

**RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS NÃO
SATURADOS: ANÁLISE EXPERIMENTAL E TEÓRICA**

Álvaro Pereira

Porto Alegre
Fevereiro 2006.

ÁLVARO PEREIRA

**RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS NÃO
SATURADOS: ANÁLISE EXPERIMENTAL E TEÓRICA**

Dissertação 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 Mestre em
Engenharia na modalidade Acadêmico.

Porto Alegre
Fevereiro 2006.

PEREIRA, Álvaro

Resistência ao cisalhamento de solos não saturados: análise experimental e teórica / Álvaro Pereira. – Porto Alegre, RS: PPGEC/UFRGS, 2006.

153p.

Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul; Mestrado. Orientador: Wai Ying Yuk Gehling e Adriano Virgílio Damiani Bica.

1. Resistência ao cisalhamento I. Resistência ao cisalhamento de solos não saturados: análise experimental e teórica.

CCAA2

ÁLVARO PEREIRA

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS NÃO SATURADOS: ANÁLISE EXPERIMENTAL E TEÓRICA

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA 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 fevereiro de 2006

Profª. Wai Ying Yuk Gehling
Dr. Universidad Politécnica da Catalunya
Orientador

Prof. Adriano Virgílio Damiani Bica
PhD. University of Surrey, UK.
Orientador

Prof. Fernando Schnaid
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

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

Prof. Fernando Marinho (USP)
PhD. pela University of London

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

Profª. Suyen Nakahara (UFRGS)
Dr. pela Universidade de São Paulo

Ao meu pai
(*in memoriam*)

AGRADECIMENTOS

Agradeço a DEUS pela minha vida e oportunidades ao longo dela que possibilitaram tornar tudo isto possível.

Agradeço especialmente à minha mãe que sempre priorizou, a mim e meu irmão, saúde e educação. Ela sempre me ensinou que com saúde, educação e dedicação todo o resto é consequência. Tomo seus ensinamentos como lição de vida. Este trabalho é a prova de seus conselhos e ensinamentos. Amo muito você

Agradeço e dedico este trabalho a minha nona NONA LURDA, quem eu considero uma pessoa muito especial, como minha segunda mãe. Acho a senhora um exemplo de vida, tenho um enorme orgulho em dizer que sou seu neto. Amo a senhora.

Agradeço a minha tia Marta pelos conselhos e apoio, sinto por não podermos nos encontrar mais seguido. Ao meu tio Marião, também pelos conselhos e apoio, não agradeço pelos convites para pescar, as mensagens no celular convidando para comer costela e nem pelas ligações da praia, enquanto estava no calor de Porto Alegre na fase final deste trabalho. Agradecerei se estes convites forem feitos a partir de agora.

Um agradecimento muito especial a minha tia e madrinha Márcia, que me apóia e me ajuda desde os tempos de graduação. Tenho um carinho muito especial por você, admiro seu jeito divertido de ser no dia a dia. Gosto muito de ficar conversando com a senhora e das suas brincadeiras.

Agradeço à minha prima, amiga e parceira de ceva Grasi que me acolheu nestes últimos meses e foi quem acabou escutando minhas reclamações na fase final deste trabalho.

Agradeço e dedico este trabalho a duas pessoas que considero muito especiais e tomo como exemplo tanto profissionalmente quanto como pessoa. À minha amiga Carolina (minha eterna chefe) que me iniciou nos estudos em solos não saturados e me ajudou no desenvolvimento deste trabalho. Ao meu amigo Felipe (nenô) que desde os tempos de graduação transmite a paixão pela engenharia, e que hoje já é reconhecido como um exemplo de profissional. Obrigado a ambos pela amizade, conselhos e ajuda durante todo o desenvolvimento desta pesquisa.

Agradeço e dedico a todos meus amigos, muitos não tem nem idéia do que significa o título deste trabalho muito menos o que fiz nesta pesquisa, principalmente: Eduardo, Leonardo (pequeno), Airton, Vini, Sogipa, Tussi, Aline, Deise e Marcelo.

Agradeço aos colegas e amigos engenheiros com que tenho e tive a oportunidade de conviver nestes últimos anos. Marcelo Rigo que considero um exemplo. Juliana Bernardes, Lú, e Malysz companheiros de almoço no RU e do cafezinho. Meus colegas e amigos de mestrado: Marlon, Bianca, Vitorello, Isac, Chico, Jucélia, Lélío, Luizmar, Klaus e Lisiane.

Um agradecimento muito especial faço aos meus orientadores. Bica pela ajuda, paciência, preocupação e conselhos dados durante na adaptação do equipamento, além das correções na dissertação. Acho o senhor um exemplo de dedicação à pesquisa e ao ensino. Admiro o senhor pelo seu amplo conhecimento. Agradeço sinceramente a professora Wai pelo voto de confiança no mestrado, pelo apoio, estímulo, paciência, compreensão e ajuda, desde que entrei no mestrado até agora, desde assuntos informais até na compreensão dos resultados em solos não saturados.

Agradeço ao pessoal do Laboratório. O doutorando e amigo Rodrigo com que iniciei no laboratório na iniciação científica. Ao Jair, que além do grande (literalmente) amigo, é quem vinha com as soluções mais inesperadas e simples para os problemas que apareciam no equipamento, admiro o senhor. As bolsistas e amigas: Carla que me acompanhou durante todo o desenvolvimento desta pesquisa e Juliana pela ajuda na parte final da pesquisa. Agradeço ao prof. Bressani pelas dicas relacionadas aos resultados de ensaio triaxial.

Agradeço aos professores que tive o enorme prazer de conhecer e aprender durante a graduação e o mestrado: Adriano Bica, Wai Gehling, Luiz Bressani, Washington Núñez, Fernando Schnaid, Jorge Ceratti, Nilo Consoli.

Agradeço a CAPES pela bolsa de estudos que possibilitou a minha total dedicação a este trabalho.

Agradeço ao pessoal da secretaria do Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil: Eléa, Rita, Ana Luísa, Liliane e Carmem.

Agradeço a banca examinadora, Prof. Gilson Gitirana, Prof. Fernando Marinho, Prof. Cezar Augusto Burkert Bastos e Prof^a. Suyen Nakahara, por aceitar o convite para participar desta. É uma enorme honra suas presenças.

Para finalizar, agradeço e dedico este trabalho à pessoa que mais amo na minha vida, Joseane. Muito obrigado por todo incentivo e compressão, principalmente nos últimos meses. Obrigado pelas palavras de estímulo ao telefone e por agüentar e entender meu mau humor. Tenha certeza que foste fundamental para a realização deste trabalho. AMO VOCÊ, MEU ETERNO AMOR.

A espantosa realidade das cousas
É a minha descoberta de todos os dias
Cada cousa é o que é

Fernando Pessoa

RESUMO

PEREIRA, A. (2006) **Resistência ao cisalhamento de solos não saturados: análise experimental e teórica**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Um equipamento triaxial convencional originalmente utilizado para ensaios em amostras de solos saturados saturada foi modificado para que fosse possível a realização de ensaios triaxiais em solos não saturados. As principais modificações foram a instalação de uma pedra cerâmica de alto valor de entrada de ar (300 kPa) na nova base da câmara triaxial e uma nova linha de aplicação de pressão para aplicação de pressão de ar na amostra. A técnica de translação de eixos é utilizada para evitar cavitação no sistema de aplicação de pressão.

O solo estudado nesta pesquisa consiste de um colúvio de arenito localizado nas encostas da Formação Serra Geral, entre os municípios de Timbé do Sul (SC) e São José dos Ausentes (RS). Ensaios triaxiais convencionais foram realizados nas condições drenado e não drenado em amostras indeformadas para tensões de confinamento iniciais variando de 50 até 500 kPa; ensaios triaxiais convencionais foram realizados na condição drenada em amostras remoldadas para as tensões de confinamento iniciais de 50, 100 e 200kPa. Ensaios triaxiais com sucção controlada foram realizados na condição drenado em amostras indeformadas para as tensões normais líquidas de 50, 100, 150 e 200 kPa em níveis de sucção variando de 25 até 150 kPa.

A partir dos resultados dos ensaios triaxiais determinou-se os parâmetros de resistência ao cisalhamento: c' – intercepto coesivo efetivo; ϕ' - ângulo de atrito interno efetivo; ϕ^b – ângulo de atrito interno que quantifica a contribuição da sucção na resistência ao cisalhamento. O comportamento encontrado foi de uma envoltória de resistência ao cisalhamento não saturada bilinear com acréscimo na resistência ao cisalhamento para baixos níveis de sucção até aproximadamente 75 kPa, e após um decréscimo na resistência ao cisalhamento. A tensão normal líquida não influencia no valor de ϕ^b e a sucção não provoca alteração no valor de ϕ' . O valor de ϕ^b apresenta valores superiores ao valor de ϕ' , quando se utiliza o critério de ruptura clássico de resistência ao cisalhamento. Alguns critérios de determinação dos valores máximos de ruptura foram aplicados para um melhor entendimento do comportamento resistente deste material.

Palavras-chave: solos não saturados, resistência ao cisalhamento, equipamento triaxial.

ABSTRACT

PEREIRA, A. (2006). **Resistência ao cisalhamento de solos não saturados: análise experimental e teórica.** Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Shear strength of unsaturated soils: experimental and theoretical analysis

A conventional triaxial equipment, originally used for testing saturated soil specimens, was modified in order to allow the testing of unsaturated specimens. The main modifications consisted of the installation of a high air-entry value porous ceramic (300 kPa) in the modified cell base and a new drainage line for application of pore-air pressure to the specimens. The axis-translation technique is used to prevent cavitation in the pressure measuring system.

The soil studied consists of a colluvium of sandstone located on hillsides of the Serra Geral Formation, in the municipal districts of Timbé do Sul (SC) and São José dos Ausentes (RS). Saturated triaxial tests were carried out under drained and undrained conditions for undisturbed specimens for initial effective stresses of 50 to 500 kPa; saturated triaxial tests were carried out under drained conditions for remolded specimens for initial effective stresses of 50, 100 and 200 kPa. Unsaturated triaxial tests were carried out under drained conditions for undisturbed specimens for net normal stresses of 50, 100, 150 and 200 kPa with suction levels varying from 25 to 150 kPa.

Shear strength parameters were determined from the results of those triaxial tests: c' – effective cohesion intercept; ϕ' – angle of internal friction; ϕ^b – angle of internal friction that indicates the rate of change in shear strength due to changes in matric suction. The observed behavior was of a bi-linear unsaturated shear strength envelope with increments of shear strength at low suctions until a value of suction equal to 75 kPa was reached; above this value a loss of shear strength was observed. The net normal stress has negligible influence on the ϕ^b value and suction does not cause changes in the ϕ' value. The ϕ^b value is higher than ϕ' value when the classic shear strength criterion is used. Other criteria for the determination of failure values were used for a better understanding of the shear strength behavior of the soil studied.

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

3. EQUIPAMENTO.....	63
3.1. EQUIPAMENTO TRIAXIAL CONVENCIONAL.....	63
3.1.1. Interface ar/água (“Bladder”).....	64
3.1.2. Prensa Triaxial Eletromecânica Automática.....	64
3.1.3. Controlador de Pressão Automático	65
3.1.4. Medidor de Variação Volumétrica.....	65
3.1.5. Transdutor de Poro-pressão	66
3.1.6. Câmara Triaxial	66
3.1.7. Reservatório de Água.....	67
3.1.8. Equipamento Triaxial Convencional	67
3.2. EQUIPAMENTO TRIAXIAL COM SUCÇÃO CONTROLADA.....	68
3.2.1. Painel de Controle de Pressões	68
3.2.2. Caça-Bolhas	68
3.2.3. Câmara Triaxial	69
3.2.4. Pedra Cerâmica de Alto Valor de Entrada de Ar.....	71
3.2.5. Variação Volumétrica em Ensaios Não Saturados	72
3.2.6. Equipamento Triaxial com Sucção Controlada	73
4. MATERIAIS E MÉTODOS.....	75
4.1. MATERIAL DA PESQUISA	75
4.2. MÉTODOS DE ENSAIO	79
4.2.1. Saturação da Pedra Cerâmica de Alto Valor de Entrada de Ar.	80
4.2.2. Calibração da Variação Volumétrica da Câmara Triaxial.	81
4.2.2. Preparação e Instalação do Corpo de Prova.....	81
4.2.2.1. Amostragem.	82
4.2.2.2. Moldagem de corpos de prova para ensaios triaxiais.	83
4.2.2.3. Instalação do corpo de prova no equipamento triaxial.	84
4.2.3. Procedimentos de ensaios triaxiais convencionais e com sucção controlada.	85
4.2.3.1. Ensaio triaxial convencional.....	85
4.2.3.2. Ensaio triaxial com sucção controlada.	87
5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	94
5.1. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	94
5.1.1. Calibração da Variação Volumétrica da Câmara Triaxial	94

5.1.2. Ensaio Triaxiais Convencionais	96
5.1.2.1. Ensaio triaxiais convencionais drenados em corpos de prova indeformados. .	98
5.1.2.2. Ensaio triaxiais convencionais não drenados em amostras indeformadas	100
5.1.2.3. Envoltória de resistência ao cisalhamento de ensaios triaxiais convencionais em amostras indeformadas.	101
5.1.2.4. Ensaio triaxiais convencionais drenados em amostras remoldadas.	104
5.1.3. Validação do Equipamento Triaxial com Sucção Controlada	106
5.1.4. Ensaio triaxiais com sucção controlada.....	109
5.1.4.1. Curvas tensão <i>versus</i> deformação para os ensaios triaxiais com sucção controlada.	111
5.1.4.2. Trajetórias de tensão dos ensaios triaxiais com sucção controlada	116
5.1.4.3. Envoltória de resistência ao cisalhamento não saturada de ensaios triaxiais com sucção controlada.	119
5.2. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	124
5.2.1. Critérios de Ruptura.....	124
5.2.1.1. Critério de Ruptura proposto por Campos e Carrilo (1995).....	125
5.2.1.2. Critérios de deformação arbitrária.....	126
5.2.1.3. Ajuste Hiperbólico.....	128
5.2.1.4. Ajuste da curvas tensão <i>versus</i> deformação axial.	133
6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	137
6.1. CONCLUSÕES	137
6.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	140
7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	142

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Categorias da Mecânica dos Solos. * Areias secas são consideradas sistema bifásico; ** Solos com bolhas de ar oclusas são considerados um sistema bifásico; *** Podem ser solos colapsíveis ou expansíveis. (Fredlund, 1979).....	27
Figura 2.2 – Mudanças estruturais no solo devidas às cargas externas e pressões negativas: (a) partículas em estado natural; (b) partículas sob carga; (c) deslocamentos das partículas devido às forças compreensivas resultantes do menisco; (d) partículas “unidas” pelas forças do menisco nos contatos dos grãos. (Jennings e Burland, 1962).	39
Figura 2.3 – Círculo de Mohr estendido para solos não saturados (Fredlund, 1979).....	44
Figura 2.4 – Variação do intercepto coesivo de acordo com o valor de sucção (Fredlund e Rahardjo, 1993).	47
Figura 2.5 – Representação gráfica da resistência ao cisalhamento em um plano (Ho e Fredlund, 1982).	47
Figura 2.6 – Relação entre a curva característica do solo e a resistência ao cisalhamento <i>versus</i> sucção matricial mostrando o efeito da dessaturação e dilatação durante o cisalhamento na declividade da envoltória (Gan e Fredlund, 1996).	49
Figura 2.7– Envoltórias tridimensionais de resistência ao cisalhamento: (a) linear; (b) não linear (Fredlund, 2002).	52
Figura 2.8 – Diagrama tridimensional da envoltória dos pontos de tensão. (Fredlund e Rahardjo, 1993).	53
Figura 2.9 – Relação entre parâmetros de resistência ao cisalhamento não saturada (Fredlund e Rahardjo, 1993).	53
Figura 2.10 – (a) Bolhas de ar devidas à cavitação no solo e (b) Amostra sujeita à translação eixos (Fredlund e Rahardjo, 1993).	55
Figura 3.1 – Transdutor eletrônico de poropressão.	66
Figura 3.2 – Equipamento de ensaio triaxial para realização de ensaios saturados.	67
Figura 3.3 – Caça-bolhas.	69
Figura 3.4 – Base da câmara triaxial: (a) com a ranhura e (b) com a pedra de alto valor de entrada de ar colada.	70
Figura 3.5 – Equipamento de ensaio triaxial para realização de ensaios não saturados.....	74
Figura 4.1 – Localização do solo estudado.	76
Figura 4.2 – Perfil de Podzólico Vermelho-Amarelo, em colúvio de arenito (Feuerharmel, 2003).	78
Figura 4.3 – Curva granulométrica do solo coluvionar de arenito, Bloco AV (Feuerharmel, 2003).	79
Figura 4.4 –Moldagem dos corpos de prova indeformados.	84
Figura 4.5 –Moldagem dos corpos de prova na base triaxial.	85
Figura 5.1 –Curvas de calibração para variação volumétrica da câmara triaxial para pressões de confinamento de 300 e 400 kPa.	95

Figura 5.2 – Gráficos q versus ϵ_a e ϵ_a versus ϵ_v do ensaios triaxiais convencionais drenados em corpos de prova indeformados do Solo AV. (*) Ensaio apresentado por Bressani <i>et al.</i> (2005).	98
Figura 5.3 – Gráficos q versus ϵ_a e ϵ_a versus excesso de poro-pressão dos ensaios triaxiais convencionais não drenados em corpos de prova indeformados do Solo AV	100
Figura 5.4– Gráfico p' versus q dos ensaios triaxiais convencionais drenados e não drenados em amostras indeformadas do Solo AV . (*) Ensaio realizado por Bressani et al. (2005).....	103
Figura 5.5 – Gráficos q versus ϵ_a e ϵ_a versus ϵ_v do ensaios triaxiais convencionais drenados em corpos de prova remoldados do Solo AV.	104
Figura 5.6– Gráfico p' versus q dos ensaios triaxiais convencionais drenados em corpos de prova remoldados do Solo AV	105
Figura 5.7 – Curvas de deformação volumétrica determinadas a partir da variação do volume de água da câmara triaxial e a partir da variação do volume de água do corpo de prova.	107
Figura 5.8 – Curvas tensão versus deformação axial determinadas a partir da variação do volume de água da câmara triaxial e a partir da variação do volume de água do corpo de prova.	108
Figura 5.9 – Curvas tensão versus deformação axial para corpos de prova remoldados idênticos, ensaiados na mesma tensão de confinamento efetiva no equipamento triaxial convencional e no equipamento com sucção controlada.	108
Figura 5.10 – Gráficos q versus ϵ_a e ϵ_a versus ϵ_v , dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova indeformados do Solo AV, para um nível de sucção de 25 kPa.	111
Figura 5.11 – Gráficos q versus ϵ_a e ϵ_a versus ϵ_v , dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova indeformados do Solo AV, para um nível de sucção de 50 kPa.	112
Figura 5.12 – Gráficos q versus ϵ_a e ϵ_a versus ϵ_v , dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova indeformados do Solo AV, para um nível de sucção de 75 kPa.	113
Figura 5.13 – Gráficos q versus ϵ_a e ϵ_a versus ϵ_v , dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova indeformados do Solo AV, para um nível de sucção de 100 kPa.	114
Figura 5.14 – Gráficos q versus ϵ_a e ϵ_a versus ϵ_v , dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova indeformados do Solo AV, para um nível de sucção de 150 kPa.	115
Figura 5.15 – Gráficos p' versus q dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova indeformados para um nível de sucção de 25 kPa.	117
Figura 5.16 – Gráficos p' versus q dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova indeformados para um nível de sucção de 50 kPa.	117
Figura 5.17 – Gráficos p' versus q dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova indeformados para um nível de sucção de 75 kPa.	118
Figura 5.18 – Gráficos p' versus q dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova indeformados para um nível de sucção de 100 kPa.	118

Figura 5.19 – Gráficos p' versus q dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova indeformados para um nível de sucção de 150 kPa.	119
Figura 5.20 – Representação da projeção da envoltória para o plano q versus sucção (p' igual a zero) dos ensaios triaxiais com sucção controlada (Baseada em Oliveira, 2004).	120
Figura 5.21 – Gráficos q versus sucção dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova indeformados.	121
Figura 5.22 – Critérios de rupturas propostos para as curvas de tensão versus deformação (baseada em Feuerharmel, 2006).	125
Figura 5.23 – Variação do valor do ângulo de atrito interno com a deformação axial para os ensaios saturados drenados com tensão efetiva de 50, 100, 150 e 200 kPa.	126
Figura 5.24 – Variação do valor de ϕ^b com a deformação axial para os ensaios com sucção controlada drenados.	127
Figura 5.25 – Curvas de tensão versus deformação ajustadas hiperbolicamente. O ajuste hiperbólico é representado pelo mesmo símbolo da respectiva da curva preenchido.	128
Figura 5.26 – Gráficos p' versus q dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova indeformados para um nível de sucção de 25 kPa. O ajuste hiperbólico é representado pelo símbolo preenchido.	129
Figura 5.27 – Gráficos p' versus q dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova indeformados para um nível de sucção de 50 kPa. O ajuste hiperbólico é representado pelo símbolo preenchido.	129
Figura 5.28 – Gráficos p' versus q dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova indeformados para um nível de sucção de 75 kPa. O ajuste hiperbólico é representado pelo símbolo preenchido.	130
Figura 5.29 – Gráficos p' versus q dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova indeformados para um nível de sucção de 100 kPa. O ajuste hiperbólico é representado pelo símbolo preenchido.	130
Figura 5.30 – Gráficos p' versus q dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova indeformados para um nível de sucção de 150 kPa. O ajuste hiperbólico é representado pelo símbolo preenchido.	131
Figura 5.31 – Gráficos q versus sucção dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova indeformados com valores de resistência ao cisalhamento para as tensões normais líquidas de 150 e 200 kPa obtidas através de ajuste hiperbólico.	132
Figura 5.32 – Exemplos de aplicação do método de ajustes das curvas tensão versus deformação axial.	134
Figura 5.33 – Gráficos q versus sucção dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova indeformados obtido através do ajuste das curvas tensão versus deformação axial.	135

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Diferentes tipos de ensaios triaxiais para solos não saturados (Fredlund e Rahardjo, 1993).	57
Tabela 4.1 – Índices físicos e limites de Attenberg para o Solo AV (Feuerharmel, 2003).	78
Tabela 4.2 – Resumo da granulometria para o Bloco AV (Feuerharmel, 2003).	78
Tabela 5.1 – Características iniciais dos corpos de prova.	97
Tabela 5.2 – Características iniciais dos corpos de prova.	110
Tabela 5.3 – Valores de ϕ^b para as tensões normais líquidas de ensaio.	123
Tabela 5.4 – Valores de ϕ^b para as tensões normais líquidas de ensaio	123
Tabela 5.5 – Valores de ϕ' para diferentes níveis de sucção.	131
Tabela 5.6 – Valores de ϕ^b para diferentes tensões normais líquidas obtidos a partir do método de ajuste	136

SIGLAS

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas.

LAGEO: Laboratório de Geotecnologia

PPGEC: Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

UFRGS: Universidade Federal do Rio Grande do Sul

SÍMBOLOS

a' : parâmetros efetivos de resistência ao cisalhamento no solo saturado;

A : área

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

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

α^b : parâmetro equivalente à ϕ^b ;

B_a : parâmetro de poro-pressão de ar para um incremento de tensão confinante.

B_w : parâmetro de poro-pressão de água para um incremento de tensão confinante.

c' : intercepto coesivo

c_v : coeficiente de adensamento

cm^3 : centímetros cúbicos

d' : intercepto da envoltória dos pontos de tensão no eixo q para p_f e r_f zero;

D_a : parâmetro de poro-pressão de ar para um incremento de tensão desvio.

D_w : parâmetro de poro-pressão de água para um incremento de tensão desvio.

Δ : variação

$\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$: incremento de tensão principal

ΔV : variação volumétrica

e : índice de vazio

e_0 : índice de vazio inicial;

ϵ : a taxa de deformação para cisalhamento;

ϵ_f : deformação final do solo;

ϵ_v : deformação volumétrica do corpo de prova tempo requerido para atingir a ruptura

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 em $(u_a - u_w)$;

γ_d : peso específico aparente seco;

γ_t : peso específico aparente úmido;

γ_s : peso específico real dos grãos;

h : a altura

i : gradiente hidráulico;

IP: 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

LL: limite de liquidez;

LP: limite de plasticidade;

m : metros;

m^2 : metro quadrado

m^3 : metro cúbico;

mm: milímetros;

min: minutos

π : sucção osmótica;

p_a : tensão normal principal;

q : tensão desvio;

Q vazão;

s : segundos

S_r : grau de saturação;

ψ : sucção total do solo;

ψ' : 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' : é a tensão efetiva do solo;

σ : tensão total do solo;

σ_{ij} : tensor de tensões;

σ_1 : tensão principal maior na ruptura;

σ_3 : tensão principal menor na ruptura

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

u : excesso de poro-pressão;

u_w : poro pressão de água;

u_a : poro-pressão de ar;

$(u_a - u_w)$: sucção matricial;

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

λ : parâmetro que descreve a estrutura do solo

w: teor de umidade;

w_0 : teor de umidade inicial

U_f :a média do grau de dissipação do excesso de poro-pressão na ruptura

1. INTRODUÇÃO

1.1. PROBLEMAS DE PESQUISA

Atualmente, a pesquisa em Mecânica dos Solos Não Saturados vem apresentando um maior desenvolvimento por aparecer como alternativa de uma nova ferramenta profissional para o aprimoramento de trabalhos envolvendo a engenharia geotécnica. O desenvolvimento deste novo ramo da engenharia vem atingido um alto nível nos últimos anos, possibilitando que a sua implementação prática, cada vez mais, passe a ser uma realidade. Esta nova realidade, certamente, irá auxiliar o engenheiro geotécnico no seu papel fundamental de aplicar novas soluções e tecnologias juntamente com a redução de custos nos projetos geotécnicos.

Todo o desenvolvimento da Mecânica dos Solos Não Saturados ainda tem como principal aliado os laboratórios, com o desenvolvimento e aprimoramento de ensaios e equipamentos para obtenção do comportamento dos solos envolvendo: a variação volumétrica, a condutividade hidráulica e a resistência ao cisalhamento.

A resistência do cisalhamento é avaliada com a obtenção dos seus parâmetros saturados (c' - intercepto coesivo efetivo e ϕ' - ângulo de atrito interno efetivo) e do seu parâmetro não saturado (ϕ^b - ângulo que relaciona a resistência ao cisalhamento com a sucção). A obtenção destes parâmetros pode ser feita 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. O equipamento triaxial aparece como uma ferramenta capaz de possibilitar uma aproximação um pouco maior da resistência ao cisalhamento obtida em laboratório com a de campo.

Esta dissertação procura determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento saturados e não saturados para um solo coluvionar de arenito localizado na divisa dos estados de Santa Catarina e Rio Grande do Sul. A obtenção dos parâmetros apresenta-se como um primeiro passo no estudo de estabilização de taludes. O conhecimento da variação do valor da sucção

de campo e posterior determinação da resistência ao cisalhamento para os valores de sucção é o primeiro passo para a utilização prática de solos não saturados.

Esta pesquisa pode ser dividida em duas partes: adaptação de um equipamento triaxial para realização de ensaios na condição não saturada e avaliação da resistência ao cisalhamento não saturada de um solo coluvionar.

1.2. OBJETIVOS E METODOLOGIA

Este estudo objetiva contribuir para o conhecimento do comportamento geomecânico de um solo coluvionar não saturado focalizando principalmente a obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento não saturada. Para atingir o objetivo será utilizado um equipamento triaxial adaptado e amostras indeformadas de um solo coluvionar.

Constituem como principais elementos metodológicos desse estudo:

- Adaptar um equipamento triaxial convencional para realização de ensaios na condição não saturada;
- Validar os resultados do equipamento triaxial com sucção controlada comparando com resultados de ensaios triaxiais convencionais em amostras remoldadas saturadas;
- Avaliar os métodos de determinação da variação volumétrica a partir da variação do volume de água da câmara triaxial.
- Determinar, a partir da envoltória de resistência, os parâmetros de resistência saturados e não saturados de amostras indeformadas e remoldadas.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Essa dissertação é composta de sete Capítulos descritos a seguir.

O Capítulo 1 apresenta alguns problemas de pesquisa e a relevância do estudo na avaliação do comportamento geomecânico dos solos na condição não saturada a serem investigados. São apresentados também os principais objetivos que esta pesquisa procura atingir.

No Capítulo 2 é apresentada uma revisão bibliográfica sobre o assunto desta dissertação. Procura-se apresentar uma idéia geral da Mecânica dos Solos Não Saturados até um detalhamento maior com relação à resistência ao cisalhamento não saturada.

O Capítulo 3 refere-se à descrição do equipamento triaxial convencional assim como as adaptações necessárias para que fosse possível a realização de ensaios triaxiais com sucção controlada neste equipamento.

O Capítulo 4 procura fazer uma descrição da localização, geologia e pedologia dos solos estudados baseando-se no trabalho realizado por Feuerharmel (2003). Neste capítulo também será apresentada a metodologia e as técnicas experimentais. São descritos os procedimentos adotados na preparação das amostras e os demais procedimentos para a realização dos ensaios triaxiais convencionais e ensaios triaxiais com sucção controlada.

No Capítulo 5 são apresentados e analisados os resultados obtidos com os ensaios triaxiais convencionais e com sucção controlada. Assim como a avaliação do método de obtenção da variação volumétrica durante o ensaio.

No Capítulo 6 são descritas as principais conclusões do trabalho e as sugestões para continuação deste estudo. Finalizando este estudo o Capítulo 7 apresenta as referências bibliográficas que contribuíram para o desenvolvimento desta dissertação

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Do ponto de vista da engenharia geotécnica, o solo pode ser visualizado como um esqueleto de partículas sólidas compressíveis. Este esqueleto, na condição saturada tem seus vazios preenchidos por água, e na condição não saturada tem, em seus vazios, ar e água. A Mecânica dos Solos Clássica foi desenvolvida baseando-se no comportamento do solo na condição saturada; por isso a previsão do comportamento mecânico e suas propriedades hidráulicas são atualmente bem estabelecidas na teoria e na prática. Este desenvolvimento mostrou-se eficiente em países de clima temperado onde o nível freático é frequentemente elevado (na superfície). Destaca-se também a facilidade de análise, no caso de solo saturado, já que, se trata de um sistema bifásico (partículas sólidas e água nos vazios).

Em regiões de clima árido e semi-árido, situação encontrada em aproximadamente 60% do mundo (Zhan, 2003), e em regiões de clima tropical e subtropical, o nível freático encontra-se abaixo da superfície devido à pouca água e ao processo de evaporação, resultando em solos com seus vazios preenchidos em grande parte por ar. As obras de engenharia civil, quando executadas considerando a condição não saturada do solo, podem gerar economias em projetos e nas construções de barragens, de estruturas de contenção, de pavimentação, fundações e de estabilização de taludes. Um dos motivos pelos quais os engenheiros geotécnicos geralmente não projetam tais obras considerando o solo na condição não saturada é por não haver um consenso e por desconhecimentos sobre os novos conceitos da Mecânica dos Solos Não Saturados (Fredlund, 1979). As recentes pesquisas têm demonstrado a necessidade de utilizar os conceitos de solos não saturados tanto para os projetos geotécnicos quanto para o ensino acadêmico (Fredlund, 2002).

2.2. SOLOS NÃO SATURADOS

A partir da década de 1960, a Mecânica dos Solos começou a dar importância, em suas pesquisas, à condição não saturada do solo (Bishop e Blight, 1963). Segundo Fredlund (1979),

a Mecânica dos Solos pode ser dividida em uma parte aplicada aos solos saturados e outra, aos solos não saturados, como mostra a Figura 2.1.

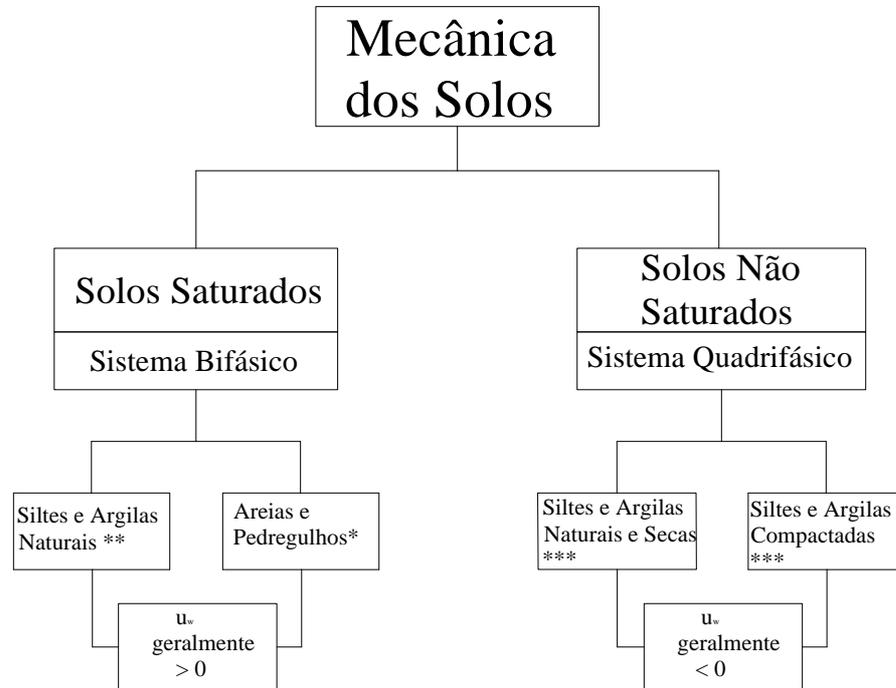


Figura 2.1 – Categorias da Mecânica dos Solos. * Areias secas são consideradas sistema bifásico; ** Solos com bolhas de ar oclusas são considerados um sistema bifásico; * Podem ser solos colapsíveis ou expansíveis. (Fredlund, 1979).**

Com o desenvolvimento das recentes pesquisas envolvendo solos não saturados, alguns pesquisadores já estão admitindo que o solo saturado é um caso particular do solo não saturado na engenharia geotécnica (Delage e Graham, 1995).

Os solos não saturados foram inicialmente considerados um sistema trifásico, constituído por partículas sólidas e água e/ou ar nos seus vazios (Lambe e Whitman, 1969). Fredlund e Morgenstern (1977) passaram a considerar a interface ar-água como uma quarta fase, também conhecida como membrana contrátil. Davies e Rideal (1963), *apud* Fredlund e Morgenstern (1977), explicam que esta interface não pode ser considerada como um plano com uma extensão das propriedades de seus componentes, mas sim, um filme com características distintas dos materiais em que se encontram (no caso ar e água).

A existência de pequenas quantidades de ar, como bolhas oclusas na água, torna o solo não saturado e faz com que seus poros se tornem compressíveis. Já a ocorrência de grandes quantidades de ar no seu interior cria uma fase contínua de ar nos poros. A fase ar, no

elemento não saturado, passa a ser contínua quando o grau de saturação encontra-se abaixo de 85-90%. (Fredlund, 1979).

Do ponto de vista de comportamento, o solo não saturado pode ser visualizado como uma mistura de duas fases (partículas de solo e a membrana contrátil), que alcançam o equilíbrio sob a aplicação de gradientes de tensão, e outras duas fases (ar e água) que sofrem processos de fluxo sob a aplicação de gradientes de pressão (Fredlund e Morgenstern, 1977).

2.2.1. Origem dos Solos Não Saturados

O clima tem papel fundamental na formação dos solos não saturados; a água presente no solo é removida através de evaporação ou de evapotranspiração da cobertura vegetal. Qualquer solo próximo à superfície está sujeito a um ambiente seco e conseqüentemente sujeito à poro-pressão negativa de água e à possível dessaturação (Fredlund e Rahardjo, 1993).

Alguns solos não saturados originam-se na forma saturada. Por exemplo, nos solos sedimentares, a evaporação da água de um lago e a posterior secagem do solo ali depositado, fazem com que o nível de água se desloque abaixo da superfície. A tensão total nos sedimentos de solos permanece constante, ao contrário da poro-pressão de água que tem seu valor reduzido, tornando-se negativa com respeito à pressão atmosférica sobre o nível de água. Isto aumenta a consolidação dos sedimentos e eventualmente a sua dessaturação. Com o crescimento de árvores, arbustos e outras plantas, há uma aplicação de pressão negativa na fase água gerada por evapotranspiração. Algumas plantas podem aplicar algo entre 1 e 2 MPa de pressão negativa na fase água antes de murchar (Fredlund, 1979). Já solos residuais têm sua transformação em solo não saturado associada ao tipo de intemperismo sofrido e às características mineralógicas da rocha matriz.

Os solos compactados são solos naturais em que suas condições iniciais são modificadas para melhorar o comportamento mecânico e a sua utilização em obras em terra. Os processos de escavação, de remoldagem e de recompactação resultam em um material não saturado.

Fredlund (1979) explica que a poro-pressão de água atua em todas as direções e pode gerar um valor de pressão negativa maior que a pressão de confinamento na massa de solo. Inicia-se então um segundo modo de dessaturação, chamado de fissuração. Com o decorrer do tempo, o solo é sujeito a uma gama de variações e mudanças ambientais, que produzem alterações nos

valores de poro-pressão resultando em processos de colapso e de expansão no solo. As formas de distribuição de poro-pressão acabam sendo resultado destas variações ambientais.

2.2.2. Problemas Associados a Solos Não Saturados

Sempre se questionou o motivo pelo qual não há o desenvolvimento freqüente de aplicações práticas em relação aos problemas que envolvem solos não saturados. Se a resposta para tal questionamento fosse a de necessidade para tal desenvolvimento, esta já foi confirmada, pelo menos, em relação aos problemas encontrados com solos expansivos. Holtz *et al* (1974) *apud* Fredlund (1979), apresentam como razões, para o não desenvolvimento de pesquisa prática em solos não saturados: (i) a falta de uma ciência apropriada com uma base teórica sólida, (ii) problemas com os estados de tensões e seus mecanismos, (iii) a não compreensão das propriedades do solo e (iv) a dificuldade de prever as condições de contorno para análises. Outro motivo seria a falta de financiamento para o desenvolvimento de pesquisas na área, causado pelo desconhecimento do tema e suas situações de aplicabilidade.

Os tipos de problemas envolvendo solos não saturados vão além dos encontrados nos solos saturados (compressibilidade e resistência ao cisalhamento): (i) empolamento devido à expansão de argilas secas e recalques devidos ao colapso com umedecimento em solos sob cargas e (ii) variações nos valores de poro-pressão negativa associados a chuvas intensas que podem causar rupturas de taludes, redução da capacidade de carga e do módulo de resiliência do solo. São alguns exemplos destes problemas encontrados em solos não saturados.

Segundo Fredlund e Rahardjo (1993), uma situação comum a todos os problemas envolvendo solos não saturados é a poro-pressão negativa de água. Muitas situações na engenharia civil envolvem poro pressões negativas de águas. Algumas destas são:

- Construção e operação de barragens,
- Taludes naturais sujeitos à variações do meio ambiente,
- Solos próximos de lagos de retenção de efluentes de indústrias e mineração,
- Estabilidade de escavações,
- Empuxos laterais de solos,

- Capacidade de carga de fundações superficiais,
- Movimentos de solo envolvendo solos expansivos e solos colapsíveis.

Há três categorias de propriedades dos solos que, sozinhas ou em conjunto, respondem por grande parte dos problemas de mecânica dos solos não saturados. São elas: o coeficiente de condutividade hidráulica; os parâmetros de resistência ao cisalhamento e variação volumétrica (Fredlund e Rahardjo, 1993), além de outras como, por exemplo, as propriedades térmicas e químicas do solo, coeficiente de condutividade do ar e do vapor. Segundo Fredlund (1979), a tecnologia desenvolvida para o estudo do comportamento do solo não saturado deve ser prática, ou seja: não ter custo muito elevado na sua utilização, ter uma base teórica sólida e que se possa aplicar em conjunto com as teorias já conhecidas e desenvolvidas para solos saturados.

2.3. SUCCÃO

Schofield (1935), *apud* Sharma (1998), definiu sucção como uma deficiência de pressão no líquido contido nos poros de um solo não saturado. Esta deficiência é que faz um solo não saturado absorver mais água se a quantidade de água está disponível à pressão atmosférica. Segundo Bishop e Blight (1963), o valor de sucção para um certo valor de esforço de compactação depende do tipo do solo, da quantidade de fração argila, da umidade de compactação, da diferença de tensão normal líquida ($\sigma_3 - u_a$), e do valor da tensão cisalhante.

A sucção no solo é denominada sucção total e é composta por dois componentes. Um é a sucção matricial e outro, é a sucção osmótica. Aitchison (1965) declara que a sucção total pode ser derivada da medida de pressão de vapor de água em equilíbrio com água do solo. Este autor define a sucção total como uma medida de pressão negativa relativa à pressão de gás externa no solo com água para o qual uma quantidade de água deve estar sujeita ao equilíbrio por uma membrana semi-permeável com solo com água. Em síntese, pode-se definir a sucção total como correspondente à energia livre da água do solo tendo a sucção osmótica e a sucção matricial como componentes da energia livre.

$$\psi = (u_a - u_w) + \pi \quad (2.1)$$

Onde ψ é a sucção do solo;

$(u_a - u_w)$ é a sucção matricial;

π é a sucção osmótica;

u_w é a poro pressão de água;

u_a é a poro pressão de ar.

2.3.1 Sucção Matricial

A sucção matricial está associada ao fenômeno de capilaridade (a altura de água elevada em um tubo capilar) e o raio de curvatura do menisco formado tem relação direta com a umidade e a sucção matricial do solo. Quantitativamente a sucção matricial é representada pela diferença entre a poro-pressão de ar e a poro-pressão de água ($u_a - u_w$).

O perfil de sucção matricial *in situ* é variável com o tempo e esta variação é maior do que a variação que ocorre no perfil de tensão normal líquida. A variação das condições do subsolo é afetada por mudanças ambientais (estações chuvosas e secas). Esta variação sazonal é menor no subsolo abaixo de uma casa ou pavimento do que em campo aberto, mas a umidade acaba acumulando-se e, decorrido certo período, pode reduzir a sucção no solo. Estações secas resultam em um aumento no valor da sucção matricial e, em estações chuvosas, ocorre uma redução. A habilidade do solo de variar seu valor de sucção matricial, devido a mudanças ambientais, pode ser indicada pela condutividade hidráulica do perfil do solo.

A vegetação tem influência no perfil de sucção matricial do solo através de processos de evapotranspiração. Este processo resulta em pressões negativas, nos poros de água, entre 1 e 2 MPa, removendo água do solo, e conseqüentemente aumentando a sucção. Em relação à profundidade do nível de água no subsolo, quanto maior, mais elevado será o valor de sucção matricial no perfil do solo.

2.3.2 Sucção Osmótica

A sucção osmótica se faz presente nos solos saturados e nos solos não saturados. Ela está diretamente relacionada com a quantidade de sais nos poros de água do solo. Da mesma forma que a sucção matricial, a sucção osmótica altera o comportamento do solo. As variações relacionadas com a sucção osmótica estão relacionadas com o teor de concentração

de sais na água do solo. Quando há variação da quantidade de água no solo, mudanças nos valores de sucção matricial são essencialmente equivalentes às mudanças nos valores da sucção total. (Fredlund e Rahardjo, 1993).

2.3.3. Poro Pressões de Água e Ar

Vários pesquisadores dividiram em fases o comportamento nos vazios do solo em relação à quantidade de ar e água. Bear (1979), *apud* Pereira (1996), classifica os poros do solo de acordo com o grau de saturação presente: (a) saturação “*pedular*”, para baixos graus de saturação, situação em que 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*”, situação em que 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.

Segundo Pereira (1996), a importância da fase ar nos vazios dos solos no comportamento não saturado pode ser resumida em: (a) 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; (b) quando o ar encontra-se na forma de bolhas oclusas, a permeabilidade dependerá da água, e estas bolhas poderão causar diferentes compressibilidades no solo.

As poro-pressões são responsáveis pelo comportamento mecânico de solo não saturado; elas desenvolvem-se no solo de duas maneiras, uma relacionada com o fluxo de água e outra de acordo com aplicação de cargas externas no solo.

Na situação de carregamento onde não existe a possibilidade de drenagem dos poros do solo pode ocorrer variação de volume, ao contrário do solo saturado. Esta variação de volume é devida à compressão do ar nos poros. As poro-pressões de ar e água aumentam de valor com a compressão de um solo não saturado; este aumento é denominado excesso de poro-pressão. O excesso de poro-pressão de água aumenta muito mais rapidamente do que o excesso de poro-pressão de ar em resposta ao aumento de tensão confinante. Esta resposta da poro-pressão em virtude do aumento da tensão confinante é denominada parâmetro “*B*” de poro-pressão e é definido para a água e o ar.

$$B_a = \frac{\Delta u_a}{\Delta \sigma_3} \quad (2.2)$$

$$B_w = \frac{\Delta u_w}{\Delta \sigma_3} \quad (2.3)$$

Onde B_a é o parâmetro de poro-pressão de ar para um incremento de tensão confinante.

B_w é o parâmetro de poro-pressão de água para um incremento de tensão confinante.

$\Delta \sigma_3$ é o incremento de tensão confinante;

Δu_a é o incremento de poro pressão de ar devido ao aumento de $\Delta \sigma_3$;

Δu_w é o incremento de poro pressão de água devido ao aumento de $\Delta \sigma_3$;

Os valores de “ B_w ” e u_w aproximam-se dos valores de “ B_a ” e u_a próximo à saturação e as bolhas de ar acabam dissolvendo-se na água. Na saturação, variações de tensão total causam quase a mesma variação na poro-pressão de água. O excesso de poro-pressão desenvolvido durante o carregamento poderá dissipar-se se os poros de ar e água tiverem a possibilidade de permitir a drenagem dos fluidos.

A combinação de ar e água no corpo de prova pode ocorrer de duas maneiras: (a) água combinada com ar livre sem qualquer interação e (b) caracterizada pela separação produzida pela membrana contrátil (Fredlund e Rahardjo, 1993).

2.3.4.1 Comportamento das Poro-pressões Relacionado com Tipos de Carregamentos.

Durante um carregamento drenado, os poros de ar e água têm caminhos de livre drenagem; nesta condição existe uma alteração no estado de tensões e no volume do solo. Já durante um carregamento não drenado, não há drenagem dos poros de ar e água, o que acarreta o desenvolvimento de excesso de poro-pressão em ambas as fases e, por conseqüência, variações no estado de tensões do solo. Este acréscimo de poro-pressão decorre da compressão dos fluidos nos poros. As variações de volume no carregamento não drenado são consideradas iguais à compressão dos fluidos nos poros. Em um carregamento triaxial, o desenvolvimento de excesso de poro-pressão, nas fases ar e água, é influenciado por dois

tipos de carregamento: a tensão confinante e a tensão desvio. Na sua quantificação, deve-se levar em conta estes dois carregamentos. Esta quantificação é realizada através do parâmetro “*B*” já definido e através do parâmetro “*D*” definido como:

$$D_a = \frac{\Delta u_a}{\Delta(\sigma_1 - \sigma_3)} \quad (2.4)$$

$$D_w = \frac{\Delta u_w}{\Delta(\sigma_1 - \sigma_3)} \quad (2.5)$$

Onde D_a é o parâmetro de poro-pressão de ar para um incremento de tensão desvio.
 D_w é o parâmetro de poro-pressão de água para um incremento de tensão desvio.

$\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$ é o incremento de tensão principal;

Δu_a é o incremento de poro pressão de ar devido ao aumento de $\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$;

Δu_w é o incremento de poro pressão de água devido ao aumento de $\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$;

2.3.4. Menisco Capilar

Segundo Fredlund (1979), uma das mais distintas propriedades do menisco capilar é a capacidade de exercer uma “tensão de tração” (*tensile pull*). Davies e Rideal (1963) *apud* Fredlund (1979) qualificaram a membrana contrátil como uma fase com propriedades diferentes do que os materiais contínuos e como uma superfície limite, apresentando propriedades diferentes das fases ar e água contínuas.

O estudo do solo não saturado, em relação ao peso e ao volume, pode ser feito considerando-se o solo como um sistema trifásico, descartando o menisco capilar, já que seu volume é pequeno e seu peso pode ser considerado como pertencente à fase água. Grandes valores de tensão superficial gerados pelo menisco capilar fazem com que solos sujeitos às mesmas trajetórias de tensões apresentem diferentes tipos de estrutura. A tensão superficial diminui com o aumento da temperatura e faz com que a membrana contrátil se comporte como uma membrana elástica. No solo não saturado, esta membrana contrátil está sujeita a pressões de ar e água. Sua diferença é referida como a sucção matricial ($u_a - u_w$). Com a elevação da sucção matricial o raio de curvatura da membrana contrátil diminuí; esta curvatura é denominada de menisco (Fredlund e Rahardjo, 1993).

2.4. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NÃO SATURADA

Bishop *et al.* (1960) apresentaram uma expressão em termos de resistência ao cisalhamento para solos não saturados diferente da equação utilizada por Terzaghi em solos saturados. O princípio das tensões efetivas descrito por Terzaghi rege o comportamento de solos saturados. No caso de solos não saturados é incorreto definir o estado de tensões usando apenas a combinação de dois estados de tensões em uma única equação. Fredlund *et al.* (1978) desenvolveram uma equação de resistência ao cisalhamento para solos não saturados levando em consideração duas variáveis de estados de tensões independentes. A forma de avaliação e visualização do comportamento mecânico do solo não saturado é realizada através de estados de tensões. As equações de resistência ao cisalhamento de solos não saturados tentam representar o comportamento do solo na situação *in situ*, através dos parâmetros de resistência ao cisalhamento saturados e não saturados obtidos em laboratório ou através de correlações.

Segundo Bucio (2002), um conhecimento mais completo do comportamento mecânico de um solo não saturado pode ser obtido conhecendo-se a variação do grau de saturação a que o solo está sujeito na natureza e a alteração da resistência ao cisalhamento ocasionada por variações do teor de umidade.

2.4.1. Princípio da Tensão Efetiva em Solos Não Saturados

As seguintes formulações são feitas em relação à tensão efetiva em solos saturados: mudanças no volume e na resistência ao cisalhamento são devidas à variação da tensão efetiva (σ') de um solo. A tensão efetiva é definida como a diferença entre a tensão total (σ) aplicada e o excesso de poro pressão (u). A Equação 2.6 formulada classicamente para definir o princípio das tensões efetivas em solos saturados é:

$$\sigma' = \sigma - u \quad (2.6)$$

Ao verificar a diferença nos resultados de resistência ao cisalhamento e na variação volumétrica, para um certo material na condição saturada e não saturada, quando plotados em termos de tensão total menos poro pressão, observou-se que seria necessária uma modificação na expressão de tensão efetiva, para que fosse possível considerar as pressões de ar e água existentes nos vazios do solo não saturado (Bishop e Donald, 1961). A partir da metade da

década de 1950 iniciaram-se diversas pesquisas com o objetivo de estender o princípio das tensões efetivas de Terzaghi para a condição não saturada do solo. O primeiro trabalho de impacto no estudo das tensões efetivas em solos foi o de Bishop no fim da década de 50 (Bishop *et al.*, 1960) que apresentou a seguinte formulação:

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \quad (2.7)$$

Onde σ' é a tensão efetiva do solo;
 σ é a tensão total do solo;
 χ é um parâmetro que representa a condição de saturação do solo (1,0 para solo saturado e 0,0 para solo completamente seco);
 u_w é a poro pressão de água;
 u_a é a poro pressão de ar.

Durante a fase de cisalhamento dos ensaios triaxiais realizados por Bishop e Donald (1961), a tensão de confinamento (σ_3), a poro pressão de água (u_w) e a poro pressão de ar (u_a) foram variadas de tal maneira que $(\sigma_3 - u_a)$ e $(u_a - u_w)$ permanecessem constantes. Para esta situação não houve mudanças nas curvas tensão *versus* deformação. Quando houve variações em $(\sigma_3 - u_a)$ e $(u_a - u_w)$, foram observadas mudanças nas formas das curvas tensão/deformação.

Aitchison (1965) afirma que o parâmetro χ não pode ser considerado o mesmo para a variação volumétrica e a resistência ao cisalhamento. Este autor considera o parâmetro χ como função: da sucção, teor de umidade, grau de saturação, composição das partículas, alteração de superfície nas partículas, composição eletrolítica, arranjo das partículas, história de tensão, história de deformação, entre outros.

Bishop e Blight (1963) propuseram uma nova equação levando em consideração a resistência ao cisalhamento e a variação de volume separadamente:

$$\sigma' = \sigma - ku \quad (2.8)$$

Onde $k = \left(1 - \frac{a \tan \psi}{\tan \phi'}\right)$ para a variação na resistência ao cisalhamento e

$$k = \left(1 - \frac{C_s}{C}\right) \text{ para a variação no volume.}$$

- ψ é o ângulo de atrito intrínseco do material sólido dos grãos do solo;
- a é a área de contato entre as partículas;
- ϕ é o ângulo de atrito interno do solo;
- C_s é a compressibilidade do material sólido incluindo as partículas do solo;
- C é a compressibilidade do material granular

Com o objetivo de verificar o princípio das tensões efetivas para solos não saturados proposto por Bishop, Jennings e Burland (1962) executaram ensaios oedométricos duplos em amostras de silte secas ao ar. Alguns resultados encontrados na pesquisa mostraram ocorrência de colapso nas amostras parcialmente saturadas umedecidas mesmo sobre pequenos valores de carga. A ocorrência deste colapso não pode ser predita pelo princípio das tensões efetivas. Em amostras umedecidas em um índice de vazios constante era 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 poro-pressão, 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.

Jennings e Burland (1962) concluíram que o grau de saturação crítico (a partir do qual não há ocorrência de colapso) é altamente dependente do tamanho e distribuição dos grãos, o que afetaria a relação proposta no princípio das tensões efetivas e que os métodos de determinação do parâmetro χ apresentam valores diferentes do que seria necessário para satisfazer a Equação 2.7. Estes autores estimaram o grau de saturação crítico para siltes como sendo aproximadamente 20% e, para argilas, algo entre 85 e 90%. Já Bishop e Blight (1963) sugerem a dependência do parâmetro χ do grau de saturação para uma certa faixa de saturação parcial, além de outros fatores como ciclos de secagem e umedecimento ou mudança de tensões. Os problemas encontrados em relação ao princípio das tensões efetivas considerando-se o parâmetro χ é mais significativo na avaliação de mudanças de volume do que da resistência ao cisalhamento. Gulhati e Satija (1981) lembram da inadequada consideração do parâmetro χ . Este, em solos colapsíveis, aparece com valor negativo e não apresenta unicamente a influência do grau de saturação, podendo aparecer com valores maiores que 1. Segundo Bishop e Blight (1963), para se aplicar o princípio das tensões efetivas em solo não saturado deve-se levar em conta duas trajetórias, $(\sigma_3 - u_a)$ e $(u_a - u_w)$.

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. As tensões intergranulares existentes no solo diferenciam-se nas áreas do solo onde atuam. Enquanto $\int T dx$ especifica a força por unidade de área de um plano por onde o solo é induzido pela tensão de superfície atuante no menisco ar-água, a sucção ($u_a - u_w$) atua sobre a parte úmida das partículas e as forças de superfície concentram-se em pequenas áreas dos contatos entre os sólidos. Isto significa que variações no menisco ar-água podem não produzir variações nas tensões entre grãos ($\int T dx$), mas podem causar uma redistribuição de tensões entre partículas. 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.

Em síntese, a equação das tensões efetivas de Bishop se mostra capaz de reproduzir características do comportamento de solos não saturados, como a resistência ao cisalhamento que aumenta com a sucção, mas não consegue prever o comportamento como o umedecimento induzido pelo colapso (Georgiadis, 2003).

2.4.2.1 Estrutura do Solo.

Jennings e Burland (1962) explicam seus resultados experimentais através da estrutura do solo. 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 disto 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 é removida, ocorrendo o colapso do solo. A Figura 2.2 apresenta um esquema da situação dos grãos sobre uma carga aplicada.

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 argilas 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.

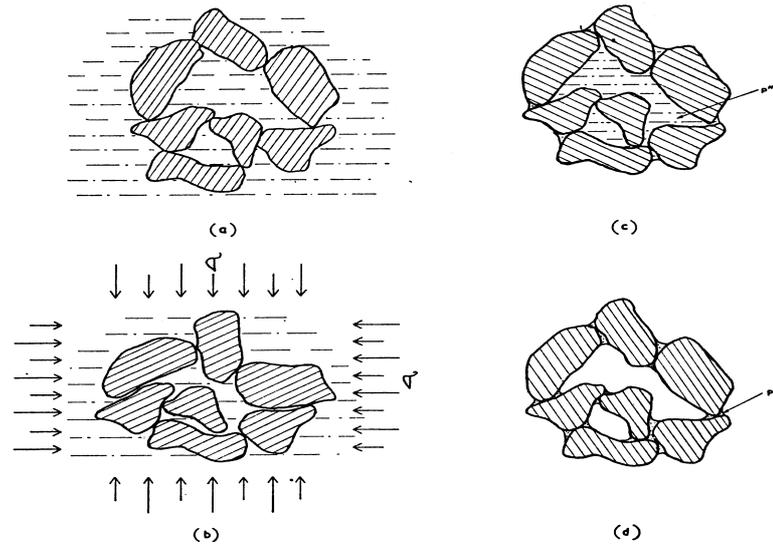


Figura 2.2 – Mudanças estruturais no solo devidas às cargas externas e pressões negativas: (a) partículas em estado natural; (b) partículas sob carga; (c) deslocamentos das partículas devido às forças compreensíveis resultantes do menisco; (d) partículas “unidas” pelas forças do menisco nos contatos dos grãos. (Jennings e Burland, 1962).

Segundo Matyas e Radhakrishna (1968), variações na estrutura de um elemento de solo, durante o processo de deformação ocasionada por cargas externas, geram variação na sucção devida a um rearranjo estrutural na escala microscópica e influenciam na relação tensão-deformação na escala macroscópica. Estes autores apresentaram resultados de ensaios triaxiais de tensões isotrópicas que indicam influência da sucção na estrutura do solo. Para altos valores de sucção o corpo de prova apresentava-se mais rígido e conseqüentemente menos compressível. Também consideraram que a redução da sucção ocasiona dois efeitos na estrutura do solo: uma redução na tensão intragranular e uma redução na sua rigidez.

A estrutura, no solo não saturado, pode ter uma maior importância do que no solo saturado. No solo saturado, sua estrutura inicial será destruída por cisalhamento ou compressão a altas tensões. Já no solo não saturado, é suportada pela sucção podendo ser mantida até sob tensão normal ou cisalhamento aplicados (Toll, 1990).

2.4.2. Estado, Parâmetros de Estado e Estado de Tensões em Solos Não Saturados.

A correta compreensão do desenvolvimento de variações dos estados de tensões do solo, resultantes de diferentes trajetórias de carga, é necessária para análises geotécnicas. Os círculos de Mohr são meios de visualização da variação de tensões ocorrida no solo, mas para

trajetórias de carregamentos complexas eles podem tornar-se confusos, por isso a necessidade de usar um ponto de tensão destes círculos de Mohr para representar o estado de tensões do solo (Fredlund e Rahardjo, 1993).

Para a análise de estado do solo, considera-se que o mesmo é um sistema trifásico (composto por sólidos, líquidos e gases). A fase sólida é considerada incompressível, mas que pode se aglomerar e formar uma partícula compressível. Devido à grande variabilidade de compressibilidade das três fases pertencentes ao solo, a forma dos seus vazios sofrerá mudanças de condições tanto externas quanto internas. No caso de solos não saturados são acrescentados alguns parâmetros para melhor descrever a interação entre as fases do solo e o estado de parcial saturação. Segundo Matyas e Radhakrishna (1968), esses parâmetros utilizados para especificar o estado de um elemento de solo saturado são: o tensor de tensão (σ_{ij}), o índice de vazios (e), o grau de saturação (S_r) e o parâmetro que descreve a estrutura do solo (λ). Os mesmos autores apresentaram os parâmetros de tensões (Equação 2.9) para solos não saturados, os quais são derivados de invariantes de tensões e possuem a propriedade de invariância direcional. Tal propriedade é desejável no estudo do comportamento isotrópico do material.

$$\left. \begin{aligned} p_a &= \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} - u_a \\ q &= \sigma_1 - \sigma_3 \\ u_c &= u_a - u_w \end{aligned} \right\} \quad (2.9)$$

Onde p_a é a tensão normal principal;
 q é tensão desvio;
 u_c é sucção.

Toll (1990) trabalha em termos de invariantes de tensões, “p” e “q”, considerando como variáveis de estado de tensões o par ($p - u_a$) e ($u_a - u_w$) nos eixos horizontais e com “q” no eixo vertical.

Fredlund e Rahardjo (1993) apresentam os pontos de tensões selecionados para representar o círculo de Mohr como sendo:

$$\left. \begin{aligned} p &= \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - u_a \\ q &= \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \\ r &= u_a - u_w \end{aligned} \right\} \quad (2.10)$$

Onde p_a é a tensão normal principal;
 q é metade da tensão desvio;
 r é sucção.

As trajetórias de tensões, que servem para descrever variações no estado de tensões do solo, são plotadas ligando os pontos de tensões, que representam vários círculos de Mohr, para sucessivos estados de tensões. Podem ser curvilíneas ou retilíneas, sua forma é dependente da forma do carregamento aplicado ao solo e servem para descrever os estados de tensões pelos quais o solo passa no campo, bem como, durante a deposição, a dessaturação e a amostragem (Fredlund e Rahardjo, 1993).

Segundo Matyas e Radhakrishna (1968), o estado de um elemento de solo pode ser apresentado graficamente por um ponto em um sistema de referência representando os parâmetros de estado. Os diferentes estados dos pontos no sistema de referência são definidos com trajetórias de estado. As superfícies de estado em solos não saturados podem ser representadas graficamente de forma tridimensional através dos parâmetros de tensão ($\sigma_3 - u_a$), ($u_a - u_w$) e “e” ou S_r . Na formação de superfícies de tensões para um mesmo ponto de estado inicial, as trajetórias de umedecimento não convergiram completamente para esta superfície. Tal comportamento foi explicado por Matyas e Radhakrishna (1968) por problemas ocorridos durante a saturação, tais como: a) grau de saturação menor que 100% com sucção nula; b) bolhas de ar nos vazios do solo; c) exigência de grandes valores de tensões, e d) gradientes hidráulicos inevitáveis ocorrem na amostra durante o processo de saturação.

A análise de equilíbrio, para um elemento de solo não saturado, implica que as quatro fases do solo (partículas de solo, ar, água e membrana contrátil) encontrem-se em equilíbrio. Cada fase é suposta com comportamento linear, contínuo e coincidente nos campos de tensões em cada direção; suas equações são escritas de forma independente e posteriormente sobrepostas baseando-se no princípio da sobreposição (Fredlund e Rahardjo, 1993).

Fredlund e Morgenstern (1977) apresentaram as seguintes combinações de variáveis de tensões que podem ser usadas para definir o estado de tensões do solo: (i) $(\sigma - u_w)$ e $(u_a - u_w)$; (ii) $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$; (iii) $(\sigma - u_a)$ $(\sigma - u_w)$.

Para tal, os autores presumiram que, na análise das tensões, as partículas de solo são incompressíveis e o solo, como um todo, é quimicamente inerte. Propuseram como definição de variáveis independentes de um estado de tensões aquelas que não produzem distorções ou mudanças de volume quando os componentes das variáveis de estado de tensões mudam, mas estas permanecem constantes.

Gulhati e Satija (1981) executaram ensaios triaxiais de teor de umidade constante e ensaios triaxiais drenados com o objetivo de avaliar o comportamento cisalhante do solo parcialmente saturado em termos das variáveis de estado de tensão descritas por Fredlund e Morgenstern (1977). Concluíram que qualquer combinação dupla das três variáveis de tensão pode ser considerada. A apresentação dos resultados encontrados foi feita em termos de $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$ encontrando, através da envoltória de resistência ao cisalhamento tridimensional, uma superfície de ruptura planar.

Fredlund (1979) mostra, através de relações de volume, peso e variáveis de estado de tensão, que alterações nos valores de tensão efetiva líquida $(\sigma - u_a)$ têm maior influência nas variações de vazios de uma amostra de solo do que nos valores de sucção matricial $(u_a - u_w)$. Cita ainda que, para o caso de sucção zero, o valor de poro-pressão de ar se torna igual à poro-pressão de água e o coeficiente de compressibilidade com respeito à tensão total é igual ao coeficiente de compressibilidade quando o mesmo solo se encontra na condição completamente saturada.

Segundo Fredlund e Morgenstern (1977) os ensaios de mudanças nas variáveis de tensões (*null tests*) resultam de variações nas pressões (confinante, ar e água) sem produzir variações na fase ou fases em consideração. O equilíbrio das partículas do solo e da interface ar-água são mantidos, se não há ocorrência de variação de volume ou do grau de saturação. Para o caso de solos não saturados, considerando a combinação de estado de tensões $(\sigma - u_w)$ e $(u_a - u_w)$, a tensão total, aumentada ou diminuída em todas as direções, é seguida de um aumento, ou decréscimo, na poro-pressão de água em igual quantia. Mas, para que seja mantido o equilíbrio no solo não saturado, a poro-pressão de água também deve ser acrescida ou diminuída pela mesma quantia da variação de poro-pressão de ar ou de tensão total. Em síntese os testes de variação nula são representados da seguinte forma:

$$\Delta\sigma_x = \Delta\sigma_y = \Delta\sigma_z = \Delta u_w = \Delta u_a \quad (2.11)$$

2.4.3. Equação de Resistência ao Cisalhamento de Solos Não Saturados.

Bishop *et al.* (1960) foram um os primeiros pesquisadores a definir uma equação de resistência ao cisalhamento para solos não saturados estendendo a envoltória de Mohr-Coulomb a partir da equação de tensões efetivas para solos não saturados:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + \chi(u_a - u_w) \tan \phi' \quad (2.12)$$

com o parâmetro χ variando de 0, para solos secos, até 1, para solos completamente saturados. Com o valor do parâmetro χ igual a 1, tem-se a equação de Mohr-Coulomb para solos saturados.

Lambe e Whitman (1969) propuseram uma equação de resistência ao cisalhamento para solos não saturados no espaço de tensões, tendo ela a seguinte forma:

$$t_f = a' + (\sigma_n - u_a) \tan \alpha' + (u_a - u_w) \tan \alpha^b \quad (2.13)$$

Onde t_f é $\{(\sigma_1 - \sigma_3)/2\}$;

$(u_a - u_w)$ é o valor da sucção na ruptura;

σ_1 é tensão principal maior na ruptura;

σ_3 é a tensão principal menor na ruptura;

a' e α' são parâmetros efetivos de resistência no solo saturado, considerando

que:

$$a' = c' \cdot \cos \phi'$$

$$\tan \alpha' = \tan \phi'$$

$$\tan \alpha^b = \tan \phi^b \cdot \cos \phi'$$

$$\alpha^b = \text{parâmetro equivalente a } \phi^b.$$

Fredlund *et al* (1978) apresentam a resistência ao cisalhamento em solos não saturados em termos de duas variáveis de estado de tensões independentes. A primeira combinação utilizada foi $(\sigma - u_w)$ e $(u_a - u_w)$ que apresenta como vantagem a visualização da transição do caso não saturado para o saturado. Como desvantagem é que, com a mudança do valor de poro-pressão de água, as variáveis $(\sigma - u_w)$ e $(u_a - u_w)$ acabam alterando-se. Esta mesma desvantagem é associada ao uso da combinação $(\sigma - u_a)$ e $(\sigma - u_w)$.

A outra combinação de variáveis de estado de tensões utilizada foi $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$. As vantagens da sua utilização são: (i) a mudança no valor de somente uma das variáveis de tensão quando ocorre variação de poro-pressão, ou seja, variações na poro-pressão de água são separadas das variações de tensão total, e (ii) quando a sucção se anula este par de estado de tensões resulta na equação de Terzaghi de tensões efetivas. Segundo Fredlund *et al.* (1978), independente da combinação das variáveis de tensões, para o mesmo valor de tensão total e poro-pressões de ar e água, o valor da resistência ao cisalhamento deve, necessariamente, ser o mesmo.

O estado de tensões correspondente às condições de ruptura, para o solo não saturado, é plotado em um diagrama de Mohr estendido; a linha tangente aos círculos de Mohr é denominada envoltória de ruptura. Para representar o solo não saturado, um terceiro eixo é adicionado representando a sucção matricial; os eixos horizontais correspondem às variáveis de estado de tensões e a ordenada corresponde à resistência ao cisalhamento. A Figura 2.3 apresenta o diagrama tridimensional com círculos de Mohr.

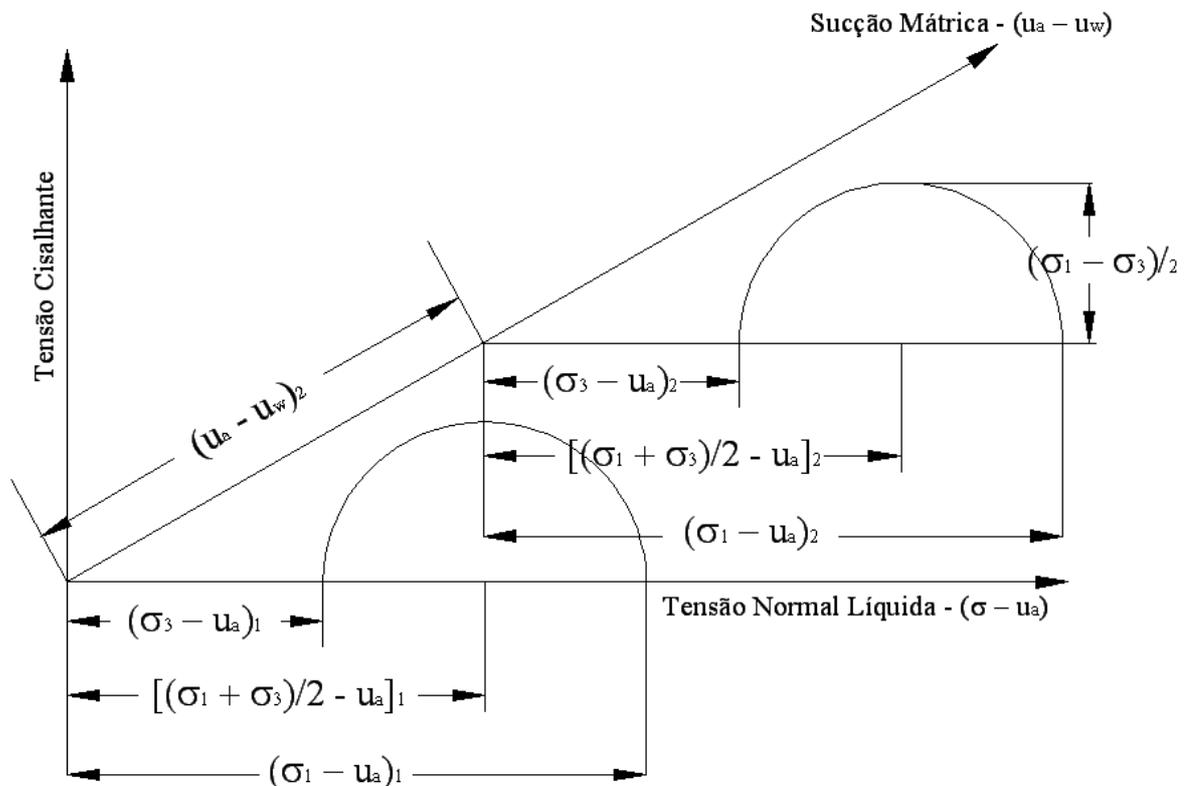


Figura 2.3 – Círculo de Mohr estendido para solos não saturados (Fredlund, 1979).

2.4.4.1 Equações de Resistência ao Cisalhamento Não Saturada com diferentes variáveis de tensão

A primeira equação de resistência ao cisalhamento sugerida por Fredlund *et al.* (1978) considera a poro–pressão de água presente nas duas combinações. O caso em que $(u_a - u_w)$ é zero representa o solo na condição saturada; quando $(u_a - u_w)$ é maior que zero se faz necessária uma terceira dimensão. A equação de resistência ao cisalhamento definida como uma extensão do caso saturado é:

$$\tau = c' + (\sigma - u_w) \cdot \tan \phi' + (u_a - u_w) \cdot \tan \phi'' \quad (2.14)$$

Onde c' é a coesão efetiva do solo;
 ϕ' é o ângulo de atrito interno do solo com respeito a mudanças em $(\sigma - u_w)$;
 ϕ'' é o ângulo de atrito interno do solo com respeito a mudanças em $(u_a - u_w)$;

A segunda equação de resistência ao cisalhamento sugerida por Fredlund *et al.* (1978), e recomendada como a que apresenta a forma mais útil na prática de engenharia, é a que considera $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$ como as variáveis do estado de tensões. Os primeiros resultados de ensaios triaxiais definiram a superfície de ruptura como sendo linear, ou plana, em um plano tridimensional, mesma situação descrita por Gulhati e Satija (1981).

$$\tau = c'' + (\sigma - u_a) \cdot \tan \phi' + (u_a - u_w) \cdot \tan \phi^b \quad (2.15)$$

Onde c'' é o intercepto coesivo do solo quando as duas variáveis de estado são nulas;
 ϕ' é o ângulo de atrito interno do solo com respeito a mudanças em $(\sigma - u_a)$;
 ϕ^b é o ângulo de atrito interno do solo com respeito a mudanças em $(u_a - u_w)$;

Para um valor de $(u_a - u_w)$ igual a zero, o plano com a variável de estado de tensão $(\sigma - u_a)$ apresentará o mesmo valor de ângulo de atrito interno do solo que o plano com a variável de estado de tensão $(\sigma - u_w)$. Obtém-se a seguinte relação entre os ângulos de atrito interno:

$$\tan \phi' = \tan \phi^b - \tan \phi'' \quad (2.16)$$

O ângulo ϕ^b pode ser determinado quando se conhece o valor da resistência ao cisalhamento e o valor da sucção, sendo que esta deve ter um valor superior a zero. Segundo Fredlund e

Rahardjo (1993), o valor de ϕ^b é igual ou menor que ϕ' . Esta afirmação foi constatada analisando resultados de vários solos de diferentes localizações geográficas.

Fredlund (1979), avaliando os resultados obtidos por Bishop *et al.* (1960), diz que o aumento do valor de sucção não é tão efetivo quanto o aumento de tensão confinante, para se obter um maior valor de resistência ao cisalhamento. Gulhati e Satija (1981), avaliando seus resultados através de um diagrama tridimensional e considerando como variáveis de tensão ($\sigma - u_a$) e ($u_a - u_w$) encontraram o ângulo associado com a variável ($\sigma - u_a$), denominado por eles como “ α ” e equivalente ao ângulo ϕ' , com um valor maior do que o ângulo associado à variável ($u_a - u_w$), denominado por eles como “ β ” e equivalente ao ângulo ϕ^b .

Variações nos valores de intercepto coesivo para diferentes valores de sucção foram visualizadas por Fredlund (1979) em um diagrama tridimensional com dois diagramas de Mohr-Coulomb, um para cada valor de sucção, conforme aparece na Figura 2.4. O valor do intercepto coesivo é acrescido proporcionalmente ao acréscimo no valor de sucção; para um certo valor de sucção matricial este intercepto coesivo (c) é definido da seguinte forma:

$$c = c' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (2.17)$$

Outra maneira de visualizar o comportamento do solo não saturado é em um gráfico bidimensional (Ho e Fredlund, 1982). Neste gráfico bidimensional as trajetórias com diferentes valores de sucção apareceriam no plano tensão cisalhante *versus* tensão normal líquida, e a contribuição da resistência ao cisalhamento devida ao acréscimo da sucção é adicionada ao eixo da tensão cisalhante pelo intercepto coesivo conforme apresentado na Equação 2.17. A visualização do gráfico bidimensional representando o comportamento de resistência ao cisalhamento do solo não saturado é apresentada na Figura 2.5. Avaliados os resultados obtidos, os autores concluíram que a sucção gera um incremento no intercepto coesivo de um solo não saturado.

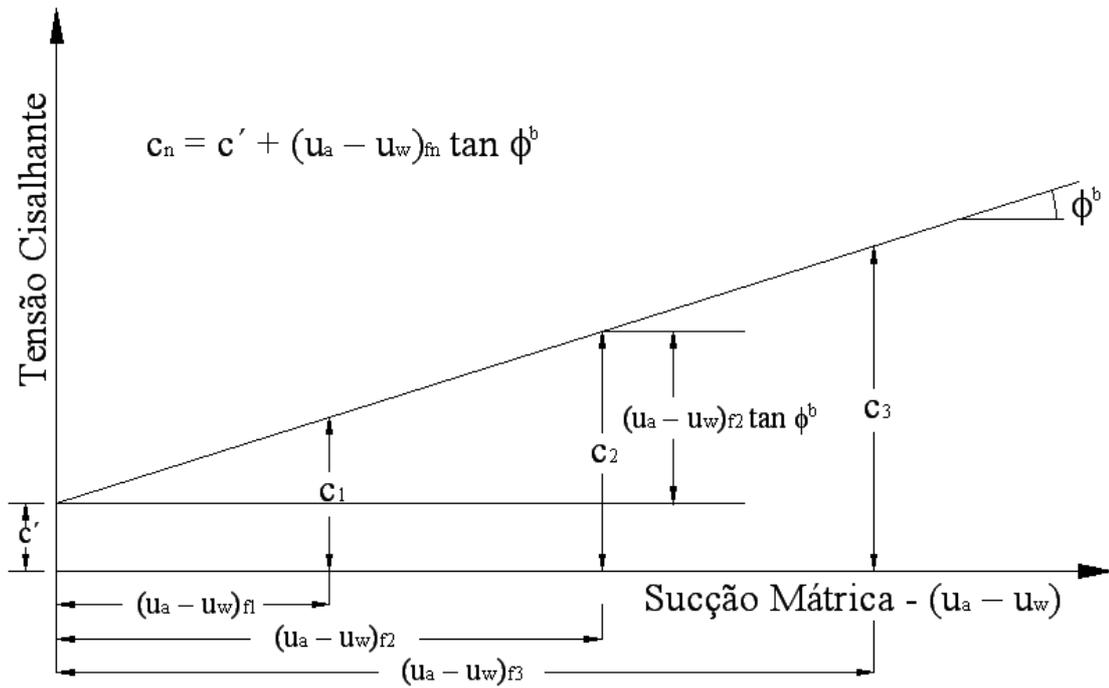


Figura 2.4 – Variação do intercepto coesivo de acordo com o valor de sucção (Fredlund e Rahardjo, 1993).

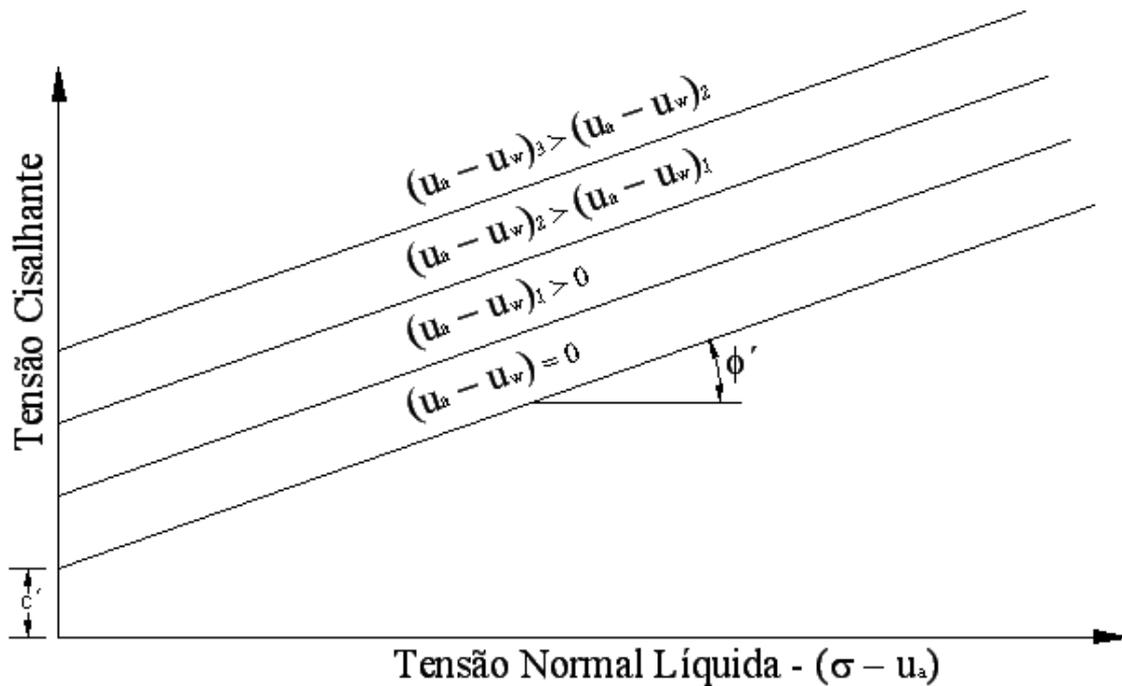


Figura 2.5 – Representação gráfica da resistência ao cisalhamento em um plano (Ho e Fredlund, 1982).

2.4.4.2. Não Linearidade da Equação de Resistência ao Cisalhamento

Escário e Saez (1986), avaliando os resultados obtidos através de ensaios realizados no equipamento de cisalhamento direto com sucção controlada, comprovaram as linhas retas no plano tensão cisalhante x sucção, encontradas por Fredlund *et al.* (1979) para uma faixa

inicial de tensões. A simplificação da equação de resistência ao cisalhamento não saturada proposta por Fredlund *et al.* (1979), onde a componente da sucção $((u_a - u_w). \tan \phi^b)$ é considerada como constante, não foi verificada nos resultados de cisalhamento direto com sucção controlada. Segundo Escário e Saez (1986), a equação proposta por Bishop $(\tan \phi^b = \chi \cdot \tan \phi)$ é mais realista, apesar da dificuldade de determinar o valor do parâmetro χ . Contudo é possível considerar a equação de resistência ao cisalhamento dos solos não saturados proposta por Fredlund *et al.* (1979) em faixas específicas de sucções, possibilitando um segmento de linha reta em uma envoltória curva.

Fredlund *et al.* (1987) fazem uma reanálise de resultados de vários autores, alguns comprovando envoltórias de resistência ao cisalhamento lineares (Bishop *et al.*, 1960, Gulhati e Satija, 1981) e outros apresentando envoltórias de resistência ao cisalhamento não lineares, como encontrado no trabalho de Ho e Fredlund (1982), que inicialmente imaginava-se que a não linearidade era devido a realização de ensaios em multi-estágios.

Gan *et al.* (1988) também encontraram evidências desta não linearidade para altos valores de sucção matricial na envoltória de resistência ao cisalhamento. Neste mesmo trabalho foram sugeridos alguns procedimentos para adaptar esta não linearidade no plano tensão cisalhante *versus* sucção.

Escário e Jucá (1989) realizaram ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada e encontraram resultados que indicam que a resistência ao cisalhamento chega ao máximo até uma certa faixa de sucção (entre 800 e 1000 kPa); acima deste valores é visível uma certa queda no valor de resistência, podendo esta diferença ser também consequência de problemas relacionados à realização dos ensaios. O aumento dos parâmetros de resistência ao cisalhamento não saturados (c e ϕ^b) são mais pronunciados a baixos valores de sucção.

Abramento e Carvalho (1989) e Abramento e Pinto (1993), avaliando um solo coluvionar brasileiro, determinaram que a relação tensão cisalhante *versus* sucção pode ter um comportamento eventualmente não linear. Este comportamento depende do tipo de solo estudado, da faixa de tensões e das trajetórias de tensões utilizadas. Campos e Carrilo (1995) realizaram ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada e encontraram envoltórias de resistência ao cisalhamento não lineares para um solo residual maduro e um solo coluvionar.

Fredlund *et al.* (1987) apresentaram uma explicação para a não linearidade na resistência ao cisalhamento. Quando o solo está sujeito a baixos valores de sucção ele encontra-se saturado e os efeitos da poro-pressão de água e da tensão normal são caracterizados pelo ângulo de atrito

interno (ϕ'). Tanto a poro-pressão de água quanto a tensão normal são referenciadas à mesma pressão de ar externa, resultando em um aumento na resistência ao cisalhamento de acordo com ϕ' . Neste caso a envoltória tensão cisalhante *versus* sucção tem uma declividade ϕ^b igual a ϕ' , condição esta mantida enquanto o solo encontra-se saturado. Com o aumento no valor da sucção, a água dos poros começa a fluir para fora do solo. Alcançado o valor de entrada de ar do solo, seus poros começam a ser preenchidos por ar ao invés de água, resultando no processo de dessaturação do solo. Como a água ocupa apenas uma parte dos poros do solo, o valor de S será menor que 100 %. Desta maneira, o aumento da sucção passa a não ser tão efetivo no aumento da resistência ao cisalhamento quanto o aumento na tensão efetiva líquida, resultando em uma declividade ϕ^b menor que ϕ' , acima do valor de entrada de ar do solo.

Gan e Fredlund (1996) concluíram que a não linearidade da resistência ao cisalhamento é relacionada com a curva característica do solo e com a magnitude de dilatação durante o cisalhamento. Os valores de ϕ^b são iguais aos de ϕ' quando o solo encontra-se saturado e ϕ^b decresce a partir da dessaturação. Ao se atingir altos valores de sucção, a declividade de ϕ^b pode ser positiva ou negativa (Figura 2.6). Este comportamento vai depender da taxa de dessaturação e da quantia de dilatação do solo durante o cisalhamento.

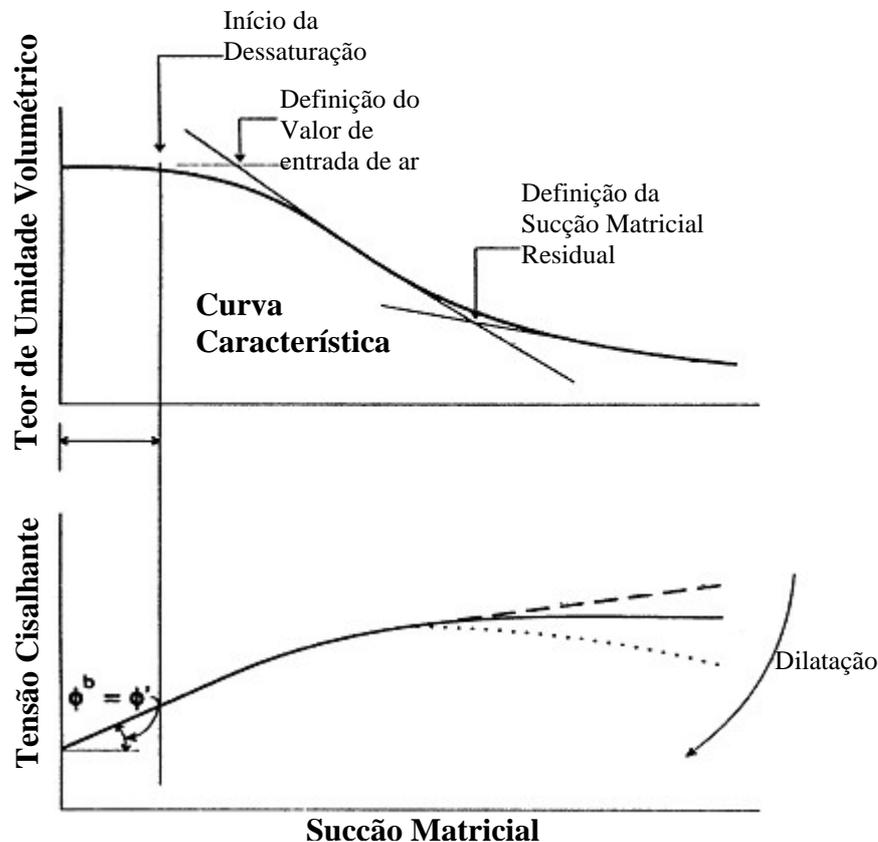


Figura 2.6 – Relação entre a curva característica do solo e a resistência ao cisalhamento *versus* sucção matricial mostrando o efeito da dessaturação e dilatação durante o cisalhamento na declividade da envoltória (Gan e Fredlund, 1996).

Para amenizar o problema da não linearidade na avaliação das envoltórias de ruptura recomenda-se trabalhar com intervalos de sucção, considerando para cada intervalo diferentes ângulo ϕ^b e diferentes interceptos coesivos (Fredlund e Rahardjo, 1993; Rahardjo *et al.*, 1995; Gan e Fredlund, 1996 e Campos, 1997). Segundo Campos (1997), no caso de estabilidade de taludes é perfeitamente possível e razoável a consideração de envoltórias de resistência ao cisalhamento multilinear. Para tal consideração seria necessária a introdução dos limites de validade de variações lineares de ϕ' e ϕ^b em relação aos valores de $(\sigma - u_a)$ $(\sigma - u_w)$.

Conforme apresentado por diversos pesquisadores o valor de ϕ^b é sempre menor, ou no máximo igual, ao valor de ϕ' , para valores menores que o valor de entrada de ar do solo. Entretanto algumas pesquisas tem apresentados valores de ϕ^b superiores aos valores de ϕ' para baixos valores de sucção (Fredlund *et al.*, 1978; Abramento e Carvalho, 1989; Drumright, 1989; Abramento e Pinto, 1993; Röhm e Villar, 1995; Han, Rahardjo e Broms, 1995).

Abramento e Pinto (1993) realizaram ensaios triaxiais com sucção controlada em solos coluvionares. Os autores avaliaram os resultados em função da equação de tensões efetivas proposta por Bishop, determinando o valor do parâmetro χ . Nesta pesquisa os autores encontraram, considerando um valor de ϕ' de 38°, valores de χ superiores a 1. Esta situação implica que um aumento no valor da resistência ao cisalhamento em função da sucção (ϕ^b) seria maior que o acréscimo na resistência ao cisalhamento em função da tensão normal líquida (ϕ'). Os autores adotaram então um valor de ϕ' de 40° e encontraram χ igual a 1. Röhm e Villar (1995) encontraram, através de ensaios triaxiais em um solo arenoso laterítico, valores de α^b (análogo a ϕ^b) superiores a α' , para baixos valores de sucção.

Han, Rahardjo e Broms (1995), avaliando o efeito da histerese na resistência ao cisalhamento de um solo residual, encontraram uma envoltória ruptura não linear, em relação a sucção matricial, com valores de ϕ^b variando de 37° até 55°, para as trajetórias de secagem e umedecimento. Estes valores de ϕ^b são superiores ao valor de ϕ' de 33° obtido através de ensaios de cisalhamento direto em amostras saturadas. Campos (1997) apresenta o gráfico ϕ^b/ϕ' versus sucção para diferentes solos. Alguns destes solos apresentam valores de ϕ^b/ϕ' superiores a 1 para baixos valores de sucção, o que significa valores de ϕ^b maiores que ϕ' . Segundo Campos (1997) este comportamento estaria em desacordo com o usual e não há explicação, fisicamente aceitável, para justificar tal comportamento.

Drumright (1989) apresenta uma envoltória de resistência ao cisalhamento no plano tensão cisalhante *versus* sucção matricial, obtida através de ensaios triaxiais drenado e ensaios triaxiais com teor de umidade constante. A envoltória de resistência ao cisalhamento apresentada tem comportamento curvilíneo. Nessa pesquisa, dependendo da maneira como é ajustada 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' . Segundo o autor, esta questão deveria ser deixada para pesquisas futuras. Nessa pesquisa o valor de ϕ' encontrado varia de $38,7^\circ$ até $43,3^\circ$. Em gráficos de ϕ^b *versus* deformação axial para diferentes níveis de sucção é possível observar valores de ϕ^b superiores a 40° chegando próximo a 60° . A envoltória de resistência ao cisalhamento não saturada considerada pelo autor foi bi-linear com um primeiro trecho onde ϕ^b é igual ϕ' e o segundo com ϕ^b menor que ϕ' .

2.4.4. Envoltória de Resistência ao Cisalhamento em Solos Não Saturados

Os ensaios de resistência ao cisalhamento devem ser realizados nas condições mais próximas possíveis das condições iniciais de campo, para que os resultados sejam representativos. As amostras utilizadas nos ensaios não devem apresentar grande variabilidade entre si. Para que seja determinada a resistência ao cisalhamento de um solo deve-se definir critérios de ruptura. Um dos critérios de ruptura é a máxima tensão desvio do ensaio $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ que define a resistência ao cisalhamento máxima do solo. Outro critério de ruptura definido por Bishop *et al.* (1960) é a razão de tensão principal $\{(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}/(\sigma_3 - u_w)\}$. Para os casos onde as curvas tensão *versus* deformação não apresentam um ponto máximo destacado, mesmo a grandes deformações, é utilizado um limite de deformação (por exemplo, 12%) como critério de ruptura. Este critério também é, algumas vezes, utilizado para casos onde grandes deformações são necessárias para que a resistência ao cisalhamento atinja seu valor residual.

A Figura 2.7 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.

Os pontos máximos dos círculos de Mohr são utilizados para representar o comportamento mecânico do solo na condição de tensão de ruptura. As equações abaixo representam o ponto

da envoltória, além das relações com as variáveis de estado de tensões (Fredlund e Rahardjo, 1993; Rahardjo *et al.*, 1995).

$$q_f = d' + p_f \cdot \tan \psi' + r_f \cdot \tan \psi^b \quad (2.18)$$

Onde q_f é metade da tensão desvio na ruptura $\{(\sigma_1 - \sigma_3)_f/2\}$;
 p_f é metade da tensão líquida na ruptura $\{(\sigma_1 + \sigma_3)_f/2 - u_a\}$;
 r_f é o valor da sucção na ruptura;
 σ_1 é tensão principal maior na ruptura;
 σ_3 é a tensão principal menor na ruptura;
 d' é o intercepto da envoltória dos pontos de tensão no eixo q para p_f e r_f zero;
 ψ' é a inclinação da envoltória de tensão em relação a variável de tensão p_f ;
 ψ^b é a inclinação da envoltória de tensão em relação a variável de tensão r_f .

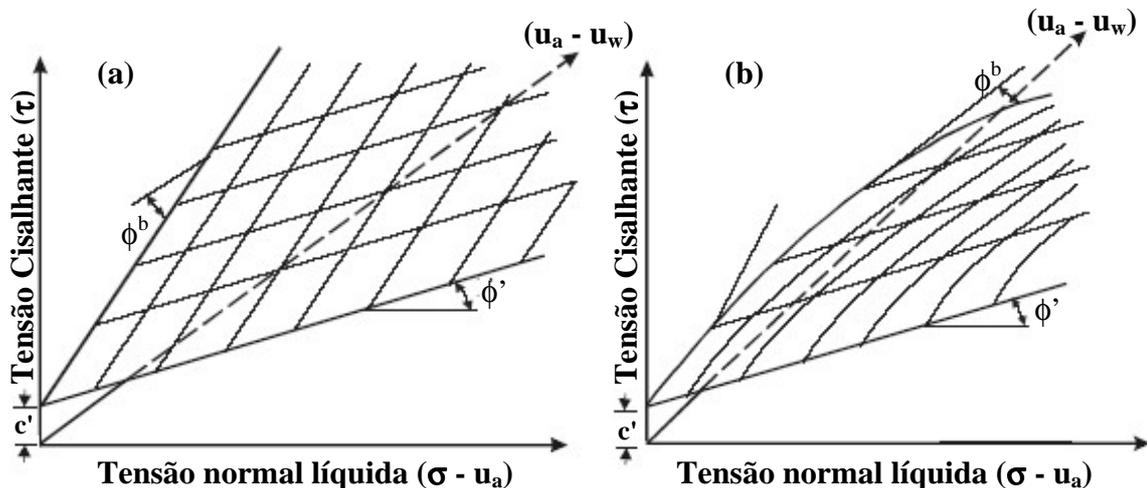


Figura 2.7– Envoltórias tridimensionais de resistência ao cisalhamento: (a) linear; (b) não linear (Fredlund, 2002).

O mesmo intercepto coesivo que aparece na Figura 2.8 é definido, para a envoltória de pontos de tensão no eixo $q \times r$, como (d) , indicando o aumento do valor de resistência ao cisalhamento com o aumento do valor da sucção matricial.

$$d = d' + r_f \tan \psi^b \quad (2.19)$$

Com a utilização de relações trigonométricas é possível correlacionar, através dos círculos de Mohr, os parâmetros de resistência ao cisalhamento não saturada dos diagramas tridimensionais de Mohr –Coulomb envolvendo as variáveis de estado de tensão e os pontos máximos das variáveis de tensão. Isto é observado na Figura 2.9 (Fredlund e Rahardjo, 1993; Rahardjo *et al.*, 1995).

$$\left. \begin{aligned} \tan \psi' &= \text{sen } \phi' \\ d &= c \cdot \cos \phi' \\ d' &= c' \cdot \cos \phi' \\ \tan \psi^b &= \tan \phi^b \cos \phi' \end{aligned} \right\} \quad (2.20)$$

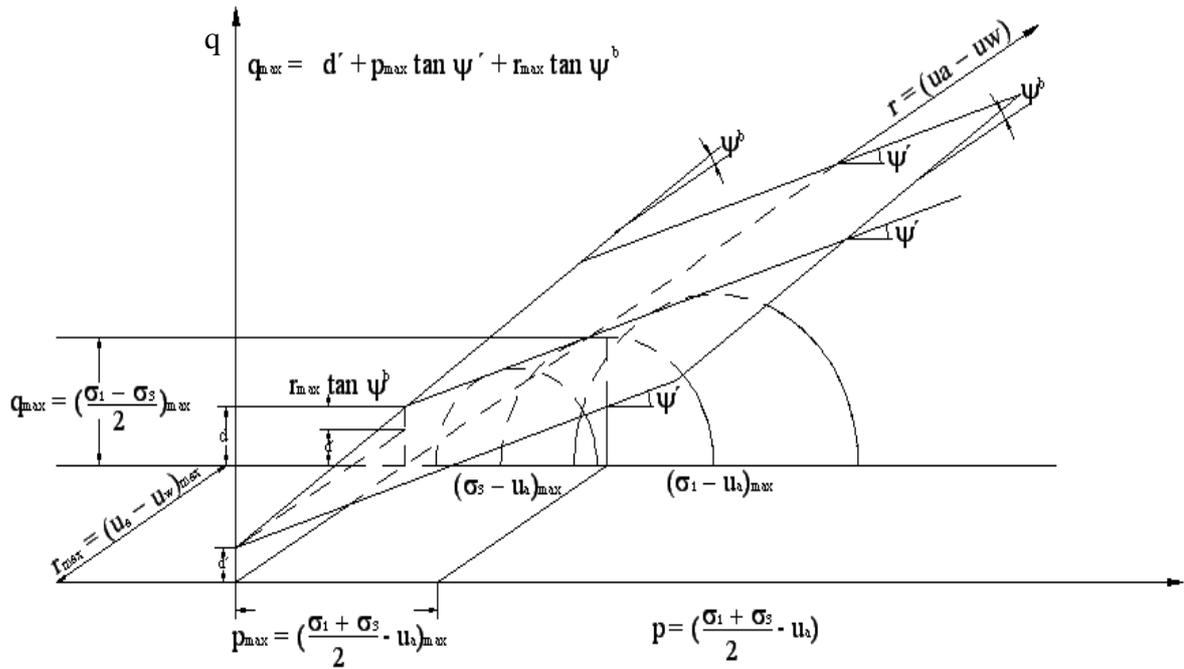


Figura 2.8 – Diagrama tridimensional da envoltória dos pontos de tensão. (Fredlund e Rahardjo, 1993).

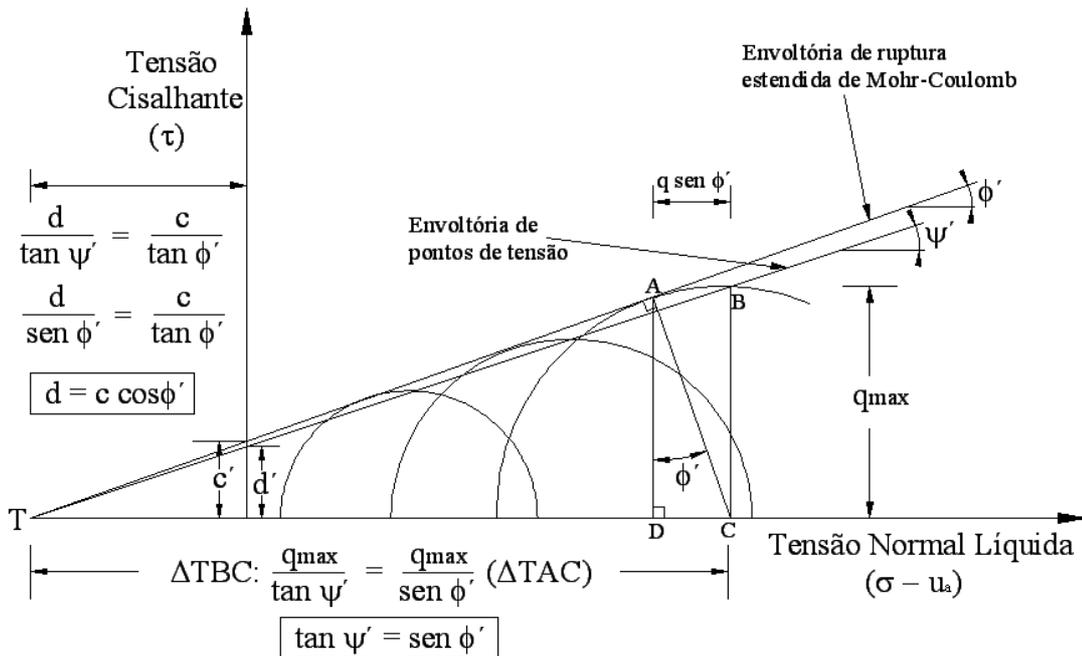


Figura 2.9 – Relação entre parâmetros de resistência ao cisalhamento não saturada (Fredlund e Rahardjo, 1993).

2.5. ENSAIOS EM SOLOS NÃO SATURADOS

Para determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento são executados ensaios de laboratório que tentam simular uma situação de campo. Os ensaios de resistência ao cisalhamento mais utilizados em solos não saturados são os ensaios triaxiais e os ensaios de cisalhamento direto modificados para representarem a situação não saturada através da reprodução de sucção em campo.

Para uma correta determinação da resistência ao cisalhamento não saturada em laboratório, se faz necessário que as amostras ensaiadas apresentem condições iniciais idênticas. Segundo Fredlund e Rahardjo (1993), para ensaios não saturados, solos compactados em diferentes umidades e densidades são considerados solos diferentes.

Os ensaios de resistência ao cisalhamento em solos não saturados podem ser divididos em dois estágios. No primeiro estágio, antes do cisalhamento, os solos são adensados em uma certa tensão ou ficam não confinados. O segundo estágio refere-se ao controle de drenagem durante o cisalhamento, onde se pode deixar os poros de ar e água drenados ou não drenados, podendo ainda umas das fases permanecer drenada enquanto a outra fica não drenada (Fredlund e Rahardjo, 1993).

Nos ensaios drenados, a água e o ar têm seus canais de drenagem abertos durante o cisalhamento, e se deve controlar os valores de poro-pressão para ambas as fases evitando o desenvolvimento de excesso de poro-pressão. Já nos ensaios não drenados os canais de drenagem de ambas as fases permanecem fechados e as variações nos valores de poro-pressão podem, ou não, serem medidas. Recomenda-se medir os valores de poro-pressão desenvolvidos durante o cisalhamento não drenado para que se conheça os valores de tensão líquida e de sucção matricial na ruptura.

Devido à presença de ar e água nos poros do solo, os procedimentos e técnicas de ensaios em solos não saturados se tornam mais complexos que os requeridos para ensaios na condição saturada. Aversa e Nicotera (2002) apontam como principais problemas, nos ensaios envolvendo solos não saturados, a regulação independente de pressão de dois fluidos (ar e água) e as medidas independentes de deformações volumétricas e variações na umidade da amostra.

2.5.1. Ensaio Utilizando a Técnica de Translação de Eixos

A realização de ensaios de laboratório com o valor de poro pressão de ar igual à pressão atmosférica limita a sucção a um máximo de 1 atm (-101,3 kPa), já que poro-pressões de água negativas desta magnitude ocasionam cavitação no solo. Hilf (1956) *apud* Gan *et al.* (1988), Toll (1990), Fredlund e Rahardjo (1993) sugeriram que aumentos iguais aplicados nos valores de poro-pressão de ar e água, para valores positivos, evitam problemas de cavitação nos sistemas de medição dos ensaios. Este procedimento é denominado de Translação de Eixos (*Axis-Translation Technique*).

A técnica de translação de eixos consiste na translação dos valores de poro-pressão de água e de ar para o eixo positivo de valores de pressões, ou seja, o valor da poro-pressão de ar, que ao ar livre representaria a pressão atmosférica com valor nulo, é aumentado em uma certa quantia a ser aplicada na amostra (por exemplo, 202kPa). Um valor de poro-pressão de água, por exemplo, uma poro-pressão negativa de 101,3 kPa (estaria prestes a gerar cavitação no solo), também é aumentada na mesma quantia do valor do incremento da poro-pressão de ar, tornando esta poro-pressão de água positiva e de valor aproximado de 100 kPa. Analisando o valor da sucção ($u_a - u_w$) para as duas situações, nota-se que o valor continua o mesmo, algo em torno de 100 kPa. As duas situações, com e sem a translação de eixos, podem ser visualizadas na Figura 2.10.

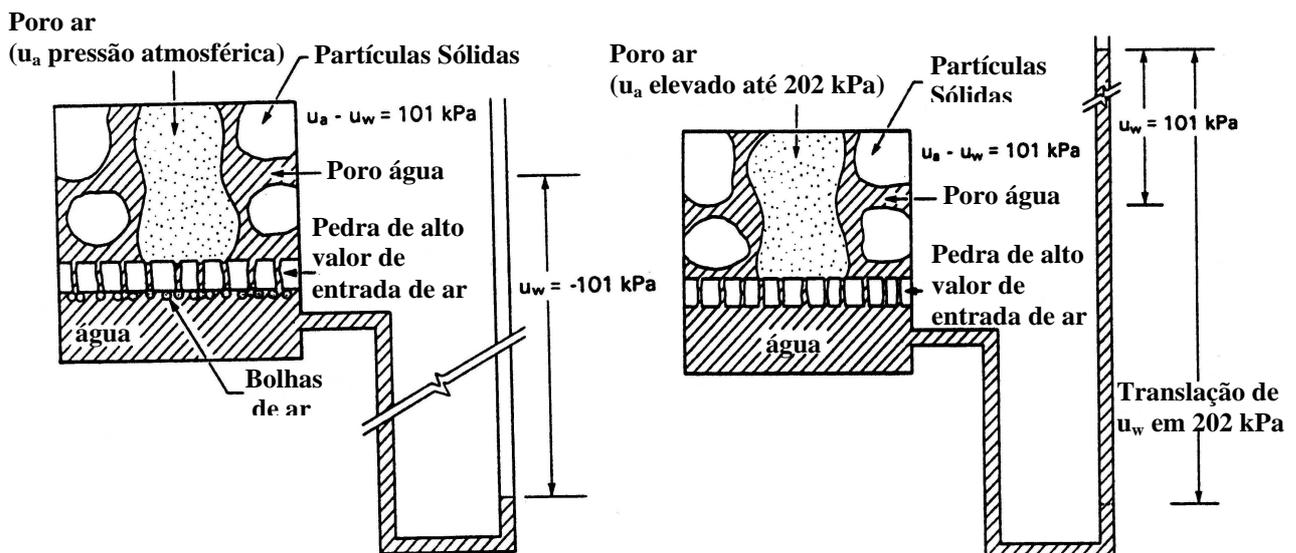


Figura 2.10 – (a) Bolhas de ar devidas à cavitação no solo e (b) Amostra sujeita à translação eixos (Fredlund Rahardjo, 1993).

O controle na poro-pressão de ar e o controle ou medida na poro-pressão de água são condições básicas para o correto uso da técnica de translação de eixos. Nas câmaras dos

equipamentos triaxiais, o controle da poro-pressão de ar é feito através de uma pedra porosa comum colocada no topo da amostra e o controle da poro-pressão de água é realizado através de uma pedra cerâmica saturada com alto valor de entrada de ar (permite a passagem de água e evita a passagem de ar, até um certo valor de sucção) colada na base da câmara.

2.5.2. Ensaios Triaxiais de Compressão

O ensaio triaxial é realizado em uma amostra de solo cilíndrica envolta por uma membrana de látex. Esta impede que a amostra entre em contato com a água que preenche a câmara, a qual é pressurizada com o objetivo de aplicar a tensão confinante. O cisalhamento é feito através da aplicação de tensão axial com o topo da amostra entrando em contato com um pistão que atravessa a tampa da câmara. O deslocamento do pistão é geralmente feito com uma prensa de deslocamentos constantes.

Escário e Jucá (1989) citam em sua pesquisa a necessidade de haver um bom contato entre a membrana e o corpo de prova para evitar ocorrer perda de água da amostra. Eles recomendam uma pressão de confinamento mínima de 20 kPa como sendo suficiente para não ocorrer problemas.

Logo após a aplicação da tensão confinante inicia-se a primeira fase do ensaio triaxial, a consolidação, onde os poros de ar e água são drenados através da aplicação de uma tensão efetiva. Caso este processo de consolidação não seja aplicado, denomina-se o ensaio de não adensado, onde os poros de ar e água não são permitidos drenar.

A segunda fase do ensaio triaxial é a aplicação da tensão axial, com a tensão confinante constante durante o ensaio, com incrementos sob velocidade de deformação axial constante até que a ruptura seja atingida. Geralmente a tensão axial atua como a tensão principal maior e a tensão confinante como a tensão principal menor. A drenagem, ou não drenagem, durante a aplicação da tensão axial também é usada como critério de condição de ensaio.

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 de testes triaxiais. A Tabela 2.1 apresenta um resumo das condições de drenagem nas fases de consolidação e de cisalhamento.

Tabela 2.1 – 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

Os tipos de ensaios de laboratório em solos não saturados encontrados na literatura (Bishop e Henkel, 1962; Bishop *et al*, 1960 e Fredlund e Rahardjo, 1993) são:

(a) Ensaio Adensado e Não Drenado – CU (*Consolidated undrained*): as fases de ar e água permanecem impedidas de drenar durante toda a fase de cisalhamento, desenvolvendo excesso de poro-pressão de ar e água. Uma dificuldade encontrada na realização deste ensaio é a manutenção da condição não drenada para a fase ar, devido ao ar difuso nos poro de água, na membrana e em outras partes do equipamento triaxial.

(b) Ensaio Não Drenado – UU (*Undrained test*): as fases de ar e água são impedidas de drenar durante a aplicação da pressão de confinamento e durante o cisalhamento. O volume da amostra pode variar devido à compressão do ar. Devido à compressibilidade dos poros de ar, o grau de saturação da amostra vai aumentando, e dependendo do valor, pode até atingir a saturação. Essa saturação representa o conceito de ϕ' nulo para solos saturados.

(c) Ensaio de Compressão Não Confinada – UC (*Unconfined compression*): caso especial do ensaio não drenado, não há aplicação de tensão confinante na amostra e no início do ensaio a amostra tem uma poro-pressão negativa e, como a poro-pressão de ar é atmosférica (valor nulo), o valor de sucção é igual, em módulo, ao valor da poro-pressão de água. A aplicação da tensão desvio é rápida para que não ocorra dissipação do excesso de poro-pressão de ar e água, mantendo-se a condição não drenada. Os ensaios não confinados são, geralmente, realizados em aplicações de capacidade de carga de fundações, estabilidade de taludes entre outras.

(d) Ensaio de teor de umidade constante – CW (*Constant water content*): a amostra de solo é consolidada e cisalhada com a fase ar com a drenagem aberta enquanto a fase água não é permitida drenar. Neste ensaio também pode ser utilizada a técnica de translação de eixos. O

cisalhamento ocorre com o aumento de tensão desvio, e como a fase ar é permitida drenar, o valor de poro-pressão u_a permanece constante. Já o valor de poro-pressão de água u_w desenvolve excesso de poro-pressão com o acréscimo da tensão desvio. A tensão desvio e a sucção matricial variam seus valores durante o ensaio; já a tensão efetiva líquida permanece constante.

Além dos ensaios mencionados acima, é de interesse nesta pesquisa o ensaio triaxial adensado e drenado - CD (*Consolidated drained*).

No ensaio adensado e drenado, a amostra a ser ensaiada é consolidada sob a aplicação isotrópica da tensão confinante σ_3 e aplicação controlada das poro-pressões de ar e água u_a e u_w respectivamente. Estas poro-pressões são controladas em valores acima do eixo positivo com o intuito de evitar problemas de cavitação no sistema de medida de poro pressão de água (técnica da translação de eixos). Durante o cisalhamento as válvulas de drenagem das fases ar e água permanecem abertas, e os valores de pressão são controlados de modo a manter pressões constantes. A tensão desvio ($\sigma_1 - \sigma_3$) é aplicada lentamente para que não desenvolva excesso de pressão de ar e água durante o ensaio. A tensão confinante ($\sigma_3 - u_a$) e a sucção matricial ($u_a - u_w$) permanecem constantes durante todo o ensaio até a ruptura; somente a tensão desvio vai aumentando de valor até a ruptura.

Para a realização de ensaios triaxiais em solos não saturados se fazem necessárias adaptações dos equipamentos convencionais para ensaios em solos saturados. As principais modificações, apresentadas por Ho e Fredlund (1982); são:

- a) Controle de Pressão de Água: para se determinar ou controlar o valor da pressão de água na amostra é colada, na base da câmara triaxial, uma pedra cerâmica porosa que permite a passagem de água e evita a passagem de ar. Isto acontece devido às pequenas dimensões e à uniformidade dos poros da pedra. A pedra porosa tem um limite de diferença de poro-pressão de ar e água que resiste até que comece a permitir o fluxo de ar pela pedra. Este limite é definido pela dimensão dos poros da pedra; quanto menor a dimensão do poro, maior a diferença de poro-pressão possível de ser aplicada. Por exemplo, uma pedra de valor de entrada de ar de 1 bar tem seus poros maiores que uma pedra de valor de entrada de ar de 5 bars.

- b) Controle de Pressão de Ar: uma mangueira de ar comprimido é conectada à válvula que aplica a pressão no topo da amostra através de um cabeçote, entre a amostra e o cabeçote é colocada uma pedra porosa comum, como elemento de drenagem de ar.
- c) Sistema de Fluxo de Bolhas de Ar: mesmo que a pedra cerâmica, com poros de pequeno diâmetro, não permita a entrada de ar livre, pode ocorrer ar dissolvido na água gerando bolhas de ar na base da pedra. Estas bolhas de ar poderão bloquear a passagem de água pela amostra quando a amostra é dilatada ou comprimida e, em um sistema não drenado, poderão causar medidas errôneas no valor de poro-pressão de ar e no valor de variação de volume.

O uso de pedras porosas comuns (usadas em ensaios triaxiais com solos saturados) para determinar ou controlar o valor de poro pressão de água acarreta, na realidade, em medidas de poro pressão de ar, devido ao tamanho de seus poros que permitem uma grande passagem de ar (Bishop e Blight, 1963 e Fredlund e Rahardjo, 1993).

Para remover e medir a quantidade de ar difuso no sistema de aplicação de pressão de água conectado à pedra de alto valor de entrada de ar, Bishop e Donald (1961) criaram um dispositivo fechado localizado antes da entrada da câmara triaxial denominado de caça bolhas (*bubble pump*). Já Bucio (2002) apresenta outro modelo de caça-bolhas (*interceptor de burbujas de aire*) que é um pequeno dispositivo cônico localizado antes da entrada da câmara triaxial que auxilia na remoção do ar difuso da água.

2.5.3. Variação Volumétrica

A medida da variação de volume é importante para a determinação da compressibilidade da amostra e para o cálculo da área da seção transversal, na qual os valores de tensão são baseados. Mudanças no volume do corpo de prova saturado são consideradas como sendo iguais à variação de água. A mesma hipótese, não pode ser considerada válida para solos na condição não saturada já que a variação de volume de água, num corpo de prova não saturado, representa apenas parte da variação volumétrica; a outra parte a ser considerada são os vazios ocupados por ar. Segundo Bishop e Henkel (1962), os três principais métodos de medição são baseados (a) na quantidade do fluido que entra e sai da câmara triaxial para compensar a mudança no volume no corpo de prova; (b) no volume expelido dos poros do solo e (c) nas

medidas diretas das mudanças no comprimento e diâmetro do corpo de prova. A primeira e a terceira podem ser utilizadas para determinar a variação volumétrica em amostras saturadas e não saturadas, já a segunda só pode ser utilizada em amostras saturadas.

Alva-Hurtado e Selig (1981) apresentam uma revisão de vários dispositivos para medir a variação volumétrica em ensaios triaxiais. No caso da determinação da variação volumétrica através de uma bureta, os autores citam como desvantagens: (a) problemas de resolução e tamanho da bureta, onde, para pequenos valores de variação volumétrica, em uma bureta com uma grande faixa de valores, há comprometimento de leituras precisas; (b) problemas com a contaminação que afetam o menisco; (c) as leituras na bureta são feitas visualmente. Nesse trabalho os autores apresentam diversos sistemas de medida do nível do menisco, sendo um deles a utilização de transdutores de pressão diferencial utilizados no interior das buretas. Estes transdutores conseguem medir variações no nível do menisco.

Lade (1988) utilizou a medida de variação da quantidade do fluido confinante no interior da célula triaxial para determinar a variação volumétrica da amostra. Algumas necessidades operacionais envolvendo a construção de dispositivos de variação volumétrica são expostas nesse trabalho. As principais e de maior interesse nesta dissertação são: (a) cuidados nas variações de contra-pressão e tensão confinante que podem influenciar a medida da variação volumétrica; (b) os resultados do dispositivo devem ser os reais (relação linear), para facilitar a avaliação e o cálculo dos resultados; (c) ambiente com temperatura estável; (d) evitar ar difuso no sistema; (e) evitar perdas de água, por vazamentos e evaporação; (f) evitar problemas de contaminação, corrosão e partículas de solo no dispositivo; (g) este deve ser fácil de construir e efetuar manutenção.

Geiser *et al.* (2000) revisaram os diversos métodos de determinação da variação volumétrica classificando-os nas mesmas categorias anteriormente descritas:

(a) medida do volume do líquido confinante da câmara triaxial: a principal vantagem deste método é a simplicidade. Para sua utilização se faz necessária uma calibração cuidadosa, levando-se em consideração a duração do ensaio, as trajetórias e os níveis de tensão.

(b) medidas diretas dos volumes de ar e água da amostra: Os volumes de ar e água da amostra podem ser medidos separadamente utilizando controladores de pressão-volume. A principal vantagem é que todos os tipos de trajetórias de tensões podem ser testadas com o volume de ar e a pressão podendo ser controladas e impostas. Para se adquirir uma maior

precisão, Geiser *et al.* (2000) recomendam realizar estimativas de vazamento de ar através dos tubos e conexões, além de considerar os pequenos valores de variação de temperatura e variação da pressão atmosférica.

(c) medidas diretas de deformações axiais e radiais na amostra: a maneira mais comum de determinação da variação volumétrica por este método é a utilização de sensores de deslocamentos presos diretamente na amostra, medindo deformações axiais e radiais durante o ensaio. Outra maneira é através da utilização da técnica de *laser* propostas por Romero *et al.* (1997). Uma terceira maneira é a utilização da técnica baseada no processamento de imagens (Macari *et al.*, 1997; Rifa *et al.*, 2002).

A seguir são descritos os métodos de medição de variação de volume utilizados por diversos autores, que se enquadram nas categorias apresentadas acima. Matyas e Radhakrishna (1968) utilizaram como meio de determinação de volume medidas independentes de deformação axial e radial. Fredlund e Rahardjo (1993) citam, como meio preferencial de determinar a variação volumétrica, colocar uma membrana impermeável no corpo de prova e preencher a câmara com fluido pressurizado, sendo o controle do volume feito através de uma bureta conectada na câmara. Este tipo de medição volumétrica fica sujeita a erros por difusão, vazamento e deformação da câmara devidos à variação de pressão ou variação térmica. Rampino *et al.* (1999) utilizaram medições de deformação axial e radial para determinar a variação volumétrica; LVDT's foram utilizados para medir a deformação axial e, o monitoramento do nível de água em volta do corpo de prova, na porção superior da câmara, foi utilizado para determinar a deformação radial.

Ng *et al.* (2002) utilizaram a técnica de parede dupla (“*double-wall*”) desenvolvendo um tipo de célula interna que assegurasse a aplicação igual de pressão nas células interna e externa; desta forma, conseguiram eliminar a expansão/compressão da célula interna. Esta técnica já havia sido descrita por Bishop e Donald (1961). Os autores dividem a deformação volumétrica aparente em três componentes: (i) mudança de volume imediata devida à tensão de confinamento; (ii) variação de volume devida à variação de temperatura e (iii) aumento de volume devido ao “creep” nos componentes do sistema de determinação de variação volumétrica.

Segundo Leong *et al.* (2004), alguns problemas que podem gerar erros nas medidas de volume são: rigidez do sistema; efeitos de temperatura; histerese no sistema; absorção de água

pela célula; “*creep*” do sistema; vazamentos; e penetração da membrana em certos tipos de corpos de prova. Aversa e Nicotera (2002) citam como problemas as deformações da câmara, da bureta, da água, dos tubos e conexões e dos anéis de vedação. Fredlund e Rahardjo (1993) e Leong *et al* (2004) citam problemas de medição devidos à absorção de água pelo acrílico. Agus *et al* (2000) *apud* Leong *et al* (2004), utilizaram uma câmara de aço para evitar problemas de expansão devido a aumentos de pressão confinante e para eliminar a absorção de água. Aversa e Nicotera (2002) utilizaram alumínio como material da célula interna da câmara triaxial.

3. EQUIPAMENTO

Este capítulo apresenta, primeiramente, as principais características mecânicas do equipamento para ensaios triaxiais convencionais, existente no Laboratório de Geotecnologia (LAGEO) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), onde são realizados ensaios geomecânicos em solos na condição saturada. Este equipamento triaxial existente no LAGEO foi utilizado na realização de ensaios triaxiais na condição saturada. O equipamento triaxial convencional é constituído de vários componentes que serão apresentados separadamente, da mesma forma observada nos manuais de utilização que o acompanham.

Na seqüência serão apresentadas as modificações, adaptações e o desenvolvimento de novos componentes para o mesmo equipamento, que tornaram possível a realização de ensaios em amostras na condição não saturada. Em alguns dos componentes, como o utilizado para a determinação da variação volumétrica da amostra, serão apresentados e discutidos alguns conceitos teóricos envolvidos. Detalhes de desenhos e o projeto de peças e componentes serão apresentadas no Apêndice desta dissertação. Toda a parte de instrumentação e aquisição de dados do sistema de ensaio triaxial será citada e brevemente discutida em outro item.

3.1. EQUIPAMENTO TRIAXIAL CONVENCIONAL

Um equipamento triaxial pode ser dividido em três elementos principais: a câmara triaxial, o sistema de aplicação de pressões e a instrumentação para aquisição automática de dados. O sistema de ensaio triaxial utilizado nesta pesquisa, adquirido pelo Ministério da Educação da empresa alemã *Wille Geotechnik GmbH*, foi entregue no LAGEO-UFRGS no início de 2004. Trata-se de um equipamento automatizado completo de última geração (o microcomputador e o *software* de aquisição de dados e controle fazem parte do conjunto do equipamento). Abaixo serão apresentados os principais componentes que fazem parte do equipamento. Estes podem ser visualizados na Figura 3.2 que apresenta uma visão geral do equipamento triaxial convencional.

3.1.1. Interface ar/água (“Bladder”)

A interface ar/água *Wille* LT25000 é responsável pela transmissão da pressão de ar para a água no interior da câmara triaxial, possibilitando a aplicação da tensão confinante ao corpo de prova, sendo a água utilizada como fluido confinante. A interface tem altura de 400 mm, diâmetro de 160 mm e opera com pressões de até 1600 kPa, geradas por um compressor de ar portátil e reguladas por um controlador de pressão automatizado.

O seu funcionamento requer o preenchimento completo com água. Então se conecta a mangueira de ar existente na saída do controlador de pressão à parte inferior da interface e aplica-se a pressão desejada. A pressão de ar é aplicada no interior de uma câmara de borracha e esta transmite a mesma pressão à água na interface. Antes de abrir a válvula de esfera da câmara triaxial deve-se garantir que a mangueira seja completamente preenchida com água. Após conectá-la na câmara triaxial, a tensão confinante já pode ser aplicada.

3.1.2. Prensa Triaxial Eletromecânica Automática

A prensa *Wille* UL 60-1 é projetada para aplicar cargas nominais de até 50 kN sendo 60 kN a sua carga máxima, podendo ser operada manualmente ou automaticamente (através do *software* de aquisição de dados e controle fornecido pela empresa *Wille Geotechnik*). Seus componentes básicos são a prensa, uma unidade de controle eletrônico e uma unidade de impulso elétrico.

O modo de operação manual da prensa é feito pelo console, *Wille* TD 200, o qual é fixado na face frontal da mesma. O controle das funções disponíveis é feito através das teclas: “*Up*”, “*Down*”, F1, F2, F3, F4, “*Shift*” “*ESC*” e “*Enter*”. Já o modo de operação automático da prensa é feito através do microcomputador utilizando uma interface serial. O sistema de operação da prensa pode ser feito através do controle de carga ou de velocidade. A velocidade máxima, tanto de descida quanto de subida do prato da prensa, é de 50 mm/min, podendo ser escolhida via computador ou manualmente no console através dos botões “*Up*” e “*Down*”.

Através da placa de aquisição de dados interna, a prensa triaxial possibilita, para a leitura de valores ligeiramente diferentes de zero, o ajuste nos seguintes instrumentos: célula de carga, medidor de deslocamento axial e transdutor de poro-pressão, pressionando-se, no console, simultaneamente as teclas “*Shift*” e F2.

3.1.3. Controlador de Pressão Automático

O controlador de pressão, *Wille DS 15*, é responsável pelo controle automático das pressões de ar a serem aplicadas no sistema, sendo estas no máximo de 1500 kPa. É possível controlar manualmente a aplicação de duas pressões de forma independente, uma através do “*channel 1*”, para aplicação da poro-pressão, e outra através do “*channel 2*”, para aplicação da tensão confinante, permitindo ajustes com as teclas de subida (F1 e F3) e descida (F2 e F4).

O controlador de pressões ainda permite a conexão de um terceiro canal, que no caso é utilizado para o transdutor de variação volumétrica. A configuração adotada permite o controle das pressões através do microcomputador. 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 (CLP). Um transdutor de pressão interno mede a pressão de ar aplicada possibilitando a referência para que seja alcançada a pressão alvo determinada em cada canal do controlador de pressões durante o ensaio triaxial.

3.1.4. Medidor de Variação Volumétrica

A variação volumétrica do corpo de prova é medida a partir da quantidade de água que sai ou entra no corpo de prova. O instrumento responsável por medir esta variação está localizado entre o controlador de pressões e a válvula de entrada de contra-pressão na câmara triaxial. A pressão de ar é aplicada em uma bureta graduada com água, cuja resolução é de 0,05 ml. Este dispositivo possibilita a utilização de duas buretas, uma é interna a outra externa, que apresentam graduações de 0 a 100 ml. Através de válvulas de esfera define-se qual delas será utilizada durante o ensaio. As medidas de variação de nível de água na bureta são feitas através de um transdutor pressão diferencial, localizado na sua base, o qual é conectado ao controlador de pressão. Os valores das medidas obtidas por este transdutor podem ser verificados pelo computador através do *software* de ensaio. A calibração do transdutor pode ser feita pelo *software* de ensaio utilizando-se uma tela específica dentro do programa. O procedimento de calibração consiste basicamente em colocar água na bureta até um nível inicial, por exemplo, 10ml, e gravar o que seria o primeiro ponto; depois se retira água da bureta até um nível menor, por exemplo, 90 ml, e grava-se este ponto gerando uma equação linear no programa. Valores de nível intermediários aos pontos de calibração serão lidos durante o ensaio triaxial depois de determinados os parâmetros da equação de calibração pelo programa.

3.1.5. Transdutor de Poro-pressão

A medição da poro-pressão durante o ensaio triaxial é feita através de um transdutor de pressão (Figura 3.1) com capacidade de 0 a 2000 kPa. As medições são realizadas na própria prensa (placa de aquisição de dados interna) e podem ser observados no visor do console, onde também é possível “zerar” o valor de poro-pressão antes do início de um ensaio. O transdutor é conectado à base da câmara triaxial através de um bloco de-aerador de acrílico onde 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 poro-pressão.



Figura 3.1 – Transdutor eletrônico de poro-pressão.

3.1.6. Câmara Triaxial

O principal objetivo da câmara triaxial é garantir a aplicação das tensões principais (σ_1 e σ_3) e da poro-pressão. Além disso, deve possibilitar a medição da variação de altura, diâmetro e volume do corpo de prova. A câmara utilizada para a realização dos ensaios triaxiais convencionais tem paredes de acrílico (possibilitando a observação do corpo de prova durante o ensaio), tem altura aproximada de 408 mm, diâmetro de 170 mm e uma capacidade de pressão interna máxima de 1700 kPa; Estas dimensões são para corpos de prova de até 50 mm de diâmetro.

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 poro-pressão; 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. Com o intuito de diminuir o atrito entre a tampa da câmara e o

pistão de cargas, existe no orifício da tampa da câmara triaxial dois rolamentos lineares. Estes rolamentos foram instalados posteriormente a chegada do equipamento ao LAGEO.

A câmara triaxial modificada para execução de ensaios triaxiais com sucção controlada será descrita no item seguinte por se tratar de uma nova peça desenvolvida especificamente para esta dissertação.

3.1.7. Reservatório de Água

Este componente do sistema do equipamento triaxial é, além de um reservatório de água, um sistema desaerador. Consiste em um tanque de água, no qual água é pulverizada diretamente em um bocal situado na parte superior, onde ar é removido por vácuo. A água, já desaerada, irá preencher a câmara triaxial e será percolada através do corpo de prova, iniciando o processo de saturação.

3.1.8. Equipamento Triaxial Convencional

A combinação dos componentes, apresentados acima gera um equipamento altamente funcional para a realização de ensaios triaxiais, denominado pela empresa *Wille-Geotechnik GmbH* como “*Triaxial Shear Test System LT 1000 Set*”. A disposição dos componentes do sistema de ensaio no LAGEO-UFRGS pode ser visualizada na Figura 3.2.

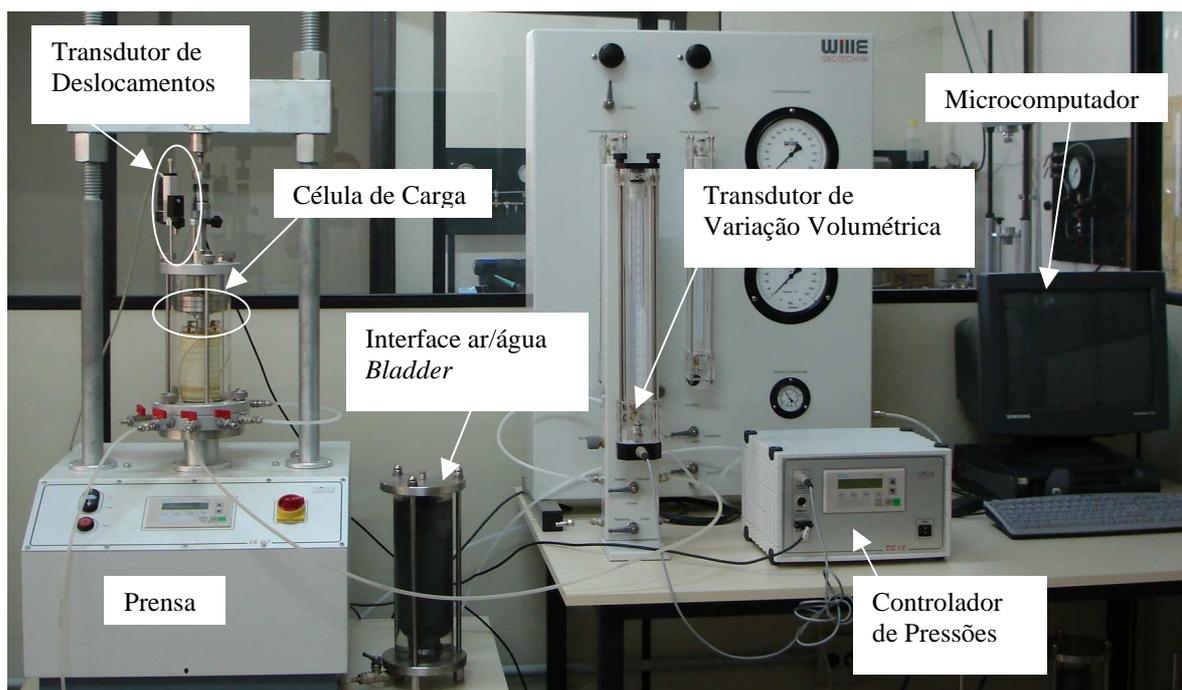


Figura 3.2 – Equipamento de ensaio triaxial para realização de ensaios saturados.

3.2. EQUIPAMENTO TRIAXIAL COM SUCCÃO CONTROLADA

Para realização dos ensaios triaxiais em solos não saturados foi necessário a adaptação e desenvolvimento de novos componentes do equipamento triaxial. Abaixo serão descritas as principais mudanças realizadas, algumas destas envolvem apenas alterações no *layout* do sistema de ensaio, outras, mudanças físicas descritas com seus respectivos embasamentos teóricos. Os procedimentos de ensaio adotados nesta dissertação serão descritos no Capítulo 4.

3.2.1. Painel de Controle de Pressões

Um painel de controle de pressões hidropneumático (*Wille* LT-1001-16) é utilizado, nos ensaios triaxiais convencionais com controle manual, para que sejam atingidas pressões de até 1600 kPa. As dimensões do painel são de 990 mm de altura, 700 mm de largura e 360 mm de profundidade. Os reguladores de pressão de ar disponíveis no painel conseguem manter as pressões de ensaio constantes com excelente resolução. A alimentação do painel se dá pelo compressor de ar portátil.

Para a realização de ensaios triaxiais convencionais este componente é utilizado para aplicar a tensão confinante e a poro-pressão de água (nos ensaios realizados manualmente). No caso de ensaios triaxiais com sucção controlada será utilizado juntamente com o controlador de pressões, sendo que o painel será utilizado para aplicar as poro-pressões de ar e de água enquanto o controlador de pressão será utilizado somente para a aplicação da tensão confinante.

3.2.2. Caça-Bolhas

O caça-bolhas (*interceptor de burbujas de aire*), apresentado por Bucio (2002), é um pequeno dispositivo utilizado para ajudar a retirar um pouco do ar difuso na água; ele é instalado antes das válvulas de entrada da câmara triaxial. Tem forma de cilindro com uma base de alumínio, por onde entra e sai a 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 o ar (Figura 3.3).

No equipamento triaxial com sucção controlada serão utilizados dois caça-bolhas para diminuir o ar difuso na água. Um deles está localizado no caminho da poro-pressão de água, para evitar a ocorrência de bolhas de ar embaixo da pedra cerâmica de alto valor de entrada de ar, e o outro no caminho da tensão confinante para evitar ocorrência de bolhas de ar na câmara triaxial, já que uma das maneiras utilizadas para determinar a variação de volume do corpo de prova durante o ensaio será através da medição da variação do volume de água no interior desta. Detalhes da medição de variação de volume serão apresentados no Capítulo 4.

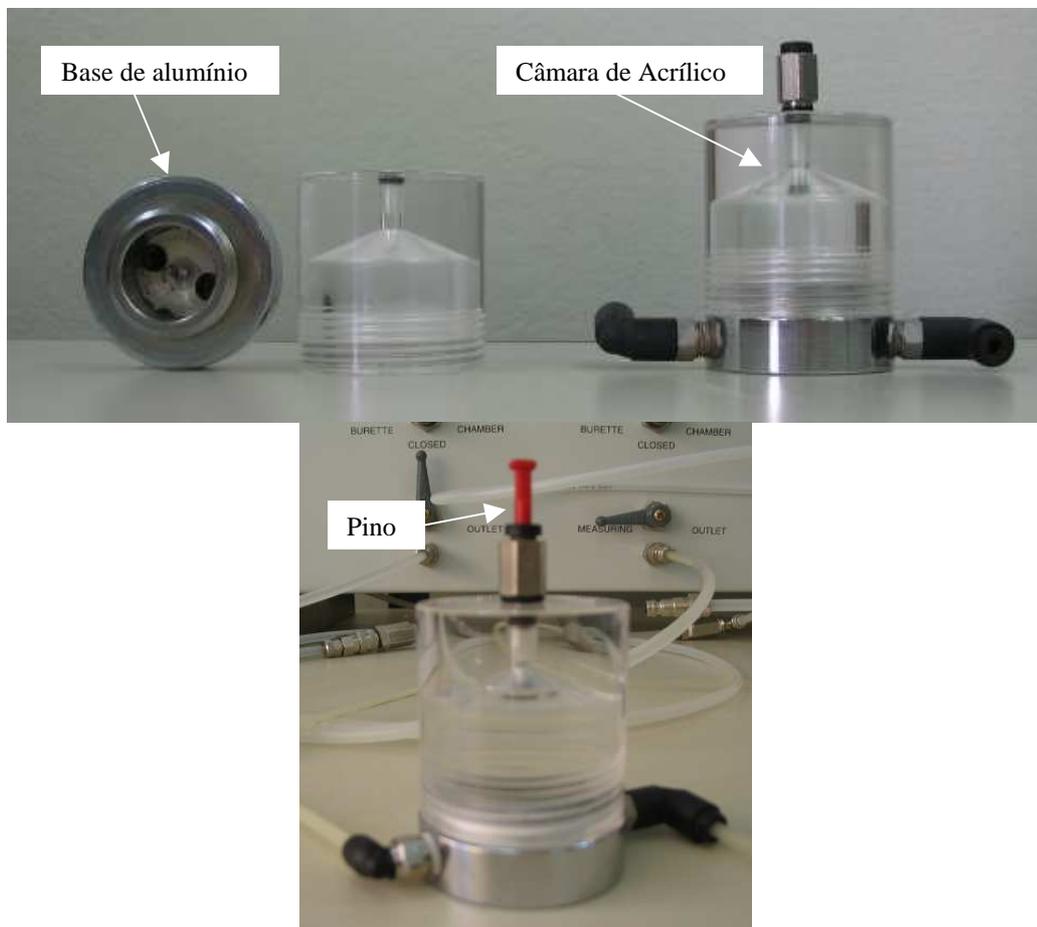


Figura 3.3 – Caça-bolhas.

3.2.3. Câmara Triaxial

A principal diferença entre uma câmara triaxial para ensaios triaxiais com sucção controlada e ensaios triaxiais convencionais consiste no detalhamento da sua base. Para esta pesquisa foi projetada uma nova base de maneira que pudesse ser aproveitada uma câmara de acrílico já

existente no LAGEO-UFRGS (Figura 3.4). Esta câmara pertence a um equipamento triaxial da marca *Wykeham Farrance*, e apresenta anéis de fibra de vidro em volta do tubo de acrílico, com a função de aumentar a capacidade de pressão de 1700 kPa. O motivo para o desenvolvimento de uma nova base a partir de uma câmara mais antiga, e não a mesma utilizada nos ensaios triaxiais em solos saturados, é o seu maior diâmetro, o que possibilita a instalação de medidores de deformação local no corpo de prova.

O desenvolvimento da nova base da câmara triaxial foi feito em função de esquemas apresentados por Fredlund e Rahardjo (1993), Rampino *et al.* (1999), entre outros. A base projetada apresenta seis entradas para válvulas de esfera, sendo que, para a realização dos ensaios triaxiais drenados desta pesquisa, se fazem necessárias apenas quatro entradas; as outras duas poderão ser utilizadas em ensaios não drenados na determinação do excesso de poro-pressão de ar. A principal modificação na base foi uma ranhura espiralada no pedestal para que fosse possível a circulação de água por baixo da pedra cerâmica de alto valor de entrada de ar (Figura 3.4). Detalhes do projeto da câmara triaxial poderão ser verificados nos desenhos apresentados no Apêndice. A pedra cerâmica de alto valor de entrada de ar foi colada no pedestal, ao longo de seu perímetro, com cola epóxi “Araldite” (Figura 3.4).

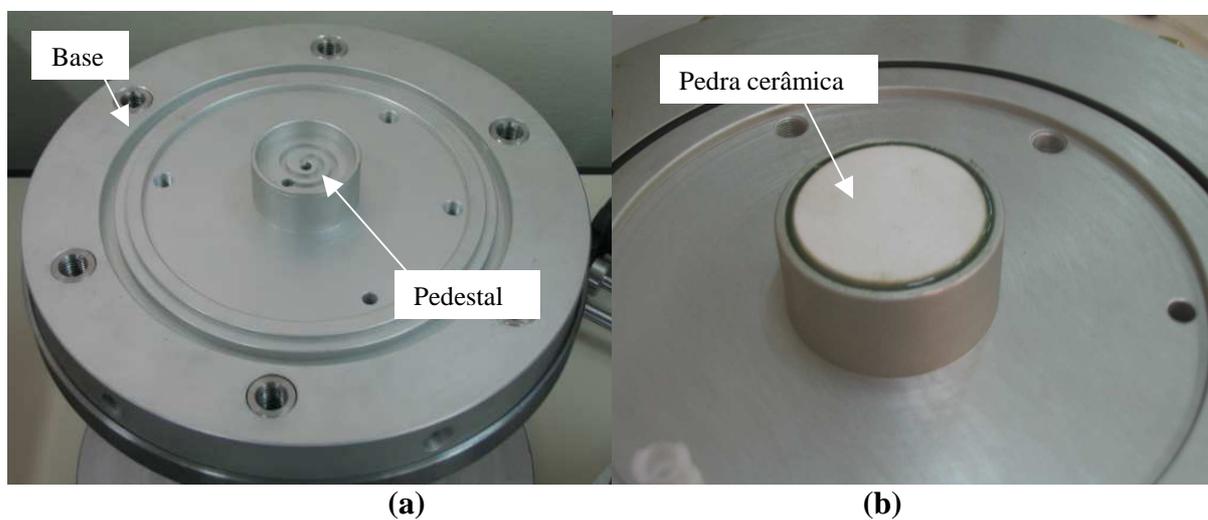


Figura 3.4 – Base da câmara triaxial: (a) com a ranhura e (b) com a pedra de alto valor de entrada de ar colada.

Cada uma das válvulas de esfera da câmara tem uma função distinta: uma é para a aplicação de pressão de ar no topo da amostra, outra para aplicação de tensão confinante, a terceira para aplicação de pressão de água e a última válvula é para a saída de água circulada embaixo da pedra cerâmica de alto valor de entrada de ar. Nesta última válvula está localizado o transdutor de poro-pressão, para verificar se há ocorrência de excesso de poro-pressão.

3.2.4. Pedra Cerâmica de Alto Valor de Entrada de Ar

A função de uma pedra cerâmica de alto valor de entrada de ar é atuar como uma interface entre o solo não saturado e o sistema de pressão de água, impedindo a passagem de ar para um local saturado; para isso ela apresenta pequenos poros com tamanho relativamente uniforme. Uma vez saturada esta pedra, o ar fica impedido de passar devido à habilidade da membrana contráctil 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 contráctil. Ultrapassado o valor de entrada de ar, ocorrerá fluxo de ar através da pedra para o sistema de medição acarretando, no transdutor, a medida de valores de poro-pressão de água errôneos.

A pedra cerâmica de alto valor de entrada de ar, colada na base da câmara, tem um valor 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. As propriedades da pedra com 3 bar de valor de entrada de ar, citadas por Fredlund e Rahardjo (1993), são:

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

O valor do coeficiente de condutividade hidráulica da pedra cerâmica utilizada no equipamento desta dissertação foi determinado através de um procedimento expedito realizado na câmara. Assim que foi garantida a completa saturação da pedra, permitiu-se a circulação de água através da pedra por meia hora, controlando o volume de água que saía e o volume que entrava. Com uma pressão confinante de 200 kPa aplicada, a vazão de água percolada foi de 1 ml/min e o coeficiente de condutividade hidráulica foi determinado através de equação de Darcy.

$$Q = k.i.A \quad (3.1)$$

Onde Q é vazão verificada, no caso 1 ml/min.

k é condutividade hidráulica da pedra.

i é o gradiente hidráulico, uma carga hidráulica de 20 m de coluna de água para a altura da pedra de 7mm;

A é a área da pedra, com o diâmetro de 41,5 mm.

O valor do coeficiente condutividade hidráulica da pedra cerâmica, obtido através do procedimento descrito acima, foi de $4,31 \times 10^{-9}$ m/s, (muito próximo ao valor citado por Fredlund e Rahardjo, 1993). Este procedimento serve também para averiguar se existe algum tipo de vazamento de água pelo sistema; como os volumes de entrada e saída foram iguais, concluiu-se que o sistema não apresenta problemas de perda de água.

3.2.5. Variação Volumétrica em Ensaios Não Saturados

Nesta pesquisa, a variação volumétrica do corpo de prova será medida considerando 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 e Rifa *et al*, 2002).

A determinação da variação volumétrica através da variação do volume da água da câmara triaxial é feita através da bureta instalada no caminho da pressão confinante. Os valores de variação volumétrica são gravados no microcomputador em intervalos de tempo determinados. Algumas precauções foram realizadas para diminuir a ocorrência de erros na leitura da variação volumétrica:

- Utilização de água desaerada;
- Controle de temperatura do ambiente em $23^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$;
- Colocou-se um dispositivo “*caça-bolhas*”, antes da válvula de entrada de água na câmara triaxial, para reduzir o ar difuso dentro da câmara;
- Anéis de fibra de vidro colados em volta do tubo de acrílico ajudam a diminuir a deformação volumétrica da câmara triaxial;
- Ensaio de deformação elástica da câmara triaxial, dos tubos e conexões e da água, para as tensões confinantes de ensaio;
- 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 realizados automaticamente com os dados armazenados

no microcomputador. Estes dados foram inseridos nas planilhas Excel de ensaio, para que fossem feitas as devidas correções.

Na determinação da variação volumétrica durante a fase de cisalhamento foi corrigida a saída de água devida à entrada do pistão de cargas na câmara triaxial; esta correção é feita multiplicando a área do pistão pelo seu deslocamento determinado através do transdutor de deslocamento externo.

3.2.6. Equipamento Triaxial com Sucção Controlada

Os ensaios triaxiais em solos não saturados realizados neste equipamento triaxial consistiram de um misto de procedimentos manuais e automáticos. Alguns componentes do sistema são controlados automaticamente através do microcomputador, por exemplo, a pressão confinante, a medida de variação de volume do corpo de prova através da câmara triaxial, o deslocamento vertical da prensa (velocidade de ensaio) e a leitura da poro-pressão de água, do deslocamento axial (através do transdutor de deslocamento externo) e da célula de carga. Já outros são controlados manualmente, por exemplo, a aplicação das pressões de ar e água, a leitura da variação do volume de água no corpo de prova. Na Figura 3.5 é possível observar o equipamento triaxial para ensaios em solos não saturados com todos seus componentes.

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

- O microcomputador controla o deslocamento da prensa para a velocidade de ensaio determinada; controla a pressão confinante a ser aplicada através do controlador de controle de pressão, esta pressão de ar entra na bureta é transmitida para a água; a pressão de água passa pelo caça-bolhas até chegar a câmara triaxial;
- Durante o cisalhamento a mudança no volume do corpo de prova é considerada igual à variação de volume de água dentro da câmara triaxial; esta variação é lida na bureta através do transdutor de pressão diferencial existente e seus dados são passados para o computador;
- O controle do excesso de poro-pressão é feito através do transdutor localizado na válvula de esfera onde circula água, este transdutor fica conectado à placa de aquisição

de dados na prensa e os valores de poro-pressão são passados para o microcomputador; durante o cisalhamento a célula de carga e o transdutor de deslocamento, conectados na prensa, têm seus valores repassados ao computador e ali são gravados;

- 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.

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.

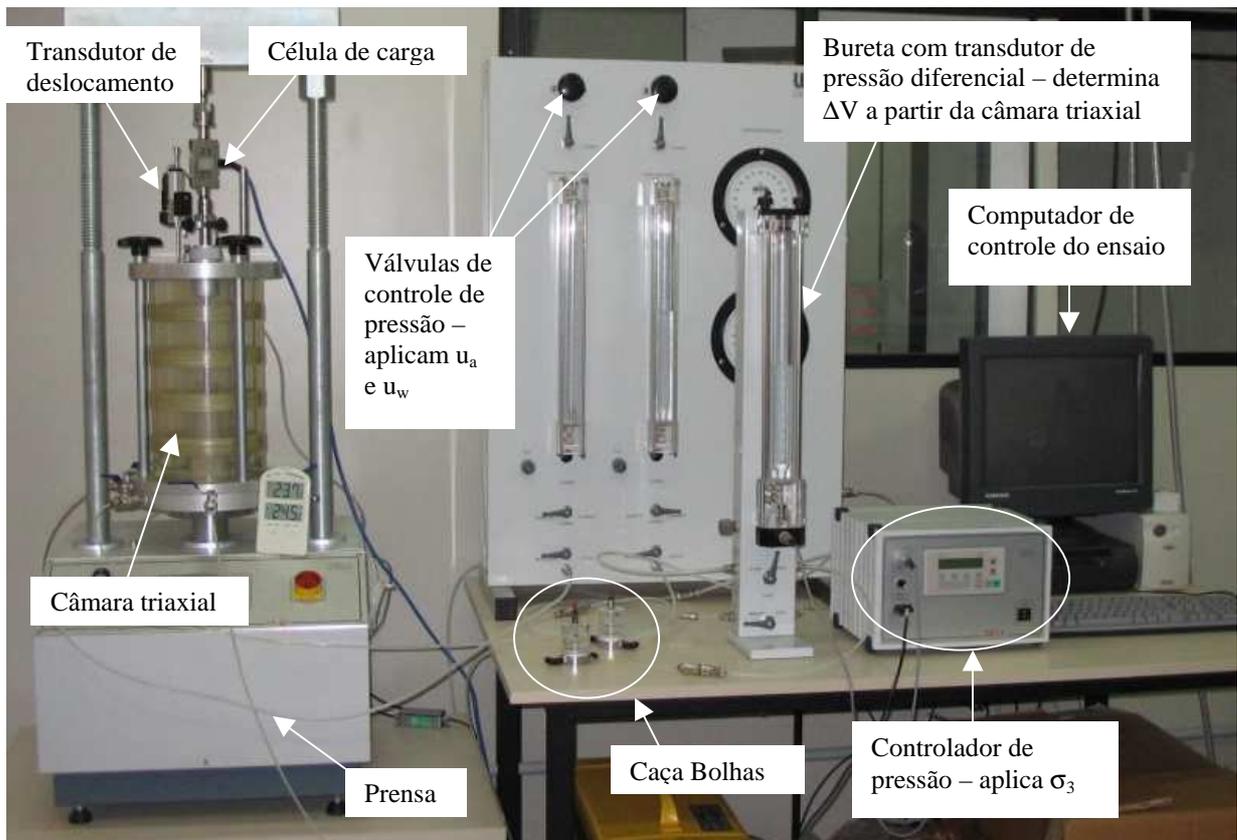


Figura 3.5 – Equipamento de ensaio triaxial para realização de ensaios não saturados.

4. MATERIAIS E MÉTODOS

Este capítulo apresenta as características geológicas, pedológicas e físicas do material utilizado nesta pesquisa para a realização dos ensaios triaxiais. Este material é um dos solos utilizados nas dissertações de mestrado de Feuerharmel, (2003) e Silveira, (2003), realizadas no Laboratório de Geotecnologia (LAGEO) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Também serão apresentados neste capítulo diversos procedimentos envolvidos na realização de ensaios triaxiais. Estes procedimentos vão desde a retirada de amostras em campo até à realização dos ensaios triaxiais. Serão apresentados os procedimentos e cuidados: na saturação da pedra cerâmica de alto valor de entrada de ar; na calibração da variação volumétrica da câmara triaxial; na preparação e instalação do corpo de prova no equipamento. Serão descritas as etapas para realização de ensaios triaxiais convencionais (saturação, adensamento e cisalhamento) e, com uma maior ênfase, as etapas para realização de ensaios triaxiais com sucção controlada. Na parte final deste capítulo será apresentada uma breve explicação sobre a planilha Excel utilizada para análise dos resultados dos ensaios triaxiais em solos saturados e não saturados.

4.1. MATERIAL DA PESQUISA

O material utilizado nesta pesquisa consiste de um solo coluvionar de arenito encontrado a uma cota aproximada de 150 metros em relação ao nível do mar. Este colúvio está localizado nas encostas da Formação Serra Geral, na divisa dos estados de Santa Catarina (SC) e Rio Grande do Sul (RS), entre os municípios de Timbé do Sul (SC) e São José dos Ausentes (RS) (Figura 4.1). O acesso a este colúvio pode ser feito pela Rodovia BR 101 no km 427 próximo a Araranguá (SC) seguindo em direção a Ermo, Turvo chegando a Timbé do Sul, ou através de Rodovia BR 285 pelo município de São José dos Ausentes (RS) ou pela RS 020 vindo de Cambará do Sul descendo a serra em direção a Timbé do Sul.

Na seqüência serão resumidas as características físicas e mineralógicas deste solo, apresentadas por Feuerharmel, (2003) e Silveira (2003).



Figura 4.1 – Localização do solo estudado.

O colúvio estudado está localizado, geologicamente, em uma bacia sedimentar de forma ovalada e intratônica chamada de Bacia do Paraná. Esta bacia abrange o Brasil, Paraguai, Argentina e Uruguai. No Brasil integra parte dos estados do Rio Grande do Sul, Santa Catarina, Paraná, São Paulo, Mato Grosso do Sul e uma pequena parte dos estados de Minas Gerais, Mato Grosso e Goiás; abrangendo uma área aproximada de 1.500.000 km² (Milani, 2002 *apud* Feuerharmel, 2003).

Com o decorrer do tempo aconteceram grandes transformações geológicas na Bacia do Paraná, até o atual estágio de desenvolvimento dos processos de formação e deposição de sedimentos; algumas das unidades geológicas mais importantes encontradas na área são: Formação Botucatu e Serra Geral, e os depósitos cenozóicos. A constituição básica da Formação Botucatu é de pacotes de arenito com granulometria média a fina, seus grãos são arredondados com composição predominante de quartzo e feldspato, coloração róseo-avermelhada e presença de cimento silicoso ou ferruginoso. A característica da Formação Serra Geral é duas seqüências de derrames vulcânicos distintos e justapostos: (a) um básico predominante nos níveis inferiores representado por basaltos toleíticos de textura afanítica,

estrutura maciça e coloração preta a esverdeada, e (b) um ácido, predominantemente na direção do topo dos derrames onde predominam riolitos, dacitos e riodacitos de coloração acinzentada e avermelhada; esta formação define o principal acidente geográfico da região e aflora geralmente em escarpas, cortes de estrada e leito de arroios. Já os depósitos cenozóicos são constituídos por sedimentos clásticos inconsolidados provenientes das Formações Botucatu e Serra Geral (Feuerharmel, 2003).

A área em que está localizado o material estudado é de ocorrência de corpos de colúvio de material homogêneo das Formações Botucatu e Serra Geral. Segundo o relatório do projeto FINEP CTPETRO 0652/01 (Strieder *et al.*, 2002), estes colúvios demarcam a zona principal do sopé da escarpa até sua porção mediana. Nas encostas há predominância de deposição gravitacional, como por exemplo, 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.

O solo estudado foi classificado pedologicamente como um solo correspondente a Unidade III chamado de Podzólico Vermelho-Amarelo (FINEP CTPETRO 0652/01 - Strieder *et al.*, 2002, e RADAMBRASIL, 1986 *apud* Feuerharmel, 2003). Esta Unidade localiza-se 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 (Figura 4.2). Solos do tipo Podzólico Vermelho-Amarelo são solos minerais que apresentam argilas de baixa atividade, formados em boas condições de drenagem (não hidromórficos). Apresentam três horizontes com o horizonte A moderado, sobrejacente a um horizonte B textural argiloso que apresenta uma estrutura moderada ou fortemente moderada (RADAMBRASIL, 1986 *apud* Feuerharmel, 2003). O material foi amostrado no horizonte B, aproximadamente, a meio metro da superfície.

Os ensaios de caracterização física realizados por Feuerharmel (2003) e Silveira (2003) foram: peso específico real dos grãos, limites de Attenberg e análise granulométrica. Os procedimentos para realização dos ensaios foram de acordo com as normas brasileiras da ABNT. Todos os resultados de índice físicos (γ_a – peso específico aparente seco; γ_t – peso específico aparente úmido; γ_s – peso específico real dos grãos; w – teor de umidade; S – grau de saturação; e – índice de vazios) e limites de Attenberg (LL – limite de liquidez; LP – limite

de plasticidade; IP – índice de plasticidade) realizados no material pesquisado, denominado Solo AV, são apresentados na Tabela 4.1.



Figura 4.2 – Perfil de Podzólico Vermelho-Amarelo, em colúvio de arenito (Feuerharmel, 2003).

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

Material	γ_s	γ_d^*	γ_t^*	w^*	S^*	e	LL	LP	IP
Solo AV	28	13,86	17,53	27,9	74,8	0,89-1,22	56	34	22
(*) Valores Médios		$\gamma_s; \gamma_d; \gamma_t$ – kN/m ³			w, S – (%)				

Observando os valores de grau de saturação e do índice de plasticidade nota-se a característica não saturada e altamente plástica do Solo AV, além dos altos valores de índice de vazios para um solo no seu estado natural.

Os resultados dos ensaios de granulometria, realizados com e sem a presença de defloculante, são apresentados na Tabela 4.2 e Figuras 4.3.

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

FRAÇÃO	Sem Defloculante		Com Defloculante	
Argila (%)	0		53	
Silte (%)	9		15	
Areia Fina (%)	65		26	
Areia Média (%)	24	91	5	32
Areia Grossa (%)	2		1	

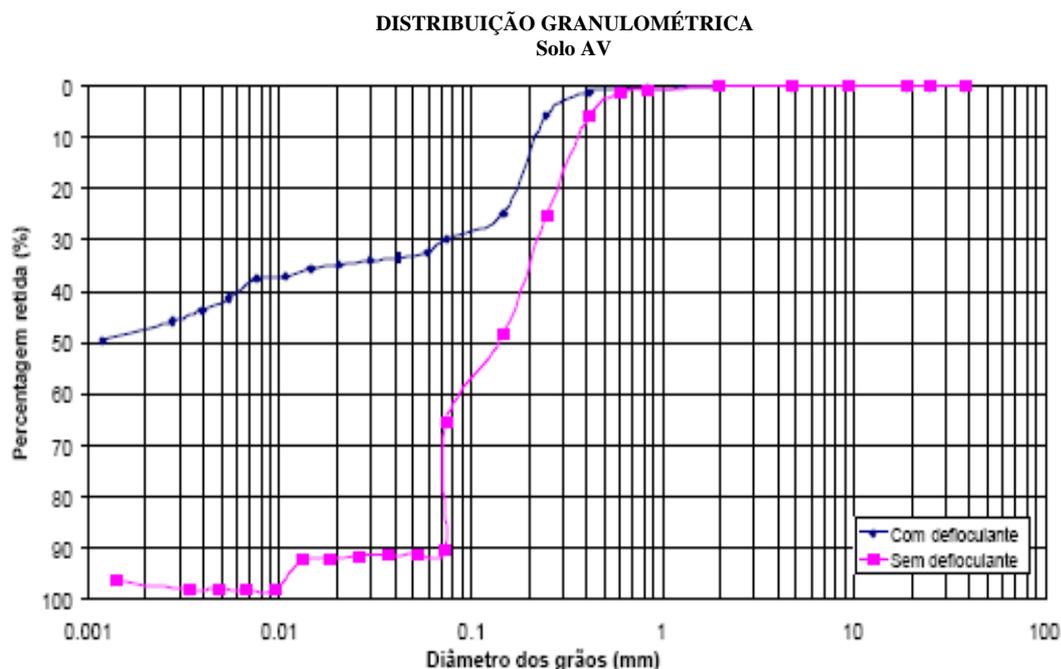


Figura 4.3 – Curva granulométrica do solo coluvionar de arenito, Bloco AV (Feuerharmel, 2003).

A diferença observada na Tabela 4.2 e Figura 4.3, em relação ao uso do defloculante, na granulometria do solo interfere na sua classificação, podendo o Solo AV ser classificado como uma areia sem a utilização de defloculante ou como argila com o a utilização do defloculante. Segundo Feuerharmel (2003) a não utilização do defloculante é importante já que representa a situação de campo, onde os materiais não se encontram expostos à ação de substância desagregadora apresentando partículas de argilas agregadas, que se assemelham a partículas de areia.

Feuerharmel (2003), realizando ensaios de difratogrametria de Raios-X, encontrou como principais argilominerais existentes neste colúvio (Solo AV): (i) caulinita de boa cristalinidade; (ii) grande ocorrência de quartzo, provavelmente oriundo da rocha mãe, que juntamente com a areia fina verificada na curva granulométrica, indica um caráter mais arenoso para o Solo AV, e (iii) haloisita, que é um tipo de caulinita não hidratada que em presença de água tende a expandir um pouco.

4.2. MÉTODOS DE ENSAIO

Neste item serão descritos, passo a passo, os procedimentos necessários para a realização de ensaios triaxiais. Foram separados em atividades que serão apresentadas em: (i) saturação da pedra cerâmica de alto valor de entrada de ar; (ii) a calibração da variação volumétrica da câmara triaxial; (iii) a preparação e instalação do corpo de prova na câmara; (iv)

procedimentos de ensaio convencional; (v) procedimentos de ensaio triaxial em solos não saturados.

4.2.1. Saturação da Pedra Cerâmica de Alto Valor de Entrada de Ar.

O procedimento de saturação da pedra cerâmica de alto valor de entrada de ar é baseado no apresentado por Fredlund e Rahardjo (1993). A câmara triaxial foi preenchida com água destilada e desaerada passando pelo caça-bolhas. A pressão de confinamento na câmara, para forçar a entrada de água na pedra, foi aplicada em estágios de 25 kPa, desde o valor inicial de 25 kPa até 200 kPa. A duração de cada estágio de aplicação de pressão de confinamento foi definido como o momento em que não se observava mais a entrada de água na pedra cerâmica. A entrada de água foi verificada através da bureta graduada. A retirada do ar, que saía da pedra cerâmica e ficava na sua parte inferior, foi feita após cada estágio de aplicação de pressão de confinamento, circulando-se água por baixo da pedra cerâmica através da linha de aplicação de poro-pressão de água. Após um tempo de circulação de aproximadamente 10 minutos a válvula era novamente fechada.

O tempo necessário para que fosse alcançada a pressão de confinamento de 200 kPa foi de dois dias, esta pressão permaneceu aplicada por mais dois dias totalizando um período de saturação de quatro dias.

O procedimento de saturação da pedra cerâmica de alto valor de entrada de ar proposto por Fredlund e Rahardjo (1993) é a aplicação de 600 kPa de pressão na câmara por uma hora e um tempo de 10 minutos de circulação de água por baixo da pedra cerâmica de alto valor de entrada de ar. Este procedimento é repetido por mais seis vezes.

A verificação da saturação da pedra cerâmica de alto valor de entrada de ar foi feita através do transdutor de poro-pressão. Com a completa saturação da pedra cerâmica toda a pressão aplicada na parte superior da pedra necessariamente tem que ser lida em igual valor na parte inferior da pedra. Foram aplicados diferentes valores de pressão confinante, estes valores foram verificados no transdutor de poro-pressão. Como resultado observou-se uma diferença, entre o valor aplicado e o lido, em torno de 3 kPa; esta diferença está associada à precisão do transdutor de poro-pressão ou da válvula reguladora de pressão. Durante a saturação da pedra cerâmica de alto valor de entrada de ar foi verificado o seu valor de coeficiente de condutividade hidráulica (item 3.2.4).

4.2.2. Calibração da Variação Volumétrica da Câmara Triaxial.

A determinação da variação volumétrica de um corpo de prova durante um ensaio triaxial, a partir da variação do volume do fluido confinante, apresenta alguns problemas e erros apresentados na literatura técnica (Bishop e Henkel, 1962; Alva-Hurtado e Selig, 1981; Lade, 1988; Ng *et al*, 2002; Aversa e Nicotera, 2002; Leong *et al*, 2004). Alguns destes problemas e erros são: (i) variação da pressão na câmara triaxial; (ii) variação na temperatura ambiente; (iii) “creep” no tubo de acrílico da câmara, e (iv) vazamentos.

Com o intuito de aplicar algumas correções envolvendo deformações dos componentes que fazem parte do sistema de determinação da variação volumétrica realizou-se um ensaio para que estes valores fossem quantificados. Este ensaio consiste na aplicação da pressão de confinamento utilizada no ensaio. Esta pressão permaneceu aplicada por um período idêntico ao de duração de um ensaio triaxial em solo não saturado. A avaliação das deformações elásticas dos componentes foi realizada logo após o fim da saturação da pedra cerâmica de alto valor de entrada de ar aproveitando que todas as bolhas de ar existentes na câmara triaxial já estavam dissolvidas e para evitar risco de dessaturar a pedra cerâmica.

Através deste ensaio foi possível determinar uma equação que considerasse a compressão da água, a deformação elástica dos tubos, das conexões e da câmara triaxial como um todo. O erro na variação volumétrica devido à variação de temperatura foi minimizado com seu controle, mantendo-se, na média, em $23\text{ °C} \pm 2\text{ °C}$. A aplicação das pressões de confinamento foi realizada quatro vezes, com o objetivo de obter-se e confirmar resultados de variação volumétrica da câmara triaxial para a pressão de confinamento. A equação de calibração da variação volumétrica da câmara triaxial foi incorporada à planilha Excel de ensaio triaxial em solos não saturados. No capítulo 5 será apresentado o gráfico e as equações de calibração da variação volumétrica da câmara triaxial.

4.2.2. Preparação e Instalação do Corpo de Prova.

Neste item serão descritos os seguintes procedimentos: amostragem em campo; moldagem dos corpos de prova indeformados e remoldados; instalação do corpo de prova no equipamento triaxial. A instalação do corpo de prova é idêntica para ensaios triaxiais convencionais e ensaios em solos não saturados.

4.2.2.1. Amostragem.

A amostragem do solo utilizado nesta pesquisa foi realizada em outubro de 2004 e outubro de 2005. Na primeira saída de campo, realizada em 2004, retirou-se um bloco cúbico de material indeformado com dimensões de 28 cm (altura, largura e profundidade).

A seqüência dos procedimentos para amostragem deste bloco é descrita, resumidamente nos seguintes passos: (i) retirada da camada superior do solo com vegetação; (ii) escavação, com pá e picareta, de um cubo com dimensões um pouco superior ao tamanho da caixa, até uma profundidade pouco maior que a altura do bloco; (iii) desbaste do bloco com uma ferramenta menor (facão ou espátula) até serem atingidas as dimensões finais do bloco; (iv) depois de talhado, o bloco foi envolto com um tecido de malha fina, e então parafinado (com a parafina aquecida em campo em um fogareiro) até que ficasse completamente revestido; (v) colocou-se a caixa, sem a tampa e o fundo, sobre o bloco, preenchendo o espaço entre o bloco e a caixa com serragem e foi recolocado o fundo da caixa; (vi) com o facão e o martelo de geólogo escavou-se o bloco por baixo até desprendê-lo; cuidadosamente a caixa, já com o bloco dentro, foi virada e o excesso de solo retirado até ficar no mesmo nível da altura da caixa, (vii) o tecido de malha fina foi colocado e terminou-se de parafinar o bloco; (viii) a caixa foi fechada, identificada e transportada para o laboratório.

O tecido de malha fina utilizado tem a função de dar uma estrutura mais firme a parafina. A parafina deve estar quente (não muito quente, pois pode alterar as propriedades do solo pela dilatação térmica excessiva), ou melhor, na forma líquida e não pastosa, para que possa se agregar ao bloco. Sua função é impermeabilizante, procurando manter a umidade de campo no bloco. A serragem colocada no espaço entre o bloco e a caixa tem a função de evitar e amenizar choques e perturbações durante o transporte do bloco. O procedimento de retirada do bloco foi baseado na norma ABNT NBR 9604/86 – Abertura de Poço e Trincheira de Inspeção em Solo com Retirada de Amostras Deformadas e Indeformadas.

Na segunda saída de campo, realizada em outubro de 2005, foram amostrados vários blocos com dimensões, aproximadas, de 20 x 10 x 10 cm (altura x largura x profundidade). O procedimento utilizado na amostragem foi idêntico ao descrito acima. A diferença é que os blocos foram transportados em uma caixa aberta, envolvidos com serragem.

4.2.2.2. Moldagem de corpos de prova para ensaios triaxiais.

Os corpos de prova utilizados nesta pesquisa foram moldados na forma indeformada (a partir do bloco retirado de campo) e na forma remoldada (a partir do material que sobrou da moldagem das amostras indeformadas). As dimensões, aproximadas, em que foram moldados são de 100 mm de altura e 50 mm de diâmetro.

O procedimento de moldagem dos corpos de prova foi: (i) retirada da camada de parafina que cobria o bloco; (ii) moldagem de um bloco retangular com dimensões maiores que a do corpo de prova; (iii) borrifou-se água no bloco antes de ser reparaafinado e guardado na câmara úmida; (iv) desbaste do bloco, de dimensões menores, com uma espátula, na altura e no perímetro, até começar a apresentar uma forma cilíndrica; (v) o bloco foi colocado num pequeno torno para ser talhado, com auxílio um fio de arame, até tomar a forma de um cilindro com diâmetro aproximado de 50 mm (Figura 4.4); (vi) depois de talhado o corpo de prova foi colocado numa “cama metálica” onde, com auxílio de um fio de arame, retirou-se o excesso de solo nas extremidades (Figura 4.4) até que se formasse o corpo de prova com as dimensões finais, aproximadas, de 100mm de altura e 50mm de diâmetro.

Um pouco do solo retirado da moldagem do corpo de prova foi utilizado para determinar o teor de umidade inicial do corpo de prova. Este é necessário para o cálculo dos índices físicos iniciais. Após a moldagem do corpo de prova seu peso foi determinado em uma balança com resolução de 0,01 grama. Sua altura e diâmetro foram determinados com um paquímetro com resolução de 0,05 mm, o diâmetro foi medido no topo, no meio e na base do corpo de prova.

Já as amostras remoldadas foram preparadas a partir do material que sobrou da moldagem dos corpos de prova indeformados. Os corpos de prova remoldados foram moldados de tal forma que apresentassem características iniciais idênticas às amostras indeformadas. As características iniciais foram um índice de vazios inicial (e_0) de 1,0 e um teor de umidade inicial (w_0) de 25%. Estes valores correspondem à média dos corpos de prova indeformados.

O procedimento de moldagem das amostras remoldadas foi: (i) determinação da umidade inicial do material guardado em sacos plásticos; (ii) umedecimento ou secagem do material até atingido o teor de umidade de 25%; (iii) pesagem da quantidade de solo necessária para que o corpo de prova tivesse um e_0 de 1,0; (iv) o material foi colocado no molde em três camadas (um terço do peso para cada camada) e compactado estaticamente, sendo que, antes de colocar a camada superior, a camada inferior era escarificada com intuito de evitar a

criação de uma superfície preferencial de cisalhamento; (v) o corpo de prova foi retirado do molde; (vi) uma certa quantidade do material colocado para secar/umedecer era utilizada para determinar o teor umidade inicial da amostra remoldada.



Figura 4.4 –Moldagem dos corpos de prova indeformados.

4.2.2.3. Instalação do corpo de prova no equipamento triaxial.

O procedimento de instalação do corpo de prova para ensaios triaxiais convencionais e com solos não saturados é idêntico, apesar das câmaras triaxiais apresentarem pequenas diferenças. A seguir serão apresentados os procedimentos de instalação dos corpos de prova, sendo citadas as diferenças entre os ensaios: (i) nos ensaios triaxiais em solos saturados coloca-se sobre o pedestal da base da câmara triaxial, em seqüência: pedra porosa, papel filtro, corpo de prova, papel filtro, pedra porosa e cabeçote. Nos ensaios triaxiais em solos não saturados, como a pedra cerâmica de alto valor de entrada de ar é colada na base, coloca-se, em seqüência: papel filtro, corpo de prova, papel filtro, pedra porosa e cabeçote; (ii) coloca-se uma 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) conecta-se as mangueiras do cabeçote na base da câmara triaxial; (v) a parte superior da câmara triaxial é colocada e presa na base podendo-se, então, iniciar seu preenchimento com água. A Figura 4.5 apresenta de fotografias da instalação do corpo de prova na câmara triaxial.

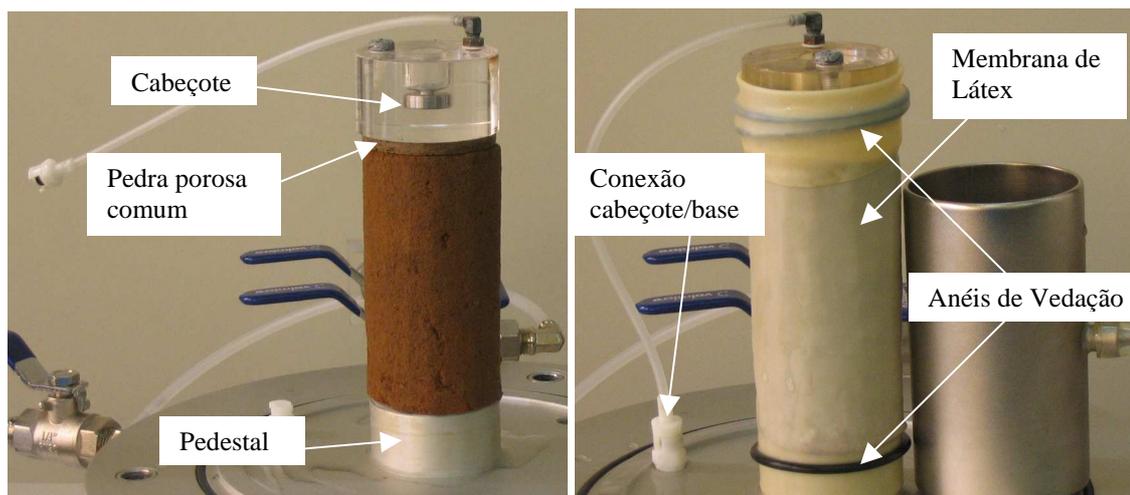


Figura 4.5 –Moldagem dos corpos de prova na base triaxial.

4.2.3. Procedimentos de ensaios triaxiais convencionais e com sucção controlada.

Neste item serão apresentados os procedimentos de ensaios triaxiais convencionais e em solos saturados e não saturados padronizados no LAGEO-UFRGS, sendo que o procedimento de ensaio triaxial em solos saturados será brevemente comentado.

4.2.3.1. Ensaio triaxial convencional.

Foram realizados ensaios triaxiais convencionais nas condições drenada e não drenada utilizando o equipamento apresentado no item 3.1. Os procedimentos para realização dos ensaios foram baseados na norma britânica BSI 1377 (1990) e nos descritos por Gobbi (2005), com pequenas alterações devido a diferenças de equipamento.

Depois de instalado o corpo de prova, a prensa é ajustada subindo a câmara triaxial até o pistão encostar na célula de carga, deixando uma pequena folga de aproximadamente 2 mm. Aplica-se um pequeno valor de pressão confinante de 40 kPa; circula-se água através de cabeçote para a retirada do ar dentro dos tubos flexíveis e através do transdutor de poro-pressão. A aplicação da pressão confinante inicial tem como objetivo evitar o fluxo de água entre o corpo de prova e a membrana (Escario e Jucá, 1989).

O ensaio triaxial propriamente dito inicia com a fase de percolação. Esta fase 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.

Após a percolação, o procedimento de ensaio é criado no *software* do equipamento. A fase de saturação é iniciada aplicando incrementos de tensão confinante e contra-pressão de modo a manter constante uma tensão efetiva de 30 kPa, para que o ar seja dissolvido na água. Cada estágio de incremento de pressões foi programado para durar um período de 45 min. Este tempo mostrou-se suficiente para a estabilização da variação da quantidade de água que entra no corpo de prova. Nesta fase, determinava-se o valor do parâmetro B.

Finalizada a saturação do corpo de prova, iniciava-se a fase de adensamento que é a elevação da tensão confinante até obter-se a tensão efetiva de ensaio. Esta fase foi 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 para ensaios convencionais não drenados foi de 0,045 mm/min, mesmo valor utilizado por Gobbi (2005), para um material menos permeável, e por Silveira (2003) para o mesmo material utilizado nesta pesquisa. A velocidade de ensaio para os ensaios drenados foi de 0,013 mm/min. Esta é mesma calculada e utilizada para os ensaios triaxiais drenados em solos não saturadas. O cálculo da velocidade de ensaio será apresentado no próximo item. A velocidade de ensaio utilizada na fase de cisalhamento dos ensaios convencionais em amostras remoldadas foi determinada a partir da equação proposta por Bishop e Henkel (1962), onde determina-se o valor de coeficiente de adensamento (c_v) a partir da curva variação volumétrica (ΔV) *versus* raiz do tempo (minutos), após finalizada a fase de adensamento (Equação 4.1). Este valor estimado é utilizado para determinar um tempo de ruptura (Equação 4.2). A determinação deste tempo é função das condições de drenagem do corpo de prova durante a fase de cisalhamento. Com o tempo de ruptura determina-se a velocidade de ensaio que não gera excesso de poro-pressão durante a fase de cisalhamento.

$$c_v = \frac{\pi \cdot h^2}{100 \cdot t_{100}} \quad (4.1)$$

Onde c_v é o coeficiente de adensamento;
 $2 \cdot h$ é a altura do corpo de prova;

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

$$t_f = \frac{20.h^2}{\eta.c_v} \quad (4.2)$$

Onde $2.h$ é a 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 é a média do coeficiente de adensamento com respeito à fase água;

O valor de c_v encontrado, para o solo remoldado, foi na ordem de 10^{-8} m²/s. Para este valor de c_v a velocidade de ensaio calculada, pelas equações de Bishop e Henkel (1962), é um valor em torno de 10^{-4} mm/min. Este valor representa uma fase de cisalhamento muito longa. Para diminuir a duração da fase de cisalhamento optou-se por utilizar drenagem radial e por ambas as extremidades do corpo de prova. Para estas condições de drenagem determinou-se, pelas equações de Bishop e Henkel (1962), uma velocidade de ensaio de aproximadamente 0,02 mm/min. A velocidade de ensaio adotada, para realização dos ensaios convencionais em amostras remoldadas com drenagem radial e por ambas as extremidades, foi de 0,01mm/min. Esta velocidade foi a mesma utilizada por Denardin (2005) em ensaios convencionais em amostras remoldadas com valores de c_v da mesma ordem do solo desta pesquisa (10^{-8} m²/s).

Finalizado o ensaio foram medidas as dimensões finais (altura, maior e menor diâmetro, além do esboço da forma da ruptura) do corpo de prova para aplicar a correção de área. Após a realização das medidas as amostras foram identificadas e embaladas. Os dados do arquivo gerado no microcomputador e da folha de ensaio foram passados para as planilhas de ensaio.

4.2.3.2. Ensaio triaxial com sucção controlada.

O ensaio triaxial com sucção controlada realizado nesta pesquisa foi do tipo drenado, para as fases ar e água. O procedimento de ensaio foi baseado no utilizado para ensaios triaxiais convencionais, com adaptações para as situações específicas dos ensaios em solos não saturados. Estas adaptações foram baseadas nos procedimentos de ensaio encontrados na

literatura, por exemplo, em Fredlund e Rahardjo (1993), Sharma (1998), Rampino *et al* (1999), Fredlund e Vanapalli (2002), Bucio (2002), entre outros.

Os procedimentos para execução do ensaio triaxial com sucção controlada na condição drenada são: (i) depois de instalado o corpo de prova na câmara triaxial, esta foi preenchida por água destilada e desaerada que passa 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; (ii) circula-se a água destilada e desaerada que passa pelo caça-bolhas por baixo da pedra cerâmica de alto valor de entrada de ar por um período de 10 min; (iii) após circular água preenche-se o transdutor de poro-pressão com água. Este permanece aberto à atmosfera para ser zerado antes do início do ensaio; (iv) a célula de carga é presa na viga metálica da prensa triaxial; (v) o prato da prensa é erguido até que o pistão da carga axial (que entra na câmara) encoste no cabeçote. Deixa-se uma pequena folga para que o corpo de prova não fique sujeito a uma força axial inicial; (vi) ajusta-se o transdutor de deslocamento sobre a parte superior da câmara triaxial.

Assim que todos estes ajustes de instalação estiverem concluídos inicia-se a primeira fase do ensaio. A seguir serão descritas as fases para os ensaios drenados para as fases ar e água.

Fases de Equalização e de Adensamento

As fases de equalização e adensamento ocorrem simultaneamente, ou seja, enquanto o corpo de prova está sofrendo deformação, devido à tensão normal líquida de ensaio aplicada, a sucção já vai equilibrando-se devido às aplicações das poro-pressões de ar e água. A fase de adensamento é onde se aplica a tensão normal líquida do ensaio e se permite 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 variação volumétrica. Para o material estudado nesta dissertação o período de 12 horas foi suficiente para a estabilização da deformação volumétrica.

A fase de equalização tem como objetivo permitir que as poro-pressões de ar e água equilibrem-se no corpo de prova, alcançando a sucção de ensaio. Através do painel de controle de pressões aplicam-se as pressões de ar e água de ensaio, mantendo as válvulas de entrada na câmara triaxial fechadas. A bureta graduada é preenchida por água para determinar a variação volumétrica. O *software* é ligado aumentando a pressão no controlador de pressão até atingida a tensão confinante de ensaio, a válvula de entrada na câmara triaxial permanece fechada. As leituras do transdutor de poro-pressão e da bureta, começam a ser armazenados

pelo microcomputador. A variação da quantidade de água no corpo de prova é anotada na folha de ensaio. Depois de anotado o valor de altura de água na bureta da aplicação da poro-pressão de água as válvulas de entrada das pressões na câmara triaxial são abertas na seguinte seqüência: tensão confinante, poro-pressão de ar e poro-pressão de água.

O tempo de duração da fase de equalização é definido pela constância da quantidade de água que entra ou sai do corpo de prova com o tempo. Bishop *et al.* (1960) e Fredlund e Rahardjo (1993) definem como tempo de equalização da sucção quando não há mais tendência de variação volumétrica ou fluxo de água do corpo de prova. Jucá (1993) cita alguns autores que utilizaram como tempo de equilíbrio de umidade um período entre dois e três dias, em ensaios em câmaras triaxiais modificadas para instalação de psicrômetros. Bucio (2002) utilizou um período de três a quatro dias e Romero *et al* (1997) utilizaram um período de equalização de cinco dias para sucções de 2,5 MPa. Feuerharmel (2003) utilizou como tempo de equalização, nos ensaios de curva característica para este mesmo material, quatro dias para valores de sucção até 10000 kPa. Nesta pesquisa o tempo de equalização adotado foi de no mínimo quatro dias.

Fase de Cisalhamento

Depois de atingido o equilíbrio de sucção no corpo de prova a fase de cisalhamento pode ser iniciada, nesta fase o corpo de prova foi conduzido a uma velocidade de deformação constante de 0,013 mm/min até atingir uma deformação de no mínimo 15%, o programa de ensaio registra os valores adquiridos de força (kN), deformação axial (%), poro-pressão (kPa) e variação de volume (cm³). As leituras no transdutor de poro-pressão foram monitoradas durante o cisalhamento para verificar se haveria desenvolvimento indesejado de excesso poro-pressão. Na folha de ensaio, registrou-se os valores de variação de água do corpo de prova durante o cisalhamento.

Velocidade de Ensaio

A velocidade de ensaio utilizada nesta pesquisa foi determinada a partir do método apresentado por Fredlund e Rahardjo (1993). Segundo estes autores, a velocidade de deformação depende do tipo de solo e da sua história de tensões. Abaixo são apresentadas equações utilizadas para a determinação dessa velocidade e os valores utilizados para seu cálculo:

$$\lambda = \frac{k_d \cdot d}{k_w \cdot L_d} \quad (4.3)$$

Onde λ é o fator de impedância;
 k_d é a condutividade hidráulica da pedra de alto valor de entrada de ar;
 k_w é a condutividade hidráulica do solo não saturado em relação a fase água;
 d é o comprimento de drenagem no solo;
 L_d é a espessura da pedra de alto valor de entrada de ar.

$$t_f = \frac{L^2}{\eta \cdot c_v \cdot (1 - U_f)} \quad (4.4)$$

Onde L é a metade do comprimento do corpo de prova;

$$\eta = \frac{0,75}{1 + \frac{3}{\lambda}} \text{ para drenagem simples;}$$

$$\eta = \frac{3}{1 + \frac{3}{\lambda}} \text{ para drenagem dupla;}$$

c_v é a média do coeficiente de adensamento com respeito à fase água;
 U_f é a média do grau de dissipação do excesso de poro-pressão na ruptura.

$$\varepsilon = \frac{\varepsilon_f}{t_f} \quad (4.5)$$

Onde ε é a taxa de deformação para cisalhamento;
 ε_f é a deformação final do solo;
 t_f é o tempo requerido para atingir a ruptura.

O cálculo da velocidade de ensaio foi feito considerando dois valores de coeficiente de condutividade hidráulica da pedra cerâmica de alto valor de entrada de ar, sendo um obtido da literatura ($1,73 \times 10^{-9}$ m/s) e o outro, determinado experimentalmente ($4,31 \times 10^{-9}$ m/s) na pedra cerâmica utilizada nesta pesquisa (item 3.2.4). A condutividade hidráulica do solo utilizado na pesquisa foi obtida em ensaios de permeabilidade preliminares realizados por Feuerharmel (2005), sendo seu valor de aproximadamente 10^{-4} m/s. A espessura da pedra de alto valor de entrada de ar foi determinada com paquímetro, sendo igual a 7 mm. O comprimento de drenagem simples (caso do ensaio triaxial em solo não saturado) é igual à altura do corpo de prova, considerada 100 mm. Na determinação do tempo de ruptura o valor

de metade da altura do corpo de prova considerada foi 50mm, o coeficiente de adensamento utilizado foi a média dos valores obtidos por Feuerharmel (2003) em ensaios na amostra na umidade natural, o valor utilizado foi de 5×10^{-7} m²/s. Para determinação da velocidade, o grau médio de dissipação de excesso de poro-pressão durante a ruptura recomendado por Fredlund e Rahardjo (1993) é de 95% o que representaria um tempo de ensaio aproximado de 36 horas ou uma velocidade de deformação de 0,009 %/min. Para que a fase de cisalhamento durasse em torno de 24 horas, calculou-se a velocidade de ruptura levando em consideração um grau médio de dissipação de poro-pressão de 92,5%. Para este grau médio de dissipação a velocidade de ensaio determinada foi de 0,013%/min. A utilização de um tempo menor de ruptura foi baseada nas características físicas do material desta pesquisa, já que se trata de um solo com uma relativa porcentagem de areia (Tabela 4.2) e apresenta um valor de coeficiente de condutividade hidráulica típico de areia média (Pinto, 2000), ou seja, um valor de condutividade hidráulica alto, o que possibilita uma maior dissipação de excesso de poro-pressão.

A velocidade de deformação calculada e utilizada nos ensaios triaxiais em solos não saturados na condição drenados mostrou-se dentro da faixa de valores encontrados na literatura (Bishop *et al*, 1960; Gulhati e Satija, 1981; Ho e Fredlund, 1982; Escário e Jucá, 1989; Fredlund *et al*, 1993; Jucá, 1993, Rampino *et al*, 1999; Shemsu *et al*, 2005), variando de 0,001%/min até 0,04%/min, para os mais variados tipos de solo.

Obtenção dos Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento

Os dados obtidos do microcomputador, tanto para ensaio triaxiais convencionais quanto para solos não saturados, são passados para uma planilha eletrônica criada no programa *Microsoft Excel*. Os dados de entrada da planilha são: o peso inicial (g), altura (mm), e diâmetro (mm) da amostra; teor de umidade inicial para calcular os índices físicos iniciais da amostra. Finalizado o ensaio são determinadas às dimensões para a correção de área e colocadas na planilha. Os gráficos apresentados na planilha para ensaios saturados são:

- Deformação Axial x Excesso de poro-pressão - ensaio não drenado;
- Tensão x Deformação axial ($q \times \epsilon_a$);
- $p' \times q$;

- Deformação Volumétrica x Deformação Axial (ϵ_v x ϵ_a) – ensaio drenado
- Deformação Volumétrica x Tempo – para avaliar o adensamento.

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

- Tensão x Deformação (q x ϵ_a);
- $(p' - u_a)$ x q ;
- Tensão x Sucção (q x s)
- Deformação Volumétrica x Deformação Axial (ϵ_v x ϵ_a) – ensaio drenado

Ainda para a planilha de ensaio em solos não saturados é feita a correção da variação volumétrica do ensaio, considerando 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.

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:

1. Para deformação por “inchamento” (*Bulging Failure*):

Esta correção foi utilizada para corpos de prova que tiveram sua deformação em forma de barril ou inchamento:

$$a_c = a_0 \frac{1 - \epsilon_v}{1 - \epsilon_a} \quad (4.6)$$

Onde a_c é a área corrigida do corpo de prova
 a_0 é a área inicial do corpo de prova
 ϵ_v é a deformação volumétrica do corpo de prova;
 ϵ_a é a deformação axial do corpo de prova;

2. Para deformação por “plano de cisalhamento” (*Shear Plane Failure*):

Para os ensaios nos quais os corpos de prova romperam por 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 x deformação, para o restante do ensaio aplicou-se uma correção proporcional à deformação de pico até o fim do ensaio, através da fórmula:

$$a_c = a_f \cdot (a_{ce} - a_f) \cdot \left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_f}{\varepsilon_e - \varepsilon_f} \right) \quad (4.7)$$

Onde

- a_c é a área corrigida do corpo de prova;
- a_{ce} é a área do corpo de prova no fim do teste;
- a_f é a área do corpo de prova no pico do ensaio;
- ε_e é a deformação axial no fim do ensaio;
- ε_f é a deformação axial no pico;
- ε é a deformação atual.

A obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento (c' , ϕ' e ϕ^b) foi feita através da análise dos gráficos obtidos da planilha Excel e serão apresentados e discutidos nos Capítulos 5 e 6.

5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Este capítulo apresenta os resultados experimentais obtidos nesta pesquisa, assim como comentários e análises sobre o comportamento observado através dos ensaios triaxiais convencionais e com sucção controlada.

Primeiramente, serão apresentadas considerações com relação à calibração da câmara triaxial para determinação da variação volumétrica do corpo de prova. Na seqüência, resultados de comparações entre a determinação da variação volumétrica do corpo de prova através da câmara triaxial e através da variação de água do corpo de prova, e entre ensaios triaxiais, em amostras remoldadas, realizados no equipamento convencional e no equipamento com sucção controlada, com o objetivo de validar o equipamento triaxial com sucção controlada. Os resultados dos ensaios triaxiais convencionais drenados e não drenados para amostras indeformadas e dos ensaios triaxiais convencionais drenados em amostras remoldadas serão apresentados na forma dos seguintes gráficos: (i) tensão *versus* deformação axial (q *versus* ϵ_a); (ii) deformação axial *versus* excesso de poro-pressão - ensaio não drenado; (iii) deformação volumétrica *versus* deformação axial (ϵ_v *versus* ϵ_a) – ensaio drenado; (iv) p' *versus* q . Serão apresentados os resultados dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em amostras indeformadas, sendo eles: (i) tensão *versus* deformação axial (q *versus* ϵ_a); (ii) deformação volumétrica *versus* deformação axial (ϵ_v *versus* ϵ_a); (iii) $(p - u_a)$ *versus* q ; (iv) q *versus* sucção. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento saturados e não saturados (c' - intercepto coesivo efetivo; ϕ' - ângulo de atrito interno efetivo; ϕ^b - ângulo de atrito interno que quantifica a resistência ao cisalhamento em função da variação da sucção) serão apresentados e comentados.

5.1. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

5.1.1. Calibração da Variação Volumétrica da Câmara Triaxial

Os procedimentos para a calibração das deformações medidas na câmara triaxial a partir da aplicação de pressões de confinamento foram apresentados e discutidos no item 4.2.2. A

Figura 5.1 apresenta, através do gráfico de variação do volume de água *versus* tempo, a quantidade de água que entra na câmara triaxial após a aplicação da pressão de confinamento. Esta figura apresenta curvas de variação de volume de água para as pressões de confinamento de 300 e 400 kPa. Estas pressões de confinamento são as utilizadas nos ensaios triaxiais com sucção controlada. O volume de água que entra na câmara triaxial pode ser dividido em duas partes. A primeira parte é a variação instantânea de volume de água devida à aplicação da pressão de confinamento, esta representa a compressão da água e das bolhas de ar no interior da câmara e na linha de aplicação de pressão, assim como, as deformações dos tubos, conexões e do tubo de acrílico da câmara triaxial. A segunda parte é volume de água que entra na câmara triaxial com o tempo, representada pela deformação lenta do sistema. A primeira parte deve ser descontada da compressão inicial do corpo de prova, influenciando na quantificação do adensamento. A segunda parte deve ser descontada da medição da variação volumétrica do corpo de prova durante o cisalhamento.

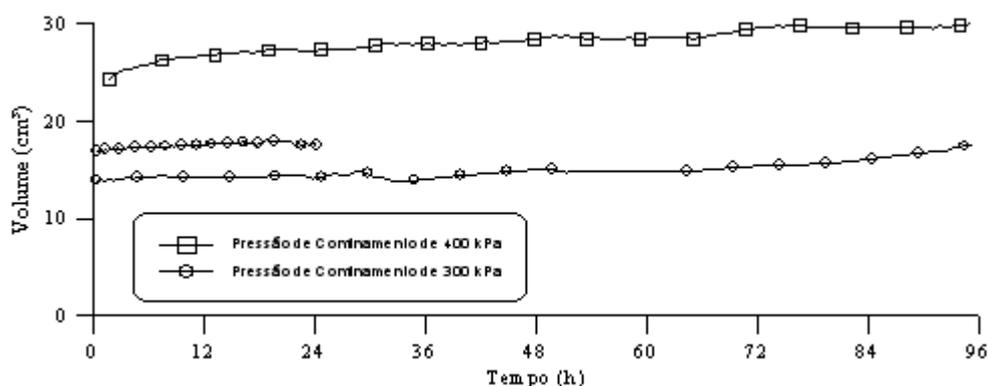


Figura 5.1 – Curvas de calibração para variação volumétrica da câmara triaxial para pressões de confinamento de 300 e 400 kPa.

A partir das curvas apresentadas na Figura 5.1 foram determinados os valores de deformação instantânea e as equações que representam a deformação lenta do sistema em função do tempo para as duas pressões de confinamento. Os valores de deformação instantânea foram descontados diretamente do valor de compressão dos corpos de prova na fase de adensamento. Já as equações, definidas em função do tempo em minutos, foram inseridas na planilha eletrônica de ensaio possibilitando a correção automática da variação de volume durante a fase de adensamento/equalização e a fase de cisalhamento do ensaio. A diferença nos valores de deformação instantânea para a pressão de confinamento de 300 kPa é devida ao primeiro ensaio ter sido realizado logo após o procedimento de saturação da pedra cerâmica de alto valor de entrada de ar, onde a pressão de confinamento permaneceu aplicada durante

dois dias (item 4.2.1). Esta diferença ocorreu, provavelmente, devido à compressão do ar existente no sistema durante a saturação da pedra cerâmica. Ng *et al.* (2002) e Leong *et al.* (2004) também quantificaram o erro em função do tempo de ensaio para posterior correção da variação volumétrica.

As equações utilizadas nas planilhas eletrônicas na correção da variação volumétrica, para as pressões de confinamento de 400 kPa e 300 kPa, foram:

- para a pressão de confinamento de 400 kPa:

$$V = 4,3 \times 10^{-11} \cdot t^3 - 4,1 \times 10^{-7} \cdot t^2 + 0,001198 \cdot t, \text{ com } R^2 = 0,95 \quad (5.1)$$

- para a pressão de confinamento de 300 kPa:

$$V = 4,3 \times 10^{-11} \cdot t^3 - 2,4 \times 10^{-7} \cdot t^2 + 0,00054 \cdot t, \text{ com } R^2 = 0,95 \quad (5.2)$$

Onde V é o volume de a ser descontando (cm^3);
 t é o tempo do ensaio, em minutos.

5.1.2. Ensaios Triaxiais Convencionais

Neste item serão apresentados os resultados dos ensaios triaxiais convencionais drenados e não drenados para amostras indeformadas e remoldadas. Os procedimentos de moldagem dos corpos de provas indeformados e remoldados, assim como, os procedimentos de realização dos ensaios triaxiais foram apresentados no Capítulo 4.

Os resultados serão apresentados na forma dos gráficos: (i) tensão *versus* deformação axial (q *versus* ϵ_a); (ii) deformação axial *versus* excesso de poro-pressão - ensaio não drenado; (iii) deformação volumétrica *versus* deformação axial (ϵ_v *versus* ϵ_a) – ensaio drenado; (iv) p' *versus* q . Os pontos das trajetórias de tensão plotados no gráfico p' *versus* q são apresentados na forma definida por Lambe e Whitman (1969) onde:

$$q = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \quad (5.3)$$

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \quad (5.4)$$

A identificação, dos corpos de prova e dos ensaios triaxiais convencionais, utilizada nas tabelas e nos gráficos apresentados neste capítulo, é feita por uma seqüência de letras e números. A identificação do ensaio é dividida em três partes. A primeira parte identifica o tipo de ensaio realizado no corpo de prova, utilizando a letra “D” para ensaios drenados e as letras “ND” para ensaios não drenados. Depois das letras aparece um número, que significa o valor da tensão de confinamento efetiva 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 indeformado e “R” para remoldado. Por exemplo, um ensaio triaxial convencional drenado com uma tensão de confinamento efetiva inicial de 100 kPa em um corpo de prova indeformado é identificado, nas tabelas e gráficos, como “D100I”.

A Tabela 5.1 apresenta as características iniciais dos corpos de prova utilizados nos ensaios triaxiais convencionais em amostras indeformadas e remoldadas

Tabela 5.1 – Características iniciais dos corpos de prova.

Amostra	e_0	w_i (%)	S (%)
D50I	0,85	22,35	73,7
D100I	1,17	37,32	89,2
D200I	0,66	18,47	78,3
D350I	0,92	23,88	72,3
ND50I	0,94	24,23	71,9
ND150I	0,91	22,68	69,8
ND500I	0,95	25,18	74,3
D50R	1,01	24,15	67,1
D100R	1,02	25,52	70,1
D200R	0,98	22,95	65,7

Nesta dissertação foram realizados sete ensaios triaxiais convencionais em corpos de prova moldados na forma indeformada e três ensaios triaxiais em amostras moldadas na forma remoldada. Dos sete ensaios triaxiais realizados em corpos de prova indeformados, 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. Já os três ensaios triaxiais em amostras remoldadas foram realizados na condição drenada. As tensões de confinamento efetivas iniciais aplicadas nos ensaios triaxiais convencionais drenados em corpos de prova remoldados foram: 50, 100 e 200 kPa.

5.1.2.1. Ensaio triaxiais convencionais drenados em corpos de prova indeformados.

A Figura 5.2 apresenta os gráficos: tensão *versus* deformação axial e deformação axial *versus* deformação volumétrica para os ensaios convencionais drenados em corpos de prova indeformados.

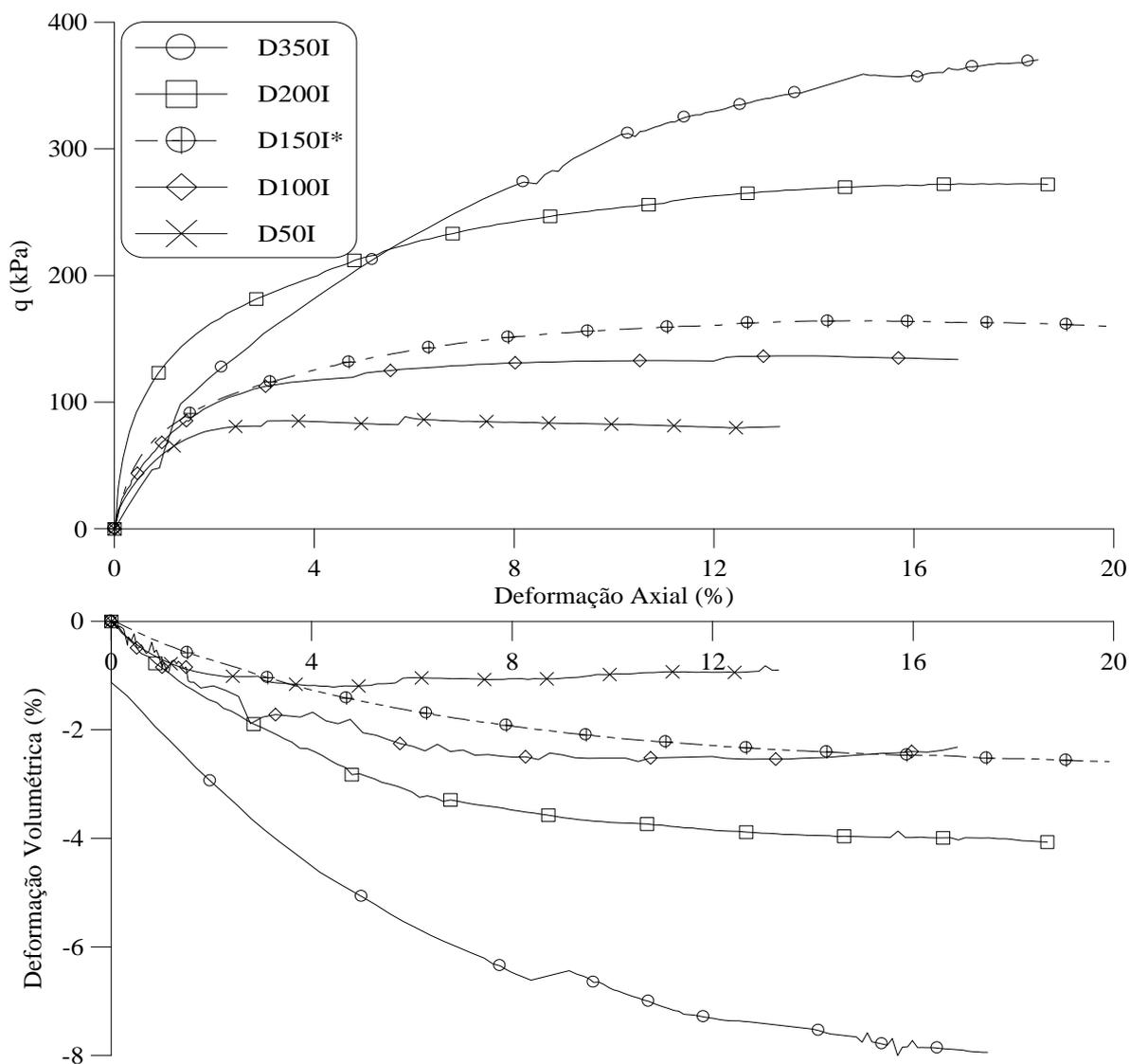


Figura 5.2 – Gráficos q *versus* ϵ_a e ϵ_a *versus* ϵ_v do ensaios triaxiais convencionais drenados em corpos de prova indeformados do Solo AV. (*) Ensaio apresentado por Bressani *et al.* (2005).

Nos gráficos apresentados na Figura 5.2 foi adicionado – para fins de comparação - o ensaio triaxial drenado, com tensão de confinamento inicial efetiva de 150 kPa, em solo do mesmo material utilizado nesta pesquisa moldado na forma indeformada (D150I*), o qual foi apresentado por Bressani *et al.* (2005). Este ensaio tem por objetivo representar, no plano tensão *versus* sucção, o valor de sucção 0 kPa para uma tensão normal líquida de 150 kPa. O motivo pelo qual optou-se por utilizar os resultados do ensaio triaxial saturado com tensão de

confinamento inicial efetiva de 150 kPa, realizado por Bressani *et al.* (2005) foi a priorização da realização de ensaios triaxiais com sucção controlada ao invés da realização de ensaios saturados. Esta priorização foi necessária devido à pequena quantidade de material indeformado disponível na parte final desta pesquisa.

As curvas de tensão *versus* deformação axial apresentam um comportamento similar a um solo normalmente adensado (sem ocorrência de pico). A curva D50I apresenta dois pequenos acréscimos de resistência após uma deformação axial de 3%. Estes patamares ocorreram devido às interrupções ocorridas durante a fase de cisalhamento do ensaio por falta de energia elétrica. Quando acontece uma interrupção da fase de cisalhamento (o prato da prensa pára de subir) ocorre um descarregamento axial no corpo de prova, gerando um enrijecimento. Ao reiniciar a fase de cisalhamento este enrijecimento do corpo de prova é responsável pelo pequeno acréscimo de resistência observado na curva. Na obtenção do valor de resistência máximo para o ensaio D50I estes patamares de resistência não foram considerados como sendo os valores máximos de cálculo para obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento.

A curva do ensaio D350I apresenta uma tendência de crescimento no valor de resistência ao cisalhamento para deformações superiores a 20%. Nesta curva foi realizado um ajuste hiperbólico com o intuito de se determinar um valor de resistência ao cisalhamento mais próximo do máximo. A fórmula de ajuste hiperbólico utilizado foi:

$$q = \frac{\varepsilon_a}{a + \varepsilon_a \cdot b} \quad (5.5)$$

Onde q é a resistência ao cisalhamento
 ε_a é a deformação axial;
 a e b são os parâmetros de ajuste da curva.

O ajuste hiperbólico foi feito para a deformação de 30%, sendo este considerado, nesta pesquisa, o ponto de valor máximo de resistência a ser adotado no cálculo para obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento. A curva tensão *versus* deformação axial com o ajuste hiperbólico para o ensaio D350I é apresentada na Figura 5.24.

Nas curvas de deformação axial *versus* deformação volumétrica apresentadas na Figura 5.2 é possível observar que todas as amostras apresentam comportamento de compressão. Para as curvas D50I e D100I nota-se que após a estabilização do valor de resistência, no gráfico

tensão *versus* deformação axial, elas começam a apresentar uma leve tendência à expansão. Esta tendência é mais pronunciada no ensaio D50I, que tem a menor tensão de confinamento efetiva. As outras curvas, para ensaios com tensões de confinamento efetivas maiores, apresentam uma estabilização na deformação volumétrica, com exceção do ensaio D350I que, provavelmente, atinge a estabilização em deformações axiais maiores.

5.1.2.2. Ensaio triaxiais convencionais não drenados em amostras indeformadas

A Figura 5.3 apresenta os gráficos: tensão *versus* deformação axial e deformação axial *versus* excesso de poro-pressão para os ensaios convencionais não drenados em corpos de prova indeformados

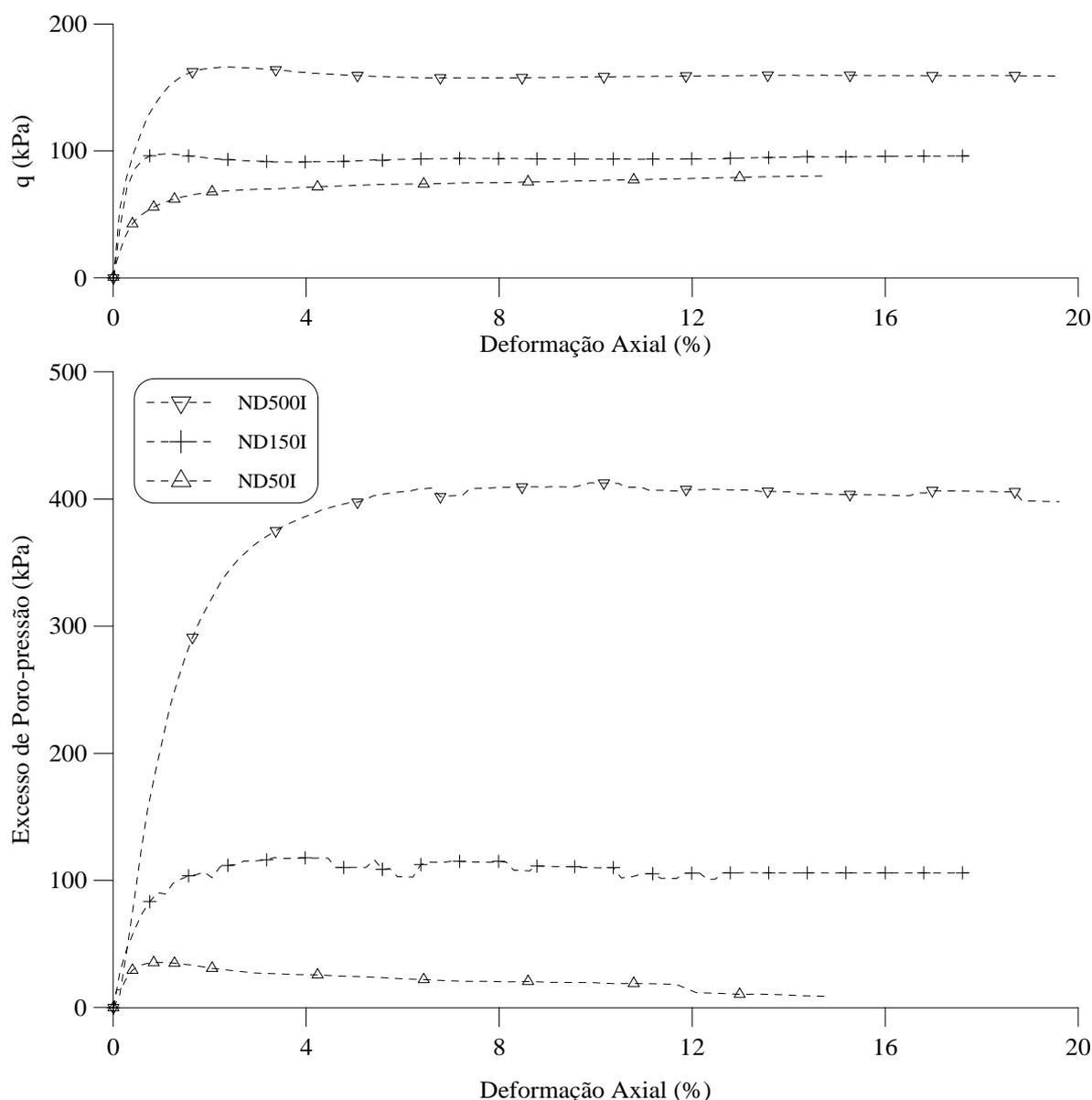


Figura 5.3 – Gráficos q *versus* ϵ_a e ϵ_a *versus* excesso de poro-pressão dos ensaios triaxiais convencionais não drenados em corpos de prova indeformados do Solo AV

Na Figura 5.3, observa-se, nas curvas de tensão *versus* deformação axial, a ocorrência de um pico, não muito pronunciado para os ensaios ND150I e ND500I. Já a curva do ensaio ND50I apresenta valores de q crescentes. Com uma deformação axial aproximada de 6% para ND500I e 3% para ND150I, essas curvas já aparecem com um valor de resistência estabilizado. No gráfico deformação axial *versus* excesso de poro-pressão as curvas dos ensaios ND150I e ND500I estabilizaram após um certo valor de deformação axial (3 e 6% respectivamente), estabilizam. A estabilização das curvas de excesso de poro-pressão acontece no mesmo valor de deformação axial em que as curvas do gráfico tensão *versus* deformação axial tornam-se constantes (3% para ND150I e 6% para ND500I). A curva de excesso de poro-pressão do ensaio ND50I atinge um valor máximo e depois começa a diminuir indicando a ocorrência de dissipação de excesso de poro-pressão durante o cisalhamento. Esta queda no excesso de poro-pressão pode explicar o comportamento crescente da curva tensão *versus* deformação axial para este ensaio.

5.1.2.3. Envoltória de resistência ao cisalhamento de ensaios triaxiais convencionais em amostras indeformadas.

A Figura 5.4 apresenta o gráfico $p' \times q$ com as trajetórias de tensões efetivas para todos os ensaios triaxiais convencionais em amostras indeformadas. A trajetória de tensões para o ensaio D350I aparece com duas simbologias distintas. O início da trajetória, que são os dados obtidos durante o ensaio, é representado pelos símbolos sem preenchimento. A parte final da trajetória, com os dados obtidos através do ajuste hiperbólico, é representada pelos símbolos preenchidos.

A partir das trajetórias de tensões efetivas obtidas nos ensaios drenados e não drenados foram ajustadas duas envoltórias de resistência ao cisalhamento. Uma das envoltórias de resistência ao cisalhamento foi ajustada como linear e a outra como curvilínea.

A envoltória de resistência ao cisalhamento linear foi ajustada de uma forma que passasse pelos pontos de tensões finais das trajetórias de tensões efetivas, para o maior número de ensaios possível. O ensaio D350I não se ajustou à envoltória de resistência ao cisalhamento linear. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento saturados obtidos para a envoltória de resistência ao cisalhamento linear foram um intercepto coesivo (c') de 17,9 kPa e um ângulo de atrito interno (ϕ') de 33° . Silveira (2003) e Bressani *et al.* (2005), que realizaram ensaios

triaxiais drenados e não drenados para o mesmo material ensaiado nesta pesquisa, encontraram valores do intercepto coesivo variando de 14,0 a 21,4 kPa e um ângulo de atrito interno variando de 30,4° a 39°.

A envoltória de resistência ao cisalhamento curvilínea também foi ajustada de tal maneira que passasse pelos pontos de tensões finais das trajetórias de tensões efetivas, para o maior número de ensaios. O ponto inicial da envoltória de resistência ao cisalhamento curvilínea foi a origem do sistema de coordenadas, o que significa um intercepto coesivo nulo. Esta consideração foi feita admitindo que, pelo material desta pesquisa se tratar de um colúvio de arenito com alta porcentagem de fração areia de acordo com a curva granulométrica obtida sem defloculante (Tabela 4.2), para baixas tensões de confinamento efetivas ele teria um comportamento de material granular.

A obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento em uma envoltória curvilínea é, geralmente, realizada por níveis de tensões. A envoltória curvilínea, definida na Figura 5.4, pode ser dividida em três partes. Foram calculados os parâmetros de resistência ao cisalhamento para o primeiro trecho da curva, que vai da origem até encontrar a trajetória de tensões para o ensaio ND50I, e um segundo trecho, considerado coincidente com a envoltória de resistência ao cisalhamento linear, que vai da trajetória de tensões do ensaio ND50I até a trajetória de tensões do ensaio D200I. Para o terceiro trecho, da trajetória de tensões do ensaio D200I até a trajetória de tensões do ensaio D350I não foram determinados os parâmetros, visto que, o primeiro e o segundo trecho cobrem a faixa de tensões normais líquidas dos ensaios triaxiais com sucção controlada. Os valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos para o primeiro trecho da curva foram um intercepto coesivo nulo e um ângulo de atrito interno de 49,6°. Os valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento para o segundo trecho da envoltória de resistência ao cisalhamento curvilínea são os mesmos da envoltória de resistência ao cisalhamento linear ($c' = 17,8$ kPa e $\phi' = 33^\circ$).

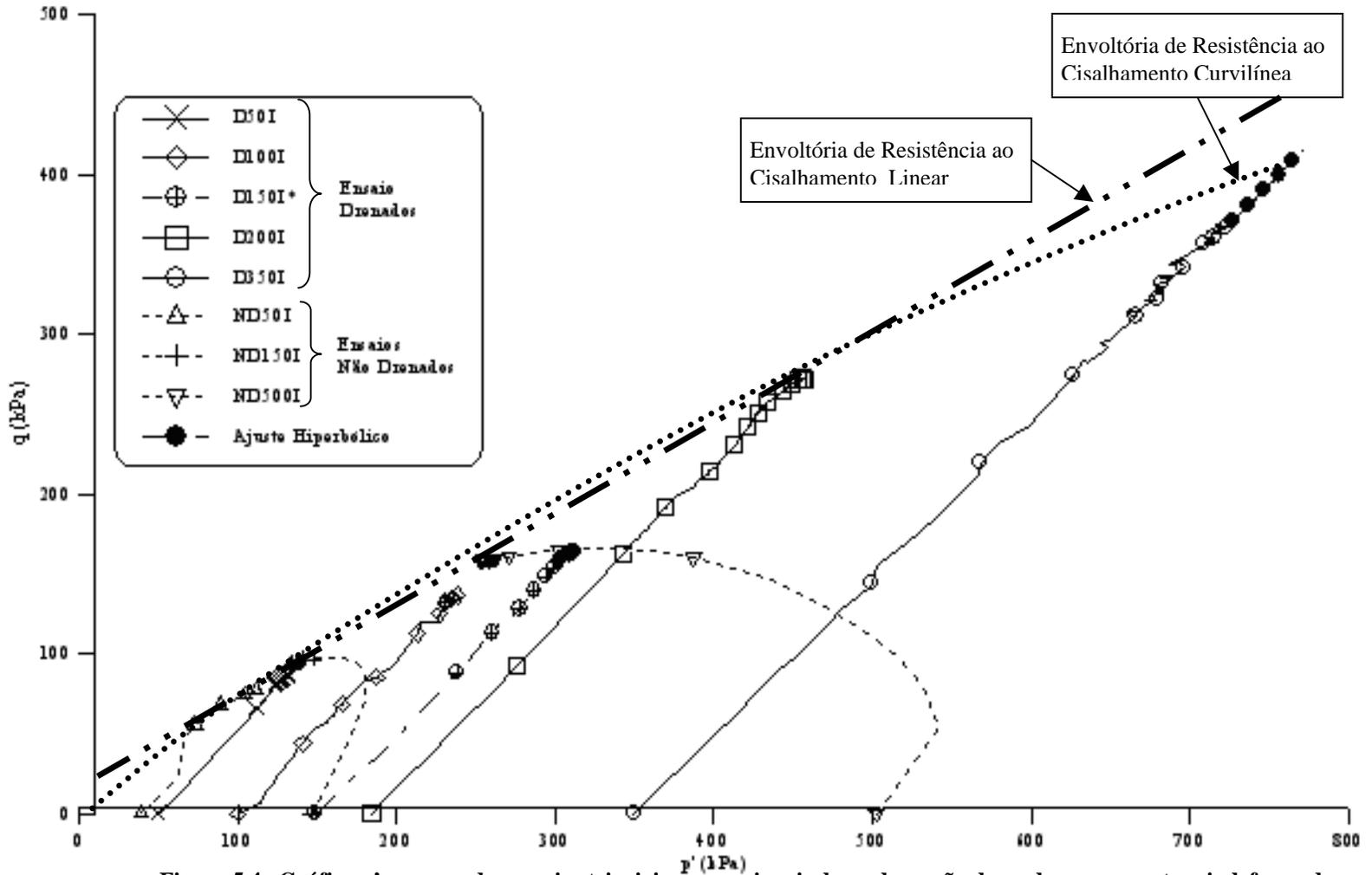


Figura 5.4- Gráfico p' versus q dos ensaios triaxiais convencionais drenados e não drenados em amostras indeformadas do Solo AV. (*) Ensaio realizado por Bressani *et al.* (2005).

5.1.2.4. Ensaio triaxiais convencionais drenados em amostras remoldadas.

A Figura 5.5 apresenta as curvas de tensão *versus* deformação axial e deformação axial *versus* deformação volumétrica para os ensaios triaxiais convencionais drenados em amostras remoldadas. Os ensaios remoldados foram realizados nas tensões confinantes de 50, 100 e 200 kPa. A drenagem, durante a fase de cisalhamento destes ensaios, foi radial e pelas extremidades do corpo de prova.

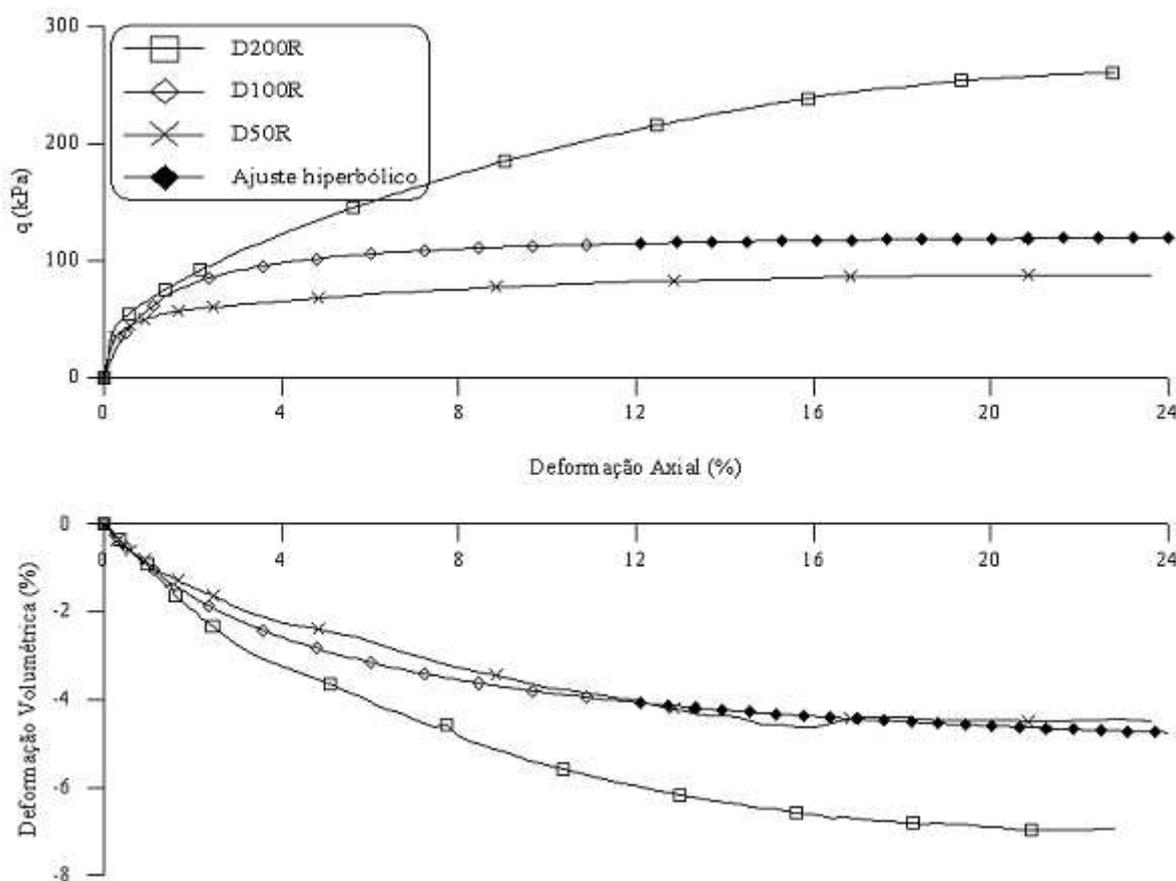


Figura 5.5 – Gráficos q *versus* ϵ_a e ϵ_a *versus* ϵ_v do ensaios triaxiais convencionais drenados em corpos de prova remoldados do Solo AV.

O ensaio D100R teve que ser interrompido durante a fase de cisalhamento, a uma deformação axial aproximada de 12%, devido a problemas na prensa. As curvas de tensão *versus* deformação axial e deformação axial *versus* deformação volumétrica, para este ensaio foram ajustadas pelo modelo hiperbólico até uma deformação de 24%. Na curva tensão *versus* deformação axial o ajuste hiperbólico foi feito através da Equação 5.5, e na deformação axial *versus* deformação volumétrica o ajuste hiperbólico foi feito através da equação:

$$\epsilon_v = -\frac{\epsilon_a}{a + \epsilon_a \cdot b} \quad (5.6)$$

Onde ε_v é a deformação volumétrica;
 ε_a é a deformação axial;
 a e b são os parâmetros de ajuste da curva.

As curvas de tensão *versus* deformação axial, para os ensaios remoldados, tem comportamento idêntico às curvas para os ensaios indeformados. Os valores de resistência ao cisalhamento máximo dos ensaios nos corpos de prova remoldados é da ordem de 10 kPa menor que os valores máximos dos ensaios nos corpos de prova indeformados.

A Figura 5.6 apresenta, no gráfico p' *versus* q , a envoltória de resistência ao cisalhamento para os ensaios triaxiais com amostras remoldadas. Esta foi definida com três ensaios, sabe-se que este é o número mínimo e que um número maior de ensaios triaxiais em amostras remoldadas, para tensões efetivas diferentes das utilizadas, possibilitariam uma envoltória mais representativa. Nesta figura a parte final da trajetória de tensões para o ensaio D100R foi determinada a partir do ajuste hiperbólico.

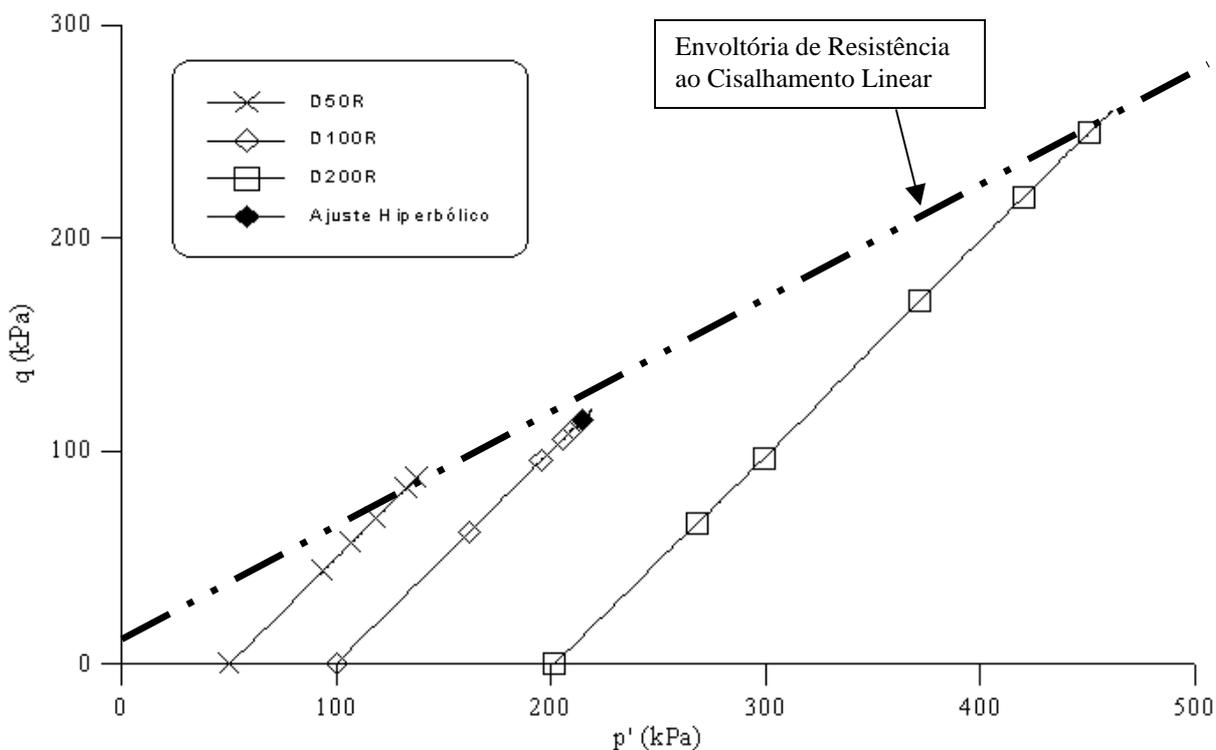


Figura 5.6– Gráfico p' *versus* q dos ensaios triaxiais convencionais drenados em corpos de prova remoldados do Solo AV .

O valor dos parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos, a partir da envoltória determinada pelos três ensaios triaxiais convencionais drenados, foram um intercepto coesivo (c') de 8,4 kPa e um ângulo de atrito interno (ϕ') de 33° . O valor do ângulo de atrito interno é

igual ao dos ensaios em corpos de prova indeformados. O valor do intercepto coesivo é um pouco inferior a metade do obtido para os ensaios em corpos de prova indeformados.

Considerando que a envoltória de resistência ao cisalhamento, obtida através dos três ensaios remoldados, é representativa com relação ao comportamento do material desta pesquisa, pode-se supor que o valor inferior do intercepto coesivo, comparado com o valor do intercepto coesivo da envoltória de resistência ao cisalhamento indeformada, é consequência de uma quebra estrutural que ocorre durante a remoldagem do corpo de prova. Para a comprovação de tal suposição é necessário um maior número de ensaios triaxiais em amostras remoldadas para se obter uma envoltória de resistência ao cisalhamento mais representativa.

5.1.3. Validação do Equipamento Triaxial com Sucção Controlada

Este item tem por objetivo apresentar resultados de ensaios que comprovam o funcionamento adequado do equipamento triaxial adaptado para a realização de ensaios com sucção controlada. A verificação da qualidade da medição de variação volumétrica da câmara triaxial foi através da realização de um ensaio triaxial saturado em amostrada remoldada no equipamento triaxial com sucção controlada.

Para a realização do ensaio triaxial saturado no equipamento triaxial com sucção controlada foi necessária uma pequena modificação no esquema de montagem. Esta modificação foi o preenchimento da linha de aplicação de pressão de ar com água, para que fosse possível a aplicação de contra pressão pelo topo do corpo de prova. A deformação volumétrica do corpo de prova, obtida através da medição da variação do volume de água da câmara confinante foi comparada com a deformação volumétrica do corpo de prova obtida através da medição do volume de água que sai do corpo de prova durante o cisalhamento. As medições da variação da quantidade de água que sai do corpo de prova foram feitas na bureta dupla existente no painel de controle de pressões (Figura 3.6), as leituras na bureta foram anotadas manualmente em uma folha. Para cada leitura na bureta anotava-se o tempo de ensaio transcorrido que aparece no programa.

A Figura 5.7 apresenta, no gráfico de deformação axial *versus* deformação volumétrica, duas curvas de deformação volumétrica para o mesmo corpo de prova. Uma das curvas representa

a deformação volumétrica determinada a partir da variação do volume de água da câmara triaxial e a outra a partir da variação do volume de água que sai do corpo de prova.

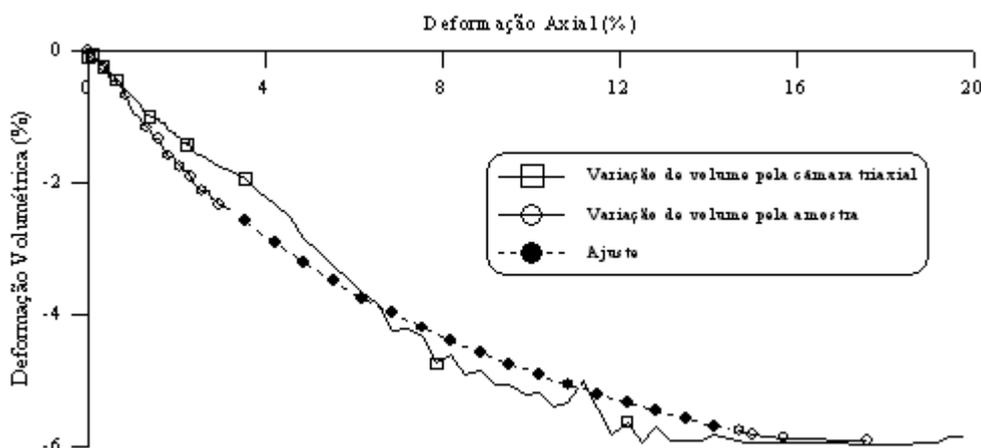


Figura 5.7 – Curvas de deformação volumétrica determinadas a partir da variação do volume de água da câmara triaxial e a partir da variação do volume de água do corpo de prova.

A curva da deformação volumétrica determinada a partir da variação do volume de água de dentro do corpo de prova apresenta um trecho intermediário sem leituras (trecho tracejado). Como essas leituras eram feitas manualmente, não puderam ser realizadas durante o período da noite enquanto o ensaio ainda estava em andamento. Este trecho tracejado foi determinado a partir de um ajuste hiperbólico através da Equação 5.6.

Apesar das curvas, apresentadas na Figura 5.7, não serem coincidentes pode-se afirmar que elas são semelhantes. Isto significa que a determinação da variação volumétrica a partir da variação do volume de água da câmara triaxial representa com razoável precisão o comportamento volumétrico das amostras durante o ensaio no equipamento triaxial com sucção controlada.

Os valores de deformação volumétrica do corpo de prova durante a fase de cisalhamento são utilizados na determinação da resistência ao cisalhamento através das fórmulas de correção de área do corpo de prova (Equações 4.6 e 4.7). Com o intuito de verificar se as pequenas diferenças, apresentadas nas curvas da deformação volumétrica, influenciam nos valores de resistência ao cisalhamento foram plotadas, na Figura 5.8, duas curvas tensão *versus* deformação. Uma das curvas teve seus valores de q determinados pelos resultados de variação volumétrica calculados a partir da variação do volume de água da câmara triaxial e a outra curva a partir da variação volumétrica calculada a partir da variação do volume de água do corpo de prova.

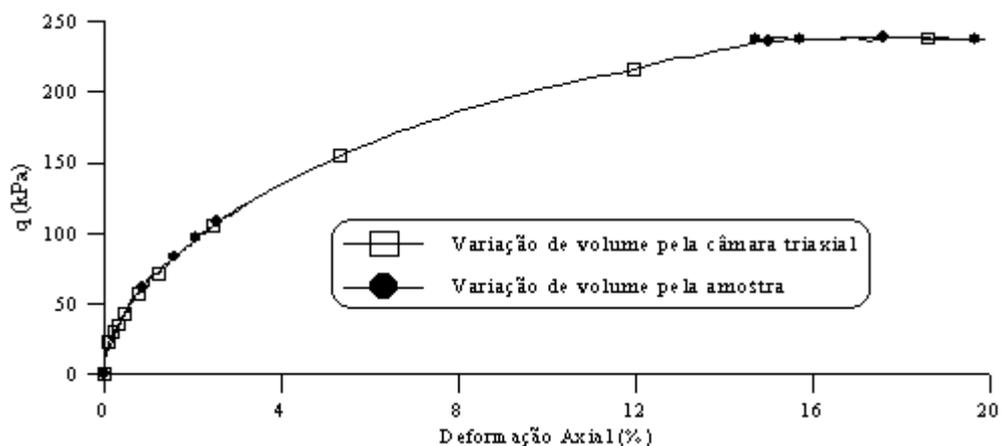


Figura 5.8 – Curvas tensão *versus* deformação axial determinadas a partir da variação do volume de água da câmara triaxial e a partir da variação do volume de água do corpo de prova.

Pode-se observar na Figura 5.8 que as curvas de tensão *versus* deformação axial são coincidentes considerando qualquer um dos métodos de determinação de variação volumétrica adotados para realizar a correção de área do corpo de prova, necessária para o cálculo da resistência ao cisalhamento.

A verificação do adequado funcionamento do equipamento triaxial com sucção controlada foi feita através da comparação das curvas de tensão *versus* deformação axial para um ensaio realizado neste equipamento adaptado e outro no equipamento triaxial convencional. Os corpos de prova ensaiados foram moldados na forma remoldada com as mesmas condições iniciais. Ambos os ensaios tiveram os mesmos valores de contra-pressão aplicados e a mesma tensão de confinamento efetiva para ambos os equipamentos. As duas curvas de tensão *versus* deformação axial são apresentadas na Figura 5.9.

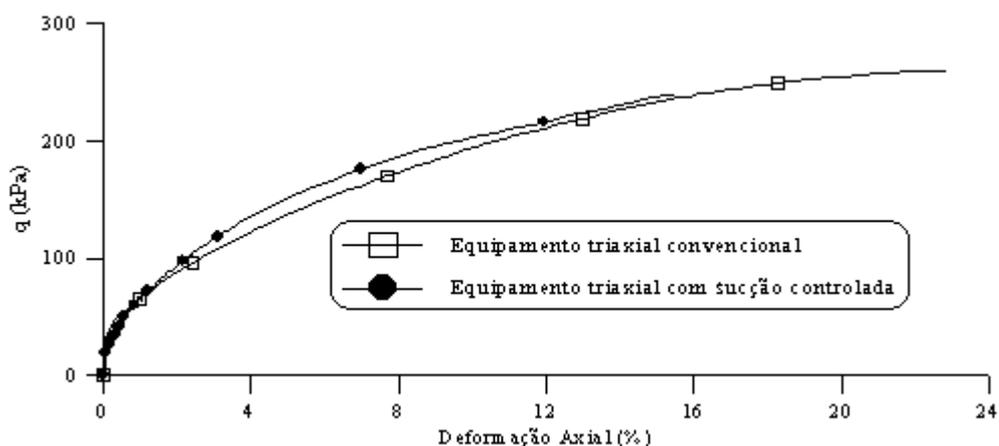


Figura 5.9 – Curvas tensão *versus* deformação axial para corpos de prova remoldados idênticos, ensaiados na mesma tensão de confinamento efetiva no equipamento triaxial convencional e no equipamento com sucção controlada.

Apesar das curvas de tensão *versus* deformação axial não serem coincidentes, elas apresentam comportamento semelhante. O ensaio realizado no equipamento triaxial com sucção

controlada foi até uma deformação axial de aproximadamente de 16 %, apesar de ser menor que a deformação final do ensaio realizado no equipamento triaxial convencional, pode-se afirmar que esta curva já apresenta uma tendência de comportamento semelhante à curva do ensaio no equipamento convencional. A diferença nos valores de resistência ao cisalhamento entre ambas as curvas, principalmente entre as deformações axiais de 3 e 12%, pode ser associada a pequenas diferenças de moldagem nas amostras ou a diferentes valores da força axial lidos nas células de cargas, visto que, as células de carga utilizadas nos equipamentos são diferentes (célula de carga interna à câmara triaxial no equipamento convencional e célula de carga externa no equipamento com sucção controlada).

5.1.4. Ensaios triaxiais com sucção controlada

No equipamento triaxial com sucção controlada foram realizados um total de quinze ensaios triaxiais drenados em amostras indeformadas para diferentes tensões normais líquidas em diferentes níveis de sucção. As tensões normais líquidas utilizadas foram de 50, 100, 150 e 200 kPa. Para a tensão normal líquida de 50 kPa foram realizados ensaios nas sucções de 25, 50, 100 e 150 kPa, para as tensões normais líquidas de 100 e 150 kPa foram realizados ensaios nas sucções de 25, 50, 75, 100 e 150 kPa e para a tensão normal líquida de 200 kPa foi realizado um único ensaio na sucção de 75 kPa. Os resultados serão apresentados na forma dos gráficos: (i) tensão (q) *versus* deformação axial; (ii) deformação volumétrica *versus* deformação axial; (iii) q *versus* p' ; (iv) q *versus* sucção. Os pontos de tensão (p' , q e sucção) são apresentados na forma definida por Fredlund e Rahardjo (1993) onde:

$$q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (5.7)$$

$$p' = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - u_a \quad (5.8)$$

$$\text{sucção} = u_a - u_w \quad (5.9)$$

Com intuito de diminuir a quantidade de fatores, que possam a vir influenciar na análise dos resultados, procurou-se utilizar, nos ensaios com sucção controlada, corpos de prova com características iniciais mais próximas possíveis. Como os corpos de prova foram moldados indeformados e por se tratar de um solo coluvionar, alguma diferença nos valores do índice de vazios inicial pode existir. Os valores de teor de umidade inicial apresentavam valores distintos. Este foi corrigido, determinando-se o valor do teor de umidade do corpo de prova um dia antes da sua instalação no equipamento. Caso fosse necessária a correção do valor do

teor de umidade inicial ele era deixado secar ao ar até ser atingido o peso correspondente ao teor de umidade inicial. O valor de teor de umidade inicial adotado nestes ensaios foi de 25% que corresponde ao teor de umidade de campo medido durante a amostragem realizada em 2004. O valor do teor de umidade de campo do material amostrado em 2005 é superior, em torno de 33%. A amostragem realizada em 2005 ocorreu durante um período de chuvas torrenciais, inclusive no dia da amostragem. A Tabela 5.2 apresenta as características iniciais de todos os corpos de prova utilizados nos ensaios triaxiais com sucção controlada.

A identificação dos corpos de prova dos ensaios com sucção controlada, nas legendas e gráficos, é idêntica à dos corpos de prova dos ensaios convencionais. A diferença é a inclusão da letra “s” seguida de um número indicando o valor de sucção dos ensaios, após o número que identifica a tensão normal líquida de ensaio. A identificação dos corpos de prova é dividida em quatro partes. A primeira identifica o tipo de ensaio através da letra D, para os ensaios drenados nas fases ar e água. Na seqüência aparece um número representando a tensão normal líquida de ensaio seguida pela letra “s” (sucção) e um número representando a sucção de ensaio aplicada (as unidades são em kPa). A última parte informa como foi moldado o corpo de prova, sendo I (para indeformado). Por exemplo, um ensaio com sucção controlada drenado com uma tensão efetiva de 100 kPa e uma sucção de 50 kPa em uma amostra indeformada é identificado como D100s50I.

Tabela 5.2 – Características iniciais dos corpos de prova.

Amostra⁺	e_0	w_i (%)	S_i (%)	w (%)	S (%)
D50s25I	0,91	17,4	61,5	25,0*	77,1
D50s50I	0,96	24,1	70,5	24,1	70,5
D50s100I	0,91	24,1	74,1	24,1	74,1
D50s150I	1,00	25,4	71,3	25,4	71,3
D100s25I	0,93	34,8	89,8	25,0*	75,0
D100s50I	1,02	34,0	81,6	25,0*	68,6
D100s75I	1,02	28,3	73,5	25,0*	68,4
D100s100I	1,26	36,3	69,4	25,0*	55,6
D100s150I	1,08	25,5	66,2	25,5	66,2
D150s25I	0,96	25,5	74,3	25,5	74,3
D150s50I	1,03	31,5	77,3	25,0*	67,7
D150s75I	0,92	25,2	76,5	25,2	76,5
D150s100I	0,93	27,4	79,4	25,0*	75,3
D150s150I	0,95	25,4	73,5	24,5*	72,0
D200s75I	1,01	33,8	82,5	25,0*	69,6

*Valores de teor de umidade corrigidos

i - inicial

5.1.4.1. Curvas tensão *versus* deformação para os ensaios triaxiais com sucção controlada.

As curvas de tensão *versus* deformação axial e deformação axial *versus* deformação volumétrica para todos os ensaios realizados no equipamento triaxial com sucção controlada são apresentadas da Figura 5.10 a 5.14. Cada figura apresenta um nível de sucção ensaiado para diferentes tensões normais líquidas.

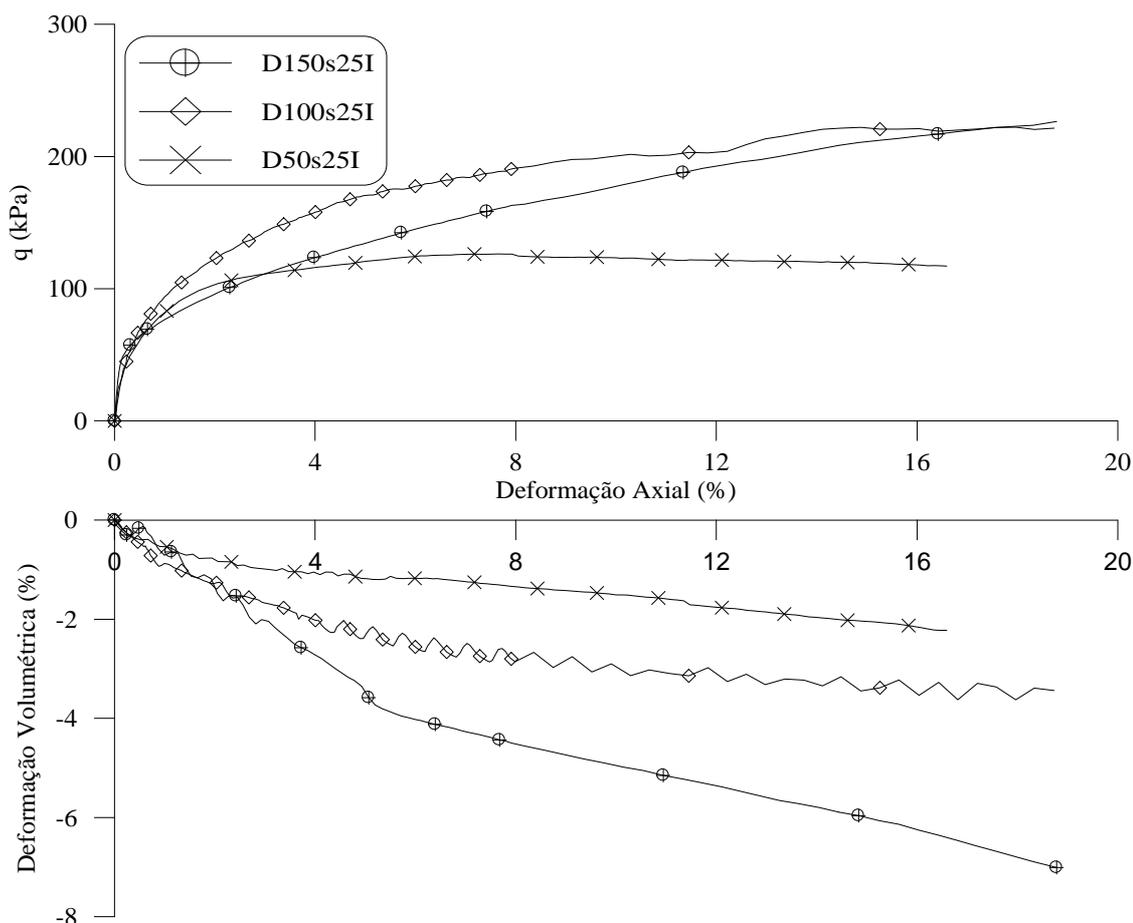


Figura 5.10 – Gráficos q *versus* ϵ_a e ϵ_a *versus* ϵ_v , dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova indeformados do Solo AV, para um nível de sucção de 25 kPa.

A Figura 5.10 apresenta os ensaios com sucção de 25 kPa para as tensões normais líquidas de 50, 100 e 150 kPa. Nesta observa-se a influência da tensão normal líquida no comportamento da curva tensão *versus* deformação. Para a tensão normal líquida de 50 kPa (D50s25I) a curva já apresenta um valor máximo de q para uma deformação axial de aproximadamente 7%, após aparece uma tendência à queda nos valores de q . Esta queda pode ser confirmada observando a curva da variação volumétrica, onde se nota que as deformações volumétricas não estabilizaram. Na tensão normal líquida de 100 kPa a curva tensão *versus* deformação atinge seu valor de q máximo em uma deformação axial superior a 15%, após ela estabiliza. Este comportamento é condizente com o comportamento apresentado para a curva de deformação

volumétrica para este ensaio, onde se observa a estabilização das deformações volumétricas a partir da deformação axial de 15%. A curva tensão *versus* deformação para a tensão normal líquida de 150 kPa apresenta um comportamento distinto às outras curvas. Esta curva inicia-se semelhante as demais e próximo a uma deformação de 3% ocorre uma mudança de comportamento. A curva passa a ser linear com valores crescentes de q . Esta curva desenvolve seus valores máximos de resistência à deformações superiores a 20%. A curva de deformação volumétrica para este ensaio (D150s25I) também não apresenta valores de deformações volumétrica estáveis até uma deformação axial de 20%.

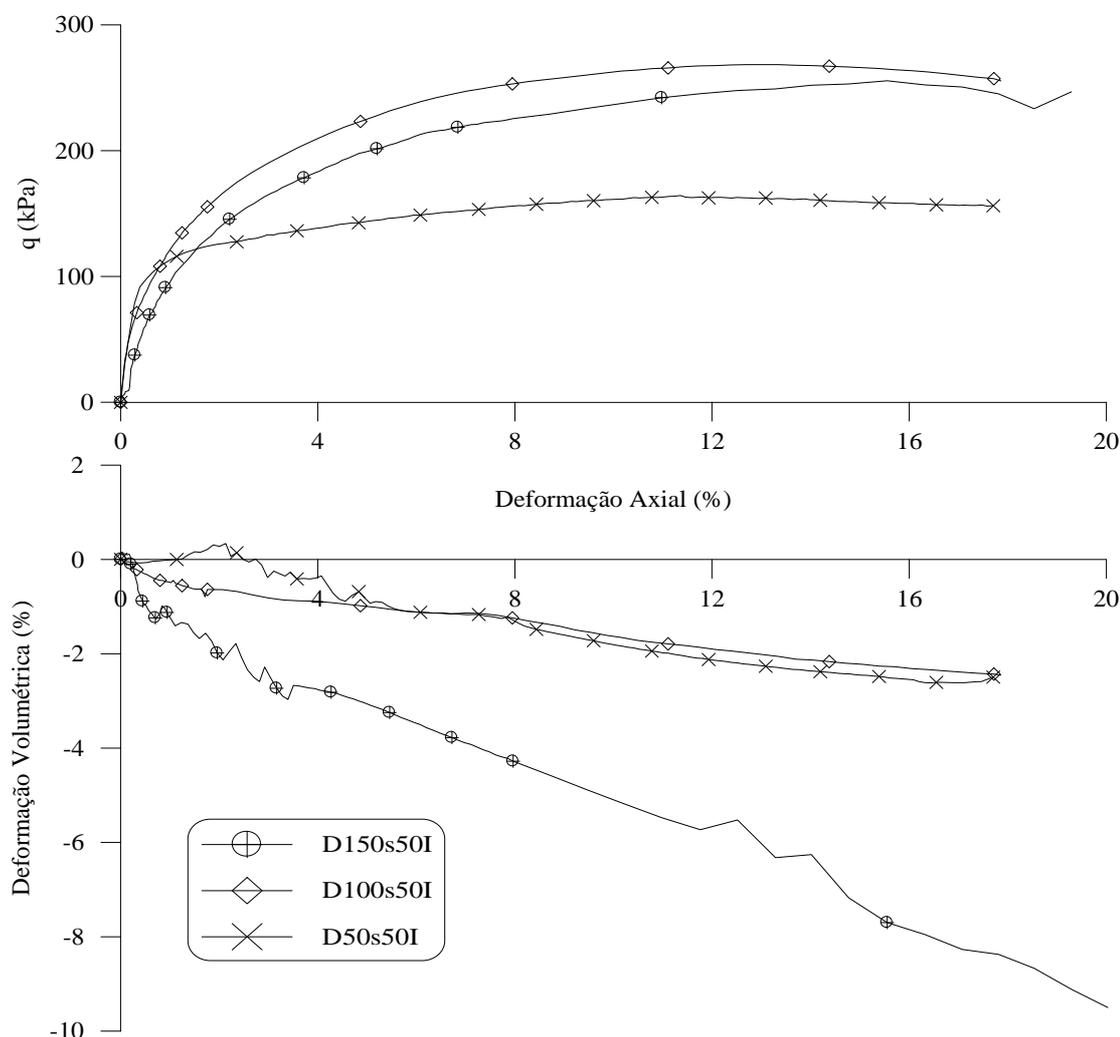


Figura 5.11 – Gráficos q versus ϵ_a e ϵ_a versus ϵ_v , dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova indeformados do Solo AV, para um nível de sucção de 50 kPa.

As curvas apresentadas na Figura 5.11, para os ensaios realizados com um nível de sucção de 50 kPa com tensões normais líquidas de 50, 100 e 150 kPa, apresentam um comportamento semelhante ao das curvas apresentadas na Figura 5.10. A curva tensão *versus* deformação para o ensaio com tensão normal líquida de 50 kPa (D50s50I) apresenta um valor de resistência

máximo próximo a uma deformação de 11%. A curva D100s50I apresenta uma tendência a queda no valor da resistência após o valor máximo (aproximadamente 14% de deformação). O ensaio D150s50I apresenta a tendência de atingir seu valor máximo em deformações axiais superiores a 20%. A queda apresentada nesta curva foi, provavelmente, devida a algum ponto frágil do corpo de prova, já que esta foi registrada nas leituras da célula de carga e depois a curva volta a apresentar valores crescentes de q . A expansão registrada para o ensaio D50s50I deve ser, provavelmente, devida à algum problema ocorrido na determinação da variação de volume do corpo de prova pela variação do volume de água da câmara triaxial.

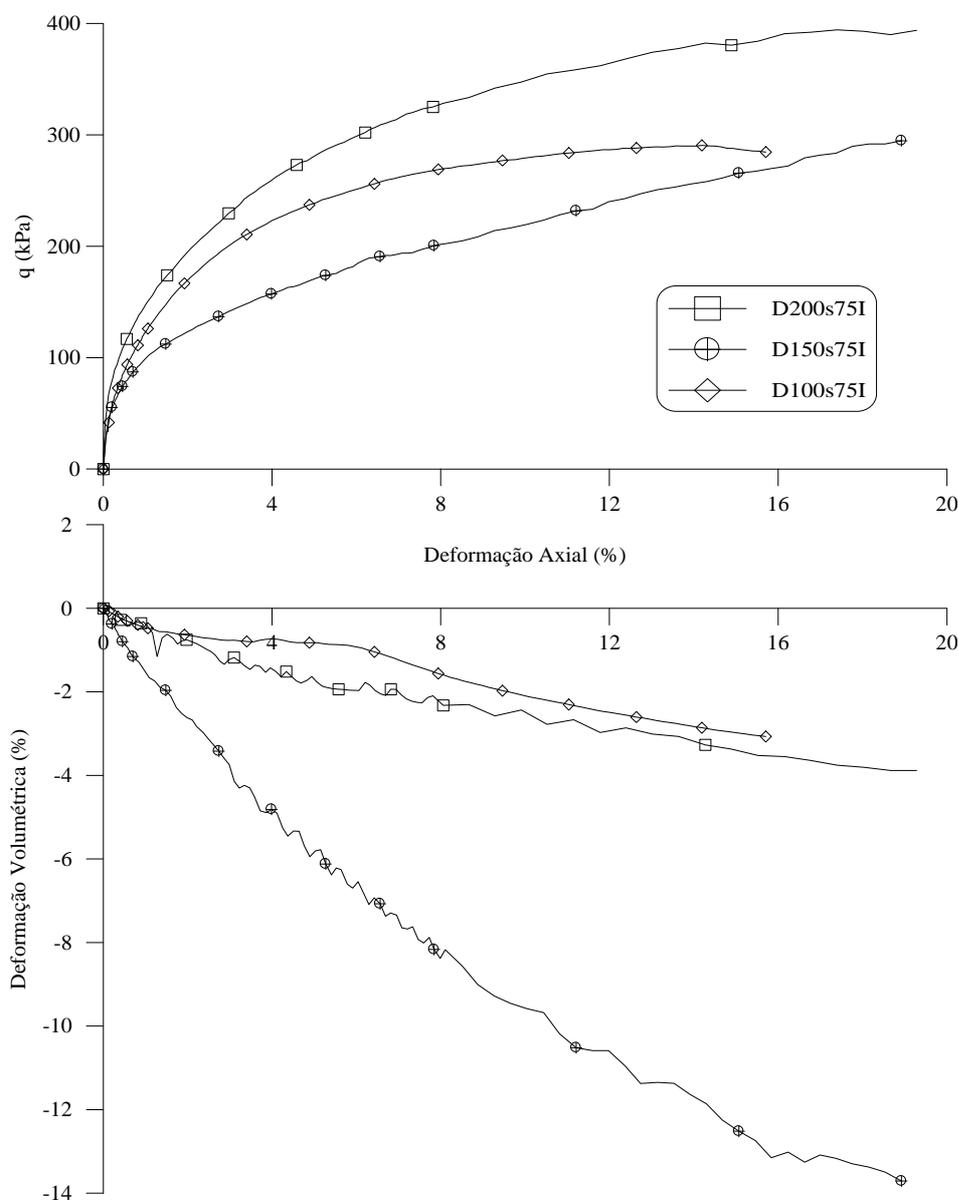


Figura 5.12 – Gráficos q versus ϵ_a e ϵ_a versus ϵ_v , dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova indeformados do Solo AV, para um nível de sucção de 75 kPa.

A Figura 5.12 apresenta os resultados dos ensaios realizados para o nível de sucção de 75 kPa com tensões normais líquidas de 100, 150 e 200 kPa. Assim como o ensaio para e tensão

normal líquida de 150 kPa (D150s75I) o ensaio para a tensão normal líquida de 200 kPa (D200s75I) apresenta uma curva tensão *versus* deformação que atinge o valor de resistência máxima para valores de deformação superiores a 20%. A curva do ensaio D150s75I continua com os valores de q inferiores aos da curva do ensaio D100s75I para deformações axiais inferiores a 16%. Para este nível de sucção a tensão normal líquida de 150 kPa continua apresentando altos valores de deformação volumétrica, superiores até à tensão normal líquida de 200 kPa. As curvas de deformação volumétrica para os três ensaios não alcançaram um valor de deformação estável, o que significa que os valores de q não atingiram seu valor último, sendo que para os ensaios D150s75I e D200s75I a resistência ao cisalhamento continuará aumentando e para o ensaio D100s75I a tendência é de queda no valor de resistência ao cisalhamento.

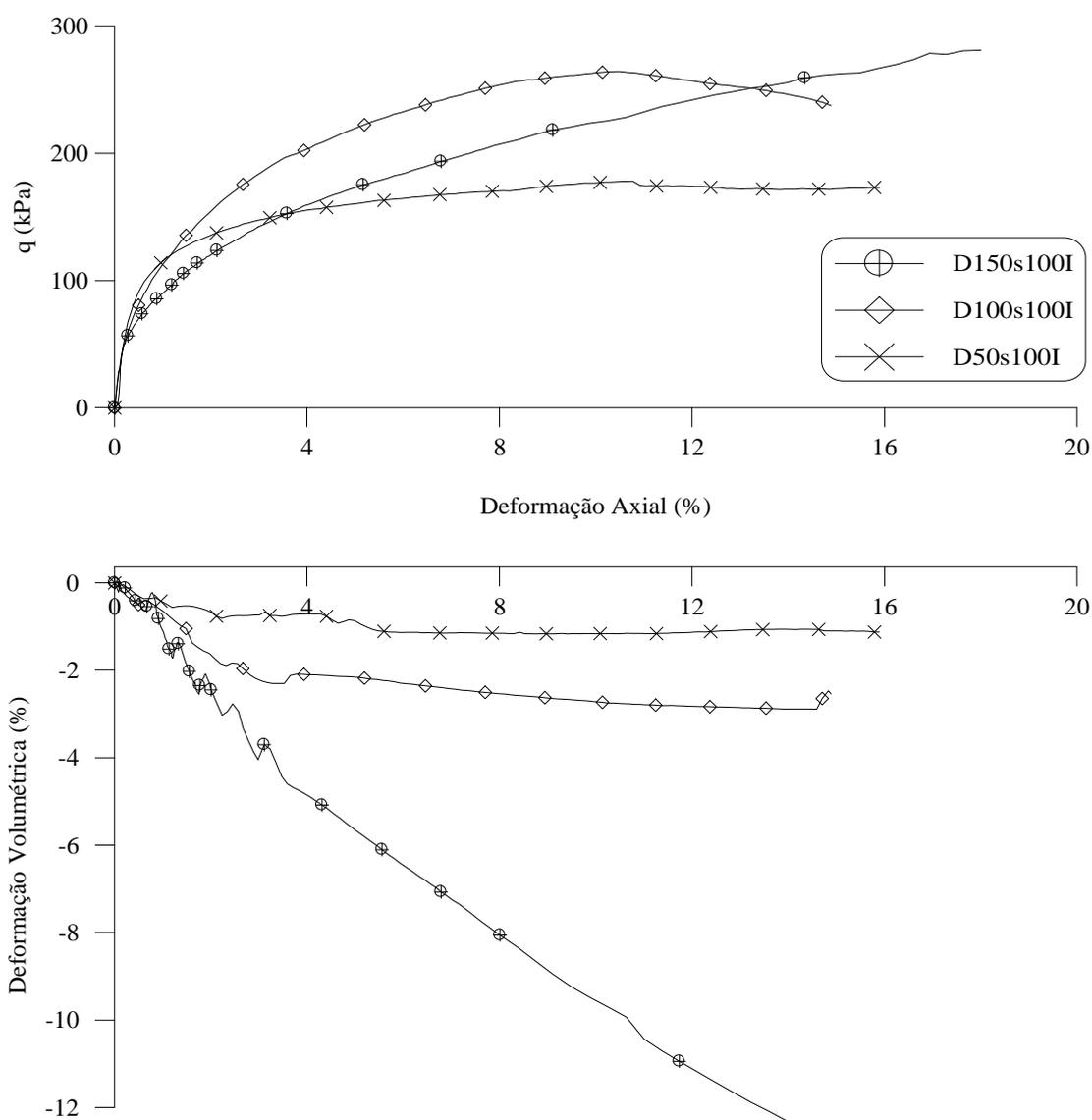


Figura 5.13 – Gráficos q *versus* ϵ_a e ϵ_a *versus* ϵ_v , dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova indeformados do Solo AV, para um nível de sucção de 100 kPa.

As curvas apresentadas na Figura 5.13 apresentam um comportamento semelhante aos mostrados nas Figuras 5.10 e 5.11. Para o ensaio D100s100I ocorre uma queda na resistência após atingindo um valor máximo. Os valores de deformação volumétrica para a tensão normal líquida de 150 kPa continuam sendo elevados mesmo para este nível de sucção.

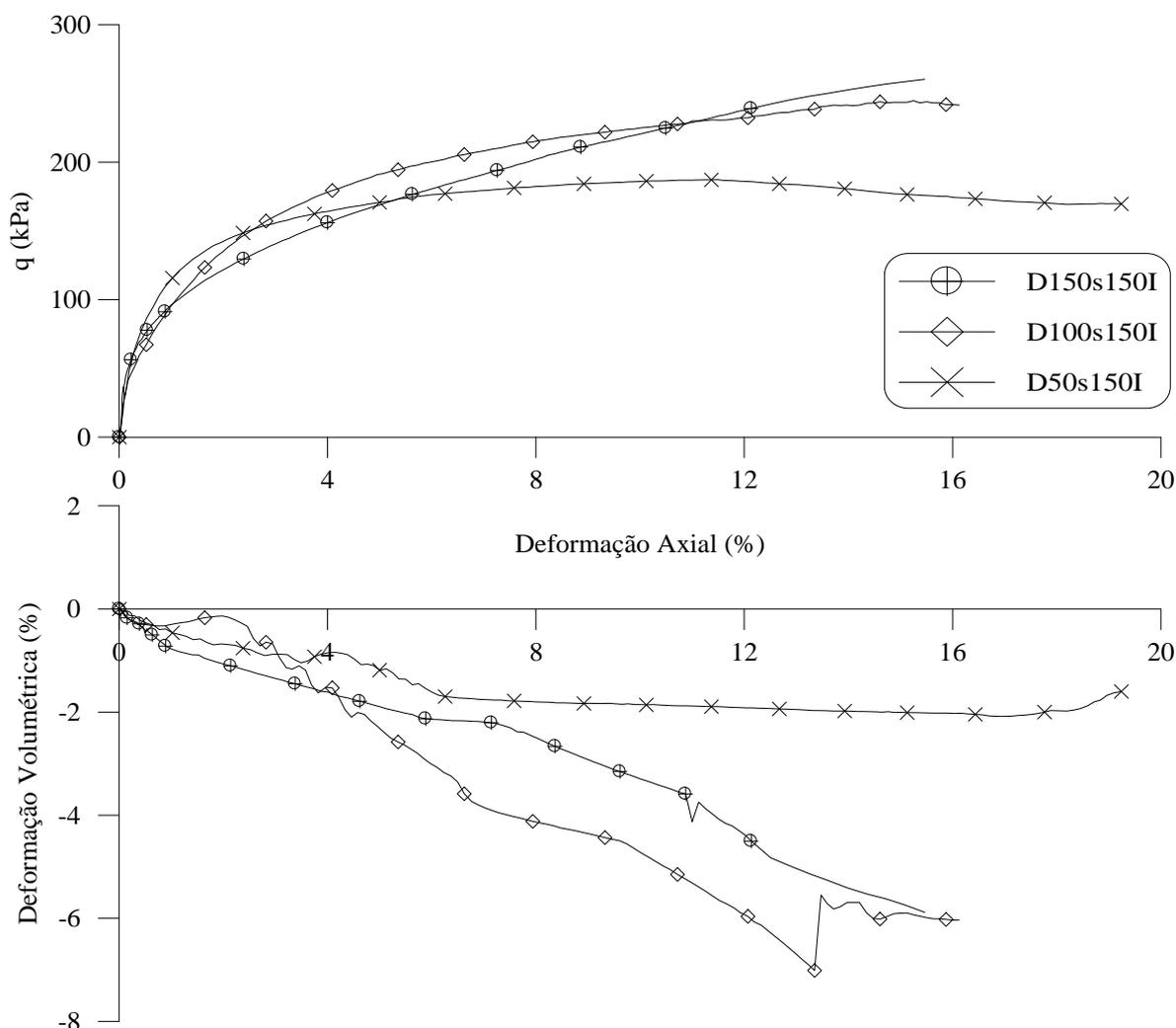


Figura 5.14 – Gráficos q versus ϵ_a e ϵ_a versus ϵ_v , dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova indeformados do Solo AV, para um nível de sucção de 150 kPa.

O comportamento das curvas de tensão *versus* deformação dos ensaios realizados com o nível de sucção e 150 kPa, apresentado na Figura 5.14, é semelhante as demais curvas apresentadas nas figuras acima. O que aparece de diferente é o comportamento das curvas de deformação volumétrica para os ensaios D150s150I e D100s150I. A curva de deformação volumétrica para o ensaio D100s150I apresenta uma expansão logo após a deformação de 12%, como a curva tensão *versus* deformação não apresenta nenhuma mudança de comportamento neste nível de deformação é de se supor que esta expansão foi ocasionada por algum problema na medição da variação volumétrica do corpo de prova. Já para a curva de deformação volumétrica do ensaio D150s150I o que chama atenção é que esta curva apresenta uma

deformação volumétrica inferior às outras curvas de deformação volumétricas para a tensão normal líquida de 150 kPa nos outros níveis de sucção. Para este comportamento não se chegou a uma conclusão.

A tensão normal líquida tem influência no formato das curvas de tensão *versus* deformação. Para a tensão normal líquida de 50 kPa, estas curvas, apresentam um valor de pico, não muito pronunciado, seguido de uma leve queda nos valores de tensão. Na tensão normal líquida de 100 kPa as curvas apresentam uma forma de arco, com queda no valor da resistência ao cisalhamento após uma deformação axial de aproximadamente 15%. As curvas para tensão normal líquida de 150 kPa são as que apresentam o comportamento mais distinto. Nestas é possível notar um comportamento curvilíneo até uma deformação axial de aproximadamente 3% e após ela muda para um comportamento linear crescente. O único ensaio, para esta tensão normal líquida, que não apresentou este comportamento foi o D150s50I. Curvas desta forma foram apresentadas por Campos e Carrilo (1995) para um solo coluvionar e um solo residual. Como para a tensão normal líquida de 200 kPa foi realizado um único ensaio não é possível concluir a respeito da forma da curva tensão *versus* deformação. Observando as curvas de tensão *versus* deformação pode-se observar que a sucção (dentro da faixa de valores ensaiados), nas tensões normais líquidas de 150 e 200 kPa, faz com que a resistência ao cisalhamento máxima seja atingida a valores de deformações superiores a 20%, ao contrário do solo saturado (sucção nula) onde as curvas de tensão *versus* deformação para as tensões efetivas de 150 e 200 kPa apresentam-se estáveis para uma deformação de 16% (Figura 5.2).

5.1.4.2. Trajetórias de tensão dos ensaios triaxiais com sucção controlada

As Figuras 5.15 até 5.19 apresentam os gráficos p' *versus* q para cada nível de sucção ensaiado (25, 50, 75, 100 e 150 kPa). Nota-se, para todos os níveis de sucção ensaiados, que as trajetórias de tensões para as tensões normais líquidas de 100 e 150 kPa apresentam seus valores de q máximo muito próximos. Por este motivo não foi possível determinar o valor do ângulo de atrito interno para os diferentes níveis de sucção.

Pelas trajetórias de tensões é possível observar que a sucção influencia na trajetória de tensão, ou seja, influencia nos valores de resistência ao cisalhamento. Mais considerações a respeito dos gráficos p' *versus* q serão apresentadas e discutidas no item 5.2.

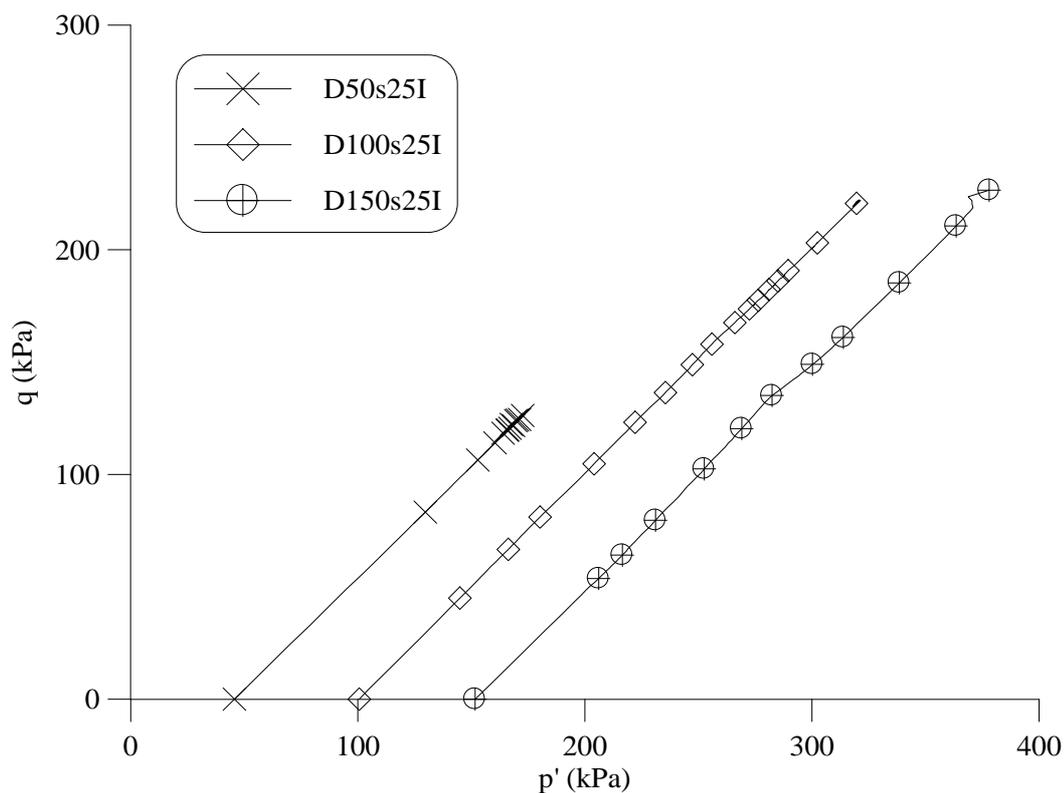


Figura 5.15 – Gráficos p' versus q dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova indeformados para um nível de sucção de 25 kPa.

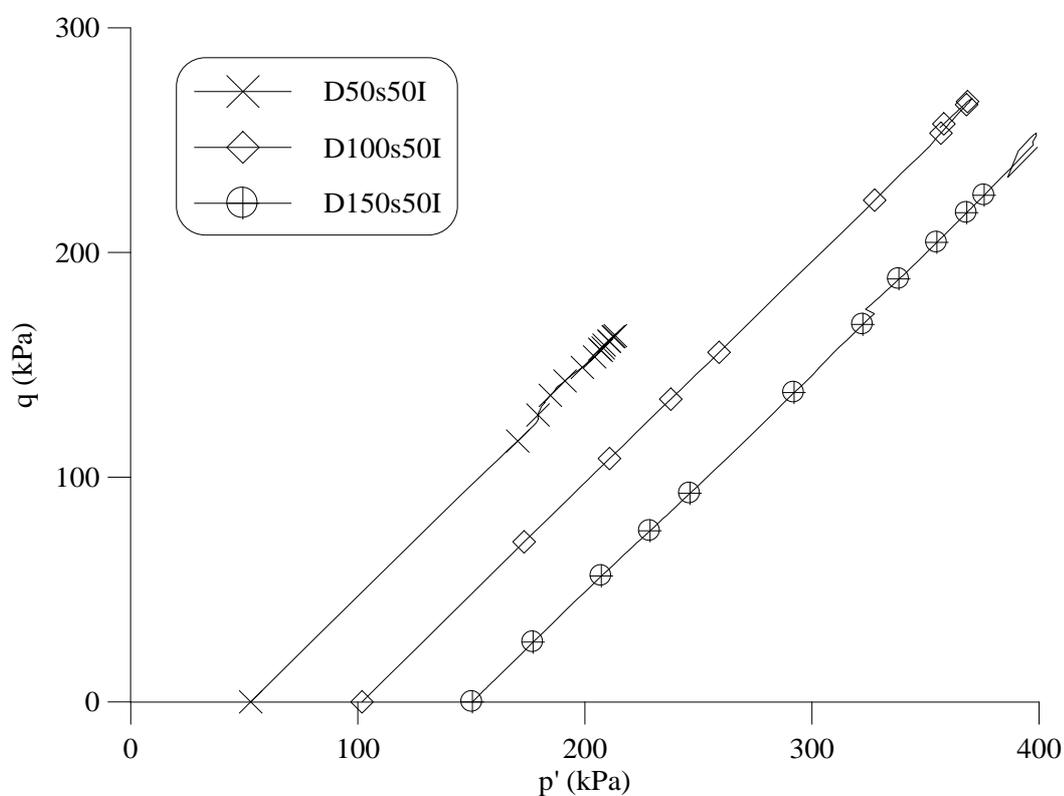


Figura 5.16 – Gráficos p' versus q dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova indeformados para um nível de sucção de 50 kPa.

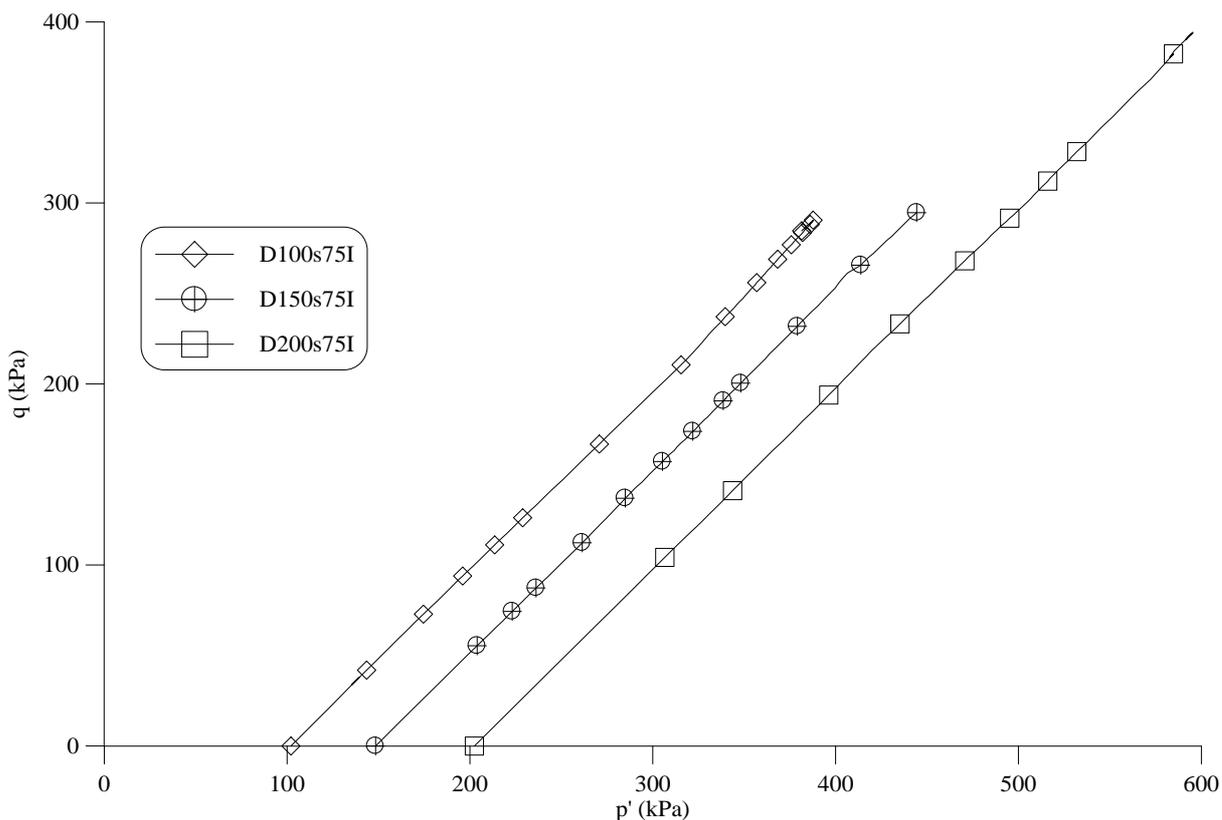


Figura 5.17 – Gráficos p' versus q dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova indeformados para um nível de sucção de 75 kPa.

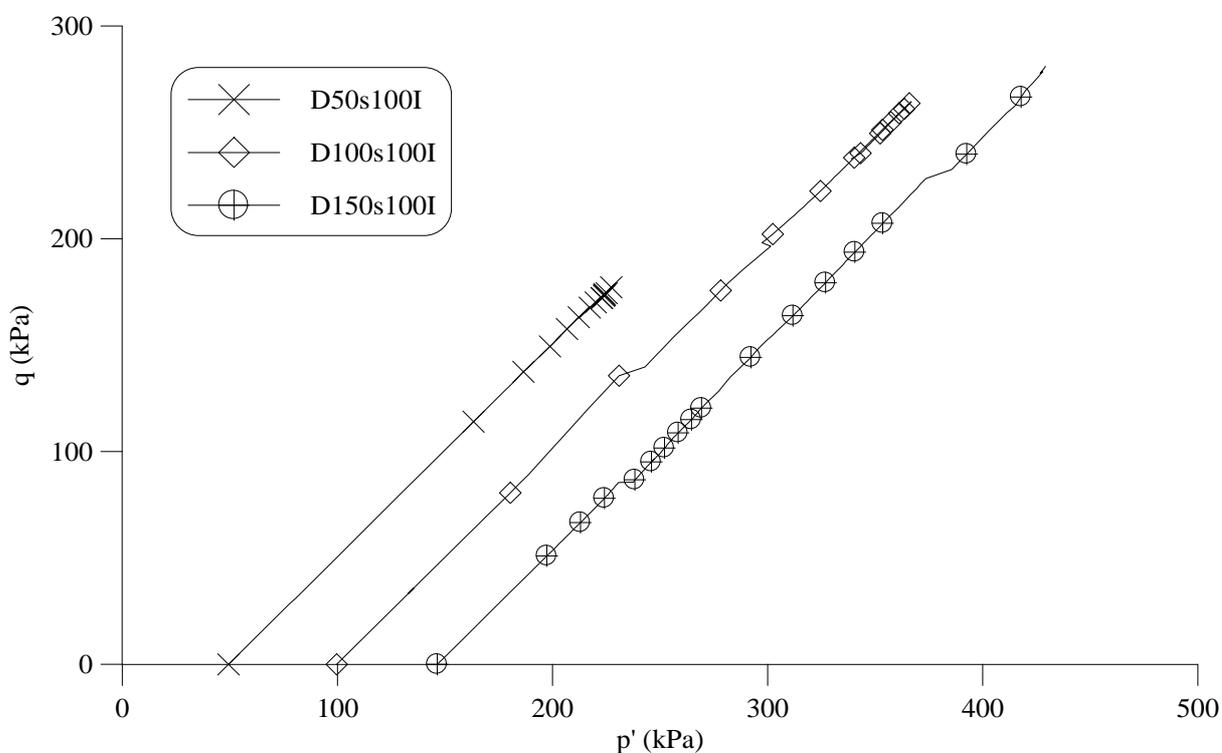


Figura 5.18 – Gráficos p' versus q dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova indeformados para um nível de sucção de 100 kPa.

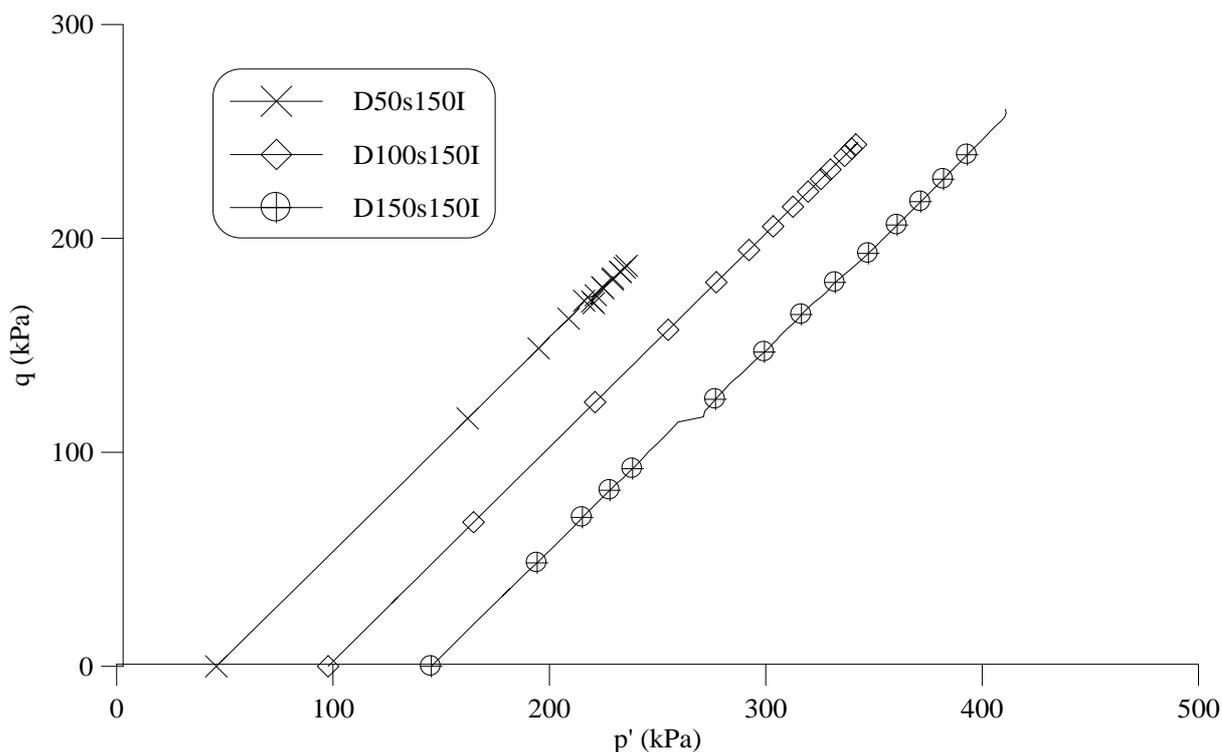


Figura 5.19 – Gráficos p' versus q dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova indeformados para um nível de sucção de 150 kPa.

5.1.4.3. Envoltória de resistência ao cisalhamento não saturada de ensaios triaxiais com sucção controlada.

A envoltória de resistência ao cisalhamento saturada é obtida no plano q versus p' . Já a determinação da envoltória de resistência ao cisalhamento não saturada deve ser realizada no plano q versus sucção, este intercepta o plano q versus p' no valor de p' igual a zero. Os ensaios triaxiais drenados com sucção controlada apresentam um valor de p' inicial (relativo a tensão confinante - σ_3 - e σ_1 igual a zero), que vai crescendo durante a fase de cisalhamento (em função de σ_1) até atingir um valor máximo na ruptura. Para se obter a envoltória de resistência ao cisalhamento não saturada se faz necessário rebater a superfície de ruptura, obtida para um determinado valor de tensão normal líquida, para o plano q versus sucção com valor de p' igual a zero. Oliveira (2004) apresenta uma equação para obter os valores de q rebatidos para o plano q versus sucção:

$$q_{reb} = q \cdot (1 - \tan \alpha') \quad (5.10)$$

Onde q_{reb} é o valor de q no plano q versus sucção ($p' = 0$);
 q é o valor de q_{max} obtido no ensaio;

α é o parâmetro ao ângulo de atrito interno do solo.

A Figura 5.20 apresenta, esquematicamente, a obtenção da equação da projeção do plano q versus p' . Os pontos A, B e C, relacionados à máxima ordenada do círculo de Mohr no plano q versus p' , passam a corresponder aos pontos A', B' e C' com valores de p' iguais a zero. As retas que cruzam os pontos de máxima ordenada de cada círculo têm sua inclinação igual ao valor de ângulo de atrito correspondente ao nível de sucção avaliado.

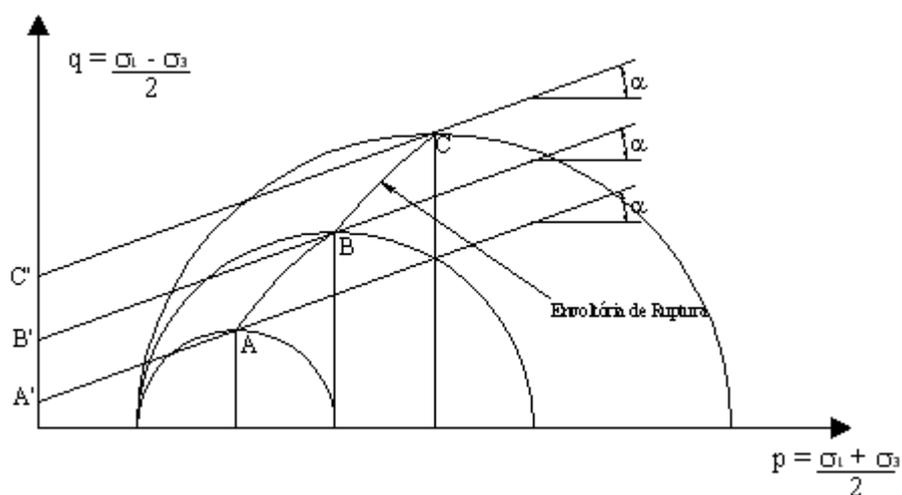


Figura 5.20 – Representação da projeção da envoltória para o plano q versus sucção (p' igual a zero) dos ensaios triaxiais com sucção controlada (Baseada em Oliveira, 2004).

A Figura 5.21 apresenta o gráfico q versus sucção para todas as tensões normais líquidas ensaiadas. Neste plano é possível visualizar a influência da sucção na resistência ao cisalhamento. Esta influência é representada pelo parâmetro de resistência ao cisalhamento não saturado, o ângulo de atrito interno com respeito à sucção, (ϕ^b) .

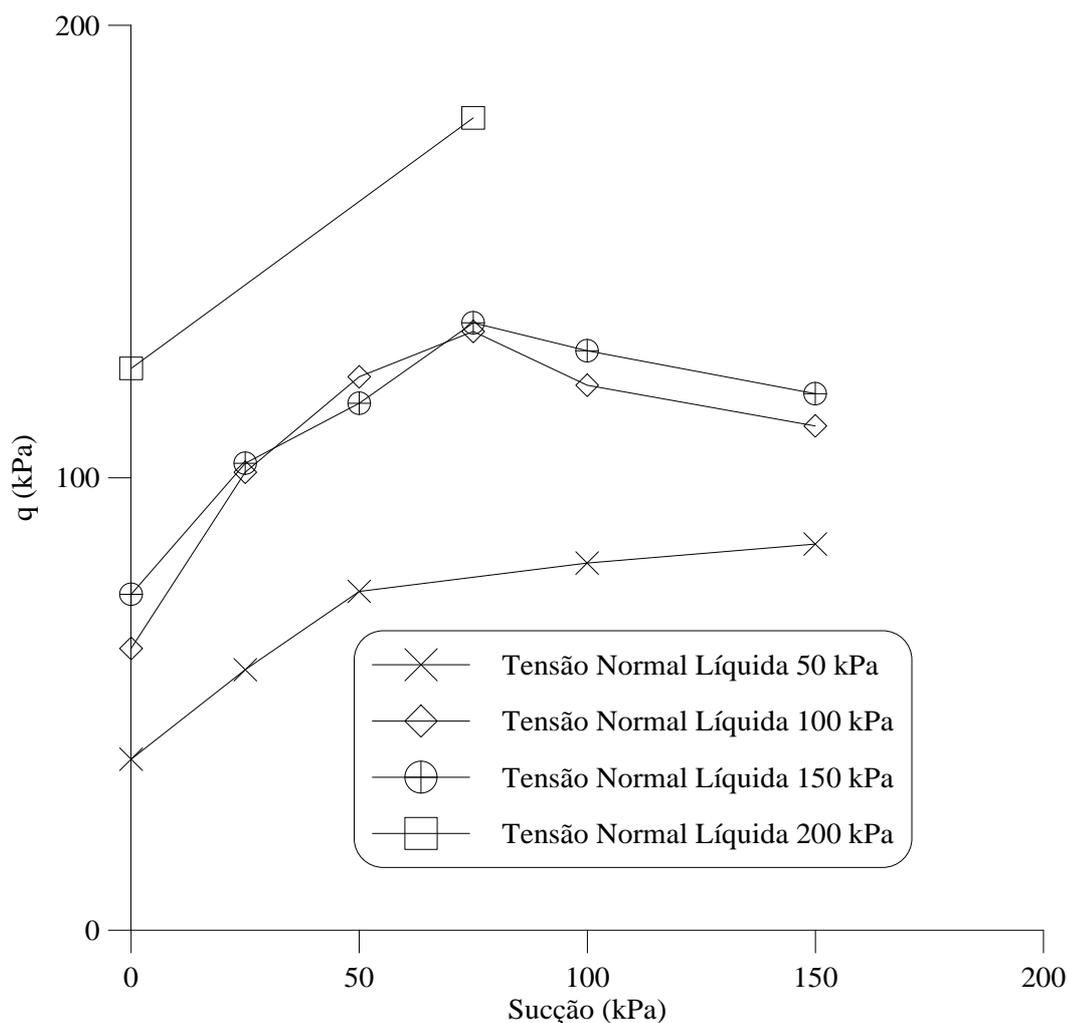


Figura 5.21 – Gráficos q versus sucção dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova indeformados.

No gráfico q versus sucção verifica-se a influência da sucção na resistência ao cisalhamento. As envoltórias de resistência ao cisalhamento não saturada, para as tensões normais líquidas (50, 100 e 150 kPa) têm comportamento bilinear. O primeiro trecho desta envoltória mostra um grande acréscimo na resistência ao cisalhamento com aplicação de níveis de sucção até um determinado valor (50 e 75 kPa). Estes valores de sucção são: 75 kPa para as tensões normais líquidas de 100 e 150 kPa e 50 kPa para a tensão normal líquida de 50 kPa. Como não foi realizado o ensaio com o nível de sucção de 75 kPa para a tensão normal líquida de 50 kPa, não se pode afirmar se o acréscimo de resistência ao cisalhamento para esta tensão normal líquida não se estenderia até este nível de sucção. O segundo trecho da envoltória bilinear apresenta uma queda nos valores de resistência para níveis de sucção superiores (75 kPa). Para a tensão normal líquida de 50 kPa continua ocorrendo um acréscimo, com menor intensidade, na resistência ao cisalhamento para níveis de sucção mais elevados. Já para as

tensões normais líquidas de 100 e 150 kPa verifica-se um decréscimo nos valores de resistência ao cisalhamento para níveis de sucção superiores a 75 kPa.

Uma possível explicação para tal comportamento seria que até um determinado valor de sucção sua influência na parcela de resistência é grande. Para níveis de sucção maiores, onde, devido a menor quantidade de água dentro do solo, existe uma queda na quantidade de partículas unidas pela membrana contrátil. A membrana contrátil, que seria responsável pela parcela do valor da resistência ao cisalhamento devida à sucção, estaria atuando como um elo de ligação entre as partículas dos solos. Como este elo gerado pela membrana contrátil diminui a tensão normal líquida passa a se sobressair em relação à sucção. Esta hipótese poderia explicar por que para a tensão normal líquida de 50 kPa ocorre uma suavização da envoltória de resistência ao cisalhamento não saturada, enquanto que para tensões normais líquidas maiores, como a de 100 e 150 kPa, ocorre uma queda na envoltória de resistência ao cisalhamento não saturada.

A explicação para a realização de um único ensaio para a tensão normal líquida de 200 kPa foi para verificar se as envoltórias de resistência ao cisalhamento não saturada para tensões normais líquidas superiores a 100 kPa eram praticamente coincidentes como ocorre com as de 100 e 150 kPa. Como só havia um único corpo de prova, ao invés de repetir algum ponto das envoltórias de resistência ao cisalhamento não saturada para as tensões de 100 e 150 kPa, optou-se pela realização deste ensaio. Prováveis explicações e soluções de análise para esta situação de duas envoltórias de resistência ao cisalhamento coincidentes serão apresentadas e discutidas no item 5.2.

A determinação do parâmetro de resistência ao cisalhamento não saturado (ϕ^b) foi realizada considerando como parâmetro de resistência ao cisalhamento saturado o valor de ϕ' igual a 33° (item 5.1.2.3). Optou-se por incluir o ensaio na tensão normal líquida de 200 kPa para determinação e avaliação da resistência ao cisalhamento não saturada. Cabe ressaltar que seus resultados não podem ser considerados representativos para determinar ou explicar a envoltória de resistência ao cisalhamento para esta tensão normal líquida. Todos os resultados apresentados para a tensão normal líquida de 200 kPa devem ser considerados com ressalvas. A Tabela 5.3 apresenta os valores de ϕ^b determinados a partir da Equação 2.20.

Tabela 5.3 – Valores de ϕ^b para as tensões normais líquidas de ensaio.

$(\sigma - u_a)$	ϕ^b	ϕ'	Sucção (kPa)
50 kPa	41,5°		0 - 50
100 kPa	47,8°	33°	0 - 75
150 kPa	42,7°		0 - 75
200 kPa	41,4°		0 - 75
média	43,4°		

Os valores de ϕ^b obtidos são maiores que os valores de ϕ' . Apesar deste comportamento ir contra a teoria 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, Rahardjo e Broms, 1995; Feuerharmel, 2006). Os valores de ϕ^b podem ser considerados constantes para as diferentes tensões normais líquidas. Se os valores de ϕ^b fossem calculados considerando a envoltória de resistência ao cisalhamento saturada curvilínea (item 5.1.2.3) utilizando o valor de ϕ' do solo para o trecho inicial para baixos valores de tensão (da origem até uma tensão em torno de 50 kPa) de 49,6°, os valores de ϕ^b seriam os apresentados na Tabela 5.4.

Tabela 5.4 – Valores de ϕ^b para as tensões normais líquidas de ensaio

$(\sigma - u_a)$	ϕ^b	ϕ'	Sucção (kPa)
50 kPa	48,9°		0 - 50
100 kPa	55,0°	49,6°	0 - 75
150 kPa	50,0°		0 - 75
200 kPa	48,8°		0 - 75
média	50,7°		

Conforme os valores apresentados na Tabela 5.4, ao se considerar o valor de ϕ' (49,6°) do trecho inicial da envoltória de resistência ao cisalhamento curvilínea os valores de ϕ^b apresentam-se próximo aos valores ϕ' . Este comportamento estaria de acordo com a teoria envolvendo resistência ao cisalhamento de solos não saturados. Porém, esta consideração deve ser feita com ressalvas, visto que, a consideração de que este material teria um comportamento de solo granular para baixas tensões não foi verificada experimentalmente. Outras explanações e hipóteses referentes aos valores de ϕ^b serão apresentadas e discutida a partir do item 5.2.

5.2. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Neste item serão apresentadas e discutidas hipóteses referentes aos resultados obtidos do comportamento não saturado do material de pesquisa. A ênfase maior desta discussão será em relação aos altos valores de ϕ^b apresentados na Figura 5.21 e Tabelas 5.3. Os resultados apresentados no item 5.1 serão reavaliados sob outros pontos de vista.

5.2.1. Critérios de Ruptura

Como o tema desta dissertação é resistência ao cisalhamento toda a análise dos resultados obtidos nesta pesquisa foi feita com enfoque no valor de resistência máximo, também chamado de valor de ruptura. Todos os resultados apresentados no item 5.1 foram avaliados considerando o valor de resistência máximo do ensaio com critério de ruptura sem levar em consideração as diferenças e limitações que ocorrem entre os ensaios.

A definição de ruptura é muito ampla, ela é dependente do trabalho e da situação que está sendo avaliada. A partir de uma análise do comportamento apresentado nos ensaios pelo material desta pesquisa buscou-se na literatura alguns critérios de ruptura já estabelecidos. Também foi proposta uma maneira alternativa de avaliar as curvas de tensão *versus* deformação axial obtidas nesta pesquisa.

Os critérios de ruptura que serão utilizados para avaliar os resultados são: (i) o proposto por Campos (1997); (ii) o ajuste hiperbólico; (iii) o de um nível de deformação axial arbitrário. Além de um ajuste das curvas de tensão *versus* deformação axial dos ensaios. Um desenho esquemático destes critérios é apresentado na Figura 5.22.

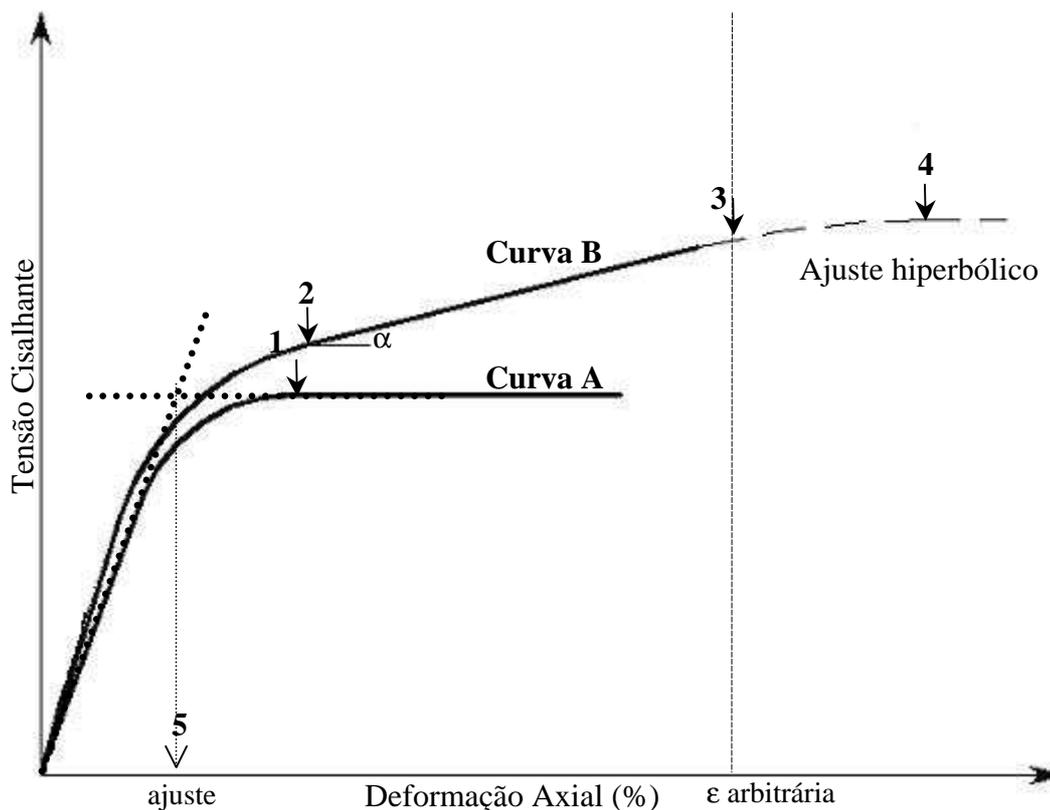


Figura 5.22 – Critérios de rupturas propostos para as curvas de tensão *versus* deformação (baseada em Feuerharmel, 2006).

A Figura 5.22 apresenta cinco critérios de ruptura para dois formatos de curva tensão *versus* deformação axial que aparecem nos ensaios desta dissertação. Os critérios apresentados nesta figura são:

- (1) – valor ruptura máximo (utilizado na apresentação dos resultados);
- (2) – critério de Campos e Carrilo (1995), onde a ruptura é definida a partir de uma inclinação constante da curva;
- (3) – critério de deformação arbitrária, a ruptura é definida em um nível de deformação axial;
- (4) – ajuste hiperbólico;
- (5) – ajuste das curvas de tensão *versus* deformação através do encontro de duas retas tangentes no início da curva.

5.2.1.1. Critério de Ruptura proposto por Campos e Carrilo (1995)

As curvas para a tensão normal líquida de 150 kPa apresentaram um comportamento idêntico ao das curvas apresentadas por Campos Carrilo (1995), estas curvas tem um comportamento

de enrijecimento (*strain-hardening*). O valor de ruptura foi definido como sendo o valor de deformação axial a partir do qual a inclinação da curva se torna constante. A partir dos valores de q determinados por este critério avalia-se a envoltória não saturada para a tensão normal líquida de 150 kPa. O resultado obtido foi de uma envoltória de resistência ao cisalhamento completamente irregular, com comportamento bem diferente do apresentado para as outras tensões normais líquidas.

A 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 resistência ao cisalhamento com a deformação axial.

5.2.1.2. Critérios de deformação arbitrária.

Para este critério foram determinados valores de ϕ' e de ϕ^b para diversos níveis de deformação axial. Os valores de deformação axial utilizados foram: 0, 5, 1, 2, 4, 6, 8, 10, 12, 13 e 15 %. Os valores de ϕ' foram determinados a partir dos três ensaios drenados com os mesmos valores de tensão efetiva que os valores de tensão normal líquida ensaiados nesta pesquisa. Drumright (1989) apresenta um procedimento parecido onde ele determina valores de ϕ' e de ϕ^b para níveis de deformação axial para ensaios com diferentes valores de sucção. As Figuras 5.23 e 5.24 apresentam, respectivamente, a variação dos valores de ϕ' e de ϕ^b com a deformação axial.

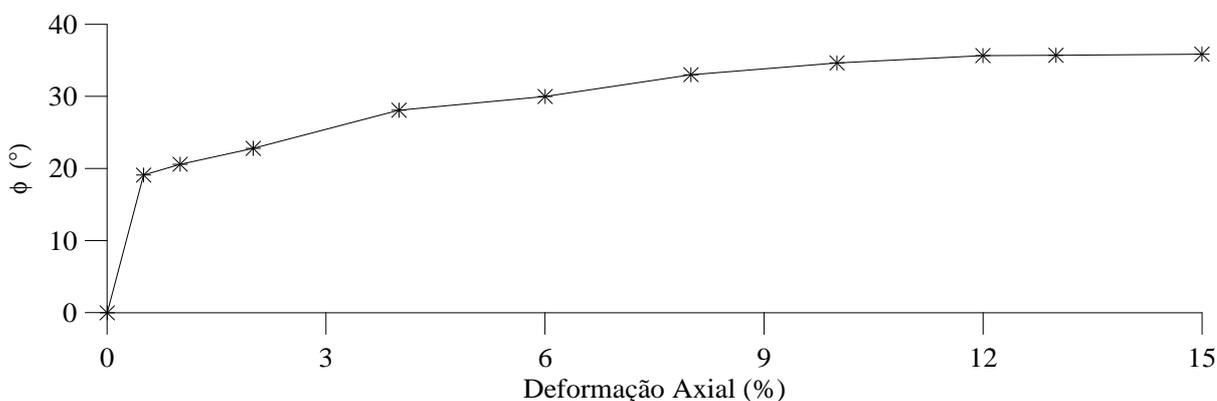


Figura 5.23 – Variação do valor do ângulo de atrito interno com a deformação axial para os ensaios saturados drenados com tensão efetiva de 50, 100, 150 e 200 kPa.

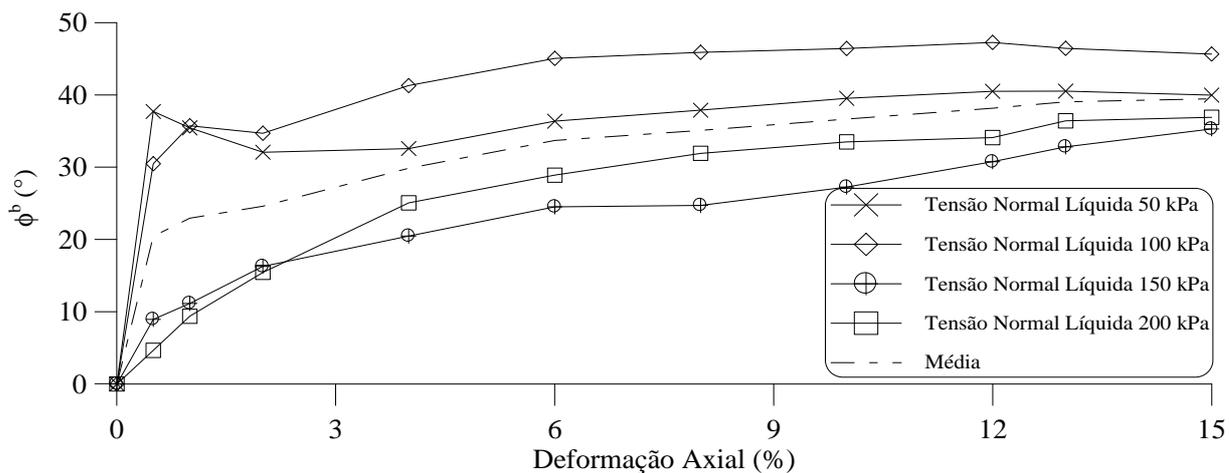


Figura 5.24 – Variação do valor de ϕ^b com a deformação axial para os ensaios com sucção controlada drenados.

Na Figura 5.23 é possível observar que o valor de ϕ' fica constante para um nível de deformação de aproximadamente 12%. Este é, aproximadamente, o mesmo nível de deformação que as curvas de tensão *versus* deformação axial da Figura 5.2 estabilizam.

Os valores de ϕ^b , na Figura 5.24, tendem a se tornar constante a partir de uma deformação axial superior a 13%. A linha de valores médios de ϕ^b mostra bem a influência da tensão normal líquida. Para valores de tensão normal líquida de 150 e 200 kPa ϕ^b começa com valores baixos e vai aumentando gradativamente, este comportamento condiz com as curvas de tensão *versus* deformação (Figuras 5.10 a 5.14) onde o valor da resistência ao cisalhamento começa a crescer e vai atingindo seu máximo à grandes deformações. Já para as tensões normais líquidas de 50 e 100 kPa, o ângulo ϕ^b já apresenta um valor superior a 30° para uma deformação axial de apenas 0,5 %. Pela forma das curvas pode-se supor que o valor de ϕ^b tende a se tornar único, o que demonstraria que seu valor para altos valores de deformação não sofreria influência da tensão normal líquida.

O critério de ruptura de deformação arbitrária apresentou resultados iguais ao critério de ruptura de valor máximos de resistência ao cisalhamento. Este critério se apresenta útil para se ter uma idéia do desenvolvimento da resistência ao cisalhamento em função da deformação axial. Acredita-se que este critério deixa de ser representativo em relação ao comportamento do solo, a partir do momento que se estipula um único nível de deformação para curvas que apresentem comportamentos distintos.

5.2.1.3. Ajuste Hiperbólico.

A utilização do ajuste hiperbólico já foi citada neste capítulo no item 5.1.2.1 através da Equação 5.5. Conforme citado acima, algumas curvas de tensão *versus* deformação apresentam valores crescentes de resistência para deformações até 20% com uma forte tendência a continuar crescendo. Este critério foi utilizado em todos os ensaios na tensão normal líquida de 150 kPa e para o ensaio na tensão normal líquida de 200 kPa. Desta forma foi possível determinar valores de resistência ao cisalhamento mais próximos do valor máximo para estas tensões normais líquidas. As curvas de tensão *versus* deformação foram ajustadas até uma deformação axial de 30%. A Figura 5.25 apresenta, no gráfico tensão *versus* deformação, as curvas ajustadas para o ensaio triaxial convencional com tensão efetiva de 350 kPa, para todos os níveis de sucção para a tensão normal líquida de 150 kPa e para o ensaio na tensão normal líquida de 200 kPa para uma sucção de 75 kPa.

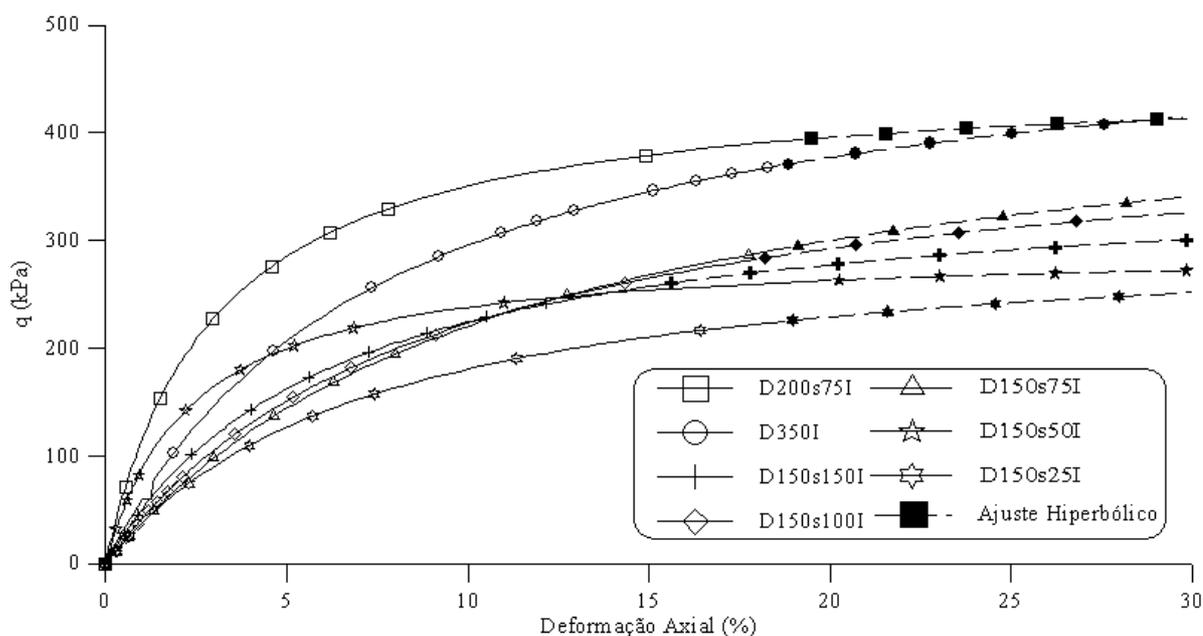


Figura 5.25 – Curvas de tensão *versus* deformação ajustadas hiperbolicamente. O ajuste hiperbólico é representado pelo mesmo símbolo da respectiva da curva preenchido.

A partir dos resultados de resistência ao cisalhamento, para uma deformação de 30%, obtidos para a tensão normal líquida de 150 e 200 kPa, os gráficos p' *versus* q e o gráfico q *versus* sucção foram reavaliados. Da Figura 5.26 até a Figura 5.30 os gráficos p' *versus* q são reapresentados com a complementação das trajetórias de tensões determinadas a partir dos ajustes hiperbólicos. Com os ajustes hiperbólico nas trajetórias de tensões foram determinados valores de ϕ' para cada nível de sucção. Os valores de ϕ' , para cada nível de sucção ensaiado, são apresentados na Tabela 5.5.

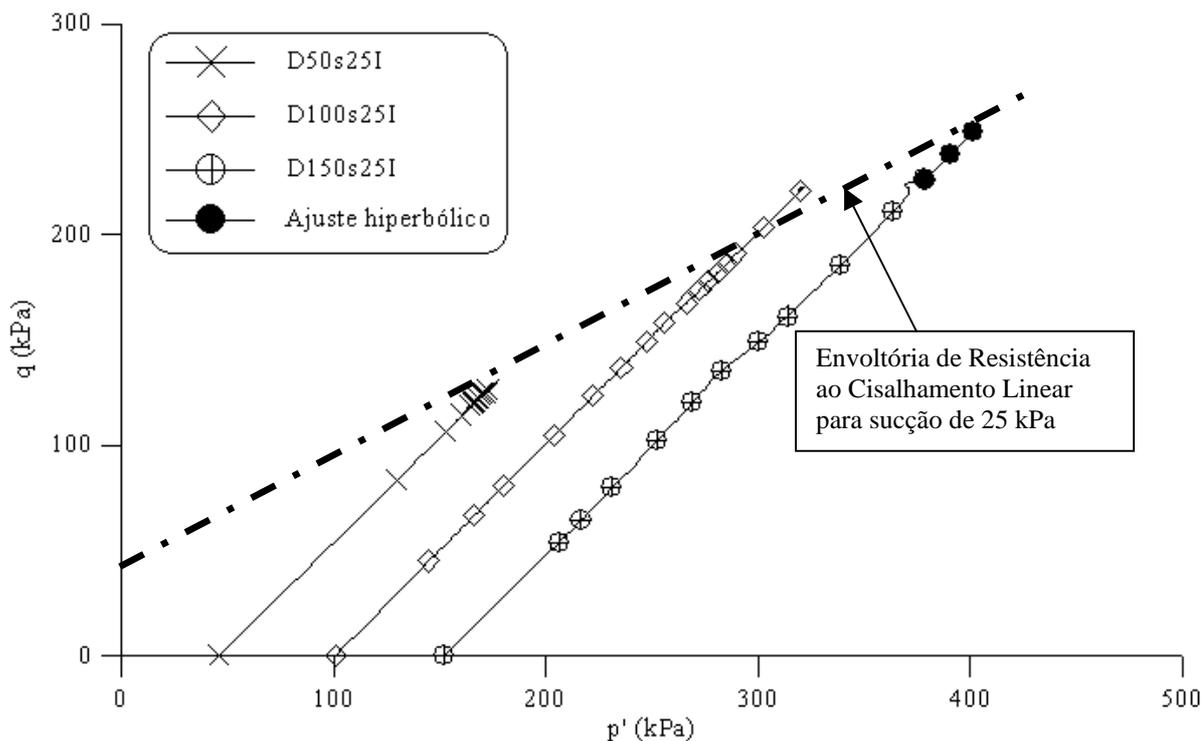


Figura 5.26 – Gráficos p' versus q dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova indeformados para um nível de sucção de 25 kPa. O ajuste hiperbólico é representado pelo símbolo preenchido.

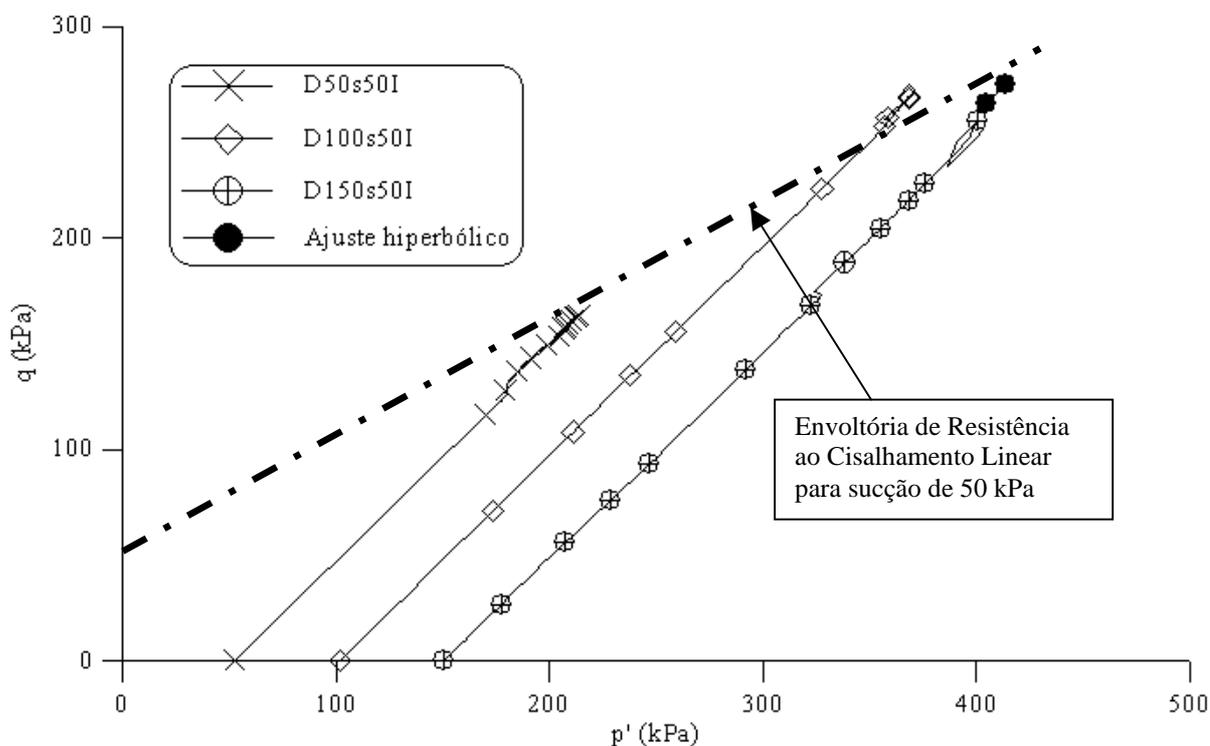


Figura 5.27 – Gráficos p' versus q dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova indeformados para um nível de sucção de 50 kPa. O ajuste hiperbólico é representado pelo símbolo preenchido.

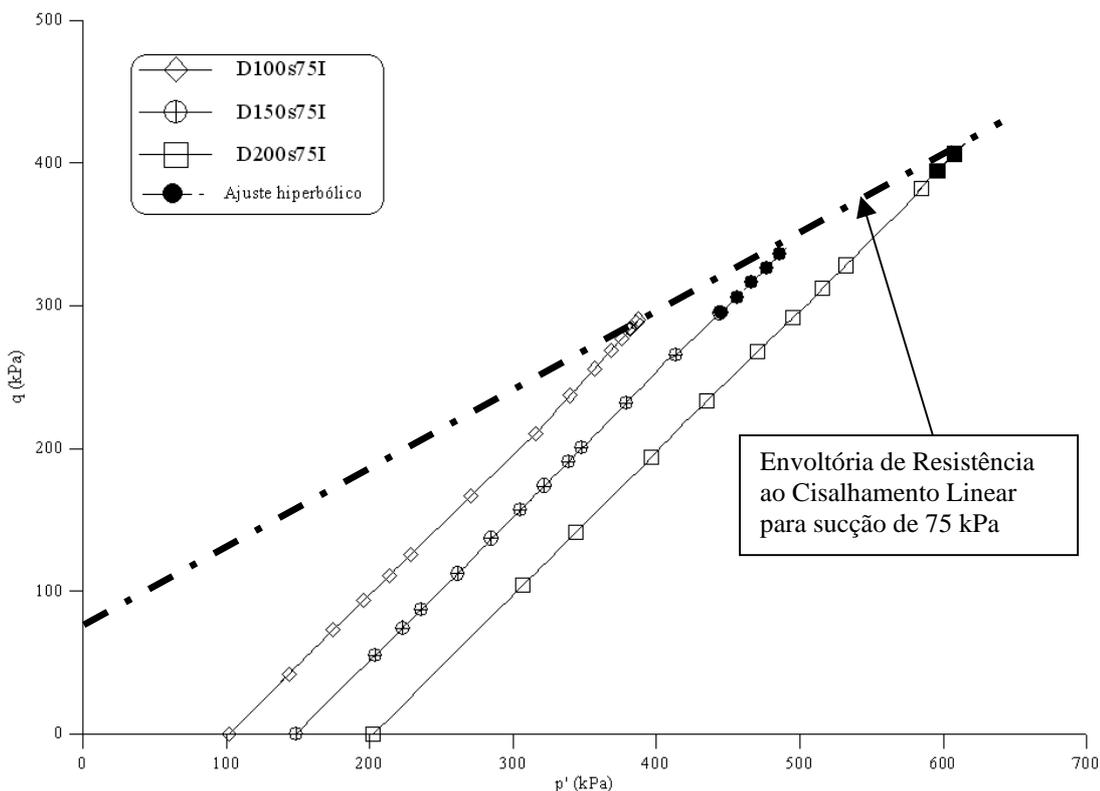


Figura 5.28 – Gráficos p' versus q dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova indeformados para um nível de sucção de 75 kPa. O ajuste hiperbólico é representado pelo símbolo preenchido.

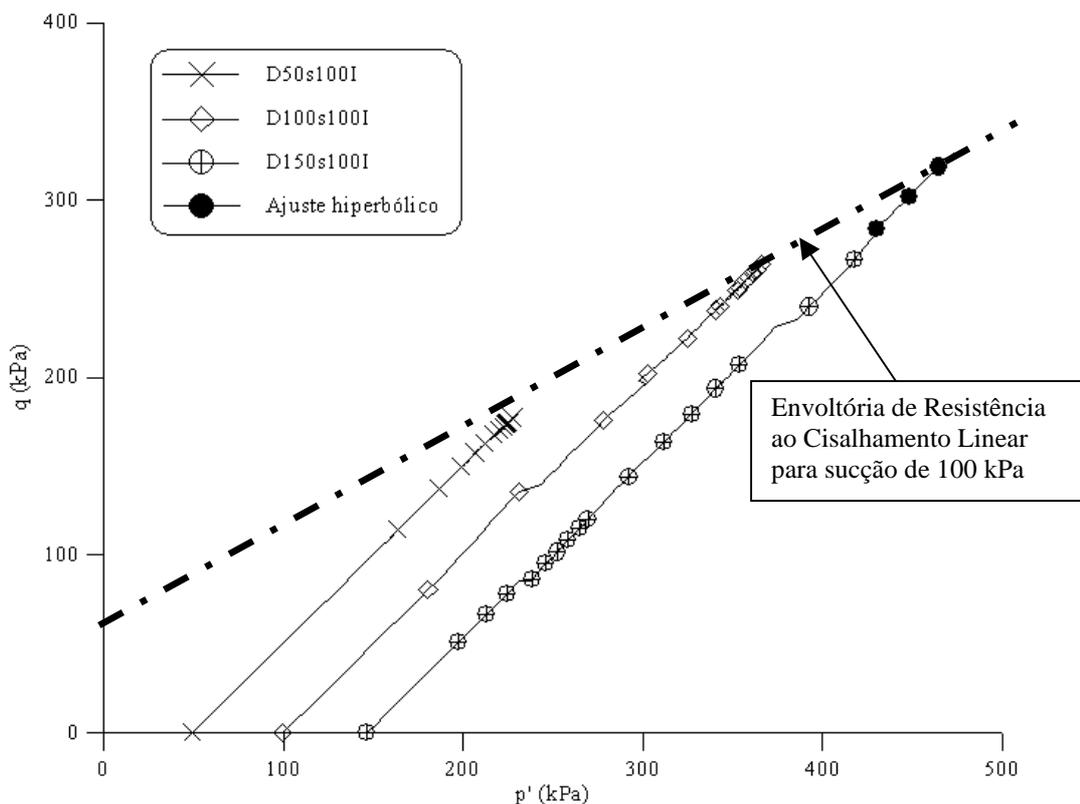


Figura 5.29 – Gráficos p' versus q dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova indeformados para um nível de sucção de 100 kPa. O ajuste hiperbólico é representado pelo símbolo preenchido.

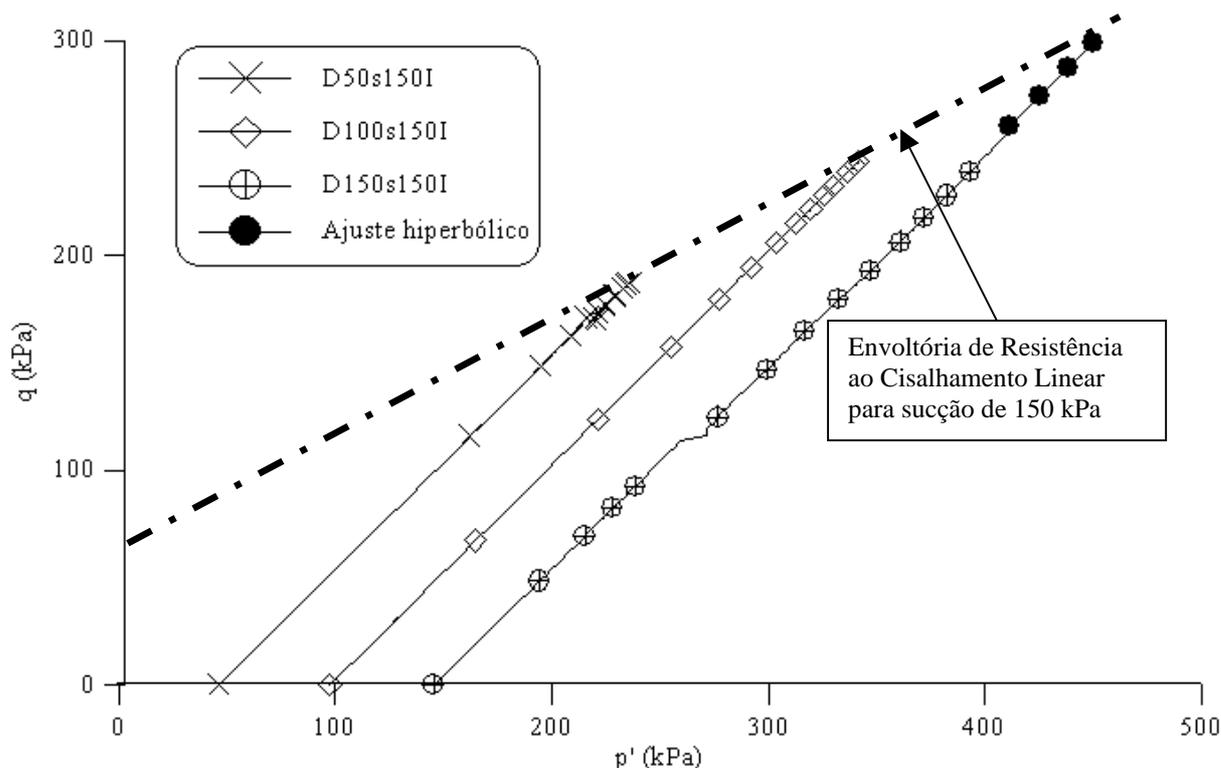


Figura 5.30 – Gráficos p' versus q dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova indeformados para um nível de sucção de 150 kPa. O ajuste hiperbólico é representado pelo símbolo preenchido.

Tabela 5.5 – Valores de ϕ' para diferentes níveis de sucção.

$(u_a - u_w)$	ϕ'
0 kPa	33,0°
25 kPa	30,8°
50 kPa	33,4°
75 kPa	33,4°
100 kPa	34,7°
150 kPa	30,7°
média	32,6°

A Tabela 5.5 mostra que os valores de ϕ' para os níveis de sucção ensaiados apresentam valores, relativamente, próximos ao valor de ϕ' determinado a partir da envoltória de resistência ao cisalhamento apresentada na Figura 5.4. Isto significa que, aparentemente, a sucção não influencia no ângulo de atrito interno do solo.

A Figura 5.31 apresenta o gráfico q versus sucção para as tensões normais líquidas ensaiadas. A diferença deste gráfico para o da Figura 5.21 é que para a tensão normal líquida de 150 e 200 kPa foram plotados os valores de resistência ao cisalhamento obtidos através do ajuste hiperbólico.

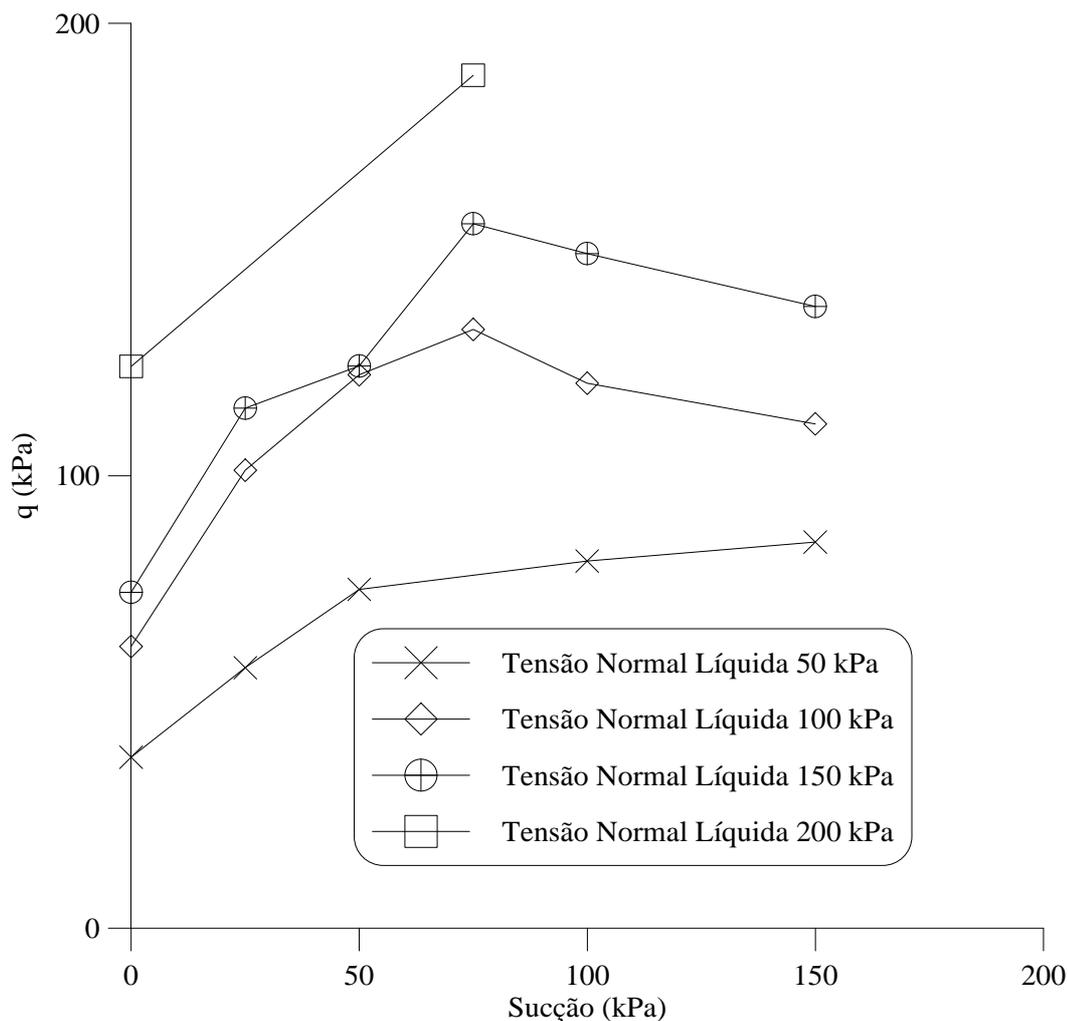


Figura 5.31 – Gráficos q versus sucção dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova indeformados com valores de resistência ao cisalhamento para as tensões normais líquidas de 150 e 200 kPa obtidas através de ajuste hiperbólico.

O ajuste hiperbólico mostrou-se muito útil na determinação da envoltória de resistência ao cisalhamento não saturada. Na Figura 5.31 é possível observar que a envoltória para a tensão normal líquida de 150 kPa deixa de ser coincidente à tensão normal líquida de 100 kPa. O ponto para a sucção de 50 kPa e tensão normal líquida de 150 kPa, que aparece coincidente ao ponto para a tensão normal líquida de 100 kPa, provavelmente tenha este comportamento devido a problemas ocorridos durante este ensaio. Observando a Figura 5.25, ensaio D150s50I, a curva tensão *versus* deformação apresenta um comportamento um pouco diferente comparado às outras curvas desta tensão normal líquida.

Os novos valores de ϕ^b para as tensões normais líquidas de 150 e 200 kPa, considerando o ajuste hiperbólico são: $50,4^\circ$ e $45,7^\circ$ respectivamente. Estes valores se aproximam mais do

valor de ϕ^b para a tensão normal líquida de 100 kPa, apresentado na Tabela 5.3. Mesmo com consideração do ajuste hiperbólico na avaliação da resistência ao cisalhamento não saturada o valor de ϕ^b continua maior que o valor de ϕ' e com valores, relativamente, próximos para diferentes valores de tensão normal líquida.

5.2.1.4. Ajuste das curvas tensão *versus* deformação axial.

A idéia da proposta deste ajuste foi devido à necessidade de uma ferramenta que pudesse determinar um ponto em comum para curvas tensão *versus* deformação axial que apresentassem comportamentos distintos. Analisando a forma das curvas para todos os ensaios com sucção controlada notou-se que elas apresentam um comportamento inicial idêntico, com grande acréscimo de resistência para baixas deformações para depois começar a diminuir este acréscimo, onde cada curva começa a apresentar sua forma influenciada pela tensão normal líquida. Com o objetivo de diminuir a influência do operador na escolha do ponto comum e levar em consideração o tipo de comportamento das curvas para deformações maiores definiu-se este método com os seguintes passos: (i) traçar uma reta iniciando na origem e tangenciando a curva até a mudança na declividade; (ii) traçar outra reta que representasse o comportamento da curva após a virada da curva; (iii) no encontro das duas retas traçar uma reta vertical até o valor de deformação axial, (iv) o valor de q para esta deformação axial é utilizado na determinação do valor de ϕ^b . A Figura 5.32 apresenta exemplos da aplicação destes ajustes nas curvas tensão *versus* deformação obtidas nesta pesquisa.

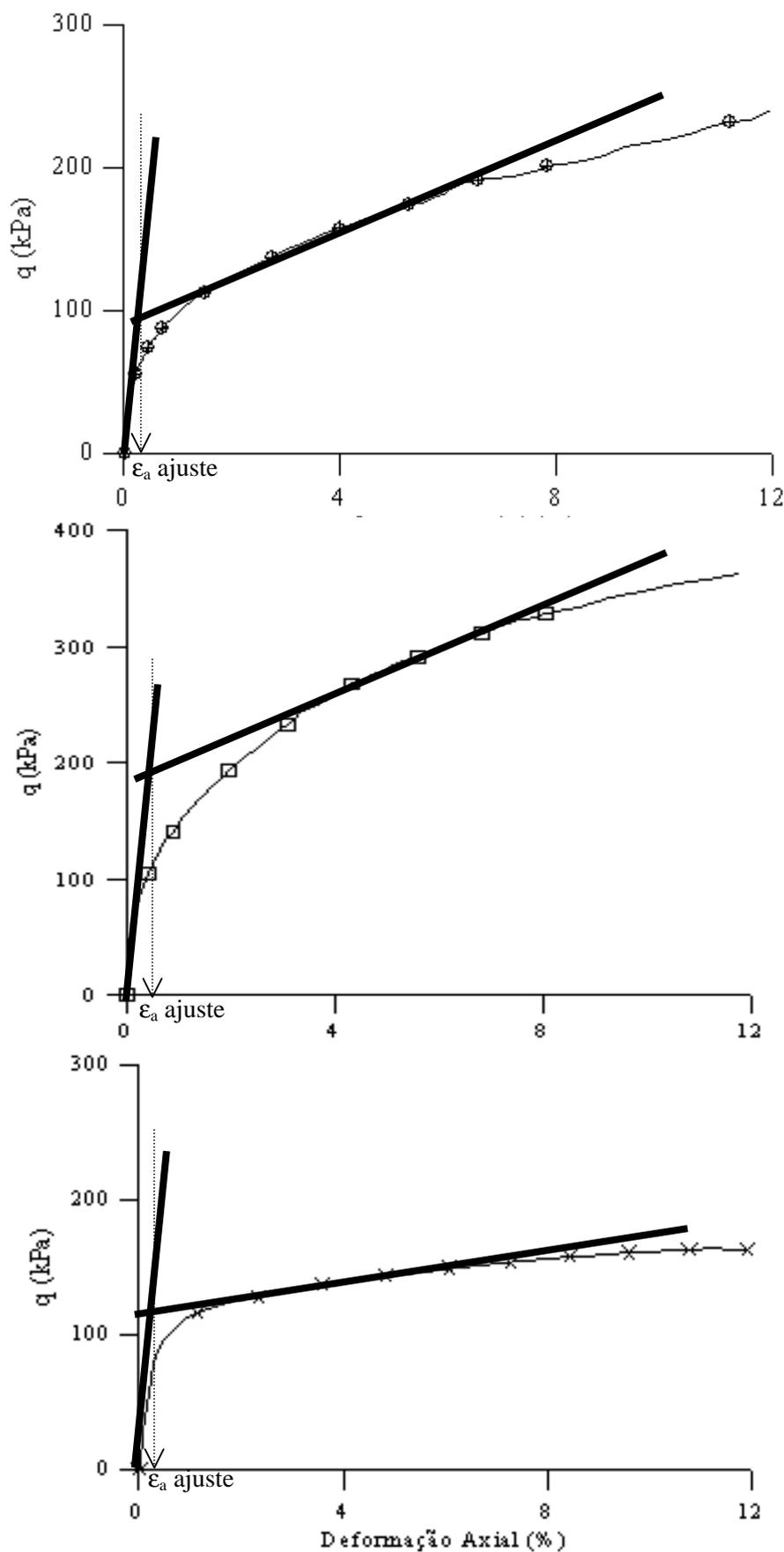


Figura 5.32 – Exemplos de aplicação do método de ajustes das curvas tensão *versus* deformação axial.

A Figura 5.33 apresenta o gráfico q versus sucção obtido através dos valores de q determinados pelo ajuste das curvas para todos os ensaios, convencionais e com sucção controlada.

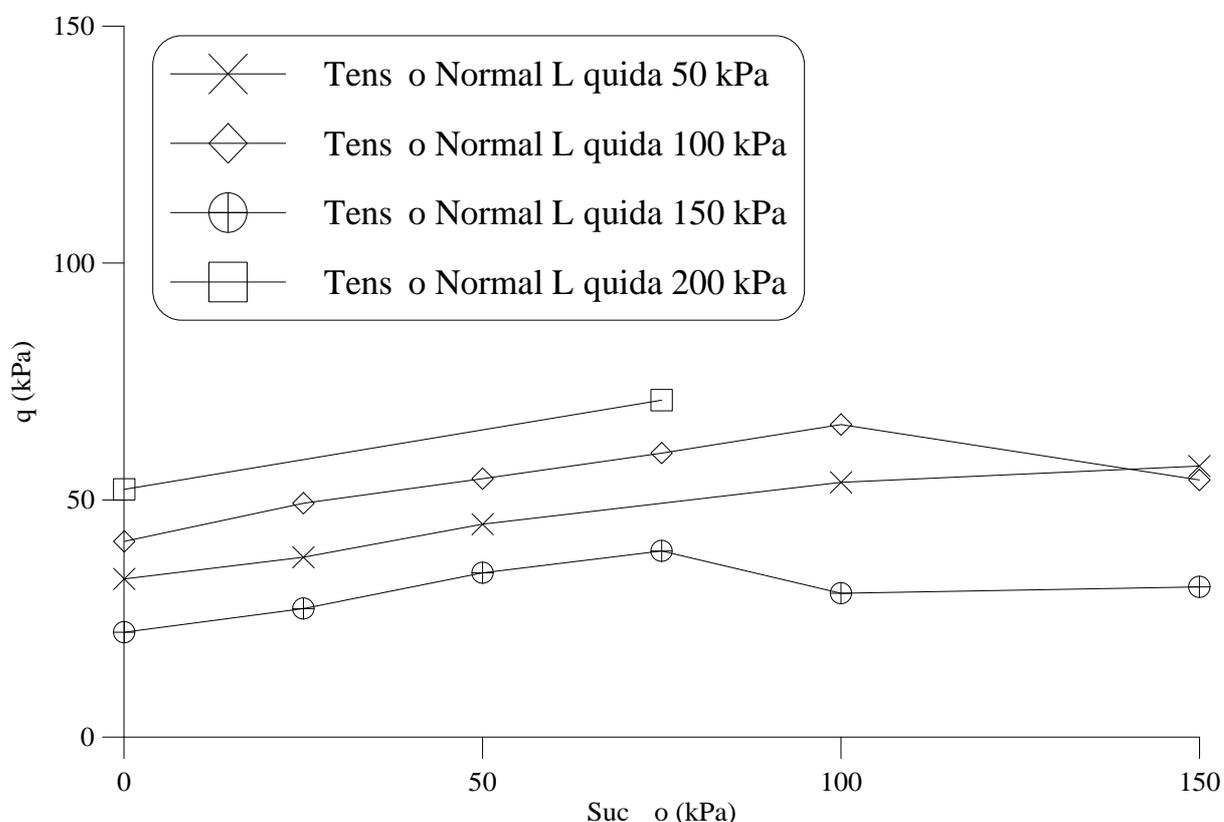


Figura 5.33 – Gráficos q versus sucção dos ensaios triaxiais com sucção controlada drenados em corpos de prova indeformados obtido através do ajuste das curvas tensão versus deformação axial.

Pode-se observar na Figura 5.33 que o comportamento das envoltórias de resistência ao cisalhamento para as tensões normais líquidas de ensaio apresentam um comportamento idêntico para os valores iniciais de sucção. Isto pode ser um indício de que o ajuste de curva consegue identificar um ponto em comum para as curvas com comportamentos diferentes. Este comportamento idêntico pode ser um indício que até este ponto o corpo de prova não está sofrendo mudanças estruturais devido a forte mobilização da sucção e da tensão normal líquida. A envoltória de resistência ao cisalhamento não saturada para a tensão normal líquida de 150 kPa aparece inferior as envoltórias para as tensões normais líquidas de 50 e 100 kPa. Este comportamento é o mesmo apresentado nas curvas de tensão versus deformação, onde o valor máximo de resistência ao cisalhamento para a tensão normal líquida de 150 kPa só é mobilizado a grandes deformações. A Tabela 5.6 apresenta os valores de ϕ^b , para os diferentes valores de tensão normal líquida, determinados a partir dos valores de q apresentados na Figura 5.32.

Tabela 5.6 – Valores de ϕ^b para diferentes tensões normais líquidas obtidos a partir do método de ajuste

$(\sigma - u_a)$	ϕ^b	ϕ'	Sucção (kPa)
50 kPa	13,9°		0 - 50
100 kPa	16,3°	33°	0 - 75
150 kPa	15,7°		0 - 75
200 kPa	16,7°		0 - 75
média	15,7°		

Através do método de ajuste das curvas encontrou-se o comportamento clássico de resistência ao cisalhamento em solos não saturados. Para baixos níveis de sucção o valor de ϕ^b , é menor ao valor de ϕ' . Apesar deste método de ajuste apresentar resultados razoáveis cabe ressaltar, que a princípio, ele nada mais é do que uma ferramenta geométrica que auxiliou a análise do comportamento das curvas de tensão *versus* deformação obtidas nos ensaios realizados nesta dissertação. Este método de ajuste foi utilizado somente nos dados obtidos nesta dissertação. Caberia a aplicação deste método de ajuste nas curvas de tensão *versus* deformação para outros materiais com o objetivo de verificar sua validade.

Acredita-se que o comportamento real do solo apresente os altos valores de ϕ^b encontrados, pois diversos pesquisadores já encontraram este mesmo comportamento.

6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Este capítulo apresenta algumas conclusões relevantes obtidas durante esta pesquisa, relacionadas à adaptação do equipamento triaxial convencional para o equipamento triaxial com sucção controlada e aos resultados experimentais obtidos. No fim deste capítulo serão apresentadas sugestões de pesquisas que complementariam esta dissertação.

6.1. CONCLUSÕES

O objetivo de realizar adaptações em um equipamento triaxial convencional para que fosse possível realizar ensaios triaxiais com sucção controlada foi o primeiro passo desta pesquisa. Seu funcionamento foi comprovado pela realização de um ensaio saturado em um equipamento convencional e um ensaio no equipamento adaptado. O corpo de prova utilizado nos ensaios foi moldado na forma remoldada com as mesmas características iniciais (índice de vazios e teor de umidade), saturado até a mesma contra-pressão e cisalhado para a mesma tensão efetiva. Os resultados obtidos foram de curvas de tensão versus deformação axial semelhantes com valores de resistência ao cisalhamento próximos.

A determinação da variação volumétrica do corpo de prova através variação do volume de água da câmara triaxial representa uma forma aceitável de precisão para determinar o comportamento volumétrico das amostras durante o ensaio no equipamento triaxial com sucção controlada

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento saturados obtidos, nesta dissertação, para o solo indeformado foram: (i) para a envoltória de resistência ao cisalhamento linear, um intercepto coesivo efetivo de 17,9 kPa e um ângulo de atrito interno efetivo de 33°; (ii) para a envoltória de resistência ao cisalhamento curvilínea, um ângulo de atrito interno efetivo de 49,6° para um primeiro trecho considerando um intercepto coesivo nulo e os mesmos parâmetros de resistência ao cisalhamento da envoltória de resistência ao cisalhamento linear para o segundo trecho. Os valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos nesta dissertação

encontram-se dentro da faixa de valores obtidos por Silveira (2003) e Bressani et al. (2005) para o mesmo material.

Para o material remoldado os parâmetros de resistência ao cisalhamento saturados obtidos foram um intercepto coesivo efetivo de 8,4 kPa e um ângulo de atrito interno efetivo de 33°. Supõem-se que o valor de c' menor para amostras remoldadas seja consequência de uma quebra estrutural do solo durante a remoldagem.

A tensão normal líquida influencia no formato da curva tensão *versus* deformação. Sendo que a tensão normal líquida de 150 kPa apresenta o comportamento mais distinto, com um formato de curvas com enrijecimento (*strain-hardening*).

A sucção, para a faixa de valores ensaiado, na tensão normal líquida de 150 kPa, faz com que a resistência ao cisalhamento atinja seu valor máximo a partir de deformações axiais de 20%.

As envoltórias de resistência ao cisalhamento não saturada (plano q *versus* sucção) são bilineares. Para baixos valores de sucção ocorre um grande acréscimo na resistência ao cisalhamento para valores de sucção de até 75 kPa. Após o nível de sucção de 75 kPa, para a tensão normal líquida de 50 kPa, o acréscimo na resistência ao cisalhamento continua mas com menor intensidade. Já para as tensões normais líquidas de 100 e 150 kPa ocorre um decréscimo na resistência ao cisalhamento. Uma provável explicação para este comportamento seria que para níveis de sucção superiores a 75 kPa a tensão normal líquida passaria a ter maior influência na resistência ao cisalhamento. Esta hipótese explicaria por que para a tensão normal líquida de 50 kPa ocorre uma suavização da envoltória de resistência ao cisalhamento não saturada, enquanto que para tensões normais líquidas maiores, como a de 100 e 150 kPa, ocorre uma queda na envoltória de resistência ao cisalhamento não saturada.

O valor de ϕ^b é maior que ϕ' , apesar deste comportamento não ter explicação teórica, é possível encontrar na literatura trabalhos que apresentam valores ϕ^b maiores que ϕ' . ϕ^b é constante para as diferentes tensões normais líquidas ensaiadas.

A avaliação da resistência ao cisalhamento foi analisada considerando diferentes critérios de ruptura e ajustes, sendo as principais conclusões obtidas a partir de cada avaliação:

- (a) Critério de ruptura proposto por Campos e Carrillo (1995): este critério foi utilizado na avaliação das curvas tensão *versus* deformação axial da tensão normal líquida de 150 kPa. Para estas curvas este critério não apresentou bons resultados.
- (b) Critério de deformação arbitrária: com este critério é possível ter uma idéia do desenvolvimento dos valores ϕ' e ϕ^b em função da deformação axial. Os valores de ϕ' e ϕ^b tornam-se constantes a partir de uma deformação axial de 12%. Os resultados obtidos foram idênticos aos da consideração do valor de resistência máximo como critério de ruptura. Este critério deixa de ser representativo ao se considerar uma deformação única para curvas tensão *versus* deformação axial que apresentam comportamento diferentes.
- (c) Ajuste hiperbólico: este ajuste foi utilizado, em todas as curvas tensão *versus* deformação axial para a tensão normal líquida, para se obter uma estimativa do valor de resistência máximo para deformações superiores a 20%. A partir dos ajustes realizados concluí-se que a sucção (para a faixa de valores ensaiados) não influencia no valor do ângulo de atrito interno do solo. A envoltória de resistência ao cisalhamento não saturada para a tensão normal líquida de 150 kPa deixa de ser coincidente à de 100 kPa.
- (d) Ajuste das curvas tensão *versus* deformação axial: este ajuste é uma ferramenta geométrica que auxilia na determinação de um ponto em comum para curvas tensão *versus* deformação axial que apresentem comportamentos distintos. A partir dos resultados obtidos por este ajuste determinaram-se envoltórias de resistência ao cisalhamento não saturadas, para todas as tensões normais líquidas, que apresentam valores de ϕ^b menores que ϕ' . Este comportamento pode ser um indício que até este o ponto o corpo de prova não está sofrendo variações estruturais devido a forte mobilização da sucção e da tensão normal líquida. Cabe ressaltar, que a princípio, este ajuste, nada mais é do que uma ferramenta geométrica que auxiliou a análise do comportamento das curvas tensão *versus* deformação obtidas nos ensaios realizados nesta dissertação.

Acredita-se que o comportamento real do solo apresente os altos valores de ϕ^b encontrados.

6.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Na seqüência serão apresentadas sugestões para o melhoramento do equipamento triaxial com sucção controlada adaptado para esta dissertação e sugestões para continuidade da pesquisa neste solo coluvionar de arenito:

- (a) Desenvolvimento e implementação de um sistema de medição de poro-pressão de ar para realização de ensaios triaxiais não drenado em solos não saturados;
- (b) Desenvolvimento de uma câmara de equalização de sucção.
- (c) Desenvolvimento de sensores de efeito Hall para medidas de deformações axiais e radiais diretas no corpo de prova;
- (d) Utilizar outros métodos de determinação da variação volumétrica: através de medidas diretas do corpo de prova (sensores de efeito Hall) e através de imagens do corpo de prova durante o ensaio;
- (e) Comparação dos resultados de deformação volumétrica obtidos por diferentes métodos de determinação da variação volumétrica (variação de água da câmara triaxial, medidas de deformação direta do corpo de prova e imagens);
- (f) Determinação do módulo de Young a partir da deformação axial determinado pelos sensores de efeito Hall;
- (g) Análise da influência da sucção e tensão normal líquida no módulo de Young;
- (h) Realização de ensaios triaxiais com sucção controlada com teor de umidade constante em amostras indeformadas;
- (i) Realização de ensaios triaxiais com sucção controlada drenados e com teor de umidade constante para amostras remoldadas;
- (j) Realização de ensaios com sucção controlada não drenados em amostras indeformadas e remoldadas;
- (k) Análise mais apurada da validade do ajuste de curvas tensão *versus* deformação apresentado nesta dissertação.

- (1) Comparar os resultados de resistência ao cisalhamento obtidos nesta dissertação com os resultados de resistência ao cisalhamento obtidos através de ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada e a partir de previsões da curva característica.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABRAMENTO, M.; CARVALHO, C. S. (1989). Geotechnical parameters for the study of natural slopes instabilization at ‘Serra do Mar’, Brazil. *Proc. 12th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.*, Rio de Janeiro, Balkema, v.2 pp. 1599-1602.

ABRAMENTO, M.; PINTO, S.P. (1993). Resistência ao cisalhamento de solo coluvionar não saturado das encostas da Serra do Mar. **Solos e Rochas**. v. 16 (3), pp. 145-158.

AITCHISON, G. D. (1965). Soil properties, shear strength and consolidation. 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. v 3. p. 318-321.

ALVA-HURTADO, J. E.; SELIG, E. T. (1981). Survey of Laboratory Devices for Measuring Soil Volume Change. **Geotechnical Testing Journal**, GTJODJ, v. 4, n.1, p. 11- 18.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986). **Abertura de Poço e Trincheira de Inspeção em Solo com Retirada de Amostras Deformadas e Indeformadas**. ABNT NBR 9604, Rio de Janeiro, 9p.

AVERSA, S.; NICOTERA, M. V. (2002). A triaxial and oedometer apparatus for testing unsaturated soils. **Geotechnical Testing Journal**, GTJODJ, v.25, n.1, p. 3-15.

BISHOP, A. W., ALPAN, I., BLIGHT, G.E., DONALD, I.B. (1960). Factors controlling the shear strength or partly saturated cohesive soils. **ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils**, University of Colorado, Boulder, CO, p. 503 – 532.

BISHOP, A. W.; BLIGHT, G. E. (1963). Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils. **Géotechnique**, v. 13, n 2, p. 177-197.

BISHOP, A. W.; DONALD, I.B. (1961). The experimental study of partly saturated soil in the triaxial apparatus. *Proc. 5th ICSMFE*; pp. 13-21, Paris.

BISHOP, A. W.; HENKEL, D. J.(1962). The measurement of soil properties in triaxial test, 2nd ed., Edward Arnold, Ltd., 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). 4^a 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: Part 8: 1990. London.

BUCIO, M. B. (2002). **Estudio experimental del comportamiento hidro-mecánico de suelos colapsables**. Tesis doctoral – Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona.

CAMPOS, T.M.P. (1997). Resistência ao cisalhamento de solos não saturados. 3^o Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Rio de Janeiro. v.2 pp. 339 -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.

DELAGE, P.; GRAHAM, J. (1995). Mechanical behaviour of unsaturated soils: Understanding the behaviour of unsaturated soils requires reliable conceptual models. In: 1st International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 1995, Paris, **Proceedings....**, v.3, p. 1223-1256.

DENARDIN, A. P. (2005). Estudo do comportamento mecânico de um solo saprolítico de basalto de Teutônia, RS. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – PPGEC, UFRGS, Porto Alegre.

DRUMRIGHT, E. E. (1989). **The contribution of matric suction to the shear strength of unsaturated soils**. PhD. thesis – Colorado State University.

ESCÁRIO, V.; SÁEZ, J. (1986). The shear strength of partly saturated soils. **Géotechnique**, v.36, p. 453-456.

ESCÁRIO, V.; JUCA, J. (1989) Strength and deformation of partly saturated soils. In: XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering., Rio de Janeiro. **Proceedings**. v.1, p. 43-46.

FEUERHARMEL, C. (2003). Aspectos do Comportamento Não Saturado de Dois Solos Coluvionares – Gasoduto Bolívia-Brasil. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - PPGEC/UFRGS – Porto Alegre.

FEUERHARMEL, C. (2006). Estudo da resistência ao cisalhamento e da condutividade hidráulica de solos coluvionares não saturados da Formação Serra Geral. Exame de qualificação (Doutorado em Engenharia) – PPGEC/UFRGS – Porto Alegre 259 pag..

FREDLUND, D. G. (1979). Second Canadian Geotechnical Colloquium: Appropriate concepts and technology for unsaturated soils. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 16, p. 121-139.

FREDLUND D.G. (2002). “Teaching unsaturated soil mechanics as part of the undergraduate civil engineering curriculum”. Keynote address in the 2nd PanAmerican conference on the Teaching Learning Process of the Geotechnical Engineering, Quayaquil, Ecuador. Nov. 26-27.

FREDLUND, D.G.; MORGENSTERN, N.R. (1977). Stress state variable for unsaturated soils. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, ASCE, vol 103, GT5, p. 447-466.

FREDLUND, D.G.; MORGENSTERN, N.R. WIDGER R. A. (1978). The shear strength of unsaturated soils. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 15 n. 3, p. 313-321.

FREDLUND, D.G.; RAHARDJO, H. (1993). **Soil mechanics for unsaturated soils**. New York, Ed. John Wiley & Sons.

FREDLUND, D.G.; RAHARDJO, H.; GAN, J. K. M. (1987). Non-linearity of strength envelope for unsaturated soils. Proc. 6th Conf. on Expansive Soil, New Delhi. Pp. 49-59

- FREDLUND, D.G., VANAPALLI, S.K. (2002) **Shear Strength of unsaturated soils. Methods of soil analysis**, part 4 – physical methods, Soil Science Society of America, book series 5 ed. J.H. Dane e G.C. Koop, pp. 324-360.
- 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**, v.25, p. 500-510.
- GAN, J. K. M.; FREDLUND, D.G. (1996). Shear strength characteristics of two saprolitic soils. **Canadian Geotechnical Journal**, v.33, p. 596-609.
- GEISER, F.; LALOUI, L.; VULLIET, L. (2000). On the volume measurement in unsaturated triaxial test. Asian Conference on Unsaturated Soils. Editado por H. Rahardjo, D. G. Toll e E.C. Leong. A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, pp. 669 – 674.
- GEORGIADIS, K. (2003). **Development, implementation and application of partially saturated soil models in finite element analysis**. Msc thesis – Imperial College, University of London.
- GOBBI, F. (2005). **Investigação do comportamento mecânico de um solo residual de gnaiss da cidade de Porto Alegre**. Dissertação de Mestrado – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.
- GULHATI, S. K.; SATIJA, B. S. (1981). Shear strength of partially saturated soils. Proc. 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. – Stockholm, v. 1, p. 609-612.
- HAN, K. K., H. RAHARDJO, F., BROMS, B. B.(1995). Effect of hysteresis on the shear strength of a residual soil. 1st International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 1995, Paris, **Proceedings....**, v.2, p. 499-504.
- HO, D. Y. F. FREDLUND, D. G. (1982). A multistage triaxial test for unsaturated soils. **Geotechnical Testing Journal**, GTJODJ, v.5, n1/2 , p. 18-25.
- JENNINGS, J.E.; BURLAND, J.B. (1962). Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils. **Géotechnique**, v.12 n.2, p. 125-144.
- JUCÁ, J. F. T. (1993). **Comportamiento de los suelos parcialmente saturados bajo succión controlada**. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas – Laboratorio de Geotecnia – Madrid.
- LA ROCHELLE, P., LEROUEIL, S., TRAK, B. BLAIS-LENOUX, L. e 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. P. 715-731.
- LADE, P. V. (1988). Automatic volume change and pressure measurement devices for triaxial testing of soils. **Geotechnical Testing Journal**, GTJODJ, v.11, n4 , p. 263-268.
- LAMBE, T.W.; WHITMAN, R.V. (1979). **Soil Mechanics**. New York, Ed. John Wiley & Sons.

LEONG, E. C.; AGUS, S. S.; RAHARDJO, H. (2004). Volume changes measurement of soil specimen in triaxial test. **Geotechnical Testing Journal**, GTJODJ, v.27, n1 , p. 1-10.

MACARI, E. J.; PARKER, J. K.; COSTES, N.C. (1997). Measurement of volume changes in triaxial tests using digital imaging techniques. **Geotechnical Testing Journal**, GTJODJ, v.20, n1 , p. 103-109.

Manuais de uso para os componentes do Item 138 – Sistema para Ensaio de Compressão Triaxial. **Wille Geotechnik GmbH & Co. KG**.

MATYAS, E. L.; RADHAKRISHNA, H. S. (1968). Volume change characteristics of partially saturated soils. **Géotechnique**, v. 18 (4), p. 432-448.

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** v. 39, p. 757-764.

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, J. H. F. (1996). **Numerical analysis of mechanical behavior of collapsing earth dams during first reservoir filling**. PhD thesis – University of Saskatchewan, Saskatoon.

PINTO, C.S. (2000). **Curso básico de mecânica dos solos**; Ed. Oficina de Textos, São Paulo.

RAHARDJO, H.; LIM, T.T.; CHANG, M.F.; FREDLUND, D.G. (1995). Shear-strenght characteristics of a residual soil. **Canadian Geotechnical Journal** v. 32, p. 60-77.

RAMPINO, C.; MANCUSO, C.; VINALE, F. (1999). Laboratory testing on an unsaturated soil: equipment, procedures, and first experimental results. **Canadian Geotechnical Journal** v. 36, p. 1-12.

RIFA'I, A; LALOUI, L; VULLIET, L. (2002). Volume measurement in unsaturated triaxial testing using liquid variation and image processing. *Unsaturated Soils – Pernanbuco, Recife*, v. 2 p. 441-445.

ROHM, S. A.; VILAR, O. M. (1995). Shear strength of an unsaturated sandy soil. Proc. 1st Int. Conf. on Unsaturated Soils, Paris Balkema, vol. 1, pp. 189-193.

ROMERO, E.; FACIO, J. A.; LLORET, A.; GENS, A. ALONSO, E. E. (1997). A new suction and temperature controlled triaxial apparatus. Proc. 14th Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng. Vol. 1 pp. 185-188. Hambourg.

SHARMA, R. S. (1998). **Mechanical behavior of unsaturated highly expansive clays**. PhD thesis – Keble College, University of Oxford.

SHEMSU, K.A.; KIYAMA, S.; AOYAMA, S.; KOBAYASHI, A. (2005) Experimental study of the effect of cyclic suction loading on shear behavior of collapsible soils. *Advanced Experimental Unsaturated Soil Mechanics*, ed. Tarantino, Romero e Cui. Trento, Itália. pp. 235-241.

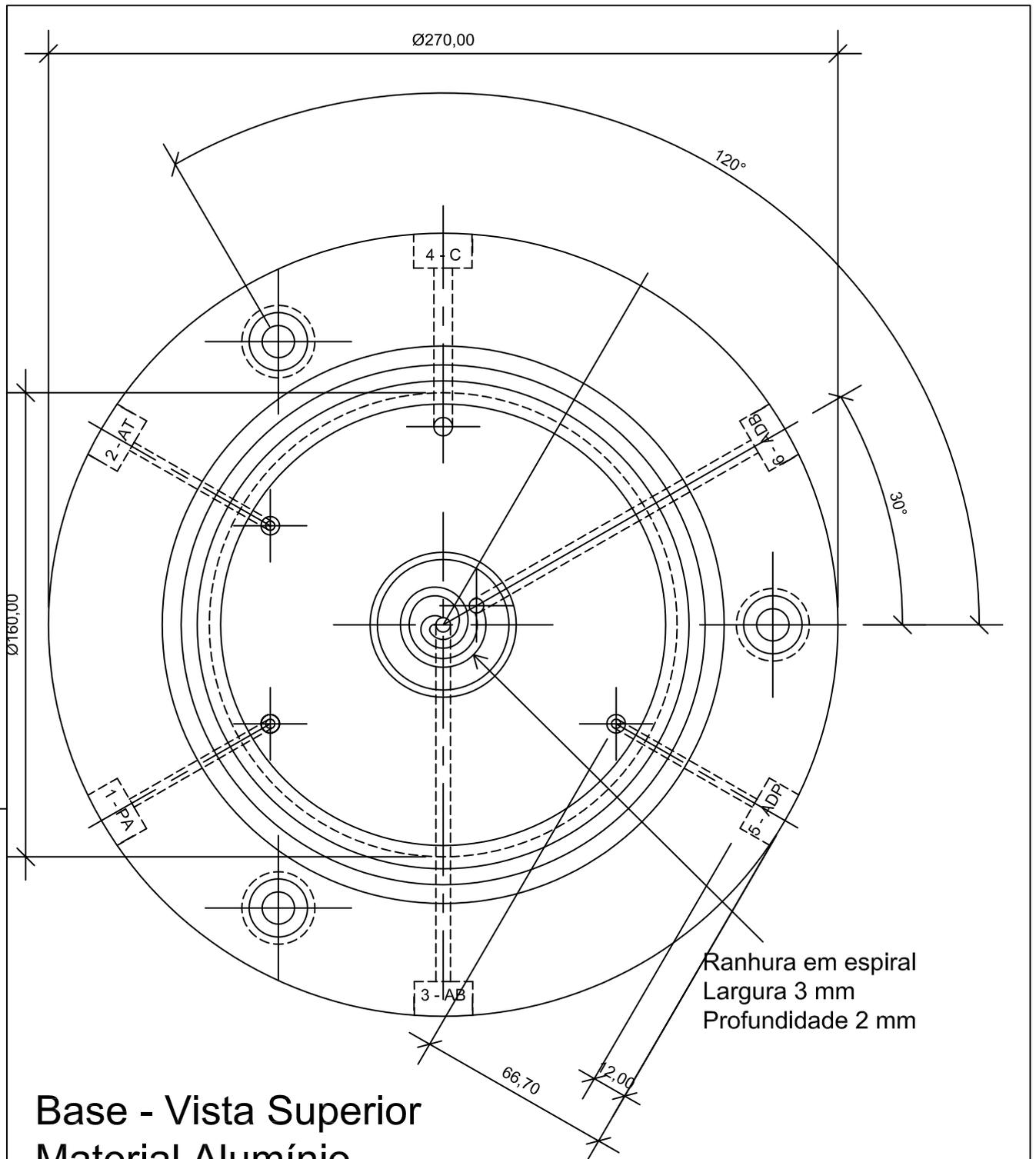
SILVEIRA, R.M. (2003). **Propriedades geotécnicas dos solos coluvionares do gasoduto Bolívia-Brasil em Timbé do Sul (SC)**. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 131p.

STRIEDER, A. J.; BICA, A. V. D.; BRESSANI, L. A. (2002) REKATÓRIO 1, Projeto FINEP CTPETRO 0682/01 Caracterização geológico-geotécnica dos terrenos ao longo do segmento da rede de transporte de gás natural, Não Publicado

TOLL, D. G. (1990). A framework for unsaturated soil behavior. **Géotechnique**, vol. 40, n. 1, p. 31-34.

ZHAN, L. (2003). **Field and laboratory study of an unsaturated expansive soil associated with rain-induced slope instability**. PhD thesis – Hong Kong University of Science and Technology, Hong Kong.

APÊNDICE A – Projeto da base da câmara triaxial



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:
Equipamento Triaxial

LOCAL:
LAGEO

REFERÊNCIA:
Base - Vista Superior

DESENHO:
alvaro pereira

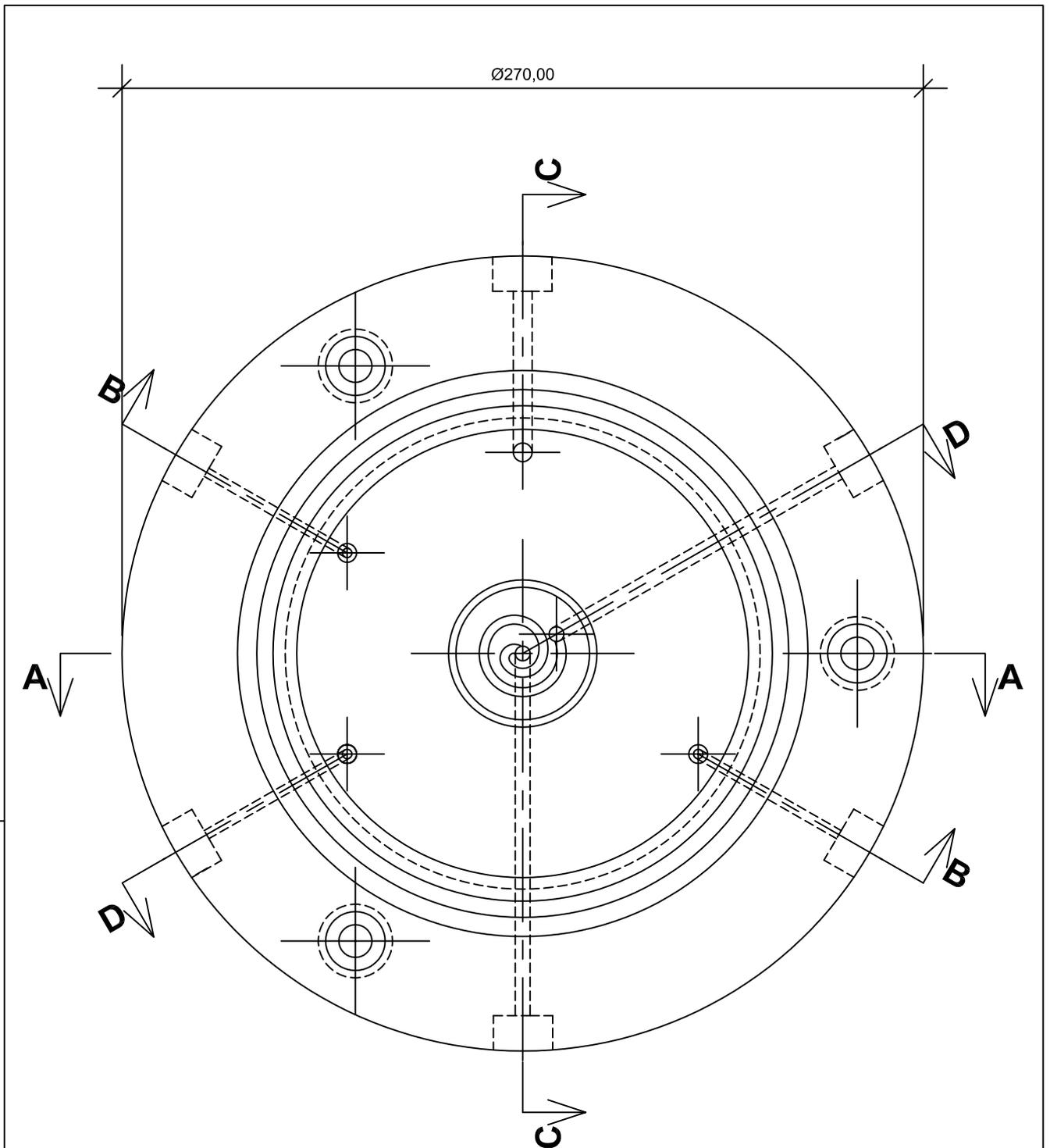
DATA:
fevereiro/2005

ESCALA:
1:2

ARQUIVO:
Base triaxial alvaro

PRANCHA:

E-01



Vista Superior

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:
 Equipamento Triaxial

LOCAL:
 LMS

REFERÊNCIA:
 Base - Vista Superior com indicação dos cortes

DESENHO:
 alvaro pereira

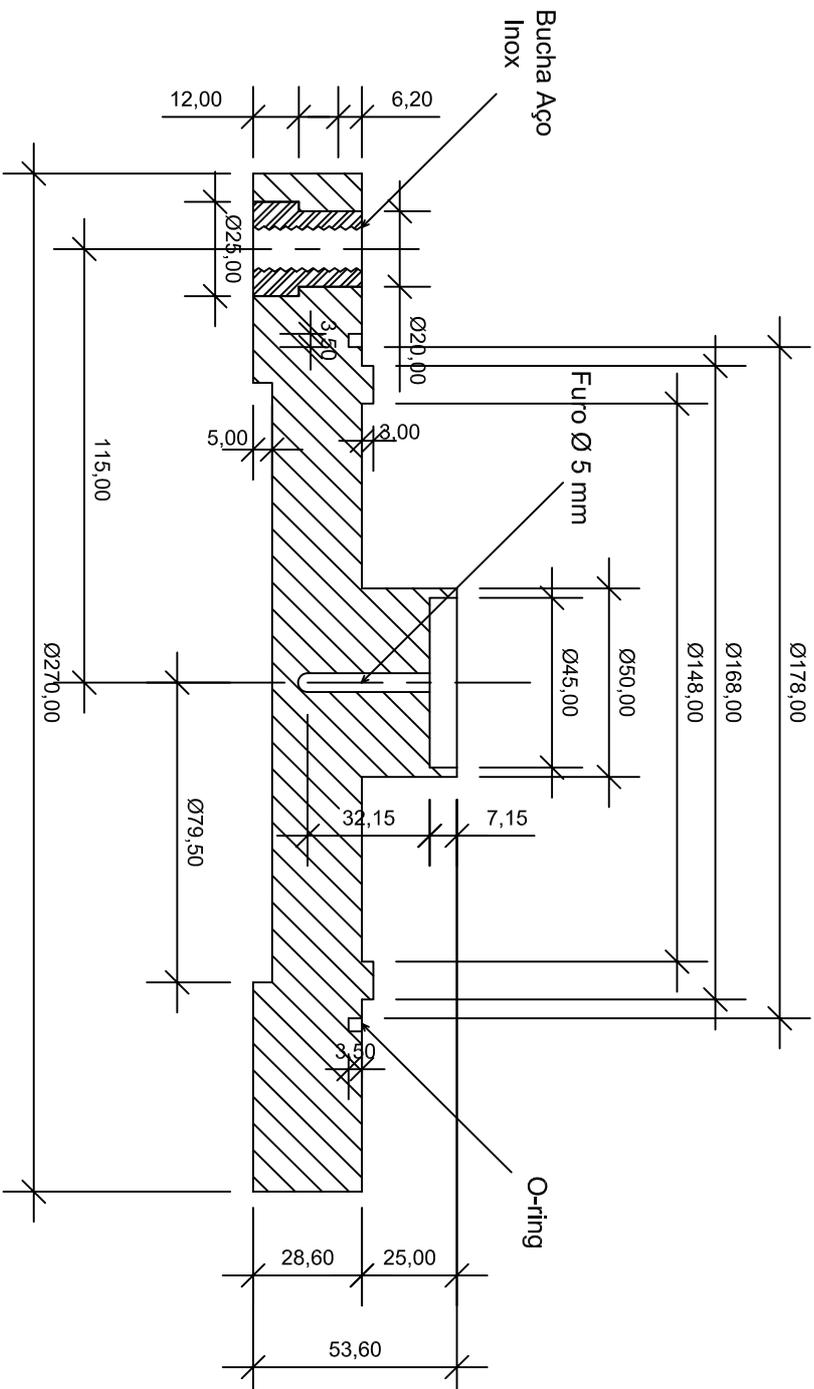
DATA:
 fevereiro/2005

ESCALA:
 1:2

ARQUIVO:
 Base triaxial alvaro

PRANCHA:

E-02



Corte A-A

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

ESCOLA DE ENGENHARIA

LABORATÓRIO DE GEOTECNOLOGIA

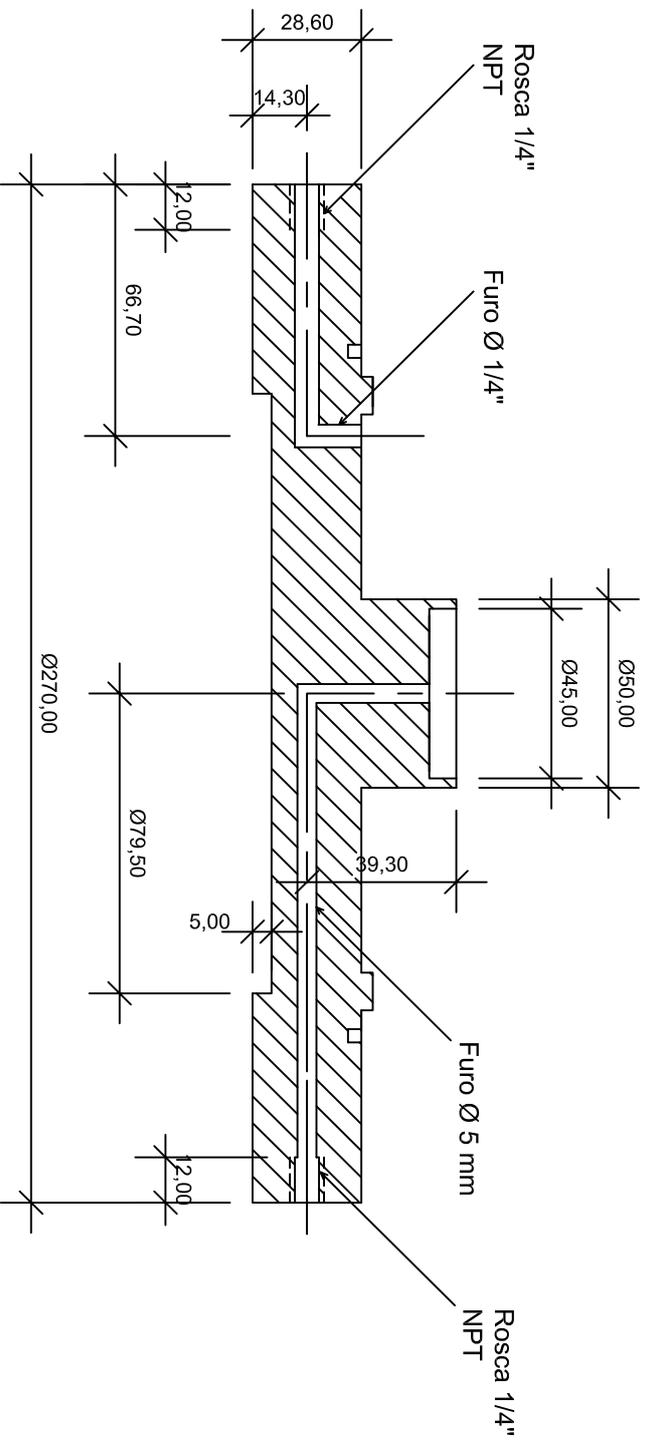
Av. Osvaldo Aranha, 99 - 3º Andar/Campus Centro - PqAR/S

Fone: (051) 3316-3462

OBRA:	Equipamento Triaxial	DATA:	fevereiro/2005
LOCAL:	LMS	ESCALA:	1:2
REFERÊNCIA:	Base - Corte A-A	ARQUIVO:	Base triaxial alvaro
DESENHO:	alvaro pereira		

PRANCHA:

E-03



Corte C-C

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

ESCOLA DE ENGENHARIA

LABORATÓRIO DE GEOTECNOLOGIA

Av. Osvaldo Aranha, 99 - 3º Andar/Campus Centro - PqAR/S

Fone: (051) 3316-3462

OBRAS:
Equipamento Triaxial

LOCAL:
LMS

REFERÊNCIA:
Base - Corte C-C

DESENHO:
alvaro pereira

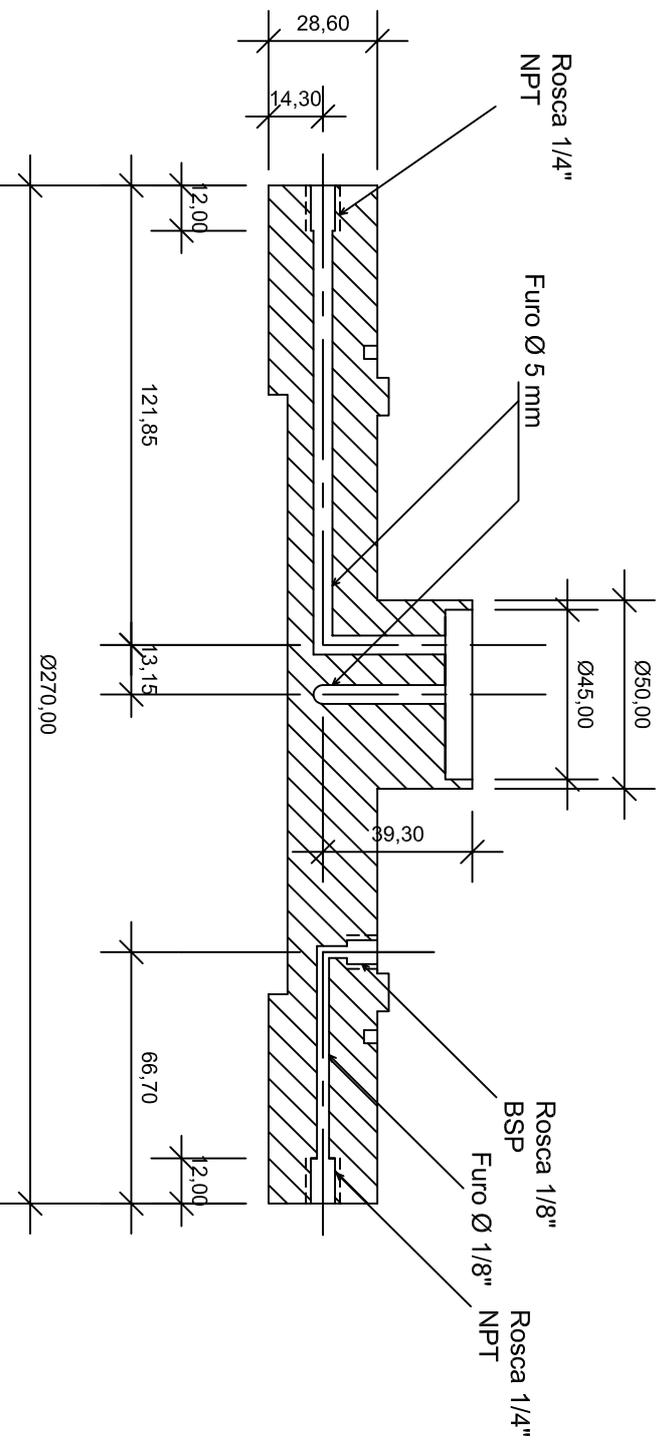
DATA:
fevereiro/2005

ESCALA:
1:2

ARQUIVO:
Base triaxial alvaro

PRANCHAS:

E-05



Corte D-D

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

ESCOLA DE ENGENHARIA

LABORATÓRIO DE GEOTECNOLOGIA

Av. Osvaldo Aranha, 99 - 3º Andar/Campus Centro - PqAR/S

Fone: (051) 3316-3462

OBRAS:
Equipamento Triaxial

LOCAL:
LMS

REFERÊNCIA:
Base - Corte D-D

DESENHO:
alvaro pereira

DATA:
fevereiro/2005

ESCALA:
1:2

ARQUIVO:
Base triaxial alvaro

PRANCHAS:

E-06