulo de inclinação “ α ” da direção das tensões principais em relação ao eixo vertical; (v) a letra “R” indica o tipo de moldagem do corpo de prova, no caso remoldado (“I” seria indeformado).

Tabela 5.16. Condições impostas aos corpos de prova dos ensaios HCA executados.

Condições de Drenagem	Tensão de confinamento (kPa)	Valores de b	Direção da tensão principal maior (graus)				
			0	25	45	65	90
Não Drenado	200	0.0	U200b0a0	U200b0a25	U200b0a45	U200b0a65	
		0.5	U200b5a0	U200b5a25	U200b5a45	U200b5a65	U200b5a90
		1.0		U200b1a25	U200b1a45	U200b1a65	U200b1a90
Drenado	100	0.0	D100b0a0				
	200	0.0	D200b0a0				
	400	0.0	D400b0a0				

Na Tabela 5.16, os campos marcados em preto não foram executados já que, nestas condições, a confiabilidade dos resultados, conforme citado por Rolo (2003), é questionável em função dos problemas mais severos de não uniformidade de tensões e deformações nos corpos de prova do HCA.

Considerando que o princípio do ensaio *hollow cylinder* é baseado na rotação dos eixos principais, a melhor maneira de se analisar os resultados é plotando os dados experimentais em termos dos invariantes de tensões efetivas (Atkinson e Bransby, 1978):

$$\sigma_{oct} = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad (5.9)$$

$$\tau_{oct} = \frac{1}{3}\sqrt{[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} \quad (5.10)$$

Onde σ_{oct} é a tensão efetiva normal octaédrica

τ_{oct} é a tensão cisalhante octaédrica.

A deformação cisalhante octaédrica (γ_{oct}) é definida por:

$$\gamma_{oct} = \frac{2}{3}\sqrt{[(\epsilon_1 - \epsilon_2)^2 + (\epsilon_2 - \epsilon_3)^2 + (\epsilon_3 - \epsilon_1)^2]} \quad (5.11)$$

Os resultados serão apresentados na forma dos gráficos: (i) tensão octaédrica *versus* deformação octaédrica (τ_{oct} *versus* γ_{oct}); (ii) deformação octaédrica *versus* excesso de poropressão - ensaio não drenado; (iii) deformação volumétrica *versus* deformação octaédrica (ϵ_v *versus* γ_{oct}) - ensaio drenado; (iv) p' ou σ_{oct} *versus* τ_{oct} .

5.2.2.1. Ensaios HCA drenados executados em corpos de prova remoldados

Os três ensaios HCA drenados executados foram submetidos às tensões de confinamento efetivas iniciais de 100, 200 e 400 kPa e cisalhados com valores de σ_{oct} mantidos constantes e com os parâmetros b e α iguais a 0. As características iniciais dos corpos de prova utilizados nos ensaios são apresentadas na Tabela 5.17.

Tabela 5.17. Características iniciais dos corpos de prova remoldado utilizados nos ensaios HCA drenados.

Ensaio	Iniciais			Após Consolidação	
	e_0	w_i (%)	S_i (%)	S (%)	e_f
HD100b0a0R	1,02	25,4	69,6	81,3	1,0
HD200b0a0R	1,01	25,0	69,0	88,5	0,92
HD400b0a0R	1,01	24,4	67,6	72,9	0,99

e_0 - índice de vazio inicial; w_i - teor de umidade inicial; S_i - Grau de saturação inicial; e - índice de vazio após consolidação; S - Grau de saturação após consolidação.

Os valores de índice de vazios no início do cisalhamento e de teor de umidade inicial dos corpos de prova apresentaram os valores médios de 0,97 e 24,9 % respectivamente.

Os ensaios HCA drenados foram realizados sem variação na direção das tensões principais ($\alpha = 0$) e com a tensão principal intermediária igual a tensão principal menor ($b = 0$).

A Figura 5.28 apresenta as curvas τ_{oct} versus γ_{oct} e γ_{oct} versus ε_v para os corpos de prova apresentados na tabela acima.

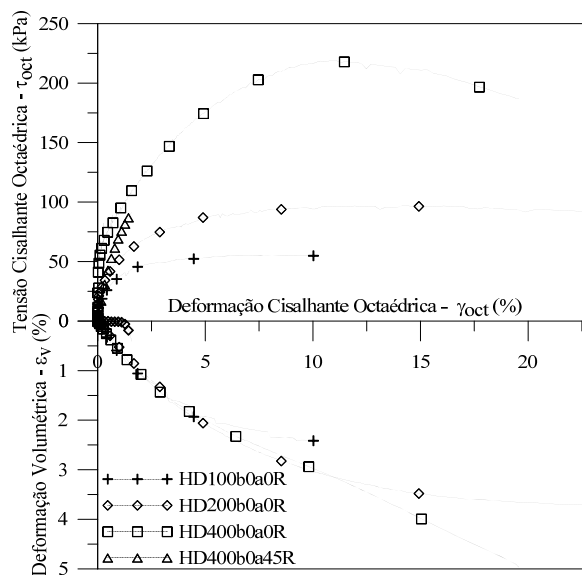


Figura 5.28. Curvas τ_{oct} versus γ_{oct} e γ_{oct} versus ε_v dos ensaios HCA drenados em corpos de prova remoldados.

A Figura 5.28 mostra a curva τ_{oct} versus γ_{oct} do ensaio HD400b0a45R até uma deformação axial inferior a 2% em função dos problemas apresentados pelo equipamento. Este ensaio indica o comportamento do material com as tensões principais giradas em 45° podendo ser comparado ao ensaio HD400b0a0R, nos mesmos níveis de deformação octaédrica. O ensaio HD400b0a45R tem menor valor de tensão cisalhante e de módulo de deformabilidade inicial quando comparado ao ensaio HD400b0a0R. A curva ε_v versus γ_{oct} do ensaio HD400b0a45R tem um comportamento que demonstra volume constante no início do ensaio conforme observado na Figura 5.29.

Comparando os ensaios HCA cisalhados na mesma direção da tensão principal maior, através dos resultados apresentados na Figura 5.28 e na Tabela 5.18, observa-se que o ensaio HD400b0a0R apresenta uma queda no valor de tensão cisalhante após ter atingido um valor máximo, ao contrário do observado para os ensaios HCA executados para menores valores de tensão de confinamento efetiva inicial (HD100b0a0R e HD200b0a0R). As curvas τ_{oct} versus γ_{oct} para os ensaios HD100b0a0R e HD200b0a0R apresentam valores de τ_{oct} sem grandes variações após serem atingidos os respectivos valores de tensão máximos. Este comportamento é corroborado pelas curvas ε_v versus γ_{oct} que apresentaram comportamento de compressão volumétrica e tendência à estabilização do volume em grandes deformações octaédricas.

Tabela 5.18. Valores de tensão octaédrica para diferentes níveis de deformação octaédrica para os ensaios HCA drenados.

CP	Valores de tensão octaédrica mobilizada (τ_{oct} - kPa)				
	2%	5%	10%	Máximo	Último
HD100b0a0R	46,5	53,2	54,9	55,5	54,7
HD200b0a0R	67,3	87,4	94,2	97,0	92,3
HD400b0a0R	119,9	176,2	216,3	219,2	187,2

A Figura 5.29 apresenta as trajetórias de tensões efetivas para os ensaios HCA drenados, em termos dos invariantes de tensões efetivas no plano τ_{oct} versus p' / σ_{oct} . A partir das trajetórias de tensões efetivas obtidas, ajustou-se uma envoltória de resistência ao cisalhamento, de onde foram definidos os parâmetros de resistência ao cisalhamento efetivos, ângulo de atrito interno efetivo e intercepto coesivo.

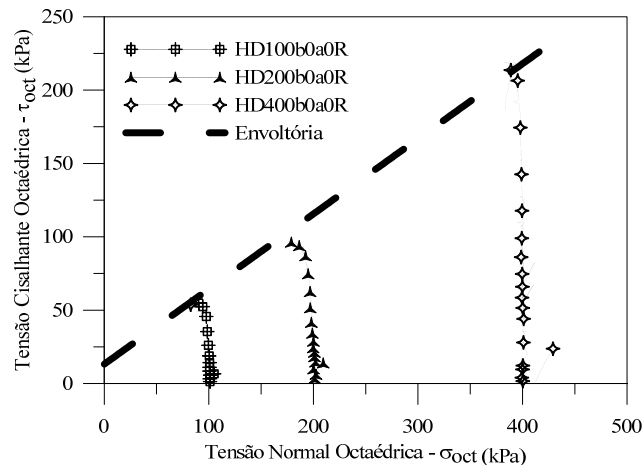


Figura 5.29. Trajetórias de tensões efetivas τ_{oct} versus σ_{oct} , com as trajetórias de tensão dos ensaios HCA drenados realizados em corpos de prova remoldados.

Considerando a envoltória de resistência ao cisalhamento obtida através do ajuste dos valores máximos de τ_{oct} obtidos nos ensaios HCA, os valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento encontrados foram um intercepto coesivo (c') de 9,0 kPa e um ângulo de atrito interno efetivo (ϕ') de 30,0°.

5.2.2.2. Ensaios HCA não drenados executados em corpos de prova remoldados

Os 15 ensaios HCA não drenados executados foram submetidos a uma tensão de confinamento efetiva de 200 kPa, sendo os corpos de prova cisalhados em condições não drenadas, com valores do parâmetro b variando de 0 a 1 e valores de α variando de 0° a 90°.

O ensaio HND200b1a90R foi repetido com o intuito de realizar algumas verificações no comportamento observado.

Junto aos ensaios HCA executados na tensão de confinamento efetiva de 200 kPa é apresentado um ensaio HCA não drenado executado para a tensão de confinamento efetiva de 400 kPa e com uma rotação aplicada na direção das tensões principais de 45°. A Tabela 5.19 apresenta as características iniciais dos corpos de prova remoldados utilizados na execução destes ensaios.

Tabela 5.19. Características iniciais dos corpos de prova remoldados utilizados nos ensaios HCA não drenados.

Ensaio	Iniciais			Após Consolidação	
	e_0	w_i (%)	S_i (%)	S (%)	e_f
HND200b0a0R	0,96	23,8	69,1	78,8	0,88
HND200b5a0R	0,99	24,1	68,4	78,8	0,91
HND200b0a25R	0,97	26,8	77,1	93,4	0,89
HND200b5a25R	1,01	21,7	60,2	74,0	0,93
HND200b1a25R	0,98	22,7	64,8	87,4	0,97
HND200b0a45R	1,02	23,8	65,5	76,5	0,89
HND200b5a45R	0,97	24,4	70,2	81,9	0,9
HND200b1a45R	1,01	24,4	67,5	81,0	0,94
HND200b0a65R	0,92	23,3	70,6	79,6	0,89
HND200b5a65R	0,99	22,4	63,2	76,1	0,9
HND200b1a65R	0,98	23,4	67,2	73,9	0,97
HND200b5a90R	0,93	24,8	74,3	85,8	0,87
HND200b1a90R	0,87	21,9	71,9	79,9	0,84
HND200b1a90R_rep	0,93	23,0	69,6	76,7	0,92
HND400b0a45R	1,00	23,8	66,5	78,1	0,97

e_0 - índice de vazios inicial; w_i - teor de umidade inicial; S_i - Grau de saturação inicial; e_f - índice de vazios após consolidação; S - Grau de saturação após consolidação

Os valores de índice de vazios (no início da fase de cisalhamento) e de teor de umidade inicial dos corpos de prova apresentaram os valores médios de 0,90 e 23,7 % respectivamente. Os ensaios HCA não drenados foram realizados variando a direção das tensões principais (α com valores de 0, 25, 45, 60 e 90°) e com a tensão principal intermediária variando entre a tensão principal maior e menor (b com valores de 0, 0,5 e 1). A Figura 5.30 apresenta as curvas τ_{oct} versus γ_{oct} obtidas para os 15 ensaios HCA não drenados identificados na Tabela 5.19.

A justificativa para a realização dos ensaios HCA não drenados em uma tensão de confinamento efetiva inicial de 200 kPa foi garantir que os corpos de prova estivessem normalmente consolidados, em função da tensão vertical de compactação estática utilizada durante a sua preparação (para atingir o índice de vazios igual a 1,0 foi utilizada uma tensão vertical de compactação estática variando entre 90 e 130 kPa).

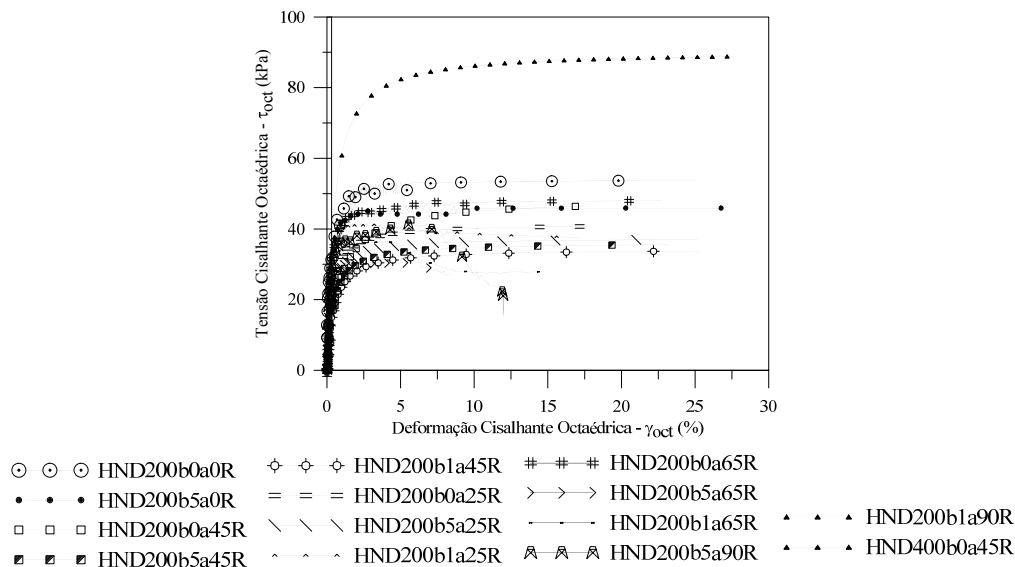


Figura 5.30. Curvas τ_{oct} versus γ_{oct} , de todos os ensaios HCA executados na condição não drenada, em corpos de prova remoldados.

Considerando as curvas τ_{oct} versus γ_{oct} apresentadas na Figura 5.30, aliadas aos valores de tensão cisalhante octaédrica dos ensaios HCA apresentados na Tabela 5.20 para diferentes níveis de deformação cisalhante octaédrica, nota-se que a maioria dos ensaios HCA não drenados apresentou valores de tensão cisalhante octaédrica constante depois de atingido o valor máximo de tensão cisalhante octaédrica (para níveis de deformação cisalhante octaédrica entre 5 e 10%).

Tabela 5.20. Valores de tensão octaédrica máxima determinados nos ensaios HCA drenados para diferentes níveis de deformação cisalhante octaédrica.

CP	Valores de tensão octaédrica mobilizada (τ_{oct} - kPa)				
	2%	5%	10%	Máximo	Último
HND200b0a0R	49,0	53,2	53,2	53,7	53,7
HND200b5a0R	44,2	45,0	45,9	46,9	45,9
HND200b0a25R	35,7	38,9	40,2	40,7	40,7
HND200b5a25R	32,5	35,3	36,4	37,0	37,0
HND200b1a25R	41,1	40,4	38,6	41,7	37,6
HND200b0a45R	34,6	41,8	44,9	46,4	46,4
HND200b5a45R	29,9	33,4	34,7	35,6	35,6
HND200b1a45R	28,1	31,5	32,9	33,8	33,8
HND200b0a65R	44,7	45,8	47,6	49,0	48,0
HND200b5a65R	30,0	30,4	-	31,1	27,1
HND200b1a65R	35,7	35,1	27,7	36,6	28,0
HND200b5a90R	38,0	40,5	27,0	41,3	20,8
HND200b5a90R	38,1	36,5	-	39,2	34,2
HND400b0a45R	72,7	82,4	86,2	88,8	87,7

Entretanto, para os ensaios HCA não drenados onde os valores de α são 65° e 90° e os valores de b variam de 0,5 a 1, observou-se uma grande queda na tensão cisalhante octaédrica com o acréscimo da deformação cisalhante octaédrica, como pode ser verificado na diferença entre os valores máximos e últimos na Tabela 5.20 para estas condições de ensaio.

Nos corpos de prova ensaiados nestas condições foram observadas grandes deformações locais e estrangulamento do corpo de prova (houve redução da espessura da parede do corpo de prova a uma altura de aproximadamente 2,5 cm acima da base). Acredita-se que este comportamento não está relacionado com o método de preparação dos corpos de prova considerando que o estrangulamento ocorreu no meio de uma camada de compactação próxima à base e não entre duas camadas.

Já a curva τ_{oct} versus γ_{oct} do ensaio HND400b0a45R apresentou o comportamento esperado, com maior valor de tensão cisalhante octaédrica máxima quando comparado aos ensaios HCA com tensão de confinamento efetiva inicial de 200 kPa. Depois de atingido o valor máximo de τ_{oct} a curva τ_{oct} versus γ_{oct} deste ensaio apresentou um valor praticamente constante de τ_{oct} até o seu final.

A Figura 5.31 apresenta as curvas de excesso de poropressão (Δu) versus γ_{oct} correspondentes aos ensaios HCA não drenados já apresentados na Figura 5.30.

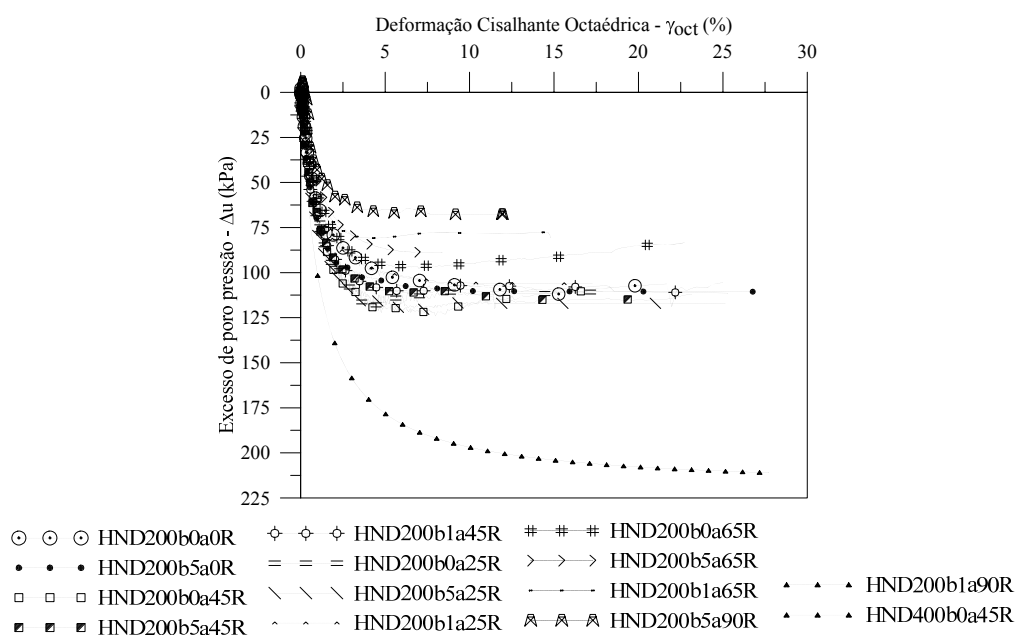


Figura 5.31. Curvas Δu versus τ_{oct} , para todos os ensaios HCA executados na condição não drenada, em corpos de prova remoldados.

Os ensaios HCA não drenados apresentaram variação de poropressão entre 60 e 200 kPa, com uma concentração de resultados em uma faixa de 100 e 120 kPa. Alguns dos ensaios apresentam pequena queda nos valores depois de atingido o valor máximo de excesso de poropressão. Os valores de excesso de poropressão inferiores a 100 kPa foram observados em ensaios que apresentaram deformações locais excessivas (grande queda de resistência ao cisalhamento octaédrica após o pico – principalmente para os ensaios com α de 65° e 90°). A curva Δu versus γ_{oct} do ensaio HND4000b0a45R apresentou o comportamento esperado, apresentando um maior excesso de poropressão quando comparado aos demais ensaios HCA não drenados.

Com o intuito de verificar o comportamento observado nos ensaios HCA não drenados com α variando de 65° e 90° foram realizados dois ensaios nas mesmas condições, com α igual a 90° e b igual a 0,5, denominado ensaio HND200b5a90R. Os resultados destes ensaios são apresentados na Figura 5.32.

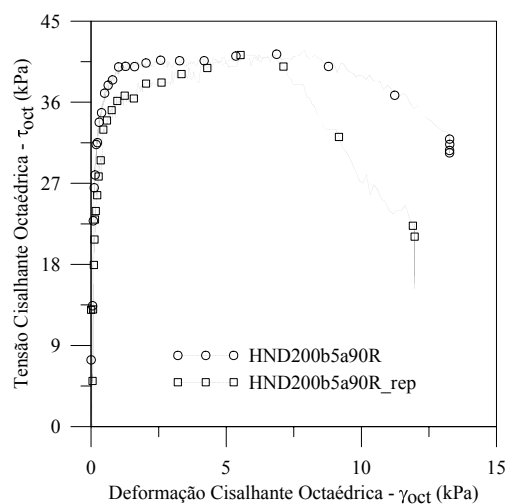


Figura 5.32. Curvas τ_{oct} versus γ_{oct} , para dois ensaios HCA não drenados realizados nas mesmas condições iniciais.

As curvas τ_{oct} versus γ_{oct} da Figura 5.32 apresentam um comportamento que pode ser considerado semelhante. Os valores de tensão cisalhante octaédrica máxima são praticamente coincidentes, a diferença máxima entre as curvas foi de aproximadamente 4 kPa. Ambas as curvas mostram uma queda brusca na tensão cisalhante octaédrica após determinado valor de deformação cisalhante octaédrica entre 7,5 e 8%.

A trajetória de tensão efetiva obtida a partir do ensaio HCA não drenado executado para as condições $b = 0$ e $\alpha = 0^\circ$, HND200b0a0R, foi plotada em conjunto com as trajetórias de

tensões efetivas obtidas para os três ensaios HCA drenados (todos realizados com as mesmas condições $b = 0$ e $\alpha = 0^\circ$).

Estas trajetórias de tensões efetivas podem ser visualizadas na Figura 5.33, assim como a envoltória de resistência ao cisalhamento determinada para o conjunto de ensaios HCA, utilizando os valores de pico das tensões cisalhantes octaédricas.

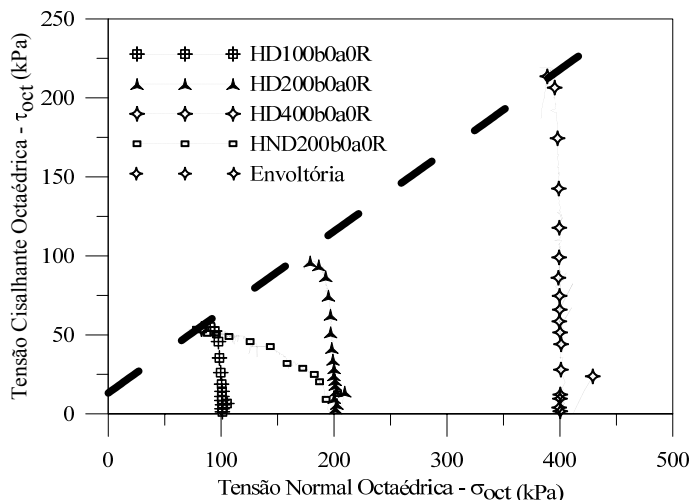


Figura 5.33. Trajetórias de tensões efetivas τ_{oct} versus σ_{oct} dos ensaios HCA drenados e do ensaio HCA não drenado realizados em corpos de prova remoldados, para as condições $b = 0$ e $\alpha = 0^\circ$.

Considerando a envoltória de resistência ao cisalhamento obtida através do ajuste dos valores máximos de τ_{oct} obtidos nos ensaios HCA drenados, aliado ao ensaio HND200b0a0R, os valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento efetivos encontrados podem ser considerados próximos aos valores definidos para a envoltória apresentada na Figura 5.30, onde se definiu um intercepto coesivo (c') de 9,0 kPa e um ângulo de atrito interno efetivo (ϕ') de $30,0^\circ$. A partir da envoltória definida para a Figura 5.33 definiu-se como parâmetros de resistência ao cisalhamento efetivos um intercepto coesivo (c') de 6,6 kPa e um ângulo de atrito interno efetivo (ϕ') de $31,7^\circ$.

Na sequência são apresentadas análises voltadas à investigação da influência da tensão intermediária e da rotação das tensões principais, representadas pelos parâmetros de ensaios “ b ” e “ α ” respectivamente, na resistência ao cisalhamento do Solo AV.

As Figuras 5.34 a 5.37 apresentam as curvas τ_{oct} versus γ_{oct} para cada valor de variação da direção das tensões principais (“ α ”), a partir das quais é possível determinar a influência da variação da tensão principal intermediária (“ b ”). Os valores de “ b ” avaliados foram 0, 0,5 e 1,0, que representam, respectivamente, a tensão intermediária principal igual à tensão menor principal, a tensão intermediária com valor médio das tensões principais menor e maior e a tensão intermediária principal igual à tensão maior principal.

A Figura 5.34 apresenta as curvas τ_{oct} versus γ_{oct} obtidas para os valores de $\alpha = 0^\circ$ e $\alpha = 90^\circ$. Estes ensaios representam respectivamente ensaios HCA de compressão e extensão.

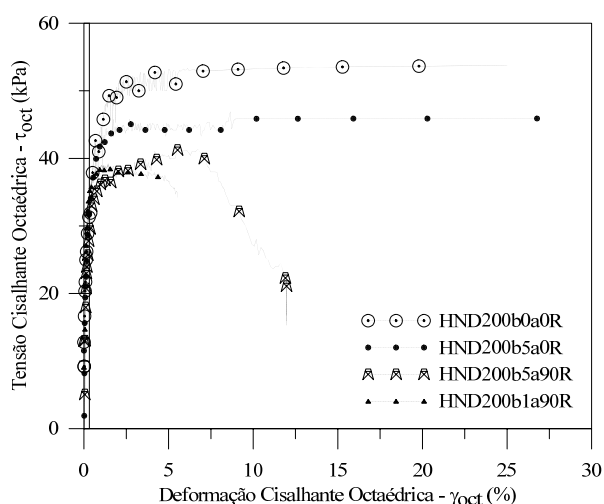


Figura 5.34. Curvas τ_{oct} versus γ_{oct} , para os ensaios HCA executados na condição não drenada com $\alpha = 0^\circ$ e $\alpha = 90^\circ$.

Os resultados da Figura 5.34 indicam que o Solo AV apresenta maior tensão cisalhante quando submetido à compressão se comparado ao comportamento observado quando submetido à extensão. Para as curvas com $\alpha = 0^\circ$ nota-se um comportamento bem definido com a curva τ_{oct} versus γ_{oct} atingindo um valor de tensão cisalhante mantendo-se a mesma constante até o final do ensaio.

Já as curvas τ_{oct} versus γ_{oct} para $\alpha = 90^\circ$ apresentam valores de tensão cisalhante que podem ser considerados próximos, porém ambas as curvas apresentam uma queda nos valores de tensão cisalhante a pequenos valores de deformação cisalhante octaédrica (entre 5 e 8%). Esta queda na tensão cisalhante ocorre em função do surgimento de deformação local excessiva nos corpos de prova, característica dos ensaios de extensão.

A Figura 5.35 apresenta as curvas τ_{oct} versus γ_{oct} obtidas para $\alpha = 25^\circ$.

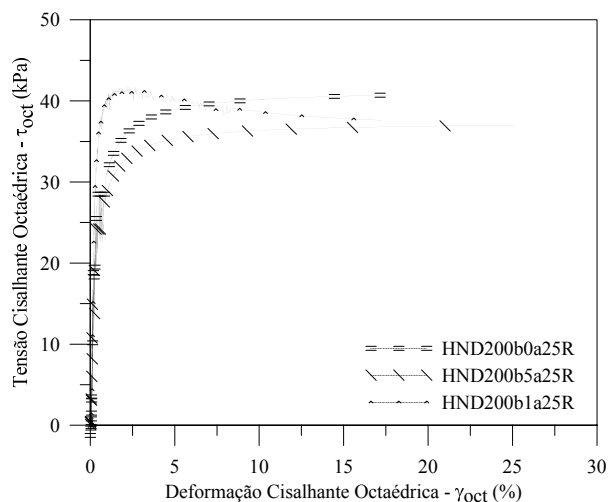


Figura 5.35. Curvas τ_{oct} versus γ_{oct} para os ensaios HCA executados na condição não drenada com $\alpha = 25^\circ$.

As curvas τ_{oct} versus γ_{oct} para $\alpha = 25^\circ$ apresentam um comportamento bem definido. Para os ensaios realizados com b igual a 0 e 0,5, a curva τ_{oct} versus γ_{oct} atinge um valor de τ_{oct} máximo, o qual torna-se praticamente constante até o final do ensaio, sendo a curva para b igual a 0 a de maior tensão cisalhante.

Já a curva τ_{oct} versus γ_{oct} para b igual a 1 apresenta um valor máximo de τ_{oct} para γ_{oct} de aproximadamente 2% seguido de uma queda na tensão cisalhante até começar a apresentar uma tendência à estabilização de τ_{oct} , para um valor de γ_{oct} da ordem de 12%

Comparando com as outras condições de ensaio, considerando o valor de tensão cisalhante de pico, a condição de b igual 1 apresenta a maior tensão cisalhante. Considerando o valor final de ensaio, esta condição de ensaio apresenta um valor de tensão cisalhante intermediária se comparada às outras condições, sendo o ensaio para b igual a zero o que apresenta o maior valor de τ_{oct} obtidas para γ_{oct} superiores.

A Figura 5.36 apresenta as curvas τ_{oct} versus γ_{oct} obtidas para $\alpha = 45^\circ$.

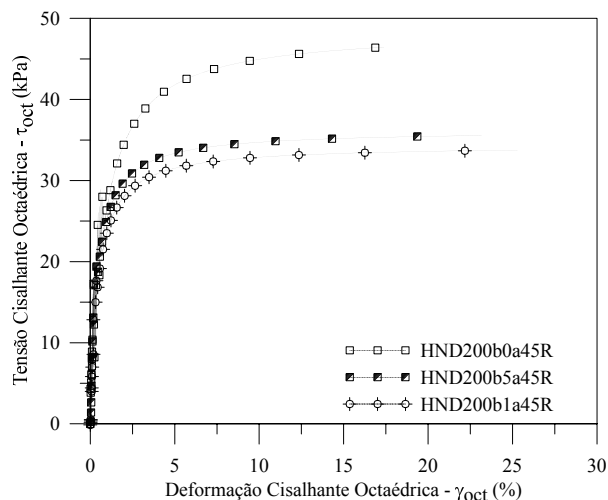


Figura 5.36. Curvas τ_{oct} versus γ_{oct} , para os ensaios HCA executados na condição não drenada com $\alpha = 45^\circ$.

As curvas τ_{oct} versus γ_{oct} para $\alpha = 45^\circ$ apresentam também um comportamento bem definido. Estas curvas atingem um valor máximo de τ_{oct} e, a seguir, tendem a apresentar um valor de tensão cisalhante octaédrica constante até finalizados os ensaios. A curva τ_{oct} versus γ_{oct} obtida para o valor de b igual a 0 apresentou a maior tensão cisalhante para baixos valores de deformação cisalhante octaédrica. As outras duas curvas τ_{oct} versus γ_{oct} , obtidas para b igual a 0,5 e 1, apresentam comportamento semelhante e valores de tensão cisalhante próximos, com diferença da ordem de 5 kPa.

A Figura 5.37 apresenta as curvas τ_{oct} versus γ_{oct} obtidas para $\alpha = 65^\circ$.

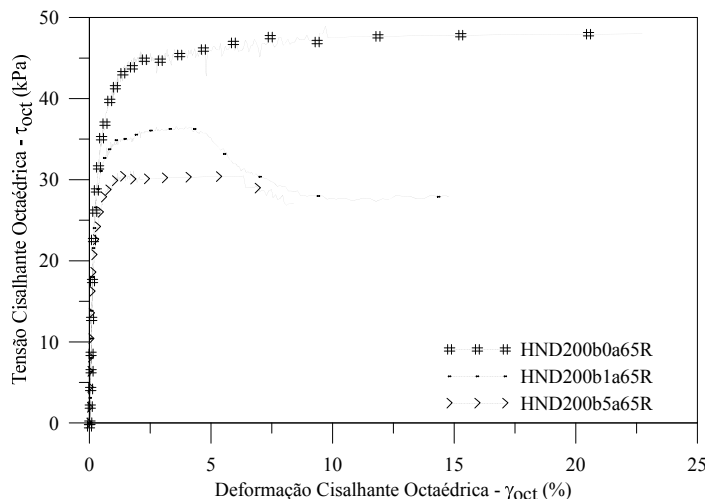


Figura 5.37. Curvas τ_{oct} versus γ_{oct} , para os ensaios HCA executados na condição não drenada com $\alpha = 65^\circ$.

As curvas τ_{oct} versus γ_{oct} obtidas para $\alpha = 65^\circ$ apresentam também um comportamento bem definido; para o ensaio com b igual a 0, a curva τ_{oct} versus γ_{oct} atinge um valor máximo de τ_{oct} e, a seguir, tende a apresentar um valor de tensão cisalhante octaédrica constante até o fim do ensaio.

As curvas τ_{oct} versus γ_{oct} , obtidas para b igual 0,5 a 1, apresentam seus valores máximos de τ_{oct} a uma deformação cisalhante octaédrica de aproximadamente 2%, mantendo-se τ_{oct} constante até $\gamma_{oct} \approx 7\%$. A queda para $\gamma_{oct} > 7\%$ pode estar relacionada às deformações locais excessivas nos corpos de prova destes ensaios, fenômeno observado principalmente próximo à base dos corpos de prova. Considerou-se que estas deformações excessivas não estavam associadas ao procedimento de moldagem dos corpos de prova tendo em vista que a deformação ocorreu no meio de uma camada e não entre as camadas.

A curva τ_{oct} versus γ_{oct} determinada para uma condição de ensaio onde b é igual a zero (tensão intermediária principal igual a tensão menor principal) apresenta o maior valor de resistência ao cisalhamento seguido pelas curvas τ_{oct} versus γ_{oct} onde b é igual a 1 e 0,5.

5.2.2.3. Determinação dos módulos de cisalhamento (G) para os ensaios HCA

A utilização de transdutores para medição direta de deformações axiais e radiais nos corpos de prova instalados no equipamento HCA possibilitou a determinação do módulo de cisalhamento G a pequenas deformações, da ordem de 0,001%. A determinação de G foi realizada considerando:

$$G = \frac{\tau_{oct}}{\gamma_{oct}} \quad (5.12)$$

A Figura 5.38 apresenta as curvas de G versus γ_{oct} obtidas para os três ensaios *hollow cylinder* drenados (HCD100b0a0R; HCD200b0a0R e HCD400b0a0R) e para um ensaio *hollow cylinder* não drenado (HCND200b0a0R).

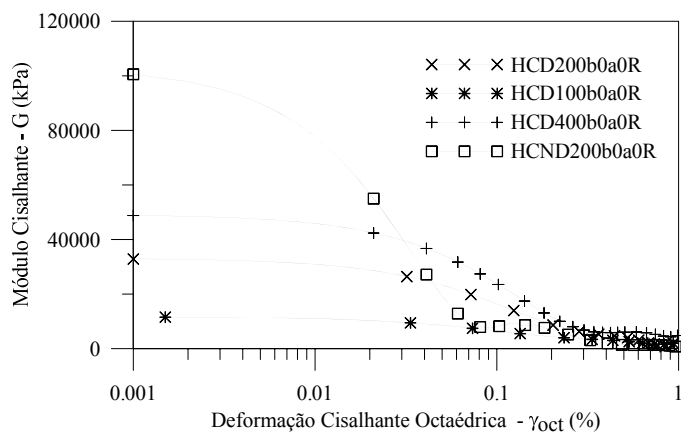


Figura 5.38. Valores de módulo cisalhante (G) *versus* deformação cisalhante octaédrica (γ_{oct}) determinados em ensaios HCA.

Comparando-se os ensaios HCA realizados nas condições drenadas e não drenadas, para a tensão de confinamento inicial efetiva de 200 kPa, o ensaio realizado na condição não drenada apresenta valores de G maiores. Esta diferença de comportamento pode estar relacionada com a diferença observada nos índices de vazios iniciais dos corpos de prova utilizados nestes ensaios, sendo que o corpo de prova do ensaio HCND200b0a0 apresentou um valor de índice de vazios inicial inferior ao do ensaio HCD200b0a0 (Tabela 5.19).

Para os ensaios drenados é notável a influência da tensão de confinamento no módulo, com o aumento da tensão de confinamento resultando no incremento do valor do módulo. Nota-se que os valores permanecem constantes até um γ_{oct} de 0,035%. A partir desta deformação o valor do módulo reduz até um γ_{oct} de 0,3%. A partir desta deformação os valores de módulo tendem a ser próximos, inclusive para o ensaio executado na condição não drenada.

6 ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS NO SOLO AV

Este capítulo apresenta uma análise dos resultados experimentais envolvendo o solo AV, acrescidos de alguns resultados, obtidos da literatura para o mesmo material desta pesquisa, realizados na Universidade Federal do Rio Grande do Sul, para uma compreensão melhor do seu comportamento mecânico. (Feuerharmel, 2007; Pereira, 2006 e Silveira, 2003)

A abordagem das análises engloba situações distintas, envolvendo os resultados obtidos a partir dos ensaios triaxiais e *hollow cylinder*, sendo as principais: (i) a influência da fase de cisalhamento dos ensaios triaxiais com sucção controlada nos índices físicos dos corpos de prova; (ii) os parâmetros de resistência ao cisalhamento saturados e não saturados; (iii) a análise da variação dos módulos de deformabilidade e cisalhante obtidos pelos ensaios triaxiais com sucção controlada e *hollow cylinder*; (iv) avaliação da influência da tensão principal intermediária e da variação da direção da tensão principal na resistência ao cisalhamento do Solo AV para amostras remoldadas.

6.1 AVALIAÇÃO DOS ÍNDICES FÍSICOS DURANTE O CISALHAMENTO

Com os resultados das medidas de variação de água do corpo de prova durante a fase de cisalhamento dos ensaios triaxiais com sucção controlada, foi possível plotar gráficos apresentando a variação do volume de água, teor de umidade, índice de vazios e grau de saturação em relação ao acréscimo da deformação axial. O principal objetivo destes gráficos é determinar o comportamento do solo em termos de grau de saturação e sucção ao final do cisalhamento e então relacioná-los com as curvas de retenção determinadas para o Solo AV.

Devido a limitação do equipamento, onde o registro da variação de água do corpo de prova é realizado manualmente, o número e a qualidade dos dados registrados são limitados, considerando o tempo de duração da fase de cisalhamento (entre 24 e 30 horas).

6.1.1. Variação dos índices físicos durante o cisalhamento para os ensaios triaxiais indeformados

Os ensaios triaxiais com sucção controlada em corpos de prova indeformados foram executados por Pereira (2006) e estão apresentados no item 5.1.2. Do conjunto de ensaios

executados não foram recuperados os dados de variação de água do corpo de prova para o ensaio TD50s25I e para os ensaios para a tensão normal líquida (*TNL*) de 100 kPa. Por esta razão as análises abaixo levam em consideração somente as *TNL* de 50 e 150 kPa.

Levando em consideração a variabilidade das características iniciais dos corpos de prova indeformados, conforme pode ser observado na Tabela 5.3, os resultados das Figuras 6.1 e 6.2 estão plotados em função da razão da variação do volume de água pelo volume total do corpo de prova (ao final da fase de consolidação/equalização) *versus* deformação axial.

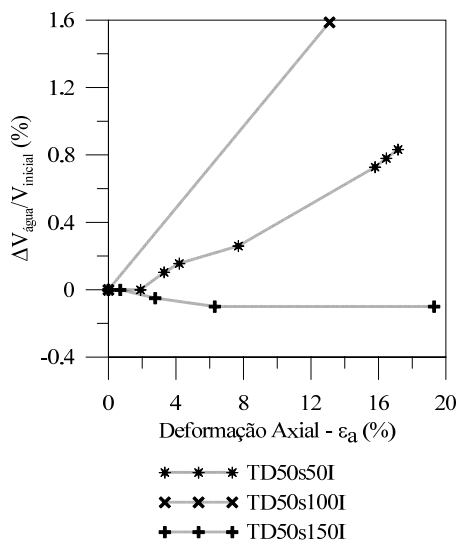


Figura 6.1. Curvas da razão da variação de água pelo volume inicial do corpo de prova *versus* ϵ_a dos ensaios triaxiais com sucção controlada em corpos de prova indeformados para as *TNL* de 50 kPa.

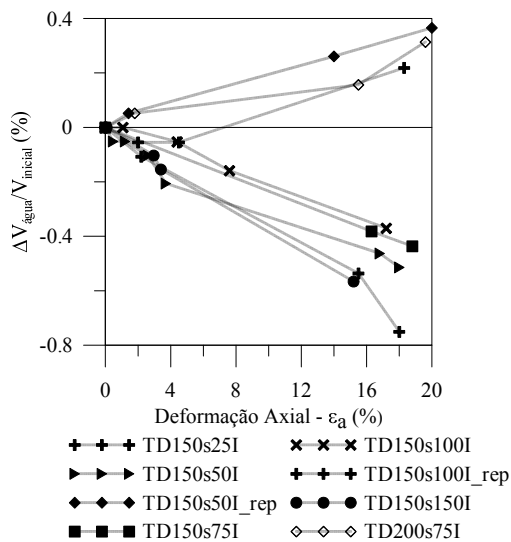


Figura 6.2. Curvas da razão da variação de água pelo volume inicial do corpo de prova *versus* ϵ_a dos ensaios triaxiais com sucção controlada em corpos de prova indeformados para as *TNL* de: (a) 50; (b) 150 e 200 kPa.

As curvas das Figuras 6.1 e 6.2, considerando o valor do volume inicial do corpo de prova dos ensaios triaxiais indeformados não apresentam variações significativas, ao observado final da fase de cisalhamento, com exceção do ensaio TD50s100I, a razão da variação de volume de água pelo volume inicial do corpo de prova ficou entre $\pm 0,8\%$.

Na Figura 6.1, para a *TNL* de 50 kPa, as curvas indicam a entrada de água durante o cisalhamento. Já na Figura 6.2, para *TNL* de 150 kPa e 200 kPa, as curvas indicam que a maioria dos corpos de prova tendem a perder água durante a fase de cisalhamento. Não foi observada uma tendência clara do comportamento da variação da água no corpo de prova durante a fase de cisalhamento.

A partir dos valores de variação de água do corpo de prova foi possível determinar a variação dos índices físicos de cada corpo de prova. Tais como, o índice de vazios, o teor de umidade e o grau de saturação. Estes parâmetros são determinados a partir das medidas iniciais das dimensões do corpo de prova, antes de sua instalação no equipamento triaxial. Na seqüência, estes são corrigidos levando em consideração a variação de volume de água e do corpo de prova durante a fase de equalização/consolidação, posteriormente são calculados os valores de índice de vazios, grau de saturação e teor de umidade no início da fase de cisalhamento.

As Figuras 6.3 e 6.4 apresentam os gráficos de variação dos índices físicos, citados anteriormente, pela deformação axial dos corpos de prova.

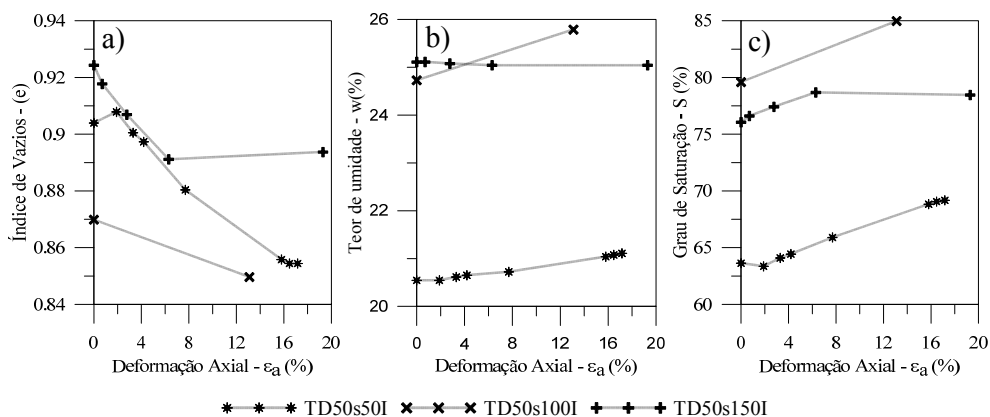


Figura 6.3. Curvas: (a) índice de vazios - e versus ϵ_a ; (b) teor de umidade - w versus ϵ_a ; (c) grau de saturação - S versus ϵ_a dos ensaios triaxiais com sucção controlada em corpos de prova indeformados para a *TNL* de 50 kPa.

A Figura 6.3 apresenta uma série de gráficos com a variação dos índices físicos durante a fase de cisalhamento para os ensaios com uma *TNL* de 50 kPa. Dada a variabilidade característica de corpos de prova indeformados nota-se a diferença nos valores dos índices de vazios no início da fase de cisalhamento. Como resultado final, todos apresentaram redução no valor do índice de vazios quando comparado com o valor inicial. O ensaio TD50s150I tem uma redução no valor do índice de vazios até uma deformação axial aproximada de 8%. A partir desta o mesmo apresenta um pequeno aumento no valor do índice de vazios. Para a *TNL* de 50 kPa e baixos valores de sucção nota-se a redução do índice de vazios com o incremento de deformação axial.

Em termos de teor de umidade nota-se uma variação máxima de 1% entre o início e o final do cisalhamento, à exceção do ensaio TD50s150I o qual apresentou um valor de teor de umidade praticamente constante com relação a variação de deformação axial. De uma forma geral, os ensaios apresentaram tendência no aumento no teor de umidade durante a fase de cisalhamento.

A Figura 6.3 (c), relacionado a variação do grau de saturação com a deformação axial, acaba por refletir o comportamento apresentado pela variação do índice de vazios, ou seja, a redução do índice de vazios resultando no aumento do grau de saturação dos corpos de prova. Os valores de grau de saturação apresentam variabilidade entre os ensaios, conforme citado anteriormente, em função da heterogeneidade de corpos de prova moldados na condição indeformada.

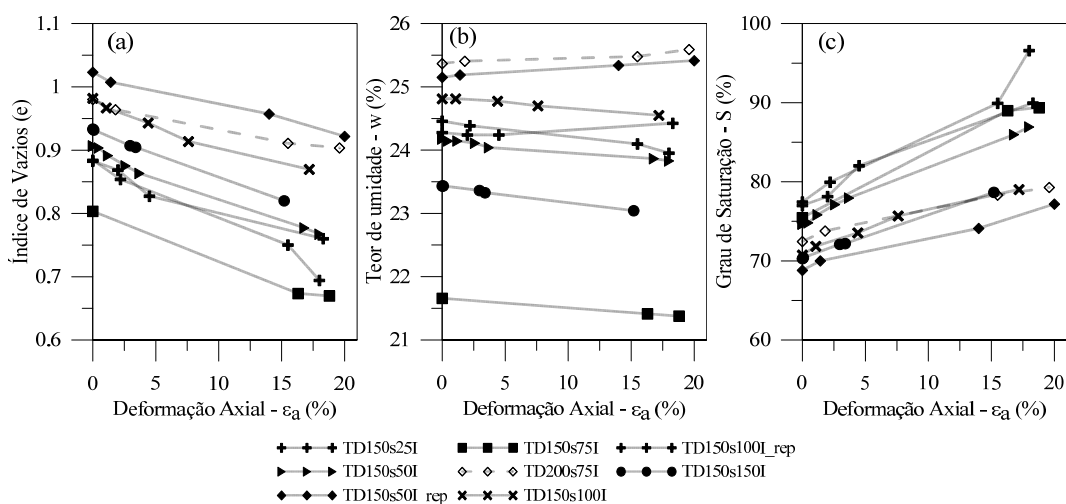


Figura 6.4. Curvas de: (a) índice de vazios - e versus ϵ_a ; (b) teor de umidade - w versus ϵ_a ; (c) grau de saturação - S versus ϵ_a dos ensaios triaxiais com sucção controlada em corpos de prova indeformados para a *TNL* de 150 e 200 kPa.

Para a *TNL* de 150 e 200 kPa a Figura 6.4 apresenta uma série de gráficos com a variação dos índices físicos durante a fase de cisalhamento. Em relação ao índice de vazios observa-se uma variação entre 0,8 e 1,03 no início da fase de cisalhamento. Ao final dos ensaios todos apresentaram uma redução no valor do índice de vazios quando comparado com o valor inicial, superior a 10% para todos os corpos de prova.

Em termos de teor de umidade nota-se uma variação inferior a 0,5% entre o início e o final do cisalhamento. Os ensaios TD200s75I, TD150s50I_rep e TD150s100I_rep, apresentam um acréscimo no teor de umidade, em consequência da entrada de água no corpo de prova durante o cisalhamento (Figura 6.4), os outros corpos de prova tem uma redução muito pequena no valor do teor de umidade durante a fase de cisalhamento.

Em relação a variação do grau de saturação, apresentado na Figura 6.4 (c), nota-se seu aumento com o acréscimo da deformação axial durante a fase de cisalhamento. Para estes ensaios, o teor de umidade reduz durante a fase de cisalhamento, entretanto a redução do índice de vazios acaba por ser mais significativa em termos de saturação dos vazios dos corpos de prova.

Os ensaios executados para as *TNL* de 150 kPa e 200 kPa concentram-se principalmente em duas faixas de valores de grau de saturação ao final do ensaio. Os ensaios TD200s75I, TD150s150I, TD150s100I, TD150s50I_rep apresentam valor de grau de saturação final da ordem de 75%. O restante dos ensaios apresentam valores finais entre 85% e 90%. A exceção do ensaio TD150s100I_rep que apresenta um grau de saturação de aproximadamente 95% ao final do ensaio. Cabe ressaltar que estas variações podem estar associadas diretamente as leituras de variação volumétrica executadas manualmente.

6.1.2. Variação dos índices físicos durante o cisalhamento para os ensaios triaxiais remoldados

Para os ensaios triaxiais com sucção controlada em corpos de prova remoldados, apresentado no item 5.2.2, também identificou-se a variação dos índices físicos a partir do registro da variação da água do corpo de prova durante a fase de cisalhamento.

A Figura 6.5 apresenta a razão da variação do volume de água pelo volume do corpo de prova remoldado pela deformação axial durante a fase de cisalhamento para diferentes níveis de *TNL* e sucção.

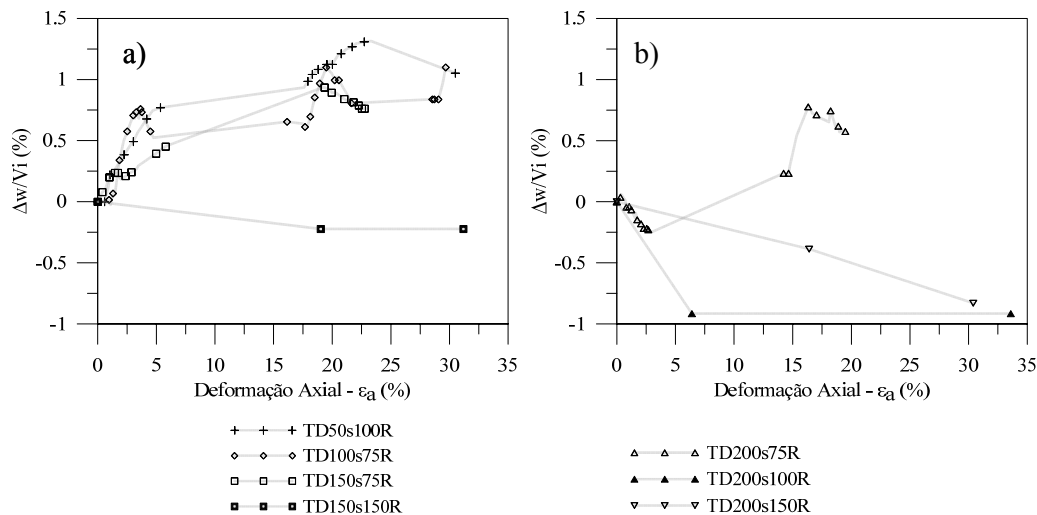


Figura 6.5. Razão da variação do volume de água pelo volume inicial do corpo de prova *versus* ϵ_a . Curvas para os ensaios triaxiais com sucção controlada em corpos de prova remoldados.

Na Figura 6.5 são apresentados os ensaios triaxiais com sucção controlada em corpos de prova remoldados para diferentes níveis *TNL* e sucção. Como estes dados foram registrados manualmente, alguns ensaios não tiveram seus dados recuperados e por esta razão não serão apresentados.

Observando as curvas na Figura 6.5 (a) nota-se que durante a fase de cisalhamento há entrada de água nos corpos de prova, já para a Figura 6.5 (b) nota-se a saída de água dos corpos de prova. A máxima variação de volume de água observada nos corpos de prova é entre -1 % a 1,5 %.

As curvas apresentam grande variação em função da deformação axial, a qual está diretamente relacionada a influência da variação da temperatura ambiente no laboratório. O ensaio TD200s75R mostra, no início da fase de cisalhamento, perda de água do corpo de prova e a partir de 10% de deformação axial o mesmo começa a receber água.

As Figuras 6.6 e 6.7 apresentam as curvas de variação do índice de vazios, teor de umidade e grau de saturação em função da deformação axial durante a fase de cisalhamento a partir dos dados de variação de água da Figura 6.5.

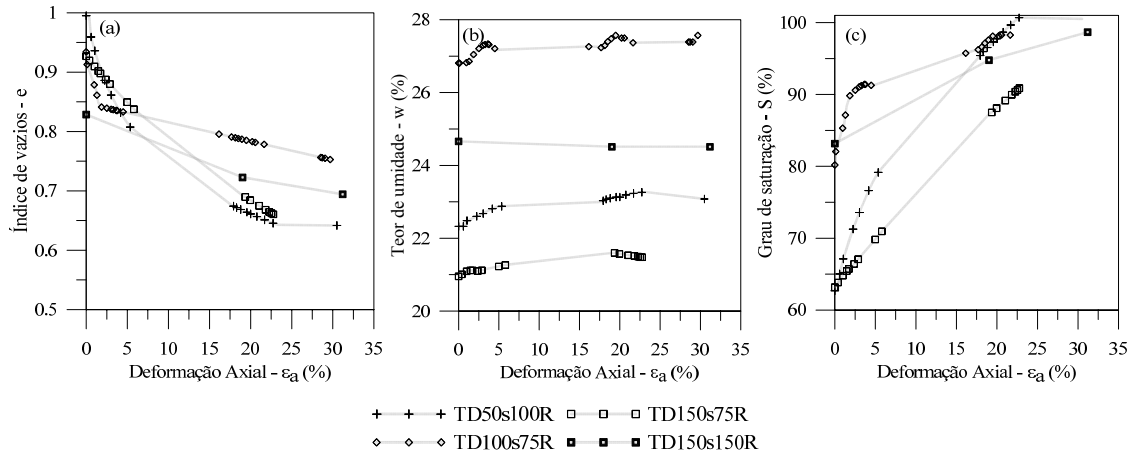


Figura 6.6. Curvas: (a) índice de vazios - e versus ϵ_a ; (b) teor de umidade - w versus ϵ_a ; (c) grau de saturação - S versus ϵ_a dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova remoldados para a TNL de 50, 100 e 150 kPa.

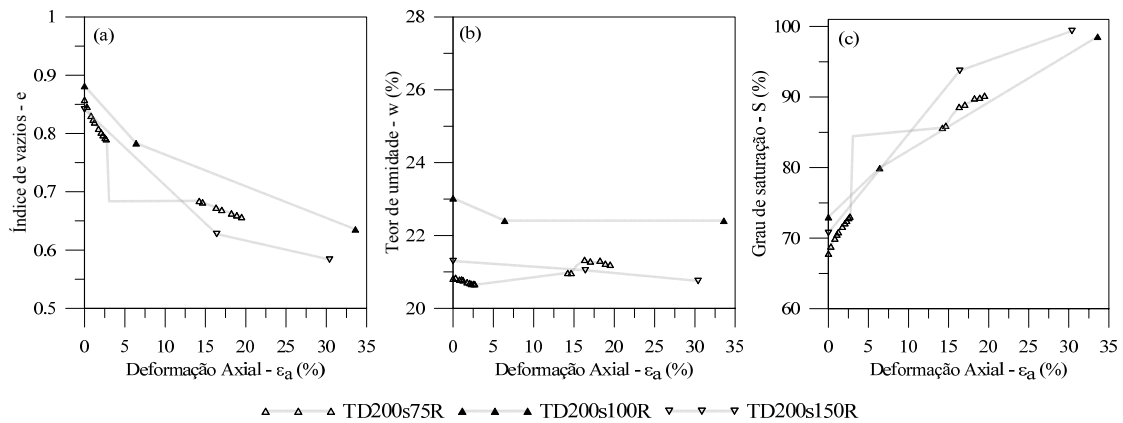


Figura 6.7. Curvas: (a) índice de vazios - e versus ϵ_a ; (b) teor de umidade - w versus ϵ_a ; (c) grau de saturação - S versus ϵ_a dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova remoldados para a TNL de 200 kPa.

A variação dos principais índices físicos dos corpos de prova remoldados durante a fase de cisalhamento dos ensaios triaxiais pode ser observada nas Figuras 6.6 e 6.7. No primeiro gráfico (Figuras 6.6 (a) e 6.7 (a)) verifica-se as curvas de variação do índice de vazios. O valor deste parâmetro, para os ensaios, no início da fase de cisalhamento, varia de 0,83 a 1,0. Como esperado todos os corpos de prova apresentaram redução nos valores dos índices de vazios, com os valores ao final dos ensaios entre 0,58 e 0,75. A variação no valor do índice de vazios foi de 0,14 a 0,36, sendo o ensaio TD50s100R o que apresentou a maior variação no índice de vazios.

As Figuras 6.6 (b) e 6.7 (b) apresentam as variações do teor de umidade durante a fase de cisalhamento. Alguns corpos de prova apresentaram redução nos valores de teor de umidade (*TNL* de 50 e 100 kPa) enquanto outros apresentaram um acréscimo (*TNL* de 200 kPa). O acréscimo máximo no teor de umidade é de 0,75% e a redução máxima é de 0,15%. Estas variações nos corpos de prova durante a fase de cisalhamento não representam alteração significativa nos valores de teor de umidade dos corpos de prova.

A variação do grau de saturação, apresentada nas Figuras 6.6 (c) e 6.7 (c), indica um acréscimo considerável no nível de saturação dos corpos de prova. Esta variação deve-se unicamente a redução do índice de vazios já que a variação no teor de umidade dos corpos de prova não é muito grande. Considerando os elevados níveis de deformação axial dos ensaios, em torno de 30%, a redução dos índices de vazios acaba por ser significativa.

De maneira geral os corpos de prova remoldados e indeformados apresentam comportamento semelhante quanto a variação dos índices físicos, com a entrada de água nos corpos de prova para as *TNL* mais baixas e a saída de água dos corpos de prova para as *TNL* superiores. Dadas as condições dos dados dos ensaios não foi possível determinar a influência da sucção na variação dos índices físicos dos corpos de prova.

As informações relacionadas a variação das condições de saturação durante o cisalhamento dos corpos de prova, tanto indeformados quanto remoldados, é considerada importante na avaliação e determinação do comportamento do material em relação a curva de retenção. Desta forma, os valores de grau de saturação no início e ao final da fase de cisalhamento dos corpos de prova oferecem as condições de avaliar o corpo de prova em relação à curva de retenção do solo.

Nos ensaios com sucção controlada tanto em amostras indeformadas quanto remoldadas não resultam em grandes variações no teor de umidade na fase de cisalhamento, sendo as alterações no grau de saturação relacionadas principalmente a redução do índice de vazios.

O item 6.2 apresenta os comentários relacionados aos valores de grau de saturação com a curva de retenção para o Solo AV.

6.2. RELAÇÃO DO GRAU DE SATURAÇÃO DOS ENSAIOS TRIAXIAIS COM AS CURVAS DE RETENÇÃO DO SOLO AV

A correta definição da relação entre os níveis de saturação dos corpos de prova dos ensaios triaxiais com as respectivas curvas de retenção (indeformada e remoldada) do Solo AV é importante levando-se em consideração que esta pesquisa tem por objetivo utilizar a mesma como base para a previsão do comportamento mecânico do material em estudo.

Por esta razão este item apresenta as curvas de retenção determinadas por Feuerharmel (2007) com as considerações relacionadas ao grau de saturação dos corpos de prova dos ensaios triaxiais.

A curva de retenção para o solo utilizado nesta pesquisa se caracteriza pelo formato de duplo “S” (bimodal), que resulta em dois valores de entrada de ar (para desaturação dos macros e microporos). A determinação da curva de retenção foi através da técnica da placa de sucção e do método do papel filtro, sendo realizada para o Solo AV na forma indeformada e remoldada. Finalizada a determinação de uma série de pontos utilizada para a definição da curva de retenção Feuerharmel (2007) utilizou um modelo de ajuste para representar o formato da curva de retenção entre os níveis de saturação de 0 a 100 % e níveis de sucção de 0 a 1.000.000 kPa. O modelo utilizado, para representar a curva bimodal do solo AV, foi o proposto por Gitirana Jr e Fredlund (2004).

As curvas de retenção determinadas por Feuerharmel (2007) para o solo AV moldados nas formas indeformadas e remoldadas são apresentadas, nas Figuras 6.8 e 6.9, respectivamente, através do modelo de ajuste apresentado por Gitirana Jr e Fredlund (2004). As curvas de retenção do Solo AV apresentam um patamar praticamente horizontal entre os níveis de sucção de 10 e 1000 kPa, o que representa que pequenas variações no grau de saturação podem representar grandes variações no nível de sucção.

Conforme apresentado no item 4.2.8.1 e por Pereira (2006) os ensaios triaxiais com sucção controlada tiveram sua sucção de ensaio aplicada através da técnica de translação de eixos pela utilização de uma câmara de equalização e dentro da própria câmara triaxial, respectivamente.

A partir da determinação da variação do grau de saturação no início e ao final da fase de cisalhamento dos ensaios triaxiais é determinado o “posicionamento” dos corpos de prova dos

ensaios triaxiais em relação à respectiva curva de retenção do material. A Figura 6.8 apresenta a curva de retenção para o solo indeformado com os pontos dos ensaios triaxiais, anterior e posteriormente a fase de cisalhamento.

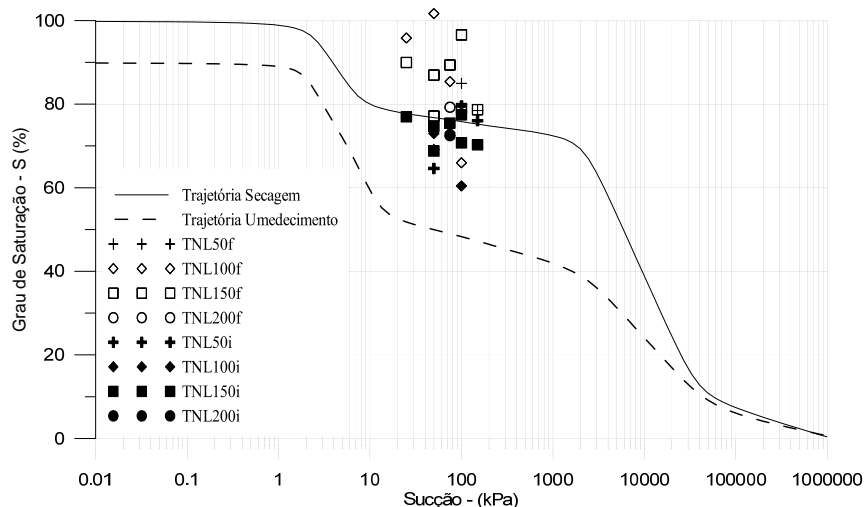


Figura 6.8. Curva de retenção do Solo AV determinada por Feuerharmel (2007) acrescidas dos níveis de saturação anterior (*i*) e posterior (*f*) ao cisalhamento dos corpos de prova indeformados dos ensaios triaxiais.

Os ensaios triaxiais com sucção controlada para corpos de prova indeformados estão apresentados na Figura 6.8 em função da tensão normal líquida aplicada aos ensaios. Estes estão plotados na curva de retenção em função do nível de sucção, imposta através da técnica de translação de eixos (na câmara triaxial), com os respectivos níveis de saturação no início e ao final da fase de cisalhamento. Os símbolos em negrito (preenchidos) representam as condições logo após a consolidação e antes do início da fase de cisalhamento. Já os símbolos sem preenchimento representam os corpos de prova ao final do ensaio.

Os dados dos corpos de prova ao final da fase de consolidação encontram-se dentro da faixa da curva de retenção (entre as curvas de secagem e umedecimento) com a maioria dos pontos próximos a curva de secagem. Tal situação está de acordo com o comportamento observado durante a fase de equalização/consolidação onde se observa uma perda de água do corpo de prova, ou seja, os corpos de prova encontram-se na trajetória de secagem.

Na Figura 6.8 destacam-se os pontos após a consolidação para a *TNL* de 150 que praticamente acompanham a inclinação do patamar superior. Alguns ensaios encontram-se abaixo e acima da curva de secagem tal condição pode estar relacionada a variabilidade dos corpos de prova.

Já em relação às condições dos corpos de prova ao final da fase de cisalhamento (final do ensaio) observa-se que os pontos concentram-se principalmente fora do limite da curva de retenção.

Cabe ressaltar nesta figura que os dados para a *TNL* de 100 kPa foram determinados a partir do teor de umidade final do corpos de prova em função da não disponibilidade dos dados de variação de água durante o cisalhamento.

A Figura 6.9 apresenta os valores de grau de saturação com o respectivo nível de sucção aplicado aos corpos de prova remoldados durante os ensaios triaxiais com sucção controlada. Estes valores estão plotados na curva de retenção em função do nível de sucção. Os símbolos em negrito (preenchidos) representam as condições ao final da fase de cisalhamento. Já os símbolos sem preenchimento representam os corpos de prova no início da fase de cisalhamento. Para os ensaios que não foi possível a recuperação dos dados de variação de água do corpo de prova foram plotados os valores de grau de saturação ao final do ensaio calculados a partir do teor de umidade final dos corpos de prova.

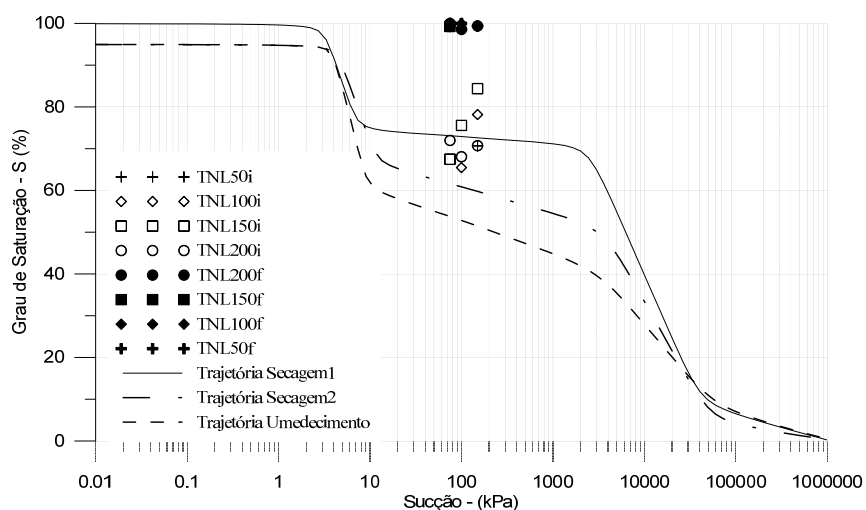


Figura 6.9. Curva de retenção do Solo AV determinada por Feuerharmel (2007) acrescidas dos níveis de saturação anterior (*i*) e posterior (*f*) ao cisalhamento dos corpos de prova remoldados dos ensaios triaxiais.

Na Figura 6.9 nota-se que alguns dados dos corpos de prova ao final da fase de consolidação encontram-se acima do limite superior da curva de retenção (Trajetória de Secagem 1) já os outros dados estão dentro da faixa de variação da curva de retenção, representadas por duas trajetórias de secagem determinadas por Feuerharmel (2007).

Alguns dos ensaios que se encontram entre as trajetórias de secagem estão relacionados aos corpos de prova que apresentaram perda de água durante a fase de equalização. Os resultados dos corpos de prova ao final da fase de cisalhamento indicaram uma possível saturação dos poros resultando na concentração de pontos fora do limite da curva de retenção, com valores de grau de saturação da ordem de 100%. Entretanto, isto resulta na redução da sucção e por conseqüências, pontos estariam localizados próximos a curva em baixos valores de sucção.

Considerando que as mudanças que ocorrem no corpo de prova, tanto indeformados quanto remoldados, durante a fase de cisalhamento não representem variação no nível de sucção inicial dos corpos de prova as principais razões que poderiam influenciar o comportamento do solo em relação a curva de retenção seriam a tensão normal líquida aplicada e a variação do índice de vazios. Em relação a tensão normal líquida, Lee e Cho. (2005) já demonstraram a influência desta nas curvas de retenção e conseqüentemente na previsão do comportamento mecânico a partir da mesma. Feuerharmel (2007) aponta a variação do índice de vazios como fator que influencia diretamente a curva de retenção do material. Thu *et al.* (2006) identificaram diferenças no valor do intercepto coesivo, entre os ensaios triaxiais drenados (CD) e com teor de umidade constante (CW), e sugeriram que o mesmo estava relacionado à diferença no valor do grau de saturação alcançados pelos corpos de prova ao fim da fase de cisalhamentos dos respectivos ensaios, os quais poderiam estar relacionado ao tipo de ensaios propriamente dito além dos índices físicos dos corpos de prova ao final do ensaio.

Ao final da fase de cisalhamento dos ensaios triaxiais com sucção controlada o solo AV apresenta uma nova curva retenção. A grande redução de volume gerada pelos cisalhamento resulta em no aumento do valor de entrada de ar para as condições de ensaios dos corpos de prova em questão.

Ao final da fase de consolidação o corpo de prova não apresenta grandes alterações no valor do grau de saturação comparado às condições iniciais do corpo de prova antes de sua instalação no equipamento (Tabela 5.3 para os corpos de prova indeformados e Tabela 5.8 para os remoldados). Durante a fase de cisalhamento o principal fator de influência nos pontos dos corpos de prova das Figuras 6.8 e 6.9 está relacionado a variação do índice de vazios em função da redução de volume sofrida dos corpos de prova o que, por conseqüência, se reflete no grau de saturação.

6.3. PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO SATURADO E NÃO SATURADO

Esta seção apresenta uma análise global dos resultados com o intuito de se avaliar a variação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento saturados e não saturados do Solo AV em diferentes condições. Esta análise é baseada nos resultados dos ensaios triaxiais e *hollow cylinder*, apresentados no capítulo 5, e de resultados obtidos por outros autores (Feuerharmel, 2007 e Silveira, 2003), no mesmo material desta pesquisa, através dos ensaios triaxiais e de cisalhamento direto convencional e com sucção controlada.

A definição dos parâmetros de resistência ao cisalhamento passa pela definição do critério de ruptura para o material avaliado. Quando se trata da avaliação dos resultados de resistência de cisalhamento a definição de ruptura é muito ampla. A ruptura depende da situação específica ou nível de deformação para o qual está sendo avaliada. Fredlund e Rahardjo (1993) citam que o valor de tensão cisalhante mobilizada máxima tem sido usado como um critério de ruptura. Para o caso de estabilidade de taludes os parâmetros de resistência ao cisalhamento a partir dos valores de tensão máxima possibilitam determinar a estabilidade global da massa rompida. Para o caso de avaliação de taludes para um nível de deformação específica, os valores de resistência e os respectivos parâmetros de resistência ao cisalhamento devem ser determinados especificamente ao nível de deformação de interesse.

No caso dos ensaios triaxiais, convencionais e com sucção controlada, executados nesta pesquisa, a ruptura é avaliada a partir de uma análise do comportamento apresentado nos resultados dos ensaios no solo AV, principalmente pelas curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial. Para esta avaliação buscou-se na literatura alguns critérios de ruptura já estabelecidos. Dentre os critérios de ruptura encontrados na literatura cita-se:

- (i) curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial que apresentem um pico de resistência bem pronunciado com posterior queda na tensão cisalhante mobilizada, onde o pico é o valor de ruptura (a);
- (ii) curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial que atingem um valor máximo e mantém este valor constante, ou com pouca variação com o aumento da deformação axial (podendo atingir altos níveis de deformação), sinaliza uma ruptura tipo dúctil sendo o valor de ruptura o valor de resistência máximo ou o último (b);

- (iii) curva tensão cisalhante *versus* deformação axial que apresentam características de *strain hardening*, ou seja, a tensão cisalhante mobilizada continua crescente, mesmo a altos níveis de deformação axial, onde a ruptura pode ser definida de duas formas, ou pela mudança na inclinação após o fim da curva e onde a reta mantém a inclinação constante (c), conforme apresentado por Campos e Carrilo, (1995) ou pelo prolongamento da curva tensão cisalhante *versus* deformação axial com auxílio do ajuste hiperbólico estimando um valor de resistência constante (d), como citado por Ibanez (2003).
- (iv) a definição de um nível de deformação arbitrário para todos os ensaios, desta forma o valor de ruptura correspondente é o valor obtido na curvas tensão *versus* deformação para o nível de deformação axial pré-determinado (e).

Os critérios expostos acima (i ao iv) e a indicação dos valores de ruptura (“a” ao “e”) são apresentados de forma ilustrativa na Figura 6.10.

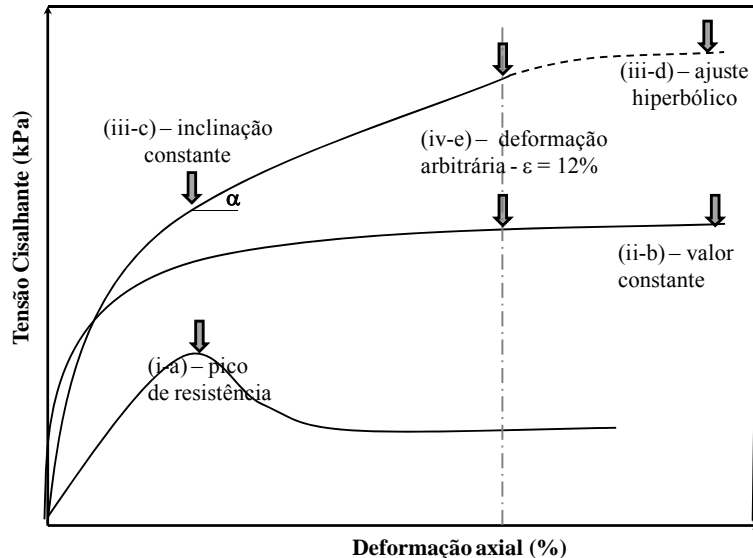


Figura 6.10. Indicação dos critérios de ruptura para os diferentes formatos das curvas tensão *versus* deformação (baseada em Feuerharmmel, 2007 e Pereira, 2006)

Os critérios de ruptura a serem abordados neste item foram definidos levando-se em consideração o formato das curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial, apresentadas no Capítulo 5. Tendo em vista que nenhuma das curvas apresentam um pico de resistência

pronunciado o critério (i) não foi empregado. Já o critério (ii) é o mais simples de se aplicar tendo em vista que a maiorias das curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial deste estudo apresentam este comportamento nas análises preliminares apresentadas no capítulo 5, sendo este critério o mais utilizado.

Para o critério (iii-c), apresentado por Campos e Carrilo (1995), é possível a aplicação deste tendo em vista o formato de algumas curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial (com comportamento de enrijecimento - *strain-hardening*), principalmente para os ensaios na *TNL* de 150 kPa (para corpos de prova remoldados e indeformados). Entretanto, Pereira (2006) avaliou curvas com formato semelhante, tendo o valor de ruptura definido como o valor de deformação axial a partir do qual a inclinação da curva se torna constante. O resultado da avaliação indicou que a envoltória de resistência ao cisalhamento para esta *TNL* se mostrou completamente irregular, com comportamento bem diferente do apresentado para as outras *TNL*. Uma explicação para o não funcionamento deste critério pode ser a diferença dos ensaios, já que as curvas apresentadas por Campos e Carrilo (1995) foram determinadas a partir de ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada. Outro motivo seria devido ao tipo de solo, visto que, as curvas do trabalho de Campos e Carrilo (1995) apresentam valores de resistência altos já para baixos valores de deformação axial ao contrário das curvas desta pesquisa que vão aumentando os valores de tensão cisalhante mobilizada com a deformação axial.

O critério (iii-d) foi aplicado às curvas que não apresentaram um valor de resistência definido, este foi aplicado de maneira geral às curvas para *TNL* de 150 kPa.

Já o critério (iv) consiste da escolha de um valor de deformação axial onde o valor de tensão cisalhante mobilizada é o valor da ruptura. Pereira (2006) avaliou resultados dos ensaios triaxiais para diferentes níveis de deformação axial e acabou por encontrar a deformação axial de 12 % como sendo um nível de deformação a partir do qual os valores de ϕ' e ϕ^b tornam-se praticamente constantes. Drumright (1989) apresenta um procedimento semelhante onde ele determina valores de ϕ' e de ϕ^b para níveis de deformação axial para ensaios com diferentes valores de sucção. Este procedimento também é citado por Fredlund e Vanapalli (2002) para curvas onde a ruptura não é bem definida, propõem-se uma deformação arbitrária (por exemplo entre 10 e 12%) como critério de ruptura para ensaios triaxiais e cisalhamento direto, convencionais ou com sucção controlada.

De maneira geral, esta pesquisa avalia duas condições, ou seja, dois critérios de ruptura: (1) consiste de utilização dos valores máximos das curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial, aliado ao ajuste hiperbólico para curvas que não apresentem uma tendência de estabilização; (2) os valores de tensão cisalhante mobilizada para uma deformação axial de 12% para os ensaios triaxiais e 10 % para os ensaios *hollow cylinder*.

6.3.1. Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento Saturados

Neste item serão apresentadas envoltórias de ruptura obtidas para o Solo AV a partir de diferentes de ensaios (triaxial, cisalhamento direto e *hollow cylinder*). Os resultados dos ensaios triaxiais e *hollow cylinder* são apresentados nesta pesquisa (capítulo 5), sendo avaliados para os critérios de ruptura definidos como (1) e (2), diretamente com os resultados obtidos por outros autores (Silveira, 2003, Pereira, 2006 e Feuerharmel, 2007) em ensaios triaxiais e cisalhamento direto. A partir destas envoltórias foram determinados os valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento, ângulo de atrito interno (ϕ') e intercepto coesivo (c'), considerados representativos deste material.

6.3.1.1. Parâmetros de resistência ao cisalhamento saturados obtidos de ensaios em corpos de prova remoldados

A Figura 6.11 apresenta o gráfico tensão cisalhante (τ) *versus* tensão normal (σ') com uma série de envoltórias de ruptura definidas para o Solo AV em corpos de prova remoldados.

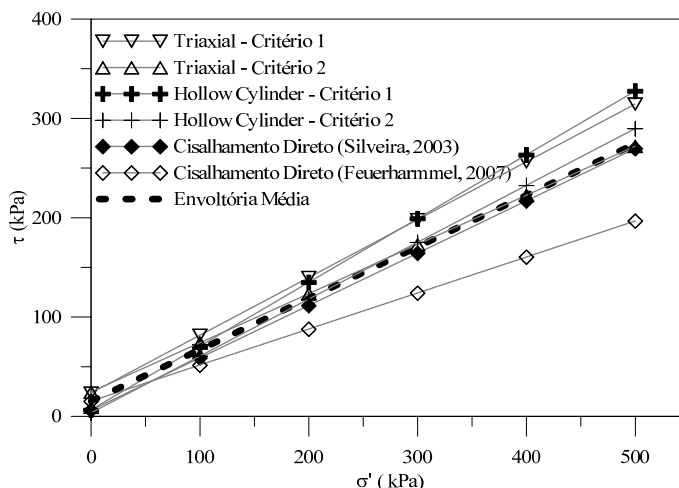


Figura 6.11. Envoltórias de ruptura para uma série de ensaios no Solo AV em corpos de prova remoldados executados em diferentes ensaios (Silveira, 2003; Pereira, 2006; Feuerharmel, 2007)

A Figura 6.11 apresenta as envoltórias de ruptura obtidas através de ensaios *hollow cylinder*, triaxial e cisalhamento direto executados nesta pesquisa e por Silveira (2003) e Feuerharmel

(2007). Nota-se claramente que os resultados obtidos nesta pesquisa, através dos ensaios triaxial (critério 1) e *hollow cylinder* (critério 1) apresentam os maiores valores de intercepto coesivo e ângulo de atrito interno, sendo os resultados dos ensaios triaxiais os que apresentaram os maiores valores de coesão. A envoltória para o critério de ruptura 2 para o ensaio triaxial encontra-se logo acima da envoltória para o critério 1 e próxima a envoltória média.

A Figura 6.11 também apresenta uma envoltória de ruptura “média” levando em consideração todas as envoltórias de ruptura consideradas. A envoltória do ensaio de cisalhamento direto executado por Feuerharmel (2007) apresentou um valor de ângulo de atrito bem inferior quando comparado aos outros ensaios para o mesmo material.

Para um melhor entendimento da Figura 6.11, a Tabela 6.1 apresenta os valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento, ângulo de atrito interno e intercepto coesivo, determinados através dos resultados obtidos e utilizados para determinar as envoltórias de ruptura apresentadas.

Tabela 6.1. Parâmetros de resistência ao cisalhamento definidos a partir de diferentes ensaios em corpos de prova remoldados na condição saturada.

Remoldados		
Ensaio	ϕ' (°)	c' (kPa)
Triaxial - Critério 1	30,2	23,5
Triaxial - Critério 2	26,3	24,6
Hollow Cylinder - Critério 1	32,7	6,6
Hollow Cylinder - Critério 2	29,8	3,5
Cisalhamento Direto (Feuerharmmel, 2007)	20,0	15,4
Cisalhamento Direto (Silveira, 2003)	27,8	6,2
média	27,8	13,3

Os valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento encontrados foram um intercepto coesivo (c') de 23,5 kPa e 24,6 kPa e um ângulo de atrito interno (ϕ') de 30,2 e 26,3° para os ensaios triaxiais com os critério de ruptura 1 e 2, respectivamente. Os valores de ϕ' são diferentes, certamente, reflexo dos níveis de resistência aos quais o critério 2 representa (deformação axial de 12%, inferior aos valores máximos dos ensaios), já os valores de c'

podem ser considerados próximos. O ensaio *hollow cylinder* – critério 1 e critério 2, apresentaram um valor de ϕ' próximo ao obtido para o critério 1 do ensaio triaxial, já o valor de c' é bem inferior, com diferenças de 17 e 20 kPa para o critério de ruptura 1 e 2, respectivamente.

Os resultados obtidos por Silveira (2003) apresentaram, para o ensaio de cisalhamento direto, um intercepto coesivo (c') de 6,2 kPa e um ângulo de atrito interno (ϕ') de 27,8°.

A diferença entre os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos pelos diferentes equipamentos pode estar relacionada às dimensões dos corpos de prova para cada tipo de equipamento, às diferentes características de cada equipamento e às características iniciais dos corpos de prova para cada ensaios. Os valores médios de índice de vazios iniciais para os ensaios triaxial e *hollow cylinder* foi de aproximadamente 1,0, para os ensaios de cisalhamento direto executados por Feuerharmel (2007) e Silveira (2003) foram de 1,13 e 1,26, respectivamente. Desta forma, em função dos menores valores de índice de vazios dos corpos de prova, os maiores valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos para os ensaios triaxiais e *hollow cylinder* são justificáveis.

Para a condição remoldada os valores de parâmetros de resistência ao cisalhamento considerados no restante deste estudo são baseados na média dos valores dos ensaios triaxial e *hollow cylinder*, ou seja, um intercepto coesivo (c') de 15 kPa e um ângulo de atrito interno (ϕ') de 31,5°, considerando-se o critério de ruptura 1. Para a avaliação considerando como critério de ruptura pela deformação axial de 12% (critério de ruptura 2) utilizou-se um intercepto coesivo (c') de 24,6 kPa e um ângulo de atrito interno (ϕ') de 26,3°.

6.3.1.2. Parâmetros de resistência ao cisalhamento saturados de ensaios em corpos de prova indeformados

A Figura 6.12 apresenta o gráfico tensão cisalhante (τ) versus tensão normal (σ') com uma série de envoltórias de ruptura definidas para o Solo AV em corpos de prova indeformados.

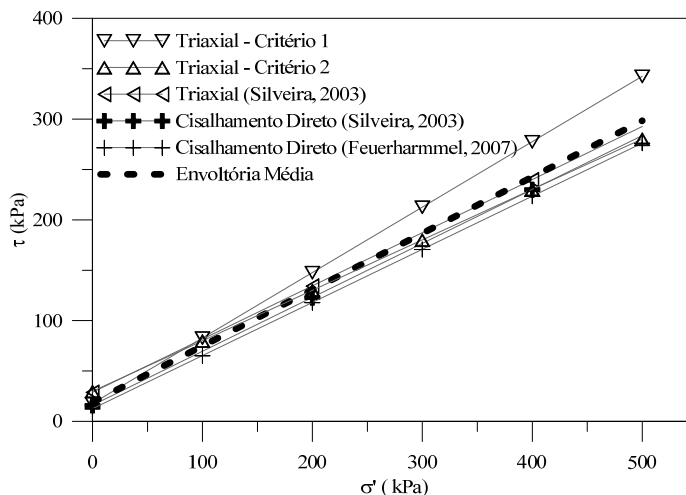


Figura 6.12. Envoltórias de ruptura para uma série de ensaios no Solo AV em corpos de prova indeformados executados em diferentes equipamentos.

A Figura 6.12 apresenta as envoltórias de ruptura obtidas através de ensaios triaxial e cisalhamento direto executados por Pereira (2006), Silveira (2003) e Feuerharmmel (2007). Os resultados obtidos para os ensaios triaxial com o critério de ruptura 1 apresenta a maior resistência em termos de envoltória de ruptura.

As envoltórias obtidas a partir de ensaios executados em outros equipamentos, aliado a consideração do critério de ruptura 2 para o ensaios triaxial, encontram-se próximas, indicando uma pequena variação em relação à resistência ao cisalhamento.

A envoltória de ruptura média confirma a proximidade das envoltórias de rupturas. Esta envoltória média foi determinada a partir dos valores médios dos parâmetros obtidos.

Os valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento, ângulo de atrito interno (ϕ') e intercepto coesivo (c') utilizados para determinar as envoltórias de rupturas, apresentadas na Figura 6.12, são apresentados na Tabela 6.2.

Tabela 6.2. Parâmetros de resistência ao cisalhamento definidos a partir de diferentes ensaios.

Indeformados		
Ensaio	ϕ' (°)	c' (kPa)
Triaxial (Pereira, 2006) - Critério 1	33,0	17,8
Triaxial (Pereira, 2006) - Critério 2	26,6	29,9
Triaxial (Silveira, 2003)	27,8	29,0
Cisalhamento Direto (Feuerharmmel, 2007)	27,8	12,6
Cisalhamento Direto (Silveira, 2003)	28,2	16,0
média	28,7	21,0

O ensaio triaxial para o critério de ruptura 1 apresenta o maior valor ϕ' de todos os ensaios. Para o critério de ruptura 2 e o ensaio triaxial de Silveira (2003) os parâmetros obtidos apresentam valores muito próximos. Os ensaios de cisalhamento direto apresentam valores de ângulo de atritos muito próximos, entretanto o intercepto coesivo apresenta uma diferença considerável.

Em relação ao índice de vazios iniciais os valores médios são, 0,91 para o ensaio triaxial (critério 1 e 2) desta pesquisa e 1,07, para o ensaio executado por Silveira (2003). Os ensaios de cisalhamento direto executados por Feuerharmmel (2007) e Silveira (2003) apresentaram índice de vazios de 1,23 e 1,26, respectivamente. Em função dos menores valores de índice de vazios dos corpos de prova apresentados pelos ensaios triaxiais, os maiores valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento, podem ser considerados justificáveis.

De maneira geral a grande diferença entre os parâmetros de resistência ao cisalhamento se deu em termos do intercepto coesivo, provavelmente, associada aos diferentes equipamentos utilizados e às dimensões dos corpos de prova.

Para a condição indeformada os valores de parâmetros de resistência ao cisalhamento considerados no restante deste estudo serão baseado nos valores obtidos por Pereira (2006) por estarem mais próximos (em termos do índice de vazios) dos corpos de prova remoldados, sendo, um intercepto coesivo (c') de 17,8 kPa e um ângulo de atrito interno (ϕ') de 33,0°. Para a avaliação considerando como critério de ruptura pela deformação axial de 12% (critério de

ruptura 2) utilizou-se um intercepto coesivo (c') de 29,9 kPa e um ângulo de atrito interno (ϕ') de 26,6°.

6.3.1.3. Comparação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento saturados oriundos de corpos de prova remoldados e indeformados

Comparando-se as envoltórias de ruptura obtidas a partir dos ensaios apresentados anteriormente para corpos de prova moldados remoldados e indeformados é clara a influência da moldagem do corpo de prova na resistência ao cisalhamento do Solo AV. Os corpos de prova moldados indeformados apresentam envoltórias de ruptura superiores aos corpos de prova moldados remoldados.

Analisando os valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento nota-se que os valores diferenciam-se principalmente em relação ao intercepto coesivo, com os corpos de prova indeformados apresentando um valor médio de 40 % superior. Se desconsiderarmos possíveis erros de ajustes e variações características dos equipamentos utilizados para os ensaios, a justificativa da diferença entre estes valores pode ser pela desestruturação do solo causado pela desagregação dos grãos durante o procedimento de destorroamento e peneiramento para a moldagem dos corpos de prova na forma remoldado, ou seja quebra da estrutura do solo indeformado, que acaba refletindo quase que exclusivamente no parâmetro intercepto coesivo.

Em relação ao ângulo de atrito, os valores médios apresentam-se próximos com os ensaios indeformados apresentando os maiores valores. Da mesma forma os ensaios realizados nos mesmos equipamentos, por exemplo, os ensaios de cisalhamento direto, também apresentam valores de ϕ' próximos, sendo de 28° para os indeformados e 27,8° para o remoldado.

Desta forma é possível concluir que o material, para as condições de tensão e saturação apresentadas, na sua forma indeformada, apresenta estrutura interna que representa uma parcela de resistência, em termos do intercepto coesivo.

6.3.2. Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento Não Saturados

O principal objetivo deste item é apresentar a influência da sucção no Solo AV através dos parâmetros de resistência ao cisalhamento. Na seqüência serão apresentados os resultados dos ensaios triaxiais e de cisalhamento direto com sucção controlada realizados em corpos de prova remoldados e indeformados.

A influência da sucção será avaliada em termos de variação nos parâmetros de resistência ao cisalhamento saturados (ângulo de atrito e intercepto coesivo) e na determinação do parâmetro de resistência ao cisalhamento não saturado (ϕ^b). Para os ensaios citados acima serão apresentadas as envoltórias de ruptura nos planos tensão cisalhante *versus* tensão normal e tensão cisalhante *versus* sucção.

Todos os resultados apresentados neste item para os ensaios triaxiais (executados nesta pesquisa e por Pereira, 2006) foram obtidos de acordo com as equações proposta por Fredlund e Rahardjo (1993) e apresentadas nos itens 2.3.3 e 2.3.4.

6.3.2.1. Influência da sucção nos parâmetros de resistência ao cisalhamento de ensaios em corpos de prova remoldados

A Figura 6.13 apresenta o gráfico tensão cisalhante (τ) *versus* tensão normal (σ') com uma série de envoltórias de ruptura definidas para o Solo AV através de ensaios triaxiais e de cisalhamento direto com sucção controlada em corpos de prova remoldados.

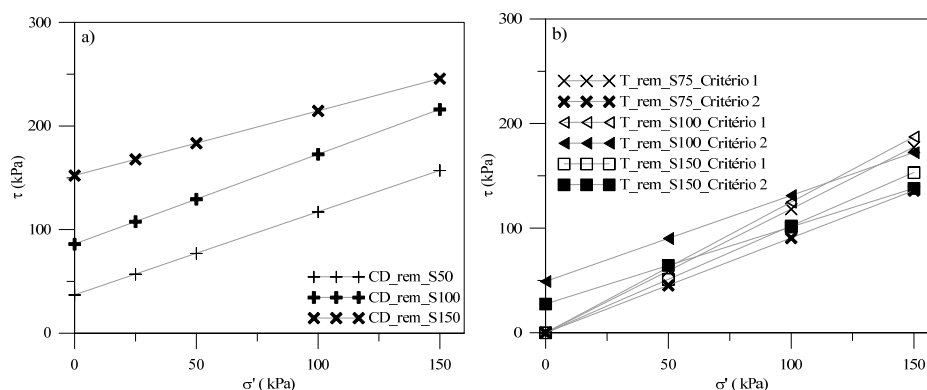


Figura 6.13. Envoltórias de ruptura para ensaios: (a) cisalhamento direto com sucção controlada (Feuerharmel, 2007); (b) triaxiais com sucção controlada no Solo AV em corpos de prova remoldados. As envoltórias dos ensaios triaxiais são apresentadas para os dois critérios de rupturas definidos.

A Figura 6.13 apresenta as envoltórias de ruptura, obtidas através de ensaios cisalhamento direto e triaxial com sucção controlada executados nesta pesquisa e por Feuerharmel (2007), a partir da qual possibilita determinar a influência da sucção nos parâmetros de resistência ao cisalhamento saturados (ϕ' e c').

Nota-se que para os ensaios de cisalhamento direto (Feuerharmel, 2007) há variação principalmente em relação ao intercepto coesivo, ou seja, o acréscimo da resistência em função da sucção ocorre principalmente na parcela coesiva do material. Em relação ao ângulo de atrito interno nota-se uma pequena variação para os diferentes níveis de sucção.

Já para os ensaios triaxiais com sucção controlada, avaliados em função dos dois critérios de ruptura definidos, a influência da sucção ocorre, porém não é tão representativa quanto o observado para os ensaios de cisalhamento direto.

As envoltórias para o critério de ruptura 1, para os níveis de sucção de 75, 100 e 150 kPa, apresentam um valor de intercepto coesivo nulo, comportamento característico de solos granulares. Entretanto, a inclinação das envoltórias são superiores as envoltórias para os outros ensaios, o que representa um valor de ângulo de atrito superior.

Para os níveis de sucção de 75 e 100 kPa, as envoltórias de resistência ao cisalhamento podem ser consideradas próximas, sendo a do nível de sucção de 100 kPa levemente superior. As envoltórias para o critério de ruptura 2, nos níveis de sucção de 100 e 150 kPa, apresentam um valor de intercepto coesivo crescente, já para o nível de sucção de 75 kPa não há indicação de um intercepto coesivo.

Comparando-se diretamente os níveis de resistência das envoltórias as obtidas para os ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada são superiores quando comparadas as dos ensaios triaxiais.

A Tabela 6.3 apresenta os valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos para os ensaios apresentados anteriormente para diferentes níveis de sucção.

Tabela 6.3. Parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos através de ensaios triaxiais com sucção controlada e cisalhamento direto com sucção controlada (Feuerharmel, 2007), para diferentes níveis de sucção para corpos de prova remoldados

Ensaio	Remoldados				
	Sucção	Critério 1		Critério 2	
		ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)
Triaxial com sucção controlada	0	31,5	15,0	26,3	24,6
	75	49,8	0,0	42,2	0,0
	100	51,3	0,0	39,4	49,1
	150	45,6	0,0	36,4	27,5
Cisalhamento Direto com sucção controlada (Feuerharmel, 2007)	0	20,0	15,4	-	-
	50	38,7	37,1	-	-
	100	40,9	86,0	-	-
	150	32,0	152,3	40,1*	-

* Valor determinado por Feuerharmel (2007) considerando-se uma deformação arbitrária de 7 mm como critério de ruptura

De maneira geral os valores apresentados pelos ensaios triaxiais com sucção controlada, para ambos os critérios, apresentam parâmetros de resistência ao cisalhamento inferiores aos dos ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada. Mesmo que os valores de ângulo de atrito obtidos, na consideração do critério de ruptura 1 para os ensaios triaxiais, sejam superiores. Ambos os ensaios apresentam valores de índice de vazios inicial médios próximos, 0,98 para triaxiais e 1,03 para cisalhamento direto, por esta razão a grande diferença dos valores deve estar associada aos métodos de ensaios, equipamento e/ou moldagem dos corpos de prova.

Tanto os resultados dos ensaios triaxiais quanto os resultados dos ensaios de cisalhamento direto indicam que para os corpos de prova remoldados a aplicação de sucção influencia nos parâmetros de resistência ao cisalhamento, ϕ' e c' . Esta influência não se reflete somente na parcela do intercepto coesivo do material, mas também no ângulo de atrito interno.

Os ensaios apresentado por Feuerharmel (2007) apresentam um acréscimo no valor do ângulo de atrito com o aumento do nível de sucção, com exceção do ensaio para um nível de sucção de 150 kPa que apresenta um valor de ângulo de atrito inferior aos níveis de sucção de 50 e 100 kPa porém ainda superior ao material na condição saturada.

Para os ensaios triaxiais os critérios de ruptura são avaliados individualmente. Para o critério de ruptura 1, em comparação com os parâmetros saturados, um aumento no ângulo de atrito superior a 50% e valores de intercepto coesivo nulos. Os valores de ângulo de atrito para os níveis de sucção de 75 e 100 kPa são próximos e ligeiramente superiores ao valor de ângulo de atrito para o nível de sucção de 150 kPa.

Para o critério 2 também há influência da sucção nos parâmetros de resistência ao cisalhamento. Os valores de ângulo de atrito são superiores quando comparado aos parâmetros para a condição saturada. Para o nível de sucção de 75 kPa nota-se um intercepto coesivo nulo e um ângulo de atrito 60% superior. Os níveis de sucção de 100 e 150 kPa apresentam valores de ϕ' e c' superiores à condição saturada, sendo o valor de c' , para o nível de sucção de 150 kPa, relativamente próximo à condição saturada.

Pela diferença dos valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento observada na Tabela 6.3 nota-se que a definição do critério de ruptura reflete-se diretamente nos valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento a serem utilizados nas análises.

6.3.2.2. Influência da sucção nos parâmetros de resistência ao cisalhamento de ensaios em corpos de prova indeformados

A Figura 6.14 apresenta o gráfico tensão cisalhante (τ) *versus* tensão normal (σ') com uma série de envoltórias de ruptura definidas para o Solo AV através de ensaios triaxiais e de cisalhamento direto com sucção controlada em corpos de prova indeformados.

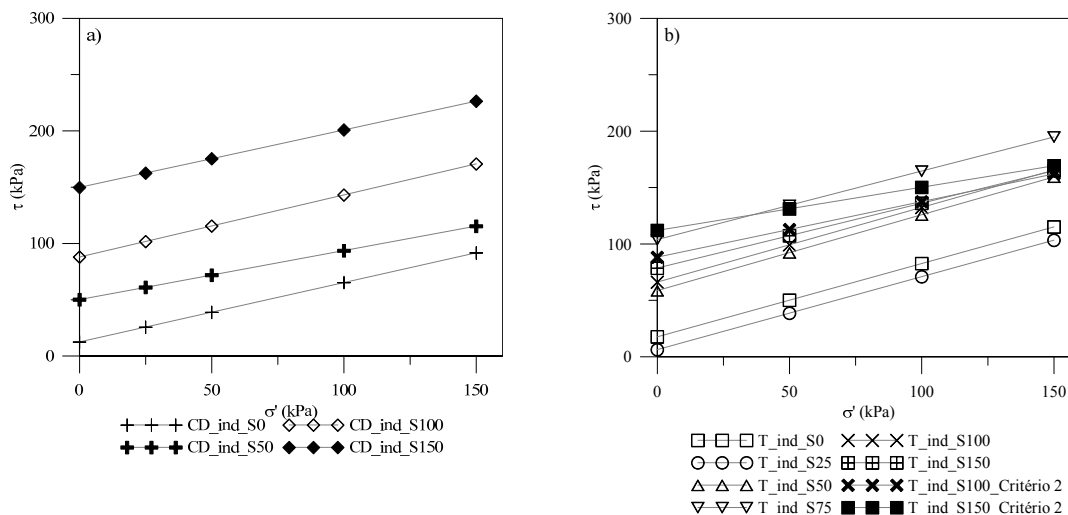


Figura 6.14. Envoltórias de ruptura para ensaios: (a) cisalhamento direto com sucção controlada (Feuerharmel, 2007); (b) triaxiais (b) com sucção controlada no Solo AV em corpos de prova indeformados. As envoltórias dos ensaios triaxiais são apresentadas para os dois critérios de rupturas definidos.

A Figura 6.14 apresenta as envoltórias de ruptura, obtidas através de ensaios cisalhamento direto e triaxial com sucção controlada executados por Pereira (2006) e Feuerharmel (2007), a partir da qual possibilita determinar a influência da sucção nos parâmetros de resistência ao cisalhamento saturados (ϕ' e c').

As envoltórias para os ensaios de cisalhamento direto (Feuerharmel, 2007) apresentam variação, principalmente, em relação ao intercepto coesivo, ou seja, o acréscimo da resistência em função da sucção ocorre principalmente na parcela do intercepto coesivo do material. Para os maiores níveis de sucção o incremento na parcela do intercepto coesivo é maior se comparada ao nível de sucção inferior.

O mesmo comportamento observado nas envoltórias dos ensaios de cisalhamento direto foi observado para as envoltórias dos ensaios triaxiais, onde a influência da sucção se reflete

principalmente na parcela do intercepto coesivo do material, não ocorrendo grandes variações em termos da inclinação das envoltórias de ruptura.

Na Figura 6.14 são apresentadas as envoltórias dos ensaios triaxiais definidas a partir do critério de ruptura 1 para todos os níveis de sucção ensaiados (25, 50, 75, 100 e 150 kPa), além das envoltórias dos ensaios triaxiais considerando o critério de ruptura 2, para os níveis de sucção de 100 e 150 kPa em corpos de prova indeformados.

Para o critério de ruptura 2 só foram apresentadas as envoltórias para os níveis de sucção de 100 e 150 kPa em razão dos outros níveis de sucção não apresentarem uma envoltória linear que possibilitasse a determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento.

Nos ensaios triaxiais a maior influência da sucção é observada para um nível de sucção de 75 kPa, onde a envoltória de ruptura é superior as envoltórias para os outros níveis de sucção. Outro ponto observado é a pequena diferença para os níveis de sucção de 50, 100 e 150 kPa, que apresenta as envoltórias muito próximas resultando em pequenas diferenças de intercepto coesivo.

As envoltórias de ruptura obtidas para o critério de ruptura 2, para os níveis de sucção de 100 e 150 kPa, é superior as envoltórias de ruptura obtidas para o critério de ruptura 1, comparando os mesmo níveis de sucção.

De maneira geral, para baixos valores de sucção (até 75 kPa) as envoltórias de ruptura dos ensaios triaxiais (critério de ruptura 1) são superiores às envoltórias de rupturas apresentadas pelos ensaios de cisalhamento direto. Já para níveis de sucção superiores a 100 kPa as envoltórias de ruptura do ensaio de cisalhamento direto são superiores às envoltórias dos ensaios triaxiais.

Para o critério de ruptura 2 dos ensaios triaxiais nota-se que para o nível de sucção de 100 kPa a envoltória de resistência é praticamente coincidente com a envoltória para o ensaio de cisalhamento direto. Entretanto, para o nível de sucção de 150 kPa a envoltória é inferior a do ensaio de cisalhamento direto.

Além da visualização das envoltórias de ruptura na Figura 6.14 é possível avaliar os valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento relativos a estas envoltórias. A Tabela 6.4 apresenta os valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos para os ensaios

apresentados anteriormente para diferentes níveis de sucção, assim como os resultados obtidos por Feuerharmel (2007) para ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada.

Tabela 6.4. Parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos através de ensaios triaxiais com sucção controlada e cisalhamento direto com sucção controlada (Feuerharmel, 2007), para diferentes níveis de sucção para corpos de prova indeformados.

Ensaio	Indeformados				
	Sucção	Critério 1		Critério 2	
		ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)
Triaxial com sucção controlada	0	33,0	17,8	26,6	29,9
	25	34,9	44,2	-	-
	50	33,9	58,7	-	-
	75	31,2	103,9	-	-
	100	33,5	66,2	26,2	88,3
	150	29,9	78,7	20,9	112,1
Cisalhamento Direto com sucção controlada (Feuerharmmel, 2007)	0	27,8	12,6	-	-
	50	23,5	50,2	-	-
	100	28,9	88,0	-	-
	150	27,1	149,8	-	-

Observando os parâmetros para ambos os ensaios nota-se que a elevação da sucção representa um acréscimo no intercepto coesivo. Para os ensaios triaxiais, em termos de ângulo de atrito interno, os resultados para o critério de ruptura 1 apresentaram um acréscimo em relação a condição saturada, porém independente do nível de sucção aplicada o valor manteve-se dentro de uma faixa de valores relativamente próxima, à exceção do resultado para o nível de sucção de 150 kPa que apresentou um valor um pouco abaixo. Mesmo comportamento foi observado para o resultado do critério de ruptura 2, onde a influência da sucção na resistência ao cisalhamento ocorreu principalmente em termos do intercepto coesivo, mantendo-se o ângulo de atrito praticamente constante para o nível de sucção de 100 kPa e um pouco inferior para o nível de sucção de 150 kPa.

Da mesma forma que para os ensaios triaxiais, para os ensaios de cisalhamento direto pode se dizer que a sucção não apresentou influência no ângulo de atrito interno.

Analisando individualmente os valores de ângulo de atrito interno obtidos para cada nível de sucção dos ensaios nota-se certa variação nos valores, porém esta variação não é considerada significativa e pode ser relacionada com o nível de sucção aplicado, tanto para os ensaios triaxiais quanto para os de cisalhamento direto. Esta variação nos valores de ângulo de atrito

pode estar relacionada a variabilidade dos corpos de prova utilizados e até mesmo procedimentos envolvidos antes, durante e após os ensaios.

6.3.2.3. Comparação da influência da sucção nos corpos de prova remoldados e indeformados

As envoltórias, apresentadas nas Figuras 6.13 e 6.14, são unicamente diferenciadas pelo método de moldagem dos corpos de prova. Pela observação das envoltórias é evidente a influência do processo de moldagem dos corpos de prova na resistência ao cisalhamento, porém em se tratando de ensaios não saturados, observou-se um comportamento diferente do observado nos ensaios saturados. Na condição saturada os corpos de prova indeformados apresentaram uma resistência superior à dos corpos de prova remoldados. Na condição não saturada observa-se um comportamento distinto, onde os corpos de prova remoldados, por influência da sucção, apresentam resistência ao cisalhamento superior aos corpos de prova indeformados.

Tal situação indica que a quebra da estrutura interna, e consequente redistribuição nos tamanhos dos poros internos, resultante do processo de moldagem dos corpos de prova remoldados permite a maior influência da sucção pela melhor distribuição dos poros. Resultando em um acréscimo na resistência ao cisalhamento, comparado a estrutura do material na situação indeformado.

6.3.2.4. Parâmetro de resistência ao cisalhamento não saturado de ensaios em corpos de prova remoldados

Para a determinação do parâmetro de resistência ao cisalhamento não saturado (ϕ^b) defini-se os valores de tensão cisalhante máxima para cada nível de sucção sendo que estes são plotados no plano tensão cisalhante *versus* sucção. No caso dos ensaios triaxiais também serão avaliados os valores de ϕ^b em termos do critério de ruptura 2, para uma deformação axial de 12%.

Tendo em vista que os ensaios de cisalhamento direto e triaxial com sucção controlada têm seus resultados plotados em variáveis diferentes fica impossibilitada a comparação direta das envoltórias não saturadas de ambos os ensaios em um mesmo gráfico. Por esta razão as envoltórias serão apresentadas separadamente e a variação de ϕ^b para cada tipo de ensaio será comparada em termos numéricos.

Para os ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada os resultados são apresentados no plano tensão cisalhante (τ) *versus* sucção, enquanto os ensaios triaxiais com sucção controlada serão apresentados no plano σ_d *versus* sucção. As envoltórias em termos não saturados obtidos para os ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada executados por Feuerharmel (2007) são apresentadas na Figura 6.15.

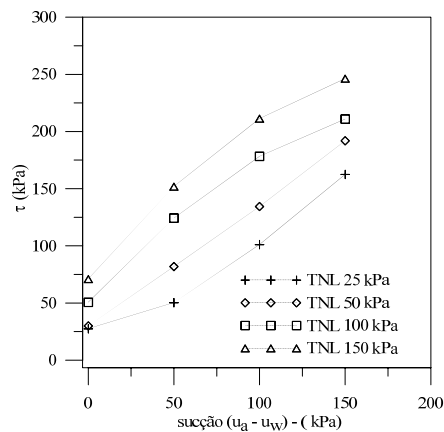


Figura 6.15. Envoltórias de ruptura não saturada para ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada no Solo AV em corpos de prova remoldados (Feuerharmel, 2007).

As envoltórias obtidas por Feuerharmel (2007) apresentam comportamento similar independente da *TNL* aplicada. O acréscimo de sucção reflete-se em acréscimo de resistência para as *TNL* aplicadas.

As envoltórias obtidas para os ensaios triaxiais com sucção controlada estão apresentadas na Figura 6.16. Os dados apresentados estão plotados de acordo com a equação 6.1, a qual está apresentada no item 2.3.4. A partir desta equação foi possível obter os parâmetros de resistência ao cisalhamento de acordo com o apresentado com Fredlund e Rahardjo (1993). Os valores das *TNL* representam os correspondentes aos valores de tensão cisalhante mobilizada considerados para o critério de ruptura em avaliação e não o obtido para a consolidação do corpo de prova.

$$\sigma_d = a' + \sigma'_s \cdot \tan \psi' \quad (6.1)$$

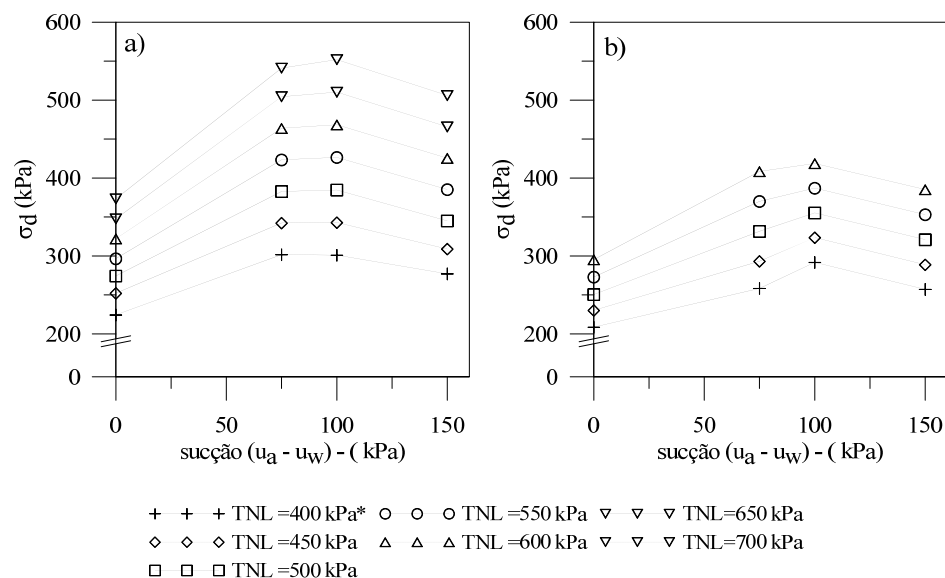


Figura 6.16. Envoltórias de ruptura não saturada para ensaios triaxiais com sucção controlada no Solo AV em corpos de prova remoldados. (a) considerando o critério de ruptura 1; (b) considerando o critério de ruptura 2.

A Figura 6.16 apresenta dois gráficos, sendo: (a) envoltórias de ruptura não saturadas considerando o critério de ruptura 1; e (b) considerando o critério de ruptura 2. A envoltória de resistência para a envoltória com a *TNL* de 400 kPa está indicada na Figura 6.16 com (*) em função da necessidade de extrapolação de alguns dos seus dados para a obtenção da envoltória.

Avaliando-se todas as envoltórias em conjunto, tanto para o critério de ruptura 1 quanto o 2, nota-se que os valores de tensão cisalhante mobilizada limites da envoltória são influenciados pelo valor da *TNL* aplicado.

As envoltórias obtidas para os ensaios triaxiais na condição remoldada podem ser divididas em três partes. A primeira parte, entre a saturação e a uma sucção de 75 kPa, apresenta um grande acréscimo na tensão cisalhante mobilizada, sendo que quanto maior a *TNL* maior o acréscimo na tensão. Na segunda parte, entre os níveis de sucção de 75 e 100 kPa, nota-se uma espécie de patamar na envoltória ou com pouca variação na tensão cisalhante mobilizada. A terceira parte da envoltória, entre os níveis de sucção de 100 e 150 kPa, apresenta uma queda na tensão cisalhante mobilizada pelo incremento de sucção. De maneira geral é possível dizer que a *TNL* apresenta uma leve influência no formato das envoltórias de ruptura para o Solo AV moldado na condição remoldada.

A Figura 6.17 apresenta a variação do valor de ϕ^b em relação ao nível de sucção anterior, ou seja, qual o valor do parâmetro em função da elevação da sucção. Para os ensaios de cisalhamento direto foram determinados os valores de ϕ^b para os intervalos de sucção de 0 a 50; 50 a 100 e 100 a 150. Já para os ensaios triaxiais (critérios de ruptura 1 e 2) os valores de ϕ^b foram determinados para os intervalos de sucção de 0 a 75 e 75 a 100 kPa. Desta forma é possível determinar a influência da *TNL* neste parâmetro.

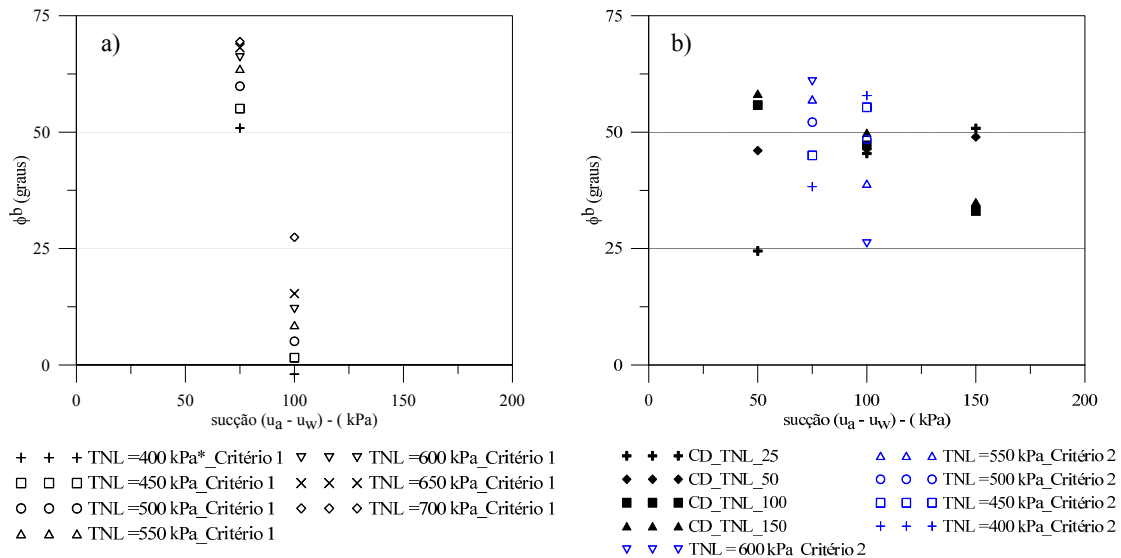


Figura 6.17. Variação de ϕ^b com os intervalos de sucção aplicados aos ensaios triaxiais com sucção controlada (critérios de ruptura 1 e 2) e cisalhamento com sucção controlada (Feuerharmel, 2007). (a) critério de ruptura 1; (b) ensaios cisalhamento direto e critério de ruptura 2.

Em função da variação do parâmetro ϕ^b é possível afirmar que, para os ensaios de cisalhamento com sucção controlada, a *TNL* apresenta certa influência na envoltória de ruptura, entretanto esta não apresentou um padrão de variação que possibilitasse determinar uma justificativa para tal variação.

Observando os valores de ϕ^b para os ensaios executados no equipamento cisalhamento direto, nota-se que até o nível de sucção de 150 kPa estes apresentam pouca variação, mantendo-se próximo de um valor de 50°. A exceção é para o ensaio com *TNL* de 25 kPa (CD_TNL_25) entre sucção de 0 e 50 kPa que apresentou um valor próximo a 25° e os ensaios para a *TNL* de 100 e 150 kPa (CD_TNL_100 e CD_TNL_150) entre sucção de 100 e 150 kPa que apresentam valores próximos a 30°.

Em relação aos ensaios triaxiais, tanto para o critério de ruptura 1 quanto para o critério de ruptura 2, observa-se uma queda nos valores do parâmetro ϕ^b em função do acréscimo da sucção em relação ao nível de sucção anterior. Entre o solo na condição saturado e um nível de sucção de 75 kPa tem-se os maiores valores do parâmetro ϕ^b , o que representa o maior acréscimo de resistência em função da sucção. Aumentando a sucção de 75 para 100 kPa os valores ficam baixos, quase próximos a zero para o critério 1 e entre 25 e 50° para o critério 2, representando que entre este intervalo de sucção ocorre uma diminuição na contribuição da sucção na resistência ao cisalhamento do solo.

Outra maneira de se avaliar o parâmetro ϕ^b e a influência da sucção na resistência ao cisalhamento é comparando-se os diferentes níveis de sucção em relação a condição saturada do Solo AV. Esta avaliação é visualizada na Figura 6.18 com o valor ϕ^b pela variação da sucção. Para os ensaios de cisalhamento direto foram determinados os valores de ϕ^b para os intervalos de sucção de 0 a 50; 0 a 100 e 0 a 150 kPa. Já para os ensaios triaxiais os valores de ϕ^b para os intervalos de sucção de 0 a 75; 0 a 100 e 0 a 150 kPa.

A partir da Figura 6.18 é possível avaliar a magnitude do parâmetro de resistência ao cisalhamento para cada intervalo de sucção a ser utilizado, assim como compará-lo em relação ao ângulo de atrito interno determinado para a condição saturada (Tabela 6.4).

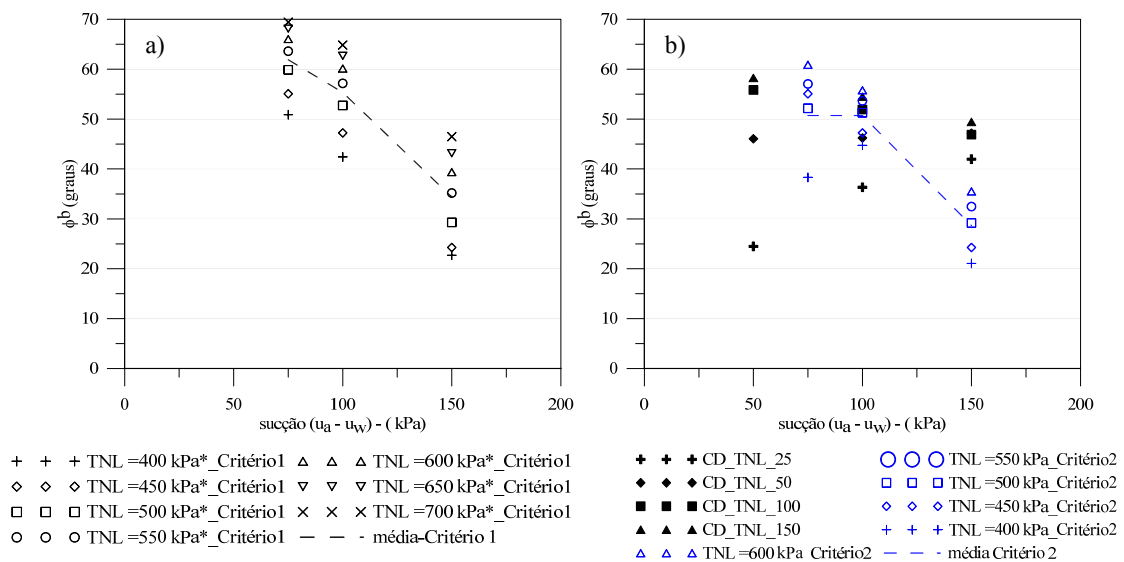


Figura 6.18. Variação de ϕ^b para cada intervalo de sucção aplicados aos ensaios triaxiais (para o critério 1 e critério 2) e cisalhamento com sucção controlada (Feuerharmel, 2007). (a) critério de ruptura 1; (b) ensaios cisalhamento direto e critério de ruptura 2.

O comportamento observado na variação dos valores de ϕ^b na Figura 6.17 é semelhante ao observado na Figura 6.18. Para os ensaios no equipamento de cisalhamento direto com sucção controlada observa-se que a influência da *TNL* no parâmetro ϕ^b vai diminuindo com o acréscimo da sucção.

Para a *TNL* de 25 kPa observa-se um acréscimo de ϕ^b até a sucção de 150 kPa. Para a *TNL* 50 kPa o valor de ϕ^b mantêm-se praticamente constante e para 100 e 150 kPa há uma queda no valor de ϕ^b .

Para os ensaios triaxiais com sucção controlada observa-se uma queda no parâmetro ϕ^b com o acréscimo da sucção (até 150 kPa de sucção), tanto para o critério 1 quanto para o critério 2. A redução no valor de ϕ^b , entre a sucção de 75 kPa e 100 kPa, bem inferior a redução observada entre os níveis de sucção de 100 e 150 kPa.

Na Figura 6.18 fica clara a influência da *TNL* na resistência ao cisalhamento do material na condição não saturada para os resultados dos ensaios triaxiais com sucção controlada, verificada pelo aumento no valor de ϕ^b com o aumento da *TNL*. O valor médio do parâmetro ϕ^b é apresentado na Figura 6.18.

No caso do critério de ruptura 2 para os ensaios triaxiais também nota-se a influência da *TNL*, a qual torna-se mais nítida com o incremento de sucção. A influência é inferior à observada para o critério de ruptura 1.

Os resultados para ambos os equipamentos apresentaram uma queda nos valores de ϕ^b com o aumento do nível de sucção aplicado. A principal diferença entre os resultados obtidos pelos equipamentos foi para os ensaios triaxiais, que evidenciaram uma maior influência da *TNL* no parâmetro ϕ^b .

A Tabela 6.5 apresenta, para os intervalos de sucção avaliados, os valores médios de ϕ^b para os diferentes valores de *TNL*. Já a Tabela 6.6 apresenta os valores de ϕ^b em função das *TNL* para os ensaios triaxiais.

Tabela 6.5. Parâmetro de resistência ao cisalhamento não saturado médio para diferentes intervalos de sucção. Valores calculados para o critério de ruptura 1 e 2.

Remoldados			
Ensaio	Intervalo Sucção	Critério 1	Critério 2
		ϕ^b (°) *	ϕ^b (°) *
Triaxial com sucção controlada	0 - 75	61,9	50,7
	0 - 100	55,3	50,7
	0 - 150	34,4	28,7
Cisalhamento Direto com sucção controlada (Feuerharmmel, 2007)	0 - 50	46,2	-
	0 - 100	47,3	-
	0 - 150	46,4	-

(*) Valores médios

Tabela 6.6. Parâmetro de resistência ao cisalhamento não saturado para *TNL* em diferentes intervalos de sucção. Valores obtidos através das análises para o critério de ruptura 1 e 2.

Remoldados								
Ensaio	Intervalo Sucção	ϕ^b (°) em função da <i>TNL</i> ao final do ensaio - Critério1/Critério2						
		400	450	500	550	600	650	700
Triaxial com sucção controlada	0 - 75	50,9 / 38,3	55,1 / 45,0	59,9 / 52,2	63,6 / 57,1	66,1 / 60,9	68,1 / -	69,5 / -
	0 - 100	43,4 / 44,8	47,2 / 48,1	52,8 / 51,3	57,2 / 53,7	60,2 / 55,8	62,7 / -	64,9 / -
	0 - 150	22,7 / 21,1	24,3 / 25,0	29,3 / 29,2	35,2 / 32,5	39,4 / 35,5	43,2 / -	46,5 / -

As Tabelas 6.5 e 6.6 acabam por confirmar e apresentar numericamente a variação de ϕ^b observado nas Figuras 6.17 e 6.18. A Tabela 6.5 apresenta valores médios e indicam um valor de ϕ^b de aproximadamente 47° para os resultados obtidos pelo equipamento cisalhamento direto.

Nos ensaios triaxiais, a análise foi feita considerando o critério de ruptura 1 e 2. Para o critério 1 observa-se valores de ϕ^b decrescendo de 61,9° a 34,4°, em função do acréscimo do nível de sucção. Já para o critério 2 observa-se entre os níveis de sucção de 0 a 75 e 0 a 100 kPa um valor de ϕ^b de 50,7°. Para o intervalo de sucção de 0 a 150 kPa ocorre uma redução de ϕ^b para 28,7°. Os valores de ϕ^b para o critério 1 são superiores aos obtidos para o critério 2 para todos os intervalos de sucção.

Na Tabela 6.6 é possível observar a variação de ϕ^b em função da *TNL* aplicada, nota-se, tanto para o critério 1 quanto para o critério 2, que o parâmetro ϕ^b aumenta em função do acréscimo da *TNL*, tal comportamento é observado para todos os níveis de sucção.

Comparando os valores de ϕ^b com ϕ' (conforme apresentado na Tabela 6.3) observa-se, que ao contrário do previsto na teoria dos solos não saturados (Fredlund e Rahardjo, 1993) o valor de ϕ^b é superior ϕ' , para os resultados em corpos de prova remoldados obtidos em ambos os equipamentos. Tal condição pode ser confirmada comparando-se os valores da Tabela 6.3 e 6.5. Cabe ressaltar que se considerado o valor de ϕ' para o nível de sucção correspondente, no caso sucção de 150 kPa o valor de ϕ' é superior a ϕ^b .

6.3.2.5. Parâmetro de resistência ao cisalhamento não saturado de ensaios em corpos de prova indeformados

Assim como para os corpos de prova remoldados para os corpos de prova indeformados se avaliou o parâmetro de resistência ao cisalhamento não saturado a partir dos resultados dos ensaios triaxiais com sucção controlada e de cisalhamento direto com sucção controlada (Feuerharmel, 2007).

Para os ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada os resultados são apresentados no plano tensão cisalhante (τ) *versus* sucção, enquanto os ensaios triaxiais com sucção controlada serão apresentados no plano σ_d *versus* sucção.

As envoltórias em termos não saturados obtidos para os ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada são apresentados na Figura 6.19.

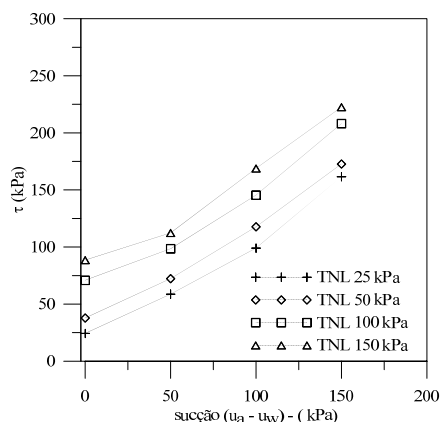


Figura 6.19. Envoltórias de ruptura não saturada para ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada no Solo AV em corpos de prova indeformados (Feuerharmel, 2007).

As envoltórias obtidas por Feuerharmel (2007) apresentam comportamento semelhante independente da *TNL* aplicada. Assim como para os corpos de prova remoldados, nota-se que o acréscimo de sucção reflete-se em acréscimo de resistência para as *TNL* aplicadas.

As envoltórias em termos não saturados obtidos para os ensaios triaxiais com sucção controlada estão apresentadas na Figura 6.20. Os pontos apresentados nesta figuras representam os valores de TNL para o respectivo valor de tensão cisalhante da fase de cisalhamento dos ensaios.

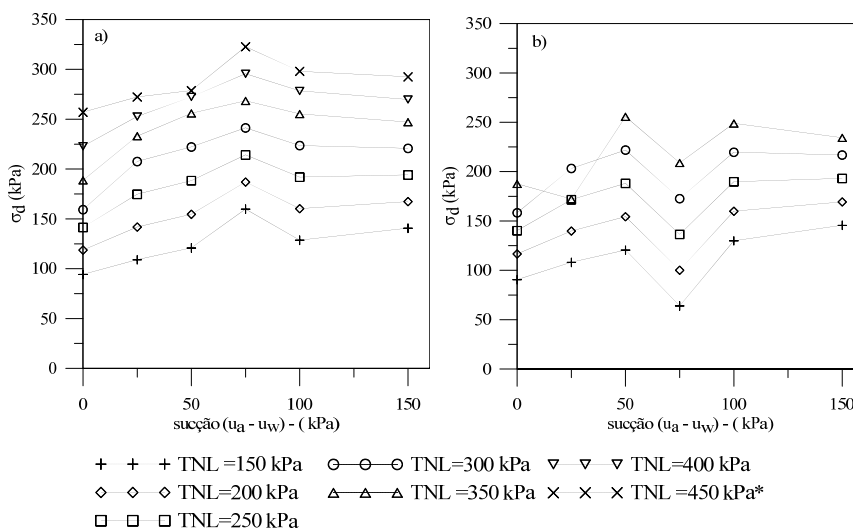


Figura 6.20. Envoltórias de ruptura não saturada para ensaios de triaxiais com sucção controlada no Solo AV em corpos de prova indeformados. (a) Critério de ruptura 1; (b) Critério de ruptura 2.

Observando-se as envoltórias para os ensaios triaxiais apresentadas na Figura 6.20, nota-se que de maneira geral elas apresentam um comportamento similar em função da TNL , com o seu incremento resultando no acréscimo da tensão cisalhante.

Em relação a influência do incremento de sucção na resistência ao cisalhamento nota-se uma variação no comportamento em função do critério de ruptura adotado. As envoltórias para o critério de ruptura 1, Figura 6.20(a), mostram um incremento da resistência em função do acréscimo da sucção, tal comportamento é válido até o nível de sucção de 75 kPa. Nos níveis de sucção de 100 e 150 kPa ocorre uma perda de resistência em relação ao nível de sucção de 75 kPa. Outro ponto observado é a diferença de tensão cisalhante mobilizada entre os níveis de sucção de 100 e 150 kPa, onde para baixos níveis de TNL a sucção de 150 kPa apresenta uma resistência superior a sucção de 100 kPa, já para maiores níveis de TNL esta tendência se inverte.

Em relação ao critério de ruptura 2, Figura 6.20 (b), a grande diferença do comportamento em relação ao critério de ruptura 1 está relacionada ao nível de sucção de 75 kPa. Na consideração do critério de ruptura 2 nota-se uma queda no valor da resistência do nível de

sucção de 50 kPa e 75 kPa. Entretanto, entre o nível de sucção de 75 e 100 kPa ocorre novamente um acréscimo na resistência.

A variação dos valores de ϕ^b em função dos intervalos de sucção avaliados é apresentada na Figura 6.21. A partir desta figura é possível visualizar qual é o valor do parâmetro em função da elevação da sucção. Para os ensaios de cisalhamento direto foram determinados os valores de ϕ^b para os intervalos de sucção de 0 a 50; 50 a 100 e 100 a 150 kPa. Já para os ensaios triaxiais os valores de ϕ^b para os intervalos de sucção de 0 a 25; 25 a 50, 50 a 75; 75 a 100 e 100 a 150 kPa. Desta forma é possível determinar a influência da *TNL* neste parâmetro.

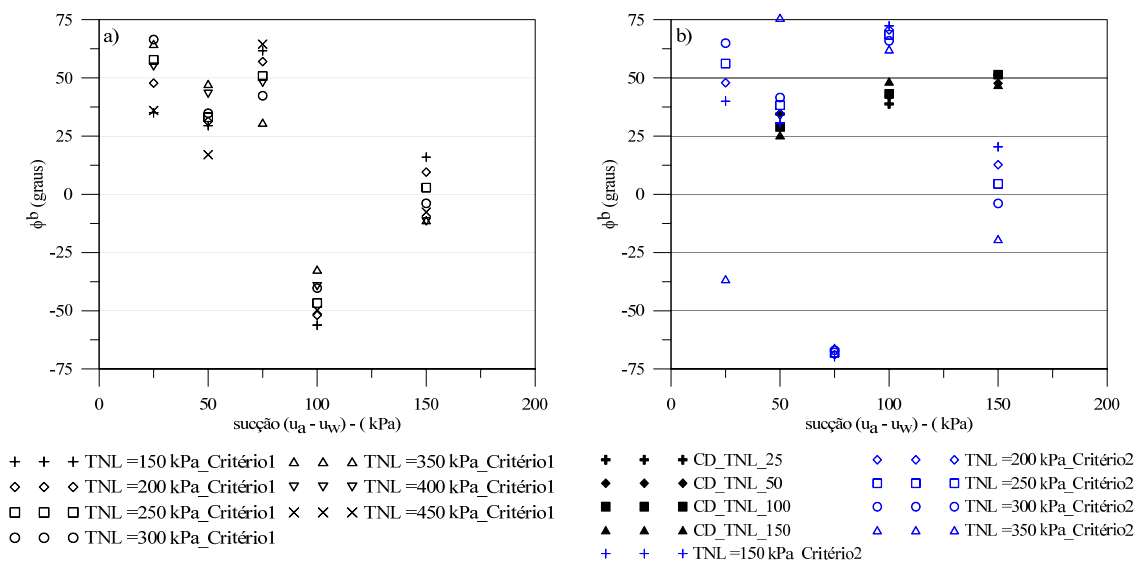


Figura 6.21. Variação de ϕ^b com os intervalos de sucção aplicados aos ensaios triaxiais e cisalhamento com sucção controlada em corpos de prova indeformados (Feuerharmel, 2007). (a) critério de ruptura 1; (b) ensaios cisalhamento direto e critério de ruptura 2.

Para os ensaios de cisalhamento direto nota-se um acréscimo no valor de ϕ^b e conseqüentemente na resistência ao cisalhamento para cada incremento de sucção. Em termos da influência da *TNL*, para o solo indeformado, praticamente não há variações nos valores de ϕ^b , ou seja, para o nível de tensões avaliado a contribuição da sucção na resistência ao cisalhamento não é influenciada pela *TNL* aplicada.

Para os ensaios triaxiais nota-se uma grande variação do comportamento do solo a cada variação no nível de sucção, para ambos os critérios de ruptura avaliados. De maneira geral observa-se um acréscimo na resistência com o incremento do nível de sucção.

A grande diferença em ϕ^b observada entre os critérios de ruptura 1 e 2 ocorre pelo comportamento da resistência ao cisalhamento para o nível de sucção de 75 kPa, onde que para o critério de ruptura 1 observa-se um acréscimo na tensão em relação ao nível de sucção de 50 kPa e para o critério 2 observa-se uma queda na tensão. Para os níveis de sucção de 25, 50 e 150 kPa pode-se dizer que a consideração de ambos os critérios de ruptura resulta em valores dentro da mesma faixa de variação.

Em relação a *TNL* os ensaios triaxiais, para ambos os critérios de ruptura, apresentaram resultados que indicam a influência desta na resistência ao cisalhamento em conjunto com a sucção. De maneira geral o comportamento observado é de um acréscimo no parâmetro não saturado em função do acréscimo da *TNL*.

A exceção é verificada entre os níveis de sucção de 100 e 150 kPa, onde, para o critério 1, nota-se que quanto menor a *TNL* maior é o acréscimo da resistência ao cisalhamento em função da sucção.

A Figura 6.22 apresenta o valor ϕ^b em termos de contribuição da sucção na resistência ao cisalhamento a partir da condição saturada, ou seja, este foi determinado para cada nível de sucção diretamente da condição não saturada.

Para os ensaios de cisalhamento direto foram determinados os valores de ϕ^b para os intervalos de sucção de 0 a 50; 0 a 100 e 0 a 150 kPa. Já para os ensaios triaxiais os valores de ϕ^b para os intervalos de sucção de 0 a 25; 0 a 50, 0 a 75; 0 a 100 e 0 a 150 kPa.

A partir desta figura é possível avaliar a magnitude do parâmetro de resistência ao cisalhamento para cada nível de sucção a ser utilizado, assim como compará-lo em relação ao ângulo de atrito interno determinado para a condição saturada.

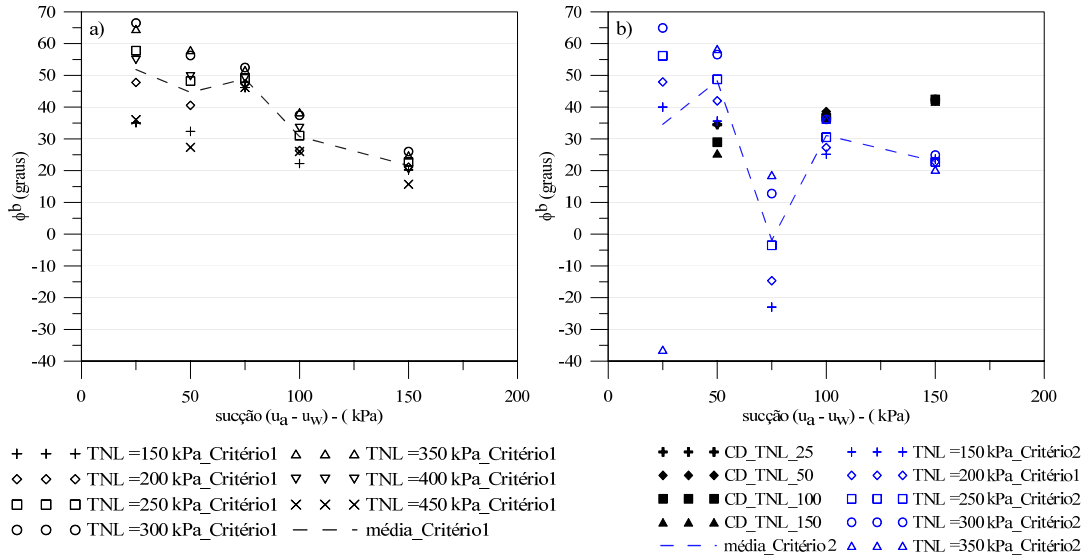


Figura 6.22. Variação de ϕ^b para cada intervalo de sucção aplicados aos ensaios triaxiais e cisalhamento com sucção controlada em corpos de prova indeformados (Feuerharmel, 2007).

Na Figura 6.22 é possível observar comportamento idêntico ao apresentado na Figura 6.21, principalmente para os ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada. Em relação a influência da *TNL* na resistência ao cisalhamento em função do nível de sucção nota-se que para valores acima de 100 kPa ela não é representativa e para o nível de sucção de 50 kPa é pequena.

Já para os ensaios triaxiais, tanto para o critério 1 quanto para o critério 2, observa-se mais claramente a influência da *TNL* na contribuição da sucção em relação ao cisalhamento, esta influência é menor para os níveis de sucção de 100 e 150 kPa.

Também se observa que o acréscimo da sucção reduz a contribuição da mesma na resistência ao cisalhamento, este comportamento é claro para as *TNL* maiores.

Para o critério de ruptura 2 a queda na tensão cisalhante mobilizada verificada na Figura 6.19 (b) para o nível de sucção de 75 kPa se reflete nos baixos valores de ϕ^b verificados na Figura 6.22. De maneira geral, ambos os critérios de ruptura apresentam um comportamento semelhante em termos da variação de ϕ^b .

Os ensaios de cisalhamento direto e triaxial apresentam comportamentos distintos em relação ao parâmetro de resistência ao cisalhamento não saturado. Enquanto os ensaios de cisalhamento executados por Feuerharmel (2007) tem um comportamento praticamente linear

com o a variação da sucção e sem influência da TNL, os ensaios triaxiais mostram resultados que indicaram a influência da TNL no ϕ^b e um comportamento completamente distinto entre os níveis de sucção avaliados.

A Tabela 6.7 apresenta, para os intervalos de sucção avaliados, os valores médios de ϕ^b para os diferentes valores de TNL. Já a Tabela 6.8 apresenta os valores de ϕ^b em função das TNL para os ensaios triaxiais com sucção controlada em corpos de prova indeformados

Tabela 6.7. Parâmetro de resistência ao cisalhamento não saturado médio, para corpos de prova indeformados, para diferentes intervalos de sucção. Valores calculados para o critério de ruptura 1 e 2.

Indeformados			
Ensaio	Intervalo Sucção	Critério 1	Critério 2
		ϕ^b (°) *	ϕ^b (°) *
Triaxial com sucção controlada	0 - 25	51,8	34,6
	0 - 50	44,7	48,3
	0 - 75	48,9	-1,9
	0 - 100	30,7	31,1
	0 - 150	21,6	22,9
Cisalhamento Direto com sucção controlada (Feuerharmmel, 2007)	0 - 50	30,9	-
	0 - 100	37,7	-
	0 - 150	42,0	-

(*) Valores médios

Os valores de ϕ' , obtidos através das envoltórias de resistência não saturada (apresentados na Tabela 6.4), são de aproximadamente 33,0° e 26,6°, para os critério de ruptura 1 e 2 dos ensaios triaxiais e de 27,8° para o ensaio de cisalhamento direto. Comparando estes valores com os valores de ϕ^b para diferentes níveis de sucção (apresentados na Tabela 6.7) nota-se que de maneira geral para ensaios oriundos de ambos equipamentos, os valores de ϕ' são inferiores para todos os níveis de sucção. A exceção ocorre para os ensaios triaxiais nos níveis de sucção de 0 a 100 e 0 a 150 kPa para o critério de ruptura 1 e para os níveis de sucção de 0 a 75 e 0 a 150 kPa para o critério de ruptura 2, que apresentam valores de ϕ' superiores a ϕ^b . Isto ocorre considerando os valores de ϕ' obtidos para os níveis de sucção apresentados na Tabela 6.4.

Tabela 6.8. Parâmetro de resistência ao cisalhamento não saturado para *TNL* em diferentes intervalos de sucção. Valores obtidos através das análises para o critério de ruptura 1 e 2.

Indeformados								
Ensaio	Intervalo Sucção	ϕ^b (°) em função da <i>TNL</i> ao final do ensaio - Critério1/Critério2						
		150	200	250	300	350	400	450
Triaxial com sucção controlada	0 - 25	35,1 / 40,1	47,8 / 47,9	57,8 / 56,2	66,5 / 65,0	64,7 / -36,3	54,9 / -	36,1 / -
	0 - 50	32,4 / 35,6	40,6 / 42,0	48,2 / 48,8	56,3 / 56,6	58,0 / 58,4	49,7 / -	27,4 / -
	0 - 75	46,2 / -22,9	47,4 / -14,6	49,2 / -3,5	52,5 / 12,8	51,7 / 18,7	49,1 / -	46,3 / -
	0 - 100	22,3 / 25,2	26,3 / 27,3	31,1 / 30,6	37,5 / 36,2	38,4 / 36,1	33,5 / -	26,1 / -
	0 - 150	20,2 / 23,7	21,1 / 22,8	22,7 / 22,8	26,1 / 24,9	24,9 / 20,4	20,5 / -	15,7 / -

Na Tabela 6.8 é possível observar a variação dos valores de ϕ^b para os diferentes níveis de *TNL*. Os valores de ϕ^b , para os critérios 1 e 2, são relativamente próximos para todos os intervalos de sucção com a *TNL* variando de 150 a 300 kPa. A exceção é o intervalo de sucção de 0 a 75 onde o critério de ruptura 2 apresenta valores de ϕ^b bem inferiores aos obtidos para o critério de ruptura 1.

6.3.2.6. Influência da moldagem dos corpos de prova (remoldados e indeformados) no parâmetro de resistência ao cisalhamento não saturado.

Comparando os valores de ϕ^b com ϕ' (tanto para os corpos de prova moldados na condição remoldada quanto na indeformada) observa-se, de maneira geral, que ao contrário do previsto na teoria dos solos não saturados (Fredlund e Rahardjo, 1993) o valor de ϕ^b é superior ϕ' , já a baixos níveis de sucção (25 kPa). As exceções foram os resultados, de ensaios triaxiais, comparando diretamente a condição saturada e o nível de sucção de 150 kPa, que apresentou valores de ϕ^b inferiores a ϕ' .

Por um bom período a teoria de solos não saturados afirmava que tal situação não era possível, porém nos últimos anos diversos pesquisadores têm encontrado valores de ϕ^b bem superiores a ϕ' (Fredlund *et al.*, 1978; Abramento e Carvalho, 1989; Drumright, 1989; Abramento e Pinto, 1993; Röhm e Vilar, 1995; Han *et al.*, 1995; Feuerharmel, 2007).

Em relação à influência da *TNL* na resistência ao cisalhamento não saturada os ensaios triaxiais para os corpos de prova remoldados e indeformados apresentam uma clara relação com o aumento da *TNL* resultando em acréscimo da resistência ao cisalhamento. Este

comportamento é constante com o aumento da sucção para os corpos de prova remoldados já para os corpos de indeformados a influência da *TNL* vai diminuindo com o aumento do nível de sucção.

Em relação aos ensaios de cisalhamento direto, há influência da *TNL* para baixos valores de sucção e vai diminuindo com o aumento da sucção. Nos corpos de prova remoldados a influência é mais evidente, sendo menos perceptível nos corpos de prova indeformados. De maneira geral é possível dizer que nos ensaios de cisalhamento direto em corpos de prova indeformados tem a envoltória de resistência ao cisalhamento pouco influenciada pela *TNL*.

6.4. AVALIAÇÃO DOS MÓDULOS

A partir das medidas das deformações diretas, utilizando sensores de efeito Hall, no corpo de prova, foram determinados os valores de módulos de deformabilidade (E) para deformações axiais de até 1% para os ensaios triaxiais. Já para os ensaios *hollow cylinder* foram utilizados mini-LVDT's, acoplados diretamente aos corpos de provas cilíndricos, de onde foi possível determinar alguns valores de módulos cisalhantes.

O item 5.2.1.2 apresentou a variação dos módulos de deformação para cada nível de *TNL*. A Figura 6.23 apresenta todos os resultados obtidos dos ensaios triaxiais com sucção controlada em corpos de prova remoldados.

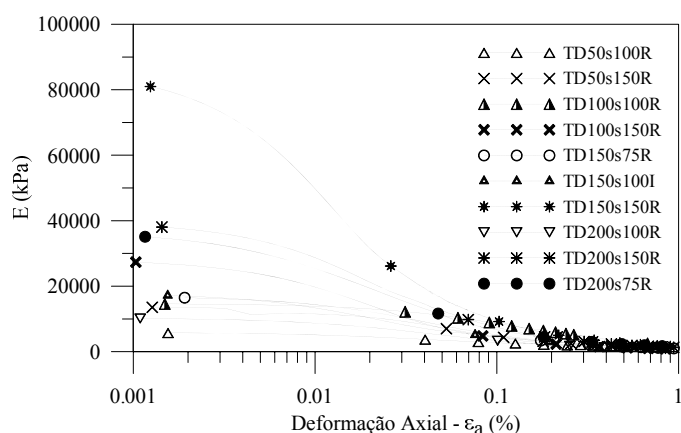


Figura 6.23. Variação do módulo de deformabilidade (E) para deformações axiais iniciais dos ensaios triaxiais com sucção controlada em corpos de prova remoldados.

Observando de maneira geral a Figura 6.23, fica evidente a influência da sucção e da tensão normal líquida nos valores de módulo de deformabilidade (E). Todos os ensaios apresentam uma tendência de convergência a um valor de “ E ” a partir da deformação axial de 0,1% sendo que a 0,3 % todos os ensaios já apresentem o mesmo valor de módulo.

As comparações entre os valores de módulos dos ensaios apresentados na Figura 6.23 são feitas para o valor inicial de deformação axial que encontra-se entre 0,001 e 0,002%. Os extremos apresentados, ensaios TD200s150R e TD50s100R, tem uma variação no valor do módulo da ordem de oito vezes. Entretanto a maioria dos ensaios encontra-se entre 10.000 e 18.000 kPa.

O acréscimo nos valores de módulo de deformabilidade com o incremento da TNL já era esperado. Destaca-se que para o acréscimo no valor de módulo de deformabilidade para a tensão normal líquida de 200 kPa é mais representativa se comparado aos outros níveis de TNL .

Entretanto, para a influência da sucção no módulo de deformabilidade não havia informações prévias para sua estimativa. De acordo com os resultados notou-se que o acréscimo da sucção apresenta um incremento nos valores de módulo de deformabilidade, sendo o nível de sucção de 150 kPa o que apresenta os maiores valores de módulos para todos os níveis de TNL . Avaliando-se os níveis de sucção de 150 e 100 kPa individualmente é possível notar que o acréscimo no módulo de deformabilidade em função do aumento da TNL é praticamente constante, ou seja o aumento no valor do módulo entre a tensão normal líquida de 50 e 100 kPa e entre 100 e 200 kPa é praticamente o mesmo.

Os valores de módulo de deformabilidade encontrados estão dentro da faixa de valores apresentadas na literatura como, por exemplo, apresentado por *GeotechniCAL on the web* (2001) – *website* acessado em outubro 2011 – que apresenta valores de argila sobreadensadas entre 10 e 50 MPa e aos resultados de valores de módulo de deformabilidade apresentados por Leroueil e Hight (2003).

Além da determinação dos módulos de deformabilidade, a utilização de medidores de deformação locais possibilitou a determinação de coeficiente de Poisson para os ensaios triaxiais com sucção controlada. Os valores de coeficiente de Poisson estão apresentados na Figura 6.24.

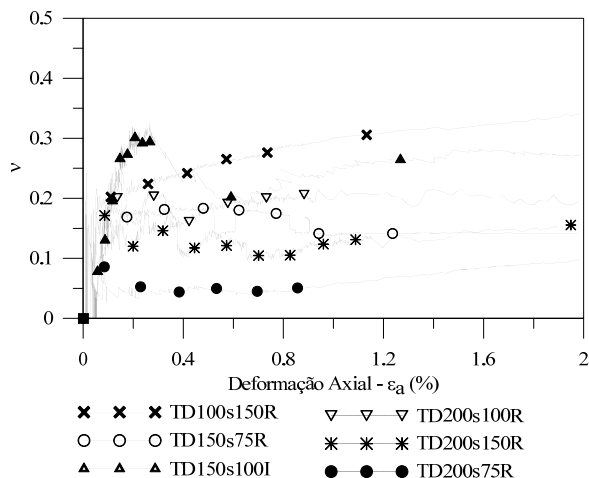


Figura 6.24. Variação do coeficiente de Poisson (ν) para deformações axiais iniciais dos ensaios triaxiais com sucção controlada.

Com a exceção do ensaio TD200s75R que apresentou um valor de coeficiente de Poisson fora do esperado todos os outros ensaios apresentaram valores dentro da faixa típica para solos com a mesma característica do Solo AV. Os valores variaram de 0,05 a 0,3, sendo um valor de coeficiente de Poisson médio próximo a 0,2.

De acordo com Rolo (2003) valores de coeficiente de Poisson podem apresentar certas anomalias devido a erros acarretados por medidas de deformações volumétricas gerais ou externas. Estes erros tipicamente abrangem: (i) não uniformidade ao longo da altura do corpo de prova resultantes de problemas de extremidades; (ii) problemas nos medidores de volume quando a direção do carregamento é invertida; (iii) erros de assentamentos devido a espaços entre o pistão da célula de carga e o cabeçote; (iv) erros de assentamento devido a irregularidades nas extremidades do corpo de prova; (v) erros de desalinhamentos axiais; (vi) erros devido a flexibilidade ou penetração da membrana em relação ao corpo de prova.

Em relação aos ensaios *hollow cylinder*, foram determinados módulos cisalhantes (G) para quatro ensaios (item 5.1.2.3). Estes consistiram de três ensaios drenados e um ensaio não drenado. A Figura 6.25 apresenta a variação valores de G versus γ_{oct} para os ensaios em questão.

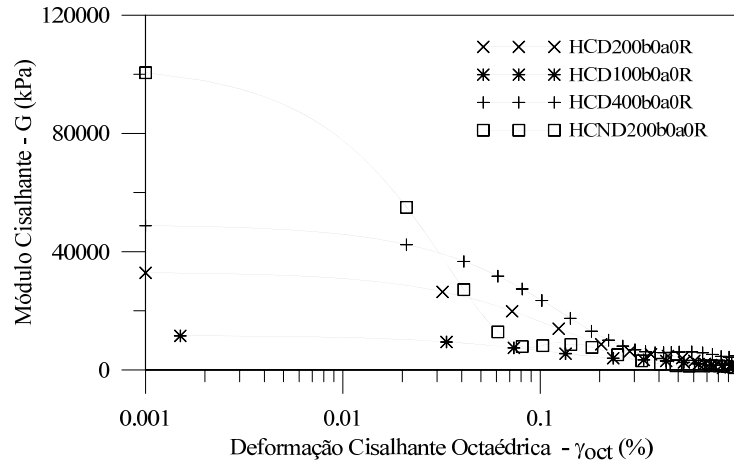


Figura 6.25. Valores de módulo cisalhante (G) versus deformação cisalhante octaédrica (γ_{oct})

Observando-se os valores de G a pequenas deformações (γ_{oct} da ordem de 0,001%) nota-se a clara influência da tensão de confinamento. Esta influência é verificada com o acréscimo nos valores G com o aumento da tensão de confinamento. Para valores de γ_{oct} superiores a 0,3%, o valores de G tendem a convergir para um valor da ordem de 10 MPa para todas as condições de ensaio.

Em função das diferentes trajetórias níveis de tensões e condições de saturação (ensaios não saturados) não é possível uma comparação direta dos valores de módulo de deformabilidade (E) obtidos dos ensaios triaxiais e dos módulos de cisalhantes (G) obtidos dos ensaios *hollow cylinder*. Entretanto, uma análise qualitativa dos valores de módulo indicam que ambos os ensaios apresentam valores dentro da faixa esperada, o que acaba por validar os valores destes módulos para o Solo AV.

Na tentativa de uma avaliação qualitativa dos resultados obtidos foram comparados os valores de G e E para os ensaios *hollow cylinder* com tensão normal efetiva de 100 e 200 kPa e os ensaios triaxiais com sucção controlada com TNL de 100 e 200 e os menores níveis de sucção de 100 e 75 kPa, respectivamente. Foi utilizada a relação isotrópica entre módulos com um coeficiente de Poisson de 0,2. Esta análise demonstrou que os valores de G obtidos pelos ensaios *hollow cylinder*, são da ordem de três vezes superiores aos obtidos pelos módulos de deformabilidade dos ensaios triaxiais. Esta não era a situação esperada tendo em vista que normalmente os valores de E deveriam ser pelo menos 2,2 vezes superiores à G , sem considerar a influência da sucção. A diferença identificada entre os valores está relacionada a

uma série de fatores, sendo os principais, a diferença nos corpos de prova, equipamentos de ensaios, e medidores de deformação local utilizados.

6.5. AVALIAÇÃO DE ANISOTROPIA PELO *HOLLOW CYLINDER*

A partir da variação da inclinação da direção da tensão principal (parâmetro α) e razão das tensões principais (b) é possível identificar se o material avaliado apresenta algum nível de anisotropia. Os resultados principais (curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial) foram apresentados no item 5.1.2.

De acordo com o observado nas curvas tensão *versus* deformação dos ensaios executados no *hollow cylinder*, para diferentes valores de α e b , nota-se que, de maneira geral, as curvas que apresentaram maiores valores de tensão cisalhante octaédrica (ou resistência) foram obtidos para as curvas onde o parâmetro b era igual a zero, ou seja a tensão intermediária principal igual a tensão menor principal.

Para a confirmação e melhor visualização das observações das curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial a Figura 6.26 apresenta a variação da tensão cisalhante octaédrica máxima em função da variação da rotação da direção das tensões principais (α) para os três valores da razão das tensões principais b adotados nesta pesquisa ($b = 0$, $b = 0,5$ e $b = 1$).

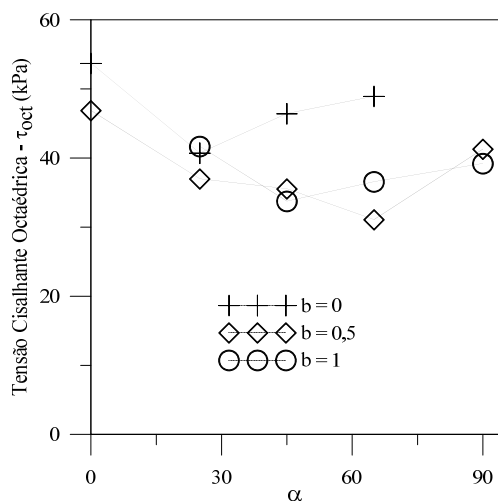


Figura 6.26. Gráfico variação de τ_{oct} *versus* α , para os valores do parâmetro “ b ” utilizados nos ensaios HCA não drenados.

A Figura 6.26 confirma as observações das curvas tensão *versus* deformação, com a curva dos resultados para o parâmetro “ b ” igual a zero apresentando os maiores valores de tensão

cisalhante octaédrica. Todas as condições resultam em queda no valor da tensão cisalhante octaédrica variando o ângulo da direção das tensões principais entre 0° e 25° , os resultados para o parâmetro “ b ” igual a zero apresentaram um acréscimo na resistência entre 25° e 90° . Já para os parâmetros “ b ” igual a 0,5 e 1 observou-se uma queda na tensão cisalhante octaédrica entre 0° e 65° , e um acréscimo entre 65° e 90° , sendo o valor à 90° no mesmo patamar observado para 25° .

De maneira geral os resultados obtidos indicam que quando a tensão intermediária está mais próxima da tensão menor principal obtém-se os maiores valores de resistência. Isto representa a situação dos ensaios triaxiais onde a tensão intermediária principal é igual a tensão menor principal. Desta forma, pode-se dizer que os resultados obtidos para as condições dos ensaios triaxiais apresentam valores de resistência superiores. Cabe ressaltar que esta situação aplica-se para corpos de prova remoldados, moldados da maneira apresentada no item 4.2.1.2.

Com o intuito de melhor visualizar o estado de tensões aos quais os corpos de prova foram submetidos, a partir das cargas axiais e torsionais aplicadas em conjunto, a Figura 6.27 apresenta as trajetórias de tensões efetivas seguidas pelos cinco corpos de prova submetidos aos ensaios HCA, na condição não drenada, com valor de $b = 0,5$ e para valores de rotação da direção das tensões principais (α) variando de 0° a 90° . Estas trajetórias de tensões são plotadas em termos da diferença entre a tensão vertical e a tensão radial ($\sigma_z - \sigma_r$) *versus* a tensão cisalhante $\tau_{\theta z}$.

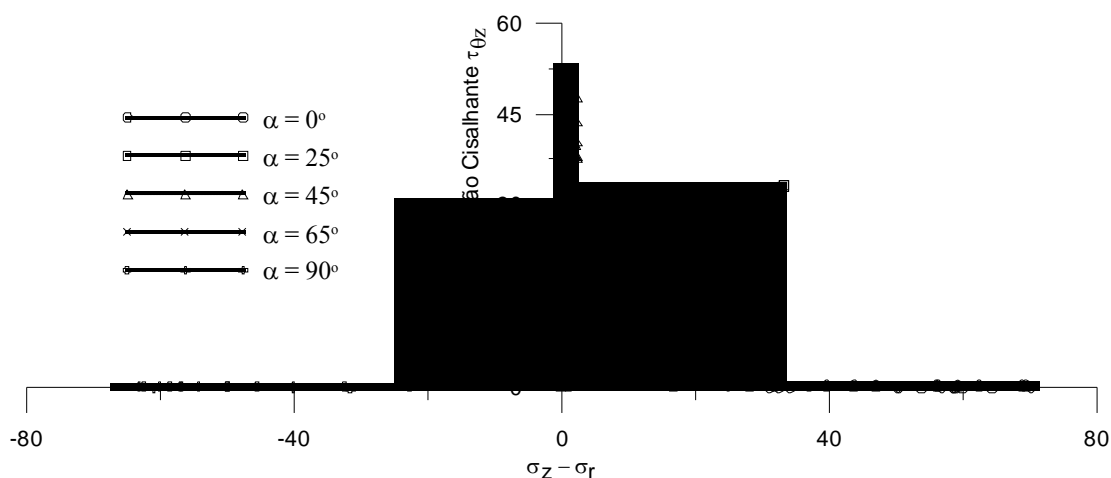


Figura 6.27. Trajetórias de tensões efetivas nos eixos $\tau_{\theta z}$ *versus* $\sigma_r - \sigma_z$ para diferentes direções de rotação das tensões principais.

A primeira observação em relação a Figura 6.27 é que os valores de α mantêm-se praticamente constante durante a fase de cisalhamento. Avaliando-se as trajetórias de tensões plotadas, considerando-se o valor de tensão cisalhante máximo, em conjunto a figura indica claramente um comportamento assimétrico. Esta assimetria entre as trajetórias indica um comportamento anisotrópico do material. Observando-se os valores máximos nas trajetórias de tensões nota-se que conforme a direção das tensões principais vai se afastando da direção normal ao corpo de prova ocorre uma redução nos valores máximos até que a inversão das direções principais ($\alpha = 90^\circ$, ou seja, a tensão maior principal vira a tensão menor principal e vice-versa) observam-se valores superiores as rotações de 25° , 45° e 65° .

Uma das hipóteses para tal comportamento pode estar relacionada ao procedimento de moldagem dos corpos de prova, onde durante este se aplicou uma tensão no mesmo sentido de $\alpha = 0^\circ$ e a tensão de confinamento inicial utilizada na consolidação não tenha sido grande o suficiente para destruir a “estrutura” gerada no corpo de prova pelo procedimento de moldagem.

Dadas as condições de moldagem dos corpos de prova e as condições as quais foram submetidos durante o ensaio pode-se dizer que o material em estudo apresenta, conforme citado por Rolo (2003), uma anisotropia inerente, em função do procedimento de moldagem dos corpos de prova, e uma anisotropia induzida em função da distribuição e reorientação das partículas no decorrer dos processos de aplicação de tensão na execução do ensaio.

Conforme demonstrado pelos resultados dos ensaios *hollow cylinder*, o conhecimento do grau de anisotropia pode ser fundamental na avaliação do comportamento mecânico do material. Outro ponto a ser destacado seria determinar a influência da sucção na variação da inclinação da direção da tensão principal (parâmetro α) e razão das tensões principais (b), supõem-se que a anisotropia poderia diminuir.

7 MODELOS DE PREVISÃO DE COMPORTAMENTO MECÂNICO A PARTIR DA CURVA DE RETENÇÃO

O tempo disponível para obtenção dos resultados é uma das principais razões que impede a Mecânica dos Solos Não Saturados difundir-se no meio prático da engenharia geotécnica. Na tentativa de facilitar a aplicação da Mecânica dos Solos Não Saturados na prática de engenharia geotécnica nas últimas décadas tem se observado pesquisas que buscam ferramentas que possibilitem obter informações (parâmetros e simulação do comportamento) dos solos não saturados de uma maneira mais ágil. A utilização de modelos capaz de prever e avaliar o comportamento mecânico destes materiais é uma destas ferramentas importante para este estudo.

Este capítulo apresenta algumas equações de previsão de comportamento mecânico dos solos a partir da curva de retenção definidas para o solo AV e a comparação do comportamento observado através dos modelos com os resultados obtidos dos ensaios de laboratório. Na sequencia do capítulo é apresentada a proposição de um modelo de ajuste dos resultados obtidos dos ensaios triaxiais com sucção controlada em corpos de prova indeformados e remoldados do solo AV.

7.1 EQUAÇÕES DE PREVISÃO DE COMPORTAMENTO MECÂNICO A PARTIR DA CURVA DE RETENÇÃO

Conforme apresentado anteriormente (item 2.5) há várias equações que possibilitam a previsão do comportamento mecânico do solo a partir da curva de retenção. Neste item serão apresentados quatro métodos aplicados ao Solo AV. Os dados de entrada dos métodos consistem, principalmente, da curva de retenção definida por Feuerharmel (2007), apresentada no item 6.2, e parâmetros de resistência ao cisalhamento saturados. A partir dos modelos de previsão espera-se determinar a variação da resistência ao cisalhamento em função da variação da sucção.

Os resultados obtidos pelos modelos são comparados com os valores de tensão cisalhante mobilizada dos ensaios triaxiais com sucção controlada, considerando-se dois critérios de ruptura distintos. O critério 1 caracteriza-se pela utilização dos valores máximos de tensão cisalhante mobilizada obtidos das curvas tensão cisalhante (σ_d) *versus* deformação axial (ϵ_a),

sendo que para algumas destas curvas aplicou-se uma ajuste hiperbólico para determinação do valor de σ_d constante. O critério de ruptura 2 considera valores de tensão cisalhante mobilizada, σ_d , para uma ε_a de 12%, sendo este o valor a ser utilizado nas análises.

Dos métodos observados definiu-se a aplicação de quatro. Os critérios escolhidos foram: em função da importância histórica do modelo de previsão (Fredlund *et al*, 1996/Vanapalli *et al*, 1996 e Vanapalli *et al*, 1996) e modelos que possibilitem estimar uma envoltória de resistência ao cisalhamento não linear (Bao *et al*, 1998 e Vilar, 2006).

Na sequência cada método é, sucintamente, apresentado (com a respectiva equação de previsão) sendo o resultado comparado com os obtidos dos ensaios de laboratório.

7.1.1. Equação de previsão de Fredlund *et al*. (1996) e Vanapalli *et al* (1996)

O método definido como de Fredlund *et al* (1996) e Vanapalli *et al* (1996) é assim denominado em função da semelhança das equações apresentadas. Esta equação de previsão consiste basicamente na relação da água dentro dos poros do solo (representado pelo parâmetro u_w). Pela equação apresentada este parâmetro está relacionado com o teor de umidade volumétrico normalizado do solo (θ), o qual pode ser substituído na equação pelo grau de saturação (S). Em função da variabilidade dos solos pesquisados os autores acabaram por adotar um parâmetro de ajuste (κ). Este parâmetro foi posteriormente relacionado com o Índice de Plasticidade do material. A Equação 7.1 apresenta o modelo proposto por Vanapalli *et al*. (1996).

$$\tau = c' + [(u_a - u_w) \cdot S^\kappa] \cdot \tan\phi' + (\sigma - u_a) \cdot \tan\phi' \quad (7.1)$$

Onde $\Rightarrow \phi$ - ângulo de atrito interno;

$\Rightarrow c'$ - intercepto coesivo;

$\Rightarrow S$ - grau de saturação;

$\Rightarrow \kappa$ - parâmetro de ajuste;

$\Rightarrow (u_a - u_w)$ - sucção mátrica;

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

As variáveis de tensão apresentadas nesta equação não possibilitam a comparação direta com os resultados obtidos através de ensaios triaxiais com sucção controlada. Desta forma a Equação 7.2 apresenta a equação definida por Vanapalli *et al*. (1996) em termos de variáveis de tensão que possibilitem a comparação dos resultados obtidos pelos ensaios de laboratório. As correlações relacionadas à transformação da equação são apresentadas no item 2.3.4.

$$\sigma_d = \{c' + [(u_a - u_w).S^\kappa].\tan\phi'\}. \cos\phi' + (\sigma - u_a). \operatorname{sen}\phi' \quad (7.2)$$

Com as informações da curva de retenção para solo AV (item 6.2), nas condições remoldadas e indeformadas, aplicou-se a equação 7.2 no plano σ_d versus sucção.

7.1.1.1. Aplicação do modelo de Fredlund *et al.* (1996) e Vanapalli *et al.* (1996) para o solo AV na condição indeformada

Conforme apresentado na equação 7.2 são necessários três parâmetros de entrada, além de S e $(u_a - u_w)$ obtidos através da curva de retenção. Estes são os parâmetros de resistência ao cisalhamento saturado (c' e ϕ') e o parâmetro de ajuste da equação (κ). Nesta pesquisa definiu-se os valores de c' de 17,8 kPa e ϕ' de 33°, para o critério de ruptura 1 e os valores de c' de 29,9 kPa e ϕ' de 26,6°, para o critério de ruptura 2. Já o parâmetro κ foi definido como igual a 2,2 por Feuerharmel (2007).

O resultado obtido pela utilização do modelo de Fredlund *et al.* (1996) e Vanapalli *et al.* (1996) é apresentado na Figura 7.1, assim como os resultados obtidos através dos ensaios triaxiais com sucção controlada.

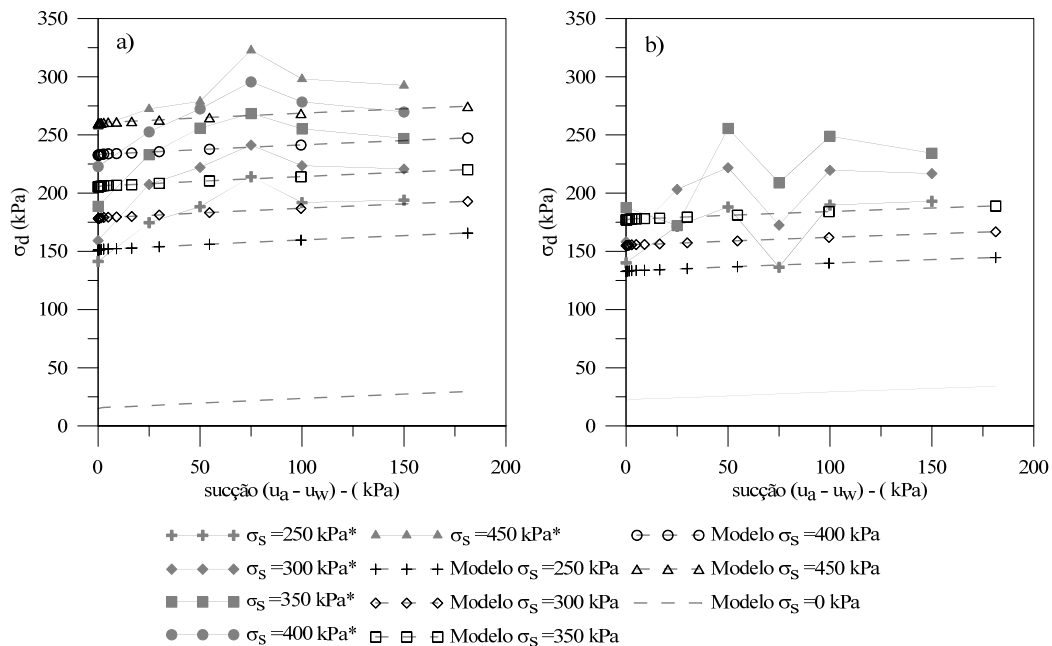


Figura 7.1. Curvas σ_d versus sucção, para os resultados dos ensaios triaxiais com sucção controlada em corpos de prova indeformados e os resultados do modelo de previsão de Fredlund *et al.* (1996) e Vanapalli *et al.* (1996). (*) Pontos obtidos através de ensaios de laboratório. (a) critério de ruptura 1; (b) critério de ruptura 2.

Na Figura 7.1, assim como para as figuras na sequência, observa-se os resultados obtidos através dos ensaios de laboratórios (representados pelos símbolos preenchidos e linha contínua) e o resultado da aplicação do modelo (representado pelas linhas tracejadas). Os símbolos foram utilizados para diferenciar os níveis de tensão normal líquida (TNL). Em relação a capacidade do modelo de previsão de simular o comportamento mecânico do Solo AV, observamos na Figura 7.1 que o mesmo apresenta uma envoltória completamente distinta do comportamento observado nos ensaios de laboratório, para ambos os critérios de ruptura definidos.

Tanto para consideração do critério de ruptura 1 quanto o critério de ruptura 2, Figuras 7.1(a) e 7.1(b), o modelo apresenta uma envoltória com um pequeno acréscimo de σ_d em razão do incremento da sucção. Estes valores são sempre inferiores aos observados para os ensaios de laboratório. Este modelo não consegue representar o comportamento não linear para ambos os critérios de ruptura.

Na Figura 7.2 o modelo é novamente apresentado, para o critério de ruptura 1, porém utilizando um valor de κ que proporcionasse o melhor ajuste possível com os resultados dos ensaios de laboratório. Cabe ressaltar que este procedimento pretende testar a possibilidade de utilização do modelo, sem indicar qualquer justificativa física para a utilização de um valor de κ diferente do indicado anteriormente.

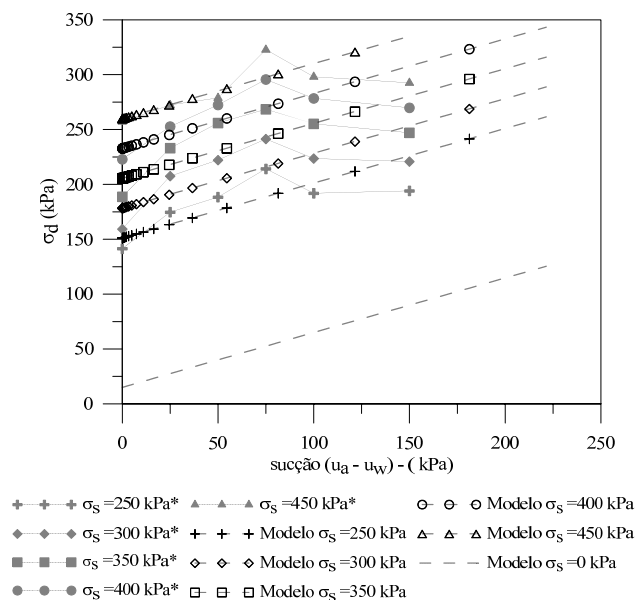


Figura 7.2. Curvas σ_d versus sucção para os resultados dos ensaios triaxiais com sucção controlada em corpos de prova indeformados e os resultados do modelo de previsão de Fredlund *et al* (1996) e Vanapalli *et al* (1996) utilizando um parâmetro que propicie um melhor ajuste. (*) Pontos obtidos através de ensaios de laboratório.

A utilização de um valor do parâmetro κ igual a um (1,0) resultou em uma melhora no ajuste do modelo em relação aos resultados de ensaios, principalmente para uma TNL (σ_s) de 450 kPa, onde a curva do modelo foi coincidente com os pontos de ensaios para os níveis de sucção entre 0 e 50 kPa. Entretanto o modelo representa um comportamento linear, ao contrário do comportamento demonstrado pelos ensaios de laboratório.

Como terceira tentativa de utilização do modelo, considera-se a variação do S dos corpos de prova durante os ensaios triaxiais com sucção controlada, conforme apresentado e discutido no item 6.1.1. e 6.1.2. A Figura 7.3 apresenta o modelo de previsão utilizando o valor de κ com o melhor ajuste (igual a 1,0) e com os valores de S obtidos ao final da fase de consolidação dos ensaios triaxiais.

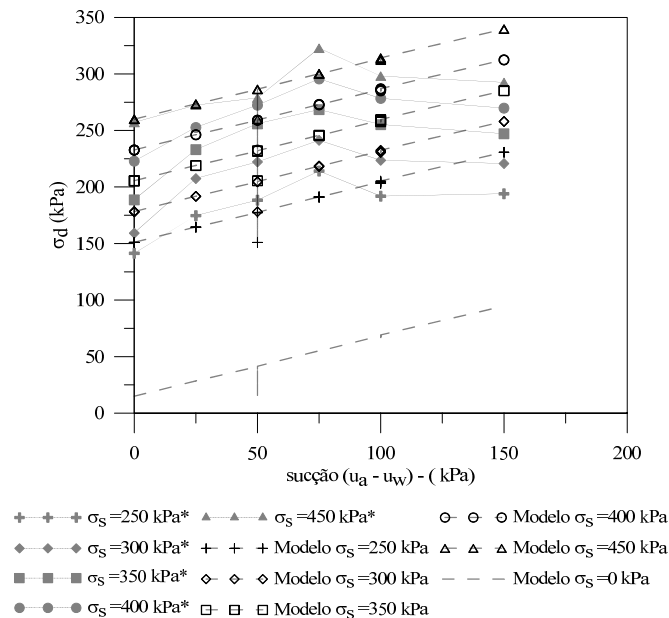


Figura 7.3. Curvas σ_d versus sucção para os resultados dos ensaios triaxiais com sucção controlada em corpos de prova indeformados e o resultados do modelo de previsão de Fredlund *et al* (1996) e Vanapalli *et al* (1996) utilizando dados de saturação obtidos ao final da fase de consolidação dos ensaios triaxiais. (*) Pontos obtidos através de ensaios de laboratório.

A utilização dos valores de S dos corpos de prova ao final da fase de consolidação propiciou ao modelo um acréscimo nos valores de tensão cisalhante mobilizada. Entretanto, por se tratar de um modelo linear o mesmo não é capaz de simular a não linearidade observada nos resultado e o acréscimo de resistência em função do nível de sucção de 75 kPa.

7.1.1.2. Aplicação do modelo de Fredlund *et al.* (1996) e Vanapalli *et al.* (1996) para o solo AV na condição remoldada

Nos resultados obtidos para os ensaios em corpos de prova remoldados utilizaram-se os valores de c' de 15 kPa e ϕ' de 31° , para o critério de ruptura 1 e os valores de c' de 24,6 kPa e ϕ' de $26,3^\circ$, para o critério de ruptura 2. O parâmetro κ foi definido como igual a 2,2 conforme Feuerharmel (2007). A comparação dos pontos obtidos através dos ensaios de laboratório e o ajuste são apresentados na Figura 7.4.

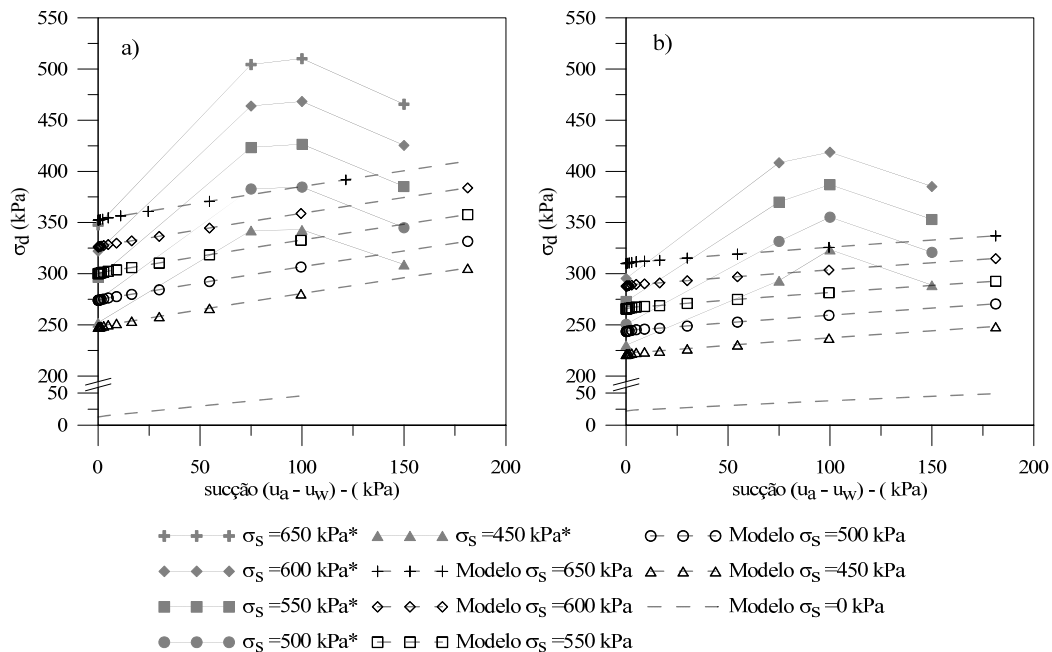


Figura 7.4. Curvas σ_d versus sucção para os resultados dos ensaios triaxiais com sucção controlada em corpos de prova remoldados e o resultados do modelo de previsão de Fredlund *et al.* (1996) e Vanapalli *et al.* (1996). (*) Pontos obtidos através de ensaios em laboratório. (a) critério de ruptura 1; (b) critério de ruptura 2.

A Figura 7.4 apresenta os resultados dos ensaios de laboratório, considerando os critérios de ruptura 1 e 2, obtidos de ensaios de laboratório em corpos de prova remoldados, assim como as envoltória definidas a partir do modelo de previsão de Fredlund *et al.* (1996) e Vanapalli *et al.* (1996) a partir da curva de retenção. De acordo com o observado o modelo de previsão não é capaz de representar os resultados obtidos através dos ensaios de laboratório, tanto para o critério de ruptura 1 quanto para o critério de ruptura 2. O modelo não possibilita a simulação do comportamento não linear da envoltória observado nos resultados dos ensaios de laboratório.

Na Figura 7.5 o modelo é novamente representado utilizando um valor de parâmetro κ que proporcionasse o melhor ajuste possível entre os resultados do modelo e de laboratório considerando o critério de ruptura 1.

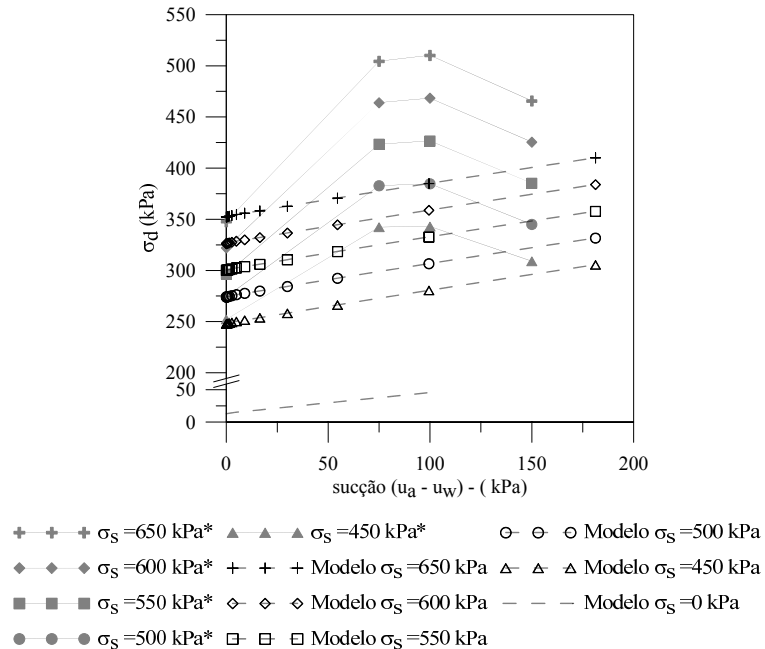


Figura 7.5. Curvas σ_d versus sucção para os resultados dos ensaios triaxiais com sucção controlada em corpos de prova remoldados e o resultados do modelo de previsão de Fredlund *et al* (1996) e Vanapalli *et al* (1996) utilizando um parâmetro que propicie um melhor ajuste. (*) Pontos obtidos através de ensaios em laboratório.

Esta consideração resultou em uma pequena melhora no modelo de previsão. Porém, o modelo de previsão demonstrou não ter capacidade de representar o comportamento não linear do solo AV, como observado nos resultados dos ensaios de laboratório.

Para a condição remoldada, a consideração da variação do S dos corpos de prova durante os ensaios triaxiais com sucção controlada resultou no mesmo comportamento observado para as Figura 7.4 e 7.5, ou seja, o modelo de previsão não consegue ajustar-se aos pontos dos ensaios.

7.1.2. Equação de previsão de Vanapalli *et al* (1996)

O método apresentado neste item como Vanapalli *et al* (1996) é baseado nos mesmos princípios da equação definida por Fredlund *et al* (1996) e Vanapalli *et al* (1996), onde avalia-se a relação da água dentro dos poros da massa de solo (representado pelo parâmetro a_w). A

principal diferença entre as equações é a inexistência do parâmetro de ajuste, e a consideração do grau de saturação residual (S_r) do material, o qual é obtido pela curva de retenção do material. A Equação 7.3 apresenta o modelo proposto por Vanapalli *et al.* (1996).

$$\tau = c' + \left[(u_a - u_w) \cdot \left(\frac{S - S_r}{S_s - S_r} \right) \right] \cdot \tan\phi' + (\sigma - u_a) \cdot \tan\phi' \quad (7.3)$$

Onde $\Rightarrow \phi$ - ângulo de atrito interno;
 $\Rightarrow c'$ - intercepto coesivo;
 $\Rightarrow S$ - grau de saturação;
 $\Rightarrow S_r$ - grau de saturação residual;
 $\Rightarrow S_s$ - grau de saturação máximo (100%);
 $\Rightarrow (u_a - u_w)$ - sucção mátrica;
 $\Rightarrow (\sigma - u_a)$ - tensão normal líquida;

A equação 7.3 é apresentada através da equação 7.4 de tal forma que possibilite a comparação dos resultados obtidos pelos ensaios de laboratório. As considerações relacionadas a transformação da equação são apresentadas no item 2.3.4.

$$\sigma_d = \left\{ c' + \left[(u_a - u_w) \cdot \left(\frac{S - S_r}{S_s - S_r} \right) \right] \cdot \tan\phi' \right\} \cdot \cos\phi' + (\sigma - u_a) \cdot \text{sen}\phi' \quad (7.4)$$

A partir das informações da curva de retenção do solo AV (item 6.2), aplicou-se a equação 7.4, no plano σ_d versus sucção para as condições de moldagem remoldadas e indeformadas, dos corpos de prova do Solo AV.

7.1.2.1. Aplicação do modelo Vanapalli *et al.* (1996) para o solo AV na condição indeformada

Para a aplicação da equação 7.4 necessita-se dos parâmetros de resistência ao cisalhamento saturado (c' de 17,8 kPa e ϕ' de 33°, para o critério de ruptura 1 e c' de 29,9 kPa e ϕ' de 26,6°, para o critério de ruptura 2) e o valor do S_r definido a partir do ajuste da curva de retenção para o material. O valor de S_r para a condição indeformada é 6 %. O resultado da aplicação do modelo de Vanapalli *et al.* (1996) está apresentado, em conjunto com os resultados dos ensaios de laboratório na Figura 7.6.

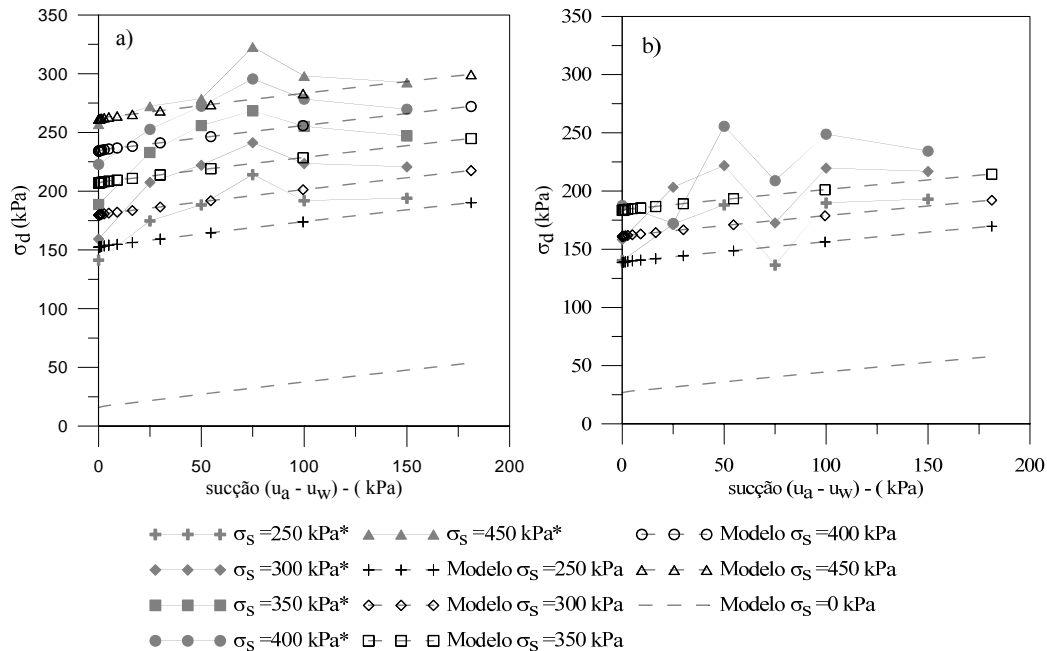


Figura 7.6. Curvas σ_d versus sucção para os resultados dos ensaios triaxiais com sucção controlada em corpos de prova indeformados e o resultados do modelo de previsão de Vanapalli *et al* (1996). (*) Pontos obtidos através de ensaios em laboratório. (a) critério de ruptura 1; (b) critério de ruptura 2.

Considerando o critério de ruptura 1, o modelo apresentado na Figura 7.6 (a) ajustou, para a *TNL* de 450 kPa, quatro pontos dos seis obtidos para os ensaios de laboratório. Para as *TNL* inferiores o modelo não apresentou um bom ajuste. Para o critério de ruptura 2, o modelo apresentado na Figura 7.6 (b) não se ajustou aos resultados dos ensaios de laboratório, mesmo desconsiderando a queda nos valores de resistência para a sucção de 75 kPa.

Em ambos os critérios de ruptura, na condição saturada o modelo apresentou valores de resistência ligeiramente superiores aos resultados dos ensaios de laboratório. O modelo não conseguiu simular a não linearidade observada nos resultados dos ensaios de laboratório e, conseqüentemente, nem o pico de resistência para a sucção de 75 kPa observado para a envoltória definida para o critério de ruptura 1.

O modelo de Vanapali *et al.* (1996) foi avaliado considerando-se os valores do S dos corpos de prova ao final da fase de consolidação dos ensaios triaxiais com sucção controlada, ao invés dos valores de S obtidos pela curva de retenção. O resultado desta simulação é apresentado na Figura 7.7.

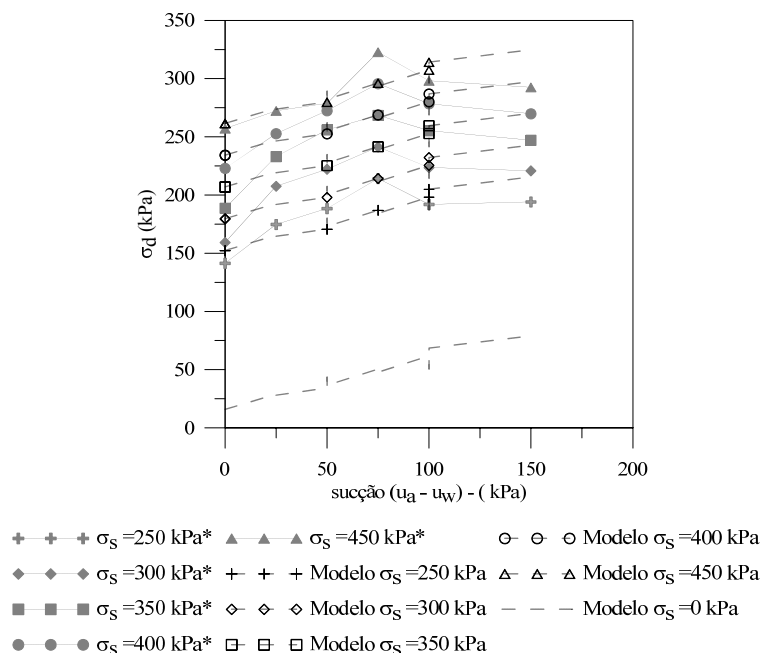


Figura 7.7. Curvas σ_d versus sucção para os resultados dos ensaios triaxiais com sucção controlada em corpos de prova indeformados e o resultados do modelo de previsão de Vanapalli *et al* (1996) utilizando dados de saturação obtidos ao final da fase de consolidação dos ensaios triaxiais. (*) Pontos obtidos através de ensaios de laboratório.

A utilização dos valores de grau de saturação dos corpos de prova dos ensaios triaxiais acarretou em um melhor ajuste do modelo. Porém, sem simular o acréscimo de resistência (pico) observado para o nível de sucção de 75 kPa. Novamente para a maior *TNL* ocorreu o melhor ajuste do modelo.

7.1.2.2. Aplicação do modelo Vanapalli *et al.* (1996) para o solo AV na condição remoldada

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento considerados para a condição remoldada são valores de c' de 15 kPa e ϕ' de 31°, para o critério de ruptura 1 e c' de 24,6 kPa e ϕ' de 26,3°, para o critério de ruptura 2. O valor do grau de S_r , definido a partir do ajuste da curva de retenção para o material é 10%. O resultado da aplicação do modelo de Vanapalli *et al.* (1996), a partir da equação 7.4, está apresentado, em conjunto com os resultados dos ensaios de laboratório na Figura 7.8.

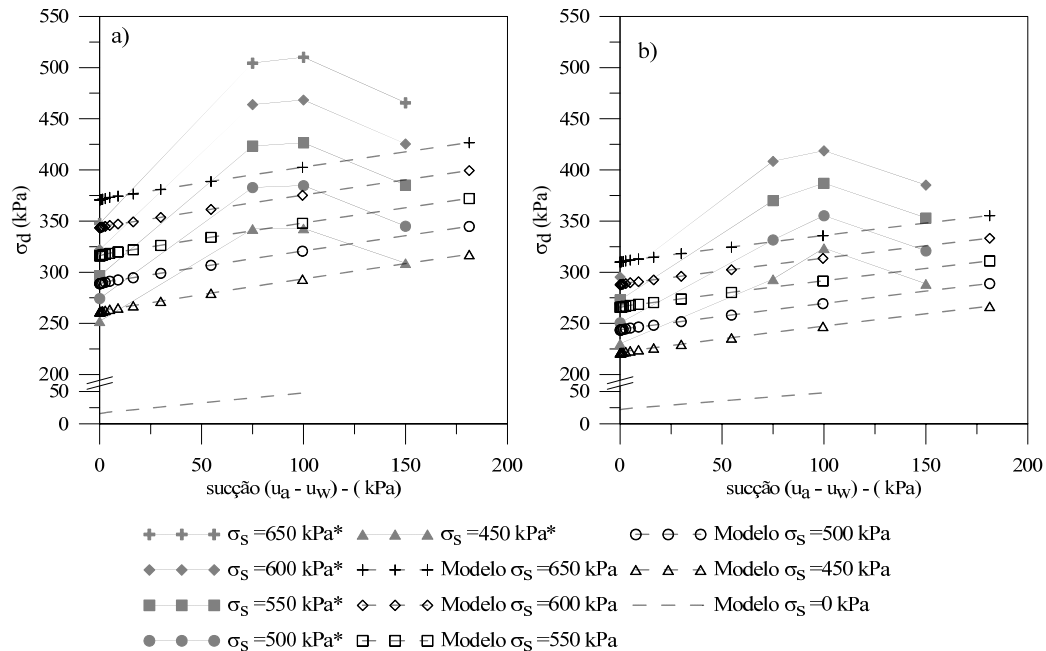


Figura 7.8. Curvas σ_d versus sucção para os resultados dos ensaios triaxiais com sucção controlada em corpos de prova remoldados e o resultados do modelo de previsão de Vanapalli *et al* (1996). (*) Pontos obtidos através de ensaios em laboratório. (a) critério de ruptura 1; (b) critério de ruptura 2.

De acordo com o verificado na Figura 7.8, tanto para o critério de ruptura 1 quanto o 2 o modelo de previsão não ajusta-se aos resultados obtidos nos ensaios de laboratório. O modelo apresentou uma envoltória linear, não representando a não linearidade observada nos resultados de ensaios de laboratório, e resulta em valores de tensão cisalhante mobilizada inferiores aos obtidos dos ensaios de laboratório.

Para o modelo de Vanapali *et al.* (1996) também aplicou-se ao modelo os valores do S dos corpos de prova ao final da fase de consolidação dos ensaios triaxiais com sucção controlada. Entretanto, o modelo de previsão não apresentou uma melhora no ajuste com os resultados de laboratório.

7.1.3. Equação de previsão de Bao *et al.* (1998)

O método apresentado neste item como Bao *et al* (1998) leva em consideração a variação linear da curva de retenção na zona de transição. A equação se caracteriza, além dos parâmetros de resistência ao cisalhamento saturado (c' e ϕ'), pela utilização de dois parâmetros relacionados com a distribuição de tamanho de poros, sendo eles ζ e ξ . Estes representam, respectivamente, a inclinação da curva de retenção na zona de transição e a

intersecção da parte linear da curva de retenção com o eixo das abscissas. A Equação 7.5 apresenta o modelo proposto por Bao *et al.* (1998).

$$\tau = c' + [\xi - \zeta \cdot \log(u_a - u_w)] \cdot \tan\phi' + (\sigma - u_a) \cdot \tan\phi' \quad (7.5)$$

$$\xi = \frac{\log(u_a - u_w)_r}{\log(u_a - u_w)_r - \log(u_a - u_w)_b} \quad (7.6)$$

$$\zeta = \frac{1}{\log(u_a - u_w)_r - \log(u_a - u_w)_b} \quad (7.7)$$

Onde $\Rightarrow \phi$ - ângulo de atrito interno;
 $\Rightarrow c'$ - intercepto coesivo;
 $\Rightarrow (u_a - u_w)$ - sucção mátrica;
 $\Rightarrow (u_a - u_w)_r$ - sucção mátrica residual;
 $\Rightarrow (u_a - u_w)_b$ - valor de entrada de ar;
 $\Rightarrow (\sigma - u_a)$ - tensão normal líquida;

A equação 7.5 é apresentada através da equação 7.8 de tal forma que possibilite a comparação dos resultados obtidos pelos ensaios de laboratório. As considerações relacionadas a transformação da equação são apresentadas no item 2.3.4.

$$\sigma_d = \{c' + [\xi - \zeta \cdot \log(u_a - u_w)] \cdot \tan\phi'\} \cdot \cos\phi' + (\sigma - u_a) \cdot \sin\phi' \quad (7.8)$$

Com as informações da curva de retenção para solo AV, nas condições remoldadas e indeformadas, aplicou-se a equação 7.8 no plano σ_d versus sucção.

7.1.3.1. Aplicação do modelo de Bao *et al.* (1998) para o solo AV na condição indeformada

Além dos parâmetros de resistência ao cisalhamento saturados (c' de 17,8 kPa e ϕ' de 33°, para o critério de ruptura 1 e c' de 29,9 kPa ϕ' de 26,6°, para o critério de ruptura 2) este modelo necessita dos valores de entrada de ar (VEA) e de Sr da curva de retenção. Tendo em vista que a curva de retenção para o Solo AV apresenta um formato bimodal há dois valores de entrada de ar e de sucção residual. O primeiro VEA e Sr são 2 e 12 kPa, respectivamente. O segundo VEA e Sr são de 2.600 e 40.000 kPa, respectivamente.

O resultado obtido pela utilização do modelo de Bao *et al* (1998) é apresentado na Figura 7.9, assim como os resultados obtidos através dos ensaios triaxiais com sucção controlada executados nos corpos de prova.

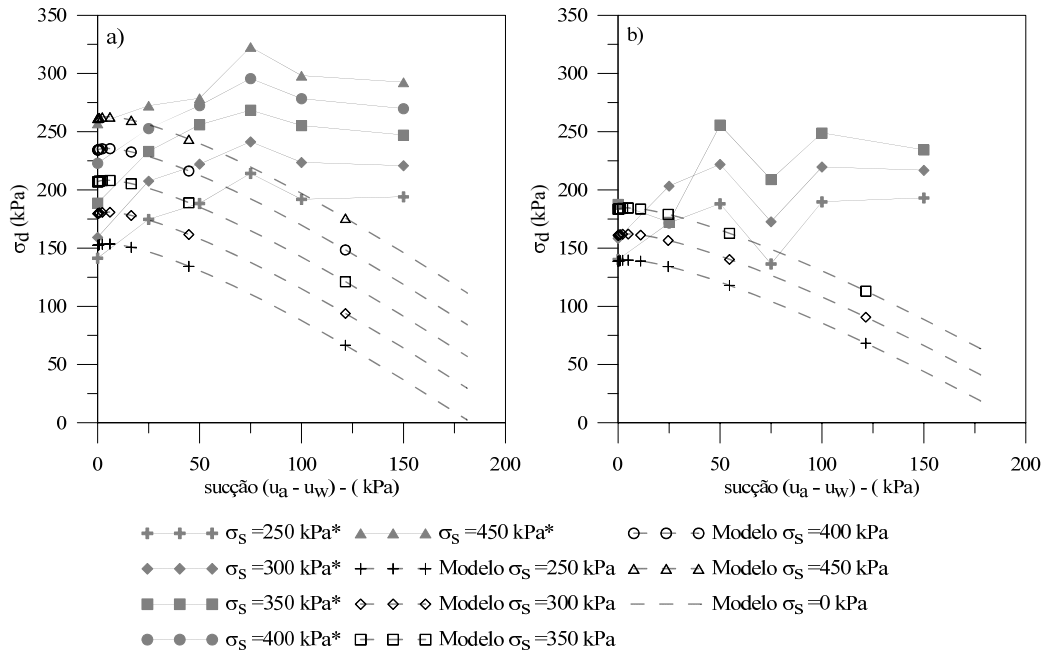


Figura 7.9. Curvas σ_d versus sucção para os resultados dos ensaios triaxiais com sucção controlada em corpos de prova indeformados e o resultados do modelo de previsão de Bao *et al* (1998) com o primeiro valor de entrada de ar e sucção residual. (*) Pontos obtidos através de ensaios de laboratório. (a) critério de ruptura 1; (b) critério de ruptura 2.

Na Figura 7.9 observa-se o resultado do modelo obtido a partir da utilização do primeiro *VEA* e *Sr*, representando a desaturação dos microporos do solo AV. As curvas apresentam uma queda brusca na tensão cisalhante com o aumento no nível de sucção, evidenciando para esta condição um comportamento completamente distinto dos resultados dos ensaios de laboratório para ambos os critérios de ruptura considerados.

A Figura 7.10 apresenta o resultado apresentado pelo modelo de previsão considerando-se como o segundo *VEA* e *Sr* para o solo AV, representando a desaturação dos macroporos do Solo AV.

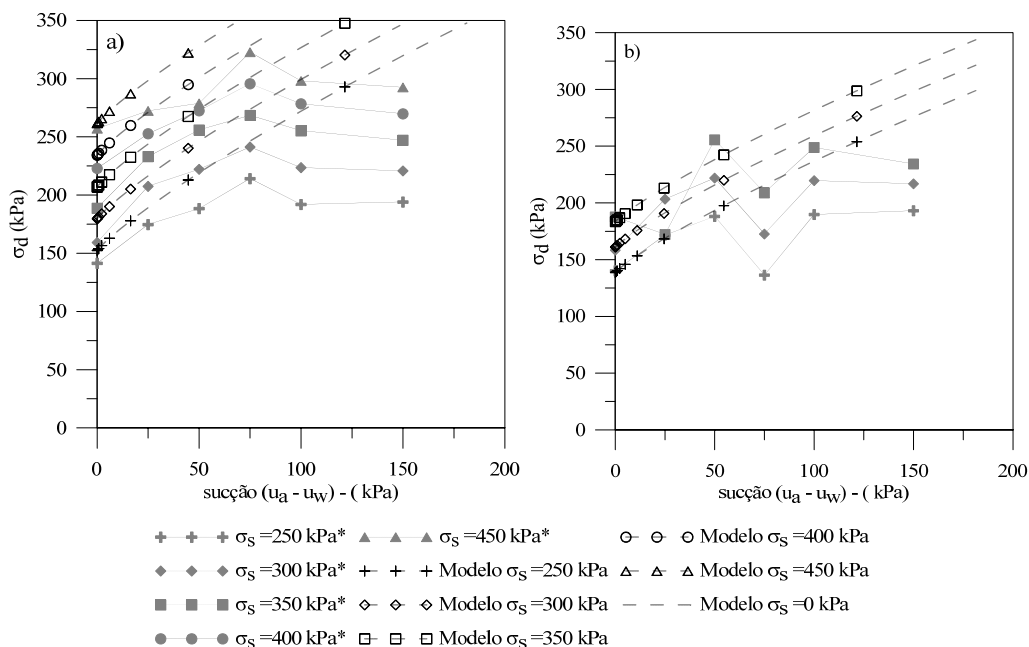


Figura 7.10. Curvas σ_d versus sucção para os resultados dos ensaios triaxiais com sucção controlada em corpos de prova indeformados e o resultados do modelo de previsão de Bao *et al* (1998) com o segundo valor de entrada de ar e sucção residual. (*) Pontos obtidos através de ensaios de laboratório. (a) critério de ruptura 1; (b) critério de ruptura 2.

A consideração do segundo *VEA* e *Sr* no modelo de previsão resultou em envoltórias de resistência ao cisalhamento superiores às envoltórias dos resultados obtidos a partir dos ensaios de laboratório. Para o critérios de ruptura 1, Figura 7.11(a) a envoltória do modelo se aproxima aos valores dos ensaios de laboratório para a condição saturada e para o nível de sucção de 25 kPa. Já para o critério de ruptura 2, Figura 7.11(b) nota-se um ajuste um pouco melhor, para o nível de sucção de até 50 kPa. Mesmo a consideração o segundo *VEA* e *Sr* para o solo AV (2.600 e 40.000 kPa, respectivamente) o modelo não simulou a estabilização nos valores de resistência observada para os níveis de sucção de 100 e 150 kPa nem a não linearidade observada nos resultados dos obtidos pelos ensaios de laboratório.

O modelo de Bao *et al.* (1998) tem como característica a possibilidade de prever um comportamento não linear, em função da sua forma curvilínea. Por esta razão o mesmo foi plotado com valores de *VEA* e *Sr* que apresentassem o melhor ajuste quando comparados com os valores dos ensaios de laboratório. Esta comparação é apresentada na Figura 7.11. Cabe ressaltar que este procedimento pretende simular a pontencialidade do modelo em ajustar os dados do solo AV, ou seja, os valores utilizados como *VEA* e *Sr* não estão relacionados com a curva de retenção do solo AV.

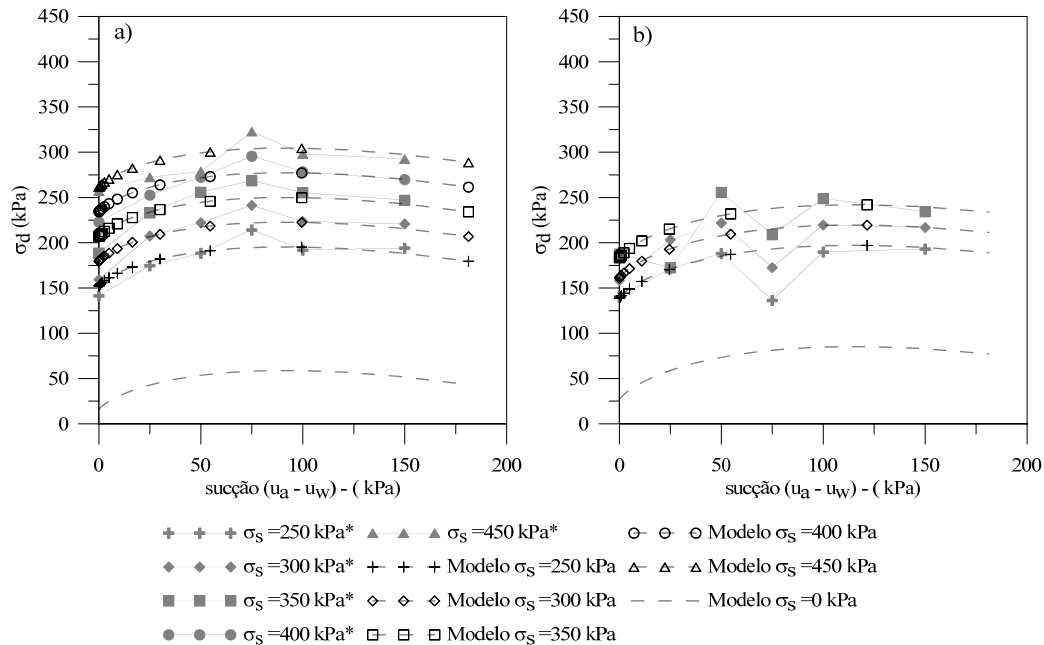


Figura 7.11. Curvas σ_d versus sucção para os resultados dos ensaios triaxiais com sucção controlada em corpos de prova indeformados e o resultados do modelo de previsão de Bao *et al* (1998) com os valores de entrada de ar e sucção residual que apresentam o melhor ajustes aos ensaios de laboratório. (*) Pontos obtidos através de ensaios de laboratório. (a) critério de ruptura 1; (b) critério de ruptura 2.

Os valores que melhor se ajustaram o modelo de Bao *et al.* (1998) foram, para o critério de ruptura 1: VEA de 78 kPa e Sr de 250 kPa; e para o critério de ruptura 2: VEA de 130 kPa e Sr de 313 kPa. Estes valores foram determinados a partir do método dos mínimos quadrados em função da diferença dos valores dos ensaios de laboratório e do modelo de previsão.

Comparando-se as envoltórias da Figura 7.11 nota-se que o modelo apresentou um bom ajuste comparado com os pontos dos ensaios de laboratório para ambos os critérios de ruptura. O formato curvilíneo da envoltória do modelo acabou por representar razoavelmente a não linearidade observada para o solo AV. Entretanto, o modelo não foi capaz de representar o pico de tensão cisalhante observado nos ensaios de laboratório para o nível de sucção de 75 kPa observado no critério 1 e a queda na resistência observada no nível de sucção de 75 kPa para o critério 2.

7.1.3.2. Aplicação do modelo de Bao *et al.* (1998) para o solo AV na condição remoldada

Para a condição remoldada os parâmetros de resistência ao cisalhamento considerados são valores de c' de 15 kPa e ϕ' de 31° , para o critério de ruptura 1; e valores de c' de 24,6 kPa e ϕ'

de 26,3°, para o critério de ruptura 2 utilizou-se os dois valores de entrada de ar e de sucção residual. O primeiro VEA e Sr são 4,5 e 13 kPa, respectivamente. O segundo VEA e Sr são de 750 e 51.000 kPa, respectivamente.

O resultado obtido pela utilização do modelo de previsão de Bao *et al* (1998) para o primeiro VEA e Sr é apresentado na Figura 7.12, assim como os resultados obtidos através dos ensaios triaxiais com sucção controlada executados nos corpos de prova remoldados.

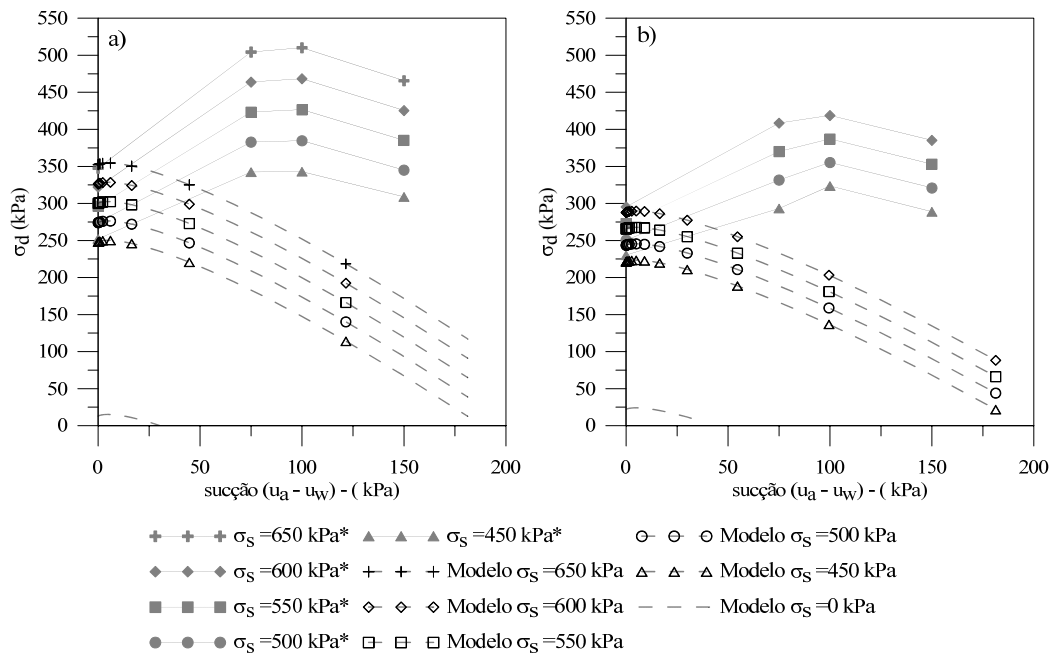


Figura 7.12. Curvas σ_d versus sucção para os resultados dos ensaios triaxiais com sucção controlada em corpos de prova remoldados e o resultados do modelo de previsão de Bao *et al* (1998) com o primeiro valor de entrada de ar e sucção residual. (*) Pontos obtidos através de ensaios de laboratório. (a) critério de ruptura 1; (b) critério de ruptura 2.

A Figura 7.12 apresenta o resultado do modelo obtido a partir da utilização do primeiro VEA e Sr , o qual apresenta uma queda brusca na tensão cisalhante mobilizada com o acréscimo da sucção. Ou seja, o modelo não representa os resultados obtidos através dos ensaios de laboratório.

Na Figura 7.13 utilizou-se o modelo previsão considerando como valores de entrada os segundo VEA e Sr para o solo AV.

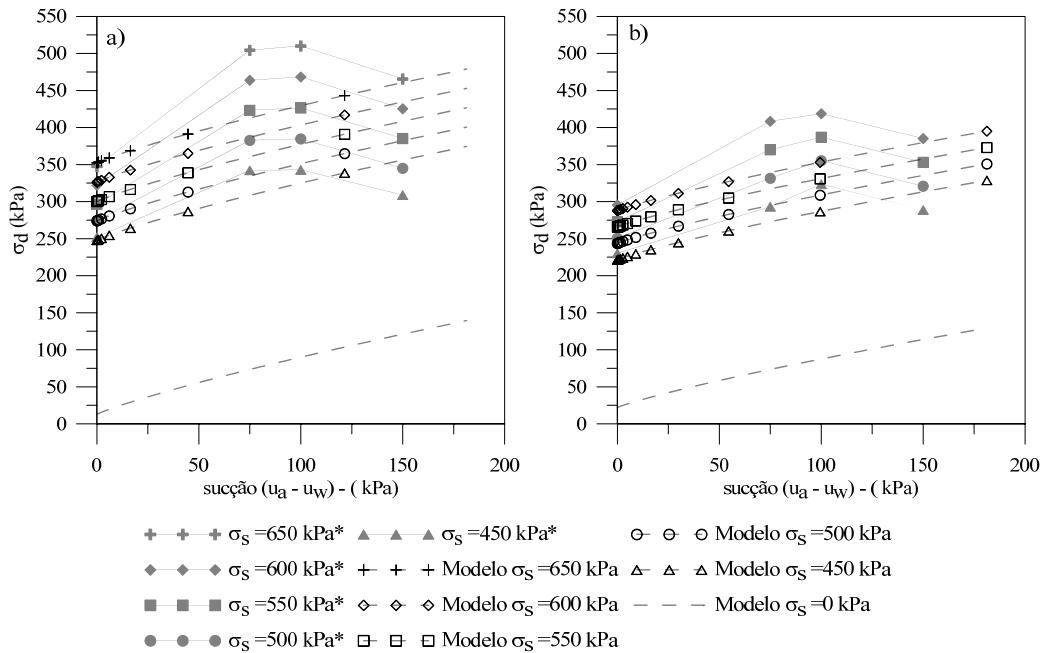


Figura 7.13. Curvas σ_d versus sucção para os resultados dos ensaios triaxiais com sucção controlada em corpos de prova remoldados e o resultados do modelo de previsão de Bao *et al* (1998) com o segundo valor de entrada de ar e sucção residual. (*) Pontos obtidos através de ensaios de laboratório. (a) critério de ruptura 1; (b) critério de ruptura 2.

A consideração do segundo valor de entrada de ar e da sucção residual no modelo, apresentados na Figura 7.13, resultou em envoltórias praticamente lineares e crescentes, sem ajustar-se a aos pontos dos ensaios de laboratório nem representar a bilinearidade observado nas envoltórias.

Da mesma forma que para a condição indeformada, para a condição remoldada o modelo de Bao *et al.* (1998) foi plotado com valores de VEA e Sr que apresentassem o melhor ajuste quando comparados com os valores dos ensaios de laboratório. Esta comparação é apresentada na Figura 7.14.

Cabe ressaltar que este procedimento pretende testar a possibilidade de utilização do modelo, sem indicar qualquer justificativa física para a utilização de valores diferentes dos indicados pelo modelo.

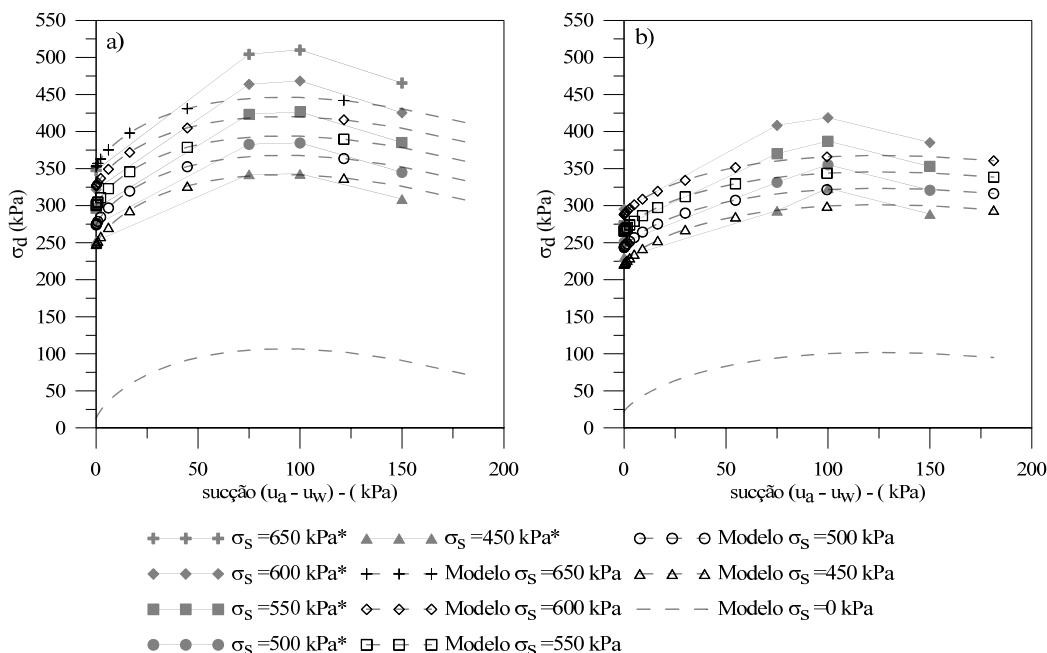


Figura 7.14. Curvas σ_d versus sucção para os resultados dos ensaios triaxiais com sucção controlada em corpos de prova remoldados e o resultados do modelo de previsão de Bao *et al* (1998) com os valores de entrada de ar e sucção residual que apresentam o melhor ajustes aos ensaios de laboratório. (*) Pontos obtidos através de ensaios de laboratório. (a) critério de ruptura 1; (b) critério de ruptura 2.

Os valores que melhor ajustaram o modelo de Bao *et al.* (1998) são *VEA* de 150 kPa e *Sr* de 250 kPa, para o critério de ruptura 1; e *VEA* de 170 kPa e *Sr* de 340 kPa para o critério de ruptura 2. Estes valores foram determinados a partir do método dos mínimos quadrados em função da diferença dos valores dos ensaios de laboratório e do modelo.

Para o critério de ruptura 1, Figura 7.14(a), o modelo apresentou um bom ajuste para as *TNL* inferiores. Já para as envoltórias superiores o modelo apresentou valores de resistência inferiores aos dos ensaios de laboratório. Para o critério de ruptura 2, Figura 7.14 (b), o modelo ajustou-se bem para as *TNL* inferiores, entretanto para as *TNL* superiores o modelo apresentou curvas abaixo dos valores obtidos dos ensaios de laboratório. O formato curvilíneo da envoltória do modelo foi o principal fator que possibilitou a aproximação do comportamento não linear apresentado pelas envoltórias dos ensaios de laboratório.

7.1.4. Equação de previsão de Vilar (2006)

O método apresentado neste item como Vilar (2006) é baseado em um ajuste hiperbólico. A equação se caracteriza, além dos parâmetros de resistência ao cisalhamento saturados (c' e ϕ'), pela utilização de um valor de coesão última (c'_{ult}), obtido para um valor de teor de umidade residual. A Equação 7.9 apresenta o modelo proposto por Villar (2006).

$$\tau = c' + \left[\frac{(u_a - u_w)}{a + b(u_a - u_w)} \right] \cdot \tan\phi' + (\sigma - u_a) \cdot \tan\phi' \quad (7.9)$$

$$a = \frac{1}{\tan\phi'} \quad (7.10)$$

$$b = \frac{1}{(c'_{ult} - c')} \quad (7.11)$$

Onde $\Rightarrow \phi$ - ângulo de atrito interno;

$\Rightarrow c'$ - intercepto coesivo;

$\Rightarrow c'_{ult}$ - intercepto coesivo último;

$\Rightarrow (u_a - u_w)$ - sucção mátrica;

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

A equação 7.9 é apresentada através da equação 7.12 de tal forma que possibilite a comparação dos resultados obtidos pelos ensaios de laboratório. As considerações relacionadas a transformação da equação são apresentadas no item 2.3.4.

$$\sigma_d = \left\{ c' + \left[\frac{(u_a - u_w)}{a + b(u_a - u_w)} \right] \cdot \tan\phi' \right\} \cdot \cos\phi' + (\sigma - u_a) \cdot \sen\phi' \quad (7.12)$$

Com as informações da curva de retenção para solo AV nas condições remoldadas e indeformadas, aplicou-se a equação 7.12 no plano σ_d versus sucção.

7.1.4.1. Aplicação do modelo de Villar (2006) para o solo AV na condição indeformada

O modelo de Villar (2006) necessita de um valor de intercepto coesivo último (c'_{ult}). Para a simulação do mesmo utilizou-se o valor do intercepto coesivo igual a 208,5 kPa. Este valor foi obtido a partir de ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada (Feuerharmel, 2007) para corpos de provas secos ao ar (sucção aproximada de 5800 kPa). Os parâmetros de resistência ao cisalhamento saturados utilizados são c' de 17,8 kPa e ϕ' de 33°, para o critério de ruptura 1 e c' de 29,9 kPa e ϕ' de 26,6°, para o critério de ruptura 2.

O resultado obtido pela utilização do modelo de Villar (2006) é apresentado na Figura 7.15, assim como os resultados obtidos através dos ensaios triaxiais com sucção controlada executados nos corpos de prova indeformados.

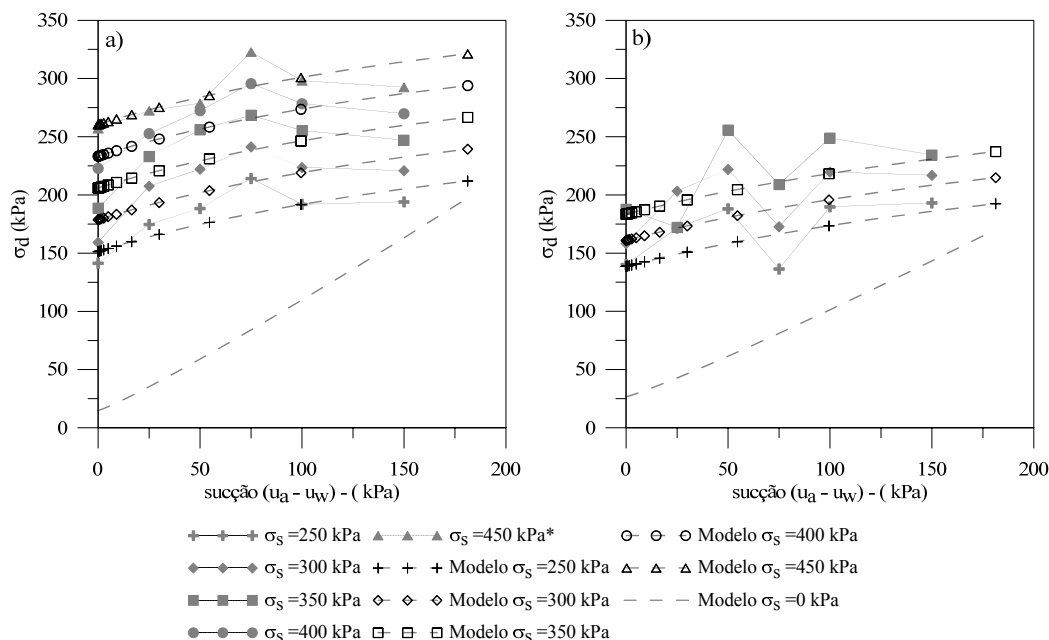


Figura 7.15. Curvas σ_d versus sucção para os resultados dos ensaios triaxiais com sucção controlada em corpos de prova indeformados e o resultados do modelo de previsão de Vilar (2006). (*) Pontos obtidos através de ensaios de laboratório. (a) critério de ruptura 1; (b) critério de ruptura 2.

O modelo de previsão de Vilar (2006), apresentado na Figura 7.15, tanto para o critério de ruptura 1 quanto para o critério de ruptura 2, resultou em uma envoltória com formato curvilíneo. Comparando-se a envoltória definida pelo modelo com os resultados dos ensaios de laboratório nota-se que o modelo apresenta valores de tensão cisalhante mobilizada saturados ligeiramente superiores aos dos ensaios de laboratório. A envoltória representada pelo modelo encontra-se próximo dos resultados dos ensaios de laboratório, entretanto sem representar o pico de tensão cisalhante mobilizada observado para o nível de sucção de 75 kPa.

O modelo de previsão em questão foi aplicado novamente utilizando c'_{ult} que proporcionasse o melhor ajuste possível entre os resultados do modelo e de laboratório, considerando-se um critério de ruptura 1, como pode ser verificado na Figura 7.16. Cabe ressaltar que este procedimento pretende testar a possibilidade de utilização do modelo, sem indicar qualquer justificativa física para a utilização de um valor diferente do indicado acima.

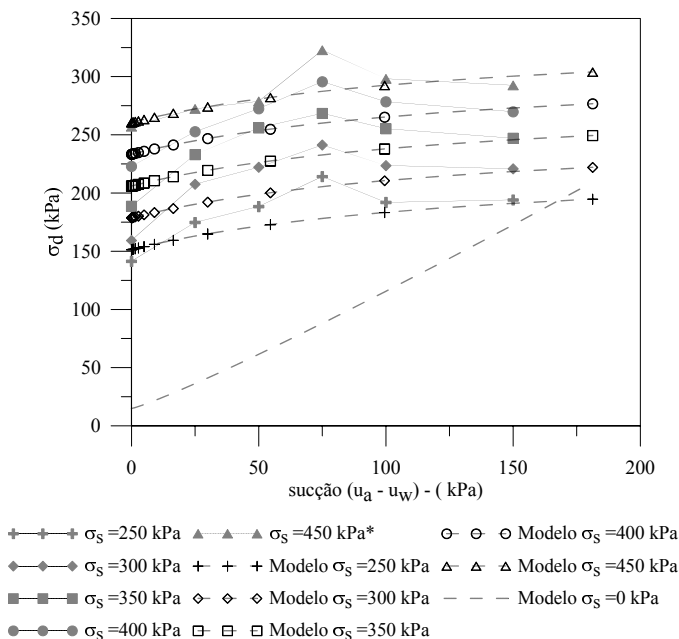


Figura 7.16. Curvas σ_d versus sucção para os resultados dos ensaios triaxiais com sucção controlada em corpos de prova indeformados e o resultados do modelo de previsão de Villar (2006) com valor de intercepto coesivo que apresenta o melhor ajuste aos ensaios de laboratório. (*) Pontos obtidos através de ensaios de laboratório.

A Figura 7.16 apresenta o ajuste somente para o critério de ruptura 1, tendo em vista que para o critério de ruptura 2 não ocorreu qualquer melhora no ajuste do modelo. O valor que melhor ajustou ao modelo de Villar (2006) é c'_{ult} de 110 kPa, determinado a partir do método dos mínimos quadrados em função da diferença dos valores dos ensaios de laboratório e do modelo.

A envoltória do modelo que apresentou o melhor ajuste aos resultados de laboratório foi para a TNL de 450 kPa. O formato curvilíneo da envoltória do modelo acabou por representar razoavelmente a não linearidade observada para o solo AV. Entretanto, o modelo não foi capaz de representar o pico de tensão cisalhante mobilizada observado nos ensaios de laboratório para o nível de sucção de 75 kPa. De maneira geral, as envoltórias representadas pelo modelo encontram-se próximas dos resultados dos ensaios de laboratório.

7.1.4.2. Aplicação do modelo de Villar (2006) para o solo AV na condição remoldada

O valor de c'_{ult} , obtido por Feuerharmel (2007) através de ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada, para a condição remoldada é de 198,5 kPa. Os parâmetros de resistência ao

cisalhamento saturados utilizados são c' de 15 kPa e ϕ' de 31°, para o critério de ruptura 1 e c' de 24,6 kPa e ϕ' de 26,3°, para o critério de ruptura 2. O resultado da utilização do modelo de Villar (2006) pode ser visualizado na Figura 7.17.

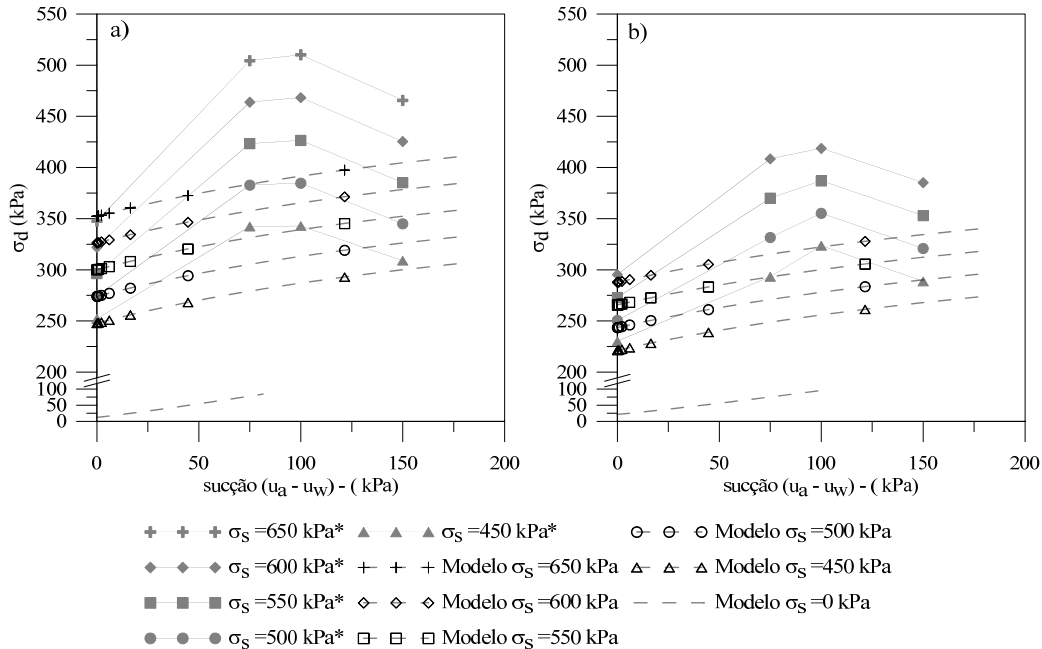


Figura 7.17. Curvas σ_d versus sucção para os resultados dos ensaios triaxiais com sucção controlada em corpos de prova remoldados e o resultados do modelo de previsão de Villar (2006). (*) Pontos obtidos através de ensaios de laboratório. (a) critério de ruptura 1; (b) critério de ruptura 2.

Para a condição remoldada nota-se que o modelo, apresentado na Figura 7.17, não é capaz de simular os resultados de ensaios de laboratório, tanto para o critério de ruptura 1 quanto para o critério de ruptura 2. As envoltórias obtidas a partir dos modelos se mostram bem inferiores aos resultados dos ensaios de laboratório.

Para a condição remoldada a determinação de um valor de c'_{ult} proporcionasse o melhor ajuste possível entre os resultados do modelo de previsão de Villar (2006) e de laboratórios não apresentou diferenças significativas no formato das envoltórias.

7.1.5. Considerações em relação aos modelos utilizados

O modelo de Fredlund *et al.* (1996) e Vanapalli *et al.* (1996) não foi capaz de representar a não linearidade observada nos resultados dos ensaios de laboratório. Para os corpos de prova indeformados o modelo apresentou um ajuste razoável para os níveis de TNL superiores,

quando desconsiderado o valor de resistência de pico para a sucção de 75 kPa. Já para os corpos de prova remoldados o modelo não ajustou-se aos resultados obtidos dos ensaios de laboratório.

Para a condição indeformada o modelo de Vanapalli *et al.* (1996) apresentou uma envoltória curvelínea sem apresentar um bom ajuste com os resultados de laboratório. Com a utilização dos valores de grau de saturação obtidos ao final da fase de consolidação dos ensaios de laboratório no modelo apresentou uma melhora no ajuste. Entretanto, para ambas situações, o modelo não foi capaz de representar o pico de resistência evidenciado para a sucção de 75 kPa e a queda de resistência após este nível de sucção. Para a condição remoldada o modelo não foi capaz de simular o comportamento obtido através dos ensaios de laboratório.

A consideração do primeiro VEA e Sr para a condição indeformada e remoldada no modelo de Bao *et al.* (1998) acabou por simular uma queda brusca na tensão cisalhante mobilizada com o aumento do nível de sucção. Já para o segundo VEA e Sr o modelo apresentou envoltórias de resistência superiores a dos ensaios indeformados e um pouco inferiores a dos ensaios remoldados, para ambas condições de moldagem o modelo não ajustou-se aos resultados de laboratório. A utilização de valores de ajuste ao modelo de previsão apresentou um ajuste aceitável para a condição indeformada, exceção aos resultados para um nível de sucção de 75 kPa. Para a condição remoldada, tanto para o critério de ruptura 1 quanto para o critério de ruptura 2 pode-se dizer que o modelo de previsão de Bao *et al.* (1998) apresenta o melhor ajuste de todos os modelos de previsão avaliados.

Para utilização do modelo de Villar (2006) foi necessário a consideração de valores de intercepto coesivo último (representado pelo teor de umidade residual). Estes valores foram obtidos através dos resultados em ensaios de cisalhamento direto com sucção (Feuerharmel, 2007) utilizando-se corpos de prova seco ao ar (5800 kPa de sucção). Tanto para a condição indeformada quanto a remoldada o modelo não apresentou um bom ajuste aos resultados dos ensaios de laboratório. No caso da condição indeformada, utilizando um valor c'_{ult} que proporcionasse o melhor ajuste, obteve-se um bom resultado para a TNL de 450 kPa, entretanto o mesmo não conseguiu representar o pico de resistência para a sucção de 75 kPa.

7.2 MODELO DE AJUSTE PROPOSTO

Este item apresenta a metodologia utilizada para determinar um modelo de ajuste dos resultados obtidos através dos ensaios triaxiais com sucção controlada. Dadas as diferenças

observadas nas envoltórias obtidas para os corpos de prova remoldados e indeformados são considerados modelos de ajuste diferentes para cada uma das condições de moldagem.

Os dados utilizados para desenvolver o modelo de previsão são baseados na interpolação dos resultados dos ensaios de laboratório apresentados no capítulo 5. Estes dados foram interpolados a partir dos valores de tensão cisalhante mobilizada e a respectiva TNL , para diferentes níveis de sucção aplicados. Os modelos foram desenvolvidos em função do formato das envoltórias de resistência ao cisalhamento.

7.2.1. Modelo de ajuste para os resultados de ensaios em corpos de prova indeformados

Neste item é apresentada, sucintamente, a metodologia utilizada para determinar um modelo de ajuste dos resultados obtidos a partir dos ensaios em corpos de prova indeformados.

7.2.1.1 Modelos utilizados para ajuste dos dados experimentais

Para representar o formato das envoltórias de ruptura no plano σ_d versus sucção avaliam-se dois modelos. O primeiro supõem que a curva σ_d versus sucção como um formato de elipse, conforme a Equação 7.13:

$$\left(\frac{\tau-\tau_0}{b}\right)^{2,5} + \left(\frac{S-S_0}{a}\right)^{2,5} = 1 \quad (7.13)$$

Onde: $S \Rightarrow$ é a sucção;

$\tau \Rightarrow$ tensão de cisalhamento,

τ_0 e $S_0 \Rightarrow$ coordenadas do ponto do centro da elipse, sendo S_0 também o valor de sucção onde se observa a máxima tensão de cisalhamento para uma dada tensão normal líquida.

a e $b \Rightarrow$ constantes, representando as dimensões dos semi-eixos da elipse nos eixos da sucção e da tensão de cisalhamento, respectivamente.

Já o segundo modelo supõe um comportamento linear-potencial para o solo em função da sucção, conforme a equação 7.14:

$$\tau = \begin{cases} a'S + b' \Rightarrow \text{para } S \leq S^* \\ (a'S^* + b')(S - S^* + 1)^{-c'} \Rightarrow \text{para } S \geq S^* \end{cases} \quad (7.14)$$

Onde: a' , b' e $c' \Rightarrow$ constantes;

$S^* \Rightarrow$ valor de sucção onde se observa a tensão de cisalhamento máximo, onde se inicia o decréscimo potencial da mesma.

7.2.1.2 Métodos numéricos para ajuste dos modelos

Para ambos os modelos propostos se aplica o método dos mínimos quadrados não linear para obtenção das constantes de ajuste, sendo necessários métodos iterativos para a obtenção da solução.

Para o ajuste da equação 7.13, foi feita a linearização expressa pela equação 7.15:

$$\tau = b\lambda(a, S, S_0) + \tau_0 \quad (7.15)$$

Onde $\lambda(a, S, S_0)$ é expresso pela equação 7.16:

$$\lambda(a, S, S_0) = \left[1 - \left(\frac{S-S_0}{a} \right)^{2,5} \right]^{\frac{1}{2,5}} \quad (7.16)$$

Aplicando-se o método dos mínimos quadráticos para ajuste da equação 7.15, é obtida a matriz expressa pela equação 7.17:

$$\begin{bmatrix} \sum_{i=1}^n \lambda_i^2(a, S_i, S_0) & \sum_{i=1}^n \lambda_i(a, S_i, S_0) \\ \sum_{i=1}^n \lambda_i(a, S_i, S_0) & n \end{bmatrix} \begin{bmatrix} b \\ \tau_0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sum_{i=1}^n \tau_i \lambda_i(a, S_i, S_0) \\ \sum_{i=1}^n \tau_i \end{bmatrix} \quad (7.17)$$

Onde: $n \Rightarrow$ número de pares S, τ obtidos dos resultados experimentais.

Como visto na equação 7.17, b e τ_0 dependem de a e S_0 , sendo que para cada par de a e S_0 existe um par b e τ_0 correspondente. Desta forma, o método consiste no arbítrio de a e S_0 e modo a encontrar o par no qual resulte o menor erro quadrático com relação aos dados experimentais.

Para o modelo linear-potencial, a solução matricial via mínimos quadráticos é expressa pela equação 7.18:

$$\begin{aligned}
& \left[\begin{array}{cc} \sum_{i=1}^m S_i^2 & \sum_{i=1}^m S_i \\ \sum_{i=1}^m S_i & m \end{array} \right] + \\
& \left[\begin{array}{cc} \sum_{j=1}^{m'} f_j^2(S_j, S^*, c') & \sum_{j=1}^{m'} f_j(S_j, S^*, c') g_j(S_j, S^*, c') \\ \sum_{j=1}^{m'} f_j(S_j, S^*, c') g_j(S_j, S^*, c') & \sum_{j=1}^{m'} g_j^2(S_j, S^*, c') \end{array} \right] \begin{bmatrix} a' \\ b' \end{bmatrix} = \left[\begin{array}{c} \sum_{i=1}^m \tau_i S_i \\ \sum_{i=1}^m \tau_i \end{array} \right] + \\
& \left[\begin{array}{c} \sum_{j=1}^{m'} \tau_j f_j(S_j, S^*, c') \\ \sum_{j=1}^{m'} \tau_j g_j(S_j, S^*, c') \end{array} \right] \quad (7.18)
\end{aligned}$$

Onde: $m \Rightarrow$ número de pontos considerados no trecho linear do comportamento sucção-tensão de cisalhamento,

$m' \Rightarrow$ número de pontos considerados no trecho potencial.

As funções $f(S, S^*, c')$ e $g(S, S^*, c')$ são expressas pelas equações 7.19 e 7.20, respectivamente:

$$f(S, S^*, c') = S^*(S - S^* + 1)^{-c'} \quad (7.19)$$

$$g(S, S^*, c') = (S - S^* + 1)^{-c'} \quad (7.20)$$

Para a solução da equação 7.18, o procedimento é análogo ao da solução da equação 7.17. Para cada par de valores S^* e c' arbitrados, existe um par de valores a' e b' correspondente, sendo o método baseado em encontrar o par de valores S^* e c' que resulte no menor erro quadrático.

Se conhecido o valor de tensão de cisalhamento quando $S=0$, denotado de $\tau(0)$, a equação 7.18 pode ser reduzida à equação 7.21, considerando como resultado $b' = \tau(0)$. Neste caso, a solução para a' é direta.

$$a' = \frac{\sum_{i=1}^m [\tau_i - \tau(0)] S_i + \sum_{j=1}^{m'} f_j [\tau_j - \tau(0)] (S_j, S^*, c')}{\sum_{i=1}^m S_i + \sum_{j=1}^{m'} f_j (S_j, S^*, c')} \quad (7.21)$$

Para agilização da convergência do processo iterativo demandado para os dois modelos, foi empregado o método deduzido por Theisen (2011). O método consiste em arbitrar um intervalo para as duas variáveis arbitradas, genericamente chamadas de $T1$ e $T2$. O intervalo é limitado por um $T1min(1)$ e um $T1max(1)$ para $T1$; e por um $T2min(1)$ e um $T2max(1)$ para $T2$, onde o número entre parêntesis refere-se ao número da interação do método. Os intervalos de $T1$ e $T2$ são discretizados de forma a obter uma matriz de pares de valores $T1$,

$T2$ conforme mostrado na Figura 7.18. Para cada par de valores $T1$, $T2$ da matriz é calculado o erro quadrático, no qual resultara em um par de valores com o menor erro quadrático. Descoberto tal valor, os valores de $T1max$, $T1min$, $T2max$ e $T2min$ da segunda interação são os valores da matriz que circundam o ponto que resultou o menor erro quadrático na menor interação, denominados de $T1min(2)$, $T1max(2)$, $T2min(2)$ e $T2max(2)$, conforme mostrado na Figura 7.19. Sucessivamente, o método vai “cercando” a solução ao longo das interações, até que se atinja a convergência de valores $T1$ e $T2$ ao longo das interações.

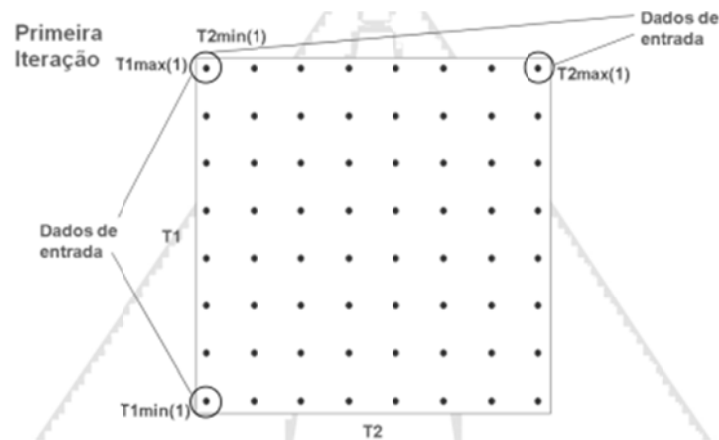


Figura 7.18. Método iterativo de Theisen (2011), primeira interação

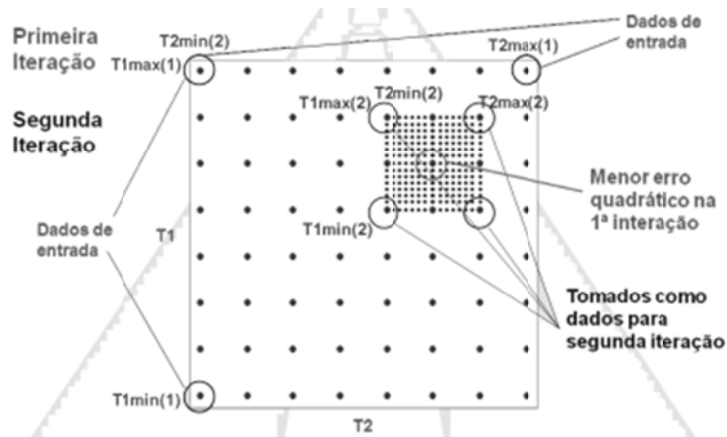


Figura 7.19. Método iterativo de Theisen (2011), segunda interação

7.2.1.3 Resultados dos ajustes

A partir da definição das constantes dos modelos pelos métodos expostos acima, os modelos são plotados no plano σ_d versus sucção para diferentes valores de TNL .

Os resultados dos ajustes empregados pela Equação 7.13 são apresentados na Figura 7.20 e Tabela 7.1.

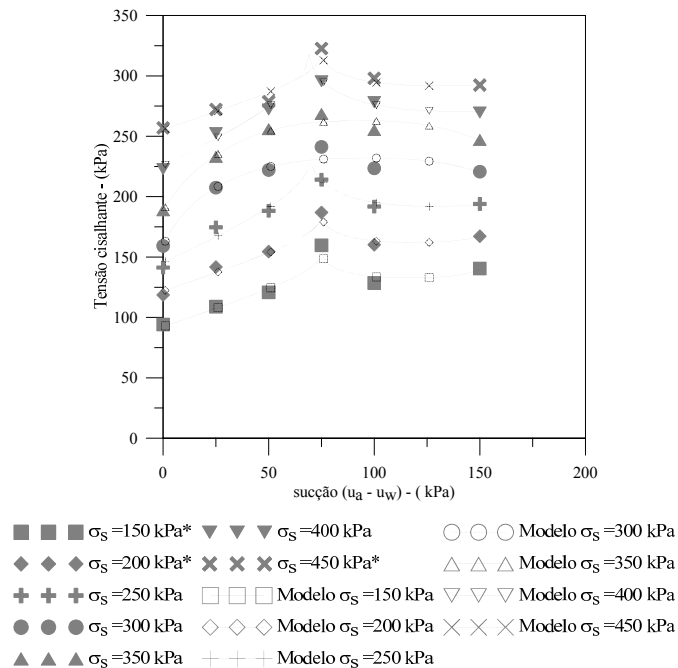


Figura 7.20. Resultado do ajuste dos ensaios com solo indeformado ao modelo da equação 7.13. (*) dados extrapolados.

Tabela 7.1. Valores das constantes de ajuste empregado a equação 1 para o solo indeformado

TNL(kPa)	150	200	250	300	350	400	450
a(kPa)	41,67633	43,83417	59,60356	100,8866	110,0615	70,00178	56,0528
S_0 (kPa)	116,6763	118,8342	129,4153	95,59558	93,70118	139,1477	131,0528
τ_0 (kPa)	156,3446	186,9626	236,7721	102,9542	55,03757	324,6534	321,5059
b(kPa)	-23,5503	-24,824	-44,7551	129,1402	207,9123	-53,9052	-29,5664
R^2	0,989872	0,991916	0,983158	0,976745	0,986763	0,993606	0,984835

Como pode ser observado na Figura 7.20, nem todas as tendências tem um pico evidente, o que foi observado nos dados experimentais. Acredita-se que pela forma dos pontos iniciais isso tenha acontecido, onde a tendência foi assim “forçada” a seguir a forma de uma elipse comum. Quanto aos outros, notou-se que, para seguir a tendência com o pico evidenciado dos dados experimentais, a forma da elipse mudou com relação a padrão, onde foi necessário a porção inferior da elipse para simular a tensão crescente com a sucção para os menores valores de sucção. Além da relação a/S_0 menor do que 1, o que cria um ponto de derivada infinita dentro do domínio experimental analisado, coincidente com o pico, e em seguida uma

nova elipse, com as mesmas características, porém defasada de um valor 2ª da anterior. Esta segunda elipse simula o comportamento decrescente da tensão de cisalhamento após o pico.

Quanto a relação entre as constantes do modelo expresso pela equação 7.13 com a TNL , excluindo-se as tendências cuja elipse não apresentou pico de tensão de cisalhamento, todos se ajustaram bem a um modelo parabólico cúbico. Para uma constante y qualquer, a relação desta com a TNL pode ser expressa pela Equação 7.22:

$$y(TNL) = \sum_{i=0}^3 p_i TNL^i \quad (7.22)$$

Onde: $p_i \Rightarrow$ constantes.

A Tabela 7.2 mostra o resultado dos ajustes:

Tabela 7.2. Constantes pi do polinômio que descreve as constantes da equação com a tensão normal líquida

y	a	S0	τ_0	b
p_0 (kPa)	-0,0000057	-0,0000038	-0,0000098	0,0000089
p_1	0,0042834	0,0028412	0,0071568	-0,006678
p_2 (kPa ⁻¹)	-0,848693	-0,557927	-0,880422	1,392029
p_3 (kPa ⁻²)	90,909678	148,53029	159,04865	-110,7707
R^2	0,9690466	0,9830399	0,9986583	0,961931

Assim, o modelo que relaciona tensão normal líquida, sucção e tensão de cisalhamento para o solo indeformado, segundo o modelo elíptico da Equação 7.13, é expresso pela Equação 7.23:

$$\left(\frac{\tau - \sum_{i=0}^3 \tau_{0i} TNL^i}{\sum_{i=0}^3 b_i TNL^i} \right)^{2,5} + \left(\frac{S - \sum_{i=0}^3 S_{0i} TNL^i}{\sum_{i=0}^3 a_i TNL^i} \right)^{2,5} = 1 \quad (7.23)$$

Isolando-se τ da Equação 7.23, obtém-se a equação 7.24:

$$\tau = \left(\sum_{i=0}^3 b_i TNL^i \right) \left[1 - \left(\frac{S - \sum_{i=0}^3 S_{0i} TNL^i}{\sum_{i=0}^3 a_i TNL^i} \right)^{2,5} \right]^{\frac{1}{2,5}} + \sum_{i=0}^3 \tau_{0i} TNL^i \quad (7.24)$$

Onde: a_i , b_i , S_{0i} e $\tau_{0i} \Rightarrow$ constantes da parábola cúbica que ajustam a , b , S_0 e τ_0 em função da tensão normal líquida, respectivamente.

Na avaliação do modelo linear exponencial, os resultados dos ajustes empregados pela Equação 7.14 são vistos na Figura 7.21 e Tabela 7.3.

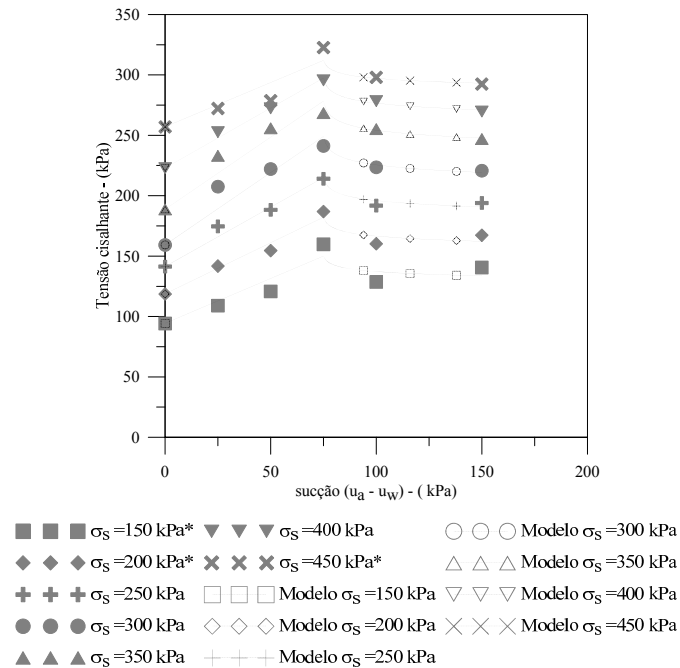


Figura 7.21. Resultado do ajuste dos ensaios com solo indeformado ao modelo linear-exponencial. (*) dados extrapolados.

Tabela 7.3. Valores das constantes de ajuste empregado o modelo linear-potencial para o solo indeformado

TNL(kPa)	a'	S^* (kPa)	c'	b'	R2
150	0,742061	75	0,079918	94,32515	0,934309
200	0,846794	75	0,087301	118,7628	0,95657
250	0,981035	75	0,092118	141,4579	0,978954
300	1,197254	75	0,093479	159,3449	0,985566
350	1,195595	75	0,096745	188,7816	0,980113
400	0,993962	75	0,100841	222,9589	0,995074
450	0,732157	75	0,097021	257,1361	0,919111

O ajuste que resultou os dados da Tabela 7.3 foi feito fixando-se S^* em 75 kPa, uma vez que com S^* variável o ganho de precisão do modelo não foi significativo. A constante b' foi considerada como sendo o valor da tensão de cisalhamento para sucção nula, restando como única variável a ser determinada a constante c' . Em outras palavras, dadas as características dos resultados experimentais, uma delas sendo o pico evidente quando a sucção se igualou a 75 kPa, o modelo linear-potencial é um modelo mais simples para o ajuste dos dados. A constante a' é calculada em função de S^* que pode ser fixado ou limitado entre os dois valores de sucção que cercam o pico (no caso, 50 e 100 kPa). A constante c' varia entre 0 e 1 (supondo que a tensão de cisalhamento se estabiliza com a sucção).

Em outras palavras, é um método mais simples cujo intervalo das constantes a determinar é bem definido, o que não acontece no ajuste empregando o modelo da elipse (equação 7.13), pois a visualização direta dos tamanhos dos semi-eixos a e b , mesmo a constante τ_0 , não é tão trivial. Além do que o formato da envoltória de resistência ao cisalhamento obtida para esta consideração se mostra mais coerente com as envoltórias de resistência ao cisalhamento observadas a partir dos resultados dos ensaios de laboratório.

Quanto as constantes a' , b' e c' em função da TNL , a' e c' se ajustaram a parábolas como a Equação 7.22, enquanto que b' se ajustou a uma função exponencial. As Equações 7.25, 7.26 e 7.27 mostram os ajustes feitos para os parâmetros a' , b' e c' , respectivamente:

$$a' = -0,0000001.TNL^3 + 0,0000555.TNL^2 - 0,009231.TNL + 1,245 \quad (7.25)$$

Com R^2 de 0,961

$$b' = 60,4162087e^{0,003255.TNL} \quad (7.26)$$

Com R^2 de 0,994

$$c = -0,0000003.TNL^3 + 0,0002187.TNL + 0,05344 \quad (7.27)$$

Com R^2 de 0,961

Assim, o modelo linear-potencial para o solo indeformado que fornece a tensão de cisalhamento em função da tensão normal líquida e da sucção é expresso pela Equação 7.28:

$$\tau = \begin{cases} (\sum_{i=0}^3 a'_i TNL^i)S + b'_1 e^{b'_2 TNL} \Rightarrow \text{para } S \leq 75kPa \\ 75kPa(\sum_{i=0}^3 a'_i TNL^i)(S - 75kPa + 1kPa) - \sum_{i=0}^2 c'_i TNL^i + b'_1 e^{b'_2 TNL} \Rightarrow \text{para } S \geq 75kPa \end{cases} \quad (7.28)$$

Onde: a'_i , c'_i , b'_1 e $b'_2 \Rightarrow$ constantes de ajuste de a' , c' e b' em função da tensão normal líquida, respectivamente.

Para a avaliação do Solo AV na condição indeformada, dos dois ajustes considerados, o modelo linear exponencial foi considerado o que melhor pode representar o comportamento da variação da tensão cisalhante mobilizada para diferentes níveis de sucção aplicados.

7.2.2. Modelo de ajuste para os resultados de ensaios em corpos de prova remoldados

Neste item é apresentado, sucintamente, a metodologia utilizada para determinar um modelo de ajuste dos resultados obtidos a partir dos ensaios em corpos de prova remoldados.

7.2.2.1 Modelos utilizados para ajuste dos dados experimentais

Além do modelo expresso pela Equação 7.13 (elipse), optou-se por utilizar uma parábola de segundo grau para ajuste dos dados, de forma que a tensão de cisalhamento fosse expressa conforme a Equação 7.29:

$$\tau = \sum_{i=0}^2 \alpha_i S^i \quad (7.29)$$

Onde: $\alpha_i \Rightarrow$ constantes de ajuste, em função da tensão normal líquida do ensaio.

7.2.2.2 Métodos numéricos para ajuste dos modelos

Para o modelo da equação 7.13, foi utilizado o mesmo método apresentado no item 7.2.1.2. Para o modelo da parábola de segundo grau (Equação 7.29), foi empregado o método dos mínimos quadráticos simples, obtendo-se diretamente as constantes α_i , sem necessidade de métodos iterativos.

7.2.2.3 Resultados obtidos

A partir da definição das constantes do modelo pelo método exposto acima, o modelo é plotado no plano σ_d versus sucção para diferentes valores de TNL .

Os resultados dos ajustes empregados pela Equação 7.13 são vistos na Figura 7.22 e Tabela 7.4.

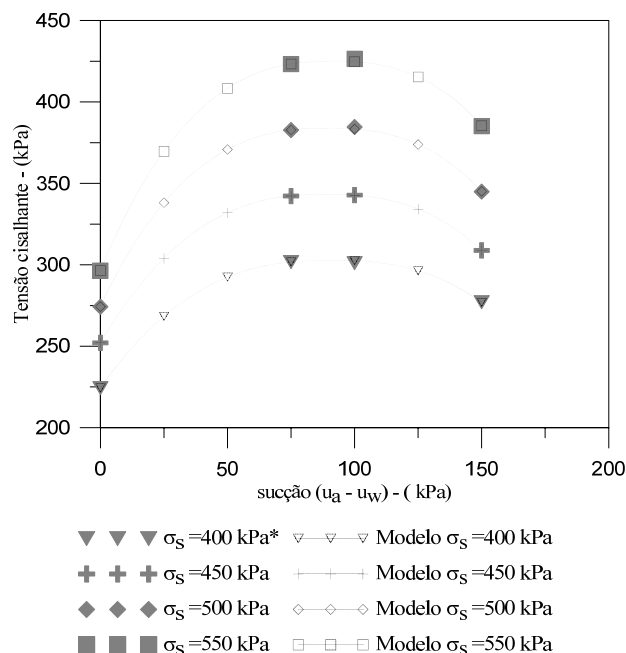


Figura 7.22. Resultado do ajuste dos ensaios com solo remoldado ao modelo da equação 7.13. (*) dados extrapolados.

Tabela 7.4. Valores das constantes de ajuste empregado à equação para o solo remoldado

TNL(kPa)	a(kPa)	S0(kPa)	τ_0 (kPa)	b(kPa)	R2
400	213,7555	91,01779	-1292,85	1595,651	0,999827
450	214,1381	89,17001	-1620,12	1963,355	0,999999
500	150,5397	89,50467	-532,489	916,4311	0,999935
550	162,0014	91,55071	-810,803	1235,873	0,999903
700	184,1479	96,22902	-1491,88	2036,746	0,999112
750	184,1372	99,489	-1380,63	1960,117	0,996817

Quanto à aplicação do modelo da elipse para o solo remoldado, notou-se que as constantes de ajuste vistas na Tabela 7.4 não resultaram em tendências claras para que se pudesse ajustá-las em função da tensão normal líquida. Sendo assim, um modelo para o solo remoldado em função da tensão normal líquida não foi construído.

Os resultados dos ajustes empregado o modelo parabólico são apresentados na Figura 7.23 e Tabela 7.5. Na Figura 7.23, *TNL* representa a tensão normal líquida do ensaio, cujos valores são em kPa:

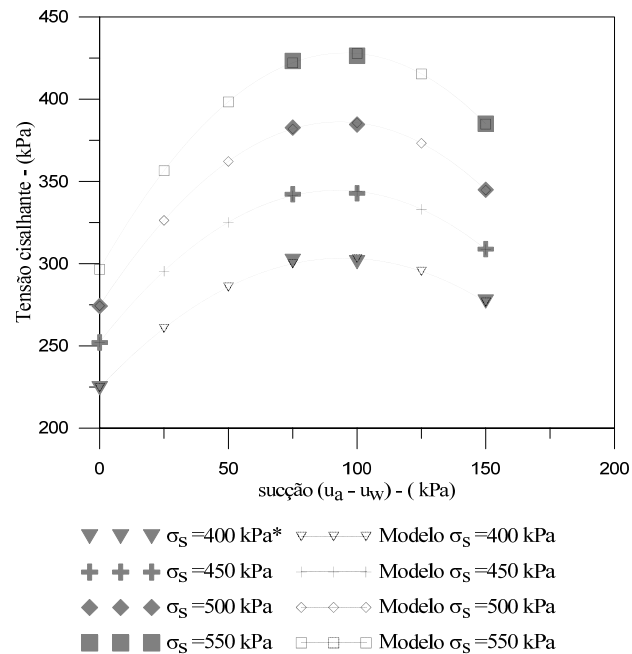


Figura 7.23. Resultado do ajuste dos ensaios com solo remoldado ao modelo parabólico. (*) dados extrapolados.

Tabela 7.5. Valores das constantes de ajuste empregando o modelo parabólico para o solo remoldado

TNL(kPa)	400	450	500	550	600	650	700	750
α_2 (kPa-1)	-0,00877	-0,01082	-0,01286	-0,01447	-0,0158	-0,01713	-0,01806	-0,01861
α_1	1,662187	1,998297	2,398259	2,759421	3,056163	3,352904	3,59234	3,780135
α_0 (kPa)	224,652	252,3415	274,5094	296,684	322,3114	347,9387	373,3614	398,5997
R2	0,998008	0,999596	0,999787	0,999704	0,999706	0,999707	1	0,999097

As constantes α_i seguiram tendências bastante claras, de forma que estas podem ser expressas conforme as Equações 7.30 a 7.32:

$$\alpha_0 = 0,494826.TNL + 26,908527 \quad (7.30)$$

$$\alpha_1 = 0,005850.TNL - 0,558067 \quad (7.31)$$

$$\alpha_2 = 0,000000049.TNL^2 - 0,000084496.TNL + 0,017261234 \quad (7.32)$$

Para a avaliação do Solo AV na condição remoldada, dos dois ajustes considerados, o modelo parabólico foi considerado o que melhor pode representar o comportamento da variação da tensão cisalhante mobilizada para diferentes níveis de sucção aplicados.

7.2.3. Aplicabilidade do modelo proposto para o solo indeformado

Para o modelo de previsão desenvolvido com base nos resultados dos corpos de prova indeformados são propostas correlações das constantes do modelo com parâmetros de resistência ao cisalhamento e da curva de retenção do solo. Estas correlações são mais simples do que as apresentadas na definição dos modelos (Equações 7.25, 7.26 e 7.27). As formulações propostas para a determinação das constantes de ajuste do modelo apresentado na Equação 7.28 são apresentadas nas Equações 7.33, 7.34 e 7.35:

$$a' = \left(0,00005 \cdot TNL + \frac{1}{\tan\phi'}\right) \cdot \frac{2,5 \cdot c'}{S^*} \quad (7.33)$$

$$b' = (TNL + c') \cdot \text{sen}\phi' \quad (7.34)$$

$$c = \left(\frac{0,0001 \cdot TNL + \text{sen}\phi' \cdot S_{res}}{VEA}\right) \cdot \tan\phi' \quad (7.35)$$

Onde: $TNL \Rightarrow$ tensão normal líquida;

$\phi' \Rightarrow$ ângulo de atrito interno;

$c' \Rightarrow$ intercepto coesivo;

$S^* \Rightarrow$ Sucção que indica mudança na envoltória de ruptura;

$S_{res} \Rightarrow$ Sucção residual;

$VEA \Rightarrow$ Valor de entrada de ar;

A partir das equações apresentadas acima se aplicou o modelo para diferentes TNL . A Figura 7.24 apresenta o resultado obtido através do modelo com os respectivos resultados oriundos dos ensaios de laboratório. A Tabela 7.6 apresenta os parâmetros do solo AV utilizados para a determinação das constantes do modelo.

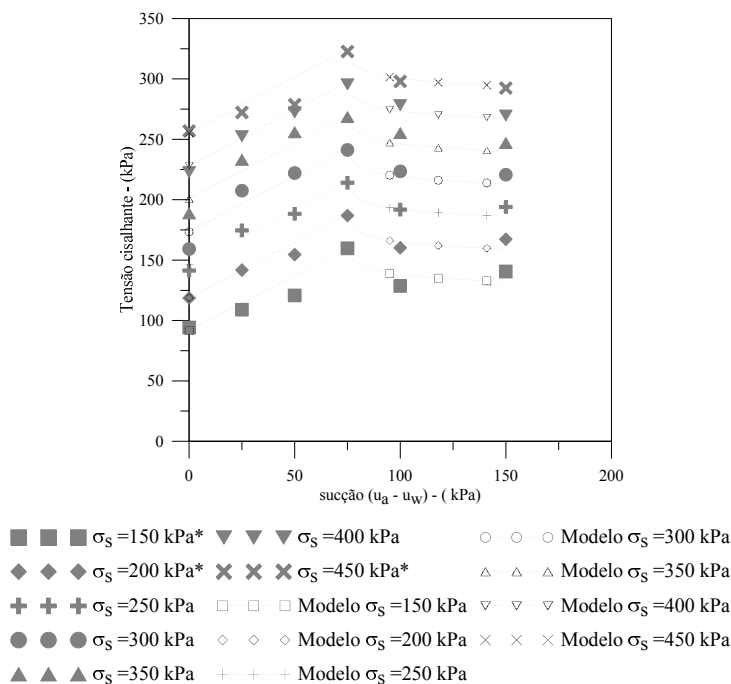


Figura 7.24. Aplicação do modelo linear exponencial com os parâmetros do modelo determinados a partir dos parâmetros de resistência ao cisalhamento saturados e dados da curva de retenção.

Tabela 7.6. Parâmetros do Solo AV utilizado na determinação das constantes do modelo.

Parâmetros	
ϕ' (°)	33,1
c' (kPa)	17,8
S_{res} (%)	52,0
VEA (kPa)	2,0

Nota-se na Figura 7.24 que para uma primeira aproximação do modelo proposto as equações definidas para a determinação dos parâmetros do modelo resultou em uma boa aproximação quanto a capacidade de simular os resultados obtidos através dos ensaios de laboratório.

Com o intuito de verificar a aplicabilidade dos modelos propostos, os mesmos foram avaliados aplicando-se as formulações junto a resultados de ensaios apresentados na literatura. Foram encontradas algumas envoltórias que apresentam formato semelhante, por exemplo, Donald (1956) *apud* Fredlund e Rahardjo (1993), Escário e Jucá (1989), e Jucá (1993) e Sedano e Vanapalli (2011).

Entretanto, para estas envoltórias, dos solos pesquisados não estão disponíveis todos os parâmetros do solo necessários. Desta forma, para os parâmetros não encontrados, estimou-se valores a partir de solos de características semelhantes encontrados na literatura.

Para a aplicação do modelo considerou os dados para cada um dos materiais de acordo com os valores apresentados na Tabela 7.7. Os dados e o ajuste definido pelo modelo para cada um dos solos são visualizados nas Figuras 7.25 a 7.29.

Tabela 7.7. Parâmetros dos diferentes tipos de solo utilizado na determinação das constantes do modelo.

Solo	Parâmetros			
	ϕ' (°)	c (kPa)	S_{res} (%)	VEA (kPa)
<i>Glacial Till</i> - Sedano e Vanapalli (2011)	26,3	10,6	50,0	10,0
<i>Madrid Clayey Sand</i> - Escario e Saez (1986) e Jucá (1993)	39,0	60,0	80,0*	5,0*
Areia média Frankston - Donald (1956)	39,0*	2,0*	70,0*	8,0
Areia graduada Frankston - Donald (1956)	33,0*	2,4*	60,0*	9,0
Areia Brown - Donald (1956)	32,0*	1,0*	60,0*	6,0

*Valores estimados para parâmetros não encontrados na literatura.

O modelo linear exponencial foi aplicado utilizando-se os dados de um depósito de material não consolidado glacial (*glacial till*) ensaído por Sedano e Vanapalli (2011) sendo o resultado apresentado na Figura 7.25.

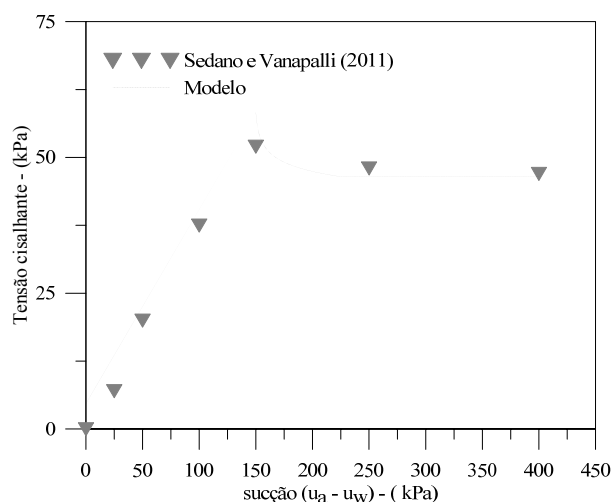


Figura 7.25. Aplicação do modelo linear exponencial à dados de ensaios encontrados na literatura, Sedano e Vanapalli (2011).

Nota-se que a utilização dos parâmetros do solo, para determinar as constantes do modelo, resultou em uma envoltória que apresentou um bom ajuste aos dados apresentados pelos pesquisadores.

A Figura 7.26 apresenta o resultado da aplicação do modelo linear exponencial para *Madrid Clayed Sand*. A curva apresentada foi obtida no trabalho de Escáριο e Sáez (1987) *apud* Jucá (1993) e os parâmetros de resistência ao cisalhamento (c' e ϕ') obteve-se do trabalho de Escáριο e Sáez (1986), já o grau de saturação residual e o valor de entrada de ar foram estimados. O valor da tensão normal líquida dos ensaios é de 300 kPa.

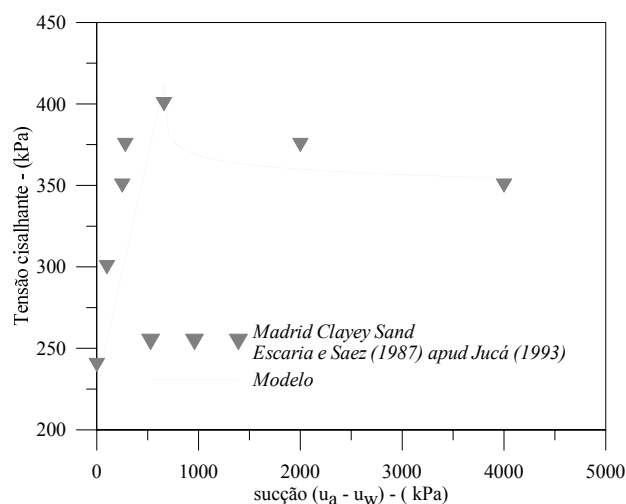


Figura 7.26. Aplicação do modelo linear exponencial à dados da *Madrid clayey sand*, Escáριο e Sáez (1986) e Jucá (1993).

Para os dados do solo *Madrid clayey sand* o modelo proposto ajustou-se razoavelmente, entretanto a curva do modelo não conseguiu representar a queda na envoltória para sucções mais elevadas. Já no trecho inicial o modelo apresentou resistência um pouco inferior aos dados do solo.

As Figuras 7.27 a 7.29 apresenta o resultado da aplicação do modelo linear exponencial para alguns dos solos ensaiados por Donald (1956) *apud* Fredlund e Rahardjo (1993). Os valores de entrada de ar (VEA) foram obtidos a partir de dados obtidos em Fredlund e Rahardjo (2012), os valores do ângulo de atrito foram estimados a partir dos pontos da curva considerando-se ϕ^b igual a ϕ' . Já os valores de intercepto coesivo e sucção residual foram estimados. O valor da tensão normal líquida dos ensaios é de 17 kPa.

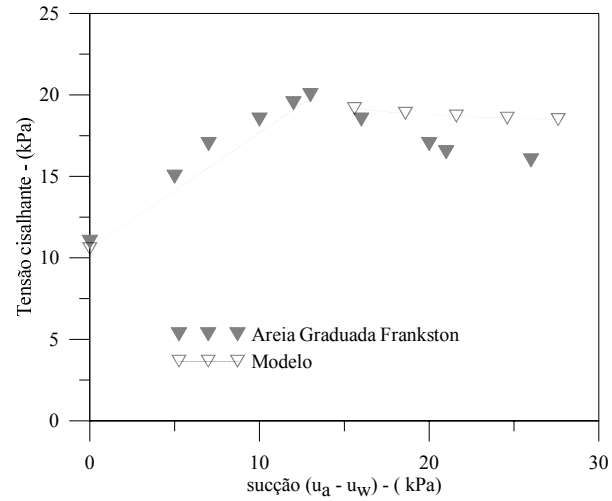


Figura 7.27. Aplicação do modelo linear exponencial à dados da areia graduada de Frankston apresentada por Donald (1956) *apud* Fredlund e Raharjdo (1993).

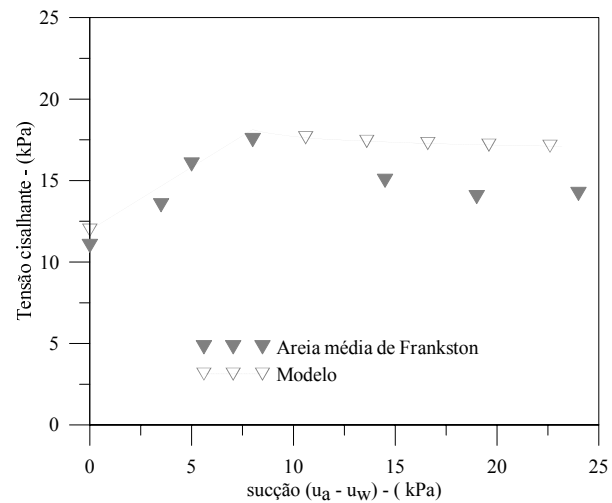


Figura 7.28. Aplicação do modelo linear exponencial à dados da areia média de Frankston apresentada por Donald (1956) *apud* Fredlund e Raharjdo (1993).

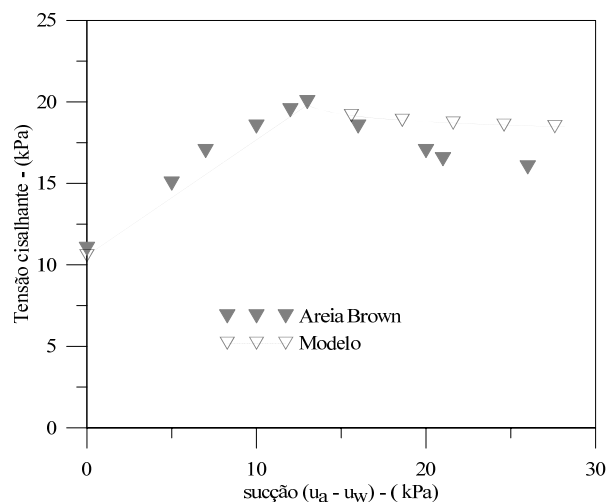


Figura 7.29. Aplicação do modelo linear exponencial à dados da areia Brown apresentada por Donald (1956) *apud* Fredlund e Raharjdo (1993).

A aplicação do modelo matemático para os solos ensaiados por Donald (1956) *apud* Fredlund e Rahardjo (1993) resultou em ajuste relativamente próximo aos dados dos ensaios. A utilização da tensão normal líquida inicial (17 kPa) e os valores de ângulo de atrito estimados resultaram em ajuste próximo aos dados dos ensaios para o trecho inicial e linear da envoltória. Para o segundo trecho da envoltória, onde observa-se uma queda na tensão cisalhante mobilizada, o modelo consegue simular parte desta queda, entretanto, esta queda é de menor magnitude se comparada aos dados dos ensaios realizados por Donald (1956).

Cabe ressaltar que este ajuste não pode ser generalizado para diferentes tipos de solo sem uma avaliação mais aprofundada na formulação das constantes do modelo.

Tanto para o solo AV quanto para os outros materiais ainda é necessário determinar uma maneira de obter através de dados de ensaios básicos o valor da constante de quebra do modelo (S^*).

8. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

8.1. CONCLUSÕES

Este item apresenta as principais conclusões identificadas ao longo desta pesquisa. As conclusões estão relacionadas com adaptações dos equipamentos, metodologia de moldagem dos corpos de prova, os resultados obtidos de ensaios triaxiais e *hollow cylinder*, a comparação dos mesmos com os de outros autores e a previsão do comportamento mecânico a partir de modelos de previsão de resistência ao cisalhamento.

Na sequência as conclusões serão apresentadas de acordo com tema relacionado.

8.1.1. Adaptações e alterações de equipamentos

8.1.1.1. Câmara de equalização

A câmara de equalização permitiu que os corpos de prova estivessem em equilíbrio (devido a sucção imposta) para realização dos ensaios triaxiais, anteriormente à sua instalação na câmara triaxial. Os principais benefícios da utilização desta é a redução do tempo de duração dos ensaios, tendo em vista que enquanto um corpo de prova estava sendo cisalhado outro corpo de prova estava equalizando na câmara, e a preservação dos sensores de efeito Hall, tendo em vista que os mesmos ficavam menos tempo submersos sob altos valores de pressão da câmara triaxial.

Conforme observou-se nos resultados de ensaios triaxiais realizados em corpos de prova equalizados no equipamento triaxial e na câmara de equalização, a sua utilização não influenciou nos resultados tendo em vista que os mesmos apresentaram comportamento semelhante.

A câmara de equalização pode ser utilizada como alternativa na redução do tempo de equilíbrio entre a sucção do corpo de prova e a imposta pelo sistema.

8.1.1.2. Transdutores de deslocamento baseado em sensores de Efeito Hall

Os transdutores de deslocamento, sensores de Efeito Hall desenvolvidos nesta pesquisa, com a configuração de sensores e ímãs utilizada, “*single magnet, bi-polar slide-by, with pole pieces*”, possibilitou obter faixas de leitura que resultaram em deslocamento útil considerável,

sendo para o transdutor de deslocamento Axial 01 definido um valor de 8,6 mm, para o Axial 02 definido um valor de 8,5 mm e para o transdutor radial, um valor de 3,9 mm.

8.1.1.3. Variação volumétrica do ensaio triaxial com sucção controlada

Em relação à determinação da variação volumétrica a partir da variação de volume do fluido confinante da câmara triaxial, foi realizado um ensaio de calibração, de onde obteve-se uma equação para minimizar os erros devido à deformação do sistema. Esta equação foi inserida na planilha eletrônica de ensaio.

A utilização do método de variação volumétrica baseado pela variação da água da câmara triaxial apresentou resultados razoáveis. Os principais pontos negativos observados foram o grande volume de água da câmara e as grandes variações de temperatura no ambiente no qual encontra-se o equipamento, que resultaram na variação dos valores de deformação volumétrica durante o ensaio.

A variação da deformação volumétrica ao longo da fase de cisalhamento dos ensaios triaxiais com sucção controlada foi determinada considerando os resultados obtidos através das leituras dos transdutores de deslocamento baseados em sensores de efeito Hall (para baixos valores de deformação axial) e dos resultados a partir da variação de volume da câmara triaxial (após o fim das leituras a partir dos sensores de efeito Hall para cada ensaio analisado).

8.1.2. Ensaos triaxiais em corpos de prova indeformados e remoldados

8.1.2.1. Variação de volume de água durante a fase de cisalhamento

A partir dos valores de variação de água do corpo de prova foi possível determinar a variação dos índices físicos durante a fase de cisalhamento dos ensaios triaxiais para os corpos de prova indeformados e remoldados. A influência da variação de temperatura ao longo da fase de cisalhamento dos ensaios é visível em algumas curvas de variação do volume de água com a deformação axial. O volume de água que varia do corpo de prova pode ser considerado baixo (inferior a 1% do volume do corpo de prova), o que resulta em uma variação pouco expressiva no valor do teor de umidade.

8.1.2.2. Resistência ao cisalhamento na condição saturada e não saturada.

A análise dos resultados de ensaios triaxiais, em termos de tensão cisalhante, indicou que a resistência ao cisalhamento para corpos de prova indeformados na condição saturada é

superior à dos corpos de prova remoldados. Entretanto, para a condição não saturada a resistência ao cisalhamento para os corpos de prova remoldados é superior aos corpos de prova indeformados.

Esta diferença pode ser explicada pela melhor distribuição dos poros dos corpos de prova remoldados, que resulta em uma maior influência da sucção do que nos corpos de prova indeformados. Logo, resulta em um acréscimo na resistência ao cisalhamento superior ao proporcionado pela própria estrutura do material na situação indeformada.

Ângulo de atrito e coesão obtidos de ensaios triaxiais convencionais

Para os ensaios em corpos de prova remoldados os valores de parâmetros de resistência ao cisalhamento determinados são um intercepto coesivo (c') de 15 kPa e um ângulo de atrito interno (ϕ') de 31,5°. Para a avaliação considerando como critério de ruptura a deformação axial de 12% (critério de ruptura 2), utilizou-se um intercepto coesivo (c') de 24,6 kPa e um ângulo de atrito interno (ϕ') de 26,3°.

Para os ensaios em corpos de prova indeformados os valores de parâmetros de resistência ao cisalhamento determinados são um intercepto coesivo (c') de 17,8 kPa e um ângulo de atrito interno (ϕ') de 33,0°. Para a avaliação considerando como critério de ruptura a deformação axial de 12% (critério de ruptura 2), utilizou-se um intercepto coesivo (c') de 29,9 kPa e um ângulo de atrito interno (ϕ') de 26,6°.

Ângulo de atrito e coesão em equipamentos com sucção controlada

Os resultados dos ensaios triaxiais indicaram a influência mais acentuada da sucção nos parâmetros de resistência ao cisalhamento, ϕ' e c' , para os corpos de prova remoldados. Esta influência ocorre através do acréscimo no ângulo de atrito, tanto para o critério de ruptura 1 (valores de ϕ' entre 45,6 a 51,3°) quanto para o critério de ruptura 2 (valores de ϕ' entre 36,4 a 42,2°).

Para os corpos de prova indeformados não se observa grande influência da sucção no ângulo de atrito interno, sendo a variação resultante do ajusta das equações. A diferença nos valores de intercepto coesivo já era esperada, tendo em vista que a parcela da influência da sucção na resistência ao cisalhamento se reflete principalmente neste parâmetro. A variação do ângulo

de atrito para o critério de ruptura 1 é de 29,9° a 34,9° e para o critério de ruptura 2 o valor do ângulo de atrito é de 20,9° e 26,2°.

Ângulo de atrito com respeito a influência da sucção (ϕ^b) para corpos de prova remoldados

A variação do parâmetro ϕ^b indica que a *TNL* influencia na envoltória de ruptura, entretanto esta não apresentou um padrão de variação que possibilitasse determinar uma justificativa para tal variação. Analisando-se os valores de ϕ^b para diferentes níveis de sucção nota-se que o mesmo diminuiu com o aumento do nível de sucção aplicado.

A partir da série de resultados apresentados enfatiza-se que os valores de ϕ^b são superiores a ϕ' , principalmente para o primeiro intervalo de sucção avaliado (0-75 kPa) onde a envoltória apresenta um comportamento crescente e valor médio deste ângulo de 61,9°.

Ângulo de atrito com respeito à influência da sucção (ϕ^b) para corpos de prova indeformados

Os resultados dos ensaios triaxiais indicaram a influência do nível de *TNL* aplicada no parâmetro ϕ^b , sendo observados os maiores de ϕ^b para os maiores valores de *TNL*. O acréscimo de sucção, a partir de 50 kPa, resultou na queda dos valores do parâmetro ϕ^b . Observou-se uma grande variação do comportamento do solo a cada variação no nível de sucção, também em função do critério de ruptura avaliado. De maneira geral observa-se um acréscimo na resistência à medida que o nível de sucção aumenta.

Da mesma forma que para os corpos de prova remoldados, os resultados apresentados indicam que os valores de ϕ^b são superiores a ϕ' , principalmente para o primeiro intervalo de sucção avaliado (0-75 kPa) onde a envoltória apresenta um comportamento crescente e valor médio deste ângulo de 48,9°.

8.1.2.3. Módulo de deformabilidade

Através dos sensores de efeito Hall, instalados nos corpos de prova remoldados durante a realização dos ensaios triaxiais com sucção controlada, foi possível observar a influência da sucção no módulo de deformabilidade. Esta influência ocorre pelo incremento nos valores do módulo pelo acréscimo da sucção.

Em termos de coeficiente de Poisson foram medidos valores variando de 0,05 a 0,3, sendo um valor médio próximo a 0,2. Estes valores foram determinados para níveis de sucção entre 50 e 150 kPa e níveis de deformação axial superiores a 10%.

Em função das diferentes trajetórias, níveis de tensões e condições de saturação (ensaios não saturados), não é possível uma comparação direta dos valores de módulo de deformabilidade (E) obtidos dos ensaios triaxiais e dos módulos de cisalhantes (G) obtidos dos ensaios *hollow cylinder*. Entretanto, uma análise qualitativa dos valores de módulo indica que ambos os ensaios apresentam valores dentro da faixa esperada, o que acaba por validar os valores destes módulos para o Solo AV.

8.1.3. Ensaios *Hollow Cylinder*

Os resultados obtidos indicam que para a condição triaxial (valores de tensão intermediária igual à tensão principal menor) obtém-se os maiores valores de resistência.

As diferentes direções da tensão maior principal aplicada possibilitaram a identificação de trajetórias assimétricas, ou seja, um comportamento anisotrópico do material. Observando-se os valores máximos nas trajetórias de tensões nota-se que conforme a direção das tensões principais vai se afastando da direção normal ao corpo de prova ocorre uma redução nos valores de tensão cisalhante máximas

Dadas as condições de moldagem dos corpos de prova e as condições as quais foram submetidos durante o ensaio pode-se dizer que o material em estudo apresenta, conforme citado por Rolo (2003), uma anisotropia inerente, em função do procedimento de moldagem dos corpos de prova, e uma anisotropia induzida em função da distribuição e reorientação das partículas no decorrer dos processos de aplicação de tensão na execução do ensaio.

8.1.4. Modelos de previsão de resistência a partir de dados do solo AV.

O modelo de Fredlund *et al.* (1996) e Vanapalli *et al.* (1996) não foi capaz de representar a não linearidade observada nas envoltórias obtidas através dos ensaios triaxiais no plano tensão cisalhante *versus* sucção.

Da mesma forma o modelo de Vanapalli *et al.* (1996) apresentou uma envoltória, que possibilitaria a representação da não linearidade nas envoltórias obtidas através dos ensaios triaxiais no plano tensão cisalhante *versus* sucção. Entretanto, tanto para os corpos de prova

indeformados quanto para os corpos de prova remoldados o modelo também não se ajustou aos pontos dos ensaios de laboratório.

A utilização dos valores de entrada de ar (primeiro ou o segundo valor de entrada de ar) da curva característica para o modelo de Bao *et al* (1998), para ambas condições de moldagem, não ajustou os resultados de laboratório. Entretanto, a utilização de um valor de entrada de ar ajustado ao modelo apresentou um ajuste aceitável para a condição indeformada, porém sem representar o pico de resistência para um nível de sucção de 75 kPa. E, para a condição remoldada, tanto para o critério de ruptura 1 quanto para o critério de ruptura 2, foi o modelo que apresentou o melhor ajuste dentre todos os modelos avaliados.

O modelo de Villar (2006), tanto para a condição indeformada quanto a remoldada, não apresentou um bom ajuste aos resultados dos ensaios de laboratório.

8.1.5. Modelos de ajuste propostos

Para a avaliação do Solo AV na condição remoldada, dos ajustes considerados, o modelo parabólico foi considerado o que melhor pode representar o comportamento da variação da resistência ao cisalhamento para diferentes níveis de sucção aplicados.

Para o modelo desenvolvido com base nos resultados dos corpos de prova indeformados, foram propostas correlações das constantes do modelo com parâmetros de resistência ao cisalhamento e da curva de retenção. Em uma primeira aproximação, do modelo proposto e das equações definidas para a determinação dos parâmetros, obteve-se uma boa simulação dos resultados obtidos através dos ensaios de laboratório.

Tanto para o solo AV quanto para os materiais da pesquisa de Sedano e Vanapalli (2011), Escário e Sáez (1987) *apud* Jucá (1993) e Donald (1956) *apud* Fredlund e Rahardjo (1993), ainda é necessário determinar uma maneira de obter através de dados de ensaios básicos o valor da constante de quebra do modelo (S^*).

O ajuste apresentado não pode ser generalizado para quaisquer tipo de solo, sem uma avaliação mais aprofundada na formulação das constantes do modelo.

8.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

O presente estudo se mostrou relativamente amplo indicando uma série de caminhos a serem seguidos para o avanço do conhecimento na Mecânica dos Solos Não Saturados. Os principais pontos desta tese que merecem atenção especial quanto à continuidade da investigação geotécnica são:

- (a) Execução de ensaios não saturados no equipamento *hollow cylinder*, com o objetivo de determinar a influência da sucção na resistência ao cisalhamento para diferentes inclinações da direção da tensão principal maior e a influência da tensão principal intermediária.
- (b) Verificar, através de ensaios *hollow cylinder*, se a aplicação da técnica da translação de eixos para aplicação da sucção não resulta em um comportamento anisotrópico no corpos de prova.
- (c) Definir o comportamento da sucção no corpo de prova durante a fase de cisalhamento dos ensaios triaxiais. É possível afirmar que a sucção ao fim do cisalhamento mantém-se constante mesmo com a variação do grau de saturação?
- (d) Realizar uma série de ensaios complementares em corpos de prova indeformados com o intuito de verificar o elevado valor de resistência ao cisalhamento observado para o nível de sucção de 75 kPa.
- (e) Quanto ao modelo de previsão de resistência apresentado para a condição de moldagem indeformado recomenda-se validar as equações propostas para as constantes do modelo e identificar o ponto de quebra para o nível de sucção de 75 kPa.
- (f) Para a extrapolação do modelo para outros tipos de solos recomenda-se identificar as características observadas no material que possam ser representadas matematicamente tanto para o solo AV quanto para os outros solos avaliados.
- (g) Avaliar a influência da redução do índice de vazios durante a fase de cisalhamento no valor da sucção aplicada ao corpo de prova mediante técnicas de medidas inovadoras.

REFERÊNCIAS

- Abramento, M.; Carvalho, C.S. (1989). *Geotechnical parameters for the study of natural slopes instabilization at “Serra do Mar”*. *Proceedings 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Rio de Janeiro, Balkema. Vol. 3. pp. 1599 – 1602.
- Abramento, M.; Pinto, C.S.(1993). **Resistência ao cisalhamento de solos coluvionares não saturado das encostas da serra do mar**. *Solos e Rochas*. São Paulo. Vol. 16. nº 3. pp. 145 – 158.
- Aitchison, G.D. (1965). *Soil properties, shear strength and consolidation*. 6th *International Conference of Soil Mechanics Foundation Engineer*. Vol. 3. pp. 318 – 321.
- Alva-Hurtado, J.E.; Selig, E. T. (1981). *Survey of laboratory devices for measuring soil volume changes*. *Geotechnical Testing Journal*. GTJODJ. Vol. 4, nº 1. pp. 11 – 18.
- Atkinson, J. H.; Bransby, P.L.; (1978). *The Mechanics of Soil – An Introduction to Critical State Soil Mechanics*. Ed. McGraw-Hill, London.
- Aversa, S.; Nicotera, M. V.(2002). *A triaxial and oedometer apparatus for testing unsaturated soils*. *Geotechnical Testing Journal*. GTJODJ. Vol. 25. nº 1. pp. 3 – 15.
- Bao, C.; Gong, B.; Zhan, L. (1998). *Proprieties of unsaturated soils and slope stability of expansive soils, keynote lecture*. *Proc. 2nd Int. Conf. On Unsaturated Soils (UNSAT 98, Vol.1, International Academic, Beijing, China, 71-98*.
- Beneveli, R.M. (2002). **Estudo dos efeitos de umedecimento e secagem na resistência ao cisalhamento de um solo compactado em laboratório**. Dissertação (Mestrado em Engenharia - Pontificia Universidade Católica, Rio de Janeiro (PUC-Rio). 182 p.
- Bica, A.V.D.; Bressani, L.A.; Clayton, C.R.I.; Soares, J.M.D.; Formoso, M.T. (1994). **Algumas aplicações de sensores de Efeito Hall em instrumentação geotécnica**. X COBRAMSEF, Anais ..., p. 327 – 334.
- Bishop, A.W.; Alpan, G.; Blight, G.E.; Donald, I.D. (1960) *Factors controlling the strength of partly saturated cohesive soils*. *ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils*. *University of Colorado, Boulder, CO*, pp. 503 – 532.
- Bishop, A. W.; Blight, G.E.(1963). *Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils*. *Geotéchnique*. Vol. 13. nº 2. pp. 177 – 197.
- Bishop, A. W.; Donald, I.B. (1961). *The experimental study of partly saturated soils in the triaxial apparatus*. *Proceeding 5th International Conference of Soil Mechanics Foundation Engineering*. Paris. Vol. 1. pp. 13 – 21.

- Bishop, A. W.; Henkel, D.J.(1962). *The Measurement of Soil Properties in Triaxial Test*, 2nd ed. Edward Arnold, Ltd., London.
- Bishop, A. W.; Wesley, L.D. (1975). *A Hydraulic Apparatus for Controlled Stress Path Testing*. *Géotechnique*. Vol. 25, n° 4. pp 657-670.
- Bressani, L.A. (1990). *Experimental properties of bonded soils*. PhD thesis, University of London, London.
- Bressani, L. A., Bica, A.V.. D, Silveira, R. M. (2005). **Resultados de ensaios triaxiais em um solo coluvionar de arenito da escarpa da Serra Geral em Timbé do Sul (SC)**. 4ª Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas (COBRAE). Salvador.
- British Standards Institution. (1990). *British standard methods of test for soil for civil engineering purposes – part 8: shear strength tests (effective stress)*. BS 1377: Part8: 1990. London.
- Brown, S. F.; Richardson, I. R. (2004). *A hollow cylinder apparatus to study the cyclic loading behavior of dry granular material*. In: *Advances in Geotechnical Engineering. The Skempton Conference*. Ed. Thomas Telford, London, Vol. 1, p. 369-380.
- Bucio, M. B. (2002). *Estudio Experimental del Comportamiento Hidro-mecánico de Suelos Colapsables*. Tesis Doctoral – Universitat Politècnica da Catalunya, Barcelona, España.
- Cabarkapa, Z. e Cuccovillo, T.(2006). *Automated triaxial apparatus for testing unsaturated soils*. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 29, n° 1
- Campos, T.M.P.(1997) **Resistência ao cisalhamento de solos não saturados**. 3º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados. Rio de Janeiro. Vol. 2. pp. 399 – 417.
- Campos, T.M.P.; Carrilo, C. W. (1995). *Direct shear testing on an unsaturated soil from Rio de Janeiro*. *Unsaturated Soils*, ed. Alonso e Delage, Proc. 1st Int. Conf. On Unsaturated Soils, Paris Balkema, v. 1, pp. 31-38
- Clayton, C. R. I.; Khatrush, S. A. (1986). *A New Device for Measuring Local Axial Strains on Triaxial Specimens*. *Géotechnique*, Vol. 36, n° 4, pp. 593 – 597.
- Clayton, C.R.I.; Khatrush, A.S.; Bica, A.V.D.; Siddique, A. (1989). *The use of Hall Effect semiconductors in geotechnical instrumentation*. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 12, n° 1, pp. 69 – 76.
- Delage, P; Silva, G.P.R.S.; Laure, E. (1987). *Um nouvel appareil triaxial pour lês sols non-saturés*. In: *9th European conference on Soils Mechanics, Dublin, Proceeding*, pp. 25-28.
- Drumright, E. E. (1989). *The contribution of matric suction to shear strength of unsaturated soils*. PhD thesis – Colorado State University.

Escario, V.; Jucá, J.F.T.(1989). ***Strength and deformation of partly saturated soils.*** *Proceedings 12th International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering.* Rio de Janeiro, Brazil. Vol.1. pp. 43 – 46.

Escario, V.; Saez, J.(1986). ***The shear strength of partly saturated soils.*** *Géotechnique.* Vol. 36. n° 3, pp. 453 – 456.

Feuerharmel, C. (2003). **Aspectos do Comportamento Não Saturado de Dois Solos Coluvionares – Gasotudo Bolívi-Brasil.** Dissertação de Mestrado. PPGEC/UFRGS. Porto Alegre, RS. 148 p.

Feuerharmel, C. (2007). **Estudo da Resistência ao Cisalhamento e da Condutividade Hidráulica de Solos Coluvionares Não Saturados da Formação Serra Geral.** Tese de Doutorado. PPGEC – UFRGS. Porto Alegre, RS. 329 p.

Feuerharmel, C.; Gehling, W.Y.Y.; Bica, A.V.D. (2005). ***Determination of the soil-water characteristic curve of undisturbed colluvium soils.*** In.: *International Symposium Advanced Experimental Unsaturated Soil Mechanics.* EXPERUS 2005, Trento (Itália), *Proceeding.* V.1 pp 345-349.

Feuerharmel, C.; Gehling, W.Y.Y.; Bica, A.V.D. (2006). ***The use of filter-paper and suction plate methods for determining the soil-water characteristic curve of undisturbed colluvium soils.*** *Geotechnical Testing Journal.* v. 29. pp 419-425.

Figueroa, J. L.; Saada, A. S.; Liang, L.; Dahisaria, N. M. (1994). ***Evaluation of soil liquefaction by energy principles.*** *Journal of Geotechnical Engineering,* Vol. 120. p. 1554 - 1569.

Fredlund, D.G.(1979). ***Second Canadian Geotechnical Colloquium: Appropriate concepts and technology for unsaturated soils.*** *Canadian Geotechnical Journal.* Vol. 16, pp. 121 – 139.

Fredlund, D.G.; Morgenstern, N.R. (1977). ***Stress state variables for unsaturated soils.*** *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division.* GT5. Vol. 103 pp. 447 – 465.

Fredlund, D.G.; Vanapalli, S.K.; Pufahl, D.E. (1995). ***Predicting the shear strength function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve.*** *Unsaturated Soils / Sols Non Saturés. Proceedings of the First International Conference on Unsaturated Soils, Vol 1.* pp. 63-70, Paris, França.

Fredlund, D.G.; Xing, A.; Fredlund, M.D.; Barbour, S.L. (1996). ***The relationship of the unsaturated soil shear strength to the soil-water characteristic curve.*** *Canadian Geotechnical Journal.* Vol. 32, pp. 440 – 448.

Fredlund, D.G.; Morgenstern, N.R.; Widger, R.A.(1978). ***The shear strength of unsaturated soils.*** *Canadian Geotechnical Journal.* Vol. 15, n° 3, pp. 313 – 321.

Fredlund, D.G.; Rahardjo, H.; Gan, J.K.M.(1987). *Non-linearity of strength envelope for unsaturated soils*. *Proceedings 6th International Conference on Expansive Soils*. New Delhi. Vol.1. pp. 49 – 59.

Fredlund, D.G; Rahardjo, H. (1993). *Soil mechanics for unsaturated soils*. New York, Ed. John Wiley & Sons.

Fredlund, D.G; Rahardjo, H. (2012). *Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice*. New York, Ed. John Wiley & Sons Inc.

Fredlund, D.G.; Vanapalli, S.K. (2002). *Shear strength of unsaturated soil. Method of soil analysis, part 4 – physical methods*, *Soil Science Society of America, book 5* Ed. J. H. Dane e G. C. Koop. pp – 324 – 360.

Frost, J. D.; Park, J.-Y., (2003). *A critical assessment of the moist tamping technique*. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 26, No. 1.

Gan, J.K.; Fredlund, D.G. (1988). *Multistage direct shear testing of unsaturated soils*. *Geotechnical Testing Journal*, V.11(2), pp. 132 – 138.

Gan, J.K.M.; Fredlund, D.G.; Rahardjo, H.(1988). *Determination of the shear strength parameters of an unsaturated soil using the direct shear test*. *Canadian Geotechnical Journal*. Vol. 25, pp. 500 – 510.

Geiser, F.; Laloui, L.; Vulliet, L. (2000). *On the volume measurement in unsaturated triaxial test*. *Asian Conference on Unsaturated Soils*. Cingapore. Vol. 1. pp. 669 – 674.

GeotechniCAL on the web. (2011) <http://environment.uwe.ac.uk/geocal/SoilMech/basic/stiffness.htm> Website acessado em outubro de 2001. *Based on part of the GeotechniCAL reference package by Prof. John Atkinson, City University. University of the West of England.*

Gitirana Jr, G.F.N. (2011). Arquivo pessoal.

Gitirana Jr., G.F.N; Fredlund, D.G. (2004) *A soil-water characteristic curve equation with independent properties*. *Technical Note, ASCE Journal of Geotechnical and Environmental Engineering*, V. 130(2), pp. 209-213.

Gobbi, F. S.(2005). **Investigação do comportamento mecânico de um solo residual de gnaiss da cidade de Porto Alegre, RS**. Dissertação de Mestrado – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil/UFRGS. Porto Alegre. 159 páginas.

Guan, G.S.; Rahardjo, H.; Choon, L.E. (2010). *Shear strength equations for unsaturated soil under drying and wetting*. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. ASCE. pp. 594 – 606

Guizelini, A.P.; de Campos, T.M.P.; Dell'Avanzi, E. (2011). *Avaliação de parâmetros de resistência de um solo siltoso através de ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada*. VII Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Pirenópolis, Goiás, pp. 161-167.

Gulhati, S.K.; Satija, B.S.(1981). *Shear strength of partially soils*. Proceedings 10th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering. Stockholm. Vol. 1. pp. 609 – 612.

Han, K.K.; Rahardjo, H.; Broms, B.B. (1995). *Effect of hysteresis on the shear strength of a residual soil*. In. 1st International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT, Paris (France). Proceeding, Vol. 2, pp. 499-505

Hight, D. W.; Gens, A.; Symes, M. J. (1983). *The Development of a New Hollow Cylinder Apparatus for Investigating the Effects of Principal Stress Rotation in Soils*. Geotechnique, Vol. 333, No 4, pp. 355 – 383.

Ho, D.Y.F.; Fredlund, D.G. (1982). *A multistage triaxial test for unsaturated soils*. Geotechnical Testing Journal. GTJODJ. Vol. 5. pp. 18 – 25.

Ibanez, J.P. (2003). **Modelagem constitutiva para solos com ênfase em solos não saturados**. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – PUC-Rio. Rio de Janeiro.

Jennings, J.E.B.; Burland, J.B.(1962). *Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils*. Géotechnique. Vol. 12. n° 2. pp. 125 – 144.

Jotisankasa, A.; Coop, M.; Ridley, A. (2007) *The development of a suction control system for a triaxial apparatus*. Geotechnical Testing Journal. GTJODJ. Vol. 30, n° 1, pp. 1 – 7.

Jucá, J.F.T. (1990). *Comportamiento de los suelos parcialmente saturados bajo succión controlada*. Tesis de doctorado – Universidad Politécnica de Madrid, Madrid – Espanha. 346 p.

Jucá, J. F. T. (1993). *Comportamiento de los suelos parcialmente saturado bajo succión controlada*. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas – Laboratório de Geotécnica – Madrid. 244 p.

Khalili, N.; Khabbaz, M.H. (1988). *A unique relationship for c for the determination of the shear strength of unsaturated soils*. Géotechnique Vol. 48 (5). pp. 681 – 687.

Kelly, B. C.; Naughton, P. J. (2005). *Development of a new hollow cylinder apparatus for stress path measurements over a wide strain range*. Geotechnical Testing Journal, Vol. 28, No. 4.

La Rochelle, P.; Leroueil, S.; Trak, B.; Blais-Lenoux, L.; Tavenas, F. (1988). *Observational approach to membrane e area corrections in triaxial tests*. Advanced Triaxial Testing of Soil an Rock, ASTM STP 977, Robert T. Donaghe, Ronald C. Chaney e Marshall L. Silver, Eds., American Society for Testing Materials, Philadelphia, EUA. pp. 715-731.

Lade, P. V. (1988). ***Automatic Volume Change and Pressure Measurement Devices for Triaxial Testing of Soils***. *Geotechnical Testing Journal*. GTJODJ. Vol. 11, nº 4, pp. 263 – 268.

Lambe, T.W.; Whitman, R.V.(1979). ***Soil Mechanics***. New York, Ed. John Wiley & Sons.

Lee, I.M., Sung, G.S.; Cho, G.C. (2005). ***Effect of stress state on the unsaturated shear strength of a weathered granite***. *Canadian Geotechnical Journal*. Vol. 42. pp. 624 – 631

Leong, E.C.; Agus, S.S.; Rahardjo, H.(2004). ***Volume change measurement of soil specimen in triaxial test***. *Geotechnical Testing Journal*. GTJODJ. Vol. 27, nº 1, pp. 1 – 9.

Leroueil, S., Hight D.W. (2003). ***Behaviour and properties of natural soils and soft rocks, Characterization and engineering properties of natural soils***, Tan *et al* (eds.) 2003 Swets e Zeitlinger, Lisse. pp. 29-254.

Lin, M. H.; Penamadu, D. M. (2005). ***“Experimental investigation on principal stress rotation in Kaolin Clay***. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 131, No. 5, pp. 633 – 642.

Martínez. G.S.S. (2003). ***Estudo do comportamento mecânico de solos lateríticos da Formação Barreiras***. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil UFRGS. Universidade Federal do Rio Grande do Sul – Porto Alegre. 265 p.

Matsuoka, H.; Sun, D.; Kogane, A.; Fukuzawa, N.; Ichihara, W. (2002). ***Stress-strain behavior of unsaturated soil in true triaxial tests***. *Canadian Geotechnical Journal* Vol. 29. pp. 608-612.

Matyas, E.L.; Radhakrishna, H.S.(1968). ***Volume change characteristics of partially saturated soils***. *Géotechnique*. Vol. 18. pp. 432 – 448.

Murray, E.J.; Sivakumar, V. (2010). ***Unsaturated soils: a fundamental interpretation of soil behavior***. Ed. Wiley-Blackwell, Inglaterra. 284 pág.

Ng, C.W.W.; Zhan, L.T.; Cui, Y.J.(2002). ***A new simple system for measuring volume changes in unsaturated soils***. *Canadian Geotechnical Journal*. Vol. 39. pp. 757 – 764.

Nishimura, S. (2005). ***Laboratory Study of Anisotropy of Natural London Clay***. *Ph.D. Thesis, Imperial College of Science, Technology and Medicine, University of London, London*.

Oberg, A. e Sallfors, G. (1997). ***Determination of shear strength parameters of unsaturated silts and sands based on the water retention curve***. *Geotechnical Testing Journal, GTJODJ*, vol. 20(1); pp. 40 -48.

Oliveira, O. M. (2004). **Estudo sobre a resistência ao cisalhamento de um solo residual compactado não saturado**. Tese de Doutorado – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações. São Paulo, SP. 332 pag.

Pereira, A. (2006). **Resistência ao Cisalhamento de Solos Não Saturados: Análise Experimental e Teórica**. Dissertação de Mestrado, PPGEC/UFRGS. Porto Alegre, RS. 153 p.

Prashant, A.; Penamadu, D. (2005). *Experimental investigation on principal stress rotation in Kaolin Clay*. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*.

Rampino, C.; Mancuso, C.; Vinale, F. (1999). *Laboratory Testing on an Unsaturated Soil: Equipment, Procedures, and First Experimental Results*. *Canadian Geotechnical Journal*. Vol. 36. pp. 1 – 12.

Rassam, D.W.; Cook, F. (2002). *Predicting the shear strength envelope of unsaturated soils*. *Geotechnical testing journal, GTJODJ*. Vol. 25 (2). pp. 215-220.

Rohm, S. A.; Vilar, O. H. (1995). *Shear strength of an unsaturated sandy soil*. *Proceedings 1st International Conference on Unsaturated Soils. Paris Balkema*. Vol. 1. pp. 189 – 193.

Rifa, A.; Laloui, L.; Vulliet, L.(2002). *Volume Measurement in Unsaturated Triaxial Test Using Variation and Image Processing*. *Unsaturated Soils – Recife, Brasil*. Vol. 2. pp. 441 – 445.

Rolo, R. (2003). *The Anisotropic Stress-strain-strength Behavior of Brittle Sediments*. *Ph.D. Thesis, Imperial College of Science, Technology and Medicine, University of London, London*.

Romero, E.; Facio, J.A.; Gens, A.; Alonso, E.E. (1997). *A new suction and temperature controlled triaxial apparatus*. *Proceedings 14th International Conference and Soil Mechanics Foundation Engineering*. Hamburg. Vol. 1. pp. 185 – 188.

Saada, A.S. (1988). *State-of-the-art: hollow cylinder torsional device: their advantages and limitations*. In: *Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock, ASTM STP 977*. Ed. American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp.766 - 789.

Sedano, J. A. I.; Vanapalli, S.K. (2011). *The relationship between the critical state shear strength of unsaturated soils and the soil-water characteristic curve*. *Unsaturated Soils*. (Alonso & Gens – eds). Taylor & Francis Group, Londres. pp. 253 – 258.

Sheng, D.; Zhou, A.; Fredlund, D.G. (2011). *Shear Strength criteria for unsaturated soils*. *Geotechnical Geological Engineering*. Vol. 29. pp. 145 – 159.

Silveira, R. M. (2003). **Propriedades Geotécnicas dos Solos Coluvionares do Gasoduto Bolívia-Brasil em Timbé do Sul (SC)**. Dissertação de Mestrado. PPGEC/UFRGS. Porto Alegre, RS. 150p.

Silveira, R. M. (2008). **Comportamento Geotécnico de um Solo Coluvionar de São Vendelino (RS, Brasil)**. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

Sivakumar, R.; Sivakumar, V.; Blatz, J.; Vimalan, J. (2006). *Twin-Cell stress path apparatus for testing unsaturated soils*. *Geotechnical Testing Journal*. Vol. 33, nº 2, pp. 1 – 12.

Sivathayalan, S.; Vaid, Y. P. (2002). *Influence of generalized initial state and principal stress rotation on the undrained response of sands*. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 39, p. 63 – 76.

Soares, J.M.D.; Bica, A.V.D.; Bressani, L.A.; Martins, F.B.(1994). **Medição local de deformações utilizando sensores de Efeito Hall**. *Solos e Rochas*, Vol. 17, nº 3, pp. 183 – 188.

Streck, E.V.; Kampf, N.; Dalmolin, R.S.D.; Klamt, E.; do Nascimento, P.C.; Shneider, P.(2002). **Solos do Rio Grande do Sul**. EMATER/RS; UFRGS Porto Alegre/RS.

Strieder, A.J.; Bica, A.V.D.; Bressani, L.A.(2002). Relatório1, Projeto FINEP CTPETRO 0682/01 – **Caracterização geológico-geotécnica dos terrenos ao longo do segmento da rede de transporte de gás natural**. Não Publicado.

Theisen, K.M. (2011). **Estudo de parâmetros constitutivos extraídos de dados experimentais no comportamento de misturas asfálticas**. Tese (doutorado em Engenharia). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre. 312 p.

Thu, T. M.; Rahardjo, H.; Leong, E.C.(2006). *Effects of hysteresis on shear strength from constant water content and consolidated drained triaxial tests*. *Unsaturated Soils*. pp. 1212 – 1222.

Toll, D.G.(1990). *A framework for unsaturated soil behaviour*. *Géotechnique*. Vol. 40. , nº 1, pp. 31 – 44.

Uchaipichat, A. (2010). *Prediction of shear strength for unsaturated soils under drying and wetting processes*. *EJGE* pp. 1087 - 1102

Vaid, Y.P.; Sayão, A.; Hou, E.; Negussey, D. (1990). *Generalized stress-path-dependent soil behavior with a new hollow cylinder torsional apparatus*, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 27, No. 5, pp. 601 - 616.

Vanapalli, S.K.; Fredlund, D.G. (1999). *Empirical procedures to predict the shear strength of unsaturated soils*. *11th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Hong et al (Eds). Balkema, Rotterdam.

Vanapalli, S.K.; Fredlund, D.G.; Pufahl, D.E.; Clifton, A.W. (1996). *Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction*. *Canadian Geotechnical Journal*. Vol. 33. pp. 379-392.

Vilar, O.M. (2006). *A simplified procedure to estimate the shear strength envelope of unsaturated soils*. *Canadian Geotechnical Journal*. Vol. 43. pp. 1088 - 1095.

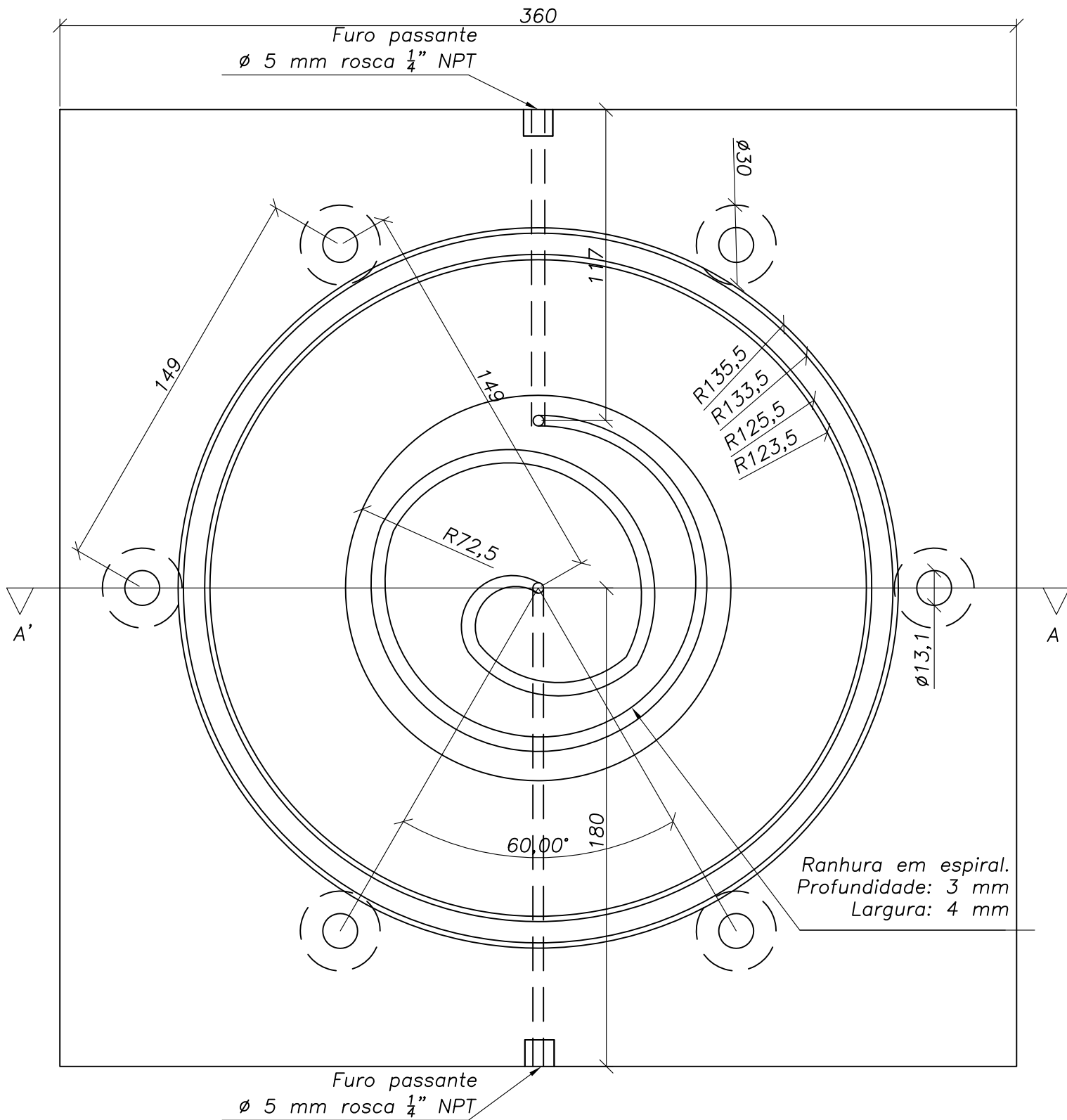
Wille Geotechnik GmbH & Co. Kg. Manuais de uso para os componentes do Item 138 – Sistema de ensaio de compressão triaxial.

Wood, D. M. (1990). *Soil behaviour and critical state soil mechanics*. *Cambridge University Press*. University of Cambridge.

Zdravkovic, L.; Jardine, R.J. (2001). *The effect on anisotropy of rotating the principal stress during consolidation*. *Geotechnique*, Vol. 51, n.º. 1, p.p 69-83.

Zdravkovic, L.; Potts, D. M. (2005). *Finite element investigation of non-uniformities in hollow cylinder experiments*. In: *11th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics – Prediction, Analysis and Design in Geomechanical Applications*, Torino, Itália. Vol. 2, pp. 251-258.

ANEXOS



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA - LABORATÓRIO DE GEOTECNOLOGIA

Av. Osvaldo Aranha, 99 - 3º Andar/Campus Centro - Porto Alegre/RS
 Fone: (051) 3316-3462

OBRA:
 Câmara de Equalização

LOCAL:
 LAGEO

REFERÊNCIA:
 Planta Baixa e Corte

DESENHO:
 Álvaro Pererira

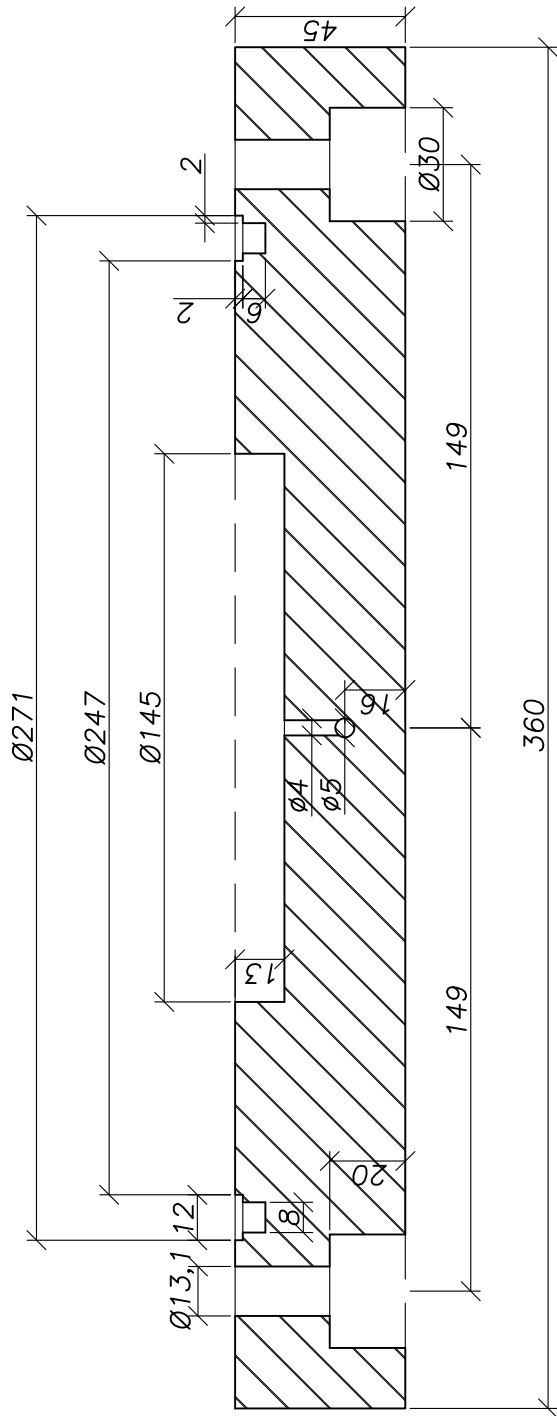
DATA:
 junho/2006

ESCALA:
 1:2

ARQUIVO:
 Camara Equalização

PRANCHA:

E-01



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
 ESCOLA DE ENGENHARIA
 LABORATÓRIO DE GEOTECNOLOGIA
 Av. Osvaldo Aranha, 99 - 3º Andar/Campus Centro -
 Poá/RS
 Fone: (051) 3316-3462

OBRA: Câmara de Equalização
LOCAL: LAGEO
REFERÊNCIA: Corte A-A
DESENHO: Alvaro Pereira

DATA: junho/2006
ESCALA: 1:2
ARQUIVO: Câmara de Equalização.dwg

FRANCHA:
 E-02