# 9 Investigação Experimental: Comportamento sob o Estado de Tensões Triaxiais

A realização dos ensaios triaxiais saturados faz parte do escopo da tese de Ligocki (2008). Foram realizados ensaios de compressão triaxial em amostras de diâmetro 5 cm e altura 10 cm em todos os níveis de intemperismo, com tensões normais que variam de 50 a 400 kPa (Ligocki, 2008). O trabalho de Ligocki (2008) pretende avaliar a influência do grau de intemperismo nos parâmetros de resistência dos solos.

No presente estudo foram realizados apenas ensaios no solo de cor Marrom, o mais intemperizado. Esse solo foi ensaiado em condições saturadas e não saturadas. Esta escolha deve-se a três motivos principais:

- Facilidade de moldagem e execução dos ensaios: O solo Marrom é o mais intemperizado e, portanto, o mais argiloso dos solos que estão sendo estudados. Esta característica facilita a moldagem dos corpos-de-prova e, também, resulta em corpos-de-prova de dimensões mais uniformes. O solo Branco, por exemplo, por apresentar grãos maiores, tem uma superfície bastante rugosa, o que prejudica a avaliação da variação de volume do corpo-deprova.
- É a camada de solo mais homogênea: Em todos os ensaios mecânicos realizados, o solo Marrom apresenta maior uniformidade nos resultados e nos valores dos índices físicos determinados.
- É um solo que apresenta a curva característica delimitada por diferentes tamanhos de poros, característica essa importante nos solos residuais.

Foram executados ensaios triaxiais de compressão axial com o objetivo de determinar a resistência saturada e a relação tensão-deformação. Os corpos de prova foram adensados isotropicamente e cisalhados não drenados, a uma taxa constante de cisalhamento. Os resultados desses ensaios são apresentados no item 9.1.

Ensaios não saturados foram executados com taxa de deformação constante e com tensão constante em valores de sucção de 50 kPa e 150 kPa. Foi avaliada a relação tensão-deformação dos corpos-de-prova. Os ensaios não saturados são apresentados no item 9.2.

## 9.1. Ensaios Triaxiais Saturados

## 9.1.1. Equipamento Utilizado

Os ensaios triaxiais não drenados de cisalhamento controlado foram executados na prensa tipo Bishop Wesley fabricada pelo Imperial College (Figura 9.2 e Figura 9.1). Nestes ensaios, uma amostra cilíndrica de razão entre altura e diâmetro igual a 2 é circundada por uma membrana de látex. A amostra é apoiada em uma base plana e seu topo e base são vedados por anéis o-ring. Esses elementos estão inseridos em uma célula cilíndrica, preenchida com água sob pressão (pressão confinante). Uma célula de carga do tipo Imperial College é utilizada para registrar a força desviadora aplicada no corpo-de-prova através da movimentação de um pistão da base (pressão "RAM"). A célula de carga trabalha imersa em água, dentro da câmara triaxial e tem capacidade para 4,7 kN para corpos-de-prova de 38 mm. Conexões nas extremidades do corpode-prova permitem a drenagem, a medida da poro-pressão e a aplicação de pressão (contra-pressão). As medidas de tensão confinante e contra-pressão, foram realizadas com transdutores de pressão "Keller" de capacidade 150 psi (1034 kPa) e resolução de 1 kPa. O deslocamento axial foi monitorado por instrumentos do tipo LVDT da marca "Wykeham Farrance Ltda." de 25,4 mm de capacidade e resolução de 0,01 mm, instalados na parte externa da câmara triaxial. A variação volumétrica do corpo-de-prova foi determinada por um medidor do tipo Imperial College (Figura 9.4). A variação da quantidade de água corresponde à variação do volume da amostra se a amostra estiver saturada e a água é assumida como incompressível. Um transdutor do tipo LVDT (linearly variable differential transformer) é anexado ao medidor e permite a medida das deformações volumétricas, de capacidade 50 cm3 e resolução 0,3 cm3 (de Campos, 1985).

A pressão confinante, a pressão RAM do pistão e a contra-pressão são supridas por um compressor de ar de capacidade de 900 kPa. A pressão de ar

fornecida pelo compressor é aplicada à amostra como pressão hidráulica através de um sistema de interface ar-líquido. A pressão é gerenciada por três motores de passo controlados por computador através dos dados recebidos dos instrumentos de medição e de uma programação interna.

Os deslocamentos locais axiais do corpo-de-prova são medidos por dois transdutores do tipo eletronível, como descrito por Jardine *et al.* (1984). Eles consistem de um líquido eletrolítico em uma cápsula de vidro protegidos por um cilindro de aço inoxidável. Três eletrodos co-planares dentro da cápsula e parcialmente imersos no fluido medem as variações na impedância produzidas pela inclinação da cápsula. A variação na voltagem de saída do eletronível pode ser convertida em variação da distância entre as sapatas dos braços do eletronível, de acordo com uma curva de calibração, a qual é determinada com o auxílio de um micrômetro. A resolução do eletronível é de 1 µm.A variação radial do corpo-de-prova foi monitorada através de transdutores radiais locais fabricados pelo *Imperial College* (Figura 9.3).

O programa de controle da prensa foi desenvolvido no Imperial College por David Toll (de Campos, 2008), e monitora as pressões e os deslocamentos, controla as tensões e deformações e permite ao usuário definir os estágios do ensaio triaxial com trajetória de tensões controlada ou sob deformação axial controlada.



Figura 9.1 – Prensa triaxial tipo Bishop Wesley.



Figura 9.2 – Esquema do equipamento triaxial.



Figura 9.3 – Instrumentos de medidas de deformação interna. (a) Eletronivel. (b) Medidor de deformação radial.



Figura 9.4 – Medidor de variação de volume (de Campos, 1981; de Campos, 1985).

## 9.1.2. Metodologia Empregada

Neste trabalho foram realizados 3 ensaios triaxiais convencionais, de cisalhamento controlado, não drenados. Os ensaios foram executados com amostras do solo Marrom, moldadas de dois blocos, com corpos de prova adensados isotropicamente a tensões de confinamento efetivas iniciais de 20 kPa, 200 kPa e 400 kPa.

A saturação dos corpos-de-prova foi efetuada por percolação e contrapressão. Inicialmente foram percolados 50 cm<sup>3</sup> de água no corpo-de-prova aplicando-se uma tensão confinante de 40 kPa, pressão na base de 20 kPa e pressão no topo da amostra de 0 kPa. Após a percolação foi aplicada no corpode-prova, sob condições não drenadas, uma pressão confinante de 100 kPa durante aproximadamente 1 hora, para a determinação da pressão inicial do transdutor de poro-pressão. Após essa etapa inicial, dava-se início a uma rampa de saturação. A saturação do solo foi atingida através de aplicações sucessivas de contra-pressão na base dos corpos-de-prova. A tensão confinante e a contrapressão foram aumentadas a uma taxa de 10 kPa/hora. Uma vez concluída a rampa de saturação, procedia-se a uma verificação do parâmetro B de poropressão. Se o valor de B era superior a 0,96 considerava-se o corpo-de-prova saturado, se inferior a esse valor iniciava-se uma nova rampa de saturação. O período total de saturação dos corpos-de-prova foi de aproximadamente 4 dias.

Após a saturação, os corpos-de-prova foram adensados isotropicamente, mantendo-se a pressão de câmara constante e baixando a contra-pressão. Durante o adensamento, a drenagem se deu pela base. A análise da evolução da curva variação de volume *versus* raiz quadrada do tempo permitia identificar o término do adensamento primário. O estágio de adensamento durava poucos minutos. Apenas o ensaio de 20 kPa não teve estágio de adensamento, pois a tensão efetiva de 20 kPa foi a tensão ao término do estágio de saturação. Os gráficos a seguir mostram a variação volumétrica, radial e axial dos corpos-deprova durante o estágio de adensamento.



Figura 9.5 - Variação volumétrica do corpo-de-prova durante adensamento de 200 kPa.



Figura 9.6 - Variação volumétrica do corpo-de-prova durante adensamento de 400 kPa.

Os ensaios foram todos executados com velocidade de carregamento igual a 10 kPa/hora, velocidade bastante reduzida de modo a identificar pequenas deformações que o solo poderia apresentar. A velocidade de cisalhamento adotada está bastante abaixo da velocidade recomendada por Blight (1964, *apud* Head, 1998). Os ensaios foram executados até a deformação de 12%, com as leituras sendo registradas a cada 10 minutos. Ao fim do ensaio o corpo de prova foi cuidadosamente retirado para a determinação da umidade final.

As curvas tensão-deformação foram traçadas com os valores de deformação axial obtidos dos medidores de deformação internos (eletroníveis). A deformação através destes instrumentos é mais precisa e, para os solos estudados apresenta grande diferença de valores quando comparada com a deformação determinada por instrumentos convencionais (LVDT externo), conforme mostra a Figura 9.7.



Figura 9.7 – Comparação de resultados entre medidor de deformação externo (LVDT) e interno (eletronível).

## 9.1.3. Resultados Obtidos

Os dados iniciais dos corpos-de-prova submetidos aos ensaios triaxiais CIU, tais como teor de umidade inicial e final, peso específico, porosidade, índice de vazios, grau de saturação, nível de tensão efetiva a que os mesmos foram submetidos ao final do adensamento e o parâmetro de poro-pressão de Skempton determinados ao final do processo de saturação (B) são apresentados na Tabela 9.1.

Ensaio	20 kPa	200 kPa	400 kPa
Umidade Inicial (%)	29,9	25,2	20,61
Umidade Final (%)	38,95	35,31	35,00
Peso Específico Natural (kN/m³)	18,46	18,79	16,31
Peso Específico Seco (kN/m³)	14,21	15,00	13,53
Porosidade	47,37	44,45	49,90
Índice de Vazios	0,90	0,80	1,00
Grau de Saturação Inicial (%)	89,76	85,18	55,87
Peso Específico Real dos Grãos (kN/m³)	26,56	26,56	26,56
Tensão Efetiva no Ensaio (kPa)	21	197	400
B após saturação	0,97	0,98	0,96

Tabela 9.1 – Dados dos ensaios triaxiais CU.

Nas figuras a seguir apresentam-se as curvas de tensão cisalhante *versus* deformação axial, variação de poro-pressão *versus* deformação axial e tensão média efetiva p' *versus* q para as três tensões efetivas ensaiadas.

Para nenhuma das tensões efetivas a curva tensão x deformação apresentou um pico de tensão (Figura 9.8). Após a ruptura geral do corpo-deprova, com a formação do plano de ruptura, a tensão axial caía rapidamente, e o programa na tentativa de manter a trajetória com o aumento de tensão com o tempo, aumentava rapidamente o deslocamento do pistão, provocando grande deformação no material. Ao término do ensaio foram registradas deformações da ordem de 30%, e tensões cisalhantes de valor inferior à metade da tensão máxima observada para as deformações de até 12%.

Como era de se esperar, quanto maior a pressão efetiva maior é o valor da tensão desviadora para um mesmo valor de deformação, com exceção para as as deformações superiores a 11% onde a curva de 200 kPa ultrapassa a curva de 400 kPa. Este fato pode ser decorrente de erros da determinação da tensão vertical devido à formação de planos de cisalhamento.

Nas curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial normalizada observa-se que a curva de 20 kPa distancia-se das demais (Figura 9.9). Esse comportamento em solos sedimentares estaria associado ao sobreadensamento do material. Em solos residuais, tal conduta pode indicar que nesta tensão efetiva o solo encontra-se abaixo da sua tensão de cedência (quebra de estrutura). Na Figura 9.10 está apresentada a variação de poro-pressão durante os ensaios. Observa-se que para a tensão de 20 kPa o solo apresentou variação de poro-pressão negativa, enquanto que para as pressões de 200 kPa e 400 kPa a variação de poro-pressão foi positiva. A geração de poro-pressão negativa indica também o estado de tensão abaixo da máxima tensão de campo, ou, no caso dos solos residuais abaixo da tensão de cedência. Após uma deformação em torno de 8% os valores de poro-pressão apresentam-se praticamente constantes para a tensão de 400 kPa, estabilizando-se em 270 kPa. Para a tensão de 200 kPa a poro-pressão tem um pequeno decréscimo e a poro-pressão do corpo-de-prova adensado para a tensão de 20 kPa apresenta valores sempre decrescentes (negativos). Essas tendências podem ser melhor visualizadas na Figura 9.11 com a variação da poro-pressão normalizada pela pressão efetiva inicial *versus* a deformação axial.

O aumento da poro-pressão negativa (ou o decréscimo da poro-pressão positiva) implica em aumento da tensão efetiva e conseqüente aumento da resistência do corpo-de-prova, fato que pode ser observado na Figura 9.8.



Figura 9.8 – Curvas tensão cisalhante x deformação axial dos ensaios triaxiais.



Figura 9.9 – Curvas tensão cisalhante x deformação axial normalizada dos ensaios triaxiais.



Figura 9.10 - Curvas variação de poro-pressão x deformação axial dos ensaios triaxiais.



Figura 9.11 – Curvas variação de poro-pressão x deformação axial normalizada dos ensaios triaxiais.

No gráfico de p' x q, a trajetória de tensão do material adensado para a tensão efetiva de 20 kPa tende para a direita. Para o corpo-de-prova adensado para a tensão de 400 kPa a trajetória segue uma direção quase vertical, inclinando-se para a direita quando, provavelmente atinge a envoltória de ruptura. O corpo-de-prova adensado para a tensão de 600 kPa apresenta uma trajetória direcionada para a esquerda desde o início da compressão. Os eixos de tensões utilizados na apresentação dos resultados gráficos correspondem a q =  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  e p' =  $(\sigma_1' + \sigma_3')/2$ .



Figura 9.12 – Curvas p' x q dos ensaios triaxiais.

Como o comportamento de solos residuais é extremamente dependente da sua origem e processos de formação, a comparação de características de resistência entre solos originários de rochas distintas não é razoável. E mesmo sendo procedente do mesmo tipo de rocha, o meio de alteração é distinto e a comparação de comportamentos é dificultada pela identificação do grau de intemperismo. Mas, como esse ainda não é um assunto completamente dominado na geotecnia e, com o conhecimento dessas restrições, faz-se aqui uma análise dos resultados obtidos com alguns outros dados de ensaios triaxiais provenientes da literatura realizados em solos residuais de gnaisse com o objetivo de fornecer dados para estudos posteriores.

Fonseca (2000) realizou ensaios CIU em amostras de um solo saprolítico (residual de gnaisse) exposto por um processo erosivo coletado da Bacia do Rio Maracujá (Ouro Preto/MG). Os resultados obtidos por esse pesquisador estão mostrados na Figura 9.13 juntamente com as curvas triaxiais do presente trabalho. As curvas tensão desviadora *versus* deformação axial têm comportamento similar: nenhuma apresenta pico de resistência, e o excesso de poropressão foi sempre positivo (não apresentado). Observa-se que as curvas de Fonseca (2000) apresentam comportamento inicial menos rígido do que o solo Marrom, isto pode ser decorrente da não utilização de medidores locais de deformação.



Figura 9.13 – Comparação entre as curvas de cisalhamento de um solo saprolítico de Ouro Preto (Fonseca, 2000) e o solo Marrom.

Futai (2002) realizou ensaios triaxiais também em solos residuais de gnaisse coletados da mesma localidade dos solos de Fonseca (2000), mas de diferentes profundidades. As características físicas dos materiais estão apresentadas na Figura 9.14. O horizonte B é bastante poroso e cimentado por laterização, enquanto o horizonte C é composto por caulinita, mica e quartzo não cimentados. Os resultados dos ensaios não-drenados executados em solos coletados nas profundidades de 1 m, 3 m e 5 m estão reproduzidos na Figura 9.15.



Figura 9.14 – Variação das características físicas do perfil de solo residual de Ouro Preto (Futai, 2002).

O comportamento das curvas dos ensaios CIU das amostras de 1m de profundidade varia pouco. A tensão desviadora aumenta com rigidez elevada até o pico e a condição pós-pico cai para um patamar de escoamento plástico bem definido, coincidindo com a estabilização do excesso de poro-pressão, que desde o início do ensaio é positiva.

Os resultados dos ensaios não-drenados executados nas amostras de 3m de profundidade refletem a mudança de estrutura do horizonte B (amostra de 1 metro) para o horizonte C (Futai, 2002). A tensão de escoamento hidrostático desse solo é de 180 kPa (Futai, 2002). Por isso, somente o corpo-de-prova adensado com 25 kPa apresenta comportamento "sobre-adensado", gerando excesso de poro-pressão negativa durante o cisalhamento.

As curvas tensão-deformação dos ensaios CIU dos solos coletados a 5 metros de profundidade atingiram as máximas tensões desviadoras com picos na curva tensão-deformação, seguidas de perda de resistência em todos os ensaios realizados (até 690 kPa). O pico de resistência é acompanhado de um decréscimo no excesso de poro-pressão nos ensaios adensados com até 200 kPa, chegando a gerar valores negativos para ensaios adensados com tensões inferiores a 100 kPa, o que explica o ganho de resistência. As curvas tensão-deformação dos ensaios com maior tensão efetiva geraram poro-pressão crescente até um patamar de estabilização.



Figura 9.15 – Ensaios CIU realizados em solos residuais de gnaisse de Ouro Preto, coletados em diferentes profundidades. (a) Solo coletado a 1 metro de profundidade. (b) Solo coletado a 3 metros de profundidade. (c) Solo coletado a 5 metros de profundidade. (Futai, 2002).

As características físicas e de resistência do solo de 3 metros de profundidade são mais próximas do solo Marrom e as curvas tensão-deformação desses dois solos são apresentadas em conjunto na Figura 9.16. Observa-se que as tensões efetivas são similares, mas a resistência do solo de Ouro Preto para tensões de 200 kPa e 400 kPa é superior.

Foram apresentados apenas alguns exemplos de ensaios realizados por outros pesquisadores. A correta comparação entre comportamentos de solos residuais deve ser feita com a quantificação do grau de intemperismo desses materiais. É necessária maior pesquisa na área para que essa quantificação possa ser realizada.



Figura 9.16 – Comparação entre as curvas de cisalhamento de um solo saprolítico de Ouro Preto, coletado a 3 metros de profundidade (Futai, 2002) e o solo Marrom.

## 9.1.4. Comportamento Tensão-Deformação

Todos os materiais geotécnicos apresentam algum tipo de estrutura proveniente de sua formação ou origem (Vaughan, 1985; Leroueil e Vaughan, 1990; Burland, 1990; Sandroni, 1981 *apud* Martins, 2001; Sandroni, 1985). A estrutura pode advir tanto de ligações entre partículas quanto do arranjo de grãos e resulta em composições de diferentes intensidades de vínculo entre as partículas. Esse material estruturado, quando submetido a um carregamento de compressão ou de cisalhamento, apresenta um comportamento com elevada rigidez inicial, até que o carregamento compromete a estrutura, gerando um dano irreversível à mesma. Esta mudança de rigidez é associada à plastificação da estrutura.

A plastificação da estrutura do solo pode ocorrer de modo gradual e, portanto, ser de difícil identificação através de ensaios convencionais. Por isso, é importante a medida de deformação com instrumentos locais e a mínima perturbação possível da estrutura no processo de amostragem e preparação dos corpos-de-prova. Ainda, alguns gráficos não convencionais têm sido utilizados por pesquisadores para identificar a mudança de rigidez dos solos como: gráfico bi-log de tensão desviadora *versus* deformação axial (Vaughan, 1988); módulo de deformabilidade *versus* deformação axial (Martins, 1994 *apud* Martins, 2001) e deformação axial *versus* deformação radial (Martins, 2001).

O comportamento tensão-deformação para pequenas deformações é analisado neste item através das curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial e deformação axial *versus* deformação radial. As medidas de deformação axial e radial são provenientes de medidores locais de deformação.

Apresenta-se nas próximas figuras, para as tensões efetivas de 20 kPa, 200 kPa e 400 kPa, as curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial e deformação axial *versus* deformação radial em dois gráficos com diferentes escalas.

Para a tensão efetiva de 20 kPa, a análise das curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial e deformação axial *versus* deformação radial permite a determinação de mudanças de comportamento do corpo-de-prova durante a compressão triaxial. No primeiro gráfico, Figura 9.17, dois pontos bem definidos da curva são delimitados: 1º o final do patamar de E constante (na curva tensão x deformação), na deformação axial de 0,21%; 2º o início de maior deformação radial (na curva deformação axial x deformação radial), na deformação axial de 1,01%.

Aumentando-se a escala do gráfico, observa-se que ocorrem mudanças na curva de deformação axial *versus* deformação radial nas deformações de: 0,07% e 0,19% (setas vermelhas na Figura 9.18).

Na figura seguinte, as mesmas curvas são apresentadas para a tensão efetiva de 200 kPa. Na Figura 9.19, o ponto do final do patamar de E constante e o início de maior deformação radial são delimitados, respectivamente, pelas deformações axiais de 0,37% e 1,3%. Do mesmo modo podem ser delimitadas mudanças de comportamento para as deformações de 0,07% e 0,4% na curva deformação axial *versus* deformação radial na Figura 9.20.

Para a tensão efetiva de 400 kPa, os pontos do final do patamar de E constante e o início de maior deformação radial são delimitados pelas deformações axiais de 0,09% e 1,01% (Figura 9.21). Na Figura 9.22 observa-se mudança na deformação de 0,18% (na curva de deformação axial *versus* deformação radial).



Figura 9.17 – Curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) *versus* deformação radial (medidor radial) para a tensão efetiva de 20 kPa, escala 1.



Figura 9.18 – Curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) *versus* deformação radial (medidor radial) para a tensão efetiva de 20 kPa, escala 2.



Figura 9.19 – Curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) *versus* deformação radial (medidor radial) para a tensão efetiva de 200 kPa, escala 1.



Figura 9.20 – Curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) *versus* deformação radial (medidor radial) para a tensão efetiva de 200 kPa, escala 2.



Figura 9.21 – Curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) *versus* deformação radial (medidor radial) para a tensão efetiva de 400 kPa, escala 1.



Figura 9.22 – Curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) *versus* deformação radial (medidor radial) para a tensão efetiva de 400 kPa, escala 2.

As mudanças de comportamento identificados pela curva tensão cisalhante *versus* deformação axial, ou pela curva deformação radial *versus* deformação axial pela mudança brusca de direção são apresentados na Tabela 9.2, em função da deformação axial e da tensão cisalhante no ponto.

	د		3				
	Pontos de mudança de direção						
Ensaio	Deformação axia	al (%)/ Tensão cisal	hante (kPa)				
	Final do patamar	Início de maior					
	de E constante	deformação radial	Outros pontos de mudança				
20 kPa	0,23% / 28 kPa	1,14% / 80 kPa	0,19% / 25 kPa	0,07% / 13 kPa			
200 kPa	0,43% / 101 kPa	1,3 % / 164 kPa	0,07% / 27 kPa	0,4% / 98 kPa			
400 kPa	0,11% / 67 kPa	1,0% / 210 kPa	0,19% / 95 kPa	-			

Tabela 9.2 – Pontos de mudança de comportamento na deformação axial.

Esses pontos podem ser sugeridos como um padrão de comportamento observado para os ensaios de compressão axial saturados e são identificados como:

- Final do trecho elástico linear (possivelmente a superfície de plastificação Y1 proposta por Jardine *et al.*, 1991), sob a legenda "A";
- Final do patamar em que o coeficiente de Poisson se mantém aproximadamente constante com o aumento da deformação radial, sob a legenda "B";

Conforme observado nas curvas e na Tabela 9.2 existem outros pontos de mudança de comportamento das curvas tensão-deformação e deformação axialdeformação radial, mas que não são observados em todos os corpos-de-prova e, por isso não são tomados como padrão de comportamento.

A partir da medida interna de deformação axial e radial podem ser determinados o módulo de deformação inicial e o coeficiente de Poisson dos corpos-de-prova. A Figura 9.23 apresenta a variação do módulo elástico secante com a deformação axial para os ensaios saturados. O módulo foi calculado pela razão entre a tensão cisalhante e a deformação axial para cada ponto da curva tensão – deformação. Para pequenas deformações axiais o valor calculado do módulo apresenta valores bastante altos. Quanto maior a tensão efetiva do ensaio, maior é o valor do módulo inicial e, com o aumento da deformação axial esse valor diminui consideravelmente. Quanto maior é o valor do módulo inicial, maior é a queda com a deformação do corpo-de-prova. Para determinação de um módulo de deformação inicial, estipulou-se a deformação axial de 0,2%. Para a tensão de 400 kPa o módulo inicial é de 49 MPa, para a tensão de 200 kPa o módulo inicial é de 34 MPa e para a tensão efetiva mais baixa, de 20 kPa, o módulo inicial é de 12 MPa.



Figura 9.23 – Variação do módulo secante com a deformação axial para o ensaio saturado com tensão efetiva de 20, 200 e 400 kPa.

Existem poucos registros na literatura sobre as características de deformação de solos residuais com medida de deformação interna. Reis (2004) relata a variação do módulo de elasticidade, obtido para um nível de tensão correspondente a 50% da tensão de ruptura do material, para um solo residual jovem e um solo residual maduro de gnaisse de Viçosa/MG. O módulo de elasticidade do solo residual jovem aumentou com a tensão confinante até ela alcançar o valor de 250 kPa, que é próximo da tensão de cedência determinada no ensaio de compressão hidrostática. Para valores superiores a essa tensão de cedência definida para a variação do módulo, que varia entre 7,66 MPa e 24,72 MPa para tensões efetivas entre 50 kPa e 250 kPa. Reis (2004) considera a hipótese da heterogeneidade do solo maduro, função da porosidade e da cimentação, para explicar a variação do módulo de deformação.

Marinho (1986) avaliou a variação do módulo de deformação em um solo coluvionar e um solo saprolítico de gnaisse do Campo Experimental da PUC-Rio. O colúvio foi coletado de 3,6 m de profundidade e apresenta 61% de argila, e o

solo saprolítico foi coletado de 7,6 m de profundidade e apresenta 39,3% de areia. O módulo de deformação tangente inicial determinados para o colúvio adensado para 100 kPa foi de 110 MPa, e para o solo saprolítico adensado para 150 kPa foi de 32 MPa.

De Campos e Marinho (1986) citam diferenças de até 10 vezes para o módulo tangente inicial quando as deformações são realizadas com medidores locais de deformação e medidores externos para módulos de deformação inicial. Esses pesquisadores também declaram que os erros passam a ser desprezíveis para módulos secantes determinados a níveis de tensão cisalhante maiores que cerca de 25% do valor máximo de q.

Os valores de coeficiente de Poisson em função da deformação axial para os três níveis de tensão efetiva investigados foram determinados a partir das curvas de deformação radial *versus* deformação axial obtidas dos medidores de deformação internos. Para valores de deformação axial superiores a 0,2% o coeficiente de Poisson torna-se um valor praticamente constante e são esses valores que foram considerados como representativos do solo estudado. Para a tensão efetiva de 20 kPa o coeficiente de Poisson do corpo-de-prova é igual a 0,2. Para a tensão de 200 kPa esse parâmetro é igual a 0,35, enquanto que para a tensão de 400 kPa esse valor é de 0,3.

A Tabela 9.3 resume os parâmetros de deformação do solo Marrom saturado, para as tensões efetivas dos ensaios.

Ensaio	E <sub>secante</sub> (Mpa) (ε <sub>a</sub> = 0,2%)	ν
20 kPa	12	0,2
200 kPa	34	0,35
400 kPa	49	0,3

Tabela 9.3 – Parâmetros de deformação do solo saturado.

## 9.1.5. Resistência ao Cisalhamento

A determinação das envoltórias de ruptura e parâmetros de resistência saturados do solo passa pela escolha do critério de ruptura a ser utilizado. Os critérios de ruptura convencionais para os quais se pode determinar a resistência do solo são:

Tensão desviadora de pico (1);

- Máxima razão das tensões principais (2);
- Deformação limite (3);
- Estado crítico (4);
- Estado residual (5).

Estes critérios estão ilustrados na Figura 9.24 a seguir.



Figura 9.24 - Critérios de Ruptura para Solos.

O critério de máxima tensão desviadora, ou pico da curva tensãodeformação é um dos mais tradicionais associados com a ruptura de corpos-deprova. No entanto, nem sempre a curva tensão-deformação apresenta pico, e outro critério de ruptura deve ser estabelecido. O critério de máxima razão entre as tensões principais é particularmente útil para solos nos quais a tensão desviadora continua a aumentar com o aumento das deformações. Possibilita a avaliação da não linearidade da envoltória de ruptura. Para solos nos quais grandes deformações são necessárias para mobilizar a resistência cisalhante, uma condição de deformação limite pode ser mais apropriada do que as anteriores. Se forem impostos grandes deslocamentos ao corpo de prova, sob tensão normal contínua, então a resistência ao cisalhamento vai continuamente decrescer até atingir um valor constante. Este valor representa a condição residual. A resistência residual tem grande importância na análise de estabilidade de taludes, escorregamentos e em todas as análises de problemas relacionados a grandes deslocamentos. Para a maioria dos solos, a resistência residual é atingida após deslocamentos da ordem de 100 a 500 mm, podendo ser necessários deslocamentos de até 1 m.

No entanto, a escolha do critério de ruptura nem sempre é tão óbvia. Quando o solo comporta-se de maneira *strain-hardening* não há uma ruptura definida na curva tensão-deformação. O critério de ruptura utilizado para esse caso pode ser o de deformação, que, no entanto, é de difícil aplicação uma vez que o acréscimo de deslocamento conduz a parâmetros de resistência sempre superiores. De Campos e Carrillo (1995) propõem um critério de ruptura para solos com comportamento *strain-hardening* baseado na inclinação da curva tensão-deformação. De acordo com esses autores, a ruptura nesses solos pode ser assumida quando a curva tensão-deformação permanece com uma inclinação constante  $\alpha$ , e a tensão cisalhante de ruptura corresponderia ao deslocamento no qual a condição de  $\alpha$  constante prevalece (Figura 9.25).



Figura 9.25 - Definição da Tensão Cisalhante na Ruptura (De Campos e Carrillo, 1995, modificado).

A curva tensão-deformação do solo estudado não apresentou pico nas tensões de 25 kPa, 200 kPa e 400 kPa conforme pode ser observado na Figura 9.8. Portanto o critério de máxima tensão não pode ser aplicado.

A variação da razão entre as tensões principais efetivas e a deformação axial do corpo-de-prova é apresentada na figura abaixo. Apenas para a tensão efetiva de 25 kPa a curva apresenta um valor de pico. Para as tensões de 200 kPa e 400 kPa as curvas apresentam um aumento da razão entre  $\sigma_1$ ' e  $\sigma_3$ ' com o aumento da deformação axial. De acordo com esse critério não é possível determinar a ruptura do solo.



Figura 9.26 – Curva de razão entre as tensões principais efetivas x deformação axial.

Determinando-se como deformação limite as deformações de 2%, 4% e 6% obtêm-se as três envoltórias de ruptura apresentadas nas figuras 9.26 a 9.28. Os parâmetros de resistência, coesão e ângulo de atrito, de Mohr-Coulomb, são resumidos na Tabela 9.4.

Tabela 9.4 – Parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb para as deformações de 2%, 4% e 6%.

Deformação	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (º)
2%	58	7,2
4%	32	21,2
6%	24	26,9

Para a deformação de 2% o critério de ruptura de Mohr-Coulomb não proporcionou bom ajuste, pois para esta deformação a envoltória apresenta-se curva. Ao contrário, para as deformações de 4% e de 6% a envoltória linear adequou-se bem.



Figura 9.27 – Envoltórias de ruptura para a deformação de 2%.



Figura 9.28 - Envoltórias de ruptura para a deformação de 4%.



Figura 9.29 – Envoltórias de ruptura para a deformação de 6%.

Utilizando-se a trajetória de tensões para a determinação da ruptura dos corpos-de-prova, obtém-se para os parâmetros de ruptura do solo os valores de 11 kPa para a coesão e 31,8<sup>°</sup> para o ângulo de atrito (Figura 9.30). Os eixos de

tensões utilizados na apresentação dos resultados gráficos correspondem a  $q = (\sigma_1 - \sigma_3)/2 e p' = (\sigma_1' + \sigma_3')/2$ .



Figura 9.30 – Envoltória de ruptura de acordo com a trajetória de tensões.

Aplicando o critério de ruptura de De Campos e Carrillo (1995), ou seja, assumindo que a tensão cisalhante de ruptura corresponde ao deslocamento a partir do qual a inclinação da curva tensão-deformação permanece com uma inclinação constante  $\alpha$  (Figura 9.31), tem-se a envoltória de ruptura apresentada na Figura 9.32.



Figura 9.31 – Determinação do ponto de ruptura de acordo com proposição de De Campos e Carrillo, 1995.



Figura 9.32 – Envoltória de ruptura de acordo com proposição de De Campos e Carrillo, 1995.

A Tabela 9.5 resume os parâmetros de resistência obtidos de acordo com as propostas de ruptura para os ensaios triaxiais e os parâmetros de ruptura obtidos dos ensaios de cisalhamento direto apresentados no Capítulo 8. As envoltórias de ruptura estão apresentadas na Figura 9.33. Observa-se que a envoltória definida pela deformação de 2% situa-se afastada das demais, indicando que para esse nível de deformação o solo ainda não atingiu a ruptura. A envoltória definida pela trajetória de tensões no gráfico de p x q apresenta um valor para o ângulo de atrito bastante superior e, para níveis de tensão normal acima de 200 kPa a resistência ao cisalhamento fornecida por essa envoltória é mais elevada. A envoltória definida por de Campos e Carrillo (1995) fornece valores médios de resistência e, portanto, deverá ser adotada no presente trabalho.

Ensaio	Critério de ruptura	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (º)
	Deformação 2%	58	7,2
Triaxial	Deformação 4%	32	21,2
	Deformação 6%	24	26,9
	Trajetória de tensões	11	31,8
	De Campos e Carrillo, 1995	19	25,2
Cisalhamento direto	Deslocamento de 12 mm	20,3	26,5
	Deslocamento de 6 mm	21	23,4

Tabela 9.5 – Parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb de acordo com os critérios de ruptura.



Figura 9.33 – Envoltórias de ruptura para o solo Marrom saturado.

## 9.2. Ensaios Triaxiais Não Saturados

O objetivo da realização de ensaios triaxiais não saturados é o de fornecer dados que auxiliem o entendimento do comportamento de solos residuais e para futuras pesquisas na área de modelagem numérica que tenham por finalidade desenvolver um modelo de comportamento desses solos. Foram realizados ensaios de tensão controlada e deformação controlada que são descritos nos itens 9.2.3.1 e 9.2.3.2, respectivamente.

### 9.2.1. Equipamento Utilizado

Os ensaios triaxiais não saturados foram executados na mesma prensa tipo Bishop-Wesley utilizada para os ensaios saturados. A prensa foi adaptada para que o controle de sucção fosse realizado por translação de eixos com pedra porosa de alto valor de entrada de ar de 2 bar instalada na base da célula triaxial. A aplicação da pressão de ar foi efetuada pelo topo e a pressão de água pela base. O sistema de controle das pressões confinante e pressão de água na base da amostra foram realizados pelos motores de passo descritos no item 9.1.1. O controle da pressão de água foi realizado por uma válvula reguladora de pressão (Marsh Bellofram, 2007). O esquema da disposição dos equipamentos para realização dos ensaios triaxiais está mostrado na Figura 9.34. Foram utilizadas medidas internas de deformação para a determinação das variações de altura e diâmetro do corpode-prova. Os instrumentos de medida interna são idênticos aos utilizados nos ensaios saturados e que foram descritos no item 9.1.1.



Figura 9.34 – Esquema de disposição dos equipamentos para realização dos ensaios triaxiais não saturados.

#### 9.2.2. Metodologia Empregada

A definição dos valores de sucção para a execução dos ensaios triaxiais foi realizada em função da curva característica apresentada pelo solo Marrom e da capacidade da pedra porosa de alta entrada de ar utilizada.

Os ensaios triaxiais foram conduzidos com a aplicação de sucção constante de 50 kPa e de 150 kPa. As tensões normais líquidas utilizadas foram de 35 kPa, 70 kPa e 150 kPa, em ensaios de compressão axial regidos por tensão controlada e deformação controlada. A tabela abaixo resume as características dos ensaios que foram conduzidos no solo Marrom.

Ensaio	Sucção (u <sub>a</sub> – u <sub>w</sub> ) (kPa)	Tensão Normal Líquida (σ <sub>n</sub> – u <sub>a</sub> ) (kPa)	Trajetória
1		35	Sucção controlada
2	50	70	Compressão axial com
3	50	70	tensão controlada
4		150	u <sub>w</sub> = 30 kPa
4		35	Sucção controlada
5	150	70	Compressão axial com
6	100	150	tensão controlada u <sub>w</sub> = 10 kPa
7		35	Sucção controlada
8	150	70	Compressão axial com
9	100	150	deformação controlada u <sub>w</sub> = 10 kPa

Tabela 9.6 - Ensaios triaxiais não saturados.

Para a imposição da sucção nos corpos-de-prova, foi utilizado o método de equilíbrio de vapor (Jucá, 1990; Röhm, 1997). As amostras de solo foram colocadas em dessecadores com solução de cloreto de sódio para controle do teor de umidade da atmosfera (ver Capítulo 6, item 6.1). A concentração da solução foi determinada em função da sucção desejada para os ensaios triaxiais. As amostras permaneceram no dessecador por um período mínimo de 30 dias. Após esse período o corpo-de-prova era colocado na câmara triaxial para imposição da sucção matricial. A pressão de ar foi aplicada no topo do corpo-de-prova e a pressão de água aplicada na base do corpo-de-prova. A drenagem ocorria pela base com pedra porosa de alto valor de entrada de ar que estava conectada a um medidor de variação de volume. Considerou-se que a sucção estava equalizada após a cessão de fluxo (Fredlund e Rahardjo, 1993), o que ocorria, normalmente, em 24 horas. A Figura 9.35 apresenta a variação de volume de água de um corpo-de-prova durante o período de estabilização na câmara triaxial.

Os ensaios com tensão controlada foram conduzidos na taxa de 10 kPa/hora e os ensaios com deformação controlada foram conduzidos na velocidade de 0,06 %/hora. O tempo de cisalhamento no ensaio, tanto para aqueles realizados com tensão controlada como os de deformação controlada, foi de 4 dias.



Figura 9.35 – Curvas de variação de volume de água durante estabilização do corpo-deprova na câmara triaxial.

## 9.2.3. Resultados Obtidos

# 9.2.3.1. Ensaios com Tensão Controlada

Os ensaios triaxiais com sucção controlada foram realizados com dois valores de sucção, 50 kPa e 150 kPa. Para os ensaios com 50 kPa de sucção foi usada poro-pressão de água igual a 30 kPa, e para os ensaios com 150 kPa de sucção a poro-pressão de água foi de 10 kPa. A equalização da sucção inicial dos corpos-de-prova foi realizada conforme metodologia descrita no item 9.2.2. Os índices físicos de cada corpo de prova podem ser vistos na Tabela 9.7 e na Tabela 9.8.

SUCÇÃO - 50 kPa							
Tensão normal líquida (kPa)	35	70a	70b	150			
Teor de umidade (%)	26,60	30,35	27,27	29,51			
Peso Específico Natural (kN/m³)	18,53	17,56	18,48	17,92			
Peso Específico Seco (kN/m³)	14,64	13,47	14,52	13,84			
Porosidade	0,45	0,49	0,45	0,48			
Índice de Vazios	0,82	0,98	0,83	0,93			
Grau de Saturação (%)	86,38	82,70	87,05	84,92			
Peso do corpo-de-prova (gf)	185,80	166,22	174,20	166,70			

Tabela 9.7 – Dados dos corpos-de-prova dos ensaios triaxiais de sucção 50 kPa.

SUCÇÃO - 150 kPa							
Tensão normal líquida (kPa)	35	70	150				
Teor de umidade (%)	29,59	27,71	28,00				
Peso Específico Natural (kN/m³)	19,18	17,52	16,79				
Peso Específico Seco (kN/m³)	14,80	13,74	14,03				
Porosidade	0,44	0,48	0,47				
Índice de Vazios	0,80	0,94	0,90				
Grau de Saturação (%)	82,91	78,07	82,99				
Peso do corpo-de-prova (gf)	177,29	166,72	134,60				

Tabela 9.8 – Dados dos corpos-de-prova dos ensaios triaxiais de sucção 150 kPa.

Apesar de não ocorrerem variações na quantidade de água dos corpos-deprova após o período de 24 horas com a sucção aplicada na amostra na prensa triaxial, observa-se que os teores de umidade dos corpos-de-prova variam para uma mesma sucção. Para a sucção de 50 kPa, os teores de umidade estão entre 26,6% e 30,35%, e para a sucção de 150 kPa os teores de umidade estão entre 27,71 e 29,59%. Esta variação pode ser decorrente da própria heterogeneidade do material. Embora os ensaios triaxiais não saturados tenham sido feitos com dois blocos apenas (2.4021.07 e 2.4022.07), existe uma alteração de índices físicos. Conforme já ressaltado em capítulos anteriores, a variação de parâmetros como mineralogia, porosidade e cimentação nestes solos pode ser responsável pela heterogeneidade de comportamento. Também, neste trabalho optou-se por "separar" os diferentes materiais encontrados no perfil por uma característica visual, e pode-se dizer que subjetiva, que é a coloração das amostras. Como a transição entre materiais é gradual e não brusca, a separação em grupos pode reunir materiais diferentes em alguns pontos e materiais similares em outras características podem estar em grupos distintos.

Nas figuras 9.34 e 9.35 estão reproduzidas as curvas características dos solos Marrom e Vermelho (ver Capítulo 6). Cada ponto destas curvas foi determinado a partir de uma amostra diferente e, portanto, essas curvas representam um comportamento médio daquelas amostras similares, mas não iguais. Observa-se que na curva característica do solo Marrom a sucção de 50 kPa equivale a um teor de umidade de 33%, e a sucção de 150 kPa é representada por um teor de umidade de 30 %. Na curva do solo Vermelho a sucção de 50 Kpa é obtida em um teor de umidade de 29% e a sucção de 100 kPa é obtida em um teor de umidade de 29%. Esses valores indicam que os blocos utilizados apresentam características hidráulicas mais próximas à curva característica do solo Vermelho.

Para os ensaios realizados com tensão controlada, a ruptura dos corposde-prova ocorreu de forma brusca, frágil, com a formação de um ou dois planos nítidos de ruptura, conforme pode ser visto na Figura 9.38 para as amostras cisalhadas com sucção de 50 kPa e na Figura 9.39 para as amostras cisalhadas com sucção de 150 kPa. A única exceção é o corpo-de-prova D, de tensão normal líquida de 150 kPa. A diferença de comportamento na ruptura do solo residual deve-se à distribuição de poros, que depende da estrutura do solo, mais precisamente da mineralogia e do arranjo das partículas. A ruptura dúctil parece que está associada à distribuição uniforme de poros, que pode ser conseguida adensando o solo sob altas tensões. Ao contrário a ruptura frágil está associada à má distribuição de poros, o que facilita a concentração de tensão ao longo dos vazios (Futai, 2002).



Figura 9.36 - Curva característica do solo Marrom.



Figura 9.37 – Curva característica do solo Vermelho.



Figura 9.38 – Corpos-de-prova dos ensaios triaxiais com sucção controlada de 50 kPa. Ensaios com tensão controlada. (a) Corpo-de-prova A - Tensão normal líquida de 35 kPa. (b) Corpo-de-prova B - Tensão normal líquida de 70 kPa. (c) Corpo-de-prova C -Tensão normal líquida de 70 kPa. (d) Corpo-de-prova D - Tensão normal líquida de 150 kPa.



Figura 9.39 – Corpos-de-prova dos ensaios triaxiais com sucção controlada de 150 kPa. Ensaios com tensão controlada. (a) Corpo-de-prova E - Tensão normal líquida de 35 kPa. (b) Corpo-de-prova F - Tensão normal líquida de 70 kPa. (c) Corpo-de-prova G -Tensão normal líquida de 150 kPa.

A Figura 9.40 registra as curvas tensão-deformação dos ensaios com sucção de 50 kPa e a Figura 9.42 os resultados dos ensaios com sucção de 150 kPa. Para a sucção de 50 kPa foram realizados dois ensaios com tensão normal líquida de 70 kPa e um ensaio com tensão de 35 kPa e outro com tensão de 150 kPa. Para a sucção de 150 kPa foi realizado um ensaio para cada tensão normal líquida citada anteriormente. As curvas dos ensaios com tensão controlada serão utilizadas para a análise do comportamento tensão-deformação do solo.

Para a sucção de 50 kPa apenas um corpo-de-prova apresentou curva tensão-deformação com pico de resistência. Inclusive esse ensaio, com tensão normal líquida de 70 kPa, apresentou um valor de resistência ao cisalhamento bastante superior. O outro corpo-de-prova de tensão 70 kPa e o corpo-de-prova com tensão de 35 kPa romperam bruscamente e, devido ao tipo de ensaio (tensão controlada) não foi possível obter o comportamento pós-ruptura. O ensaio de 150 kPa apresentou maior deformação radial do que os demais, e o ensaio de 70 kPa que apresentou pico foi o que apresentou menor deformação radial. As leituras de deformação radial deste ensaio foram até pouco mais de 5%, quando o curso do instrumento não foi mais suficiente.

Para a sucção de 150 kPa, também o ensaio de tensão normal líquida de 70 kPa apresentou pico de resistência na curva tensão-deformação. Os demais ensaios também romperam bruscamente. A deformação radial até aproximadamente 3% de deformação axial foi praticamente igual para todos os níveis de tensão normal líquida investigados.



Figura 9.40 – Ensaio triaxial de sucção controlada igual a 50 kPa, tensão controlada. Curvas tensão-deformação.



Figura 9.41 – Ensaio triaxial de sucção controlada igual a 50 kPa, tensão controlada. Curvas deformação radial-deformação axial.



Figura 9.42 – Ensaio triaxial de sucção controlada igual a 150 kPa, tensão controlada. Curvas tensão-deformação.



Figura 9.43 – Ensaio triaxial de sucção controlada igual a 150 kPa, tensão controlada. Curvas deformação radial-deformação axial.

## 9.2.3.2. Ensaios com Deformação Controlada

Além dos ensaios com tensão controlada descritos no item precedente, a relação tensão-deformação do solo Marrom não saturado foi estudada também através de ensaios de deformação controlada. Os ensaios foram conduzidos com sucção constante de 150 kPa nas tensões normais líquidas de 35 kPa, 70 kPa e 150 kPa. A Tabela 9.9 resume as características dos ensaios executados e dos corpos-de-prova. Os corpos-de-prova foram moldados a partir da amostra 2.4022.07.

Tabela 9.9 – Dados dos corpos-de-prova ensaiados à deformação controlada com sucção de 150 kPa.

SUCÇÃO - 150 kPa						
Tensão normal líquida (kPa)	35	70	150			
Teor de umidade (%)	27,91	28,68	27,06			
Peso Específico Natural (kN/m³)	19,04	17,60	17,64			
Peso Específico Seco (kN/m³)	14,88	13,68	13,88			
Porosidade	0,44	0,48	0,48			
Índice de Vazios	0,79	0,94	0,91			
Grau de saturação (%)	78,09	65,03	76,50			
Peso do corpo-de-prova (gf)	181,65	171,74	176,85			

Os corpos-de-prova ensaiados à deformação controlada são apresentados na Figura 9.44. Os elementos ensaiados com as tensões normais líquidas de 35 kPa e 70 kPa apresentam plano de ruptura definido, mas sem deslocamento suficiente para separação em dois corpos. Já o corpo-de-prova ensaiado com tensão de 150 kPa rompeu em um plano situado na metade superior do elemento. Essa ruptura foi similar à do corpo-de-prova também de tensão normal de 150 kPa e sucção de 50 kPa (Figura 9.38 - corpo-de-prova d).

A Figura 9.45 apresenta as curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial para os três ensaios executados e a Figura 9.46 mostra a variação da deformação radial *versus* a deformação axial. As medidas de deformação axial e radial foram efetuadas com medidores internos. A medida de deformação radial do ensaio de 150 kPa apresentou muita variação, o que prejudica um pouco a análise do resultado. As curvas de tensão normal líquida de 35 kPa e 70 kPa apresentaram pico de resistência, enquanto a curva de 150 kPa não apresenta uma ruptura nítida.



Figura 9.44 – Corpos-de-prova dos ensaios triaxiais com sucção controlada de 150 kPa. Ensaios com deformação controlada. (a) Corpo-de-prova H - Tensão normal líquida de 35 kPa. (b) Corpo-de-prova I - Tensão normal líquida de 70 kPa. (c) Corpo-de-prova J -Tensão normal líquida de 150 kPa.



Figura 9.45 – Ensaio triaxial de sucção controlada, igual a 150 kPa, deformação controlada. Curvas tensão-deformação.



Figura 9.46 – Ensaio triaxial de sucção controlada, igual a 150 kPa, deformação controlada. Curvas deformação radial-deformação axial.

## 9.2.4. Comportamento Tensão-Deformação

Assim como realizado para os ensaios executados no solo saturado, o comportamento tensão-deformação para pequenas deformações é analisado neste item para o estado não saturado. Através das curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial e deformação axial *versus* deformação radial são determinados os pontos de mudança de comportamento do solo. Foi observada a deformação axial referente ao final do patamar de módulo (E) constante e a deformação axial referente ao início de maior deformação radial. Outras mudanças de comportamento, principalmente identificadas na deformação radial também foram anotadas. A identificação desses pontos foi realizada visualmente. As medidas de deformação axial e radial são provenientes de medidores locais de deformação. Os ensaios realizados com tensão controlada e sucção de 150 kPa são apresentados nas Figuras 9.46 a 9.51 e os com sucção de 150 kPa são apresentados nas Figuras 9.52 a 9.57. Os ensaios realizados com deformação controlada e sucção constante de 150 kPa são apresentados nas Figuras 9.52 a 9.57.

Nos ensaios executados com deformação controlada a medida de deformação radial mostrou-se mais instável do que nos ensaios com tensão controlada, fato que prejudica a análise do comportamento dos materiais (Figura 9.59, Figura 9.60 e Figura 9.61).

A análise das curvas mostra que, normalmente, nas curvas tensãodeformação, o final do trecho onde o módulo de deformação é constante (módulo inicial) está associado a uma mudança de inclinação na curva de deformação axial *versus* deformação radial (Figura 9.47, Figura 9.49, Figura 9.51, Figura 9.55, Figura 9.57).

Observa-se também que os ensaios que apresentam pico de resistência na curva tensão-deformação, apresentam também um aumento significativo da deformação radial, provavelmente relacionada à formação do plano de ruptura (Figura 9.46, Figura 9.55, Figura 9.59, Figura 9.60).

As mudanças de comportamento identificadas pela curva tensão cisalhante versus deformação axial, ou pela curva deformação radial versus deformação axial pela mudança brusca de direção estão resumidas na Tabela 9.10, para os ensaios de tensão controlada, e na Tabela 9.11 para os ensaios de deformação controlada. Nota-se que os trechos de módulo de deformação constante ocorrem para níveis de deformação inferiores a 0,2%, embora o nível de tensão seja bastante variável. O início de maior deformação radial está associado à ruptura do material e sua ocorrência é entre 0,26% e 4,34 % de deformação axial. Outros pontos de mudança de comportamento foram observados e, provavelmente são decorrentes de quebra de cimentação / alteração da estrutura do material. Para essas outras mudanças de comportamento não foi possível identificar nenhum padrão, sendo pertinentes à heterogeneidade dos solos.

Tabela 9.10 – Pontos de mudança de comportamento para os ensaios não saturados, tensão controlada.

	Pontos de mudança de direção					
	D	eformação	axial (%) / '	Tensão cisa	alhante (kP	a)
Ensaio	Final do pa	tamar de E	Início d	e maior	Outros p	ontos de
Liiduid	constante deformação r		ão radial	mudança		
	Sucção	Sucção	Sucção	Sucção	Sucção	Sucção
	50 kPa	150 kPa	50 kPa	150 kPa	50 kPa	150 kPa
35 kPa	0 14 / 22	0 17 / 55	3 75 / 110	37/335	0,17 / 24	0,63 / 118
50 M U	0,14722	0,17700	0,707 110	0,77000		1,86 / 223
70 kPa	0 09 / 264	0 14 / 224	2,86 / 598	1 36 / 406	_	0 12 / 214
ΤΟ ΚΙ Δ	0,007204	0,14/224	0,26 / 317	1,007 400		0,12/214
150 kPa	0,16 / 168	0,20 / 121	0,45 / 247	1,7 / 364	3,0 / 445	1,15 / 300

Tabela 9.11 – Pontos de mudança de comportamento para os ensaios não saturados, deformação controlada.

	Pontos de mudança de direção				
Ensaio	Deformação axial (%) / Tensão cisalhante (kPa)				
	Final do patamar de E	Início de maior	Outros pontos de		
	constante	deformação radial	mudança		
35 kPa	0,05 / 74	0,75 / 128	-		
70 kPa	0,15 / 73	5,4 / 412	-		
150 kPa	0,5 / 100	4,34 / 323	1,76 / 193		



Figura 9.47 – Curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) *versus* deformação radial (medidor radial) para a sucção de 50 kPa, tensão controlada, e tensão normal líquida de 35 kPa, escala 1.



Figura 9.48 – Curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) *versus* deformação radial (medidor radial) para a sucção de 50 kPa, tensão controlada, e tensão normal líquida de 35 kPa, escala 2.



Figura 9.49 – Curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) *versus* deformação radial (medidor radial) para a sucção de 50 kPa, tensão controlada, e tensão normal líquida de 70 kPa, escala 1.



Figura 9.50 – Curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) *versus* deformação radial (medidor radial) para a sucção de 50 kPa, tensão controlada, e tensão normal líquida de 70 kPa, escala 2.



Figura 9.51 – Curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) *versus* deformação radial (medidor radial) para a sucção de 50 kPa, tensão controlada, e tensão normal líquida de 150 kPa, escala 1.



Figura 9.52 – Curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) *versus* deformação radial (medidor radial) para a sucção de 50 kPa, tensão controlada, e tensão normal líquida de 150 kPa, escala 2.



Figura 9.53 – Curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) *versus* deformação radial (medidor radial) para a sucção de 150 kPa, tensão controlada, e tensão normal líquida de 35 kPa, escala 1.



Figura 9.54 – Curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) *versus* deformação radial (medidor radial) para a sucção de 150 kPa, tensão controlada, e tensão normal líquida de 35 kPa, escala 2.



Figura 9.55 – Curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) *versus* deformação radial (medidor radial) para a sucção de 150 kPa, tensão controlada, e tensão normal líquida de 70 kPa, escala 1.



Figura 9.56 – Curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) *versus* deformação radial (medidor radial) para a sucção de 150 kPa, tensão controlada, e tensão normal líquida de 70 kPa, escala 2.



Figura 9.57 – Curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) *versus* deformação radial (medidor radial) para a sucção de 150 kPa, tensão controlada, e tensão normal líquida de 150 kPa, escala 1.



Figura 9.58 – Curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) *versus* deformação radial (medidor radial) para a sucção de 150 kPa, tensão controlada, e tensão normal líquida de 150 kPa, escala 2.



Figura 9.59 – Curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) *versus* deformação radial (medidor radial) para a sucção de 150 kPa, deformação controlada, e tensão normal líquida de 35 kPa.



Figura 9.60 – Curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) *versus* deformação radial (medidor radial) para a sucção de 150 kPa, deformação controlada, e tensão normal líquida de 70 kPa.



Figura 9.61 – Curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) *versus* deformação radial (medidor radial) para a sucção de 150 kPa, deformação controlada, e tensão normal líquida de 150 kPa.

Os parâmetros de deformação do solo no estado não saturado foram determinados a partir das curvas: tensão cisalhante *versus* deformação axial (módulo de deformação E), deformação radial *versus* deformação axial (coeficiente de Poisson v). Os parâmetros foram determinados para cada ponto das curvas. O módulo de deformação foi calculado até a deformação de 2% ou, para as curvas que apresentaram ruptura em níveis de deformação inferior, até o pico de resistência. O coeficiente de Poisson foi calculado até a deformação axial de 5%. As variações de E em função da deformação axial são apresentadas da Figura 9.62 à Figura 9.64. De modo geral, o valor do módulo de deformação decresce com a deformação axial. Para os ensaios com tensão controlada, os ensaios de tensão normal líquida de 70 kPa apresentaram os maiores módulos iniciais e os ensaios com tensão de 35 kPa os menores módulos (Figura 9.62 e Figura 9.63).

Nos ensaios executados com deformação controlada, para deformações axiais superiores a 0,2%, os ensaios de 35 kPa e 70 kPa apresentam praticamente o mesmo valor de E enquanto que o ensaio de 150 kPa apresenta um módulo de deformação superior.

A Tabela 9.12 resume os parâmetros de deformação para o solo no estado não saturado. O módulo de deformação foi determinado para a deformação axial

de 0,2% e o coeficiente de Poisson foi determinado no trecho em que ele tornase constante. Essa faixa é distinta para cada ensaio.

Não foi encontrada nenhuma relação entre os módulos de deformação, a sucção no corpo-de-prova e a tensão normal líquida. Os valores de módulos de deformação variam entre 13 MPa (sucção de 50 kPa e tensão normal líquida de 35 kPa) e 250 MPa (sucção de 150 kPa e tensão normal líquida de 150 kPa). Os coeficientes de Poisson variam entre 0,04 e 0,45.



Figura 9.62 – Variação do módulo de deformação secante com a deformação axial para o ensaio não saturado executado, sucção de 50 kPa, com tensão controlada.



Figura 9.63 – Variação do módulo de deformação secante com a deformação axial para o ensaio não saturado executado, sucção de 150 kPa, com tensão controlada.



Figura 9.64 – Variação do módulo elástico com a deformação axial para o ensaio não saturado executado, sucção de 150 kPa, com deformação controlada.

Corpo-de- prova	Sucção	Tensão normal líquida (kPa)	E <sub>inicial</sub> (Mpa) (ɛ <sub>a</sub> = 0,2%)	v
А	50	35	13	0,08
В	50	70	153	0,04
С	50	70	153	0,3
D	50	150	89	0,36
E	150	35	29	0,3
F	150	70	125	0,45
G	150	150	58	0,39
Н	150	35	49	0,1
I	150	70	42	0,03
J	150	150	250	0,16

Tabela 9.12 – Parâmetros de deformação do solo não saturado.

### 9.2.5. Resistência ao Cisalhamento

As curvas tensão-deformação dos solos não-saturados obtidas dos ensaios de tensão controlada e de deformação controlada apresentam um comportamento muito variado. Alguns ensaios apresentam curvas com pico de resistência, outros um comportamento do tipo *strain hardening*, dificultando a determinação da tensão de ruptura do material através das curvas tensão-deformação.

Mas, ao se analisar os corpos-de-prova ao final dos ensaios, independente do nível de sucção, para as tensões normais líquidas de 35 kPa e 70 kPa, verificou-se que as amostras apresentavam um plano de ruptura bem definido, sendo bem claro que ocorreu a ruptura do elemento, independente da curva tensão-deformação apresentar pico ou não. Por outro lado, para as tensões normais líquidas de 150 kPa, os corpos-de-prova, ao final do ensaio, não apresentaram um plano de ruptura bem definido, apenas uma ruptura que poderia ser identificada como ruptura local, normalmente na metade superior do elemento.

Ou seja, pela observação dos corpos-de-prova ao final dos ensaios é indiscutível a ruptura dos elementos ensaiados em tensões normais líquidas de 35 kPa e de 70 kPa, e não era clara a ruptura dos elementos ensaiados em tensão normal líquida de 150 kPa.

Avaliando as curvas tensão-deformação dos ensaios com tensão normal líquida de 150 kPa, observa-se que a única onde a ruptura está bem definida é a do ensaio de tensão controlada e sucção de 150 kPa.

A dificuldade em se definir o ponto de ruptura era esperada para os ensaios com tensão controlada, pois esse tipo de ensaio representa bem o comportamento tensão-deformação dos materiais, principalmente para pequenas deformações, mas dificultam a definição da ruptura dos solos por não permitir uma queda de tensão após o pico de resistência. No entanto, para o ensaio de tensão normal de 150 kPa executado com deformação controlada a ruptura do corpo-de-prova também não foi indicada pela curva tensão-deformação.

Observou-se que nas curvas tensão-deformação que apresentaram pico de resistência, o valor máximo da tensão desviadora estava relacionado a um aumento da deformação radial do corpo-de-prova, provavelmente relacionado à formação e ao escorregamento do plano de ruptura. Utilizou-se deste princípio para definir o ponto de ruptura dos ensaios que não apresentaram a resistência ao cisalhamento máxima.

Os pontos de ruptura para os ensaios com tensão controlada e deformação controlada são apresentados na Figura 9.65 para as sucções de 50 kPa e 150 kPa em termos de tensão desviadora *versus* tensão normal líquida.

Exceto para um ensaio de sucção 50 kPa e tensão normal líquida de 70 kPa que apresentou resistência de 600 kPa, os ensaios de sucção 50 kPa situam-se abaixo dos ensaios de sucção 150 kPa. E a resistência obtida para a tensão normal líquida de 150 kPa é inferior à tensão normal de 70 kPa, para os dois níveis de sucção analisados. A queda de resistência para a tensão normal líquida de 150 kPa é confirmada nos três ensaios realizados. Inclusive, na análise do comportamento tensão-deformação (item 9.2.4) o módulo de deformação dos ensaios de tensão normal igual a 70 kPa é superior ao módulo dos ensaios de 150 kPa, o que indica uma rigidez maior desses corpos-deprova. Os ensaios indicam uma envoltória de resistência extremamente curva, mas devido à heterogeneidade do material, é necessário um maior número de ensaios, em diferentes tensões normais e valores de sucção, para se poder determinar uma tendência de comportamento.



Figura 9.65 – Resistência em função da tensão normal líquida e sucção obtida dos ensaios de tensão controlada.

Utilizando o critério de maior deformação radial para definir a tensão desviadora de ruptura, a Figura 9.66 apresenta a comparação entre a ruptura definida por esse critério e as envoltórias de ruptura definidas por critérios convencionais para o solo saturado. Observa-se que para a tensão normal de 20 kPa e de 200 kPa obtém-se um valor maior de resistência e para a tensão de 400 kPa obtém-se um valor menor de resistência em relação às envoltórias lineares. O ajuste de uma envoltória de resistência por esses pontos resultaria em uma envoltória extremamente curva, assim como ocorreu para os ensaios com os solos não saturados.



Figura 9.66 – Ruptura definida pelo critério de máxima deformação radial em comparação com as envoltórias de ruptura determinadas pelos métodos convencionais.

A Figura 9.67 mostra as tensões desviadoras na ruptura em função da tensão normal para os ensaios saturados e não saturados executados no solo Marrom. Todos os pontos traçados foram determinados pela maior deformação radial apresentada pelo corpo-de-prova. Apesar dos ensaios no solo saturado terem sido realizados em tensões normais mais elevadas, para a faixa de tensão até 200 kPa observa-se a maior resistência oferecida pelos solos não saturados e a alta não linearidade das envoltórias do solo não saturado.



Figura 9.67 – Tensão desviadora na ruptura *versus* tensão normal para diferentes condições de saturação do solo Marrom.

#### 9.3. Conclusões

Neste capítulo foram apresentados os resultados de ensaios triaxiais de compressão axial executados no solo mais intemperizado em condições saturada e não saturada. Os ensaios foram realizados em uma prensa servocontrolada com medidas de deformação local (axial e radial). Os ensaios saturados foram executados com tensão controlada em tensões efetivas de 20 kPa, 200 kPa e 400 kPa. Os ensaios não saturados foram executados com tensão controlada – sucção de 50 kPa e 150 kPa – e deformação controlada – sucção de 150 kPa. As tensões normais líquidas dos ensaios foram de 35 kPa, 70 kPa e 150 kPa.

A avaliação do comportamento tensão-deformação através das curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial e deformação radial *versus* deformação axial permitiu a identificação de mudanças de comportamento do corpo-de-prova durante a compressão triaxial. Dois pontos bem definidos e presentes em todos os ensaios foram identificados: 1º o final do patamar de E constante (na curva tensão x deformação), 2º o início de maior deformação radial (na curva deformação axial x deformação radial). O primeiro ponto pode ser identificado como o final do trecho elástico linear (possivelmente a superfície

de plastificação Y<sub>1</sub> proposta por Jardine *et al.*, 1991), e o segundo está associado à ruptura do material. Outros pontos de mudança de comportamento também foram observados isoladamente, mas como não puderam ser identificados como padrões de comportamento não foram considerados. Estas outras variações de comportamento ou rigidez são função, provavelmente da quebra ou plastificação da estrutura do solo. Esse comportamento é dependente da cimentação, porosidade e mineralogia (quebra de grãos) do material e, devido à heterogeneidade do solo que está sendo estudado não apresenta uma repetibilidade de comportamento.

O módulo de deformação inicial foi determinado para a deformação axial de 0,2% e tem os seguintes valores para o solo saturado: 49 MPa, para a tensão de 400 kPa, 34 MPa para a tensão efetiva de 200 kPa, e 12 MPa para a tensão efetiva de 20 kPa. No estado saturado, a rigidez do corpo-de-prova é diretamente proporcional à tensão efetiva. No estado não saturado, não foi encontrada nenhuma relação entre o módulo de deformação, a sucção no corpo-de-prova e a tensão normal líquida. Os valores de módulo de deformação variam entre 13 MPa (sucção de 50 kPa e tensão normal líquida de 35 kPa) e 250 MPa (sucção de 150 kPa e tensão normal líquida de 150 kPa).

As curvas tensão-deformação dos solos não-saturados obtidas dos ensaios de tensão controlada e de deformação controlada apresentam um comportamento muito variado. Alguns ensaios apresentam curvas com pico de resistência, outras um comportamento do tipo *strain hardening*. Observou-se que a ruptura do corpo-de-prova está associada a um aumento significativo da deformação radial. A partir desta premissa os valores de tensão cisalhante na ruptura foram determinados.

De modo geral, a resistência dos corpos-de-prova sujeitos à sucção de 150 kPa foi superior à resistência dos corpos-de-prova sujeitos à sucção de 50 kPa, independente se o ensaio foi conduzido com tensão controlada ou deformação controlada. Também para os ensaios executados, há um aumento da resistência com o aumento da tensão normal líquida de 35 kPa para 70 kPa e um decréscimo de resistência para a tensão normal líquida de 150 kPa.

Devido à heterogeneidade do material, é necessário um maior número de ensaios, em diferentes tensões normais e valores de sucção para se poder determinar uma tendência de comportamento.

A envoltória de resistência obtida para o solo saturado foi comparada à envoltória do ensaio de cisalhamento direto determinada no Capítulo 8, com boa aproximação dos resultados. Os parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb obtidos através do ensaio triaxial, utilizando o critério de ruptura de De Campos e Carrillo (1995) são de 19 kPa para a coesão e 25,2<sup>0</sup> para o ângulo de atrito. Para o solo no estado não saturado a envoltória de ruptura é altamente não linear. E valores de sucção considerados baixos (50 e 150 kPa) fornecem ao solo uma maior resistência ao cisalhamento.