

**INVESTIGAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE
UM SOLO RESIDUAL DE GNAISSE DA CIDADE DE PORTO
ALEGRE.**

Felipe Gobbi Silveira

Porto Alegre
Abril de 2005.

FELIPE GOBBI SILVEIRA

**INVESTIGAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE
UM SOLO RESIDUAL DE GNAISSE DA CIDADE DE PORTO
ALEGRE, RS.**

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
Abril de 2005.

GOBBI, Felipe

Investigação do comportamento mecânico de um solo residual de Gnaisse da cidade de Porto Alegre / Felipe Gobbi Silveira. – Porto Alegre, RS: PPGEC/UFRGS, 2005.

159 p.

Dissertação de mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul; Mestrado. Orientador: Adriano Virgílio Damiani Bica e Luiz Antônio Bressani.

1. Comportamento de solos I. Investigação do comportamento mecânico de um solo residual de gnaisse da cidade de Porto Alegre, RS

CCAA2

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, 19 de abril de 2005.

Prof. Adriano Virgílio Damiani Bica
Ph.D. pela Surrey University
Orientador

Prof. Luiz Antônio Bressani
Ph.D. pela University of London
Orientador

Prof. Américo Campos Filho
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Flávia Burmeister Martins
D.Sc. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Juan Antonio Altamirano Flores
D.Sc. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
D.Sc. pela Universidade de Poitiers, França

Prof. Washington Peres Núñez
D. Sc. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Às mulheres da minha vida, Mãe, Vó, Renata, Ana e
Nicole, com amor.

AGRADECIMENTOS

Poder desfrutar das fontes do conhecimento é um privilégio imensurável. Por isso agradeço sinceramente as pessoas que me possibilitaram isso. A minha família, especialmente a minha mãe Valeria, por propiciar todo o caminho trilhado até a conquista do título de engenheiro, e alguns passos mais. Mais do que oportunidades, em casa, sempre tive todo o respaldo necessário para o meu desenvolvimento como ser humano, graças às pessoas especiais que participaram da minha vida, pois *“toda pessoa sempre é as marcas das lições diárias de outras tantas pessoas”* (Gonzaguinha). Por isso: Mãe, impossível achar palavras que expressem minha gratidão, obrigado por ser sempre o nosso “porto seguro” com relação a tudo, essa fonte inesgotável de amor, carinho, compreensão, bondade,... Vó obrigado por ser uma vida de dedicação, sei que todos alcançaremos o que sempre almejou para nós. Renata e Ana, não sei se existe um termo mais forte do que **irmãos** para identificar a nossa relação. Mãedrinha Lucila, sempre com uma participação em cada passo meu, desde os ditados do colégio. Tia Cléia sempre mais do que minha tia. Tio André, amizade desde sempre. Tia Loraine, tio Luiz, tia Luli, tio Waldir, primos, primas, em fim, muito obrigado a minha família, por fazerem parte do que sou e principalmente por fazerem parte do que quero ser.

Pai obrigado pela preocupação e carinho de sempre, por ter tido uma participação importante na minha vinda para a UFRGS, um beijão e um abraço.

O aprendizado durante a faculdade, entre aulas e estágios, foi fundamental para o meu ingresso no curso de mestrado em geotecnia. Sendo assim hoje vejo indispensável o agradecimento aos profissionais que compõe o curso de engenharia da UFRGS e aos responsáveis pelo meu primeiro contato com a mecânica dos solos, como bolsista no laboratório de Mecânica dos Solos da UFRGS, muito obrigado então mestrando (hoje doutor) Marcelo Rigo, obrigado ainda ao então doutorando Rinaldo Pinheiro (hoje doutor) e demais colegas de trabalho no laboratório. No estágio desenvolvido na empresa Azambuja Engenharia e Geotecnia Ltda. aprendi a prática de projeto em engenharia geotécnica, foi onde encontrei o amadurecimento, onde o estudante se transforma em engenheiro, graças a competência dos profissionais que o acompanham. Muito obrigado aos mestres: Marco Aurélio Azambuja pelas lições de vida e engenharia, Eduardo Azambuja referência como ser humano e profissional, Marcos Strauss, Dione, Cerutti, Perin, Alexandre, Melissa, Lílian, Juliana e todos aqueles com quem compartilhei muitas coisas boas.

No curso de mestrado faço um agradecimento especial ao Conselho Nacional de Pesquisa e Desenvolvimento (CNPq) pelo auxílio financeiro para o desenvolvimento desta pesquisa.

A todos os professores do curso de mestrado pela enorme contribuição durante o período de desenvolvimento das disciplinas: Adriano Bica, Fernando Schnaid, Jorge Ceratti, Luiz Bressani, Nilo Consoli, Wai Gehling e Washington Peres Núñez, muito obrigado. Agradeço ao professor Marcelo Rocha pelo livro sobre HP Vee, me deu um rumo para colocar meu programa experimental em funcionamento. Agradeço também ao professor Ruy Phillip pela pronta disponibilidade para resolver minhas dúvidas de geologia sobre o Gnaisse Porto Alegre.

Muito obrigado aos meus orientadores neste trabalho. Professor Adriano Bica, que com o seu imenso conhecimento conquista o respeito de todos, entretanto, com o esforço e dedicação intermináveis dependidos em prol dos seus alunos, consequência da pessoa que é, conquista a amizade, a admiração e o lugar ocupado pelas pessoas inesquecíveis. Professor Luiz Bressani pela orientação sempre “um passo a frente” através de uma visão ímpar de análise dos resultados e compreensão de comportamento dos solos, pela amizade, preocupação e dedicação, por encontrar tempo para as revisões “em cima do laço”, muito obrigado mesmo.

Agradecimento ao pessoal do Laboratório por aquela “leitura” na hora necessária. “Ao lidar com água, procure primeiro a experiência, depois a teoria” (Leonardo Da Vinci), acho que se aplica a laboratório de solos também, Jair, muito obrigado por apontar sempre (pacientemente) o “caminho das pedras” dentro do laboratório (eeeesse Jair). Aline, Rodrigo Silveira, Caxias, Leandro, Carol, Jú, Helena, Álvaro e demais amigos do laboratório, é um prazer trabalhar com vocês.

Ao amigo e bolsista Roberto Zuch pelo auxílio fundamental na execução dos ensaios. Muito obrigado mesmo, não teria conseguido, neste prazo, esta quantidade de resultados sem a sua ajuda.

A Juliana Bernardes, cujo nome apreço em toda esta dissertação, não poderia ser diferente nos agradecimentos. Muito obrigado, pela enorme contribuição para este trabalho, teus resultados, as referências que me deste, as dicas, aulas, conselhos, etc.

Agradeço aos membros da banca examinadora, prof^ª Flávia B. Martins, prof. Juan A. Flores e prof. Washington Peres Nunes, pela pronta aceitação do convite, é uma honra para mim a

presença de vocês. Ao prof. Washington agradeço ainda pela grande contribuição para mim e para todos os alunos do PPGEC através das disciplinas pelo senhor ministradas, o senhor certamente representa a palavra professor, “com todas as letras”.

Nicole, muito obrigado pela compreensão e companheirismo durante toda esta empreitada. Obrigado pela força e incentivo sempre, por compartilhar o desejo pelas realizações e ajudar a torná-las reais. Foi mais fácil por te ter ao meu lado. Te amo minha linda.

Aos Zuch: seu Paulo, dona Jacinta, Beto, Lucas; fica a admiração por todos e, fundamentalmente, pelo “conjunto”, e a alegria e a gratidão por participar disso.

Finalmente eu deixo um pedido de desculpas as pessoas que chegaram até este parágrafo, deviam ter encontrado seu nome acima, mas não encontraram. Podem ter certeza, eu também sei que seus nomes deveriam estar aqui, mas, dentre as minhas poucas virtudes, a boa memória definitivamente não consta. Desculpe mesmo e... muito obrigado.

Obrigado a Deus por tornar tudo isso possível.

Conhecimento sem mudança não é sabedoria

A. Einstein

RESUMO

GOBBI, F. **Investigação do comportamento mecânico de um solo residual de gnaiss da cidade de Porto Alegre**. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

O solo residual de gnaiss ocupa uma grande área da cidade de Porto Alegre. Embora exista histórico de instabilidades de estruturas de contenção executadas neste material, o estudo científico de suas propriedades geotécnicas foi iniciado somente a partir da execução de uma obra de solo grampeado, realizada no ano de 2001. O projeto da obra supracitada foi revisado a partir do início das escavações, através de retro-análises de rupturas induzidas, o que conduziu a parâmetros de resistência ao cisalhamento sensivelmente inferiores aos obtidos inicialmente através de ensaios de campo. Os deslocamentos de crista, medidos nesta estrutura, superaram os valores esperados a partir de dados da literatura.

O solo residual de gnaiss estudado apresenta forte anisotropia textural, marcada pelos bandamentos herdados da rocha mãe. Estes bandamentos são formados pela intercalação de bandas micáceas e bandas compostas principalmente por partículas de quartzo e feldspato. Foram realizados ensaios triaxiais com medição local de deformações, ensaios de compressão isotrópica e ensaios de compressão confinada para o estudo da resistência ao cisalhamento e da deformabilidade deste solo residual de gnaiss. Os ensaios foram realizados para diferentes ângulos entre o bandamento micáceo e a direção da tensão principal maior **a**.

Diferente dos solos residuais de gnaiss estudados em outras partes do Brasil, o solo residual de gnaiss estudado apresenta clara anisotropia de resistência ao cisalhamento e de deformabilidade, devida à estrutura herdada da rocha mãe. Em um comportamento também diferente dos solos supracitados, o solo residual de gnaiss de Porto Alegre, com base nos ensaios realizados nesta dissertação, não apresenta uma superfície de plastificação dada pela sua estrutura. Realizando-se uma interpretação através dos conceitos da Teoria do Estado Crítico, verificou-se que o solo residual de gnaiss apresenta uma NCL para amostras reconstituídas, mas, devido ao seu caráter anisotrópico, não foi possível determinar a CSL do solo residual de gnaiss, nem definir sobre sua unicidade.

Palavras-chave: comportamento de solos; solos residuais; solo residual de gnaiss.

ABSTRACT

GOBBI, F. **Estudo do comportamento mecânico de um solo residual de gnaiss da cidade de Porto Alegre.** 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

An investigation of the mechanical behavior of a residual soil of gneiss from Porto Alegre.

The residual soil of gneiss covers a considerable area of the city of Porto Alegre. Although there is a history of many instabilities geotechnical structures, built on this soil in the past, the study of this soil behavior started only in 2001, when a soil nailing retaining structure was built. The design of this soil nailing structure was reviewed after the excavation was started, a stability back-analysis was carried out leading to shear strength parameters considerable lower than those obtained from field tests. The displacement measured on this soil nailing structure were higher than those expected from data reported in the literature from this type of structure.

The residual soil of gneiss, investigated on this dissertation, is formed by two different bands, composed by (i) micaceous and (ii) quartz feldspar particles. This soil structure shows highly anisotropic features.

Triaxial tests with local strain measurement, isotropic compression tests and a dimensional compression test were carried out, with different angles between the micaceous bands and the direction of the principal major stress (α), to the study of shear strength and deformability of the this residual soil of gneiss.

Different from other residual soils of gneiss, reported from different areas of Brazil, the residual soil of gneiss from Porto Alegre shows clear shear resistance anisotropy and clear deformability anisotropy, due to the structure of the gneiss parent rock still preserved on this residual soil. A yield surface was not observed for this residual soil of gneiss; this feature is also different from the other Brazilian residual soils of gneiss. Following the Critical State Soil Model theory concepts the residual soil of gneiss shows a unique NCL for reconstituted samples but, due to its anisotropy, it was not possible to determine the CSL, nor its unity.

Key-words: soil behaviour; residual soil; residual soil of gneiss.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	14
LISTA DE TABELAS.....	18
LISTA DE SIMBOLOS.....	19
1 INTRODUÇÃO	20
2 REVISÃO BIBLIGRÁFICA	23
2.1 COMPORTAMENTO DE SOLOS: MECÂNICA DOS SOLOS CLÁSSICA E TEORIA DO ESTADO CRÍTICO.....	23
2.1.1 <i>Teoria do Estado Crítico e plasticidade básica para solos</i>	24
2.2 DIFERENÇAS ENTRE COMPORTAMENTO DE SOLOS E TEC/MEC SOLOS CLÁSSICA.	35
2.2.1 <i>Anisotropia</i>	35
2.2.2 <i>Comportamento dentro da curva de estado limite</i>	37
2.2.3 <i>Efeito da localização</i>	41
2.2.4 <i>Taxa de deformação e temperatura</i>	43
2.2.5 <i>Estrutura</i>	44
2.3 GNAISSE	47
2.3.1 <i>Solo residual de gnaisse</i>	50
2.4 GNAISSE PORTO ALEGRE.....	63
2.4.1 <i>Solo residual do Gnaisse Porto Alegre (SRGPA)</i>	67
3 MATERIAIS E MÉTODOS	77
3.1 SOLO RESIDUAL DE GNAISSE.....	77
3.1.1 <i>Aspectos Geológicos</i>	77
3.1.2 <i>Amostragem</i>	81
3.2 ESTUDO EXPERIMENTAL	81
3.2.1 <i>Ensaio triaxiais</i>	82
3.2.2 <i>Ensaio de compressão isotrópica</i>	96
3.2.3 <i>Ensaio de compressão confinada</i>	99
4 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS.....	104
4.1 ENSAIOS TRIAXIAIS.....	104
4.1.1 <i>Ensaio triaxiais IC</i>	108
4.1.2 <i>Ensaio triaxiais IH</i>	111
4.1.3 <i>Ensaio triaxiais IV</i>	114
4.1.4 <i>Ensaio triaxiais R</i>	118
4.1.5 <i>Envoltórias de resistência ao cisalhamento no plano $s':t$</i>	121
4.1.6 <i>Ensaio adicionais AV (solo residual de arenito Botucatu)</i>	122
4.2 ENSAIOS DE COMPRESSÃO ISOTRÓPICA	124
4.3 ENSAIOS DE COMPRESSÃO CONFINADA	127
4.3.1 <i>Ensaio de compressão confinada com estágio de carga de 24h</i>	128
4.3.2 <i>Ensaio de compressão confinada com estágios de carga de 1h</i>	131
4.3.3 <i>Ensaio com diferentes volumes específicos iniciais</i>	132
5 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	135

5.1	COMPRESSIBILIDADE	135
5.2	RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO	137
5.3	DEFORMABILIDADE	144
5.4	COMPARAÇÃO ENTRE O COMPORTAMENTO DO SRGPA E DO SOLO RESIDUAL DE ARENITO BOTUCATU	146
6	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS.....	151
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	155

LISTA DE FIGURAS

<i>Figura 2-2: Comportamento idealizado para a compressão isotrópica de argila. (modificado de Atkinson e Bransby, 1978).</i>	26
<i>Figura 2-3: Trajetórias de tensões efetivas em argilas normalmente adensadas. (a) não drenada e (b) drenada. (adaptado de Atkinson e Bransby, 1978).</i>	28
<i>Figura 2-4: Famílias de trajetórias de tensões efetivas drenadas e não drenadas no espaço $q:p':n$. (adaptado de Atkinson e Bransby, 1978).</i>	29
<i>Figura 2-5: Superfície de Roscoe. (adaptado de Atkinson e Bransby, 1978).</i>	30
<i>Figura 2-6: Trajetórias de tensões efetivas não drenadas idealizadas para solos com diferentes OCR. (adaptado de Atkinson e Bransby, 1978).</i>	31
<i>Figura 2-7: Superfície de estado completa. (a) plano $q/p'_e : p'/p'_e$ (b) espaço $q:p':n$ (adaptado de Atkinson e Bransby, 1978).</i>	32
<i>Figura 2-8: Elastic wall e a correspondente superfície de plastificação. (adaptado de Atkinson e Bransby, 1978).</i>	32
<i>Figura 2-9: Famílias de curvas de plastificação. (adaptado de Atkinson e Bransby, 1978).</i>	33
<i>Figura 2-10: Incremento de deformação plástica, lei de fluxo associada. (adaptado de Atkinson e Bransby, 1978).</i>	34
<i>Figura 2-11: Superfície de plastificação da estrutura para o solo residual de arenito Botucatu (Martins, 2001).</i>	36
<i>Figura 2-12: Deslocamento horizontal de estruturas de solo grampeado (Plumelle et al, 1990).</i>	38
<i>Figura 2-13: Curvas de plastificação dentro da curva de estado limite (adaptado de Jardine et al (1991) e Jardine et al (1992) apud Leroueil e Hight (2003) e Hight e Higgins (1994) apud Leroueil e Hight (2003)).</i>	39
<i>Figura 2-14: Comparação entre os módulos cisalhantes obtidos com ensaios cross hole e pressiométrico para várias profundidades no solo residual de arenito Botucatu (Martins, 2001)</i>	40
<i>Figura 2-15: Comparação dos resultados obtidos com ensaios “bender elements” e triaxiais a várias deformações. Influência do nível da tensão confinante. (Martins, 2001).</i>	41
<i>Figura 2-16: Curva de variação do módulo de deformabilidade com a deformação axial para uma série de ensaios no arenito Botucatu talhados com a estratificação perpendicular à tensão principal maior (Martins, 2001).</i>	42
<i>Figura 2-17: Influência da temperatura e da velocidade de deformação na superfície de estado limite (Leroueil e Hight, 2003).</i>	44
<i>Figura 2-18: Variação do módulo de deformabilidade a pequenas deformações com a velocidade de deformação [Tatsuoka et al. (1997) e Tatsuoka et al. (2000) apud Leroueil e Hight (2003)].</i>	45
<i>Figura 2-19: Comportamento esquemático de um solo ideal e de um solo estruturado (adaptado de Leroueil, 1992 apud Leroueil, 1997).</i>	46
<i>Figura 2-20: Metamorfismo regional ou dinamotermal, contato entre placas tectônicas (Teixeira et al., 2000).</i>	50
<i>Figura 2-21: Unidades geológicas fundamentais do Brasil (Hasui, 1990 apud Bartorelli e Haralyi, 2000).</i>	51
<i>Figura 2-22: Mapa geológico simplificado do estado do Rio Grande do Sul.</i>	52
<i>Figura 2-23: a) Ensaios triaxiais com amostras moldadas com diferentes direções, b) Resistência de pico normalizada com a profundidade. (Campos, 1989).</i>	58
<i>Figura 2-24: Superfícies de plastificação para diferentes níveis de sucção para o solo residual de gnaiss apresentado por Reis e Villar (2004).</i>	59

<i>Figura 2-25: Correlação entre mineralogia e resistência ao cisalhamento (Sandroni, 1981).</i>	60
<i>Figura 2-26: Superfície de plastificação do solo número 3 da Tabela 2.3-1 (Sandroni, 1981).</i>	61
<i>Figura 2-27: a) correlação entre Cc e LL proposta por Vargas (1974) apud Sandroni (1991) e b) correlação entre módulo pressiométrico e índice de vazios proposta por Sandroni e Brandt (1983) apud Sandroni (1991).</i>	61
<i>Figura 2-28: Mapa geológico da cidade de Porto Alegre (Philipp, 1998), com destaque para indicação do local da obra em solo grampeado.</i>	66
<i>Figura 2-29: Curvas granulométricas do solo residual amostrado a 3m de profundidade (Bernardes, 2003).</i>	69
<i>Figura 2-30: Curvas granulométricas do solo amostrado a 11m de profundidade (Bernardes, 2003).</i>	69
<i>Figura 2-31: Fotomicrografia de lâmina do Gnaisse Porto Alegre obtidas com (a) luz natural e (b) luz polarizada. Principais minerais primários: biotita (Bio), grão de quartzo com extinção ondulante (Qz), plagioclásio (Plag) e feldspato alcalino (K-f). Como mineral acessório aparece o epidoto (Epid) (Bernardes, 2003).</i>	71
<i>Figura 2-32: Fotomicrografias do SRGPA da profundidade de 3m luz natural. Estrutura gnáissica do solo residual de gnaisse: bandamento micáceo (camada central) entre níveis quartzo-feldspáticos (Bernardes, 2003).</i>	72
<i>Figura 2-33: Lamelas de biotitas com típico empilhamento (a) e seção basal com vista parcial (b) (Bernardes, 2003).</i>	72
<i>Figura 2-34: Intercrescimento de biotita (a) em meio a agregados quartzo-feldspáticos (b) (Bernardes, 2003).</i>	73
<i>Figura 2-35: Fotomicrografia, luz natural, de um corte transversal de um corpo de prova submetido ao ensaio de cisalhamento direto no SRGPA de 11m de profundidade. Deformação e reorientação dos grãos de biotita ao longo da superfície de ruptura (Bernardes, 2003).</i>	73
<i>Figura 2-36: Imagem da deformação e da reorientação dos grãos de biotita na superfície de ruptura (Bernardes, 2003).</i>	74
<i>Figura 2-37: Envoltórias de resistência ao cisalhamento obtidas por Bernardes (2003) para o SRGPA amostrado a 3m (superior) e a 11m (inferior) de profundidade.</i>	76
<i>Figura 3-1: Croquis da geologia local (Azambuja, 2001).</i>	79
<i>Figura 3-2: Vista de um perfil da escavação, mostrando o solo residual de gnaisse cortado por um veio de pegmatito.</i>	80
<i>Figura 3-3: Fotografia de um corpo de prova sendo talhado, segundo orientação do bandamento de campo (note a estrutura presente no solo residual de gnaisse).</i>	80
<i>Figura 3-4: Equipamento triaxial utilizado para realização dos ensaios.</i>	84
<i>Figura 3-5: Sensor de efeito Hall radial, alterado nesta dissertação.</i>	88
<i>Figura 3-6: Procedimento de talhagem de amostras indeformadas: 1. retirada de porção do bloco indeformado; 2. regularização do topo e base da amostra; 3. talhagem no torno; 4. ajuste da altura do corpo de prova; 5. medição de altura diâmetro e massa (ilustração com corpo de prova reconstituído); 6. corpo de prova montado no equipamento com sensores de efeito Hall posicionados.</i>	90
<i>Figura 3-7: Ferramentas utilizadas na moldagem de corpos de prova reconstituídos.</i>	91
<i>Figura 3-8: Desenho esquemático e fotografia da amostra IC-30 ao final do ensaio.</i>	95
<i>Figura 3-9: Comparação dos valores de módulo de deformabilidade secante calculados antes e depois do ajuste polinomial da curva $q: e_a$ para pequenas deformações no ensaio IC-30.</i>	96
<i>Figura 3-10: Prensa utilizada para a execução dos ensaios de compressão confinada e detalhe da câmara de compressão confinada (desmontada).</i>	102
<i>Figura 4-1: Corpo de prova IC-200 após o ensaio.</i>	108

Figura 4-2: Curvas $q:e_a$ e $e_a:e_v$ para os ensaios IC.....	110
Figura 4-3: Trajetórias de tensões efetivas dos ensaios IC e curvas $p':n$	110
Figura 4-4: Curvas de variação do módulo de deformabilidade com a deformação axial para os ensaios IC.....	111
Figura 4-5: corpo de prova IH-60 após o ensaio.....	112
Figura 4-6: Curvas $q:e_a$ e $e_a:e_v$ para os ensaios IH.	113
Figura 4-7: Trajetórias de tensões efetivas dos ensaios IH e curva $p':n$	113
Figura 4-8: Curvas da variação do módulo de deformabilidade com a deformação axial dos ensaios IH.....	114
Figura 4-9: Corpo de prova IV-200 após o ensaio. (a) ainda no equipamento triaxial, detalhe para membrana esticada; (b) fotografado sem a membrana; (c) detalhe para plano de ruptura.....	115
Figura 4-10: Curvas $q:e_a$ e $e_a:e_v$ para os ensaios IV.....	117
Figura 4-11: Trajetórias de tensões efetivas dos ensaios IV e curvas $p':n$	117
Figura 4-12: Curvas de degradação do módulo de deformabilidade secante com a deformação axial para os ensaios IV.....	118
Figura 4-13: Corpo de prova R-200 após o ensaio triaxial.	119
Figura 4-14: Curvas $q:e_a$ e $e_a:e_v$ para os ensaios R.	120
Figura 4-15: Trajetórias de tensões efetivas dos ensaios R e curvas $p':n$	120
Figura 4-16: Curvas de degradação do módulo de deformabilidade secante com a deformação axial para os ensaios R.....	121
Figura 4-17: Envoltórias de resistência ao cisalhamento no plano $t:s'$	122
Figura 4-18: Curvas $q:e_a$ e $e_a:e_v$ para os ensaios AV.	123
Figura 4-19: Trajetórias de tensões efetivas dos ensaios AV com superfície de plastificação e curvas $p':n$	123
Figura 4-20: Ensaios de compressão isotrópica com amostras reconstituídas (as linhas tracejadas correspondem a ensaios sem correção pelo volume específico final).....	126
Figura 4-21: NCL definida pelos ensaios de compressão isotrópica e estágio de compressão isotrópica (fase de consolidação) dos ensaios triaxiais IC-200, IV-200 e R-200.....	127
Figura 4-22: Curva de recalque versus logaritmo do tempo para o ensaio IC-24h ($s'_v=1920kPa$).....	130
Figura 4-23: Curvas de tensão vertical versus volume específico para os ensaios de compressão confinada com estágios de carga de 24h.....	130
Figura 4-24: Curvas de tensão vertical versus volume específico para os ensaios de compressão confinada com estágios de carga de 1 hora.	132
Figura 4-25: Curvas de compressão dos ensaios de compressão confinada para diferentes volumes específicos iniciais.....	134
Figura 5-1: Curvas de compressão confinada para os ensaios com estágios de carga de 1h e para as leituras de 1h realizadas nos ensaios com estágios de carga de 24 horas.	136
Figura 5-2: NCL definida através de ensaios de compressão isotrópica e resultados de ensaios de compressão confinada no plano $n:lnp'-lns'_v$	137
Figura 5-3: Curvas $q:e_a$ e $e_v:e_a$ para a tensão confinante efetiva de 30kPa.....	138
Figura 5-4: Curvas $q:e_a$ e $e_v:e_a$ para a tensão confinante efetiva de 60kPa.....	138
Figura 5-5: Curvas $q:e_a$ e $e_v:e_a$ para a tensão confinante efetiva de 120kPa.....	139
Figura 5-6: Curvas $q:e_a$ e $e_v:e_a$ para a tensão confinante efetiva de 200kPa.....	139
Figura 5-7: Envoltórias de resistência ao cisalhamento para o solo residual de gnaiss....	142
Figura 5-8: NCL e fase de cisalhamento dos ensaios triaxiais no plano $n:p'$	144
Figura 5-9: Curvas de variação do módulo secante com a deformação axial para os ensaios IH.	145

<i>Figura 5-10: Curvas de variação do módulo secante com a deformação axial para os ensaios IC.....</i>	<i>145</i>
<i>Figura 5-11: Curvas de variação do módulo secante com a deformação axial para os ensaios IV.....</i>	<i>145</i>
<i>Figura 5-12: Curvas de variação do módulo secante com a deformação axial para os ensaios R.....</i>	<i>145</i>
<i>Figura 5-13: Influência da tensão confinante efetiva no módulo de deformabilidade para os ensaios triaxiais IH.....</i>	<i>147</i>
<i>Figura 5-14: Influência da tensão confinante efetiva no módulo de deformabilidade para os ensaios triaxiais IC.....</i>	<i>147</i>
<i>Figura 5-15: Influência da tensão confinante efetiva no módulo de deformabilidade para os ensaios triaxiais IV.....</i>	<i>147</i>
<i>Figura 5-16: Influência da tensão confinante efetiva no módulo de deformabilidade para os ensaios triaxiais R.....</i>	<i>147</i>
<i>Figura 5-17: Comparação entre as curvas granulométricas do solo residual de gnaiss (Bernardes, 2003) estudado nesta dissertação e a curva granulométrica do solo residual de arenito Botucatu (Martins, 2001).....</i>	<i>148</i>
<i>Figura 5-18: Superfícies de plastificação para o solo residual de arenito Botucatu.....</i>	<i>149</i>

LISTA DE TABELAS

<i>Tabela 2-1: Técnicas de ensaios e intervalos de mínima deformação para determinação dos módulos (modificado de Martins, 2001).....</i>	<i>40</i>
<i>Tabela 2-2: Características básicas dos solos residuais de gnaissé citados por Sandroni (1981).....</i>	<i>54</i>
<i>Tabela 2-3: Resultados de ensaios de caracterização em solos residuais de gnaissé.</i>	<i>56</i>
<i>Tabela 2-5: Resultados de estudos de anisotropia de resistência ao cisalhamento, através de ensaios de cisalhamento direto, em alguns solos residuais de gnaissé brasileiros.</i>	<i>57</i>
<i>Tabela 2-6: Módulos de deformação obtidos em ensaios de laboratório e campo com o solo nº3 da tabela 2.3-1 (Sandroni, 1981).....</i>	<i>62</i>
<i>Tabela 2-7 : Glossário de termos técnicos geológicos.</i>	<i>65</i>
<i>Tabela 2-8: Resultados dos ensaios de caracterização do SRGPA (Bernardes, 2003)</i>	<i>70</i>
<i>Tabela 2-9: Resultados da difratometria de raios-x do SRGPA. (Bernardes, 2003).....</i>	<i>70</i>
<i>Tabela 2-10: Parâmetros de resistência ao cisalhamento para o SRGPA (Bernardes, 2003).</i>	<i>75</i>
<i>Tabela 4-1: Nomenclatura e características dos corpos de prova ensaiados.</i>	<i>106</i>
<i>Tabela 4-2: Parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo residual de gnaissé.....</i>	<i>124</i>
<i>Tabela 4-3: Nomenclatura e características dos corpos de prova ensaiados a compressão isotrópica.....</i>	<i>125</i>
<i>Tabela 4-4: Parâmetros obtidos dos ensaios de compressão isotrópica.....</i>	<i>126</i>
<i>Tabela 4-5: Nomenclatura e características dos corpos de prova ensaiados à compressão confinada.</i>	<i>129</i>
<i>Tabela 4-6: Resultados dos ensaios de compressão confinada com estágio de carregamento de 24h.</i>	<i>131</i>
<i>Tabela 4-7: Resultados dos ensaios de compressão confinada com estágios de carregamento de 1 hora.....</i>	<i>132</i>
<i>Tabela 4-8: Resultados dos ensaios de compressão confinada com diferentes volumes específicos iniciais.</i>	<i>134</i>
<i>Tabela 5-1: Parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo residual de gnaissé.....</i>	<i>143</i>

LISTA DE SIMBOLOS

α : ângulo entre o bandamento micáceo e a direção da tensão principal efetiva maior.

e : índice de vazios.

n : volume específico ($1+e$).

K_0 : relação entre a tensão vertical efetiva (σ'_v) e a tensão horizontal efetiva (σ'_h) (σ'_h/σ'_v).

λ : inclinação da linha de compressão normal (NCL);

N : volume específico de uma amostra normalmente adensada quando $p'=1$.

κ : inclinação das linhas de carga descarga em um ensaio de compressão isotrópica.

C_c : índice de compressão.

$C_{\alpha\varepsilon}$: coeficiente de adensamento secundário, definido pela deformação vertical.

N_0 : valor de N para ensaio de compressão confinada.

M : inclinação da Linha de Estado Crítico (CSL) no plano $p':q$.

ϕ' : ângulo de atrito interno efetivo.

c' : coesão efetiva.

1 INTRODUÇÃO

O crescente estudo do comportamento dos diversos materiais envolvidos no processo das obras civis, bem como dos elementos compostos por estes, está diretamente relacionado ao avanço tecnológico e à otimização dos processos deste setor. Dentro deste contexto os solos são, sem dúvida, os materiais mais heterogêneos e, talvez, os mais peculiares envolvidos nestes processos, dada a sua forma de evolução geológica, a influência da mineralogia e a influência da estrutura, entre outros aspectos. Desta forma a mecânica dos solos tem, como função básica, a determinação destas propriedades mecânicas e de padrões de comportamentos.

Atualmente, na geotecnia, os conceitos de limite último (carga última) e equilíbrio limite estão sendo complementados pela análise e previsão de deformações nos projetos baseados em desempenho. Para execução destas previsões é comum o emprego de métodos computacionais como o método dos elementos finitos e das diferenças finitas. Uma ferramenta computacional agiliza uma rotina de cálculo, que é o emprego de um modelo constitutivo que, como modelo, busca reproduzir o comportamento tensão-deformação-resistência do solo. Sendo o modelo uma simplificação e o solo um material tão variável, as necessidades de investigação experimental de seu comportamento e a aplicabilidade dos modelos propostos são passos que precedem qualquer aplicação dos métodos citados anteriormente.

Em 2001 foi construída em Porto Alegre uma estrutura de solo grampeado em uma escavação das obras da III Perimetral, que é a obra viária mais importante desta cidade nos últimos 10 anos. Esta escavação, de aproximadamente 30.000m^3 , foi realizada dentro de uma complexa geologia na qual predomina o solo residual de gnaisse. Este solo é caracterizado principalmente por uma textura anisotrópica, herdada da rocha mãe, devido à ocorrência de bandamentos micáceos intercalados por bandamentos compostos predominantemente por grãos de quartzo e feldspato.

O projeto preliminar desta estrutura de solo grampeado, realizado utilizando métodos consagrados fundamentados no equilíbrio limite, foi desenvolvido com parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos através de correlações com ensaios de campo (SPT e CPT). No início das escavações, estava prevista a execução de um programa de investigação complementar em que foram amostrados blocos indeformados para realização de ensaios triaxiais. Nesta fase de início de escavação foram detectadas descontinuidades preenchidas com argila no solo residual de gnaiss que acabaram comandando o comportamento mecânico do maciço (Azambuja *et al*, 2001). Para reavaliação dos parâmetros de projeto, de forma que tais descontinuidades fossem consideradas, foi executada uma série de retro-análises de rupturas induzidas na área central da escavação. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento, obtidos através deste processo, foram inferiores aos parâmetros obtidos dos ensaios de campo.

Durante a execução da obra a empresa projetista realizou um controle tecnológico e de deformações da estrutura. Os deslocamentos medidos na crista da escavação, horizontais e verticais, foram superiores aos valores encontrados na literatura para este tipo de estrutura de contenção, assim como a bacia de deformações verificada (Azamubuja *et al*, 2001).

Embora sem registros na literatura, vários casos de problemas geotécnicos, na cidade de Porto Alegre, relacionados com escavações executadas no solo residual de gnaiss já foram constatados, incluindo rupturas de muros de arrimo e de cortinas atirantadas (Bressani, 2004). Na prática de engenharia local, este solo é muitas vezes confundido com solo residual de granito (Azambuja, 2004). Estes fatores tornam o estudo do comportamento do solo residual de gnaiss de grande importância para a prática de engenharia local. Entretanto, até agora, poucas das propriedades geotécnicas do solo residual de gnaiss da cidade de Porto Alegre são conhecidas, sendo seu estudo pioneiro apresentado no trabalho de Bernardes (2003). Esta autora realizou uma pesquisa da anisotropia de resistência ao cisalhamento com ensaios de cisalhamento direto e o estudo da mineralogia do solo residual de gnaiss.

Nesta dissertação de mestrado foi desenvolvido um programa experimental com o objetivo de aprofundamento no estudo do comportamento mecânico do solo residual de gnaiss, com ênfase no estudo da anisotropia de resistência ao cisalhamento e deformabilidade. Este programa experimental foi composto por ensaios triaxiais drenados e consolidados

isotropicamente (CID) com medições locais de deformações, ensaios de compressão confinada e ensaios de compressão isotrópica em corpos de prova oriundos de amostras indeformadas e reconstituídas.

Adicionalmente foi realizado um conjunto de ensaios triaxiais CID em corpos de prova indeformados de um solo residual de arenito Botucatu a fim de complementar uma linha de pesquisa com este solo e de se obter uma comparação para o solo residual de gnaiss. O solo residual de arenito Botucatu também apresenta uma textura anisotrópica, possui granulometria semelhante ao solo residual de gnaiss e volume específico no estado natural próximo ao do solo residual de gnaiss.

Esta dissertação está estruturada em 6 Capítulos, sendo este o primeiro.

O Capítulo 2, intitulado “Revisão Bibliográfica”, apresenta uma revisão da literatura que abrange conceitos fundamentais da Teoria do Estado Crítico, diferenças entre o comportamento real dos solos naturais e a Teoria do Estado Crítico, a rocha gnaiss e os estudos encontrados sobre o solo residual de gnaiss. O item sobre o solo residual de gnaiss apresenta com ênfase toda a caracterização e o estudo da mineralogia realizado por Bernardes (2003).

As características do solo residual de gnaiss estudado, o local de amostragem bem como os procedimentos de ensaio adotados no programa experimental desta dissertação são apresentados no Capítulo 3, “Materiais e Métodos”. O Capítulo 4 é composto pela “Apresentação dos Resultados” e a discussão destes é apresentada no Capítulo 5.

Finalmente o Capítulo 6, apresenta as conclusões desta dissertação e as sugestões para trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIGRÁFICA

Esta dissertação trata do comportamento mecânico de um solo residual de gnaiss da cidade de Porto Alegre. Esta revisão bibliográfica apresenta, na sua parte inicial, um breve histórico sobre a Mecânica dos Solos e os conceitos fundamentais da Teoria do Estado Crítico, que é a abordagem atualmente mais aceita como base do comportamento dos solos. Em seguida é apresentada uma seção relatando as diferenças encontradas na literatura entre o comportamento mecânico de solos e a Teoria do Estado Crítico. Uma seção sobre gnaiss, abordando a rocha e alguns estudos brasileiros sobre os seus solos residuais, precedem a última seção, destinada exclusivamente ao Gnaiss Porto Alegre e seu solo residual.

2.1 Comportamento de solos: Teoria do Estado Crítico (TEC)

Embora obras de terra sejam tão antigas quanto a própria existência humana, a Mecânica dos Solos é uma ciência jovem, do início do século XX, tendo Karl Terzaghi como seu principal precursor. A teoria do adensamento, proposta por Terzaghi, juntamente com os conceitos de tensão efetiva [Terzaghi (1923) e Terzaghi (1936) *apud* Terzaghi (1943)] e de tensão de pré-adensamento segundo Casagrande, o entendimento das parcelas de resistência ao cisalhamento dos solos [Hvorslev (1937) *apud* Lambe e Whitmann (1979)], a descrição da compactação e consistência dos solos, segundo Proctor e Atterberg, e a compreensão do comportamento drenado versus comportamento não drenado dos solos (Bishop; Skempton) formam a Mecânica dos Solos clássica, que possibilitou caracterizar os comportamentos de argilas normalmente e pré-adensadas e de areias fofas e compactas. (Leroueil e Hight, 2003).

Unindo tensão cisalhante efetiva, tensão média efetiva, índice de vazios e deformações cisalhantes em um mesmo contexto, Roscoe, Schofield, Wroth e outros autores definiram a Teoria do Estado Crítico (TEC), que marca o início da Mecânica dos Solos moderna (Leroueil e Hight, 2003).

Os conceitos estabelecidos pela Mecânica dos Solos clássica são amplamente difundidos na sociedade geotécnica, tornando sua apresentação desnecessária ao escopo deste trabalho. A Teoria do Estado Crítico também o é, entretanto, como esta ainda não é amplamente difundida no ensino da Mecânica dos Solos aos estudantes de engenharia brasileiros, será apresentada brevemente nesta revisão de literatura. A principal referência utilizada para a redação do resto desta seção é Atkinson e Bransby (1978).

2.1.1 Teoria do Estado Crítico e plasticidade básica para solos

2.1.1.1 Compressão

Quando uma amostra de argila normalmente adensada é submetida a um ensaio de compressão isotrópica, a variação do seu volume específico n , definido pela expressão $n=1+e$ onde e é o índice de vazios, com a tensão efetiva média p' , definida pela expressão $p'=(\mathbf{s}'_1+\mathbf{s}'_2+\mathbf{s}'_3)/3$ (em compressão isotrópica $\mathbf{s}'_1=\mathbf{s}'_2=\mathbf{s}'_3$), é representada por uma linha reta no diagrama $n:\ln p'$, trecho A-C da Figura 2-1. Esta linha é denominada linha de compressão normal (*normal compression line* - NCL). Matematicamente, a NCL pode ser expressa pela equação:

$$n = N - I \ln p' \quad \text{Equação 2-1}$$

onde: N é o volume específico do solo normalmente adensado a $p'=1$;

I é a declividade da NCL, definida por dv/dp' .

Ao ser descarregada de um ponto qualquer ao longo da NCL (por exemplo, ponto B da Figura 2-1), a amostra aumenta de volume (expande). Entretanto a condição inicial (ponto A) não é restabelecida uma vez que, para um mesmo intervalo de p' , a variação de volume no descarregamento é muito inferior à variação de volume ao longo da NCL. A amostra

recarregada a partir do ponto D, seguirá a mesma linha do descarregamento (D-B) no sentido oposto (recarregamento), até alcançar a tensão p' referente ao início da descarga na NCL (ponto B), quando então a relação entre o acréscimo de p' e o volume específico volta a ser definida pela NCL. A linha de descarga-recarga é denominada linha de expansão (*swelling line*) e pode ser expressa matematicamente pela expressão:

$$n = n_k - k \ln p' \quad \text{Equação 2-2}$$

onde: n_k é o volume específico, na linha de expansão, quando $p'=1$ ($\ln p'=0$);
 k é a declividade da linha de expansão, definida por dv/dp' .

Sendo que I , N e k são definidos como constantes do solo.

Se, ao ser recarregada, a amostra de solo segue a mesma linha do descarregamento, pode-se dizer que neste trecho da curva $n: \ln p'$ o comportamento do solo é elástico. Então, se amostra foi descarregada até o ponto D e for novamente carregada até B, e então carregada até C e posteriormente descarregada até E, pode-se dizer que, ao longo das retas D-B e C-E, o solo sofreu apenas deformações elásticas. Entretanto, entre os pontos D e E ocorreram deformações volumétricas plásticas, que podem ser obtidas comparando os valores de volume específico nos pontos D e E (no mesmo valor de p'), logo:

$$de_v^p = \frac{v_D - v_E}{v_D} \quad \text{Equação 2-3}$$

No ensaio de compressão confinada, se for conhecido o valor da tensão horizontal efetiva, o valor da tensão efetiva média p' pode ser calculada, e o ensaio ser plotado no plano v versus $\ln p'$. Segundo Atkinson e Bransby (1978), pode-se considerar que tanto a NCL como a linha de expansão, obtidas com ensaios de compressão isotrópica e de compressão confinada, são paralelas entre si no plano $n: \ln p'$. Sendo assim, a equação da NCL para ensaios de compressão confinada é dada pela equação 2-4.

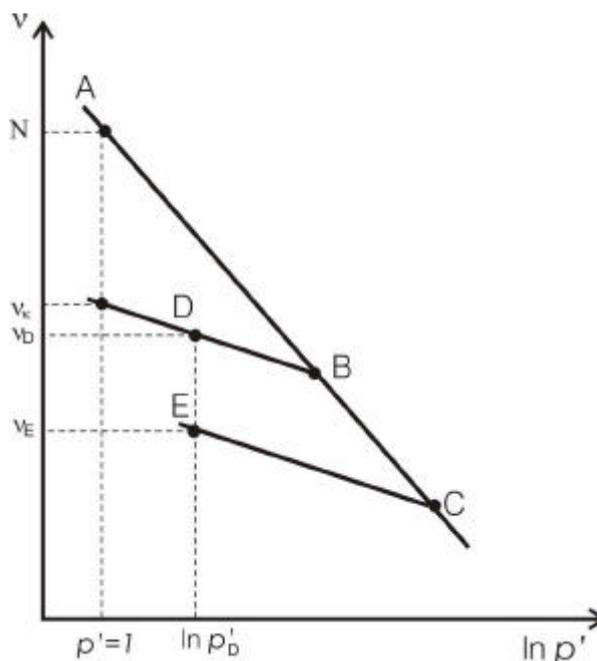


Figura 2-1: Comportamento idealizado para a compressão isotrópica de argila. (modificado de Atkinson e Bransby, 1978).

$$n = N_0 - I \ln p'$$

Equação 2-4

onde: N_0 é o volume específico de uma amostra normalmente consolidada em compressão unidimensional quando $p'=1$.

Se o valor de $K_0 = s'_h / s'_v$ for constante durante o ensaio de compressão unidimensional, o que é uma consideração razoável para solos não estruturados normalmente adensados (Nadarajah, 1973 *apud* Atkinson e Bransby, 1978), então a relação entre o índice de compressão (C_c) e a declividade da NCL (λ) é dada pela equação:

$$C_c = 2,303I$$

Equação 2-5

Durante o descarregamento em compressão unidimensional o valor de K_0 não é constante, entretanto a mesma correlação dada pela Equação 2-5 é utilizada para correlacionar os coeficientes de expansão C_s (no lugar de C_c) e κ (no lugar de λ).

Em areias, a NCL normalmente não é encontrada para os níveis de tensões efetivas correntes de engenharia, sendo que ensaios com elevadas pressões devem ser executados para a sua obtenção.

2.1.1.2 Linha do estado crítico e superfície de Roscoe

O estado crítico dos solos é definido como a condição em que grandes distorções cisalhantes ocorrem sem variação de tensão efetiva nem de volume específico. A Figura 2-2 apresenta duas séries de ensaios triaxiais em argilas normalmente adensadas (a) não drenados e (b) drenados.

Nota-se que, no plano $q:p'$, as tensões cisalhantes sobem até que seja encontrada a envoltória de ruptura a grandes deformações (Linha de Estado Crítico ou *Critical State Line* - CSL). Neste plano a Linha de Estado Crítico é representada matematicamente pela equação:

$$q' = Mp' \quad \text{Equação 2-6}$$

onde: M é a inclinação da Linha de Estado Crítico dado por q/p'

Ao se traçar as trajetórias de tensões efetivas no plano $n:p'$ percebe-se que os pontos finais dos ensaios (referentes ao estado crítico) geram uma projeção curva da Linha de Estado Crítico de formato similar à NCL. No plano $n:lnp'$, a CSL é representada por uma reta paralela à NCL, logo com a mesma inclinação λ . Desta forma, matematicamente a CSL é representada pela equação:

$$n = \Gamma - I \ln p'$$

Equação 2-7

onde: Γ é o volume específico correspondente a $p'=1$.

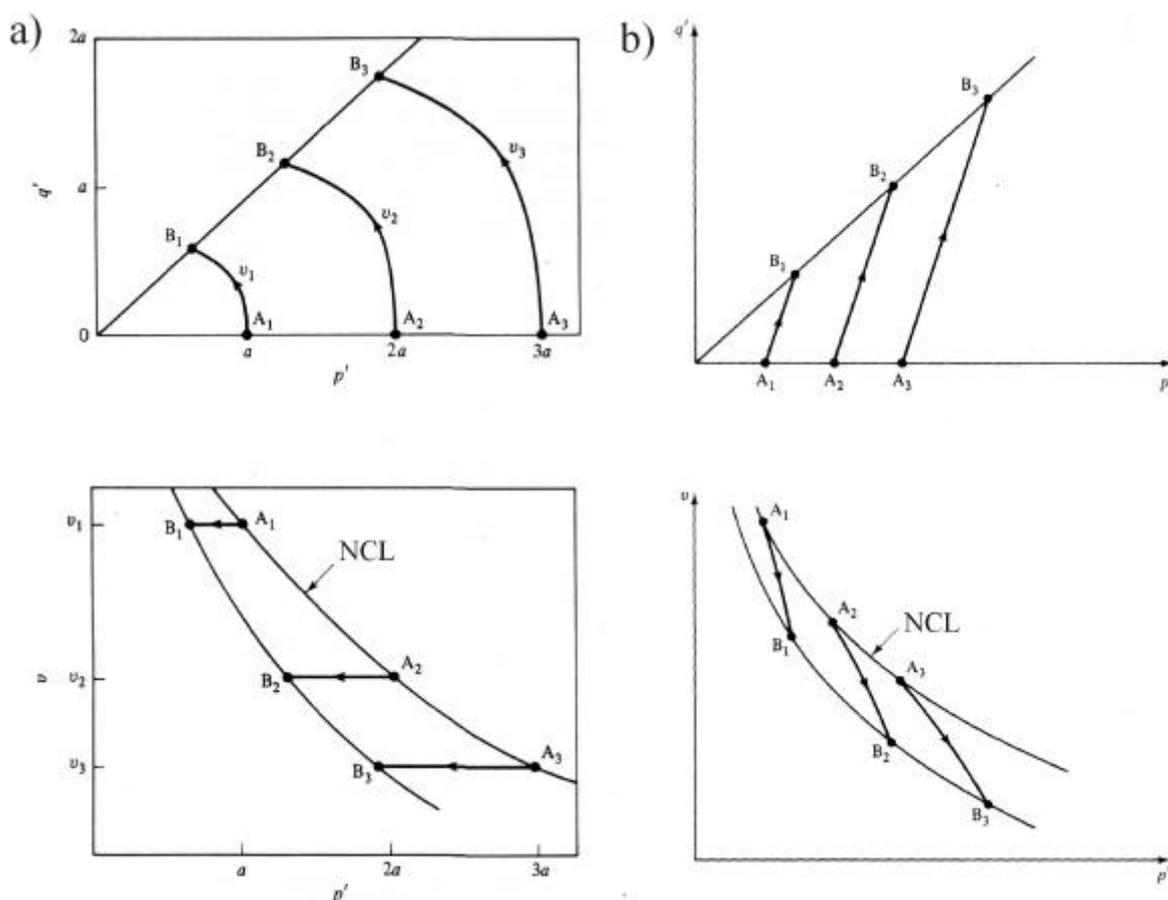


Figura 2-2: Trajetórias de tensões efetivas em argilas normalmente adensadas. (a) não drenada e (b) drenada. (adaptado de Atkinson e Bransby, 1978).

Assim como I , N e k , M e Γ também são definidos como constantes do solo. A Figura 2-3 apresenta uma visão tridimensional do espaço $q:p':n$.

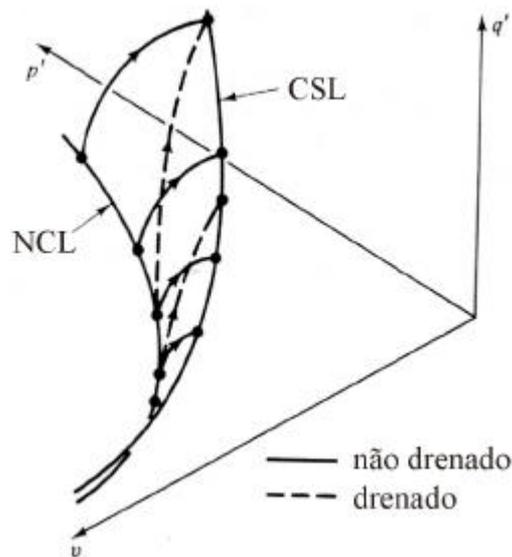


Figura 2-3: Famílias de trajetórias de tensões efetivas drenadas e não drenadas no espaço $q':p':u$. (adaptado de Atkinson e Bransby, 1978)

Para um ensaio triaxial convencional onde $s'_a = s'_1$ e $s'_r = s'_2 = s'_3$, considerando que o material seja puramente friccional e que a ruptura ocorra na CSL, pode-se relacionar a CSL com o critério de ruptura de Mohr-Coulomb pela equação:

$$M_c = \frac{6 \operatorname{sen} f'}{3 - \operatorname{sen} f'} \quad \text{Equação 2-8}$$

Como, pelo critério de Mohr Coulomb, o valor de ϕ' é o mesmo para compressão e extensão triaxial, para extensão triaxial esta relação é:

$$M_e = \frac{6 \operatorname{sen} f'}{3 + \operatorname{sen} f'} \quad \text{Equação 2-9}$$

Na Figura 2-3 são apresentadas quatro trajetórias de tensões efetivas não drenadas e duas trajetórias de tensões efetivas drenadas. Nota-se que todas as trajetórias de tensões constituem uma única superfície tridimensional. Pode-se considerar que todas as amostras normalmente

consolidadas isotropicamente seguirão esta mesma superfície tridimensional ao serem cisalhadas. Esta superfície é chamada de superfície de Roscoe (*Roscoe Surface*).

Normalizando as trajetórias de tensões efetivas por uma tensão efetiva média equivalente p'_e pode-se visualizar a superfície de Roscoe como uma única curva em um plano $q/p'_e : p'/p'_e$. A tensão média efetiva equivalente (p'_e), para um dado volume específico, é a tensão efetiva média referente a este volume específico na NCL. Ou seja, em um ensaio não drenado o valor de p'_e é constante enquanto que em um ensaio drenado o valor de p'_e é calculado para cada variação de volume específico da amostra. O valor de p'_e é dado pela equação:

$$p'_e = \exp\left[\frac{(N - n)}{I}\right] \quad \text{Equação 2-10}$$

A forma da superfície de Roscoe é apresentada na Figura 2-4. Nota-se que a superfície de Roscoe divide a região (isto é, níveis de tensão) possível para determinado solo da região impossível para este solo (acima da ruptura).

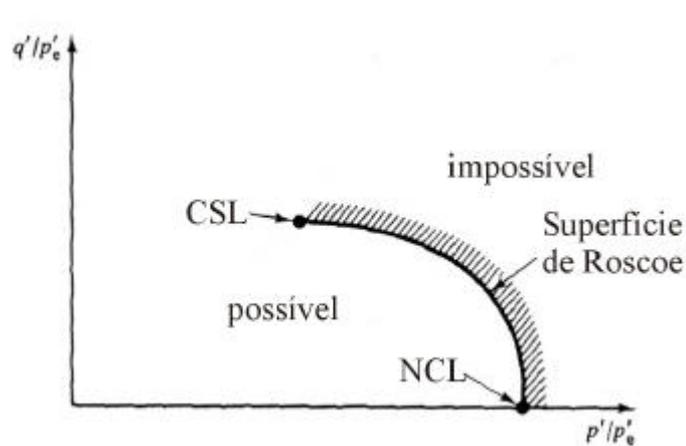


Figura 2-4: Superfície de Roscoe. (adaptado de Atkinson e Bransby, 1978).

2.1.1.3 Amostras pré-adensadas - superfície de Hvorslev

Quando uma amostra de argila pré-adensada (por exemplo uma amostra situada no ponto D da Figura 2-1) é cisalhada, o comportamento tensão deformação difere de amostras normalmente adensadas. Amostras pré-adensadas atingem pico de resistência ao cisalhamento acima da CSL associado à máxima taxa de expansão volumétrica e, para deformações maiores, atingem a CSL. Ao se traçar este comportamento para várias tensões de pré-adensamento, no plano normalizado $q/p'_e : p'/p'_e$, verifica-se que, unindo os pontos referentes ao pico de resistência dos ensaios, obtém-se uma reta, à esquerda da superfície de Roscoe. Esta reta é denominada superfície de Hvorslev. A Figura 2-5 apresenta as trajetórias de tensões efetivas não drenadas idealizadas para solos a partir de várias tensões de pré-adensamento iniciais. A Figura 2-6 apresenta a superfície de estado completa, indicando a NCL, a CSL, as superfícies de Roscoe e Hvorslev, no plano normalizado $q/p'_e : p'/p'_e$ (a) e no espaço $q:p':n$ (b).

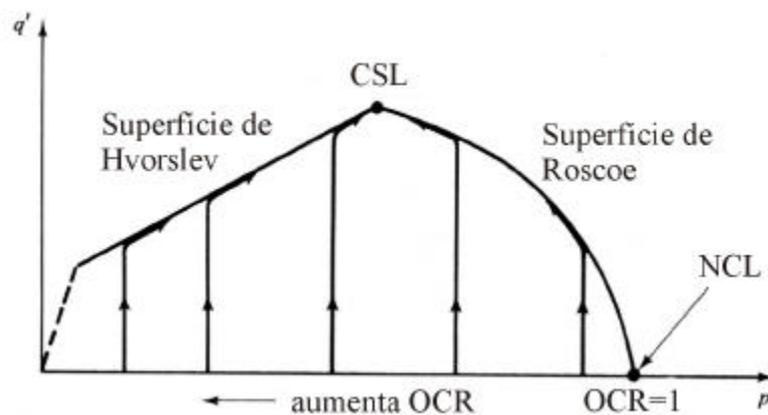


Figura 2-5: Trajetórias de tensões efetivas não drenadas idealizadas para solos com diferentes OCR. (adaptado de Atkinson e Bransby, 1978).

Nas regiões de descarga e recarga (*swelling line*), é sugerido que o solo tenha comportamento elástico, sendo que, quando ultrapassada uma tensão limite (tensão de plastificação), o mesmo passa a desenvolver deformações plásticas. Esta linha, onde se desenvolvem as deformações elásticas (B-H na Figura 2-7), no espaço $q:p':n$, forma uma superfície denominada *elastic wall* (B-H-I-J-G na Figura 2-7). A projeção do *elastic wall* no plano $q:p'$ (L-M-N na Figura

2.1-7) é denominada de superfície de plastificação. Dentro desta superfície as deformações elásticas podem ser calculadas através da aplicação da lei de Hooke.

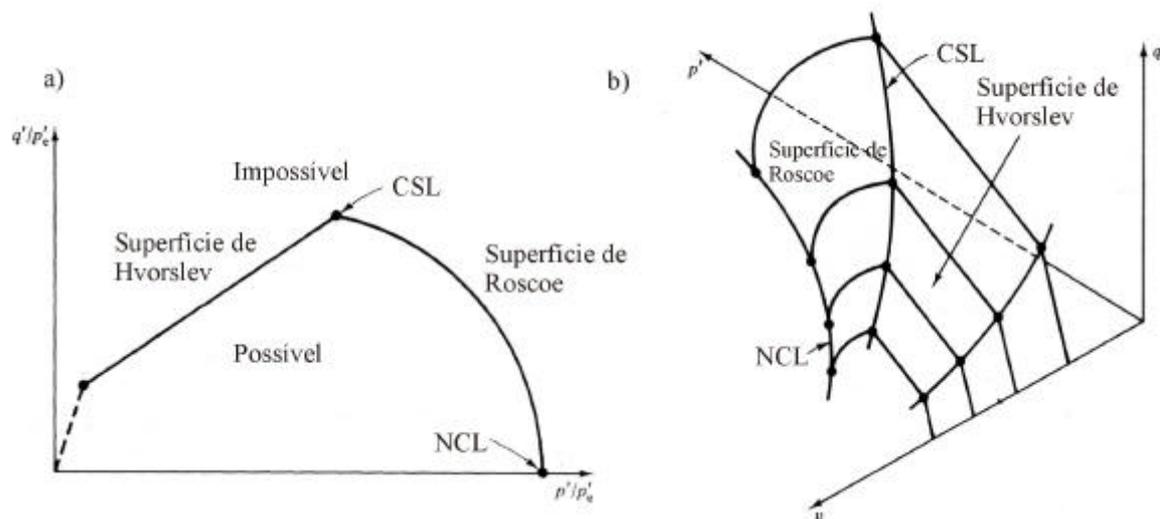


Figura 2-6: Superfície de estado completa. (a) plano $q/p'_e : p'/p'_e$ (b) espaço $q:p':n$ (adaptado de Atkinson e Bransby, 1978)

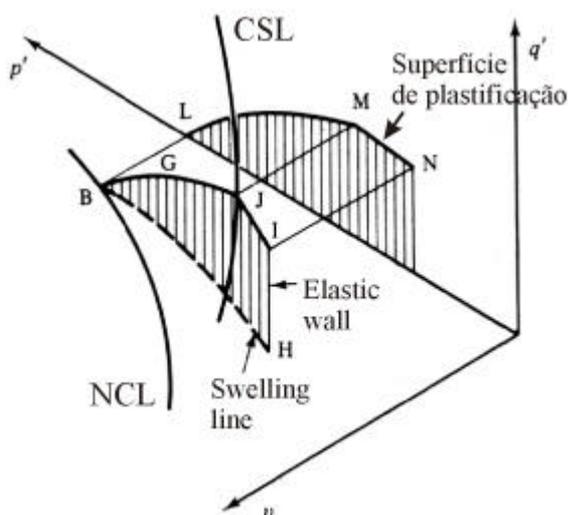


Figura 2-7: *Elastic wall* e a correspondente superfície de plastificação. (adaptado de Atkinson e Bransby, 1978)

Na Figura 2-1 são apresentadas duas linhas de expansão, logo há dois *elastic walls* e também duas superfícies de plastificação associadas. A deformação volumétrica plástica, expressa pela

Equação 2.1-3 corresponde à deformação volumétrica plástica que uma amostra sofrerá ao “passar” de um lugar qualquer do *elastic wall*, representado pela linha D-B até um lugar qualquer do *elastic wall* representado pela linha C-E. Como visto, o *elastic wall* representado pela reta C-E é maior do que o representado pela reta D-B, logo a deformação plástica supracitada gerou uma expansão da superfície de plastificação (Figura 2-8). A relação entre a magnitude do incremento da tensão de plastificação e a magnitude das deformações plásticas ocorridas na expansão da superfície de plastificação é denominada Lei de Enrijecimento.

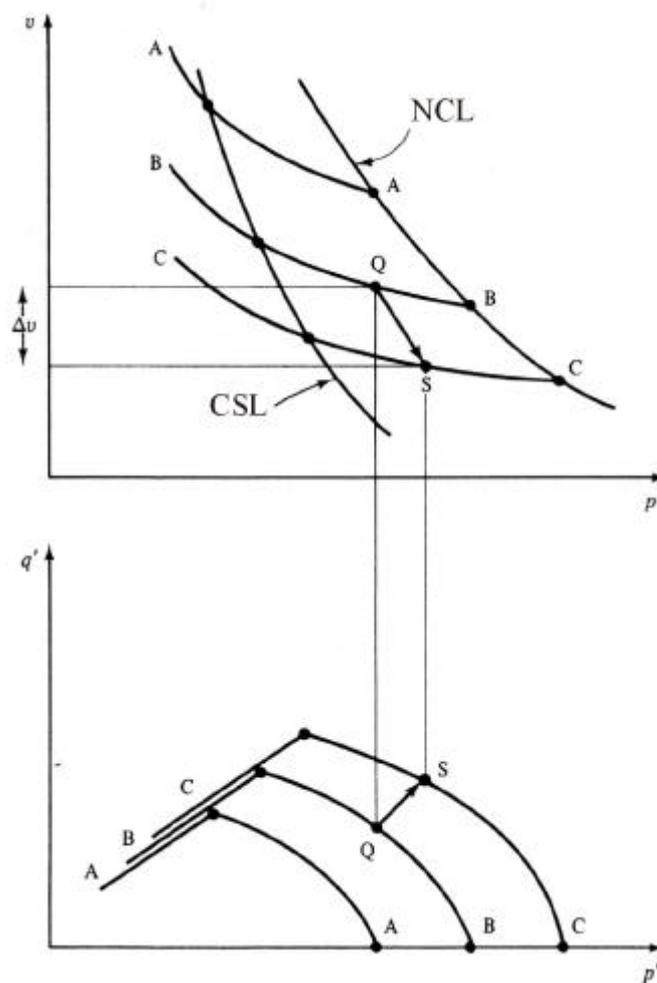


Figura 2-8: Famílias de curvas de plastificação. (adaptado de Atkinson e Bransby, 1978).

A relação entre a direção do vetor de deformação plástica e a superfície de plastificação é chamada de Lei de Fluxo. Para solos normalmente adensados é adotada a Lei de Fluxo

Associada, que considera que o vetor de deformação plástica é normal à superfície de plastificação (Figura 2-9).

Estes três conceitos citados acima: plastificação, lei de enrijecimento e lei de fluxo, são a base da Teoria da Plasticidade.

A superfície apresentada aqui como superfície de plastificação é referida atualmente como Curva de Estado Limite, e assim será apresentada na próxima seção.

Em relação ao estado crítico para areias, como estas normalmente situam-se à esquerda da CSL, existem dificuldades experimentais para se achar a condição de estado crítico em ensaios triaxiais convencionais. Outras normalizações e parâmetros adicionais têm sido sugeridos para areias, entretanto não serão abordados nesta seção.

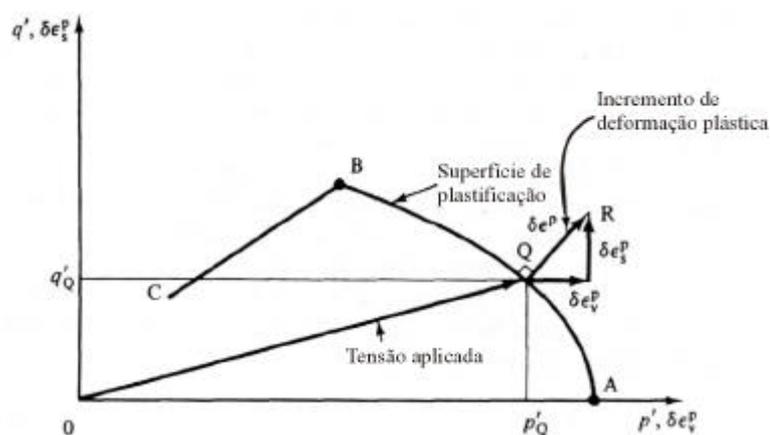


Figura 2-9: Incremento de deformação plástica, lei de fluxo associada. (adaptado de Atkinson e Bransby, 1978).

2.2 Diferenças entre o comportamento real dos solos e a Teoria do Estado Crítico (TEC).

Os conceitos de plastificação e estado crítico são extremamente importantes para o entendimento e a análise do comportamento dos solos. Entretanto existem aspectos importantes sobre o comportamento real dos solos que não são descritos nos conceitos dos estados limite e crítico. Estes aspectos são: a anisotropia e a sua influência na curva de estado limite de solos naturais, a ocorrência de deformações plásticas dentro da curva de estado limite, a localização das deformações, o efeito da quebra de grãos de solos granulares, os efeitos da velocidade de deformação e temperatura, o efeito da estrutura, o efeito de descontinuidades e os efeitos da sucção em solos não saturados (Leroueil, 1997).

Esta revisão não apresenta os efeitos da quebra de grãos e da saturação parcial por serem assuntos não abordados no escopo dessa dissertação. Referências para estes tópicos podem ser obtidas em Leroueil, e Hight (2003).

2.2.1 Anisotropia

Leroueil (1997) cita, baseado em resultados experimentais de vários autores, que a forma da curva de estado limite é diretamente relacionada ao valor de $k=\sigma'_h/\sigma'_v$ durante o adensamento. Desta forma, argilas naturais, que foram consolidadas em uma relação de tensões K_0 , apresentam suas curvas de estado limite aproximadamente centradas no eixo K_0 , diferente do pressuposto pela CSSM. A grandes deformações esta anisotropia tende a desaparecer, validando a condição de estado crítico. Entretanto o autor cita que, para vários geomateriais, incluindo solos residuais, a curva de estado limite, centrada no eixo isotrópico, é válida. Para solos residuais de gnaiss brasileiros, Sandroni (1981) e Reis (2003) corroboraram esta afirmação, definindo estes solos como isotrópicos através do traçado de curvas de plastificação da estrutura centradas no eixo isotrópico.

Diferentemente desta conceituação e do modelo proposto por Leroueil e Vaughan (1990), Martins (2001) apresentou uma superfície de plastificação da estrutura aproximadamente centrada no eixo K_0 , para um solo residual de arenito Botucatu (Figura 2-10). Estes resultados serão discutidos mais amplamente na seção sobre efeitos da estrutura.

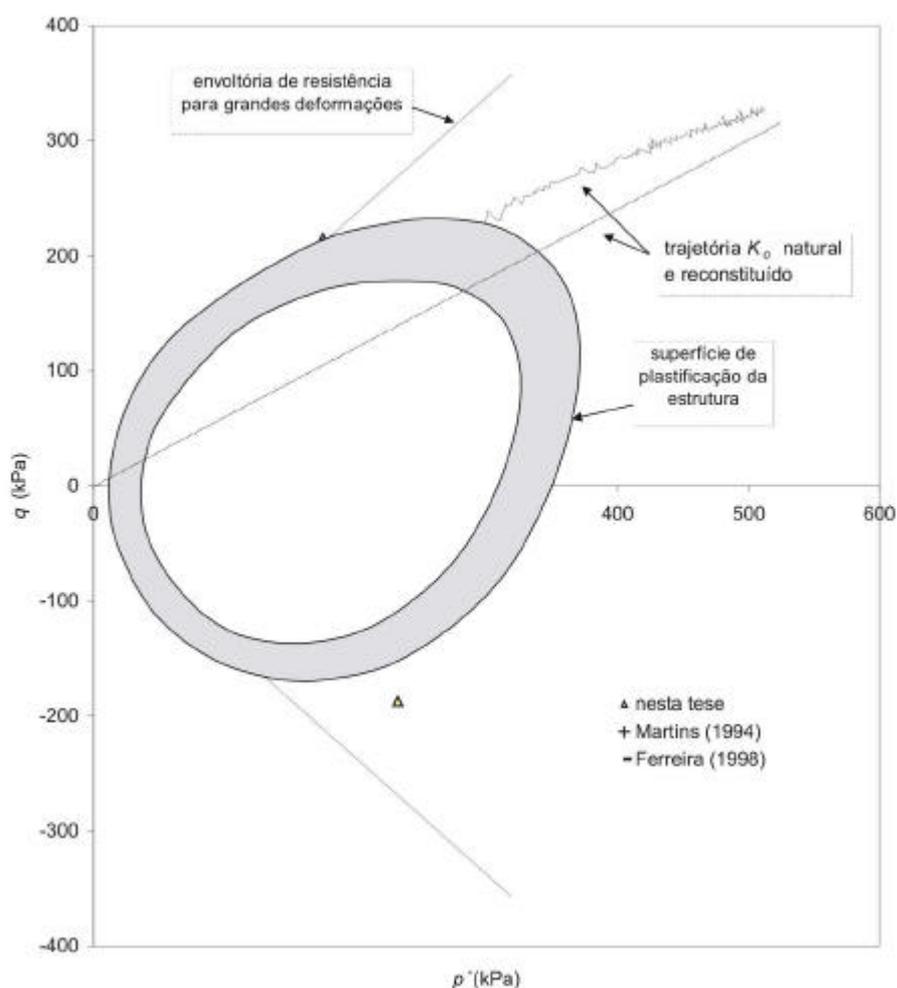


Figura 2-10: Superfície de plastificação da estrutura para o solo residual de arenito Botucatu (Martins, 2001).

2.2.2 Comportamento dentro da curva de estado limite

Martins (2001), citando Burland (1989) e Ochi *et al.*, (1993), menciona que, através do monitoramento de obras geotécnicas, as deformações envolvidas nestas estruturas se situam dentro de um intervalo entre 0,001% e 0,5%, sendo a grande maioria destes resultados limitada ao intervalo de deformações entre 0,01% e 0,1%. Para obras de contenção em solo grampeado, por ser um sistema de contenção que necessite de deslocamentos para que ocorra a mobilização dos reforços, as deformações são tipicamente maiores (Figura 2-11). Admitindo a deformação como $\delta h/H$, onde δh é o deslocamento horizontal da crista e H é a altura da contenção em solo grampeado, as deformações destas estruturas são tipicamente entre 0,1% e 0,3% (Plumelle *et al*, 1990). Décourt *et al* (2003) apresentaram um caso de contenção em solo grampeado na cidade de São Paulo onde estas deformações foram entre 0,05% e 0,06%. Nesta obra, os módulos cisalhantes a pequenas deformações foram determinados através de ensaios de campo (cross-hole e coluna ressonante), sendo o valor de G_0 entre 221,5MPa e 343,5MPa. Pitta *et al* (2003) apresentaram uma revisão de casos de obras em solo grampeado no Brasil, com a participação destes autores, e citaram o intervalo de deformações horizontal entre 0,04% e 0,2% e de deformações verticais entre 0,12% e 0,14%. No caso da obra de onde foi amostrado o solo desta dissertação Azambuja *et al* (2001) apresentaram deslocamentos horizontais da crista, para a parede 2 (a qual foi executada predominantemente em solo residual de gnaiss), no trecho mais alto, entre 40mm e 70mm, e deslocamentos verticais aproximadamente entre 10mm e 23mm, sendo a altura máxima desta escavação 11,5m. Supondo uma altura média de 10m nos pontos apresentados pode-se dizer que as deformações horizontais foram entre 0,4% e 0,7% e as verticais entre 0,1% e 0,23%.

Conforme citado na Seção 2.1, o comportamento do solo dentro da curva de estado limite é admitido como elástico. Entretanto, dentro da superfície de estado, ocorrem também deformações plásticas. Desta forma, o estudo do comportamento dos solos neste nível de deformações é de grande importância para os projetos geotécnicos, principalmente para previsões de deslocamentos através da aplicação de métodos numéricos.

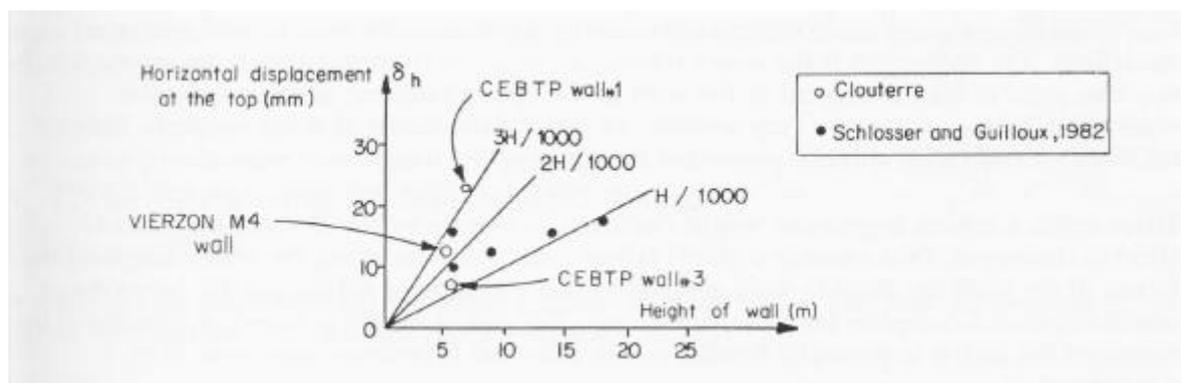


Figura 2-11: Deslocamento horizontal de estruturas de solo grampeado (Plumelle *et al*, 1990).

Conforme Coop (1997), a partir dos anos 80, com o avanço da informática e da eletrônica, houve uma revolução nos estudos de laboratório de Mecânica dos Solos. Aliado também a novas técnicas de ensaios de campo, os estudos a pequenas deformações encontram-se em pleno desenvolvimento. Cabe frisar que técnicas de ensaios dinâmicos para determinação do módulo cisalhante a pequenas deformações são conhecidas a mais tempo. De posse das novas técnicas experimentais, Jardine *et al* (1991) e Jardine *et al* (1992) *apud* Leroueil e Hight (2003) e Hight e Higgins (1994) *apud* Leroueil (2003), esquematizaram o comportamento do solo a deformações inferiores àquela correspondente à curva de estado limite, como segue apresentado na Figura 2-12 (Leroueil, 2003). Seguindo uma trajetória de tensões efetivas como IABCD na Figura 2-12(a):

- Existe uma curva de plastificação externa Y_3 (Figura 2-12(a)), que é coincidente com a curva de estado limite; dentro desta curva de plastificação as deformações são pequenas a moderadas;
- Dentro da curva de plastificação Y_1 , o comportamento do solo é elástico linear e é caracterizado pelas características elásticas de pequenas deformações;
- Entre as curvas de plastificação Y_1 e Y_2 (entre A e B), o comportamento do solo é elástico não linear;
- Entre as curvas de plastificação Y_2 e Y_3 (entre B e C), o solo desenvolve deformações plásticas, à medida que estas aumentam a rigidez diminui.

As curvas de plastificação Y1 e Y2 são obtidas para deformações inferiores a 0,1% e ainda inferiores a 0,001% para solos de baixa plasticidade (Leroueil e Hight, 2003).

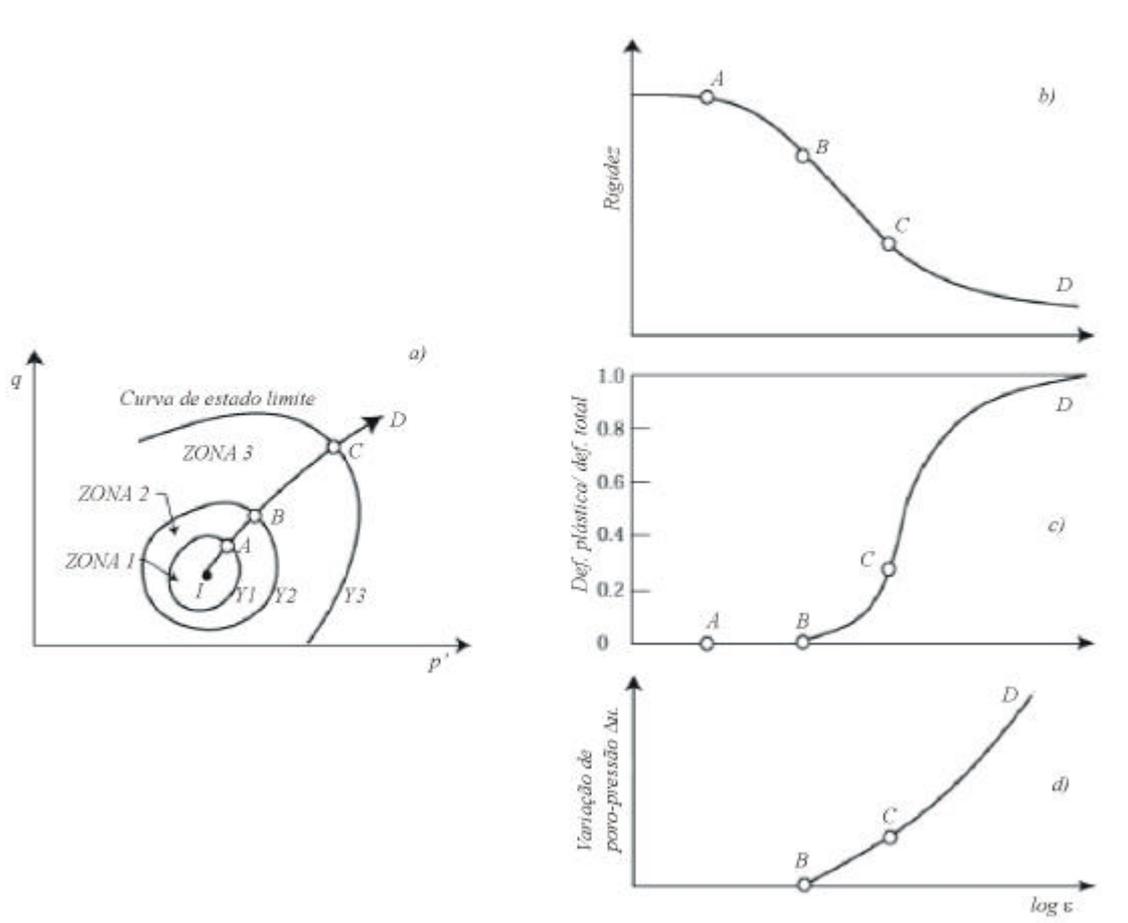


Figura 2-12: Curvas de plastificação dentro da curva de estado limite (adaptado de Jardine *et al* (1991) e Jardine *et al* (1992) *apud* Leroueil e Hight (2003) e Hight e Higgins (1994) *apud* Leroueil e Hight (2003)).

A Tabela 2-1 compara algumas técnicas de determinação de módulos a pequenas deformações. Maiores detalhes sobre estas técnicas podem ser obtidos em Martins (2001). Martins realizou ensaios com diferentes técnicas em um solo residual de arenito Botucatu, sendo as comparações dos resultados apresentadas na Figura 2-13 e na Figura 2-14.

Segundo Ferreira (2002), a precisão dos sensores de efeito Hall (Clayton *et al*, 1989) montados para a medição local de deformações no equipamento triaxial desenvolvido no seu

trabalho (o mesmo utilizado nesta dissertação) é de 10^{-6} μm . Isto, para um corpo de prova com 100mm de altura, corresponde a uma precisão de deformação da ordem de 10^{-5} .

Tabela 2-1: Técnicas de ensaios e intervalos de mínima deformação para determinação dos módulos (modificado de Martins, 2001)

Técnica de ensaio	Nível de deformação
Coluna ressonante	$10^{-7} - 10^{-2}$
Bender elements	10^{-5}
Crosshole – Down hole	$10^{-6} - 10^{-5}$
Triaxial com LDT	10^{-6}

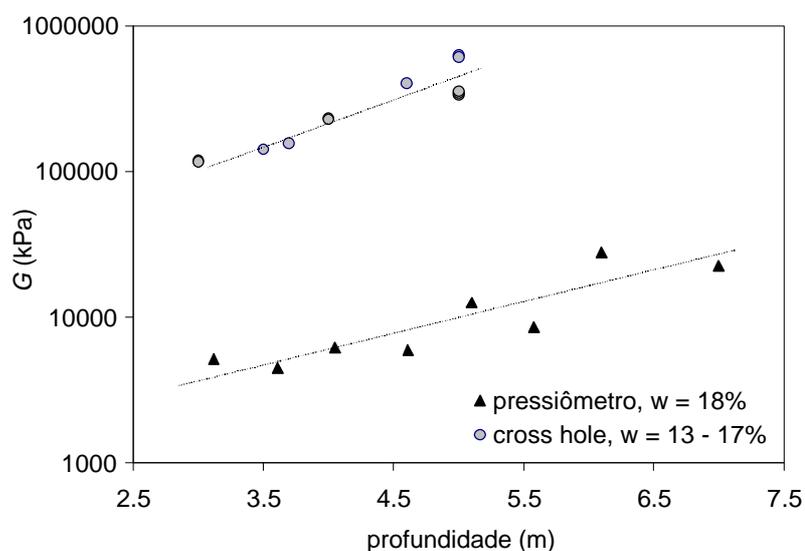


Figura 2-13: Comparação entre os módulos cisalhantes obtidos com ensaios cross hole e pressiométrico para várias profundidades no solo residual de arenito Botucatu (Martins, 2001)

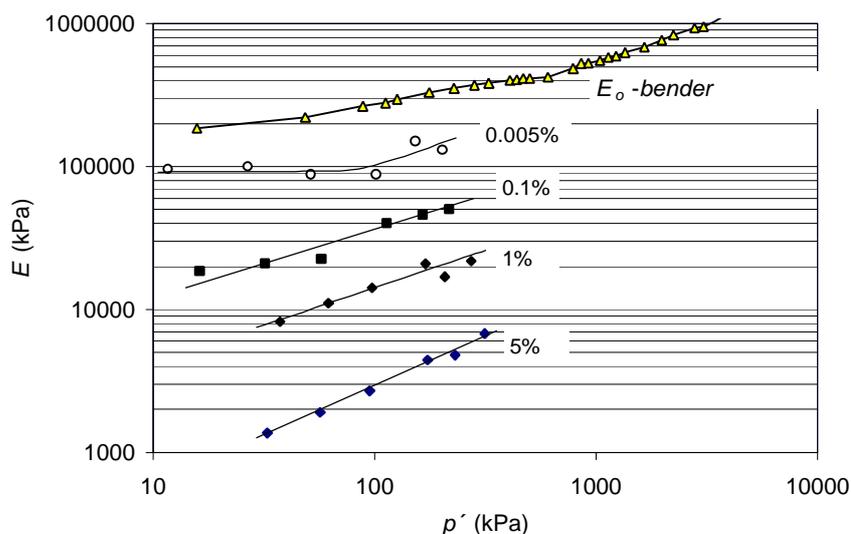


Figura 2-14: Comparação dos resultados obtidos com ensaios “bender elements” e triaxiais a várias deformações. Influência do nível da tensão confinante. (Martins, 2001).

A Figura 2-15 apresenta um exemplo de curva da variação do módulo de deformabilidade com a deformação axial para o solo residual de arenito Botucatu. Esta curva apresenta uma forma atípica, com um desvio significativo em relação à forma de “S” esperada para solos não estruturados, ocorrendo um patamar intermediário que se deve à estrutura deste solo (Martins, 2001; Ferreira, 2002).

2.2.3 Efeito da localização

Segundo Leroueil (1997), quando uma amostra normalmente adensada ou levemente pré-adensada é cisalhada, as deformações ocorrem uniformemente e o corpo de prova se deforma como um barril, sendo a variação do índice de vazios (ou volume específico) representativa das deformações da amostra. Quando uma amostra é fortemente pré-adensada, após o pico as deformações cisalhantes se concentram em uma ou várias bandas (localização), gerando, para maiores deformações, aproximadamente um deslizamento entre dois blocos rígidos. Esta situação implica em várias conseqüências:

1. A variação do índice de vazios na zona de cisalhamento é muito maior do que no resto da amostra. Desrues *et al* (1996) *apud* Leroueil (1997) apresentaram resultados

interessantes, onde através de tomografia computadorizada avaliaram a variação do índice de vazios na zona de cisalhamento de areias compactas e compararam com seu índice de vazios global e com o índice de vazios de amostras fofas. A curva de índice de vazios localizado versus deformação axial convergia para a curva de índice de vazios versus deformação axial para a amostra fofa (estado crítico), enquanto que a curva do índice de vazios global da amostra compacta não. Isto mostra que, para areias compactas, a TEC é aplicável localmente;

2. Se as partículas do solo forem arredondadas, como no caso de areias, embora a medição do índice de vazios apresente problemas, a tendência é que o ângulo de atrito interno do estado crítico seja obtido. Se as partículas forem lamelares, como argila e mica, ocorre uma orientação destas no plano de cisalhamento e a resistência converge para um valor residual.

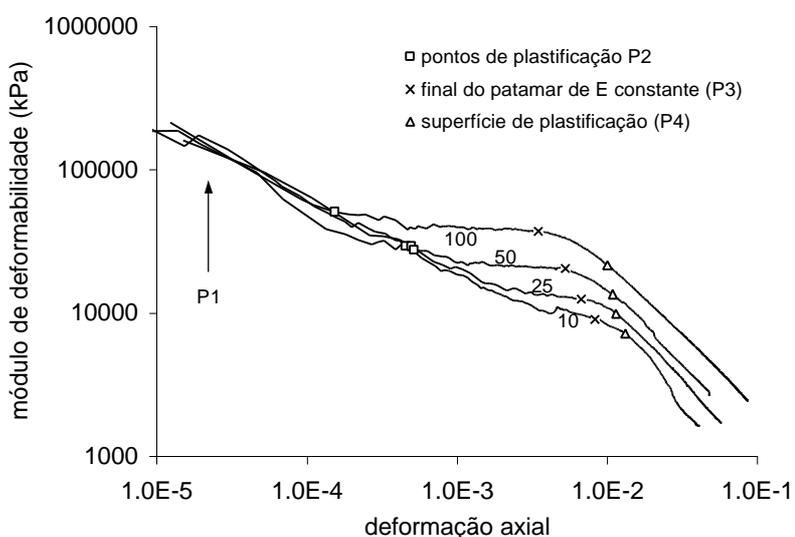


Figura 2-15: Curva de variação do módulo de deformabilidade com a deformação axial para uma série de ensaios no arenito Botucatu talhados com a estratificação perpendicular à tensão principal maior (Martins, 2001).

Embora o termo localização não possa ser aplicado a ensaios de cisalhamento direto, pois a localização é uma imposição do ensaio, cabe citar que Bernardes (2003) verificou o alinhamento de partículas micáceas no plano de cisalhamento no solo residual de gnaiss

Porto Alegre, em ensaios onde os corpos de prova indeformados eram moldados alinhando os bandamentos micáceos com o plano de cisalhamento.

Rigo (2000) encontrou baixos ângulos de atrito interno residuais para solos residuais de basalto, inicialmente caracterizados com pequena fração argila. Microscopicamente o autor atribuiu estes baixos ângulos de atrito interno à liberação de argilo-minerais a partir da quebra de grãos do solo residual de basalto no plano de cisalhamento, devido a tensões de compressão ou cisalhantes. Este comportamento confirmou os baixos parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos em retro-análises de rupturas em taludes com este material e também a verificação de superfícies de rupturas com partículas de argila completamente alinhadas verificadas em campo.

2.2.4 Velocidade de deformação e temperatura.

Diversos solos apresentam o fenômeno de adensamento secundário. Mesri e Godlewski (1977) demonstraram que o índice de compressão secundária $C_{c\alpha}$ é relacionado com o índice de compressão C_c , e sugeriram que a relação $C_{c\alpha}/C_c$ seja uma constante do solo. O adensamento secundário é importante porque gera uma tensão de pré-adensamento, causada pela redução do índice de vazios sem alteração na tensão efetiva, tão maior quanto maior o tempo em que a amostra ficou submetida a adensamento secundário. Marinho *et al* (1998) identificou uma importante evidência de adensamento secundário em um solo residual de micaxisto indeformado.

A Figura 2-16 apresenta a influência da temperatura e da velocidade de deformação na superfície de estado limite dos solos, definido solo como um material reológico. Quanto maior a temperatura ou menor a velocidade de deformação, menor a superfície de estado limite e quanto menor a temperatura ou maior a velocidade de deformação, maior a superfície de estado limite.

Embora seja influente na superfície de estado, segundo demonstrado por Tatsuoka *et al.* (1997) *apud* Leroueil e Hight (2003) e Tatsuoka *et al.* (2000) *apud* Leroueil e Hight (2003) na

compressão do solo não estruturado. No plano $s':t'$ o efeito da estrutura gera uma amplificação da curva de plastificação.

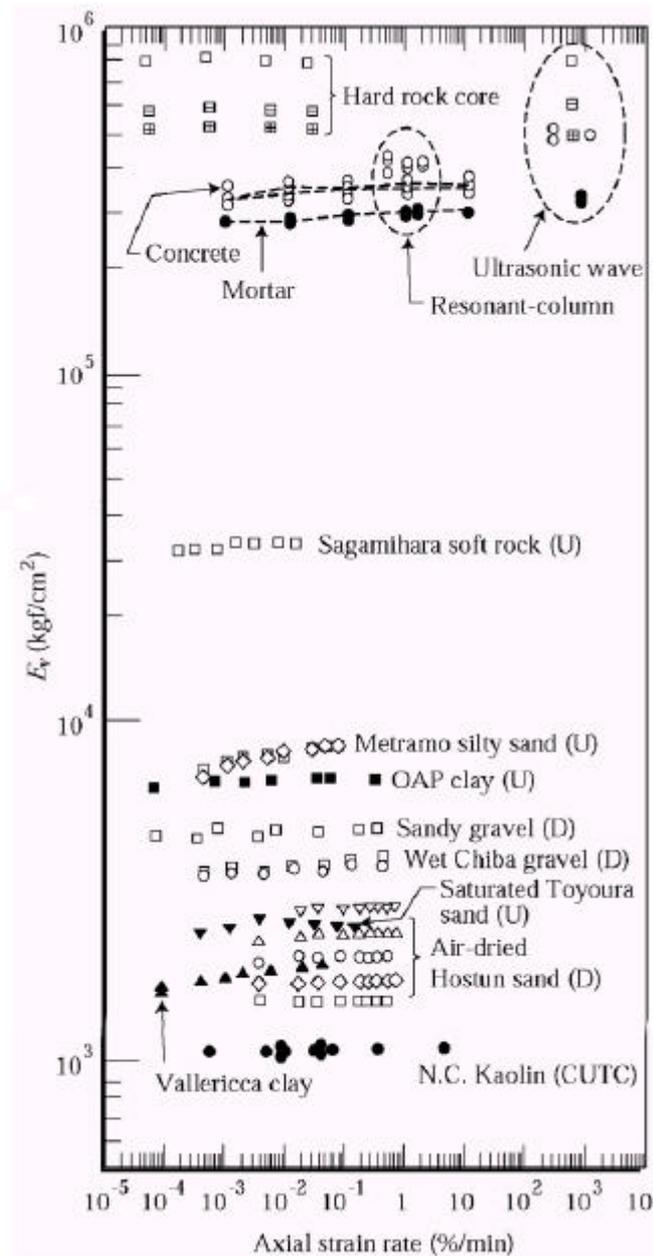


Figura 2-17: Variação do módulo de deformabilidade a pequenas deformações com a velocidade de deformação [Tatsuoka *et al.* (1997) e Tatsuoka *et al.* (2000) *apud* Leroueil e Hight (2003)].

Entretanto, o comportamento de solos residuais pode ser mais complexo. O solo residual de arenito Botucatu apresenta um comportamento atípico (Martins, 2001; Ferreira, 2000) ao qual

não se aplicam os conceitos do estado crítico (Martins *et al.* 2001). Além disto, este comportamento difere do modelo para solos estruturados proposto por Leroueil e Vaughan (1990) segundo Martins, (2001).

À compressão, o solo residual de arenito Botucatu, para amostras reconstituídas, não apresenta uma NCL sendo a linha de compressão dependente do índice de vazios inicial mesmo para altas tensões efetivas. Segundo Martins *et al.* (2001), o comportamento atípico do solo residual de arenito Botucatu é explicado pela sua relação porosidade x estrutura (tanto o arranjo dos grãos quanto a cimentação), pelo conteúdo dos finos e pela distribuição granulométrica do solo.

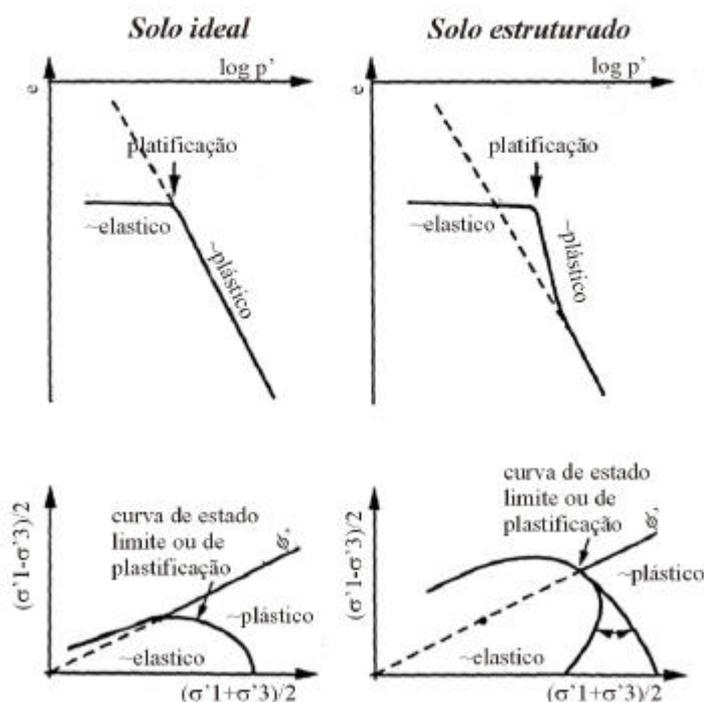


Figura 2-18: Comportamento esquemático de um solo ideal e de um solo estruturado (adaptado de Leroueil, 1992 *apud* Leroueil, 1997).

O comportamento diferenciado tensão-deformação (ver Figura 2-15) é atribuído à estrutura do material, como segue: o solo residual de arenito Botucatu é estratificado, composto por bandas avermelhadas e brancas, estas compostas por areias de granulometrias diferentes. A banda branca possui a fração com grãos de maior diâmetro, com elevada porosidade e seus

vazios são parcialmente preenchidos por uma matriz argilosa também porosa. A banda vermelha é constituída por areia fina com menor porosidade e com ocorrência de óxido de ferro envolvendo os grãos de menor diâmetro. Em uma tentativa de justificar o comportamento do solo apresentado na Figura 2-15, a autora interpretou que, no início do ensaio a banda branca (mais deformável) é mobilizada, até o ponto em que esta é enrijecida e as tensões entre as partículas aumentam, mobilizando a banda vermelha que sustenta uma rigidez maior até que sua microestrutura comece a ser plastificada (patamar intermediário da Figura 2-15).

2.3 Gnaisse

Geologicamente, o metamorfismo é o conjunto de processos físicos e químicos, no estado sólido, que resulta em uma nova rocha a partir de uma rocha pré-existente. Estes processos consistem em mudança de estrutura, textura, composição mineralógica ou mesmo composição química da rocha, que ocorrem geralmente de maneira combinada. Segundo (Teixeira *et al*, 2000) as principais condicionantes para a ocorrência destes processos são:

- Temperatura: sendo as principais fontes de calor na Terra o calor residual do manto e do núcleo e o calor gerado por desintegração radioativa. As reações metamórficas, propriamente ditas, se iniciam a temperaturas superiores a 200°C;
- Pressão: litostática (ou confinante), que se assemelha a pressão hidrostática dos fluidos e dirigida, que é devida a movimentação relativa entre maciços rochosos (placas tectônicas);
- Fluidos: transformações metamórficas ocorrem na fase sólida, entretanto sistemas metamórficos contêm uma fase fluida, constituída, sobretudo por H₂O e CO₂;
- Tempo: todas as mudanças metamórficas são registradas na estrutura destas rochas quando o processo se dá de forma lenta, caso contrário apenas a última transformação metamórfica é registrada. É difícil a aferição prática do tempo de metamorfismo, mas

estudos geocronológicos e modelagens teóricas mostram eventos de 10 a 50 Ma de duração.

Quando, em um processo de metamorfismo, não há qualquer alteração de componentes químicos (sistema fechado) o metamorfismo é denominado isoquímico. Se a rocha é submetida a variações composicionais intensas, o processo é denominado metassomatismo. De forma geral, pode-se considerar que os processos de metamorfismo ocorrem como sistemas parcialmente abertos, ocorrendo trocas livres de fluídos com o meio, porém com variações desprezíveis para os demais componentes químicos.

Os processos metamórficos podem ser divididos em três tipos fundamentais: regional ou dinamotermal, de contato ou termal, e dinâmico ou cataclástico. Foram reconhecidos, porém, outros quatro tipos de metamorfismo, que podem se confundir com os três tipos fundamentais supracitados, mas que apresentam combinações de fatores suficientemente particulares para serem considerados à parte, entre os quais pode-se citar: metamorfismo de soterramento, hidrotermal, de fundo oceânico e de impacto.

Os **gnaiesses** são rochas metamórficas geradas a partir de metamorfismo regional ou dinamotermal. Este tipo de metamorfismo está relacionado geralmente a cinturões orogênicos nos limites de placas convergentes (Figura 2-19). As transformações metamórficas ocorrem combinando temperatura, pressões litostática e dirigida, e persistem durante alguns milhares ou milhões de anos. Os protolitos¹ são fortemente dobrados ao mesmo tempo em que sofrem recristalização. As rochas resultantes geralmente apresentam estrutura foliada. Além de gnaisses, este tipo de metamorfismo também origina ardósias, filitos, xistos, anfibolitos, granulitos e migmatitos (Teixeira *et al*, 2000).

Segundo Frasca e Sartori (1998), os gnaisses são usualmente rochas quartzo-felspáticas, de granulação média a grossa e com moderada a forte orientação planar, denominada estrutura ou foliação gnáissica, fornecida pela isorientação de minerais placóides ou de hábito prismático. Teixeira *et al* (2000) citam que o nome-raiz gnaisse é reservado para rochas constituídas predominantemente por feldspatos e quartzo, com no mínimo 20% de feldspato em volume. Gnaisses originados de rochas graníticas são denominados ortognaisses, quando

¹ Protolitos: rochas a partir das quais se formam as rochas metamórficas.

originados de rochas sedimentares são denominados paragneisses. Gnaisses podem também ser originados pelo metamorfismo progressivo de micaxistos, quando são ricos em quartzo, e podem conter granada, cordierita, cianita ou sillimanita, ou de arcóseos (arenitos feldspáticos) ou grauvacas (rochas sedimentares arenosas ricas em argilominerais).

Conforme supracitado, os gnaisses são originados de metamorfismo regional, sendo este associado à movimentação de placas tectônicas convergentes. O início da evolução tectônica data da consolidação de antigas massas ou núcleos crustais, que se aglutinaram por sucessivas colisões em um único mega continente, no Arqueano, a cerca de 2 bilhões de anos (Hasui *et al.*, 1993a *apud* Bartorelli e Haralyi, 2000). Segundo Bartorelli e Haralyi (2000) estes antigos núcleos limitam-se por meio de zonas de fraqueza crustal (geossuturas) ao longo das quais ocorreram sucessivas rupturas, no decorrer do Proterozóico, causando desagregação parcial do mega continente primitivo. Estes processos perduram até hoje, sendo que no Mesozóico iniciou-se um processo de desagregação e deriva continental que resultou na atual disposição dos continentes. Como consequência destes fenômenos, as rochas pré-cambrianas do embasamento cristalino (granitos, gnaisses, etc.), consolidadas, serviram de substrato para a acumulação e deposição de rochas fanerozóicas nas bacias sedimentares (arenitos, basaltos, etc.). Dada as substanciais diferenças entre os terrenos pré-cambrianos e fanerozóicos o Brasil é dividido em duas unidades fundamentais: o Embasamento Cristalino ou Pré-Cambriano e as Bacias Sedimentares. A distribuição das unidades geológicas fundamentais do Brasil são apresentadas na Figura 2-20.

Os gnaisses, dadas as suas condições de formação, apresentam normalmente textura anisotrópica determinada pelo bandamento gnáissico. Estas rochas normalmente apresentam competência para utilização em obras de engenharia, desde que não estejam alteradas, quando os bandamentos podem representar planos de fraqueza da estrutura (Bartorelli e Haralyi, 2000). No território brasileiro os gnaisses ocorrem nas porções onde afloram os terrenos pré-cambrianos, principalmente associados a zonas de falhas.

No estado do Rio Grande do Sul os terrenos Pré-Cambrianos afloram na porção sul, sendo assim, estas são as regiões de ocorrência das rochas gnáissicas. A Figura 2-21 apresenta o mapa geológico do estado do Rio Grande do Sul simplificado, indicando a disposição dos

terrenos Pré-Cambrianos e Fanerozóicos. Nesta figura é assinalada a posição da cidade de Porto Alegre.

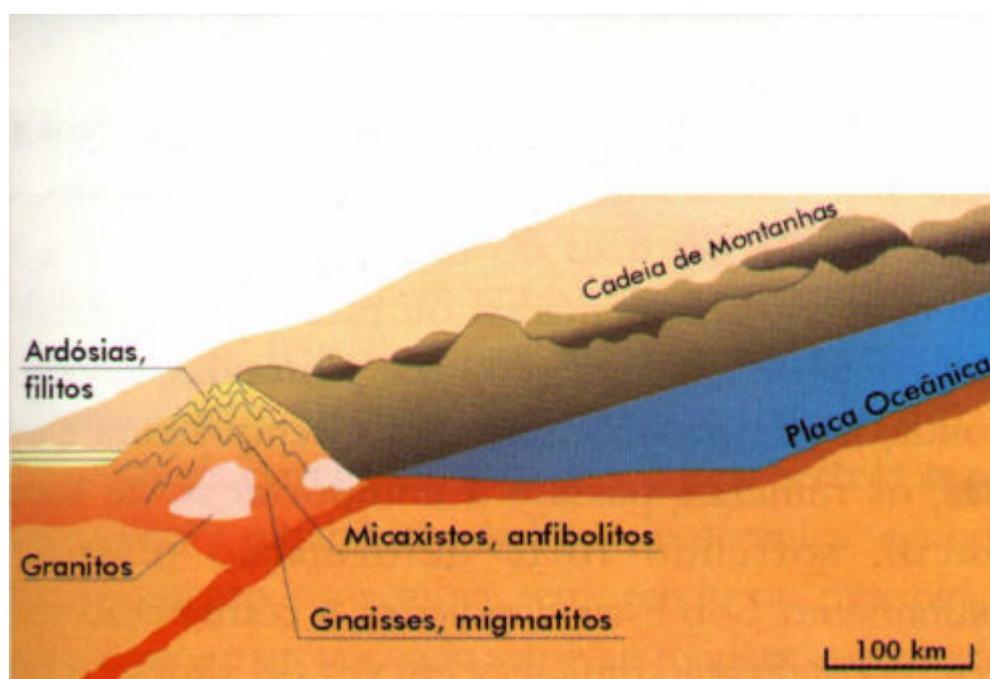


Figura 2-19: Metamorfismo regional ou dinamotermal, contato entre placas tectônicas (Teixeira *et al.*, 2000).

2.3.1 Solo residual de gnaiss

Todos os solos se originam da decomposição das rochas que constituem inicialmente a crosta terrestre (Pinto, 2000). Baseado nos processos de formação, os solos podem ser sedimentares, residuais ou aterros. Solos residuais são formados *in situ* pelo intemperismo de uma rocha, com pouco ou nenhum movimento entre as partículas do solo (Lambe e Whitman, 1979). Segundo Vargas (1953) *apud* Sandroni (1985), a atuação do intemperismo nas rochas resultam em um perfil de alteração composto por três elementos:

- Solo maduro: no qual não se encontra nenhuma estrutura remanescente da rocha mãe;
- Solo jovem: no qual ainda ocorre a presença das feições estruturais da rocha mãe;

- Rocha alterada, ou transição.

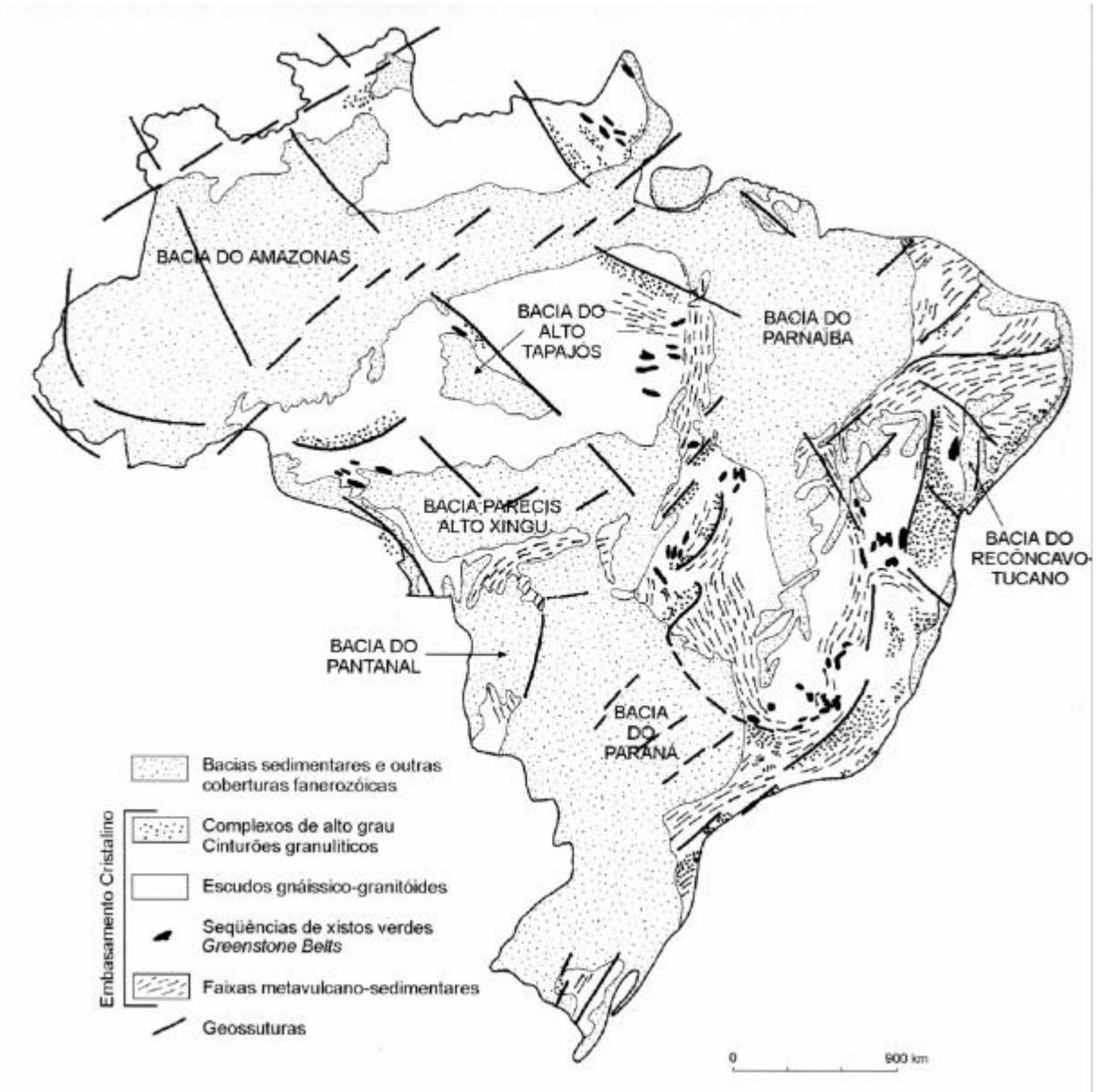


Figura 2-20: Unidades geológicas fundamentais do Brasil (Hasui, 1990 *apud* Bartorelli e Haralyi, 2000).

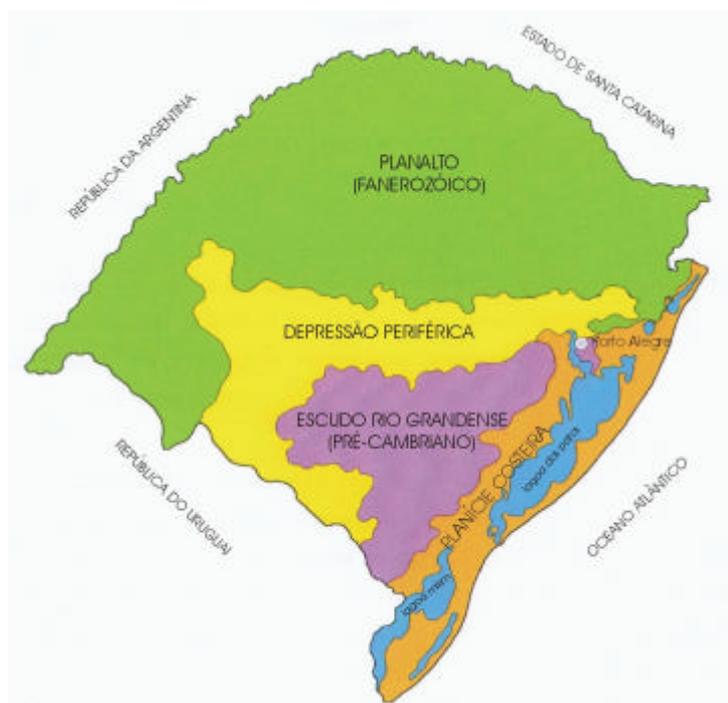


Figura 2-21: Mapa geológico simplificado do estado do Rio Grande do Sul.

Também são utilizados para definição destes horizontes de solo residual os seguintes termos: solo saprolítico e solo laterítico, com referência ao solo jovem e maduro, respectivamente.

Os gnaisses podem ter diversas composições mineralógicas, como visto na seção anterior. Sendo assim, esta variabilidade é conferida à composição mineralógica dos solos residuais de gnaisses.

2.3.1.1 Caracterização e mineralogia dos solos residuais de gnaisses

A aplicabilidade da caracterização tradicional, consistindo de granulometria e limites de consistência, para solos residuais tropicais tem sido alvo de questionamentos há algum tempo. Sandroni (1991) cita que solos residuais saprolíticos de rochas metamórficas, com tamanhos de partícula e limites semelhantes, podem apresentar comportamento distinto, devido à estrutura, mineralogia, etc. Dada a composição dos solos residuais, os próprios procedimentos de caracterização podem levar a resultados distintos. Silveira (1991) verificou descontinuidades nas curvas granulométricas para solos residuais de diorito e pegmatito e

para solos coluvionares da Estrada do Soberbo, no Rio de Janeiro, atribuindo estas descontinuidades à quebra das partículas micáceas durante o processo de lavagem do material proveniente do ensaio de sedimentação. Rigo (2000) verificou comportamento similar em solos saprolíticos de basalto da Formação Serra Geral.

Neto e Coutinho (1998) também evidenciaram alterações texturais devidas à quebra de grãos em um solo residual de gnaiss de Pernambuco. Estes autores sugeriram procedimentos alternativos de execução de ensaios de caracterização aos descritos pelas normas brasileiras (o ensaio de granulometria sugerido se assemelha às alterações recomendadas por Silveira, 1991) com a finalidade de aplicação à pavimentação. Os autores demonstraram que, com as classificações convencionais, o solo residual maduro estudado, embora em campo apresente um comportamento de solo arenoso, foi caracterizado como um solo de textura fina (predominantemente argiloso) e de elevada plasticidade (IP entre 18 e 24%). O solo residual jovem, com textura grossa, bem graduado e com presença de mica, apresenta plasticidade e elevada atividade, não relacionada à mineralogia da fração fina (caulinita). Os resultados dos ensaios de caracterização realizados por estes autores, apenas pelos procedimentos das normas brasileiras NBR-7181 e NBR-7180, são apresentados na Tabela 2-3.

Conforme Vargas (1982) *apud* Bernardes (2003), a variação de LL e LP está relacionada à fração fina do solo e à sua mineralogia. Em granitos e gnaisses, os horizontes de solo residual jovem tendem a ser não plásticos. Entretanto, solos micáceos, com pouca quantidade de argila, podem apresentar plasticidade, induzindo a um índice de atividade fictício. Isto indica que o estudo da mineralogia é necessário para a caracterização e correlação com comportamento mecânico destes materiais.

Sandroni (1981) apresentou resultados de doze anos de pesquisa em solos resultantes da decomposição de rochas gnáissicas na PUC-RJ. Na Tabela 2-2 são apresentados dados sobre a granulometria e índices de vazios para seis solos saprolíticos de gnaiss citados pelo autor. O autor cita que, apesar de ocorrer diversidade de aparência e mineralogia, a granulometria destes solos se fixa em limites não muito amplos, geralmente sendo caracterizados como areia siltosa. Quanto à plasticidade, Sandroni (1981) cita que alguns solos se apresentaram não plásticos enquanto que outros apresentaram pseudoplasticidade, ou seja, uma plasticidade que não é relacionada à presença de argilo-minerais. Nesse trabalho é apresentado estudo da

mineralogia destes solos. Na análise da fração grosseira foram verificados, predominantemente, quartzo, mica e feldspato (assim como a rocha de origem). Na análise da fração fina, por difração de raios-x, foi encontrado como argilo-mineral predominante a caulinita, contendo frações minoritárias de argilo-minerais ilito-montmoriloníticos (Sandroni, 1981).

Tabela 2-2: Características básicas dos solos residuais de gnaiss citados por Sandroni (1981).

Nº do solo	Índice de vazios	Mineralogia dos grãos retidos na # 100	% Passante na # 200 / argilo mineral predominante	Referência
1	0,40 – 0,90	Baixo teor de mica	22-47	Sandroni (1973)
2	0,62 – 0,70	Biotita: 7% Quartzo: 42% Feldspato alterado: 26%	16-22	Seraphin (1974)
3	0,73 – 0,15	Biotita < 2% Quartzo: 5 a 35% Feldspato alterado: 30 a 60%	20-26	Maccarini (1980), Brito (1981), Campos (1980)
4	0,84 – 0,97	Biotita: 19% Quartzo: 38% Feldspato alterado: 13%	20-26	Seraphin (1974)
5	0,65 – 0,90	Biotita: 32 a 64% Quartzo: 21 a 53%	5-10 (caulinita)	Campos (1974)
6	0,65 – 0,80	Biotita: 23% Quartzo: 23% Feldspato alterado: 19%	25 (caulinita)	Campos (1974)

Campos (1989), apresentou resultados de ensaios de cisalhamento direto, triaxiais e de condutividade hidráulica em solos saprolíticos de gnaiss kinzigítico. Tal rocha consiste em

um biotita gnaïsse rico em granada, formado a partir de rocha sedimentar (logo paragnaisse), amostrado em dois locais: (i) junto a área de implantação da UHE Chapéu D'Uvas, MG, a 8 metros de profundidade; (ii) campo experimental 02 da PUC/RJ, a 6,5m de profundidade. A caracterização destes solos é apresentada na Tabela 2-3. Marinho *et al.* (1998) apresentaram resultados de ensaios triaxiais em um solo residual de micaxisto, caracterizado, segundo os autores, pelo elevado teor de mica e por uma curva granulométrica média que apresenta um teor de areia fina da ordem de 70% e fração argila igual a 6%. Os autores citam que não é possível a determinação dos índices de consistência do solo, e que este apresenta uma textura anisotrópica. Reis e Azevedo (1998) e Reis *et al.* (2003) apresentam resultados de ensaios em um solo residual de gnaïsse amostrado em um talude da região metropolitana de Viçosa, MG. A caracterização deste solo, apresentada em Reis e Azevedo (1998), também é apresentada na Tabela 2-3.

2.3.1.2 Comportamento geomecânico do solo residual de gnaïsse

Os solos residuais saprolíticos (jovem) de gnaïsse apresentam o bandamento gnáïssico da rocha de origem. Isto levou muitos autores ao estudo da influência da textura anisotrópica destes solos nas suas propriedades geotécnicas. Foram estudadas: a resistência ao cisalhamento através de ensaios de cisalhamento direto e triaxiais; a deformabilidade através de ensaios de compressão confinada, triaxiais e ensaios de campo (pressiômetro, ensaios de placa); e a condutividade hidráulica em laboratório. Foram estudadas também diferentes posições de carregamento ou fluxo, em relação ao bandamento herdado da rocha mãe.

Sandroni (1985) cita que, para solos residuais brasileiros, quando existe uma anisotropia textural a resistência ao cisalhamento apresenta certa diferença dependendo da direção em que a amostra é cisalhada. Alguns exemplos, apresentados por este autor, constam na Tabela 2-4, junto com dados de outros autores. Entretanto, Campos (1989) apresenta resultados de ensaios de cisalhamento direto múltiplo estágio (última linha da Tabela 2-4) em que, segundo o autor, apesar do forte bandamento visível no solo residual, para fins práticos o mesmo apresenta isotropia de resistência ao cisalhamento. Este último autor justifica que o grau de intemperismo “apagou” a anisotropia herdada da rocha mãe para este solo.

Tabela 2-3: Resultados de ensaios de caracterização em solos residuais de gnaisse.

Local / Bloco nº	% Cascalho	% Areia	% Silte	% Argila	LL %	LP %	G	γ_a (kN/m ³)	e	Referência
UHE Chapéu D'Úvas	-	28	52		54	15	2,71	-	1,23-1,53	Campos (1989)
5	1	28	5	66	53	33	2,77	14,2-14,7	0,88-0,92	Campos (1989)
7	7	42	25	26	39	19	2,87	12,4-13,4	0,99-1,14	Campos (1989)
9	2	65	28	5	-	NP	2,72	13,1-13,9	0,98-1,09	Campos (1989)
11	1	59	30	10	-	NP	2,75	12,4-14,2	0,94-1,21	Campos (1989)
Viçosa, MG	0	53	30	27	48	31	2,79	-	-	Reis (1998)
A1-RM prof. 0,75m	2	32	14	52	55	35	2,74	-	-	Neto e Coutinho (1998)
A1-RM prof. 1,14m	2	25	25	48	50	32	2,83	-	-	Neto e Coutinho (1998)
A1-RJ prof. 8,70m	2	83	11	4	36	26	2,75	-	-	Neto e Coutinho (1998)
A3-RM prof. 1,90	4	33	20	43	52	35	2,75	-	-	Neto e Coutinho (1998)
A3-RJ prof. 4,60	2	51	36	11	44	31	2,79	-	-	Neto e Coutinho (1998)
A3-RJ prof. 5,60	1	65	22	12	39	29	2,81	-	-	Neto e Coutinho (1998)

* Neto e Coutinho (1998): A=área estudada, RM=residual maduro, RJ=residual jovem.

No mesmo trabalho, Campos (1989) realizou ensaios triaxiais múltiplo estágio e ensaios de condutividade hidráulica. Ao se romper os corpos de prova no ensaio triaxial, com diferentes orientações do bandamento em relação à direção da tensão principal maior, os autores

concluíram que não ocorre anisotropia de resistência ao cisalhamento significativa e atribuíram as diferenças de resistências e de comportamento apresentadas nos resultados ao intemperismo diferencial e à própria dispersão dos resultados (Figura 2-22). O autor constatou também que não ocorre anisotropia de condutividade hidráulica no solo estudado.

Tabela 2-4: Resultados de estudos de anisotropia de resistência ao cisalhamento, através de ensaios de cisalhamento direto, em alguns solos residuais de gnaiss brasileiros.

Rocha mãe	Macro estrutura	Condição de saturação	Envoltória de resistência ao cisalhamento (tensão normal entre 50 e 500kPa)		Referência
			Paralelo	Perpendicular	
Gnaiss migmatítico	bandeado	parcialmente saturado	c=40kPa $\phi=20^\circ$	c=52kPa $\phi=23^\circ$	Campos (1974) <i>apud</i> Sandroni (1985)
		submerso	c=30kPa $\phi=21^\circ$	c=49kPa $\phi=22^\circ$	
Quartzito férreo	laminado	parcialmente saturado	c=20kPa $\phi=37^\circ$	c=50kPa $\phi=44^\circ$	Sandroni (1985)
Quartzito micáceo	xistosidade	parcialmente saturado	c=40kPa $\phi=22^\circ$	c=45kPa $\phi=27^\circ$	Sandroni (1985)
Gnaiss kinzigítico	bandeado	natural	c=45,1kPa $\phi=34,6^\circ$	c=38,2kPa $\phi=35,8^\circ$	Campos (1989)
		submerso	c=27,3kPa $\phi=27,8^\circ$	c=27,2kPa $\phi=29,2^\circ$	

Através da execução de ensaios triaxiais cúbicos em um solo residual de gnaiss, Reis e Azevedo (1998) constataram que, assim como Campos (1989), apesar de um marcado bandamento do solo residual de gnaiss estudado, o solo apresentou comportamento

isotrópico quanto à resistência ao cisalhamento. Entretanto, o solo apresentou anisotropia de deformabilidade, analisada pelos autores através dos módulos de deformação calculados para deformações de 20%, 50% e 90% da deformação de ruptura, sendo que o solo apresentou maior rigidez quando solicitado perpendicularmente ao bandamento e rigidez similar (inferior à primeira) quando solicitado nas outras duas direções.

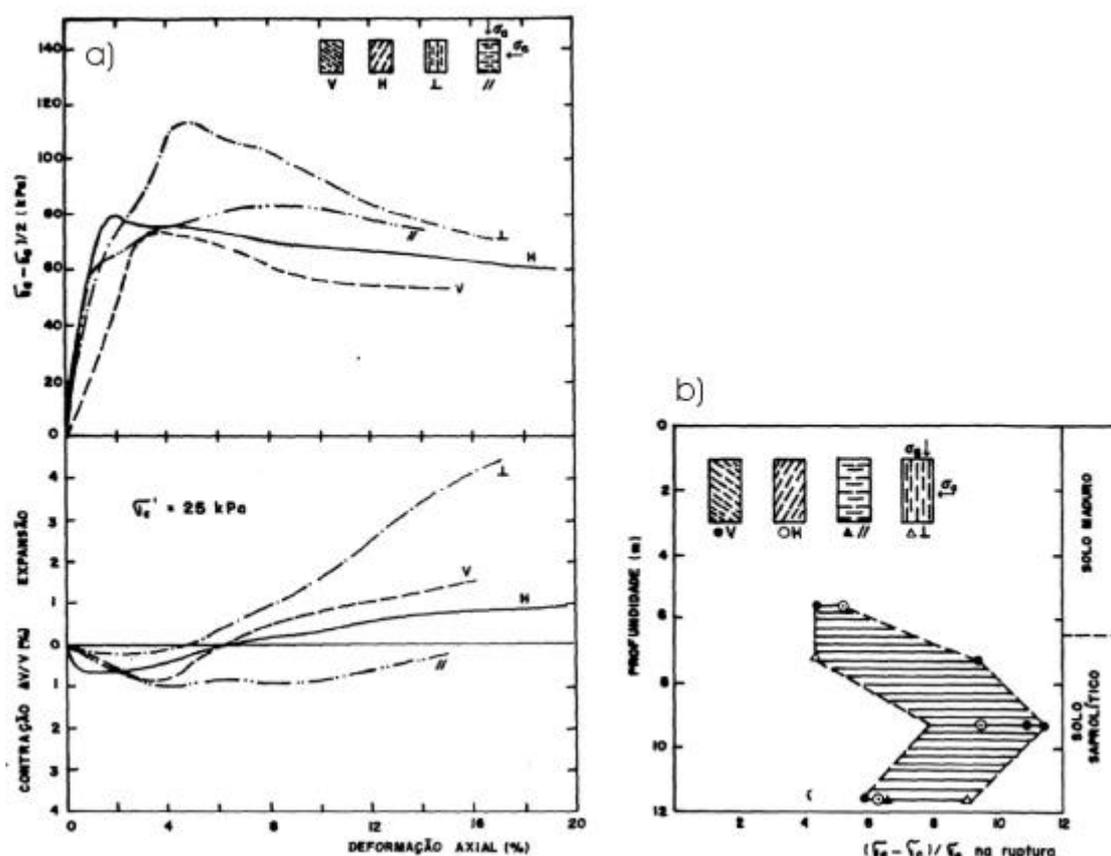


Figura 2-22: a) Ensaios triaxiais com amostras moldadas com diferentes direções, b) Resistência de pico normalizada com a profundidade. (Campos, 1989).

Mais tarde, Reis *et al.* (2003) ampliaram o estudo deste solo residual de gnaiss, realizando ensaios triaxiais, com diferentes trajetórias de tensões, para corpos de prova do solo residual jovem e maduro, talhados com diferentes ângulos entre o bandamento e a tensão principal maior. Foi analisada a anisotropia de resistência ao cisalhamento e de deformabilidade, esta última expressa em função do módulo de deformabilidade calculado para 50% da deformação de pico. Neste estudo, os autores concluíram que o solo residual jovem, apesar do marcado

bandamento, apresenta comportamento isotrópico quanto à resistência e à deformabilidade. Curiosamente o solo residual maduro, que não apresenta feições estruturais da rocha mãe, apresentou comportamento anisotrópico em relação à deformabilidade. Reis e Vilar (2004) determinaram as curvas de plastificação para o solo residual jovem de gnaiss a diferentes valores de sucção (Figura 2-23) e demonstraram que o modelo Cam-Clay modificado é aplicável a este solo, tanto saturado quanto não saturado.

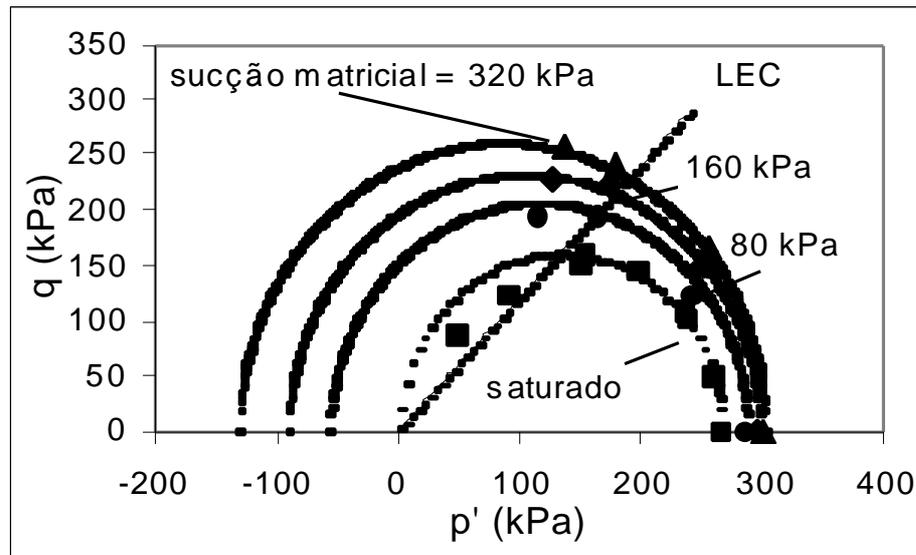


Figura 2-23: Superfícies de plastificação para diferentes níveis de sucção para o solo residual de gnaiss apresentado por Reis e Villar (2004).

Sandroni (1981) cita que os feldspatos e as micas determinam o comportamento dos saprólitos gnáissicos em qualquer caso. A Figura 2-24 apresenta os dados de ensaios realizados com solos apresentados na Tabela 2-2 onde o autor apresenta uma correlação entre mineralogia e resistência ao cisalhamento. O autor apresenta, neste trabalho, a superfície de plastificação obtida para o solo 3 apresentado na Tabela 2-2 (Figura 2-25), frisando os baixos valores de tensão de plastificação em relação a areias sedimentares (uma vez que o solo residual de gnaiss é arenoso). O autor relaciona a importância da quebra das partículas micáceas como ponto de mudança de comportamento (plastificação), confirmada a partir de ensaios de granulometria em amostras após o cisalhamento e da determinação da resistência à tração destas partículas. Quanto à deformabilidade o autor apresenta valores de módulos de

deformabilidade para ensaios de campo e laboratório, obtidos antes de ser atingida a superfície de plastificação do solo (Tabela 2-5). A diferença entre os módulos obtidos com ensaios de campo e os módulos obtidos em ensaios de laboratório (os primeiros entre 2 a 8 vezes superiores aos últimos) foi atribuída ao possível efeito de amostragem (plastificação por cisalhamento). Entretanto, o autor foi claro ao citar que este é um tópico a ser estudado.

Sandroni (1991) apresenta os resultados obtidos por Sandroni e Brandt (1983) correlacionando o módulo pressiométrico com o índice de vazios para um solo residual jovem de gnaiss. Ainda neste trabalho é apresentada uma correlação entre o índice de compressão e o limite de liquidez proposta por Vargas (1974). Ambos os ábacos são apresentados na Figura 2-26.

Cabe ainda citar o trabalho de Marinho *et al* (1998), em que os autores estudaram um solo residual de micaxisto com elevado teor de mica, onde se destaca o comportamento de deformação sem variação da tensão efetiva o que acarreta em um grande aumento de rigidez ao ser retomado o carregamento.

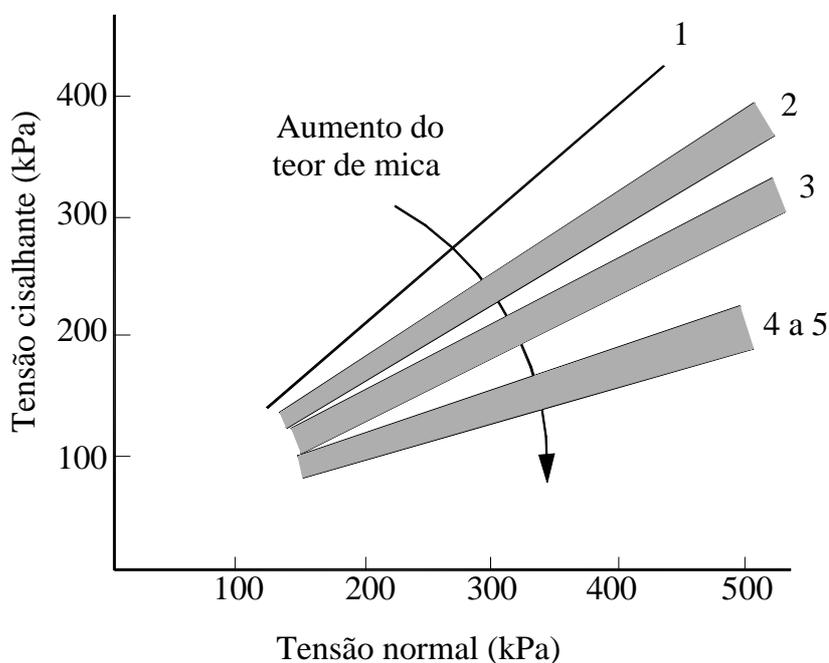


Figura 2-24: Correlação entre mineralogia e resistência ao cisalhamento (Sandroni, 1981).

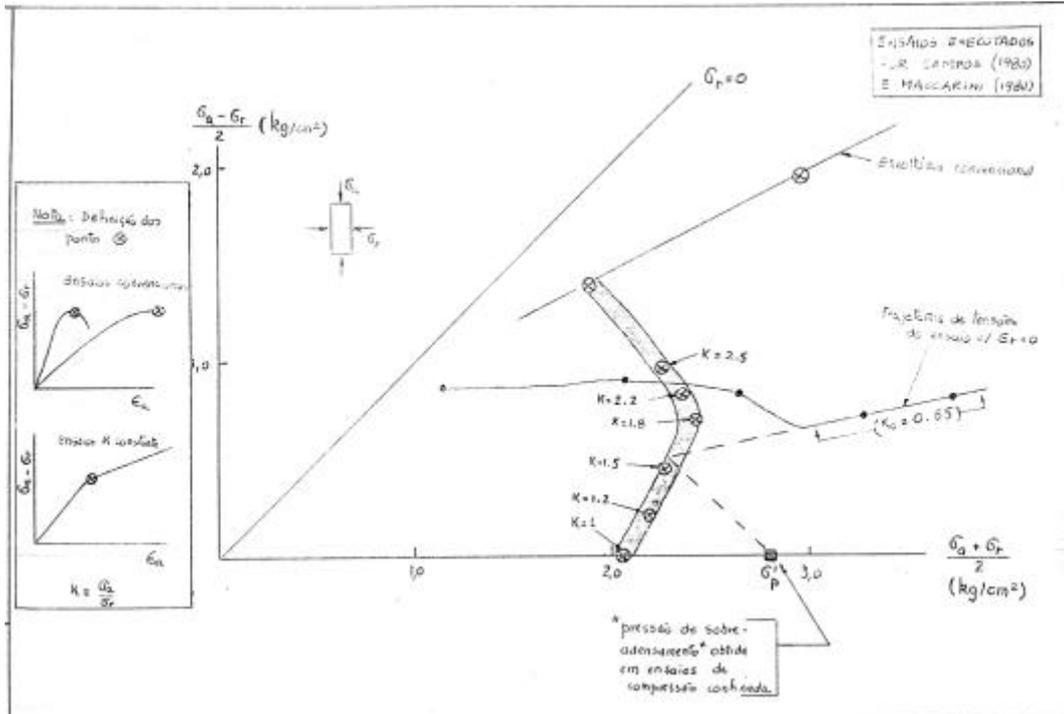


Figura 2-25: Superfície de plastificação do solo número 3 da Tabela 2-2 (Sandroni, 1981).

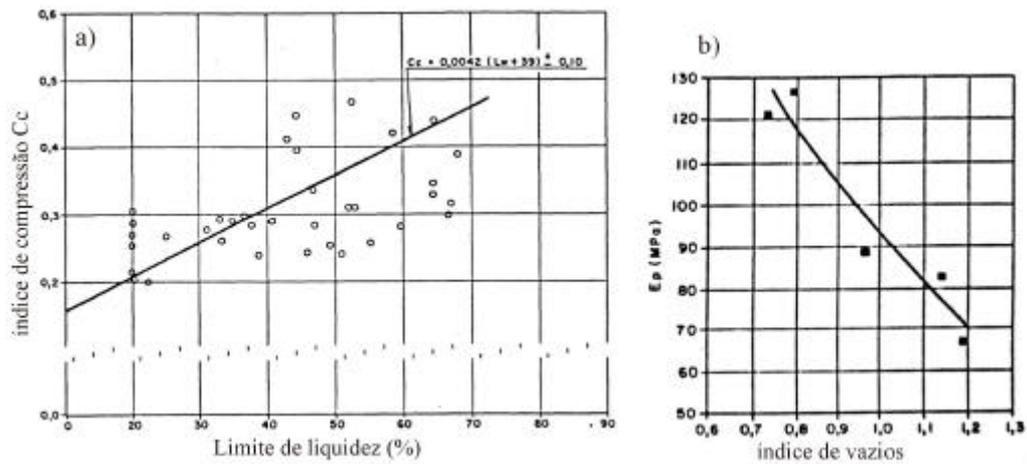


Figura 2-26: a) correlação entre C_c e LL proposta por Vargas (1974) apud Sandroni (1991) e b) correlação entre módulo pressiométrico e índice de vazios proposta por Sandroni e Brandt (1983) apud Sandroni (1991).

Tabela 2-5: Módulos de deformação obtidos em ensaios de laboratório e campo com o solo nº3 da tabela 2.3-1 (Sandroni, 1981).

Tipo de ensaio	E (MPa)	Referência
Compressão isotrópica	9	Campos (1980)
Adensamento convencional	11	
K = 1,20	10-15	Maccarini (1980)
K=1,50	18-25	
K=1,80	20	
K=2,20	30-40	
K=2,50	25-30	
Triaxiais convencionais	30-40	
Triaxiais com trajetória de tensões simulando sapata	10-30	
Pressiométrico	40-80	Brandt (1978)
Sapata Ø=40cm	70	Campos (1980)
Sapata Ø=80cm	47	
Sapata Ø=160cm	84	

2.4 Gnaiss Porto Alegre

O gnaiss Porto Alegre ocorre na região central da cidade de Porto Alegre (Figura 2-27). Estas rochas foram definidas inicialmente como migmatitos homogêneos por Schneider *et al* (1974), posteriormente foram designados como ortognaisses por Philipp *et al.* (1994) e Philipp (1995). Philipp (1998) descreve o Gnaiss Porto Alegre como uma associação de gnaisses miloníticos, polide-formados, sendo esta a unidade mais antiga do embasamento cristalino da região do referido estudo (folhas 1:50.000 de Porto Alegre, Passo do Vigário e Gravataí). Este gnaiss ocorre como um megaxenólito no Granito Independência e também como xenólitos menores no Granito Viamão. Philipp (2005) cita que existem registros de que a idade do protólito deste gnaiss data de aproximadamente 2 bilhões de anos, e que os processos metamórficos que geraram o Gnaiss Porto Alegre ocorreram a cerca de 600 milhões de anos.

Abaixo é transcrito um trecho do trabalho de Philipp (1998), para comparação com os resultados obtidos da caracterização realizada por Bernardes (2003) para o solo residual de gnaiss citada adiante.

“...As relações de contatos dos Gnaisses Porto Alegre são observadas diretamente com os Granitos Independência e Viamão. Nestas rochas são comuns xenólitos angulosos e subangulosos, com dimensões variáveis de centimétricas (15 a 40cm) a hectométricas (150 a 600m), ou superiores. Nas áreas de ocorrência dos gnaisses são frequentes veios, diques e apófises do Granito Independência, com espessuras centimétricas (5 a 15cm) a métricas (1 a 25m). Estas injeções cortam o bandamento gnáissico em ângulo em geral elevado (50°-90°).

Inúmeras porções dos Gnaisses Porto Alegre são parcialmente digeridas pelos magmas graníticos, sendo comum o aparecimento de estruturas fantasmas. Ocorrem também xenólitos irregulares compostos principalmente por biotita. O contato com o Granito Santana é tectônico, definido por uma zona falha, que se acha preenchida por veios de quartzo leitoso. Esta zona falha, de orientação N70°E, é concordante com uma zona de cisalhamento dúctil de alto ângulo, que ocorre nas imediações.

Os ortognaisses foram afetados por uma forte deformação dúctil, que foi responsável pela geração de um bandamento deformacional irregular e relativamente contínuo, juntamente com tramas miloníticas associadas. Este bandamento é definido por finos níveis félsicos, constituídos por agregados porfiroclásticos de feldspatos, em alternância com níveis escuros mais biotíticos...

...Os níveis félsicos perfazem entre 10% a 20% da rocha, sendo constituídos por quartzo e feldspatos, e apresentam granulação fina a média (0,1 a 0,5mm). Os feldspatos (plagioclásio e microclínio) ocorrem em geral como porfiroclastos (1 a 10mm), conferindo à rocha textura augen. Os níveis escuros mostram-se mais contínuos e mais espessos, com espessuras entre 15 a 90mm, ou superior, sendo constituídos por quartzo e feldspato, juntamente com uma expressiva quantidade de biotita e clorita (biotita cloritizada) (7-22%). Possuem granulação fina a média (0,1 a 0,5mm), com forte orientação dos minerais máficos. Ocorrem ainda pequenas proporções de anfibólio, o qual passa a ser o mineral máfico principal nas bandas dioríticas.

O bandamento gnáissico apresenta-se relativamente homogêneo, sendo marcado localmente por leitos tubulares de composição diorítica, com espessura centimétrica a decimétrica (5 a 25cm). Estes leitos possuem contatos gradacionais a bem definidos, sendo marcados por uma granulação grossa definida pelo arranjo de plagioclásio e hornblenda.

Ao microscópio, a mineralogia desses gnaisses é constituída essencialmente por plagioclásio, feldspato alcalino e quartzo, com biotita e hornblenda como minerais máficos e, titanita, zircão, apatita, allanita e opacos como minerais acessórios.

Ao microscópio, a estrutura gnáissica é caracterizada pela presença de níveis descontínuos, pouco definidos, onde é possível identificar níveis mais ricos em máficos (biotita e hornblenda) associados com titanita e epidoto, em alternância com níveis félsicos contendo plagioclásio, quartzo e quantidades menores de feldspato alcalino e biotita.

Os níveis félsicos de granulação média a grossa, contém plagioclásio subédrico e quartzo. São comuns grãos de quartzo alongados com tamanho entre 1 e 2 mm, intensamente fraturados, com extinção ondulante, recristalizados, como subgrãos, em contatos serrilhados a

lobados. Estes níveis félsicos, compostos essencialmente por feldspatos equidimensionais em um arranjo granoblástico irregular, em geral não apresentam uma orientação definida.

Nas bandas máficas predominam biotita e hornblenda fortemente orientadas, contendo intersticialmente plagioclásio e quartzo com finas trilhas de titanita e minerais opacos, juntamente com epídoto e clinozoizita próximo às bordas da biotita e hornblenda. Nas bandas, destaca-se o crescimento de cristais euédricos e subédricos de epídoto (0,1 – 0,7 mm), formando muitas vezes coroas ao redor de núcleos corroídos de allanita”.

Tabela 2-6 : Glossário de termos técnicos geológicos.

Xenólitos	Rochas encaixantes
Apófises	Terminação aguçada de grande massa intrusiva de rocha
Tramas miloníticas	Milonitos são rochas altamente deformadas de zona de cisalhamento dúctil. Tramas miloníticas referem-se a estrutura e textura de milonitos
Agragados Porfiroclásticos	Agregados em forma de lente. Porfiroclastos são também chamados de augen (ver definição abaixo).
Félsico	Minerais claros
Augen	São cristais isolados ou agregados de cristais grossos em forma de lente, em uma matriz de granulação fina. Um gnaiss com abundantes augen é denominado de augen gnaiss ou gnaiss facoidal
máficos	Minerais escuros
subédrico	Mineral parcialmente limitado por suas faces cristalinas

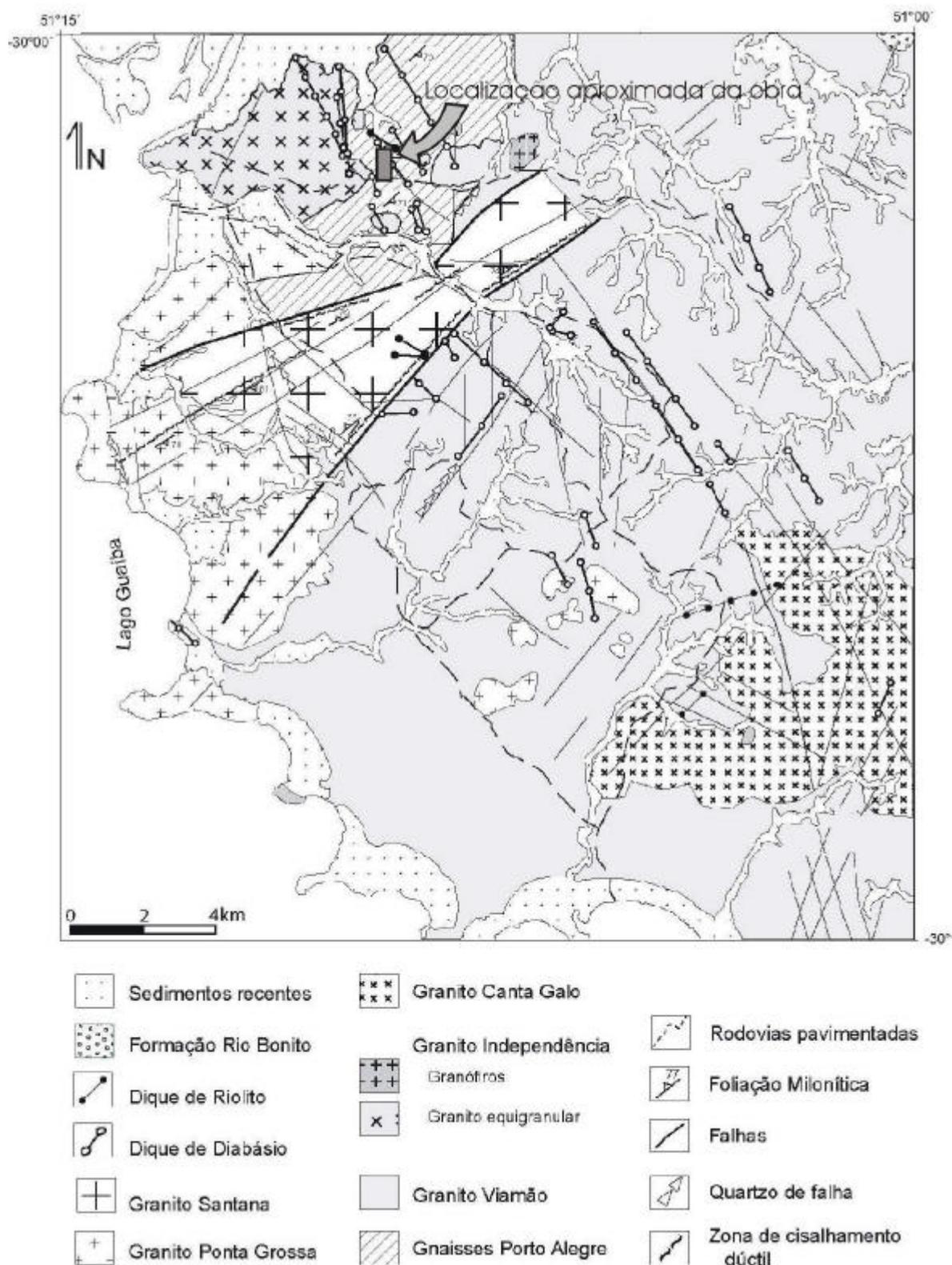


Figura 2-27: Mapa geológico da cidade de Porto Alegre (Philipp, 1998), com destaque para indicação do local da obra em solo grampeado.

2.4.1 Solo residual do Gnaise Porto Alegre (SRGPA)

O Gnaise Porto Alegre, e conseqüentemente, o solo residual do Gnaise Porto Alegre (SRGPA) ocupam uma porção considerável da cidade de Porto Alegre. Muitos projetos de escavações e fundações executados em solos descritos como solos residuais de granito foram executados neste material (Azambuja, 2004). Históricos de acidentes geotécnicos em estruturas de contenção nestes materiais também são conhecidos, entretanto não documentados na literatura (Bressani, 2004).

O estudo de Bernardes (2003) foi o pioneiro neste solo. A autora estudou o SRGPA amostrado de duas profundidades, 3m e 11m, nas escavações da obra descrita no Capítulo 1. O estudo de Bernardes (2003) abrangeu a anisotropia de resistência ao cisalhamento, através da realização de ensaios de cisalhamento direto, e a mineralogia do SRGPA, através de difratometria de raios-X, microscopia ótica e microscopia eletrônica.

2.4.1.1 Caracterização e mineralogia do SRGPA

A Figura 2-28 e a Figura 2-29 apresentam as curvas granulométricas obtidas para o solo residual de gnaise em duas profundidades (Bernardes, 2003). Nota-se que ambos os solos apresentam granulometria semelhante, são classificados como areias siltosas, e que a adição do defloculante no ensaio de sedimentação não gerou alterações expressivas na granulometria, dada a predominância da fração granular no solo estudado. A Tabela 2-7 apresenta os resultados dos ensaios de caracterização do material realizados por Bernardes (2003).

Através de estudo de difratogrametria de raios-x, Bernardes (2003) identificou os minerais presentes na fração $<2\mu\text{m}$ do SRGPA (Tabela 2-8). Bernardes (2003) realizou a análise petrográfica através da confecção de seis lâminas, sendo duas do solo na condição indeformada (para as profundidades amostradas de 3m e 11m) e quatro confeccionadas a partir de uma seção transversal de corpos de prova após cisalhados. Flores (2003) *apud* Bernardes (2003) identificou que a composição mineralógica encontrada nas lâminas de solo residual de gnaise compreende feldspato alcalino, quartzo, plagioclásio e biotita, que

constituem a assembléia primária. Como minerais secundários ocorrem o epídoto, clorita, argilominerais e óxidos de ferro.

É apresentada na Figura 2-30 uma fotomicrografia de uma lâmina da rocha Gnaiss Porto Alegre, apresentada por Bernardes (2003). A descrição desta rocha é dada por Philipp (1998) e apresentada na seção 2.4. Destaca-se, na Figura 2-30 (a) (luz natural) o formato dos grãos de biotita e, na Figura 2-30 (b) (luz polarizada), destacam-se os principais minerais presentes na rocha, quartzo, feldspato alcalino, plagioclásio e biotita, e sua orientação, obedecendo à estrutura gnáissica. Observa-se bandamentos com alternâncias de níveis ricos em biotita e níveis de composição quartzo-feldspática dominante (Bernardes, 2003).

Na Figura 2-31 é apresentada uma fotomicrografia da lâmina confeccionada com uma amostra indeformada do solo que se encontra a 3 metros de profundidade, com luz natural. Esta fotomicrografia mostra nitidamente a estrutura gnáissica encontrada no solo residual: bandas de biotita intercaladas por níveis quartzo-feldspáticos. Na Figura 2-31 pode ser observada a porosidade dos níveis félsicos (quartzo-feldspáticos) através dos vazios impregnados pela resina azul (Bernardes, 2003). A autora cita que em todas as fotomicrografias os grãos de bitotita encontram-se fraturados e deformados. Segundo Flores (2003) *apud* Bernardes (2003), isto possivelmente esteja relacionado a efeitos tectônicos associados aos diques de riolito que cortam os gnaisses nesta região.

Em pontos isolados deste solo residual (porém de bastante ocorrência), nas duas profundidades estudadas, foi observada a existência de pequenas lentes (de espessura inferior a 2cm) de material argiloso. Estas ocorrências revelam um aspecto tipicamente pedogênico, que microscopicamente pode ser identificado pelo processo de cimentação dos grãos, sendo identificados óxidos de ferro e manganês como agentes cimentantes (Bernardes, 2003).

Na Figura 2-32 pode ser visualizada a configuração espacial dos grãos de biotita neste solo residual, observando-se o empilhamento dos grãos lamelares com contornos fraturados. Na Figura 2-33 pode ser visualizado o encaixe das lamelas de biotita entre os agregados quartzo-feldspáticos. Estas imagens foram obtidas através de microscopia eletrônica de varredura do SRGPA da profundidade de 11m (Bernardes, 2003).

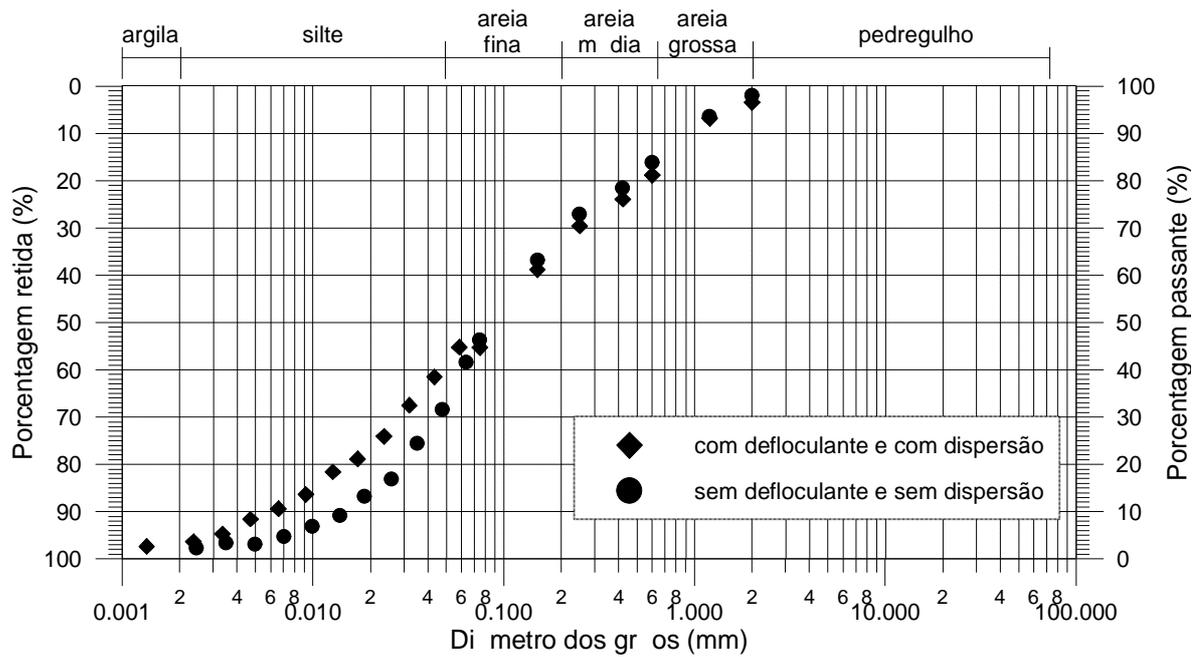


Figura 2-28: Curvas granulométricas do solo residual amostrado a 3m de profundidade (Bernardes, 2003).

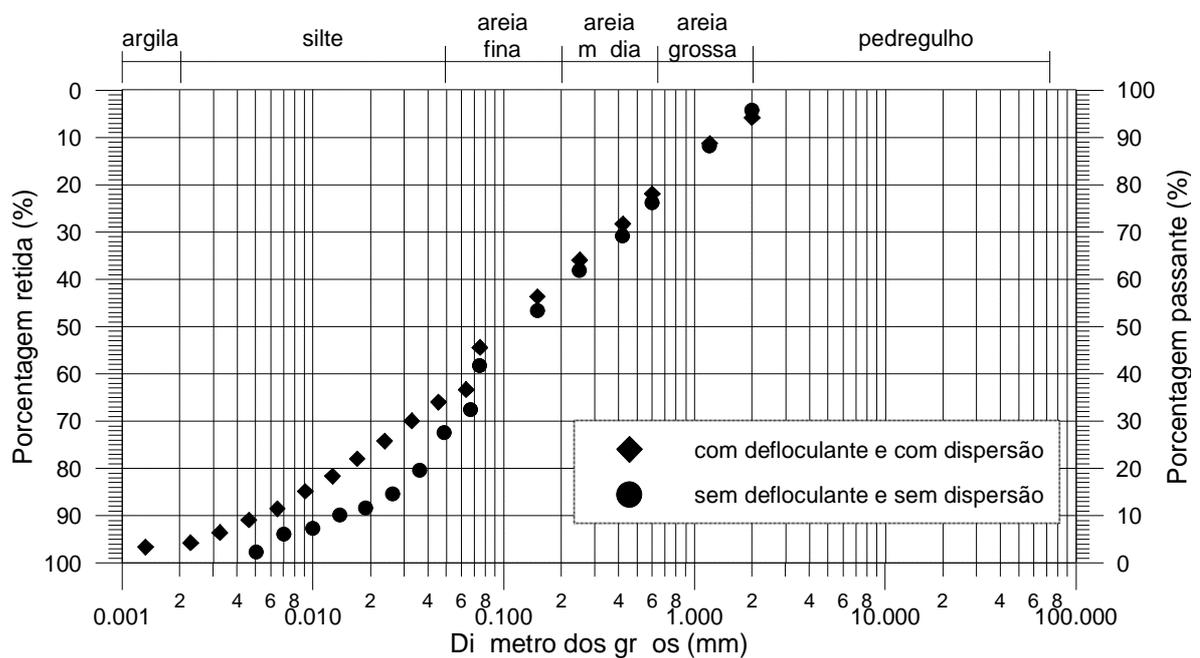


Figura 2-29: Curvas granulométricas do solo amostrado a 11m de profundidade (Bernardes, 2003).

Tabela 2-7: Resultados dos ensaios de caracterização do SRGPA
(Bernardes, 2003)

Amostra	Densidade dos grãos (G)	LL (%)	LP (%)	IP (%)
Prof. 3m	2,625	47	32	15
Prof. 11m	2,638	40	29	11

Tabela 2-8: Resultados da difratometria de raios-x do SRGPA.
(Bernardes, 2003).

Amostra	Preparação da amostra	Minerais identificados
Solo residual de gnaiss superior e inferior	Natural	Montmorilonita, ilita e caulinita
	Glicolada	Montmorilonita, ilita e caulinita
	Calcinada	Montmorilonita + ilita

A autora evidenciou a ocorrência de deformação e reorientação dos grãos de biotita junto à superfície de cisalhamento. Foram observadas a deformação dos grãos de biotita em torno dos grãos de quartzo e feldspato e a orientação das lamelas de biotita na direção do plano de cisalhamento. Estes aspectos são evidenciados na Figura 2-34 e na Figura 2-35, que mostram uma fotomicrografia de uma lâmina confeccionada de uma seção transversal de um corpo de prova e uma imagem de microscopia eletrônica de varredura obtida junto a um plano de cisalhamento, respectivamente. Ambas foram obtidas com amostras de 11m de profundidade.

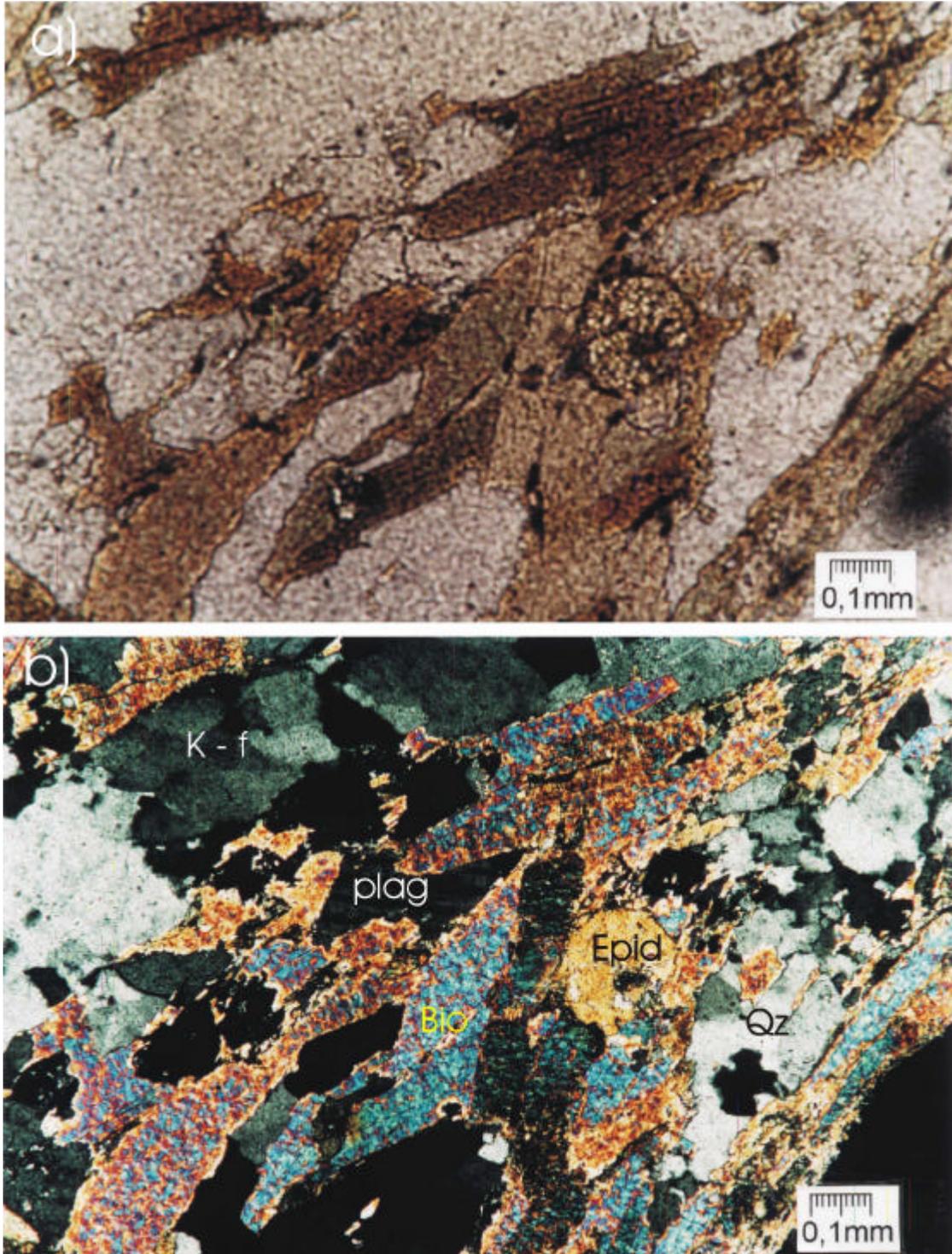


Figura 2-30: Fotomicrografia de lâmina do Gnaiss Porto Alegre obtidas com (a) luz natural e (b) luz polarizada. Principais minerais primários: biotita (Bio), grão de quartzo com extinção ondulante (Qz), plagioclásio (Plag) e feldspato alcalino (K-f). Como mineral acessório aparece o epídoto (Epid) (Bernardes, 2003).

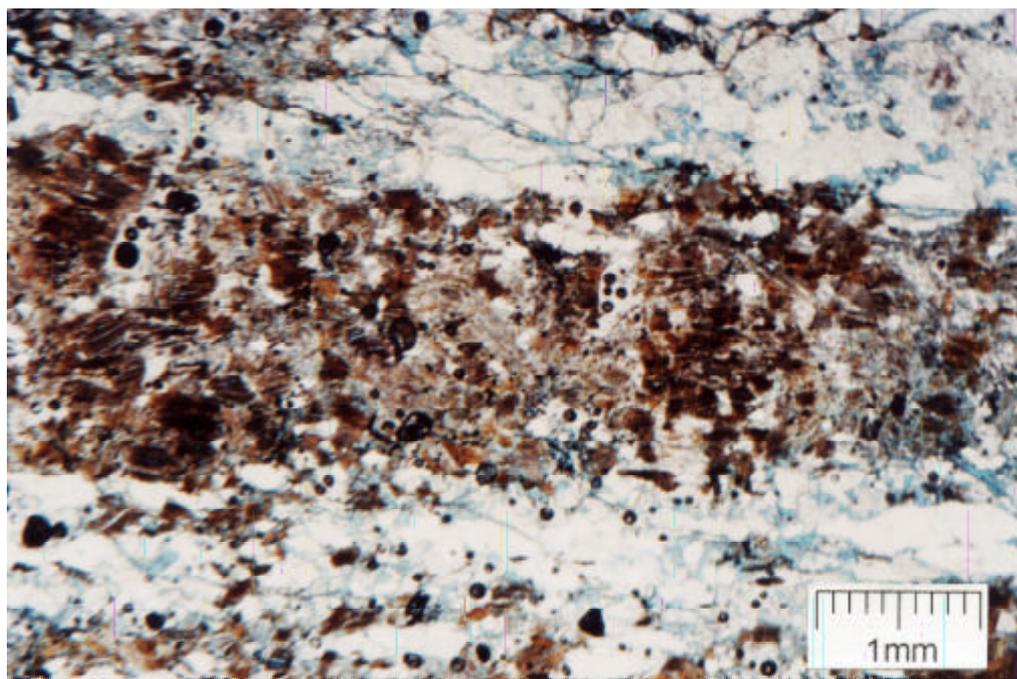


Figura 2-31: Fotomicrografias do SRGPA da profundidade de 3m luz natural. Estrutura gnáissica do solo residual de gnaiss: bandamento micáceo (camada central) entre níveis quartzo-feldspáticos (Bernardes, 2003).

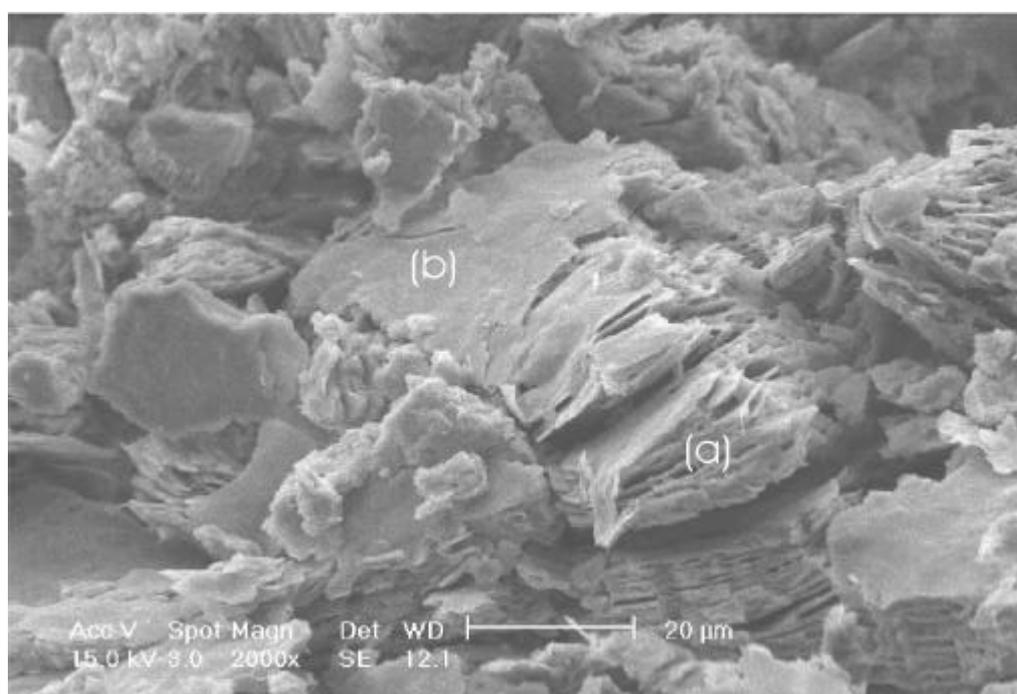


Figura 2-32: Lamelas de biotitas com típico empilhamento (a) e seção basal com vista parcial (b) (Bernardes, 2003).

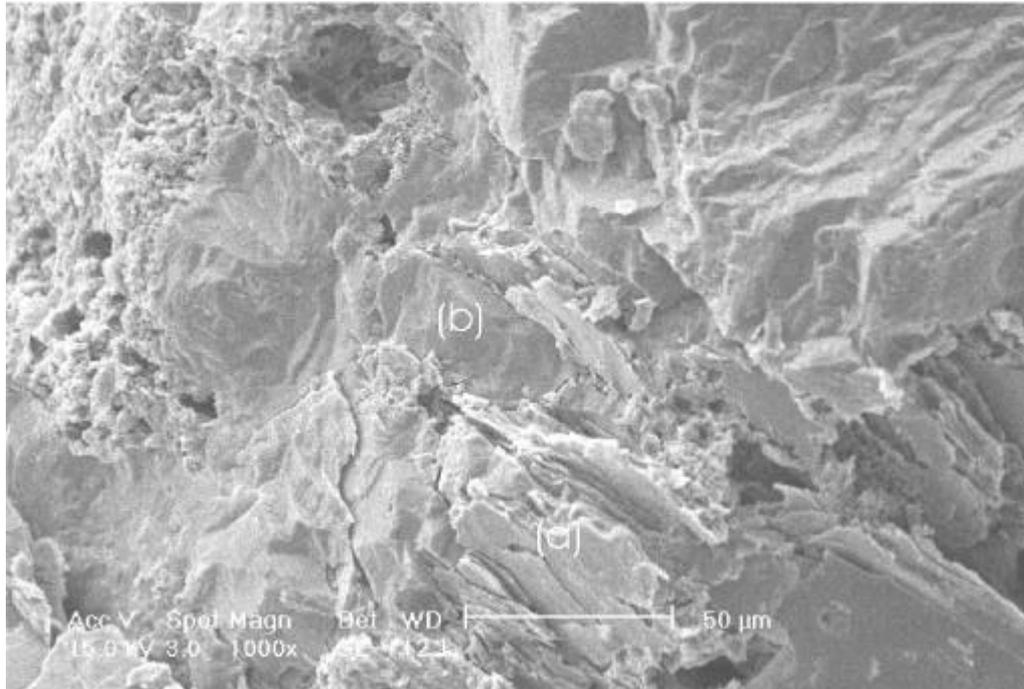


Figura 2-33: Intercrescimento de biotita (a) em meio a agregados quartzo-feldspáticos (b) (Bernardes, 2003).

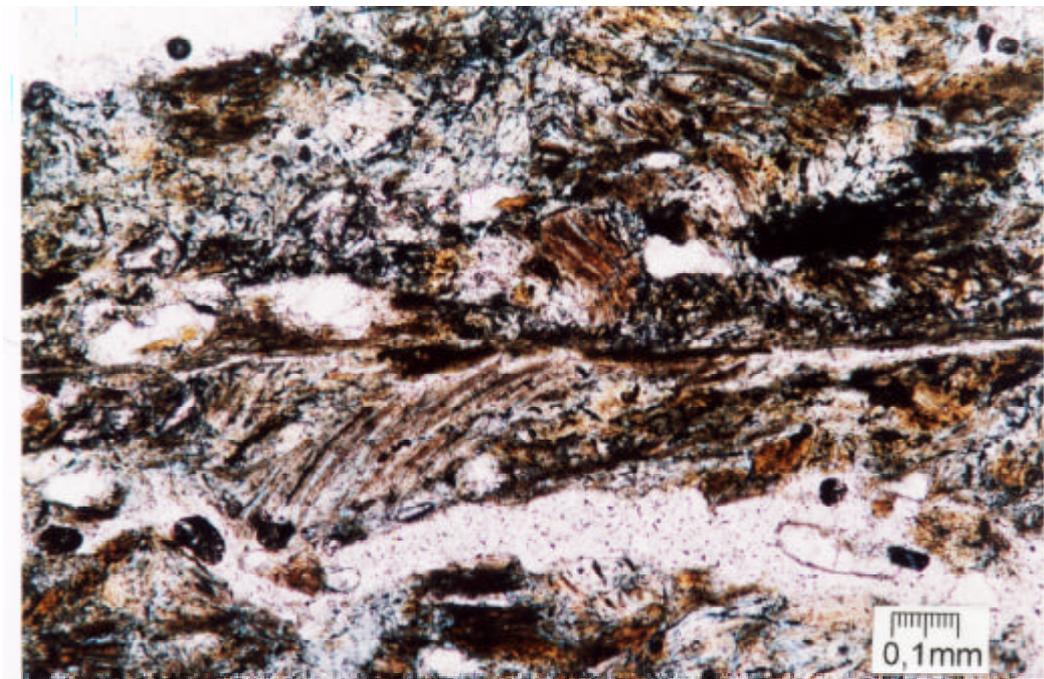


Figura 2-34: Fotomicrografia, luz natural, de um corte transversal de um corpo de prova submetido ao ensaio de cisalhamento direto no SRGPA de 11m de profundidade. Deformação e reorientação dos grãos de biotita ao longo da superfície de ruptura (Bernardes, 2003).

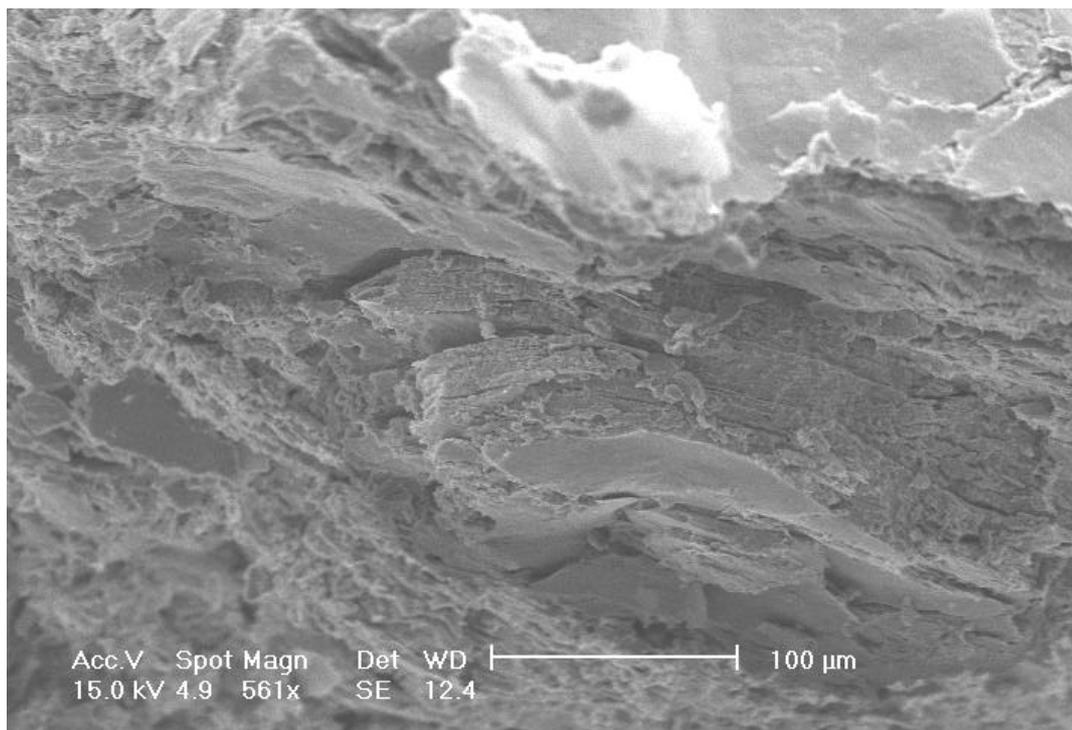


Figura 2-35: Imagem da deformação e da reorientação dos grãos de biotita na superfície de ruptura (Bernardes, 2003).

2.4.1.2 Comportamento geomecânico do solo residual do Gnaiss Porto Alegre

Conforme citado anteriormente, o trabalho de Bernardes (2003) é o pioneiro no estudo deste solo residual. Através da realização de vários ensaios de cisalhamento direto, a autora constatou efeitos do intemperismo, anisotropia de resistência ao cisalhamento e estrutura do SRGPA.

Quanto ao intemperismo, a autora verificou que este não influencia de forma marcante os parâmetros de resistência ao cisalhamento. Isto se deve ao fato de que o bandamento micáceo comanda a resistência ao cisalhamento do SRGPA. Nas amostras analisadas, o intemperismo foi associado a alterações nos argilo-minerais e nas frações de quartzo e feldspato presentes no solo. A autora cita ainda que um estudo mais abrangente, visando buscar horizontes diferentes de intemperismo, deve ser realizado para avaliar este efeito.

O SRGPA apresenta anisotropia de resistência ao cisalhamento, nas duas profundidades amostradas, sendo a resistência mais baixa obtida quando a amostra é cisalhada paralelamente

ao bandamento micáceo. A justificativa é a orientação e deformação dúctil das partículas lamelares de biotita no plano de cisalhamento, confirmada pela análise mineralógica (seção 2.4.1.1– Figura 2-34 e Figura 2-35). A autora cita que a dispersão encontrada em alguns ensaios com bandamento paralelo ao plano de cisalhamento foi devida a deficiências na preparação das amostras, fazendo com que o plano de cisalhamento atingisse os níveis quartzo-feldspáticos ao invés de apenas o bandamento micáceo. O ângulo de atrito interno obtido com amostras ensaiadas com o bandamento micáceo paralelo ao plano de cisalhamento foi inferior à resistência ao cisalhamento obtida para amostras reconstituídas (Figura 2-36). Os valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento determinados para o SRGPA são apresentados na Tabela 2-9.

Tabela 2-9: Parâmetros de resistência ao cisalhamento para o SRGPA (Bernardes, 2003).

Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento		Solo residual de gnaiss prof. 3m		Solo residual de gnaiss prof. 11m	
		c' (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Orientação dos planos de xistosidade	Perpendicular	16,4	30,4	21,9	31,7
	Paralela	15,1	24,8	18,8	25,3
Amostras reconstituídas		10,1	26,9	15,4	28,2

Quanto aos efeitos da estrutura, a autora atribui os valores de resistência ao cisalhamento obtidos com o bandamento micáceo paralelo ao plano de cisalhamento, que se mostraram inferiores aos valores obtidos de amostras reconstituídas, à orientação das partículas lamelares de biotita na estrutura original do SRGPA. Nas amostras reconstituídas, esta disposição é aleatória, resultando em resistências superiores.

Nas amostras cisalhadas com o bandamento micáceo perpendicular ao plano de cisalhamento, a autora evidenciou a ocorrência de uma envoltória de ruptura bi-linear. Esta é caracterizada por ensaios com pico de resistência ao cisalhamento para baixas tensões normais

(comportamento frágil) e ausência de pico de resistência para tensões normais superiores ($>100\text{kPa}$), fenômeno atribuído à micro-estrutura. Este comportamento é mais facilmente identificável no SRGPA amostrado a 11m de profundidade.

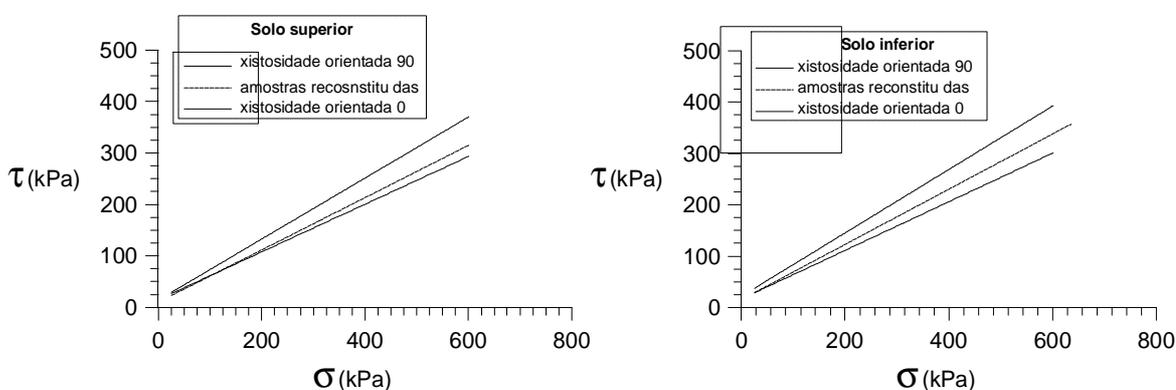


Figura 2-36: Envoltórias de resistência ao cisalhamento obtidas por Bernardes (2003) para o SRGPA amostrado a 3m (superior) e a 11m (inferior) de profundidade.

Bernardes (2003) realizou ainda ensaios de cisalhamento por torção (*Ring-shear*) para a determinação da resistência ao cisalhamento residual do SRGPA. A autora utilizou dois procedimentos de preparação de amostras, um com peneiramento na peneira com abertura de malha igual a 1mm e outro na peneira com abertura de malha igual a 0,042mm, obtendo ângulos de atrito interno residuais ϕ'_r de $17,3^\circ$ e $13,8^\circ$, respectivamente. A autora atribuiu esta diferença à possível maior quantidade de partículas de quartzo e feldspatos na primeira amostra.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Nesta dissertação foi estudado o comportamento mecânico de um solo residual de gnaiss, através de ensaios laboratoriais de compressão triaxial drenada (CID), compressão isotrópica e compressão confinada. O Capítulo 3 apresenta uma descrição do solo residual de gnaiss e dos métodos empregados no estudo experimental desenvolvido.

3.1 SOLO RESIDUAL DE GNAISSE

O solo residual de gnaiss estudado nesta dissertação foi coletado durante a obra de escavação da passagem de nível entre as avenidas Carlos Gomes e Protásio Alves, em Porto Alegre, conforme descrito no Capítulo 1. Este solo foi estudado por Bernardes (2003), cujo trabalho é revisado em maior detalhe no Capítulo 2. Esta autora estudou o solo residual de gnaiss coletado a duas profundidades, 3m e 11m, sendo a amostragem realizada em blocos. No presente trabalho foi utilizado o solo amostrado a uma profundidade de 3m, retirado do mesmo bloco utilizado por Bernardes (2003) para esta profundidade. Assim os resultados dos ensaios de caracterização de Bernardes (2003, ver item 2.4.1.1) são considerados neste trabalho.

Nesta seção são apresentadas as características geológicas do local de amostragem (obra) e o procedimento de amostragem utilizado.

3.1.1 Aspectos geológicos

A Figura 2.4-1 apresenta a ocorrência do Gnaiss Porto Alegre e a posição aproximada da obra de escavação de onde foram retirados os blocos indeformados utilizados no estudo de Bernardes (2003) e no presente trabalho.

A geologia do local específico da obra supracitada apresenta uma grande variabilidade, pois a obra situa-se exatamente no contato de um dique de riolito, este responsável pela manutenção da cota de pico local, e o solo residual de gnaiss. Na face do dique, oposta à escavação, existe um contato entre este e rochas graníticas. Os limites da escavação acima referida são compostos pela seguinte configuração: na face leste ocorre o dique de riolito, enquanto que, na porção central, face oeste e no restante da face leste, predomina o solo residual de gnaiss.

No solo residual de gnaiss do local da obra ocorrem veios rochosos, descritos como veios de pegmatito e falhas preenchidas com material argiloso. Estas falhas foram identificadas durante a escavação e acabaram comandando o comportamento mecânico do maciço, o que levou à reavaliação dos parâmetros de projeto (Azambuja, 2001). Um croquis esquemático da geologia local é apresentado na Figura 3-1 e uma vista geral de um perfil da escavação é apresentada na Figura 3-2.

Quanto aos processos de formação da configuração geológica do local, sabe-se que o gnaiss é a rocha mais antiga, seguida pelas rochas graníticas e posteriormente pelo dique de riolito. Segundo Nanni (2005), durante o processo de cristalização das rochas graníticas ocorreram várias intrusões fluidas e gasosas em fraturas abertas no maciço gnáissico, originando veios de variações das rochas graníticas no interior do gnaiss. Posteriormente, o processo de formação do dique de riolito separou os maciços gnáissicos e graníticos, gerando a disposição atual dos maciços rochosos encontrados no local da obra. Atualmente sobre o gnaiss ocorre um perfil de solo residual superior a 15m, não ocorre solo residual sobre o dique de riolito e o perfil de alteração nos granitos é, tipicamente, menos espesso.

O solo residual de gnaiss encontrado no local da obra apresenta a textura da estrutura gnáissica herdada da rocha mãe em toda a espessura do perfil exposto na escavação. Esta estrutura se caracteriza por um forte bandamento intercalado com níveis micáceos e quartzo-feldspáticos (Figura 3-3).

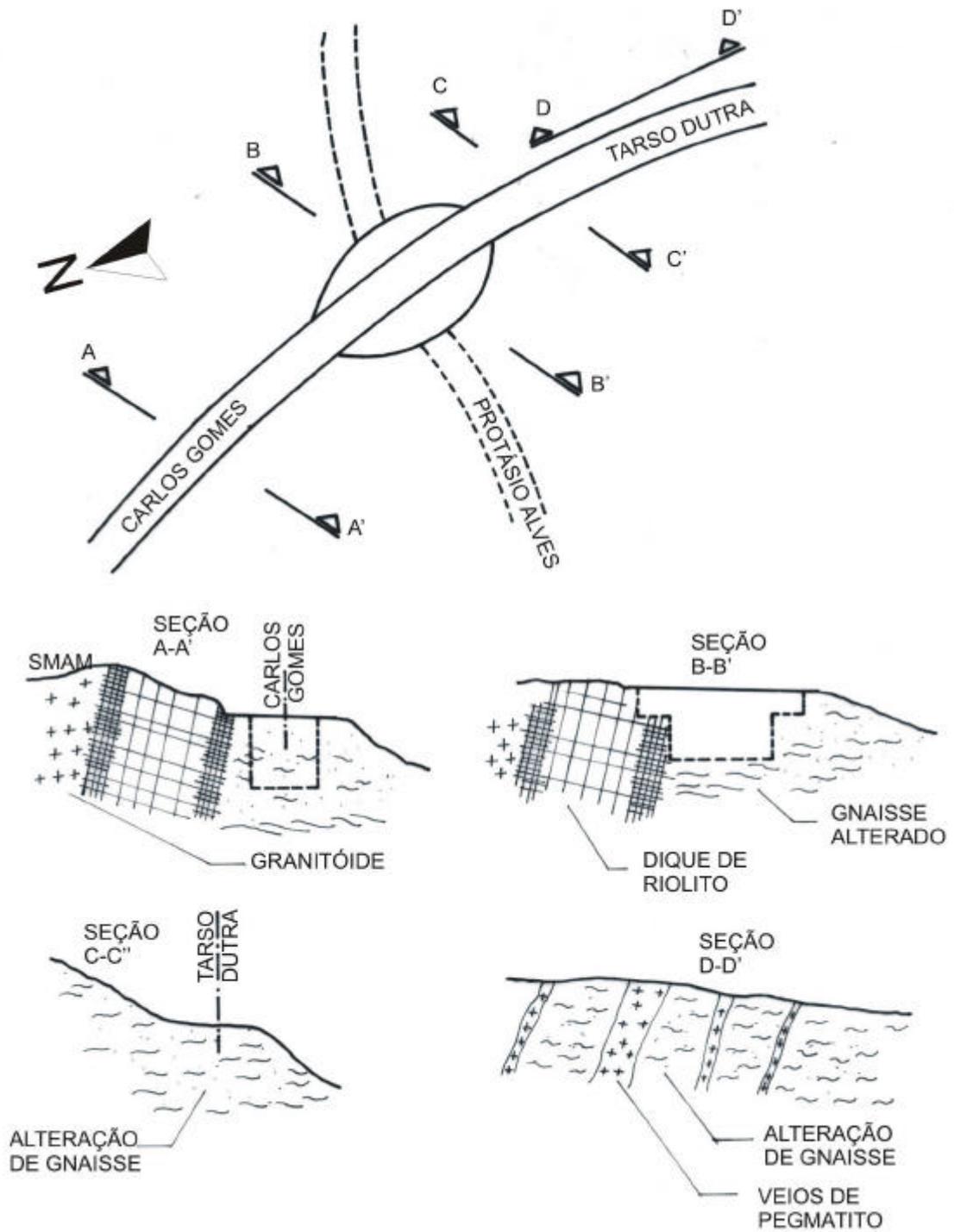


Figura 3-1: Croquis da geologia local (Azambuja, 2001).



Figura 3-2: Vista de um perfil da escavação, mostrando o solo residual de gnaiss cortado por um veio de pegmatito.



Figura 3-3: Fotografia de um corpo de prova sendo talhado, segundo orientação do bandamento de campo (note a estrutura presente no solo residual de gnaiss).

3.1.2 Amostragem

No decorrer da obra foram amostrados blocos cúbicos indeformados ao longo da seção C-C da Figura 3-1 a duas profundidades, 3m e 11m (Bernardes, 2003). Os blocos amostrados à profundidade de 3m possuem 40cm de aresta; os coletados a 11m de profundidade possuem 30cm de aresta. A amostragem dos blocos foi de iniciativa da empresa Azambuja Engenharia e Geotecnia Ltda e foi realizada por equipes da Universidade Federal do Rio Grande do Sul e da Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul.

O procedimento de amostragem em blocos foi realizado seguindo a seguinte seqüência: (i) nivelamento da superfície do terreno; (ii) escavação do perímetro dos blocos; (iii) aplicação de camada de parafina com tela de reforço no perímetro dos blocos, para retenção da umidade e resistência mecânica; (iv) escavação da base do bloco; (v) posicionamento dos blocos em caixa de madeira com serragem e (vi) aplicação da parafina e tela de reforço na base do bloco. Os blocos indeformados foram armazenados no Laboratório de Mecânica dos Solos da UFRGS.

3.2 ESTUDO EXPERIMENTAL

O estudo experimental desenvolvido nesta dissertação consistiu na execução de (i) 21 ensaios triaxiais consolidados isotropicamente e drenados (CID), todos com medição local de deformação, (ii) 3 ensaios de compressão isotrópica e (iii) 16 ensaios de compressão confinada. Os métodos empregados na execução destes ensaios são descritos nesta seção.

3.2.1 Ensaios triaxiais

3.2.1.1 Princípios e aplicação à pesquisa

O ensaio triaxial proporciona, como o próprio nome já descreve, a aplicação controlada de um estado triaxial de tensões. As tensões principais efetivas \mathbf{s}'_1 , \mathbf{s}'_2 e \mathbf{s}'_3 são aplicadas a um corpo de prova de solo.

No caso de equipamentos denominados triaxiais verdadeiros (Reis e Azevedo, 1998) estas tensões são aplicadas independentemente a um corpo de prova cúbico, medindo-se os deslocamentos em todas as faces do cubo de solo. Com este equipamento é possível a realização de ensaios seguindo diversas trajetórias de tensões no plano $p':q$.

Ensaio triaxiais convencionais (Bishop e Henkel, 1962) consistem na aplicação de uma pressão confinante \mathbf{s}_c a um corpo de prova cilíndrico, dentro de uma câmara triaxial, e da aplicação de uma tensão desvio \mathbf{s}_d , dada pelo movimento da câmara triaxial relativo a um pistão fixo acoplado ao topo do corpo de prova, caracterizando assim a compressão do corpo de prova. Para este ensaio tem-se $\mathbf{s}'_3 = \mathbf{s}'_2 = \mathbf{s}'_c$ e $\mathbf{s}'_1 = \mathbf{s}_d + \mathbf{s}'_c$. Nos ensaios triaxiais convencionais, é usual medir as variações de volume do corpo de prova diretamente pela entrada ou saída de água do corpo de prova saturado, e a deformação axial pelo movimento relativo entre a câmara triaxial e o pistão fixo. O ensaio descrito acima consiste em uma trajetória de tensões efetivas com inclinação 1:1 no plano $s':t$ e inclinação 1:3 no plano $p':q$. Equipamentos triaxiais convencionais, mesmo com duas tensões principais efetivas de igual magnitude, podem gerar trajetórias de tensões efetivas distintas à convencional.

Baldi *et al* (1988) destacam fontes de erros nos ensaios triaxiais como (i) a compressibilidade dos componentes do equipamento; (ii) o desalinhamento do cabeçote e (iii) o atrito entre o pistão e a câmara triaxial. A utilização de célula de carga interna à câmara triaxial e a medição dos deslocamentos diretamente no corpo de prova eliminam a maior parte dos erros supracitados. Estas técnicas de medição local, entre outros avanços na realização dos ensaios dados pelo desenvolvimento da informática e da eletrônica, impulsionaram a utilização dos

ensaios triaxiais para o estudo do comportamento mecânico dos solos a pequenas deformações.

O equipamento triaxial utilizado para o desenvolvimento dessa parte do programa experimental desta dissertação conta com medição local de deformações, realizada com sensores de efeito Hall (Clayton *et al*, 1989) e célula de carga interna à câmara triaxial. O equipamento será descrito na seção posterior.

Nesta dissertação os ensaios triaxiais, realizados em corpo de prova com 50mm de diâmetro e 100mm de altura, foram utilizados para o estudo do comportamento mecânico e da anisotropia de resistência ao cisalhamento e deformabilidade do solo residual de gnaiss estudado. O estudo da anisotropia foi realizado através da variação do ângulo entre o bandamento micáceo do solo residual de gnaiss com o eixo do pistão do ensaio (α). Foram adotados três ângulos para o desenvolvimento dos ensaios: (i) $\alpha=0^\circ$, correspondente aos corpos de prova com o bandamento na orientação vertical (IV); (ii) $\alpha=90^\circ$, correspondente aos corpos de prova com bandamento na orientação horizontal (IH); e (iii) $\alpha=55^\circ$ correspondente aos corpos de prova IC cuja orientação do bandamento micáceo corresponde à do bloco amostrado em campo. Foram executados também ensaios triaxiais com amostras reconstituídas, com volume específico similar ao volume específico das amostras indeformadas.

Recentemente, a utilização de ensaios hollow-cylinder tem sido muito difundida para o estudo da anisotropia pela direção de aplicação da tensão principal maior (Bica *et al*, 2005) [ver em Leroueil e Hight (2003) revisão sobre o assunto].

3.2.1.2 Descrição do equipamento

O equipamento triaxial utilizado nos ensaios triaxiais do programa experimental possui automação de controle e aquisição de dados, é instrumentado com dois sensores axiais e um sensor radial de efeito Hall [Bica *et al* (1994); Clayton *et al* (1989)] para medição local de deformações e possui célula de carga interna à câmara triaxial. Este equipamento foi montado por Ferreira (2002) e sofreu pequenas alterações durante o programa experimental aqui

apresentado. A Figura 3-4 apresenta uma vista geral do equipamento. Todos os sensores, transdutores e a célula de carga foram calibrados previamente à execução dos ensaios. Descrição mais detalhada do equipamento pode ser verificada em Ferreira (2002).

Câmara triaxial

A câmara triaxial é da marca *Wikeham Farrance Int*, modelo 11001, contendo uma câmara de acrílico reforçada com tiras de fibra de vidro, com capacidade máxima de 1700kPa de pressão. Esta câmara tem dimensões que possibilitam realizar ensaios com corpos de prova de 100mm de diâmetro e 200mm de altura. Como os ensaios desta dissertação foram realizados com corpos de prova de 50mm de diâmetro por 100mm de altura, existia amplo espaço interno para colocação dos sensores para medição local de deformações. A célula de carga para medição da tensão desvio é da marca *Wille Geotechnik*, com capacidade para carga máxima de 5kN, sendo colocada no interior da câmara triaxial, para eliminar a possível ocorrência de atrito entre o pistão e o topo da câmara.



Figura 3-4: Equipamento triaxial utilizado para realização dos ensaios.

Na parte inferior da câmara triaxial existem dois anéis de alumínio, um com as saídas dos cabos elétricos dos sensores de medição local de deformações e o outro compõe a base da câmara. Na base da câmara existem quatro saídas hidráulicas, onde estão acopladas quatro válvulas de esfera. Estas quatro saídas são utilizadas da seguinte forma; (i) ligada a um transdutor de pressão e ao sistema de aplicação da pressão confinante; (ii) ligada a um transdutor de pressão e ao sistema de aplicação da contra-pressão; (iii) ligada ao reservatório de água desaerada; (iv) ligada a um transdutor de pressão e ao sistema de aplicação de pressão de ar. O sistema de aplicação de pressão de ar não foi utilizado para os ensaios realizados no programa experimental desta dissertação. Todos os transdutores de pressão utilizados são da marca *Wikeham Farrance Int* com capacidade máxima para 1000kPa.

Junto ao topo da câmara triaxial, externamente, é acoplado um transdutor de deslocamento, para medição externa do deslocamento relativo entre a câmara e o pistão. Este transdutor de deslocamento é da marca *Wikeham Farrance Int*, modelo HS25, e possui curso máximo de 25mm.

Prensa para aplicação da tensão desvio

A prensa para aplicação da tensão desvio é da marca *Wikeham Farrance Int*, modelo WF10057, com capacidade de aplicação de carga de 50kN. Esta prensa tem a opção de controle manual ou de ser servo-controlada, que é a opção utilizada nesta dissertação.

Sistema de aplicação de pressões

O sistema de aplicação de pressões consiste em válvulas proporcionais industriais, fabricadas pela empresa *Festo Automações Ltda.*, modelo MPP3-1/8, com capacidade máxima para 1000kPa. Estas válvulas regulam a entrada de pressão da rede de ar comprimido que garante o LMS/UFRGS, configurada atualmente para a pressão máxima de 800kPa. As válvulas proporcionais são servo-controladas, tendo sua amplitude de funcionamento regulada de acordo com um intervalo de funcionamento de 0V a 10V. Este intervalo de funcionamento, convertido em unidades computacionais, gera um intervalo de 0bits a 4096bits, sendo que esta

amplitude pode ser regulada para qualquer intervalo de pressão dentro dos limites da válvula. Quanto menor o intervalo de pressão, maior a resolução do sistema (maior a razão bits/Pa). Para os ensaios desta dissertação, as válvulas proporcionais foram reguladas para os seguintes intervalos de pressão: pressão confinante até 700kPa, implicando em uma resolução da ordem de 0,2kPa e contra-pressão até 500kPa, implicando em uma resolução da ordem de 0,13kPa. Dentro da câmara triaxial, o fluido que aplica a pressão no corpo de prova é a água; sendo assim, o ar comprimido é aplicado em um sistema de interface ar/água (*bladder*) para aplicação das pressões no ensaio.

Sistema de medição da variação volumétrica

Entre o sistema de interface ar/água e a válvula de entrada referente à contra-pressão na base da câmara triaxial existe a possibilidade, pela configuração de um quadro de comando de válvulas, de se utilizar um sistema de medição de variação de volume. Este sistema consiste em um transdutor do tipo Imperial College (De Campos, 1984 *apud* Ferreira, 2002), que consiste em um cilindro hidráulico de dupla ação, com êmbolo usinado em nylon; a vedação é realizada por dois diafragmas de borracha do tipo “*bellofram*” e a medição de deslocamento do êmbolo, por uma haste conectando o êmbolo a um transdutor de deslocamento. O fluxo de água pode se desenvolver nos dois sentidos (enchendo o “*bellofram*” superior e esvaziando o inferior, e vice-versa), dependendo da configuração do sistema de válvulas. A medida do transdutor de deslocamento é convertida em variação de volume de acordo com calibração prévia. Este transdutor de deslocamento é da marca *Wikeham Farrance Int*, modelo HS25, e possui curso máximo de 25mm, o que corresponde a uma variação de volume de aproximadamente 50cm³.

Aquisição de dados e controle do equipamento

A aquisição de dados é realizada por um sistema composto por placas multiplexadoras e placas de aquisição de dados ligadas a um micro computador. O controle das válvulas proporcionais é feito por placas que enviam sinais digitais do micro computador para as

válvulas. Todo o controle de equipamentos é realizado por um programa computacional desenvolvido com o software *HPVee*, que controla todas as fases do ensaio e gera os arquivos de gravação dos resultados. Este programa foi desenvolvido originalmente por Ferreira (2002), sendo executadas algumas alterações durante o desenvolvimento desta dissertação. Estas alterações consistiram na inserção de uma fase de adensamento e no aumento do número de dados gravados durante o ensaio. No programa de Ferreira (2002), como a fase de adensamento era muito rápida, aquele autor deixava uma folga entre o cabeçote sobre o corpo de prova e o pistão, fazendo com que, durante o início da fase de cisalhamento, não se aplicasse tensão desvio, considerando esta a própria fase de adensamento. A alteração inseriu um estágio onde se analisa a variação volumétrica com as tensões efetivas de ensaio aplicadas (fase de adensamento) e o operador decide quando se inicia a fase de cisalhamento. Os incrementos das informações gravados são: os próprios dados da fase de adensamento e o registro da variação de volume durante a fase de saturação.

Sensores para medição local de deformações

Foram utilizados 3 sensores de efeito Hall para medição local de deformações: 2 sensores para medição das deformações axiais e 1 para medição das deformações radiais. Foram utilizados os sensores construídos por Ferreira (2002) com uma modificação no sensor radial executada durante o desenvolvimento do programa experimental aqui apresentado. A alteração visa restringir o curso da haste magnética em uma mesma trajetória sobre o sensor de efeito Hall, uma vez que, para cada trajetória existe uma curva de calibração. Na configuração anterior, se fosse necessário alterar a posição da haste magnética no início do ensaio para o ajuste de zero, esta trajetória era alterada, logo a curva de calibração também. Foi proposta a execução de uma rótula entre a haste magnética e o arco de alumínio e uma guia metálica colada sobre o sensor de efeito Hall dentro da qual a haste magnética desliza (Figura 3-5). Aproximadamente na metade do programa experimental um sensor axial teve que ser substituído por um novo sensor, construído como o anterior.

3.2.1.3 Preparação dos corpos de prova

Conforme descrito anteriormente, foram realizados ensaios com corpos de prova indeformados e reconstituídos.

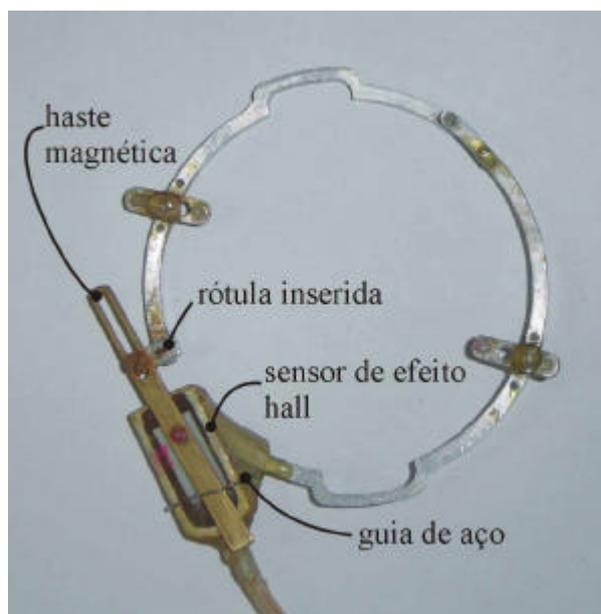


Figura 3-5: Sensor de efeito Hall radial, alterado nesta dissertação.

Corpos de prova indeformados

Os corpos de prova indeformados foram talhados segundo três orientações do bandamento micáceo em relação à geratriz do eixo do pistão do ensaio (α): (i) $\alpha=0^\circ$, correspondente aos corpos de prova com a orientação do bandamento micáceo na vertical (IV); (ii) $\alpha=90^\circ$, correspondente aos corpos de prova com orientação do bandamento micáceo na horizontal (IH) e (iii) $\alpha=55^\circ$, correspondente aos corpos de prova IC cuja orientação do bandamento micáceo corresponde à do bloco amostrado. Salvo a orientação de moldagem, o procedimento de preparação foi o mesmo para todos os corpos de prova.

Primeiramente é retirada a parafina de uma porção do bloco indeformado, com o auxílio de um estilete, sendo separado um bloco menor para que seja talhado o corpo de prova. Devido à

fragilidade da amostra ao longo de alguns bandamentos e falhas, a porção retirada do bloco era substancialmente maior que as dimensões necessárias para o corpo de prova. No bloco resultante do procedimento anterior era realizado o corte da base e do topo do corpo de prova a fim de se orientar o bandamento na posição requerida para o ensaio, deixando uma altura superior à altura final. Posicionava-se então o bloco, alinhado conforme requerido pela base e topo, em um torno manual onde o corpo de prova é talhado cuidadosamente com, o auxílio de um fio de aço, até que se obtivesse o diâmetro de 50mm. Esta amostra cilíndrica era colocada em um suporte metálico especial onde era obtida a altura final através do corte das extremidades. Nesta fase era coletado material para a determinação do teor de umidade. A limpeza freqüente do fio de aço, com um pano úmido, facilitava os procedimentos de corte. O corpo de prova era então medido com um paquímetro, com resolução de 0,05mm, e pesado em uma balança com resolução de 0,01gf. Todo o procedimento de talhagem dos corpos de prova é mostrado na Figura 3-6. O excesso de material resultante do processo de moldagem, livre de impurezas, era acondicionado em sacos plásticos para posterior utilização em ensaios com amostras reconstituídas.

Corpos de prova reconstituídos

O solo utilizado para a moldagem dos corpos de prova reconstituídos era obtido durante o processo de talhagem das amostras indeformadas, que se encontrava acondicionado em sacos plásticos vedados. Os ensaios triaxiais em corpos de prova reconstituídos foram executados com volume específico similar ao das amostras indeformadas. O procedimento de moldagem é descrito a seguir.

Primeiramente foi determinado o teor de umidade do solo acondicionado nos sacos plásticos, para então ser realizado o cálculo da massa de solo a ser colocada em um molde tripartido com dimensões padrão, de 140mm de altura e 50mm de diâmetro. A massa de solo necessária à confecção de um corpo de prova com 50mm de diâmetro, 110mm de altura foi calculada com a finalidade de obtenção de volume específico igual ao das amostras indeformadas. Previamente à execução da moldagem foi aplicada no molde uma fina camada de lubrificante à base de silicone, com a finalidade de facilitar a retirada do corpo de prova do molde.



Figura 3-6: Procedimento de talhagem de amostras indeformadas: 1. retirada de porção do bloco indeformado; 2. regularização do topo e base da amostra; 3. talhagem no torno; 4. ajuste da altura do corpo de prova; 5. medição de altura diâmetro e massa (ilustração com corpo de prova reconstituído); 6. corpo de prova montado no equipamento com sensores de efeito Hall posicionados.

Realizado o cálculo da massa necessária, esta porção de solo foi separada em três partes iguais, conformando três camadas correspondentes, cada uma a 1/3 da altura do corpo de prova resultante. Cada camada foi colocada dentro do molde e executada a conformação, com o auxílio de um pilão, até a altura desejada. O esforço de compactação por pressão estática do pilão foi executado manualmente. Após a compactação de cada camada foi executada a escarificação do topo, com auxílio de uma espátula, com a finalidade de se proporcionar melhor ligação com a camada seguinte.

Após a execução das três camadas, o molde foi desmontado e o corpo de prova resultante removido, este foi colocado em um suporte especial para que fosse realizada a regularização do topo. Ao final deste processo o corpo de prova resultante possuía cerca de 50mm de diâmetro e 100mm de altura. As medidas de altura e diâmetro forem feitas com um paquímetro com resolução de 0,05mm, e o peso medido em uma balança com resolução de 0,01gf. A Figura 3-7 apresenta o molde utilizado neste procedimento.



Figura 3-7: Ferramentas utilizadas na moldagem de corpos de prova reconstituídos.

3.2.1.4 Montagem e procedimento de ensaio

Os ensaios triaxiais foram realizados com base na norma britânica BS 1377 *Part 8* (BSI, 1990), conforme padrão de execução dos ensaios triaxiais no LMS/UFRGS.

Após a confecção do corpo de prova o seguinte procedimento de montagem do ensaio é seguido:

- Colocação de uma pedra porosa saturada, com 50mm de diâmetro, sobre o pedestal no interior da câmara triaxial e de um papel filtro, com 50mm de diâmetro, sobre a pedra porosa. As pedras porosas são mantidas imersas em água destilada durante o período entre ensaios;
- Colocação do corpo de prova sobre o papel filtro;
- Colocação de um papel filtro sobre o corpo de prova, de uma pedra porosa saturada sobre o papel filtro, e do cabeçote sobre o conjunto;
- Colocação da membrana de látex em torno do conjunto e fixação dos anéis de vedação (“*o-rings*”), sendo estes utilizados aos pares (dois no pedestal e dois no cabeçote). As membranas de látex utilizadas são previamente marcadas com as posições dos sensores de efeito Hall e verificada quanto à ocorrência de furos, por injeção de ar;
- Aplicação de contra-pressão negativa no corpo de prova (de 10kPa); este procedimento é indicado para promover a completa adesão da membrana ao corpo de prova e para fornecer um acréscimo de resistência ao cisalhamento ao mesmo, facilitando as posteriores fases de percolação e saturação do corpo de prova;
- Colagem dos sensores de efeito Hall para a medição local de deformações. Após a colagem dos sensores de efeito Hall, baseada nas marcações realizadas na membrana de forma que este fosse posicionado no início do curso, os sensores são posicionados no início do curso de deslocamento através de um

“ajuste fino”, verificando as leituras dos sensores diretamente no micro computador;

- Fechamento da câmara triaxial e enchimento da mesma com água destilada. Devido ao desnível entre o reservatório de água destilada e a câmara do ensaio triaxial, a pressão inicial de enchimento da câmara (pressão confinante) é aproximadamente 23kPa;

Após a montagem do corpo de prova iniciam-se os procedimentos de ensaio, que podem ser divididos nas fases de percolação, saturação, consolidação e cisalhamento.

Fase de percolação: A fase de percolação, que não consta na norma de referência (BSI, 1990), mas é indicada na literatura [Lacasse e Berre (1998); Baldi *et al* (1998)], tem a finalidade de dar início à saturação, pela retirada de ar do corpo de prova. Depois de terminada a montagem do ensaio, realiza-se aplicação da contra-pressão negativa de 10kPa. Aplica-se então, uma pressão confinante de 40kPa e iniciada a percolação com água desaerada a uma pressão (contra-pressão) de 10kPa (dada pelo desnível entre o reservatório de água desaerada e o corpo de prova). A pressão confinante de 40kPa é aplicada para evitar que haja fluxo d'água entre a membrana e o solo. A indicação é de que a fase de percolação dure até que o volume percolado seja da ordem da 2 vezes o volume do corpo de prova ensaiado. Nos ensaios do programa experimental desta dissertação, a fase de percolação foi mantida por um período médio de 16 horas; neste período o volume percolado para este solo foi da ordem de 1,5 vezes o volume do corpo de prova ($\sim 300\text{cm}^3$).

Fase de saturação: Esta fase tem a finalidade de promover a completa saturação do corpo de prova através da dissolução do ar na água, devido a um acréscimo de contra-pressão, sem a variação da tensão efetiva. Nesta fase foi mantida uma tensão confinante efetiva do corpo de prova de 30kPa, sendo que a contra pressão foi elevada desde 20kPa até 400kPa em intervalos de 2kPa. Este processo é realizado automaticamente e dura aproximadamente 3 horas (o valor de contra-pressão de 400kPa foi determinado em um ensaio preliminar a partir da medição do parâmetro B). Para a verificação da saturação da amostra é analisada a variação volumétrica durante o último incremento de tensões totais (se a amostra está saturada não há variação de volume ao variar as tensões totais, mantendo-se a tensão efetiva constante). Esta técnica foi

utilizada em detrimento da medição do parâmetro B para evitar danos à estrutura do solo residual de gnaíse.

Fase de consolidação: A fase de consolidação consiste na elevação da tensão confinante até que se atinja a tensão efetiva de ensaio e se analise a variação do volume do corpo de prova em função do tempo. A consolidação é considerada concluída quando o corpo de prova não apresenta variação de volume mensurável. Para o solo estudado, e nos níveis de tensões estudados, este processo ocorra em um período inferior a uma hora.

Fase de cisalhamento: Após a execução do adensamento, inicia-se a fase de cisalhamento através do acionamento da prensa. Todos os ensaios foram executados com velocidade constante igual a 0,045mm/min. A velocidade adotada é inferior à calculada segundo a norma BS 1377, sendo utilizada para facilitar a obtenção de leituras a pequenas deformações. A deformação axial média atingida nos ensaios foi de 17%.

Após o término do ensaio, os corpos de prova foram cuidadosamente retirados do equipamento, cortando-se a membrana de látex. Foram então, realizadas as medições de altura final do corpo de prova e de diâmetro em três pontos, $\frac{1}{4}$ da altura, $\frac{1}{2}$ da altura e $\frac{3}{4}$ da altura. Ao final do ensaio, os corpos de prova foram fotografados e embalados em um papel filme com discos de papelão nas extremidades. A Figura 3-8 apresenta um desenho de uma amostra ensaiada e a fotografia após o ensaio.

3.2.1.5 Análise dos resultados

Os dados dos ensaios triaxiais foram coletados em um arquivo de texto (.txt) onde todas as informações foram gravadas em números de bits. Estes dados foram copiados para uma planilha eletrônica onde, através da utilização das constantes de calibração, foram convertidos para unidades de engenharia.

No início da fase de cisalhamento, o pistão do ensaio ainda não se encontra encostado no cabeçote. Desta forma, os primeiros deslocamentos, medidos externamente, não correspondem ao início do ensaio. Neste trecho era determinado o “zero” da célula de carga. A determinação deste valor foi feita através da média das leituras da célula de carga obtidas

até o instante em que esta acusava uma leitura de carga, isto é, quando o pistão entra em contato com o cabeçote. Determinado o “zero” da célula de carga, as leituras iniciais (antes da mobilização de carga) foram desprezadas.

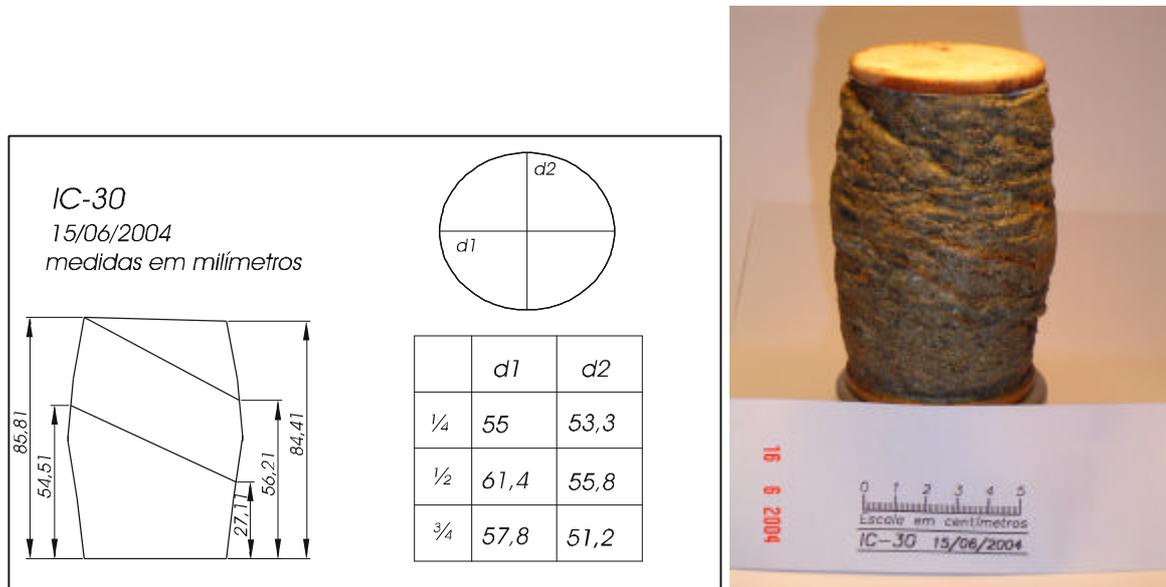


Figura 3-8: Desenho esquemático e fotografia da amostra IC-30 ao final do ensaio.

As deformações, axiais e radiais foram medidas localmente. Entretanto, o intervalo de leituras válidas dos sensores de efeito Hall axiais é de aproximadamente 2mm. A deformação axial considerada foi determinada da seguinte forma: enquanto os sensores axiais locais se encontravam dentro do intervalo válido de leitura, foi considerado o valor das deformações axiais obtidas com cada sensor local. O registro da deformação medida externamente foi feito a partir do término do curso dos sensores locais. A diferença entre a medição interna e externa, neste ponto de transição, foi descontada da medição externa gerando a concordância entre os dois trechos da curva tensão deformação (local e externo).

Seguindo o procedimento de Ferreira (2002), o trecho inicial do ensaio (deformações axiais menores do que 10^{-3}) foi ajustado por um polinômio de 5ª ordem. Este procedimento visa eliminar a dispersão no cálculo dos módulos de deformação a pequenas deformações, conforme apresentado na Figura 3-9.

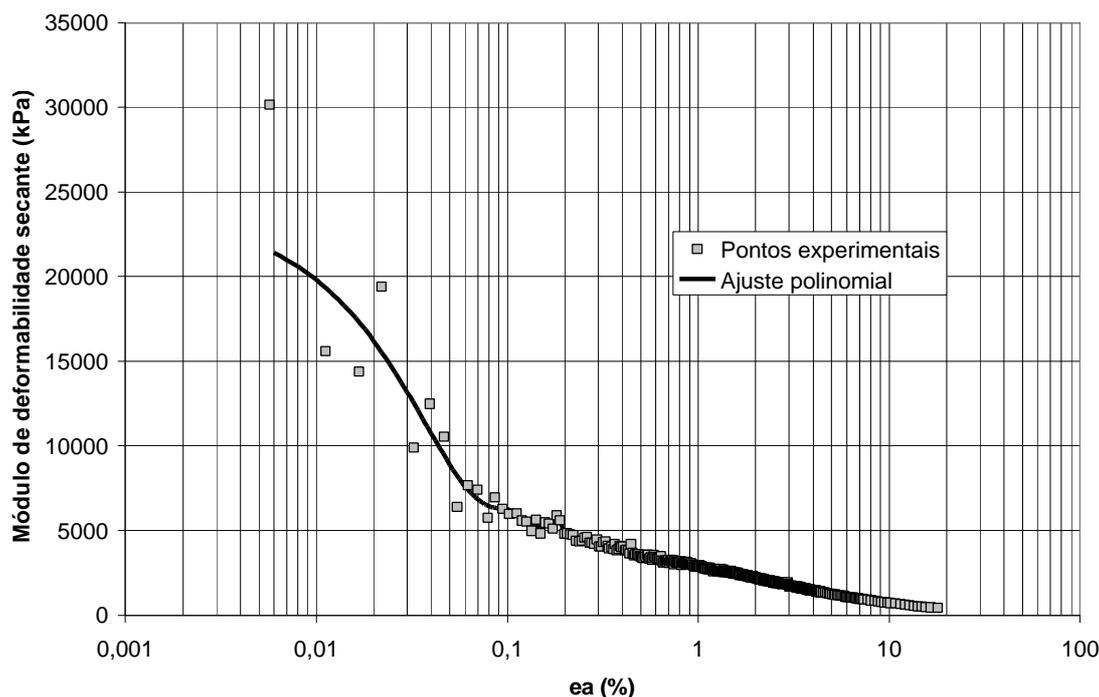


Figura 3-9: Comparação dos valores de módulo de deformabilidade secante calculados antes e depois do ajuste polinomial da curva $q:e_a$ para pequenas deformações no ensaio IC-30.

3.2.2 Ensaios de compressão isotrópica

3.2.2.1 Princípio e aplicação à pesquisa

A aplicação das tensões principais de compressão com a mesma magnitude $s'_1 = s'_2 = s'_3$, ou seja, sem o desenvolvimento de tensões cisalhantes, é chamada de compressão isotrópica. Segundo a Teoria do Estado Crítico, um solo normalmente adensado possui uma linha de compressão única quando carregado isotropicamente no plano $n:p'$, denominada linha de compressão normal, ou NCL, conforme apresentado no Capítulo 2. Esta linha é utilizada como uma referência para dado solo.

O objetivo da realização dos ensaios de compressão isotrópica neste programa experimental foi a determinação da NCL para o solo residual de gnaíse. Foram executados três ensaios de

compressão isotrópica em amostras reconstituídas com o máximo volume específico possível. Adicionalmente, nos ensaios triaxiais, a fase de adensamento dos ensaios com pressão confinante efetiva de 200kPa foi realizada em etapas de 30kPa, a fim de se obter a curva de compressão isotrópica para esse intervalo de tensão (0kPa – 200kPa). Este procedimento não foi adotado no ensaio IH-200, ou seja no ensaio com amostra indeformada e $\alpha=90^\circ$.

3.2.2.2 Descrição do equipamento

Os três ensaios foram realizados em um equipamento triaxial da marca *Wille Geotechnik*. Este equipamento é completamente automatizado, possui compressor de ar próprio e possibilita a aplicação de pressão máxima de 1500kPa. Como se trata de um equipamento comercial, a sua descrição detalhada não será apresentada nesta dissertação.

3.2.2.3 Preparação dos corpos de prova

Foram adotados dois procedimentos de preparação de corpos de prova para os ensaios de compressão isotrópica. Duas amostras foram moldadas conforme procedimento descrito na seção 3.2.1.3 para amostra reconstituídas, de forma a obter o máximo volume específico possível ($v \sim 2,3$). Este valor de volume específico é similar ao máximo obtido através da moldagem de amostras para os ensaios de compressão confinada. Um corpo de prova foi moldado com uma pasta de elevado teor de umidade ($w=34\%$) colocada em camadas dentro do molde tripartido.

3.2.2.4 Montagem e procedimentos de ensaio

Após a confecção do corpo de prova, o seguinte procedimento de montagem do ensaio era seguido:

- Colocação de pedra porosa, com 50mm de diâmetro, saturada sobre pedestal no interior da câmara triaxial e de papel filtro, com 50mm de diâmetro, sobre a

pedra porosa. As pedras porosas foram mantidas imersas em água destilada durante o período entre ensaios;

- Colocação do corpo de prova sobre o papel filtro;
- Colocação de papel filtro sobre o corpo de outra prova e de pedra porosa saturada sobre o papel filtro, posicionamento do cabeçote sobre o conjunto;
- Colocação da membrana de látex em torno do conjunto e fixação dos anéis de vedação (“*o-rings*”), sendo estes utilizados aos pares (dois no pedestal, e dois no cabeçote);
- Fechamento da câmara triaxial e enchimento da mesma com água destilada. Devido ao desnível entre o reservatório de água destilada e a câmara do ensaio triaxial a pressão de enchimento da câmara (tensão confinante) é de aproximadamente 15kPa;

Após a montagem do ensaio inicia-se o procedimento de ensaio, que pode ser dividido nas fases de percolação, saturação e compressão isotrópica.

Fase de percolação: Esta fase é similar a descrita na seção 3.2.1.4. Para estes ensaios o corpo de prova moldado com teor de umidade próximo ao limite de liquidez o volume percolado foi da ordem de 200cm³, enquanto que nas outras duas amostras o volume percolado foi superior à 600cm³.

Fase de saturação: Esta fase tem a finalidade de promover a completa saturação do corpo de prova através da dissolução do ar na água devido a um acréscimo de tensão. Nesta fase foi mantida uma tensão confinante efetiva do corpo de prova de 30kPa, sendo que a contra pressão era elevada desde 20kPa até 400kPa em intervalos de 5kPa a cada cinco minutos. Para verificação da saturação da amostra foi determinado o parâmetro B. Na amostra moldada com o teor de umidade próximo ao limite de liquidez, quando atingida a contra-pressão de 200kPa o parâmetro B foi igual a 1. Neste ensaio a contra-pressão adotada foi de 200kPa. Para os outros dois ensaios, atingida a contra-pressão de 400kPa, o parâmetro B foi 0,97. A utilização do parâmetro B para avaliação da saturação nestes ensaios, diferentemente dos ensaios

triaxiais, foi adotada pois, como se trata de amostras reconstituídas, não havia estrutura a ser preservada.

Fase de compressão isotrópica: A fase de compressão isotrópica é similar à fase de consolidação, com a diferença de que vários estágios de incremento de tensão confinante efetiva são realizados. Para os ensaios de compressão isotrópica deste programa experimental, os estágios de tensão efetiva aplicados foram: 50kPa, 75kPa, 100kPa, 150kPa, 200kPa, 400kPa, 700kPa e 1000kPa. Cada estágio de tensão efetiva foi mantido por um tempo de três horas, este tempo excede o tempo suficiente para completa dissipação do excesso de poro pressão gerado pelo acréscimo de tensão confinante efetiva no solo estudado.

Em dois dos ensaios de compressão isotrópica foram realizados estágios de descarregamento e recarregamento. Tanto nos estágios de descarregamento como de recarregamento, o tempo do estágio foi definido como aquele em que ocorre a completa dissipação do excesso de poro pressão (positivo ou negativo), sendo o tempo controlado pelo operador.

Ao final do ensaio de compressão isotrópica foi fechada a drenagem do corpo de prova e então retiradas as pressões e desmontado o ensaio. Ao se retirar o corpo de prova do equipamento executa-se a secagem da membrana externamente, com a utilização de papel toalha, este conjunto é pesado em uma balança com resolução de 0,01gf. Após a pesagem executa-se o corte da membrana de látex e o corpo de prova é levado à estufa para determinação do teor de umidade no final do ensaio. A membrana é pesada separadamente e sua massa descontada para obtenção da massa de solo mais água ao final do ensaio.

3.2.3 Ensaios de compressão confinada

3.2.3.1 Princípios e aplicação à pesquisa

Nestes ensaios a amostra de solo é colocada dentro de um anel metálico rígido, que restringe o deslocamento lateral, e carregada verticalmente, ou seja, é um ensaio de compressão seguindo uma trajetória de tensões efetivas K_0 . Os ensaios de compressão confinada foram

implementados principalmente para o estudo do adensamento de argilas, determinando-se a partir destes ensaios o coeficiente de adensamento C_v e o índice de compressão C_c do solo.

Conforme apresentado no Capítulo 2, a NCL pode ser determinada através de ensaios de compressão confinada, sendo a curva de compressão confinada paralela à NCL no plano $n:lnp'$. O objetivo da realização dos ensaios de compressão confinada foi verificar o comportamento do solo residual de gnaiss submetido a esta trajetória de tensões efetivas, identificando a unicidade ou não da NCL para corpos de prova indeformadas, com diferentes orientações de bandamento micáceo em relação à direção da aplicação da tensão vertical, e corpos de prova reconstituídos. Foram realizados 16 ensaios de compressão confinada, 6 em amostras indeformadas e 10 em amostras reconstituídas, atingindo-se tensão vertical máxima de 1920kPa.

Os ensaios de compressão confinada seguiram o seguinte programa: 3 corpos de prova indeformados [um moldado com o bandamento horizontal ($\alpha=90^\circ$), um moldado com o bandamento vertical ($\alpha=0^\circ$) e um moldado com o bandamento na orientação do bloco indeformado ($\alpha=55^\circ$)] e um corpo de prova reconstituído com o mesmo volume específico dos corpos de prova indeformados, todos carregados com estágios de tensão com duração de 24 horas. Um segundo conjunto de ensaios, com a mesma configuração do primeiro, foi realizado com estágios de tensão com duração de 1 hora. Por fim, um conjunto de 8 ensaios em corpos de prova reconstituídos com diferentes volumes específicos iniciais e carregados em estágios de carga com 1 hora de duração.

3.2.3.2 Descrição do equipamento

Foram utilizadas duas prensas de compressão confinada do LMS/UFRGS; estas prensas são da marca *Wikeham Farrance Int*, modelo 24000. Uma das prensas é equipada com defletômetro com resolução de 0,001”(0,00254mm) e a outra com defletômetro com resolução de 0,001mm para a medida da variação da altura do corpo de prova.

A Figura 3-10 apresenta fotografias do equipamento utilizado, com detalhe da câmara de compressão confinada desmontada (mostrando a câmara, a pedra porosa inferior, o cabeçote

com pedra porosa superior, o anel metálico, a peça metálica de fixação do anel e as porcas para montagem da peça metálica de fixação do anel na câmara).

3.2.3.3 Preparação dos corpos de prova

Corpos de prova indeformados

Conforme descrito anteriormente, os corpos de prova indeformadas foram talhados seguindo 3 orientações distintas do bandamento micáceo em relação à vertical. Salvo a direção do bandamento, o procedimento para talhagem das amostras é o mesmo.

Primeiramente foi separado o anel a ser utilizado no ensaio; medindo-se o diâmetro, a altura e a massa. Foi separado, do bloco indeformado, um bloco de pequenas dimensões (~100mm de lado); este bloco tem duas de suas faces conformadas de acordo com a direção do bandamento desejada. Sobre a face plana alinhada foi colocado o anel do ensaio (diâmetro igual a 50mm) e então as bordas do bloco foram desbastadas cuidadosamente até que a amostra seja introduzida no anel. Não foi exercida força para que o anel penetre no solo, pois isto altera as características da amostra indeformada. Este procedimento foi realizado até que o solo preenchesse completamente e ultrapassasse o topo do anel. O solo foi então cuidadosamente cortado no topo e na base do anel com um fio de aço. O conjunto foi pesado em uma balança com resolução de 0,01gf. Parte do solo desagregado durante o processo de talhagem foi utilizado para determinação do teor de unidade da amostra.

Corpos de prova reconstituídos

Para a preparação dos corpos de prova reconstituídos, primeiramente é determinado o teor de umidade do solo armazenado em um saco plástico, visando a utilização nestes ensaios. Escolhia-se um anel e media-se: o diâmetro, a altura e a massa. Com os dados geométricos do anel e as propriedades do solo, calculou-se a massa de solo a ser colocada no anel para que o

corpo de prova obtenha o volume específico desejado. Esta massa de solo foi então adicionada ao anel de forma que preenchesse homogeneamente o seu volume. As superfícies foram regularizadas e o conjunto pesado em uma balança com resolução de 0,01gf.

Dois corpos de prova foram moldados com teor de umidade próximo ao limite de liquidez. Nestes ensaios a amostra foi adicionada ao anel já montado na câmara do equipamento. A pasta, preparada com o teor de umidade próximo ao limite de liquidez, foi homogeneizada através de mistura com espátula em um almofariz. Após a colocação da pasta no anel, todo o conjunto foi pesado em uma balança com resolução de 0,01gf.



Figura 3-10: Prensa utilizada para a execução dos ensaios de compressão confinada e detalhe da câmara de compressão confinada (desmontada).

3.2.3.4 Montagem e procedimento de ensaio

Os ensaios de compressão confinada foram realizados de acordo com a norma ABNT - MB-3336 (Solo-Ensaio de adensamento unidimensional). Com exceção das amostras moldadas com teor de umidade próximo ao limite de liquidez, a montagem do ensaio seguiu o seguinte procedimento:

- Colocação do anel com solo sobre o papel filtro, assente sobre a pedra porosa da base da câmara;
- Colocação do papel filtro superior e fechamento da peça metálica de fixação do anel;
- Montagem da câmara de compressão confinada na prensa;
- Colocação do cabeçote, ajuste do defletômetro e realização da leitura zero;
- Nivelamento do braço de alavanca da prensa;
- Aplicação da carga de assentamento, referente a uma tensão vertical de 15kPa (a carga de assentamento escolhida foi aquela que contivesse a tendência de expansão do corpo de prova ao ser inundada), juntamente com o preenchimento da câmara com água destilada;

Nas amostras moldadas próximas ao limite de liquidez, o conjunto anel e câmara de adensamento foram montados previamente ao preenchimento do anel com a pasta; as demais etapas foram idênticas à descrita acima. Após a montagem e inundação do ensaio foi aguardado um período médio de 16 horas até o início dos estágios de carregamento.

Os estágios de tensão vertical aplicados foram: 15kPa, 30kPa, 60kPa, 120kPa, 240kPa, 480kPa, 960kPa e 1920kPa. A duração dos estágios de tensão, conforme citado anteriormente, foram de 24 horas para um conjunto de ensaios e de 1 hora para os demais ensaios. Dentro de cada estágio, os tempos de leitura adotados foram: 7", 15", 30", 1', 2', 4', 8', 15', 30' e 1h, para os ensaios com estágio de aplicação de tensão vertical de 1 hora de duração e 7", 15", 30", 1', 2', 4', 8', 15', 30', 1h, 2h, 4h, 8h e 24h, para os ensaios com estágio de aplicação de tensão vertical de 24 horas. A adoção dos estágios de 1 hora se deu após a constatação de que o adensamento primário ocorre em um intervalo curto de tempo para o solo estudado.

Após o último estágio de tensão vertical, o descarregamento seguiu os mesmos estágios do carregamento, esperando ocorrer a estabilização da altura do corpo de prova para cada estágio. Ao final do descarregamento, os corpos de prova foram retirados dos anéis e levados à estufa para determinação do teor de umidade ao final do ensaio.

4 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Conforme citado no Capítulo 3 o programa experimental desenvolvido nesta dissertação foi composto por ensaios de compressão triaxial (CID), ensaios de compressão isotrópica e ensaios de compressão confinada. Este Capítulo apresenta o resultado dos ensaios realizados.

4.1 Ensaios triaxiais

Foram realizados 17 ensaios triaxiais drenados, 12 em amostras indeformadas e 4 em amostras reconstituídas do solo residual de gnaiss. Os ensaios em amostras indeformadas foram realizados em corpos de prova talhados a diferentes ângulos entre o bandamento micáceo e a geratriz do pistão do equipamento triaxial (α), como segue: 5 ensaios com o bandamento micáceo na mesma orientação do bloco indeformado ($\alpha = 55^\circ$) denominados IC, 4 ensaios em corpos de prova talhados com o bandamento micáceo na orientação horizontal ($\alpha = 90^\circ$) denominados IH e 4 ensaios com corpos de prova talhados com bandamento micáceo na orientação vertical ($\alpha = 0^\circ$) denominados IV. Os corpos de prova em amostras indeformadas foram moldados com volume específico similar ao volume específico de campo.

Os ensaios foram executados empregando-se quatro tensões confinantes efetivas: 30kPa, 60kPa, 120kPa e 200kPa. Estas tensões foram escolhidas por englobarem a gama de tensões verticais geostáticas efetivas no perfil da escavação da obra da III Perimetral, de onde se originou o interesse pelo estudo do solo residual de gnaiss.

Adicionalmente foi realizado um conjunto de ensaios triaxiais em amostras indeformadas de um solo residual de arenito Botucatu, com $\alpha = 0^\circ$. Estes ensaios foram realizados com a finalidade da determinação da superfície de plastificação deste solo, para $\alpha = 0^\circ$, complementando estudos anteriores [Martins (2001); Ferreira (2002); Vendramin(2004)] e a comparação entre o comportamento deste solo com o SRGPA.

A Tabela 4-1 apresenta a nomenclatura dos ensaios realizados e algumas características iniciais dos corpos de prova ensaiados.

Os resultados dos ensaios triaxiais são apresentados segundo a convenção de Cambridge, onde: $p' = (\mathbf{s}'_1 + 2\mathbf{s}'_3)/3$ e $q = \mathbf{s}'_1 - \mathbf{s}'_3$. Os valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento c' e f' foram obtidos de envoltórias de resistência ao cisalhamento traçadas no plano $s':t$, onde $s' = (\mathbf{s}'_1 + \mathbf{s}'_3)/2$ e $t = (\mathbf{s}'_1 - \mathbf{s}'_3)/2$.

Não foram aplicadas correções de tensão devidas à influência da membrana de látex, uma vez que, dada à resistência ao cisalhamento do solo estudado, o valor a ser corrigido é desprezível. As correções de área adotadas nesta dissertação foram aquelas sugeridas por Rochelle *et al* (1988). Estes autores desenvolvem a correção de área a partir da forma do corpo de prova na ruptura. Se o corpo de prova tem deformações homogêneas durante o ensaio, ou seja, deforma-se aproximadamente na forma de um barril, a correção indicada é a correção cilíndrica, representada pela Equação 4-1. Se o corpo de prova desenvolve deformações cisalhantes concentradas ao longo de um, ou vários, planos de cisalhamento inclinados, a seção transversal do corpo de prova apresenta a geometria aproximada de uma elipse ao final do ensaio. Os autores sugerem, neste caso, que a correção cilíndrica seja aplicada até a tensão cisalhante de pico. A partir daí a correção deve ser realizada pela Equação 4-2, que é uma interpolação entre a área do corpo de prova no pico e a área do corpo de prova ao final do ensaio, calculada pela Equação 4-3. Isto implica em assumir que: (i) até a tensão cisalhante de pico o corpo de prova deforma-se de maneira uniforme, com as deformações cisalhantes distribuídas de forma homogênea no corpo de prova; (ii) a partir do pico de tensão cisalhante as deformações cisalhantes concentram-se ao longo de uma zona de cisalhamento e o corpo de prova começa a desenvolver uma seção transversal em forma de elipse.

$$A_c = A_0 \times \frac{(1 - e_v)}{(1 - e_a)} \quad \text{Equação 4-1}$$

Onde: A_0 = área inicial do corpo de prova;

e_v = deformação volumétrica

e_a = deformação axial.

Tabela 4-1: Nomenclatura e características dos corpos de prova ensaiados.

Amostra	Orientação do bandamento	α (°)	Tensão confinante efetiva (kPa)	Nomenclatura	V_0	γ_t (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)
Indeformada	De campo	55	30	IC-30	1,906	16,54	13,77
Indeformada	De campo	55	60	IC-60	1,910	16,59	13,75
Indeformada	De campo	55	120	IC-120	1,910	16,59	13,75
Indeformada	De campo	55	200	IC-200	1,947	16,09	13,48
Indeformada	De campo	55	200	IC-200*	1,895	16,40	13,85
Indeformada	Horizontal	90	30	IH-30	1,838	16,50	14,28
Indeformada	Horizontal	90	60	IH-60	1,929	16,41	13,61
Indeformada	Horizontal	90	120	IH-120	1,906	16,50	13,77
Indeformada	Horizontal	90	200	IH-200	1,887	16,65	13,91
Indeformada	Vertical	0	30	IV-30	1,864	16,45	14,08
Indeformada	Vertical	0	60	IV-60	1,902	16,72	13,80
Indeformada	Vertical	0	120	IV-120	1,875	16,78	14,00
Indeformada	Vertical	0	200	IV-200	1,895	16,50	13,85
Reconstituída	-	-	30	R-30	1,758	16,75	14,93
Reconstituída	-	-	60	R-60	1,940	15,17	13,53
Reconstituída	-	-	120	R-120	1,952	15,17	13,45
Reconstituída	-	-	200	R-200	1,956	15,09	13,42
Botucatu - Indeformada		0	50	AV-50	1,689	17,83	15,80
Botucatu - Indeformada		0	100	AV-100	1,682	17,45	15,88
Botucatu - Indeformada		0	200	AV-200	1,720	17,35	15,53
Botucatu - Indeformada		0	300	AV-300	1,714	17,44	15,31
Botucatu - Indeformada		0	400	AV-400	1,659	17,93	15,83

$$A_c = A_f + \left[(A_{ce} - A_f) \times \left(\frac{e - e_f}{e_e - e_f} \right) \right] \quad \text{Equação 4-2}$$

Onde: A_f = área ao final do ensaio;
 e = deformação axial;
 e_f = deformação axial no pico;
 e_e = deformação axial final do ensaio.

$$A_{ce} = \frac{p}{4} \times da \times db \quad \text{Equação 4-3}$$

Onde: da = diâmetro maior ao final do ensaio;
 db = diâmetro menor ao final do ensaio.

Foram calculados os módulos de deformabilidade secante, para várias deformações axiais, nos ensaios triaxiais. Os módulos de deformabilidade foram calculados segundo a Teoria da Elasticidade supondo o material homogêneo e isotrópico sob carregamento axial, pela equação:

$$E = \frac{s_d}{e_a} \quad \text{Equação 4-4}$$

Onde: s_d = tensão desvio;
 e_a = deformação axial.

4.1.1 Ensaios triaxiais IC

Os ensaios triaxiais IC, conforme citado anteriormente, são os ensaios correspondentes a $\alpha = 55^\circ$. Estes ensaios apresentaram ruptura dúctil, sem pico de resistência ao cisalhamento. Entretanto, as deformações cisalhantes se concentraram ao longo dos bandamentos micáceos na zona central do corpo de prova, que se encontravam inclinados em 35° em relação a horizontal. Isto resultando em uma seção transversal na forma de elipse ao final do ensaio. A Figura 4-1 apresenta o corpo de prova IC-200 após o ensaio triaxial.



Figura 4-1: Corpo de prova IC-200 após o ensaio.

Devido ao padrão de deformação verificado nos corpos de prova IC ao final do ensaio, a correção de área adotada foi aquela sugerida para zona de cisalhamento (Equação 4-2). Como não foi verificado pico de tensão cisalhante nos ensaios IC, não se sabe ao certo em qual deformação axial as deformações cisalhantes começam a se concentrar em uma zona de cisalhamento. Foi considerado que a referida etapa de cisalhamento tem seu início em pontos

onde era constatada uma mudança de declividade da curva no plano $\log q: \epsilon_a$ normalmente em deformações inferiores a 1%. Estes pontos foram definidos preliminarmente como pontos de plastificação. Entretanto, dada a falta de clareza na identificação destes pontos, esta nomenclatura não foi utilizada.

A Figura 4-2 apresenta as curvas $q: \epsilon_a$ e $\epsilon_v: \epsilon_a$ dos ensaios IC. O ensaio IC-200*, representado pela linha tracejada, foi um ensaio onde as leituras da célula de carga, do início até a deformação axial de 0,7%, não foram obtidas devido à ocorrência de um mau contato no conector elétrico. Este ensaio é apresentado para verificação do comportamento a grandes deformações, uma vez que foi submetido à deformação axial final de 23,5%. Somente alguns pontos experimentais são plotados para identificação.

Todos os ensaios IC apresentaram ruptura dúctil, não ocorrendo pico de tensão cisalhante. O ensaio IC-30 apresentou deformação volumétrica de contração (2,8%) até uma deformação axial de 8%. Após esta deformação axial, ocorreu a estabilização da deformação volumétrica até uma deformação axial de 13%. A partir daí, o corpo de prova apresentou deformação volumétrica de expansão até o final do ensaio, tendo como deformação volumétrica final o valor de 2,6%. Não foi associada a esta expansão nenhuma queda de tensão cisalhante, que foi estabilizada a partir de uma deformação axial de 11%. Os demais corpos de prova apresentaram deformação volumétrica exclusivamente de contração. Este comportamento contrativo era esperado para todos os corpos de prova devido à ausência de pico de tensão cisalhante. A única expansão verificada, no ensaio IC-30, foi de pequena magnitude.

A Figura 4-3 apresenta as trajetórias de tensões efetivas seguidas durante os ensaios IC e a variação do volume específico durante a fase de cisalhamento. A envoltória traçada sobre as trajetórias de tensões efetivas foi definida pelos pontos finais dos ensaios IC-30, IC-60, IC-120 e IC-200*. Realizando um ajuste linear a equação resultante foi $q=1,203.p'+1,512$. O ajuste apresentado na Figura 4-3 foi realizado utilizando os pontos supracitados mas forçando a passagem pela origem, de onde resultou $M=1,20953$. Embora os ensaios IC-60 e IC-120 não tenham atingido as deformações axiais necessárias para obtenção da estabilização das tensões, a envoltória resultante apresenta pouca dispersão dos pontos experimentais.

Os volumes específicos iniciais dos corpos de prova são apresentados na Tabela 4-1, sendo em torno de 1,9 para todos os corpos de prova IC. Realizando a projeção dos pontos de interseção entre a envoltória traçada e as trajetórias de tensões efetivas (ou a extrapolação das trajetórias de tensões efetivas), no plano $p':n$, pode-se prever a forma da CSL.

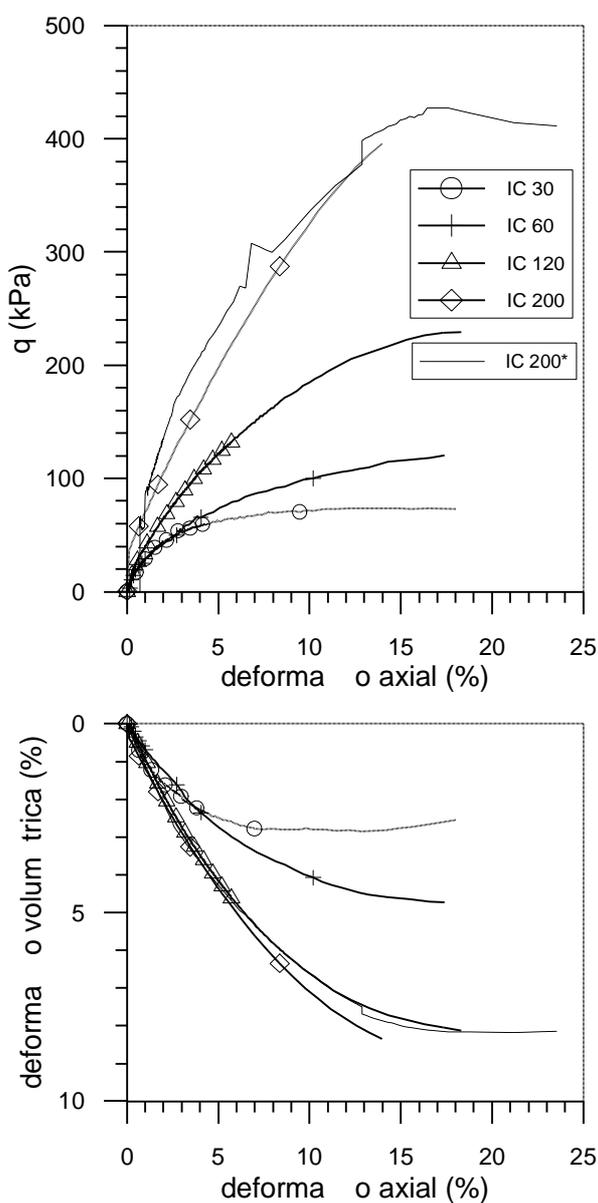


Figura 4-2: Curvas $q \times e_a$ e $e_a \times e_v$ para os ensaios IC.

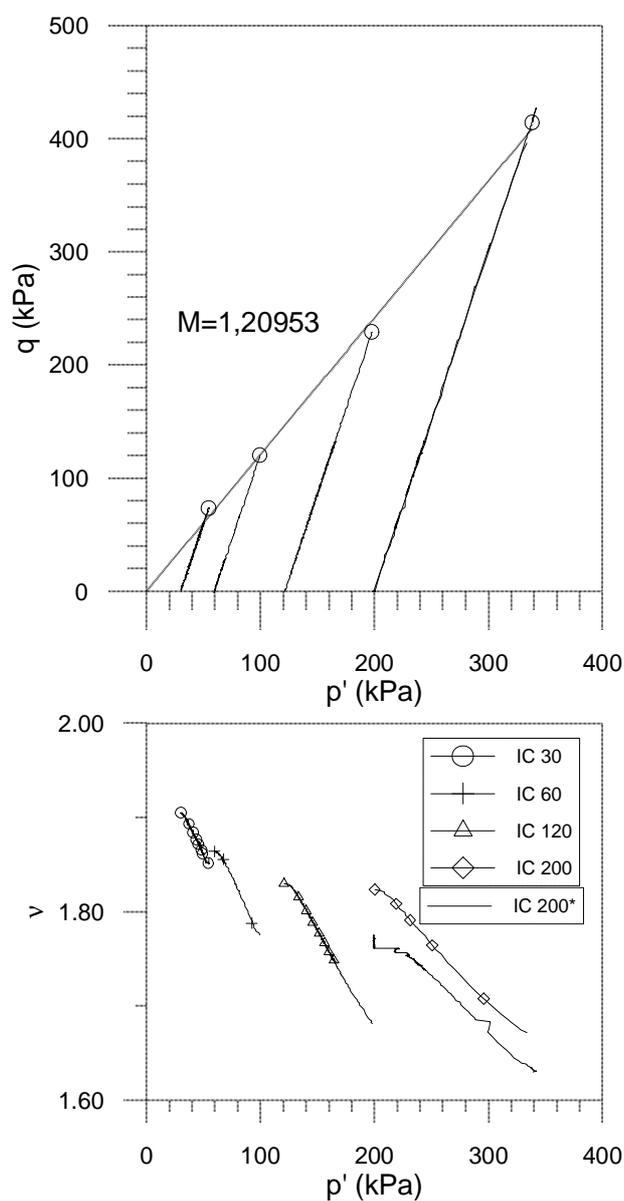


Figura 4-3: Trajetórias de tensões efetivas dos ensaios IC e curvas $p':n$.

A Figura 4-4 apresenta as curvas de degradação do módulo de deformabilidade pela deformação axial. Os ensaios IC-60 e IC-120 apresentam as curvas de degradação do módulo

de deformabilidade a partir de uma deformação de 0,15%. Isto porque, nestes ensaios, os sensores de efeito Hall não se encontravam dentro dos limites válidos de leitura para as deformações iniciais, sendo os módulos calculados através das deformações obtidas com as medições externas. As curvas de variação do módulo de deformabilidade com a deformação axial dos ensaios IC-30 e IC-200 apresentam forma aproximada de “S”, comportamento típico de solos apresentados na literatura.

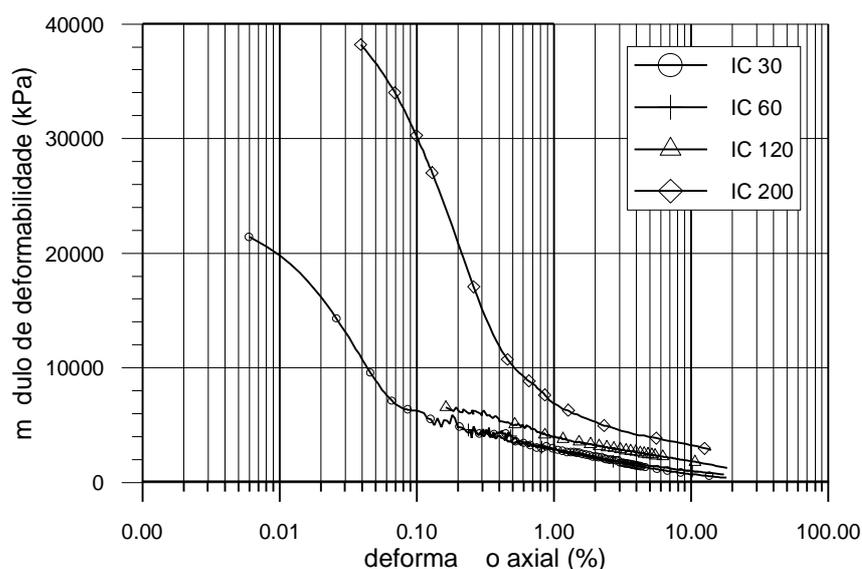


Figura 4-4: Curvas de variação do módulo de deformabilidade com a deformação axial para os ensaios IC.

4.1.2 Ensaios triaxiais IH

Os ensaios triaxiais IH, conforme citado anteriormente, são os ensaios correspondentes a $\alpha = 90^\circ$. Estes ensaios apresentaram ruptura dúctil, sem a formação de pico de resistência ao cisalhamento. As deformações dos corpos de prova apresentaram forma de barril, sendo utilizada a correção de área cilíndrica dada pela Equação 4-1 para os ensaios IH. A Figura 4-5 apresenta o corpo de prova IH-60 após o ensaio triaxial. A Figura 4-6 apresenta as curvas $q: e_a$ e $e_v: e_a$ dos ensaios IH. A Figura 4-7 apresenta as trajetórias de tensões efetivas seguidas nos ensaios e a variação do volume específico durante a fase de cisalhamento.

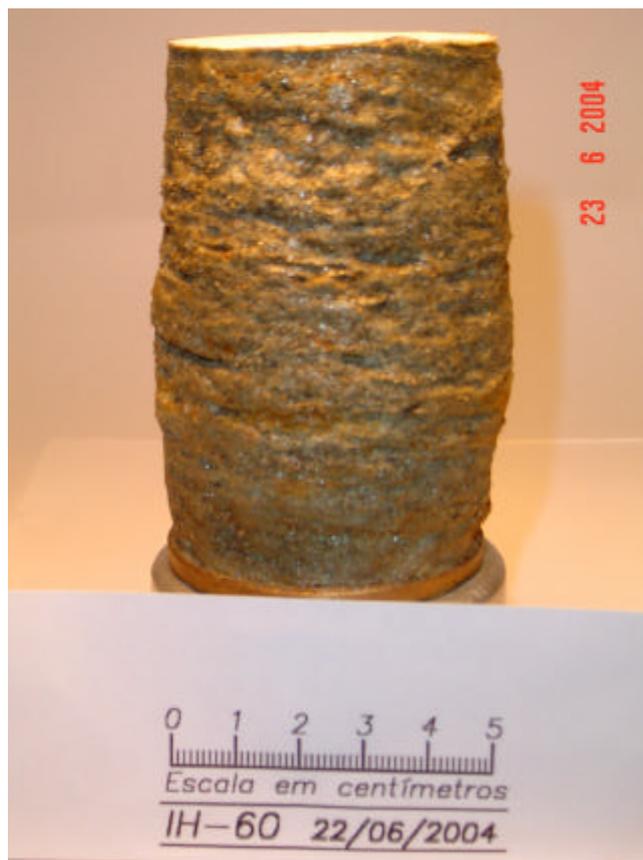


Figura 4-5: corpo de prova IH-60 após o ensaio.

O ensaio IH-30 apresentou, até uma deformação axial de 8,1%, deformação volumétrica contrativa de 2,9% e a partir desta deformação axial o corpo de prova apresentou deformação volumétrica de expansão, sendo que ao final do ensaio a deformação volumétrica foi de 1,8%. Este ensaio apresentou redução na tensão cisalhante da ordem de 9kPa a partir de uma deformação axial de 13% até o final do ensaio. A queda de tensão cisalhante não caracteriza um pico, nem coincide com a máxima taxa de expansão volumétrica. Entretanto, dada a pequena magnitude de ambas, pode-se dizer que estas estão relacionadas e que, para os ensaios IH, a tensão confinante efetiva de 30kPa situa-se próxima ao limite entre o comportamento denso e fofo para o solo residual de gnaisse solicitado com $\alpha=90^0$.

Há uma tendência de estabilização de tensão cisalhante e deformação volumétrica ao final dos ensaios, mais claramente nos ensaios IH-60 e IH-120, mas as deformações axiais atingidas nos ensaios não foram suficientes para a estabilização da variação de volume.

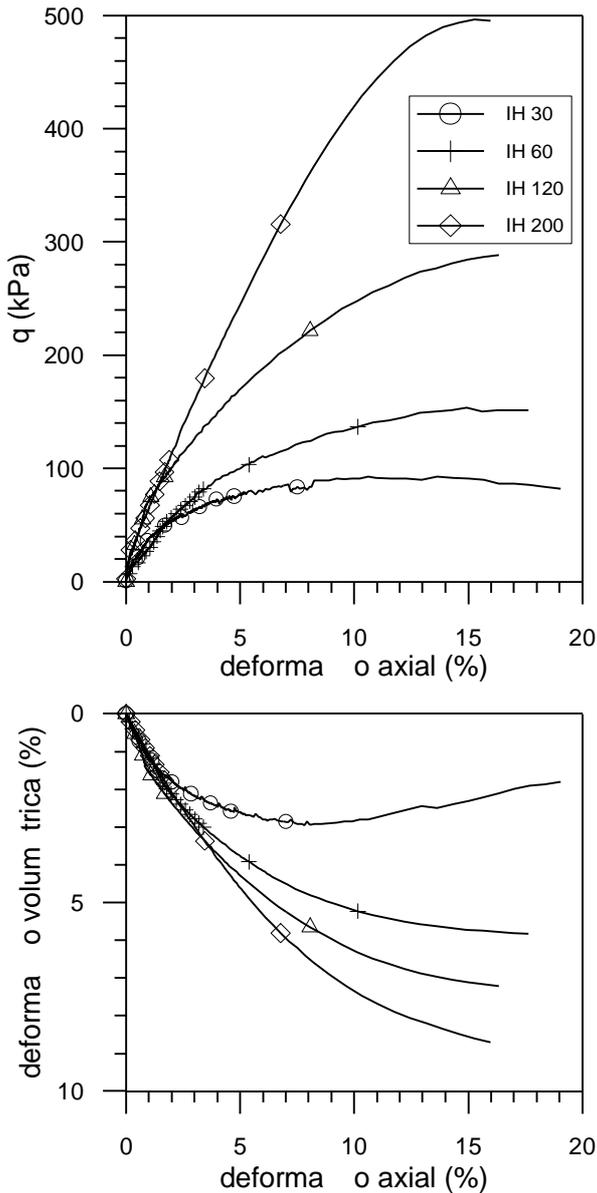


Figura 4-6: Curvas $q \times e_a$ e $e_a \times e_v$ para os ensaios IH.

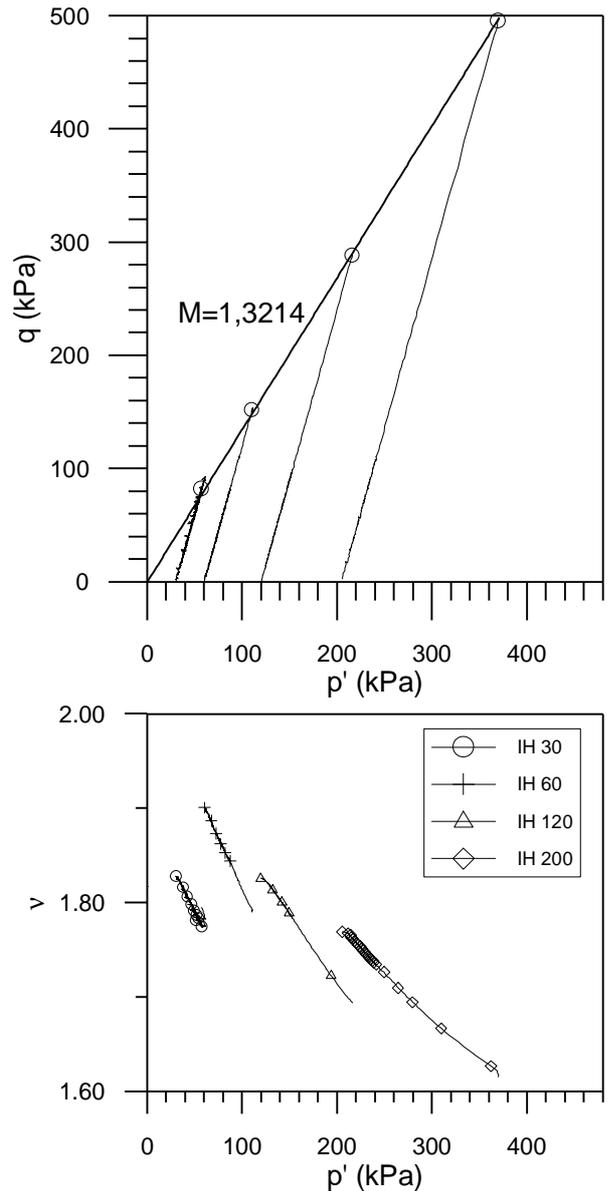


Figura 4-7: Trajetórias de tensões efetivas dos ensaios IH e curva $p':n$.

A envoltória traçada sobre as trajetórias de tensões efetivas foi realizada através de ajuste dos pontos finais dos ensaios, forçando a reta a passar pela origem. Deste ajuste obteve-se $M=1,3431$. Realizando-se o ajuste sem forçar a reta a passar pela origem obteve-se a equação $q=1,321.p'+5,723$. Nota-se que ocorre pouca dispersão entre os pontos ajustados e a reta resultante. Os valores de volume específico inicial dos corpos de prova IH são apresentados na Tabela 4-1, sendo que tipicamente variam entre 1,838 e 1,929.

A Figura 4-8 apresenta as curvas de variação do módulo de deformabilidade, calculado segundo a Equação 4-4, com a deformação axial. As curvas apresentam tipicamente a forma de “S” e indicam influência da tensão confinante efetiva no valor do módulo de deformabilidade.

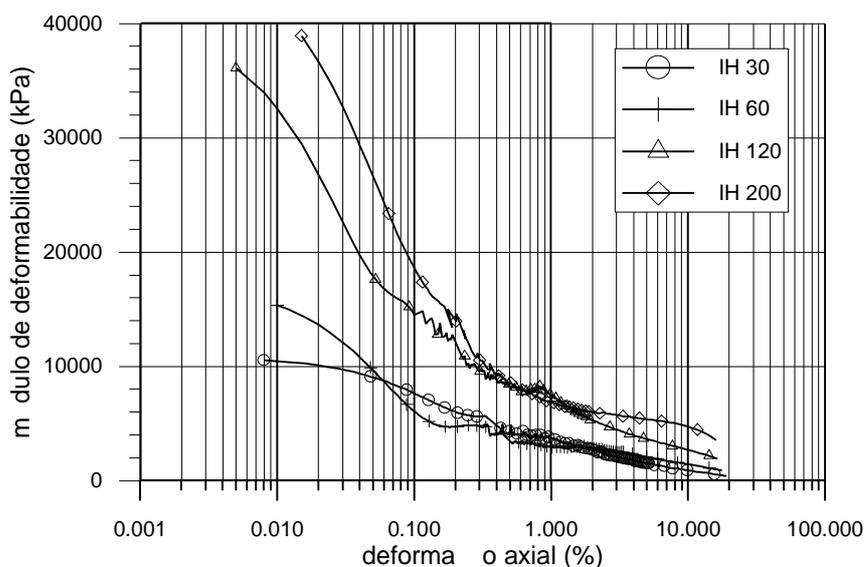


Figura 4-8: Curvas da variação do módulo de deformabilidade com a deformação axial dos ensaios IH.

4.1.3 Ensaios triaxiais IV

Os ensaios triaxiais IV, conforme citado anteriormente, são os ensaios correspondentes a $\alpha = 0^\circ$. Estes ensaios apresentaram ruptura frágil, com ocorrência de pico de resistência ao cisalhamento e brusca queda da tensão cisalhante após o pico. Nos corpos de prova IV foram verificados planos de ruptura. Entretanto, estes planos não eram compostos por uma única reta, mas a ruptura se desenvolvia por um plano inclinado até que, na porção central, era alinhada por um bandamento micáceo, e, por fim, tinha continuidade com outro plano inclinado. A Figura 4-9 apresenta o corpo de prova IV-200 ao final do ensaio triaxial com indicação do plano de ruptura.

Devido ao padrão de ruptura verificado nos corpos de prova IV, a correção de área aplicada foi: cilíndrica até o pico de tensão cisalhante (Equação 4-1) e, a partir do pico, de zona de cisalhamento até o final do ensaio (Equação 4-2). Quando as deformações deixam de ser homogêneas, o cálculo das tensões cisalhantes passa a ser mais complexo e as simplificações empregadas podem levar à pouca confiabilidade dos valores calculados. No caso dos corpos de prova IV, a forma da superfície de ruptura confere complexidade adicional à interpretação dos ensaios, o cálculo da tensão cisalhante após o pico certamente tem imprecisões. Mesmo assim foi julgada como válida a apresentação dos resultados para deformações elevadas.

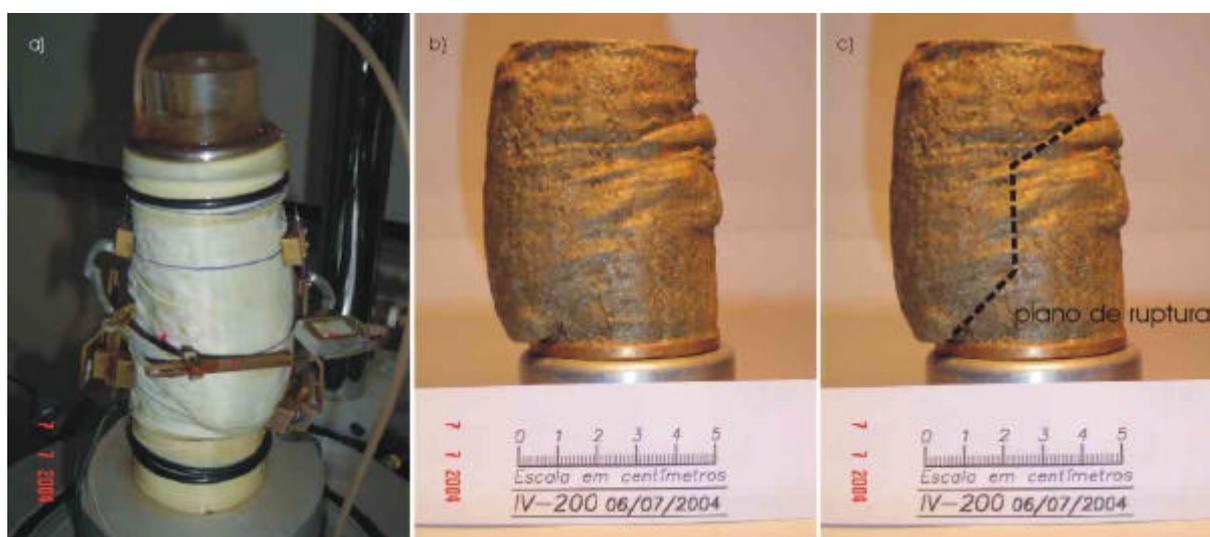


Figura 4-9: Corpo de prova IV-200 após o ensaio. (a) ainda no equipamento triaxial, detalhe para membrana esticada; (b) fotografado sem a membrana; (c) detalhe para plano de ruptura.

A Figura 4-10 apresenta as curvas $q:e_a$ e $e_v:e_a$ dos ensaios IV e a Figura 4-11 apresenta as trajetórias de tensões seguidas nos ensaios e a variação do volume específico durante a fase de cisalhamento.

O ensaio IV-30 apresenta inicialmente deformação volumétrica de contração, atingindo 0,9% de deformação volumétrica para uma deformação axial de 2,6%. A partir daí ocorre expansão do corpo de prova, atingindo a deformação volumétrica de 0,4% para uma deformação axial de 7,7%. O pico de tensão cisalhante ocorre após a máxima taxa de expansão do corpo de prova, a uma deformação axial de 4%. O ensaio IV-60 apresenta inicialmente uma deformação volumétrica de contração, atingindo 2,3% de deformação volumétrica a uma

deformação axial de 7,9%, depois expande até uma deformação volumétrica de 2,3% (deformação axial de 11,4%) e volta a apresentar contração, com uma deformação volumétrica final de 2,4%. O pico de tensão cisalhante do ensaio IV-60 coincide com a máxima taxa de expansão (embora pequena) do corpo de prova. Os ensaios IV-120 e IV-200 apresentam pico de tensão cisalhante a deformações axiais de 7,1% e 7,7%, respectivamente, e deformação volumétrica apenas de contração durante todo o ensaio. Os ensaios IV-120 e IV-200 apresentaram queda brusca de resistência após o pico, além de uma vertiginosa deformação volumétrica a deformações axiais de 10% e 13% respectivamente. Esta deformação volumétrica sugere colapsividade aos corpos de prova IV, entretanto os resultados obtidos não são suficientes para estudo deste fenômeno.

Analisando o comportamento tensão deformação dos ensaios IV percebe-se que, para baixas tensões confinantes efetivas (IV-30 e IV-60), ocorre um pico de tensão cisalhante aproximadamente coincidente com a máxima taxa de expansão dos corpos de prova. Entretanto a expansão verificada é muito pequena. O pico de tensão cisalhante persiste para tensões confinantes efetivas mais elevadas (IV-120 e IV-200) quando a deformação volumétrica é exclusivamente de contração. Desta forma, o pico de tensão cisalhante verificado nos ensaios IV parece estar relacionado à estrutura do solo residual de gnaiss.

As envoltórias traçadas sobre as trajetórias de tensões efetivas compreendem trajetórias de pico e de grandes deformações. A envoltória de pico foi obtida através do ajuste de uma reta aos pontos de máxima tensão cisalhante obtidos nos ensaios forçando a reta a passar pela origem, de onde resultou $M=1,2239$. Executando-se o ajuste sem forçar a reta a passar pela origem a equação resultante é $q=1,1109.p'+27,081$. A envoltória de grandes deformações foi obtida através do ajuste de uma reta aos pontos finais dos ensaios forçando a passagem pela origem, de onde resultou $M=0,9603$. Executando-se o ajuste sem forçar a reta a passar pela origem a equação resultante é $q=0,8173.p'+29,469$. Tanto para a envoltória de pico como para a envoltória de grandes deformações, ao forçar a passagem da reta de ajuste pela origem obteve-se uma grande dispersão dos pontos, indicando que, para os ensaios IV, este ajuste não é o mais adequado. Conforme já citado anteriormente, a dificuldade do cálculo de tensões cisalhantes após o pico, devido à formação de um plano de cisalhamento atípico, induz à pouca confiabilidade na envoltória traçada para grandes deformações, dificultando a determinação do estado crítico através dos ensaios IV.

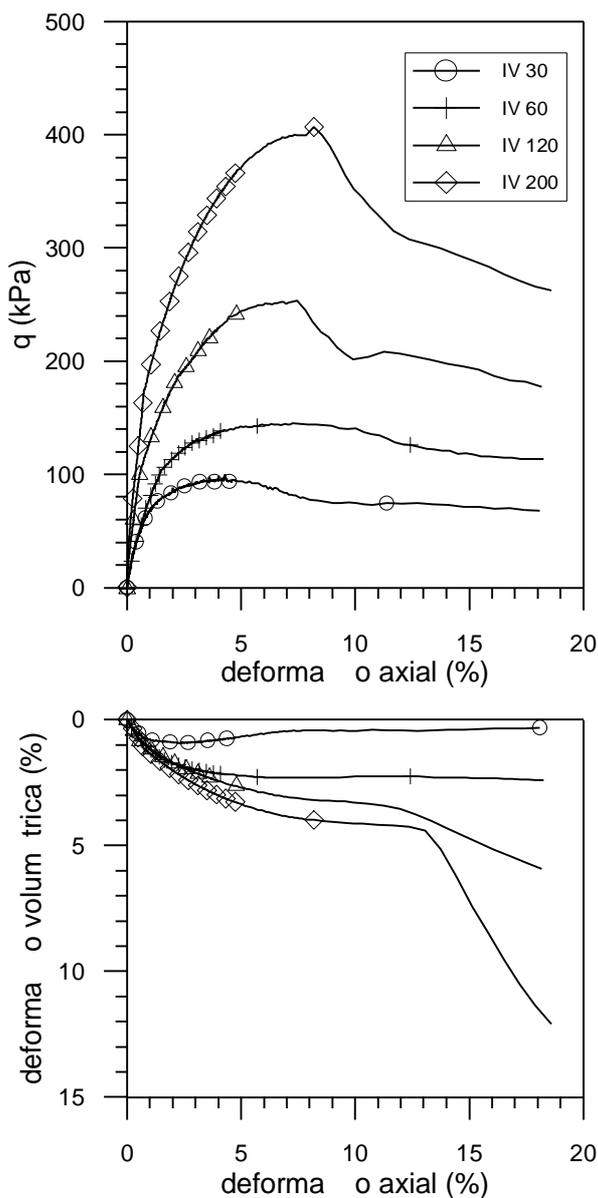


Figura 4-10: Curvas q vs e_a e e_v vs e_a para os ensaios IV.

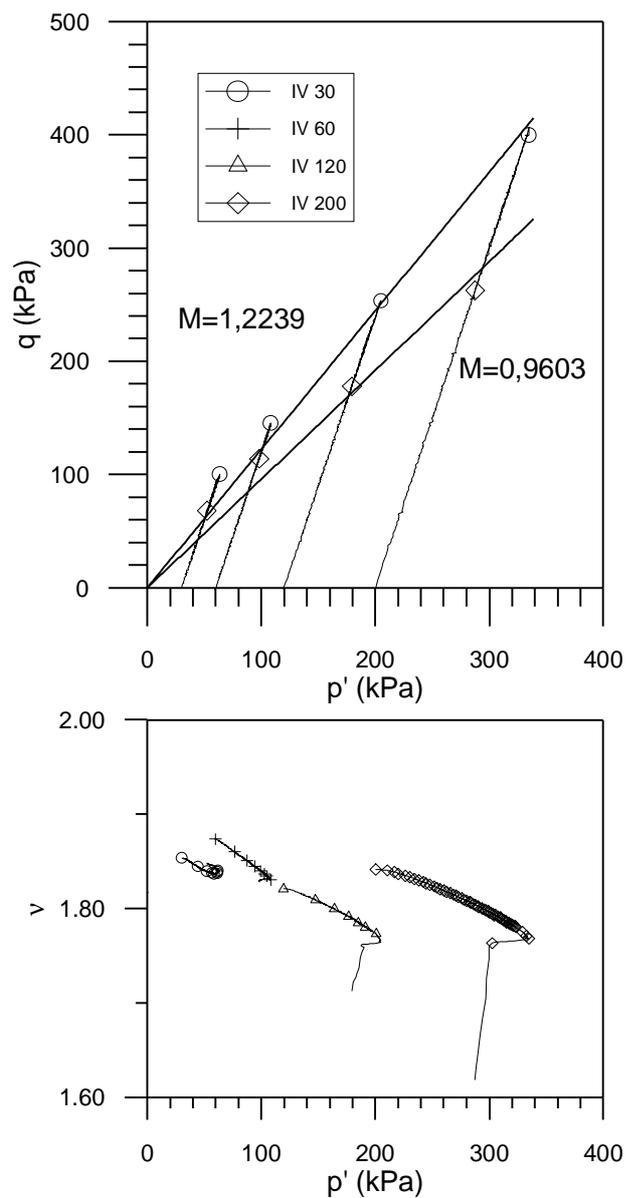


Figura 4-11: Trajetórias de tensões efetivas dos ensaios IV e curvas $p':v$.

O volume específico inicial dos corpos de prova são apresentados na Tabela 4-1 e variam entre 1,864 e 1,902. A variação do volume específico durante a fase de cisalhamento é moderada para os corpos de prova IV, nos ensaios IV-120 e IV-200 ocorrem uma variação brusca de volume específico ao final do ensaio, esta variação ocorre, obviamente, devido à variação brusca de deformação volumétrica citada anteriormente.

A Figura 4-12 apresenta as curvas de variação do módulo de deformabilidade secante, calculado pela Equação 4-4, com a deformação axial. As curvas para os ensaios IV-30 e IV-60 apresentam forma de “S” e pouca diferença nos valores dos módulos iniciais, enquanto as curvas para os ensaios IV-120 e IV-200 não apresentam forma de “S” e mostram maior influência da tensão confinante efetiva nos valores de módulos iniciais.

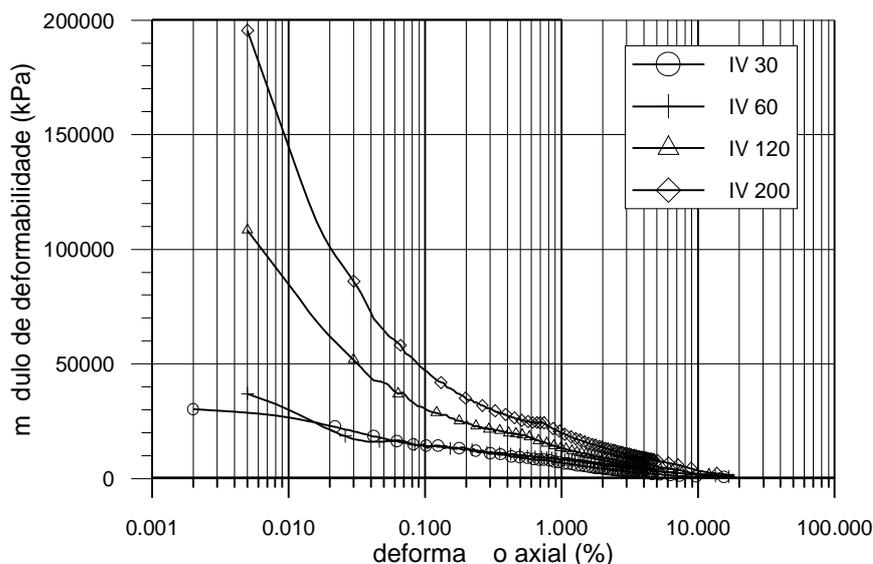


Figura 4-12: Curvas de degradação do módulo de deformabilidade secante com a deformação axial para os ensaios IV.

4.1.4 Ensaios triaxiais R

Os ensaios triaxiais R, conforme citado anteriormente, são os ensaios triaxiais realizados em corpos de prova moldados com volume específico similar ao volume específico das amostras indeformadas. Todos os ensaios triaxiais R apresentaram ruptura dúctil, sem ocorrência de pico de tensão cisalhante, desta forma a correção de área cilíndrica foi adotada nestes ensaios (Equação 4-1). A Figura 4-13 apresenta o corpo de prova R-200 após o ensaio triaxial.

A Figura 4-14 apresenta as curvas $q:e_a$ e $e_v:e_a$ dos ensaios R e a Figura 4-15 apresenta as trajetórias de tensões efetivas seguidas nos ensaios e a variação do volume específico durante a fase de cisalhamento.



Figura 4-13: Corpo de prova R-200 após o ensaio triaxial.

Todos os ensaios apresentaram exclusivamente deformação volumétrica de contração, sendo que, exceto no corpo de prova IC-30, as deformações volumétricas foram semelhantes. A deformação axial atingida nos ensaios não foi suficiente para a estabilização das deformações volumétricas e das tensões cisalhantes, entretanto ocorre tendência de estabilização de tensão cisalhante e deformação volumétrica ao final dos ensaios.

A envoltória sobre as trajetórias de tensões efetivas foi traçada considerando o ponto final dos ensaios, que correspondem à máxima tensão desvio atingida, forçando a reta de ajuste a passar pela origem de onde resultou $M=1,2061$. Ao se realizar o ajuste sem forçar a reta a passar pela origem equação resultante foi $q=1,1746p'+7,5237$.

O volume específico inicial das amostras é apresentado na Tabela 4-1, sendo que para o corpo de prova IC-30 é de 1,758 e para os demais ensaios em torno de 1,95. Esta diferença do volume específico inicial para o ensaio R-30 justifica a verificação de maior rigidez inicial para este corpo de prova em relação ao ensaio R-60. Esta diferença na rigidez inicial pode ser

verificada nas curvas de variação do módulo de deformabilidade, calculado segundo a Equação 4-4, com a deformação axial (Figura 4-16). Estas curvas apresentam forma típica de “S”.

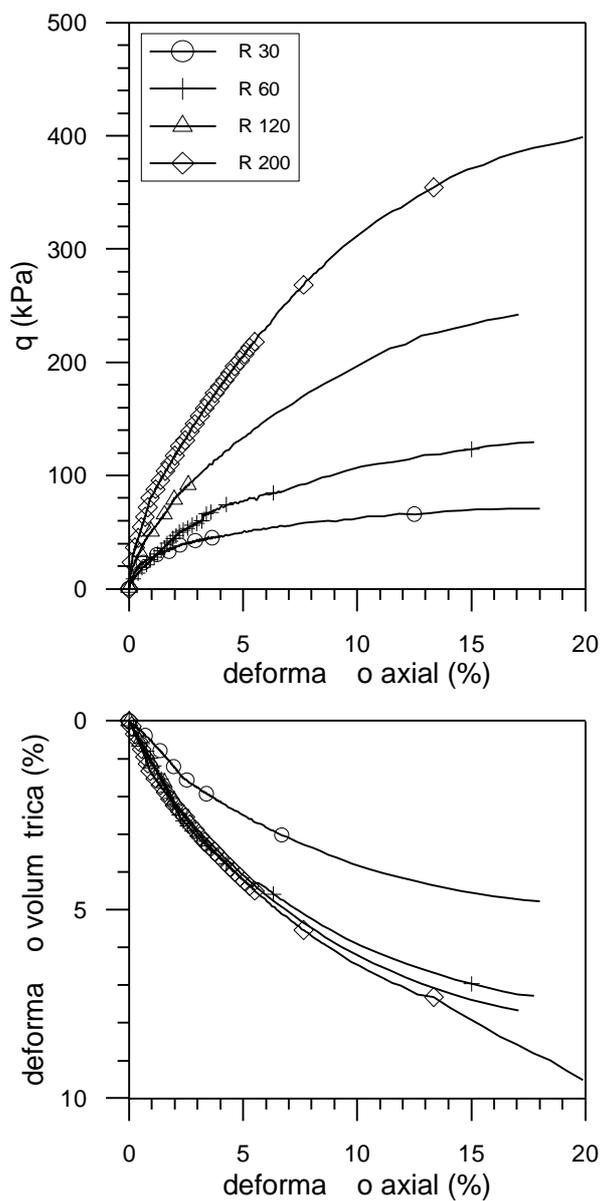


Figura 4-14: Curvas $q:e_a$ e $e_a:e_v$ para os ensaios R.

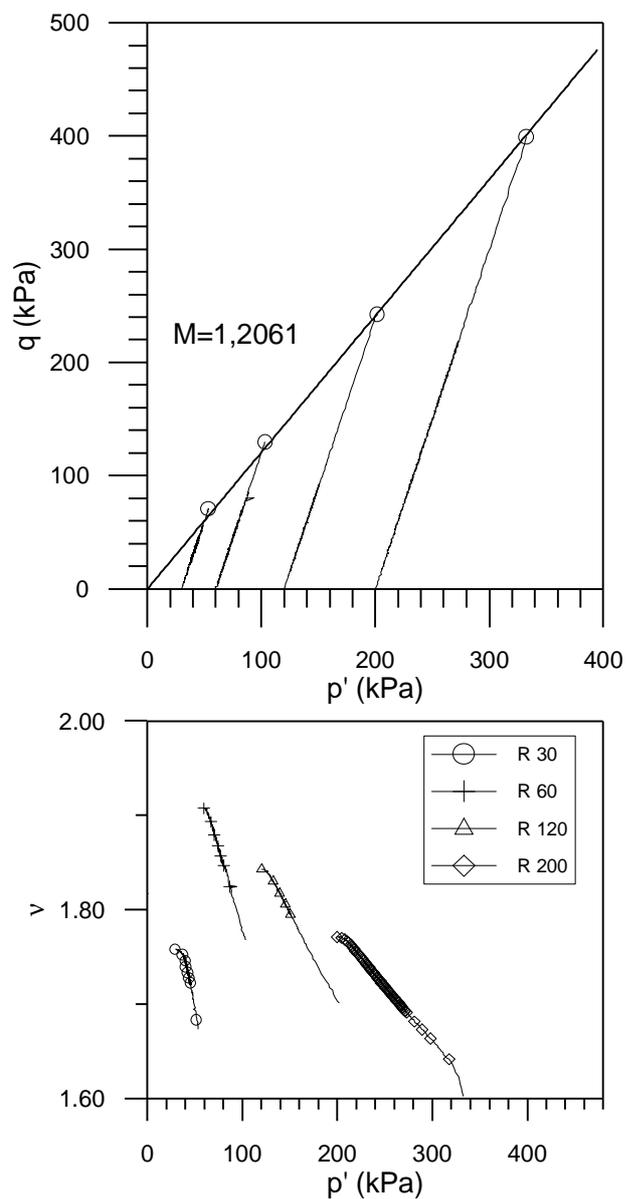


Figura 4-15: Trajetórias de tensões efetivas dos ensaios R e curvas $p':n$.

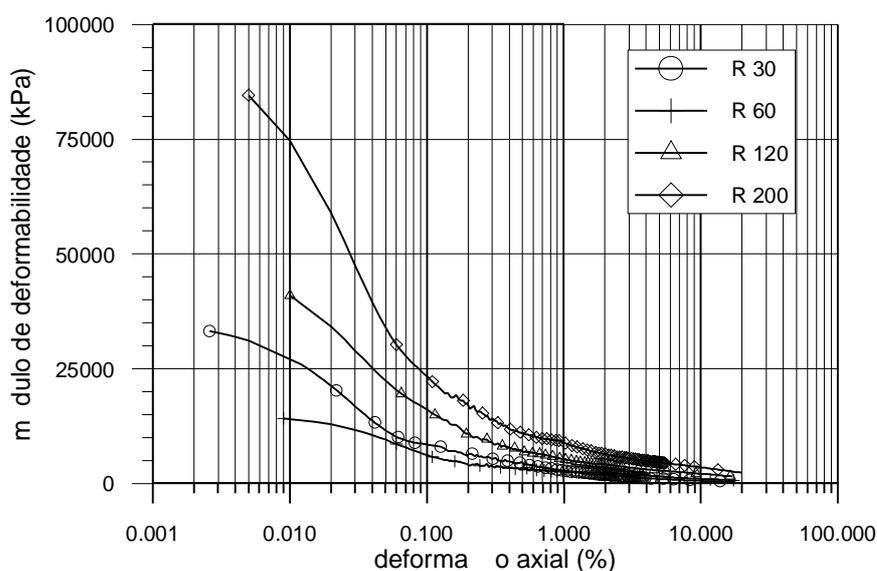


Figura 4-16: Curvas de degradação do módulo de deformabilidade secante com a deformação axial para os ensaios R.

4.1.5 Envoltórias de resistência ao cisalhamento no plano $s':t$

Para determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento, c' e f' , foram traçadas as envoltórias de resistência ao cisalhamento no plano $s':t$. A Figura 4-17 apresenta as envoltórias de resistência ao cisalhamento obtidas para os ensaios IC, IH, IV e R. A indicação das envoltórias consta na legenda, sendo o ajuste realizado para os ensaios com amostras reconstituídas (R) é representada pela linha tracejada. A legenda IV GD se refere à envoltória de resistência a grandes deformações para os ensaios IV. A Tabela 4-2 apresenta os parâmetros de resistência ao cisalhamento, c' e f' , calculados a partir dos valores de a' e a' obtidos da Figura 4-17.

A envoltória referente aos ensaios IH foi a que apresentou maior ângulo de atrito interno, enquanto a envoltória referente aos ensaios IV para grandes deformações (IV GD) foi a que apresentou o menor ângulo de atrito interno. Os ângulos de atrito interno para os corpos de prova IV e para os corpos de prova IC foram inferiores ao ângulo de atrito interno obtido com as amostras reconstituídas. As envoltórias resultantes dos corpos de prova IV foram as que apresentaram maiores interceptos coesivos, seguidas pelas envoltórias dos ensaios IC. As

envoltórias referentes aos ensaios IH e R apresentaram interceptos coesivos baixos, inferiores a 4kPa.

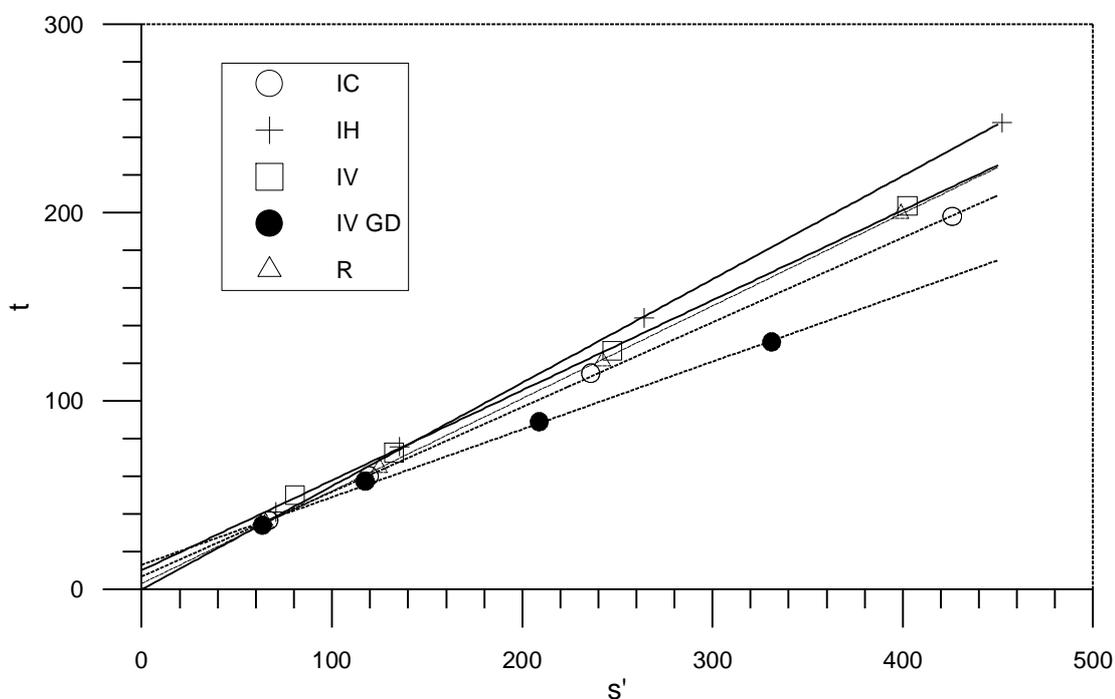


Figura 4-17: Envoltórias de resistência ao cisalhamento no plano $t:s'$.

4.1.6 Ensaios adicionais AV (solo residual de arenito Botucatu)

Para fins comparativos, ensaios triaxiais drenados e consolidados isotropicamente, foram realizados em corpos de prova indeformados de solo residual de arenito Botucatu com tensões confinantes efetivas de 50kPa, 100kPa, 200kPa, 300kPa e 400kPa. As características iniciais dos corpos de prova AV são apresentadas na Tabela 4-1. A Figura 4-18 apresenta as curvas q \times e_a e e_v \times e_a dos ensaios AV e a Figura 4-19 apresenta as trajetórias de tensões e a variação do volume específico durante a fase de cisalhamento dos ensaios AV. Nesta figura é apresentada também a superfície de plastificação determinada para os ensaios AV.

O ponto de plastificação de solos estruturados em ensaios triaxiais convencionais é determinado por uma clara descontinuidade na curva tensão desvio versus deformação axial

[Leroueil e Vaughan (1990); Coop e Atkinson (1993)]. As curvas apresentadas na Figura 4-18 apresentam claramente os pontos de plastificação deste solo, que podem ser também identificados no plano volume específico versus p' da Figura 4-19. Apenas no ensaio AV-400 aparecem dois pontos de inflexão, tanto na curva de tensão desvio versus deformação axial como na curva de volume específico versus p' . A superfície de plastificação apresentada foi traçada considerando o primeiro ponto de inflexão do ensaio AV-400.

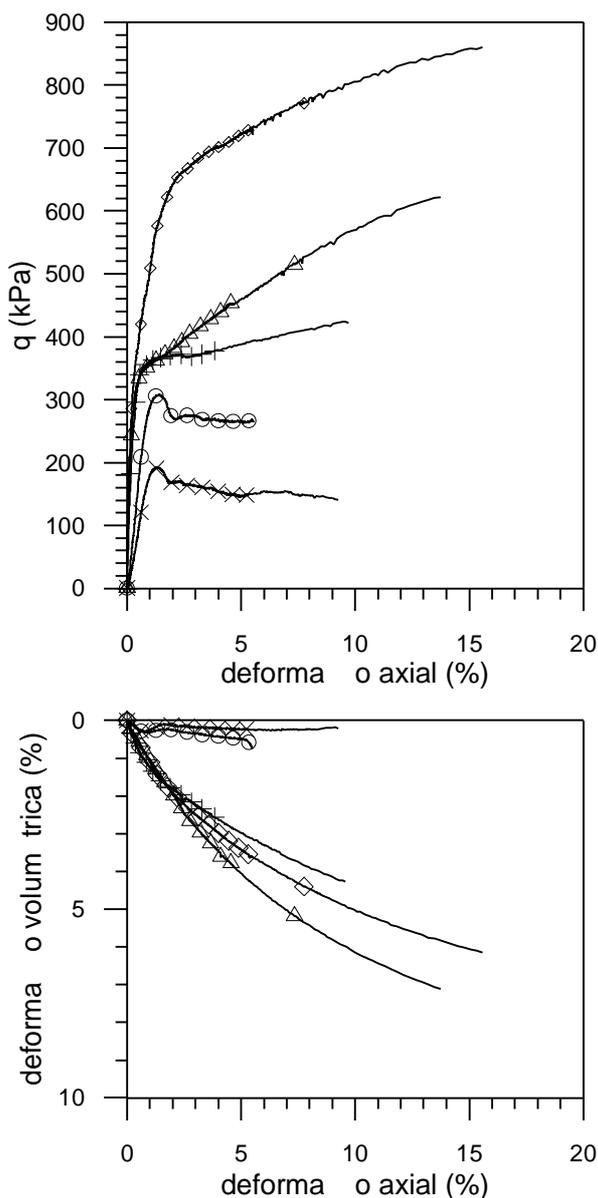


Figura 4-18: Curvas $qx e_a$ e $e_a: e_v$ para os ensaios AV.

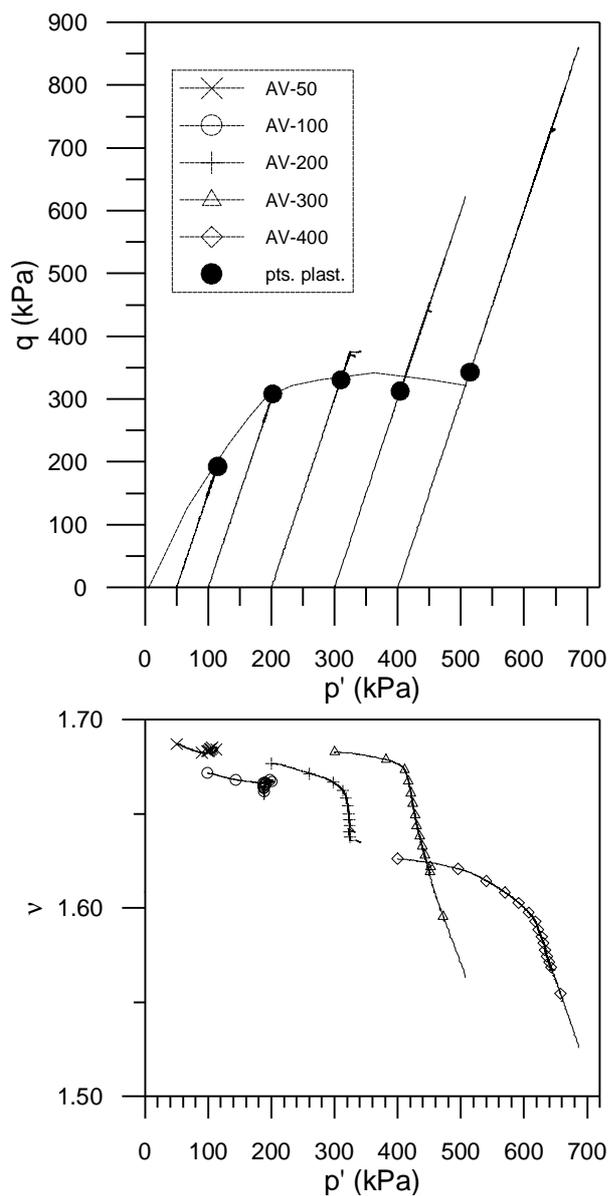


Figura 4-19: Trajetórias de tensões efetivas dos ensaios AV com superfície de plastificação e curvas $p': n$.

Tabela 4-2: Parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo residual de gnaisse.

Orientação do bandamento	α	Nomenclatura	c' (kPa)	ϕ'
De campo	55	IC	7.73	26.72
Horizontal	90	IH	2.79	32.78
Vertical	0	IV	11.55	28.55
Vertical	0	IV GD	14.03	21.06
-	-	R	3.62	29.41

4.2 Ensaios de compressão isotrópica

Foram realizados três ensaios de compressão isotrópica (denominados ISO-01, ISO-02 e ISO-03) em corpos de prova reconstituídos do solo residual de gnaisse, os quais foram moldados com o máximo volume específico inicial possível. O corpo de prova do ensaio ISO-01 foi moldado com elevado teor de umidade ($w=32\%$), enquanto os outros dois corpos de prova foram moldados no teor de umidade de 12%. Adicionalmente, nos ensaios triaxiais IC, IV e R, para a tensão confinante efetiva de 200kPa, a fase de consolidação foi realizada em estágios de 30kPa para traçado da curva de compressão isotrópica até estas tensões.

A Tabela 4-3 apresenta a nomenclatura dos ensaios realizados e algumas características iniciais dos corpos de prova. Os resultados dos ensaios de compressão isotrópica são apresentados segundo a convenção de Cambridge, onde: $p'=(s'_1+2s'_3)/3$.

Como a tensão de saturação utilizada foi 30kPa e durante esta fase do ensaio não era possível a medição da variação do volume específico (no equipamento utilizado para os ensaios de compressão isotrópica não havia instrumentação para medição local de deformações), o volume específico inicial, para uma tensão $p'=30\text{kPa}$, era obtido através de uma correção ao final do ensaio. Esta correção era feita ao comparar o volume específico verificado ao final do ensaio pela variação de volume medida (desprezando a variação de volume da fase de saturação) com a do volume específico calculado a partir da determinação do teor de umidade

ao final do ensaio (tendo o grau de saturação igual a 100%). A diferença entre estes dois valores de volume específico é a variação de volume específico na fase de saturação. A Figura 4-20 apresenta os resultados dos três ensaios de compressão isotrópica, sendo que as linhas tracejadas representam as curvas obtidas sem realizar a correção supracitada.

Tabela 4-3: Nomenclatura e características dos corpos de prova ensaiados a compressão isotrópica.

Amostra	Orientação da estratificação	α (°)	Nomenclatura	v_0	γ_t (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)
Reconstituída	-	-	ISO-01	2,022	17,06	12,98
Reconstituída	-	-	ISO-02	2,109	13,94	12,45
Reconstituída	-	-	ISO-03	2,111	13,96	12,43
Indeformada	De campo	55	IC-200	1,947	16,09	13,48
Indeformada	Vertical	0	IV-200	1,895	16,50	13,85
Reconstituída	-	-	R-200	1,956	15,09	13,42

No ensaio ISO-03 foi realizado um ciclo de descarga e recarga. Ao atingir $p'=400$ kPa o corpo de prova foi descarregado em estágios até $p'=50$ kPa e então recarregado até $p'=400$ kPa, prosseguindo o ensaio até $p'=1000$ kPa. No ensaio ISO-02 foi realizado o descarregamento em estágios ao final do ensaio. Na Figura 4-20 pode-se observar o paralelismo e a proximidade das curvas de compressão normal e o paralelismo entre o ciclo de descarga e recarga no ensaio ISO-03 e a descarga do ensaio ISO-02. A Tabela 4-4 apresenta os parâmetros obtidos destes três ensaios. Como pode ser visto na Figura 4.2-1 e na Tabela 4-4 os ensaios permitiram uma boa definição da NCL do solo residual de gnaiss.

A Figura 4-21 apresenta a NCL definida pelos valores médios dos três ensaios anteriores ($\lambda=0,123$ e $N=2,391$) e a fase de compressão isotrópica dos ensaios IC-200, IV-200 e R200. Os 3 corpos de prova têm comportamento semelhante à NCL do solo reconstituído.

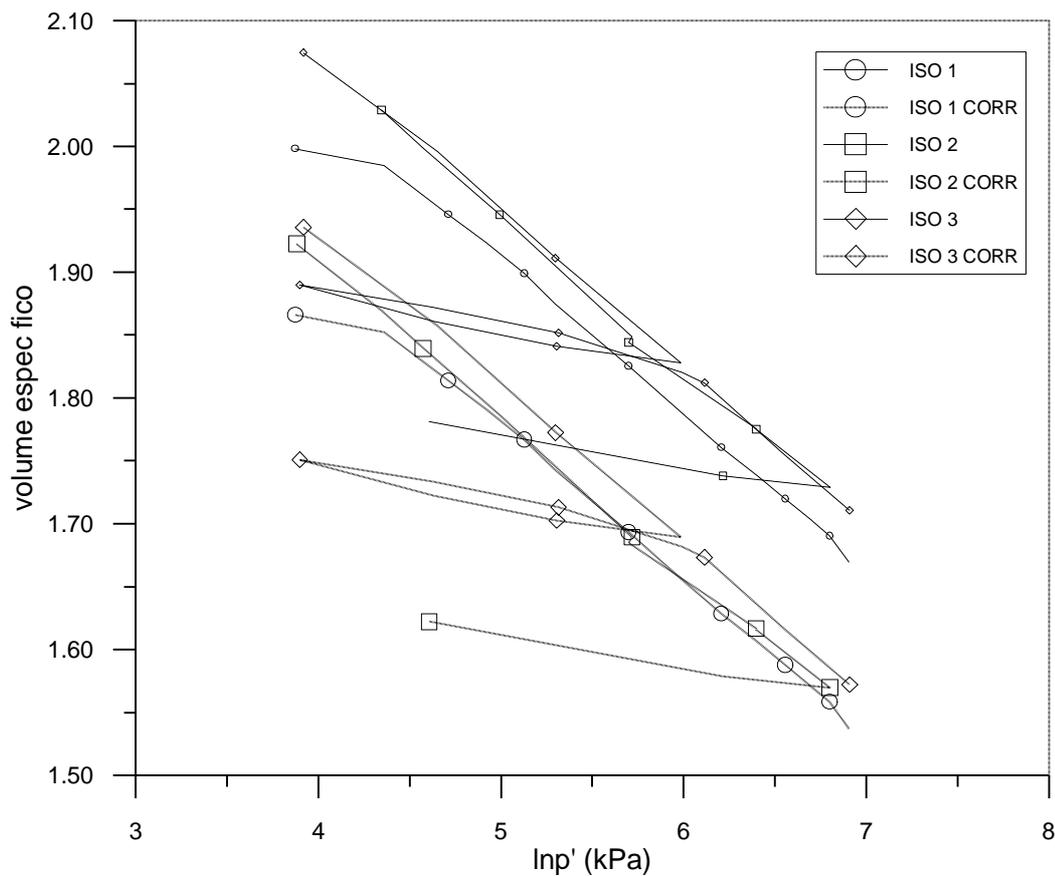


Figura 4-20: Ensaios de compressão isotrópica com amostras reconstituídas (as linhas tracejadas correspondem a ensaios sem correção pelo volume específico final).

Tabela 4-4: Parâmetros obtidos dos ensaios de compressão isotrópica

Ensaio	λ	N	κ
ISO-01	0,1233	2,3952	-
ISO-02	0,1227	2,3982	0,0245
ISO-03	0,1229	2,3783	0,0296

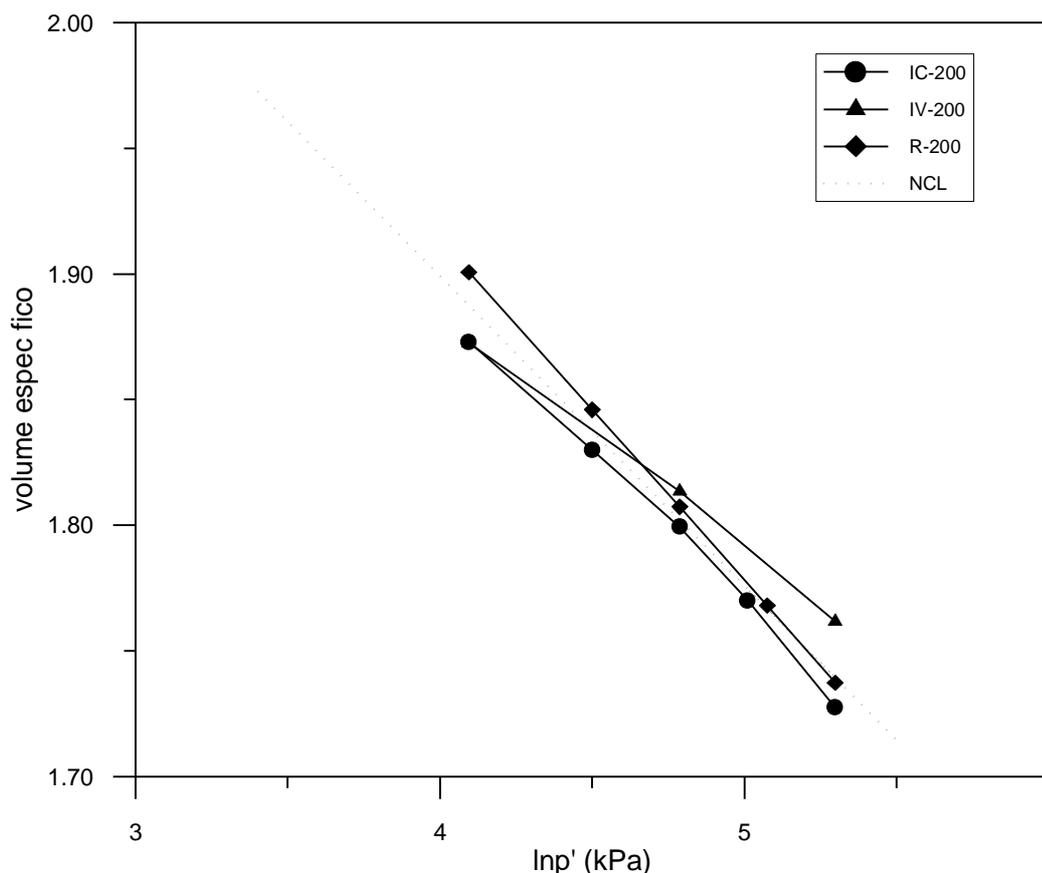


Figura 4-21: NCL definida pelos ensaios de compressão isotrópica e estágio de compressão isotrópica (fase de consolidação) dos ensaios triaxiais IC-200, IV-200 e R-200.

4.3 Ensaios de compressão confinada

Conforme citado anteriormente, foram realizados 3 conjuntos de ensaios de compressão confinada no solo residual de gnaiss. Um conjunto de ensaios era composto por quatro corpos de prova, sendo três indeformados (IC, IV e IH) e um reconstituído com volume específico de moldagem similar ao volume específico inicial das amostras indeformadas. Estes ensaios foram realizados com estágios de carregamento de 24 horas. Um conjunto de ensaios idêntico ao anterior, porém com estágios de carga de 1 hora, também foi realizado. Finalmente, um conjunto adicional de ensaios foi realizado com amostras reconstituídas a diferentes volumes específicos iniciais. Este conjunto compreendeu um corpo de prova moldado com o teor de umidade próximo ao limite de liquidez, outro moldado no menor

volume específico atingido com moldagem manual e três corpos de prova com volumes específicos iniciais intermediários. A Tabela 4-5 apresenta as características iniciais de todos os corpos de prova ensaiados.

4.3.1 Ensaios de compressão confinada com estágio de carga de 24h

A partir da realização dos ensaios de compressão confinada com tempo de carga de 24 horas percebeu-se que o tempo necessário para que fosse atingido o adensamento primário era muito pequeno (Figura 4-22). Após, o corpo de prova entrava em adensamento secundário, descrito pelo coeficiente de adensamento secundário C_{ae} (Equação 4-5). Na Figura 4-22 o valor da altura inicial do corpo de prova foi inserido no gráfico para o tempo igual a 0,01 minutos apenas para ilustrar o comportamento do solo. O estágio de carregamento apresentado na figura é referente à tensão vertical de 1920kPa. Esta tensão foi mantida, excepcionalmente neste ensaio, para estudo das deformações a carga constante, por um período de 11.500 minutos (~8 dias).

$$C_{ae} = \frac{\Delta e}{\Delta \log t} \quad \text{Equação 4-5}$$

A Figura 4-23 apresenta as curvas de volume específico ($1+e$) versus tensão vertical para os ensaios de compressão confinada com estágios de carga de 24 horas. A Tabela 4-6 apresenta os resultados destes ensaios. O índice de compressão apresentado na tabela foi calculado pela Equação 4-6, aplicada ao trecho retilíneo das curvas de volume específico versus tensão vertical.

$$C_c = \frac{\Delta n}{\Delta \log \sigma'_v} \quad \text{Equação 4-6}$$

Os volumes específicos iniciais dos corpos de prova são apresentados na Tabela 4-5. O ensaio IH, que possui o maior volume específico inicial, apresenta pouca curvatura na curva de

compressão, mostrando uma pequena inflexão para uma tensão vertical de 40kPa. Os ensaios IC, IV e R apresentam uma inflexão da curva mais acentuada a tensões verticais de 75kPa, 120kPa e 90kPa respectivamente. Depois de ultrapassado este ponto de inflexão, todos os ensaios entram em um trecho retilíneo no plano volume específico versus logaritmo da tensão vertical, definindo retas aproximadamente paralelas. O paralelismo entre estas retas pode ser verificado tanto na Figura 4-23 como na Tabela 4-6 através da comparação dos índices de compressão calculados.

Tabela 4-5: Nomenclatura e características dos corpos de prova ensaiados à compressão confinada.

Amostra	Orientação da estratificação	α (°)	Nomenclatura	v_0	γ_t (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)
Indeformada	De campo	55	IC-24h	1,928	16,06	13,62
Indeformada	Horizontal	90	IH-24h	2,116	14,71	12,40
Indeformada	Vertical	0	IV-24h	2,011	15,81	13,05
Reconstituída	-	-	R-24h	1,984	15,03	13,23
Indeformada	De campo	55	IC-1h	1,971	16,28	13,32
Indeformada	Horizontal	90	IH-1h	2,024	15,90	12,97
Indeformada	Vertical	0	IV-1h	2,100	15,67	12,50
Reconstituída	-	-	R-1h	1,996	14,95	13,15
Reconstituída	-	-	R-1,756	1,756	17,00	14,95
Reconstituída	-	-	R-1,797	1,797	16,61	14,61
Reconstituída	-	-	R-2,201	2,201	14,82	13,04
Reconstituída	-	-	R-2,107	2,107	14,16	12,46
Reconstituída	-	-	R-LL1	2,247	16,86	11,68
Reconstituída	-	-	R-LL2	2,347	17,05	11,19
Reconstituída	-	-	R-2,700	2,700	10,75	9,72

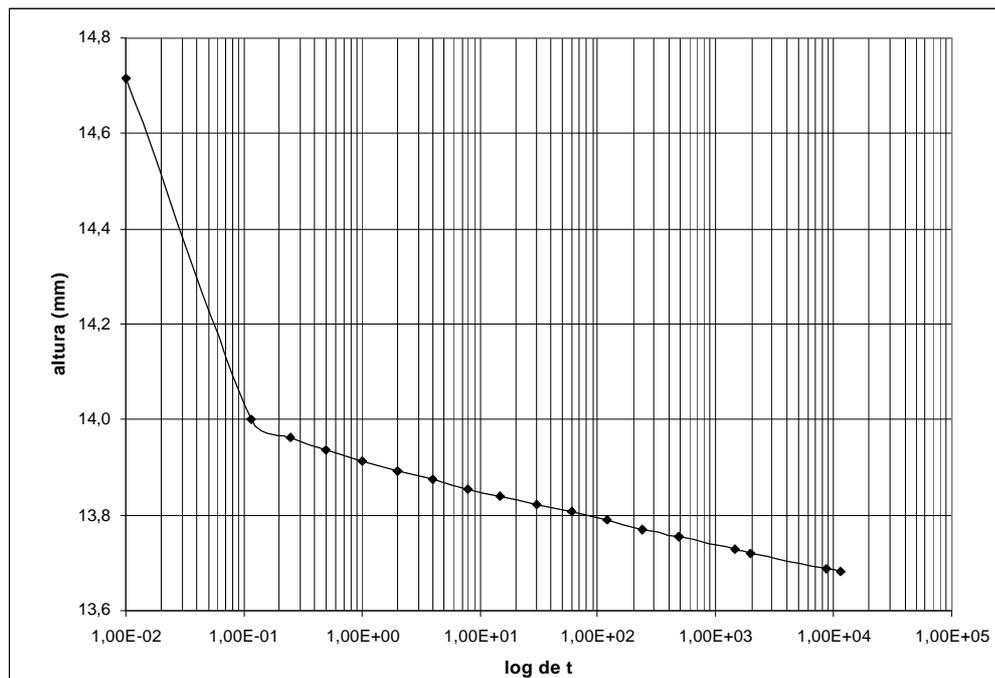


Figura 4-22: Curva de recalque versus logaritmo do tempo para o ensaio IC-24h ($\sigma'_v=1920\text{kPa}$).

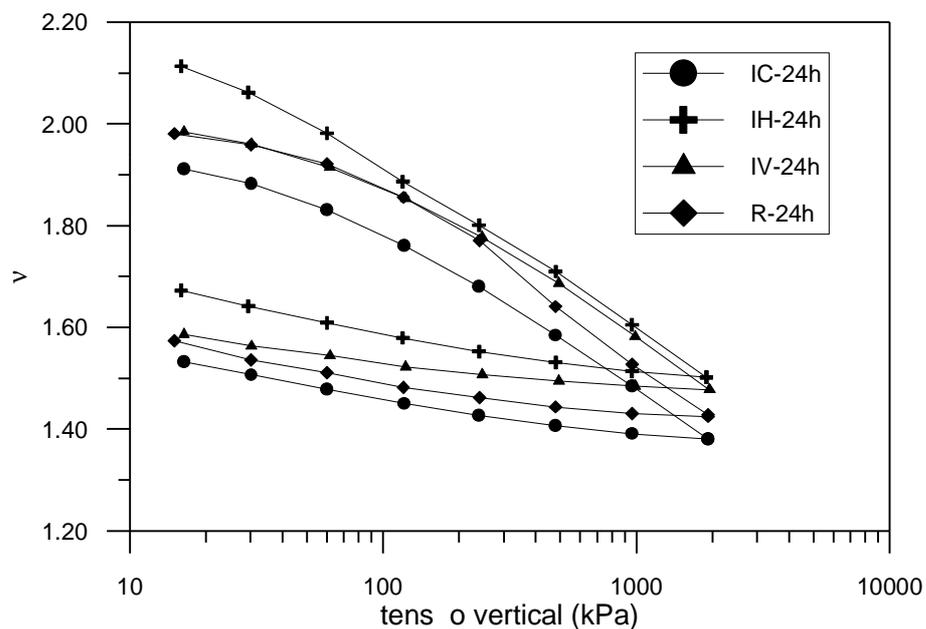


Figura 4-23: Curvas de tensão vertical versus volume específico para os ensaios de compressão confinada com estágios de carga de 24h.

Tabela 4-6: Resultados dos ensaios de compressão confinada com estágio de carregamento de 24h.

	Tensão vertical (kPa)	IC-24h	IH-24h	IV-24h	R-24h
$C_{\alpha\epsilon} (\times 10^{-3})$	30	1,680	2,540	1,323	1,086
	60	1,994	2,615	1,744	1,449
	120	2,164	2,928	2,017	2,170
	240	2,702	3,117	2,412	2,733
	480	2,972	2,668	2,559	2,792
	960	2,874	2,873	3,270	3,053
	1920	2,966	3,073	2,996	1,709
C_c		0,339	0,349	0,351	0,354

4.3.2 Ensaios de compressão confinada com estágios de carga de 1h

Os resultados dos ensaios de compressão confinada com estágios de carga de 1h são apresentados na Figura 4-24 e na Tabela 4-7. O índice de compressão foi calculado através da Equação 4-6, aplicada ao trecho retilíneo das curvas de volume específico versus tensão vertical.

Os volumes específicos iniciais dos corpos de prova ensaiados são apresentados na Tabela 4-5. Assim como nos ensaios com estágio de 24h, o ensaio IH-1h é o que apresenta a menor curvatura na curva de compressão, mostrando uma pequena inflexão a uma tensão vertical de 80kPa, similarmente ao ensaio IC-1h. Da mesma forma que nos ensaios com estágio de carregamento de 24h, depois desta inflexão na curva de compressão os ensaios seguiram uma trajetória retilínea no plano volume específico versus logaritmo da tensão vertical, definindo retas aproximadamente paralelas. Como antes este paralelismo pode ser verificado tanto na Figura 4-24 como na Tabela 4-7 através da comparação dos índices de compressão calculados.

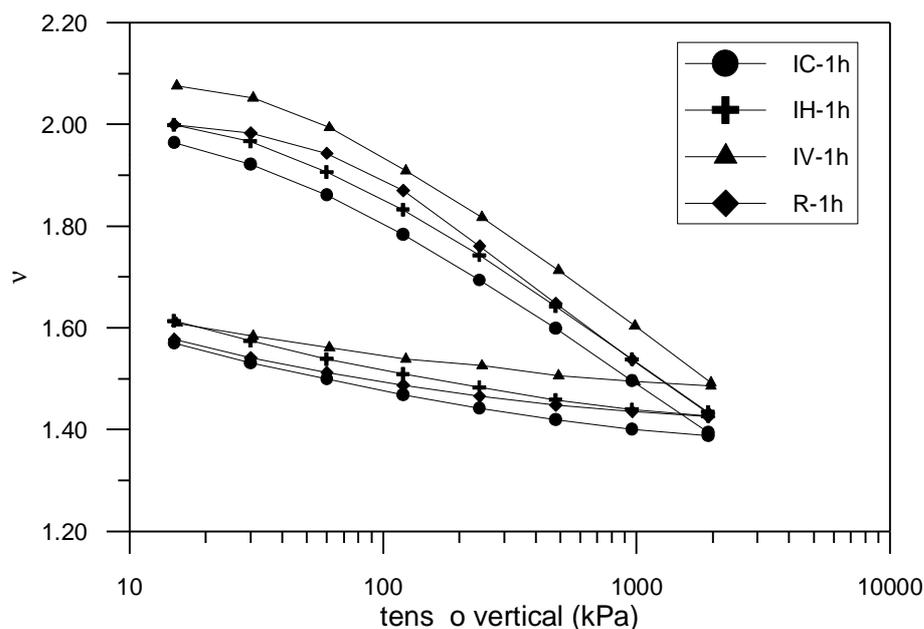


Figura 4-24: Curvas de tensão vertical versus volume específico para os ensaios de compressão confinada com estágios de carga de 1 hora.

Tabela 4-7: Resultados dos ensaios de compressão confinada com estágios de carregamento de 1 hora.

	IC-1h	IH-1h	IV-1h	R-1h
C_c	0,331	0,341	0,360	0,357

4.3.3 Ensaios em amostras reconstituídas com diferentes volumes específicos iniciais

Os ensaios de compressão confinada, com corpos de prova reconstituídos a diferentes volumes específicos iniciais, foram realizados com a finalidade de verificar se o paralelismo encontrado nas curvas de compressão dos corpos de prova indeformados talhados com diferentes direções do bandamento micáceo era devido ao volume específico inicial. Os ensaios de compressão confinada com diferentes volumes específicos iniciais foram executados com estágios de carga de 1 hora.

As características iniciais, bem como a nomenclatura, dos corpos de prova ensaiados são apresentados na Tabela 4-5. As curvas de compressão confinada são apresentadas na Figura

4-25 e os valores de índice de compressão calculados são apresentados na Tabela 4-8. Com exceção dos ensaios R-LL1 e R-2,700, os ensaios com diferentes volumes específicos iniciais tendem a convergir para uma única linha de compressão. O ensaio R-LL2 seguiu os mesmos procedimentos de moldagem do ensaio R-LL1 (ambos os corpos de prova foram moldados com teor de umidade próximo ao limite de liquidez). Entretanto, os resultados são bastante distintos, resultando em duas curvas aproximadamente paralelas; a diferença entre estas duas curvas é aproximadamente constante durante os ensaios. Uma razão para esta diferença pode ser um erro de ensaio, uma variação da altura do corpo de prova no procedimento de montagem do ensaio que não foi registrada (o ajuste do defletômetro é demorado, por exemplo). A verificação do índice de vazios ao final do ensaio não tem a mesma validade da realizada nos ensaios de compressão isotrópica, pois foi realizado o descarregamento completo do corpo de prova antes de retirada da água da câmara do equipamento, o que favorece um incremento no volume específico ao final do ensaio. A mesma hipótese é admitida para o ensaio R-2,700 que, embora tenha sido moldado com um teor de umidade de aproximadamente 12%, foi moldado numa condição extremamente fofa. Logo os ensaios R-LL1 e R-2,700 foram desconsiderados na análise dos resultados.

As curvas de descarga dos ensaios R-LL1 e R-2,700 foram removidas da Figura 4-25 para melhor apresentação. Entretanto estas curvas são paralelas às demais curvas de descarga.

O ensaio R-1,797 e R-1,705 tiveram seu início no segundo estágio de carga devido à necessidade de contenção da expansão do corpo de prova no momento da inundação.

Admitindo-se que a posição no plano de volume específico versus tensão vertical dos ensaios R-LL1 e R-2,700 não é correta, é possível verificar na Figura 4-25 que a linha de compressão é pouco dependente do volume específico inicial. Para os ensaios moldados próximo ao limite de liquidez o índice de compressão é 0,32. Para os ensaios moldados com teor de umidade de aproximadamente 12% o índice de compressão varia entre 0,329, para ensaios com menor volume específico inicial, a 0,367, para ensaios com maior volume específico inicial.

Tabela 4-8: Resultados dos ensaios de compressão confinada com diferentes volumes específicos iniciais.

	R-LL1	R-LL2	R-2,700	R-2,201	R-2,107	R-1,797	R-1,705
C_c	0,3214	0,3199	0,3648	0,3668	0,3578	0,3395	0,3309

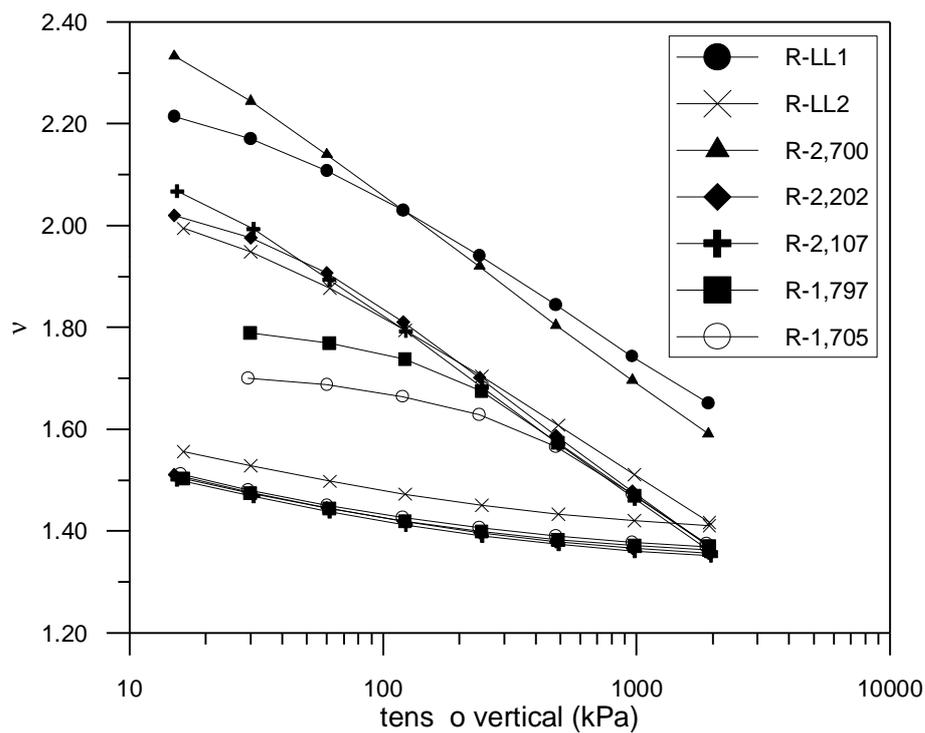


Figura 4-25: Curvas de compressão dos ensaios de compressão confinada para diferentes volumes específicos iniciais.

5 Discussão dos resultados

5.1 Compressibilidade

Conforme apresentado nas Seções 4.3.1 e 4.3.2, as curvas de compressão nos ensaios de compressão confinada, para diferentes orientações de talhagem dos corpos de prova, são aproximadamente paralelas. A Figura 5-1 apresenta as curvas de compressão confinada para os estágios de carga de 1h e as curvas de compressão confinada correspondentes às leituras de 1h nos ensaios com estágios de carga de 24h, cuja legenda é formada pela nomenclatura inicial do ensaio seguida por 24h-1h. O ensaio R-1h também foi inserido na figura como referência. Nesta figura percebe-se que, para dois corpos de prova distintos com uma mesma orientação de talhagem, ocorre uma convergência para uma única reta. As retas para cada orientação de talhagem são aproximadamente paralelas.

Realizando ensaios de compressão confinada com amostras reconstituídas a diferentes volumes específicos iniciais, descritos na seção 4.3.3, verificou-se que a curva de compressão não parece ser afetada pelo volume específico inicial, ocorrendo geralmente a convergência dos ensaios aproximadamente para uma única curva de compressão (Figura 4-25).

Isto implica que para o solo residual de gnaissé estudado, o valor de λ independe da orientação do bandamento micáceo e da condição da amostra, indeformada ou reconstituída. Entretanto, o valor de N está relacionado à orientação do bandamento micáceo. Logo, a equação da NCL obtida através de ensaios em amostras reconstituídas representa a inclinação da NCL, entretanto não expressa precisamente a sua posição no plano $n:lnp'$.

A faixa de variação do índice de compressão calculado nesta dissertação foi de $0,326 = C_c = 0,367$. Estes valores se enquadram na faixa de variação da equação proposta por Vargas (1974) re-apresentada por Sandroni (1991), que relaciona o índice de compressão com o limite de liquidez de solos residuais de gnaissé (ver Capítulo 2).

A Figura 5-2 apresenta a NCL obtida através dos ensaios de compressão isotrópica, os resultados dos ensaios da fase de compressão isotrópica dos ensaios triaxiais (ensaios IC, IV e R) e, para fins de comparação qualitativa, os resultados dos ensaios de compressão confinada (ensaios IC-1h, IV-1h, IH-1h e R-1h). Os resultados dos ensaios de compressão confinada foram inseridos no gráfico utilizando a tensão vertical, uma vez que o valor da tensão horizontal não é medida nos ensaios de compressão confinada do LMS-UFRGS, enquanto que os resultados dos ensaios de compressão isotrópica foram inseridos no gráfico com o valor da tensão isotrópica. Segundo Atkinson e Bransby (1978) a relação entre I e C_c , se o valor de K_0 for constante durante o ensaio de compressão confinada, é $C_c=2,303I$ (Capítulo 2). Para os ensaios realizados a relação encontrada foi $C_c=(2,644 \text{ a } 2,991)I$.

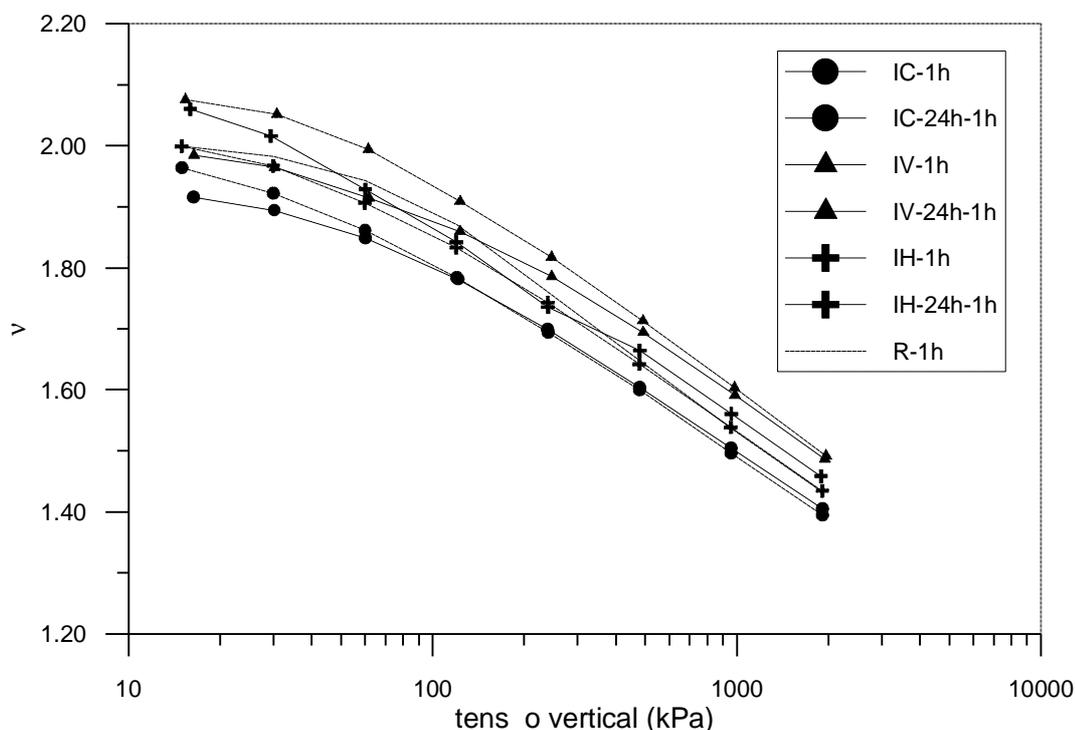


Figura 5-1: Curvas de compressão confinada para os ensaios com estágios de carga de 1h e para as leituras de 1h realizadas nos ensaios com estágios de carga de 24 horas.

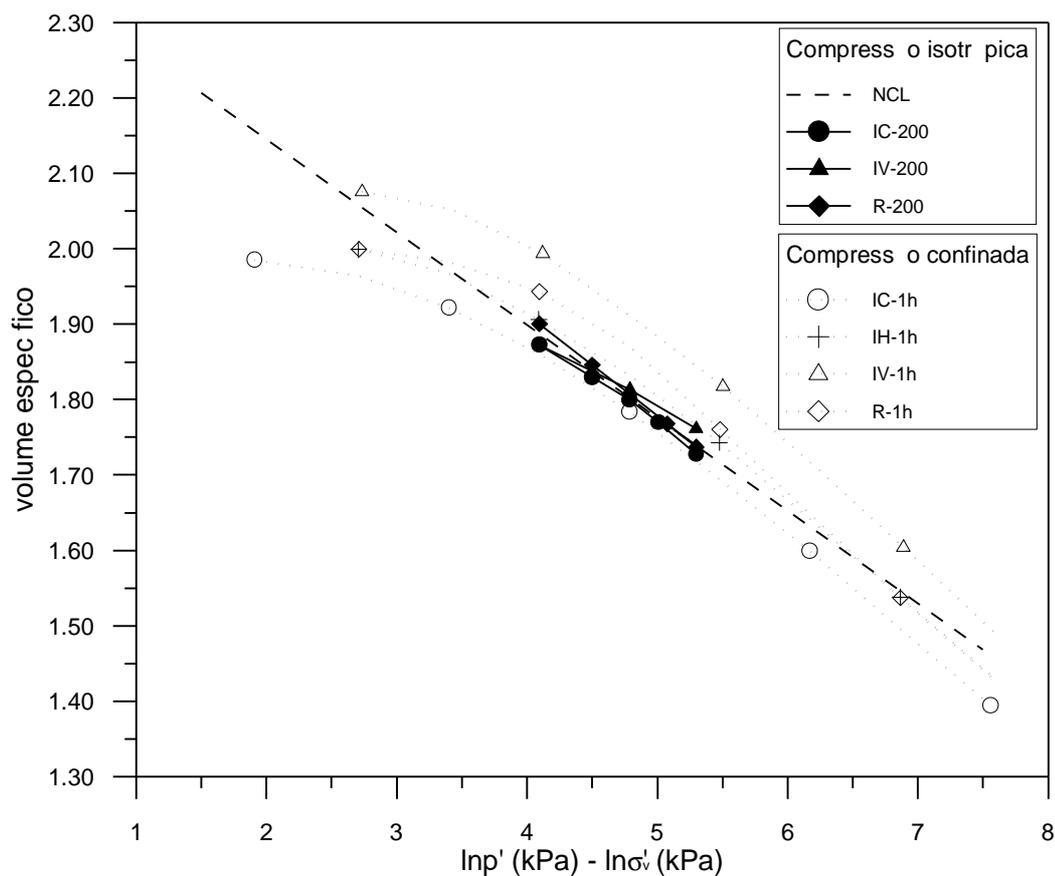


Figura 5-2: NCL definida através de ensaios de compressão isotrópica e resultados de ensaios de compressão confinada no plano $n: \ln p' - \ln \sigma'_v$.

5.2 Resistência ao cisalhamento

O solo residual de gnaiss estudado nesta dissertação apresenta anisotropia de resistência ao cisalhamento. Esta anisotropia pode ser constatada pela diferença dos parâmetros de resistência ao cisalhamento para cada orientação (α) entre o bandamento micáceo e a geratriz do pistão do equipamento triaxial. Estes parâmetros foram apresentados na Tabela 4-2 e na Figura 4-17. Nas Figura 5-3 até Figura 5-6 são apresentadas as curvas $q:e_a$ e $e_v:e_a$ para cada orientação de talhagem dos corpos de prova ensaiados com a mesma tensão confinante efetiva (a escala varia de acordo com a tensão efetiva do ensaio).

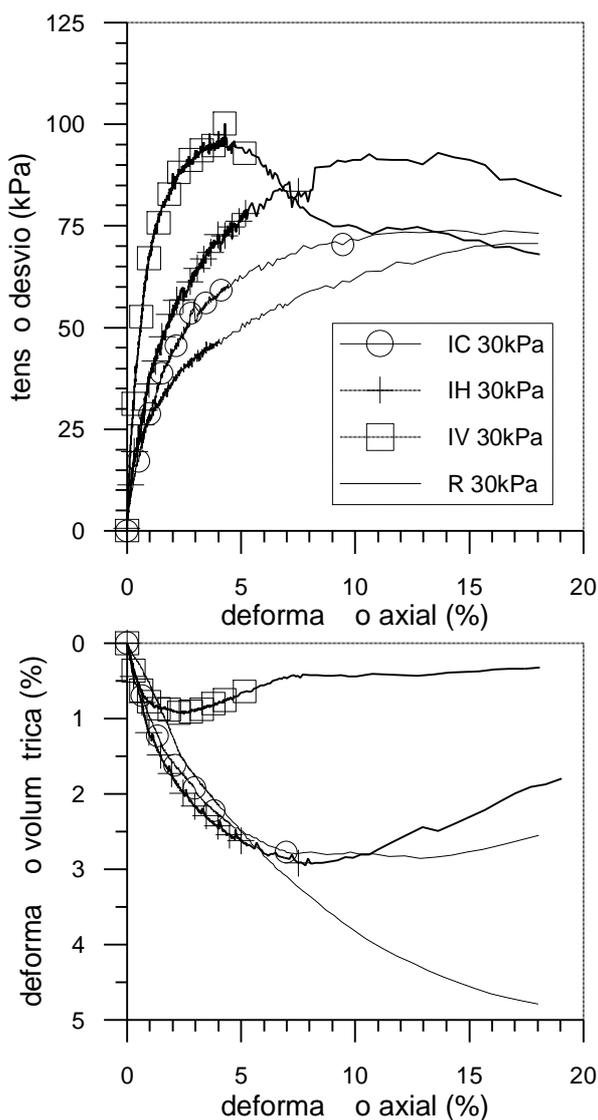


Figura 5-3: Curvas $q:e_a$ e $e_v:e_a$ para a tensão confinante efetiva de 30kPa.

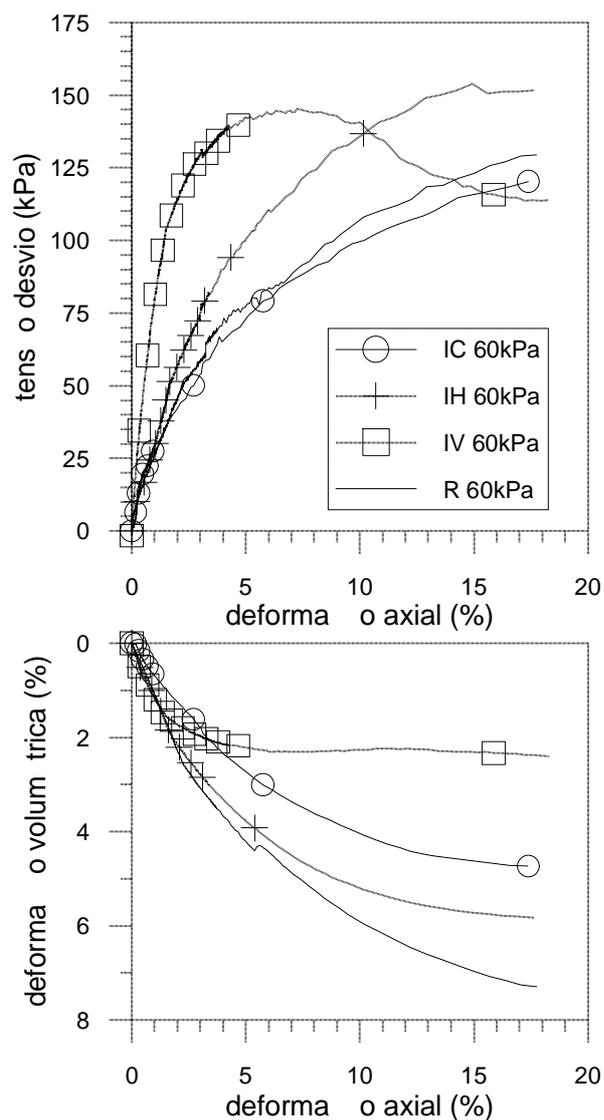


Figura 5-4: Curvas $q:e_a$ e $e_v:e_a$ para a tensão confinante efetiva de 60kPa.

Para tensões confinantes baixas (30kPa), todos os corpos de prova indeformados apresentam inicialmente deformação volumétrica de contração e, depois de atingida a máxima tensão cisalhante, deformação volumétrica de expansão, sendo que apenas o corpo de prova IV apresenta pico de tensão cisalhante bem definido. O corpo de prova R apresenta a tendência de tensão cisalhante crescente com a deformação axial, enquanto que os corpos de prova indeformados apresentam tendência de queda de tensão cisalhante a partir de um valor máximo. Para esta tensão confinante efetiva baixa o comportamento do solo residual de gnaise indeformado, assemelha-se ao de amostras levemente pré-adensadas (ou pouco

compactas). Entretanto, este comportamento não pode ser justificado pelo volume específico inicial, uma vez que a amostra reconstituída (que apresentava um volume específico inicial inferior ao das amostras indeformadas) apresenta comportamento de solo normalmente adensado (fofo). O comportamento dos corpos de prova indeformados mostra a influência do arranjo dos grãos e da micro-estrutura do solo residual de gnaiss.

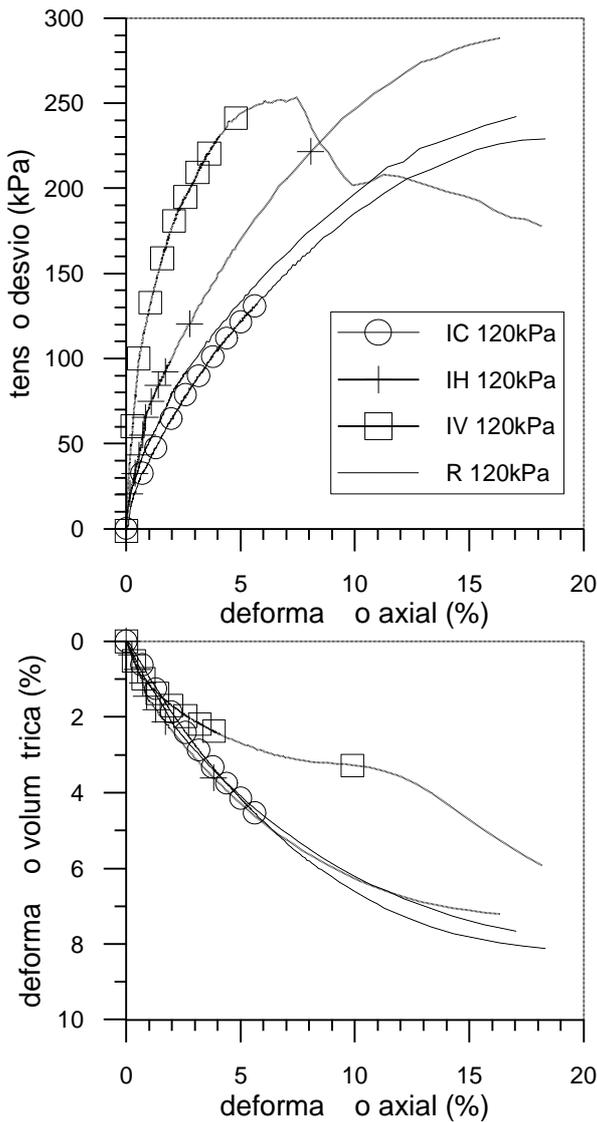


Figura 5-5: Curvas $q:\epsilon_a$ e $e_v:e_a$ para a tensão confinante efetiva de 120kPa.

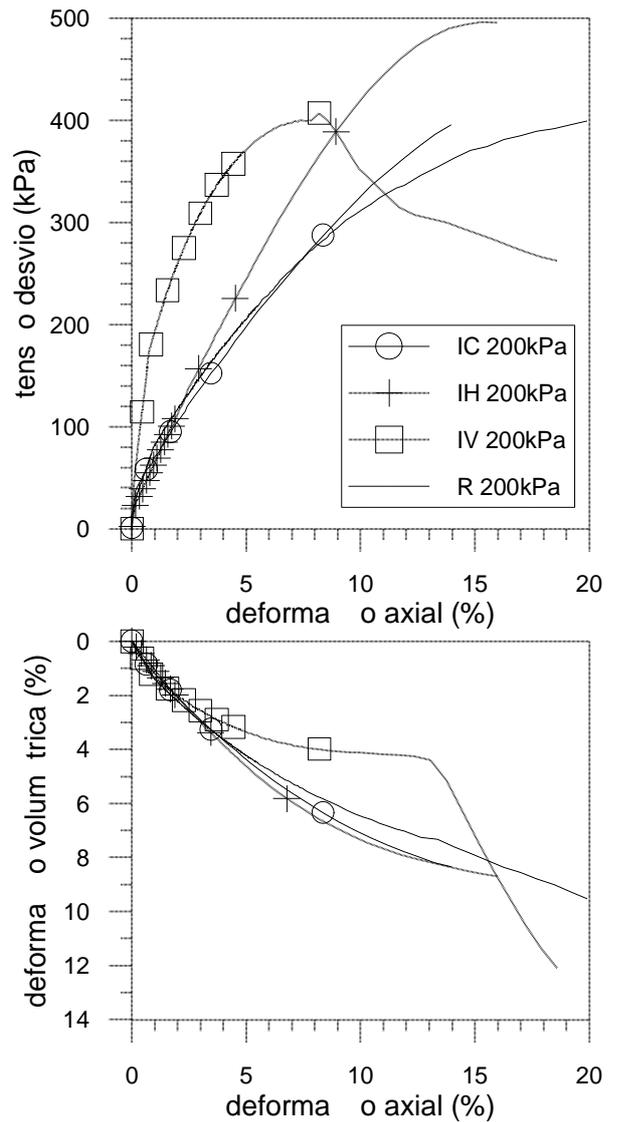


Figura 5-6: Curvas $q:\epsilon_a$ e $e_v:e_a$ para a tensão confinante efetiva de 200kPa.

À medida que a tensão confinante efetiva aumenta, a tendência de expansão dos corpos de prova indeformados desaparece. Na tensão confinante efetiva de 60kPa, apenas o corpo de prova IV apresenta uma pequena expansão próxima à deformação axial da máxima tensão cisalhante; o corpo de prova IH tem uma deformação volumétrica similar ao corpo de prova R e o corpo de prova IC apresenta uma curva de deformação volumétrica intermediária entre as curvas de deformação volumétrica dos ensaios IH e IV. O único corpo de prova que apresenta pico de tensão cisalhante é o corpo de prova IV, os corpos de prova IC, IH e R apresentam comportamento do tipo enrijecimento (solo normalmente adensado ou fofo), sendo que o corpo de prova IC atinge tensões cisalhantes inferiores às do corpo de prova R.

Para as tensões confinantes efetivas de 120kPa e 200kPa, os corpos de prova indeformados IC e IH apresentam curvas de deformação volumétrica muito similares à do corpo de prova reconstituído, sendo que estes corpos de prova apresentam comportamento de enrijecimento. O corpo de prova IC atinge tensões cisalhantes inferiores ao corpo de prova R para a tensão confinante efetiva de 120kPa e similares ao corpo de prova R para tensão a confinante efetiva de 200kPa. O corpo de prova IV apresenta pico de tensão cisalhante para as duas tensões confinantes efetivas, sem apresentar deformação volumétrica de expansão, e sim uma variação volumétrica acentuada de contração a partir de uma deformação axial da ordem de 13%. Esta variação volumétrica indica a ocorrência de um colapso na estrutura do solo nesta orientação. Entretanto, com a distorção ocorrida nestes corpos de prova, não é possível definir ao certo o quanto os valores medidos representam, de fato, o comportamento do solo.

Como resultado deste comportamento, dependente da orientação do bandamento micáceo em relação a direção de aplicação da tensão principal efetiva maior, tem-se as diferentes envoltórias de resistência ao cisalhamento apresentadas na Figura 4-17. Estas resultaram nos parâmetros de resistência ao cisalhamento apresentados na Tabela 4-2.

Quanto à estrutura do solo residual de gnaiss, caracterizada pelo bandamento, pode-se distinguir dois materiais distintos finamente laminados e alternados: (i) uma porção composta por grãos micáceos (lamelares, de biotita) que se encontram inicialmente alinhados com o bandamento e que, ao serem solicitados ao cisalhamento, apresentam a tendência de se realinharem segundo a direção do plano de cisalhamento, gerando, portanto, a redução da resistência ao cisalhamento e (ii) uma porção composta por grãos de quartzo e feldspato que,

quando solicitados ao cisalhamento, tendem a movimentar-se uns sobre os outros ou a quebrar, dependendo do tamanho dos grãos e das tensões aplicadas. Desta forma, a compreensão do comportamento do solo residual de gnaiss se dá a partir da estrutura, como segue:

(i) Os ensaios IC compreendem a única orientação de talhagem dos corpos de prova, dentre as estudadas, que possibilita o alinhamento da zona de cisalhamento diretamente com os grãos de biotita (bandamento micáceo). Isto justifica os parâmetros de resistência ao cisalhamento inferiores aos obtidos com amostras reconstituídas, pois nas amostras reconstituídas existe uma disposição aleatória dos grãos de biotita (que, neste caso, não têm alinhamento preferencial) com os grãos de quartzo e feldspato.

(ii) Os ensaios IV apresentam maior rigidez inicial pela solicitação imediata dos níveis de quartzo e feldspato. O pico de resistência ao cisalhamento ocorre quando a tensão desvio atinge a tensão limite da estrutura dos níveis quartzo-feldspato.

(iii) Os ensaios IH apresentam níveis de rigidez iniciais inferiores aos dos ensaios IV, entretanto atingem maiores tensões cisalhantes para grandes deformações. Nos ensaios IH as deformações axiais iniciais ocorrem principalmente nos níveis micáceos, por serem os mais deformáveis; entretanto, como o carregamento é perpendicular ao bandamento não ocorre o alinhamento dos grãos de biotita. Quando as deformações axiais aumentam, formam-se planos de ruptura que mobilizam os diferentes bandamentos, levando ao enrijecimento com as deformações (“*strain-hardening*”).

A Figura 5-7 apresenta as envoltórias de resistência ao cisalhamento no plano $s':t$ obtidas nesta dissertação, as envoltórias obtidas através de ensaios de cisalhamento direto por Bernardes (2003), a envoltória preliminar do projeto da estrutura de solo grampeado da III Perimetral (Azambuja, 2001), as envoltórias obtidas através de retro-análises nas escavações da III Perimetral (Azambuja, 2001) e a envoltória final de projeto para o dimensionamento da estrutura de solo grampeado da III Perimetral, também apresentada por Azambuja (2001). Os parâmetros de resistência ao cisalhamento referentes às envoltórias da Figura 5-7 encontram-se na Tabela 5-1. O limite superior das envoltórias de resistência ao cisalhamento dos ensaios de cisalhamento direto é referente aos ensaios com o bandamento micáceo perpendicular ao plano de cisalhamento e o limite inferior é referente aos ensaios com o bandamento micáceo

paralelo ao plano de cisalhamento, sendo este último inferior aos ensaios de cisalhamento com amostras reconstituídas (Bernardes, 2003).

O ângulo de atrito interno obtido das correlações com ensaio de cone por Azambuja (2001) no projeto preliminar da estrutura de solo grampeado da III Perimetral é muito próximo ao ângulo de atrito interno obtido nos ensaios triaxiais IH, havendo uma grande diferença no valor de coesão efetiva. O intervalo de envoltórias obtido por Azambuja (2001) através de retro-análises de rupturas induzidas no local situa-se abaixo das envoltórias de pico desta dissertação e abaixo do intervalo de envoltórias obtido por Bernardes (2003). Azambuja (2001) cita que havia descontinuidades preenchidas com material argiloso, no solo residual de gnaiss, que acabavam por comandar o comportamento do maciço nas rupturas induzidas (retro-análises). Coincidentemente, a envoltória de resistência ao cisalhamento obtida para os ensaios triaxiais IV a grandes deformações situa-se centrada no intervalo de envoltórias obtidas nas retro-análises.

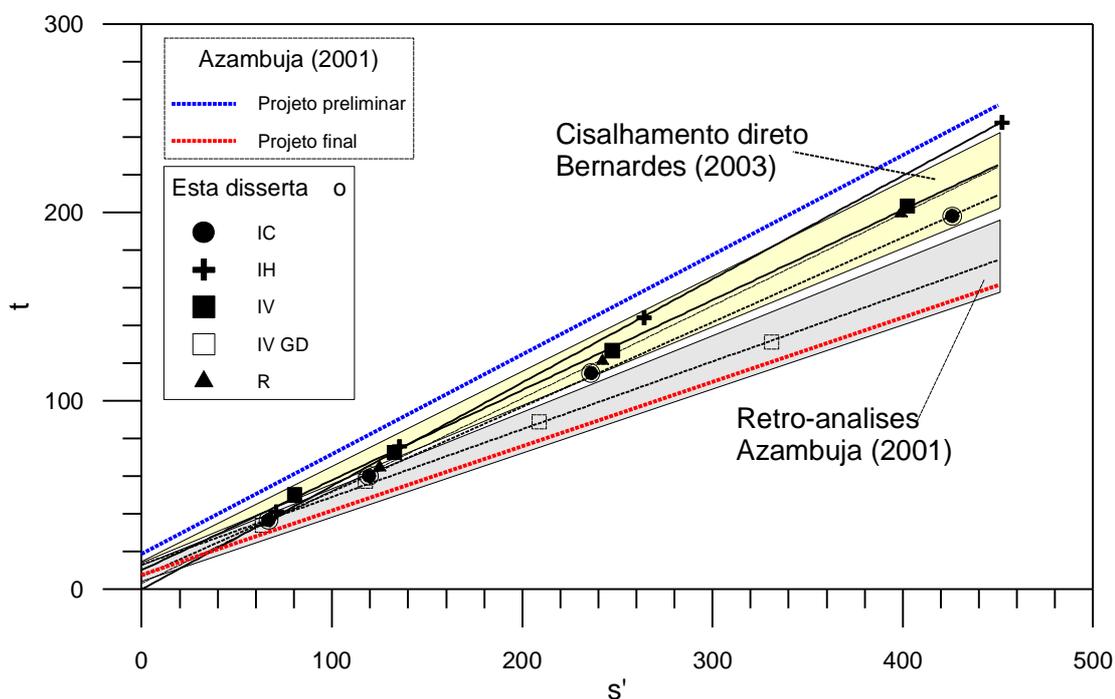


Figura 5-7: Envoltórias de resistência ao cisalhamento para o solo residual de gnaiss.

A Figura 5-8 apresenta a NCL, obtida através dos ensaios de compressão isotrópica com amostras reconstituídas, e a fase de cisalhamento dos ensaios triaxiais realizados nesta dissertação no plano $n:p'$. O ensaio IC referente à tensão confinante efetiva de 200kPa é o ensaio IC-200*. Com exceção do ensaio R-30, todos os corpos de prova IC, IH e R tendem a se aproximar de uma linha curva aproximadamente paralela à NCL, que seria a CSL do solo residual de gnaiss. Os ensaios IV apresentam pouca variação do volume específico na fase de cisalhamento até ser atingido um ponto onde ocorre uma grande queda do volume específico. Infelizmente há dúvidas se os pontos finais dos ensaios IV estejam corretos, devido às grandes distorções sofridas pelos corpos de prova IV (Figura 4-9). Entretanto, estes pontos se encontram praticamente alinhados com os pontos finais dos demais ensaios.

Tabela 5-1: Parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo residual de gnaiss.

Orientação do bandamento	α	Amostra	Ensaio	c' (kPa)	ϕ'	Referência
De campo	55	Indeformada	Triaxial IC	7.73	26.72	Esta dissertação
Horizontal	90	Indeformada	Triaxial IH	2.79	32.78	Esta dissertação
Vertical	0	Indeformada	Triaxial IV	11.55	28.55	Esta dissertação
Vertical	0	Indeformada	Triaxial IV GD	14.03	21.06	Esta dissertação
-	-	R	Triaxial R	3.62	29.41	Esta dissertação
Perpendicular ao plano de cisalhamento		Indeformada	Cisalhamento direto	16,4	30,4	Bernardes (2003)
Paralelo ao plano de cisalhamento		Indeformada	Cisalhamento direto	15,1	24,8	Bernardes (2003)
Retro-análises				4,5-14	20-24	Azambuja (2001)
Cone – correlações (projeto preliminar)				22	32	Azambuja (2001)
Parâmetros adotados no dimensionamento final (SRGPA)				8	20	Azambuja (2001)

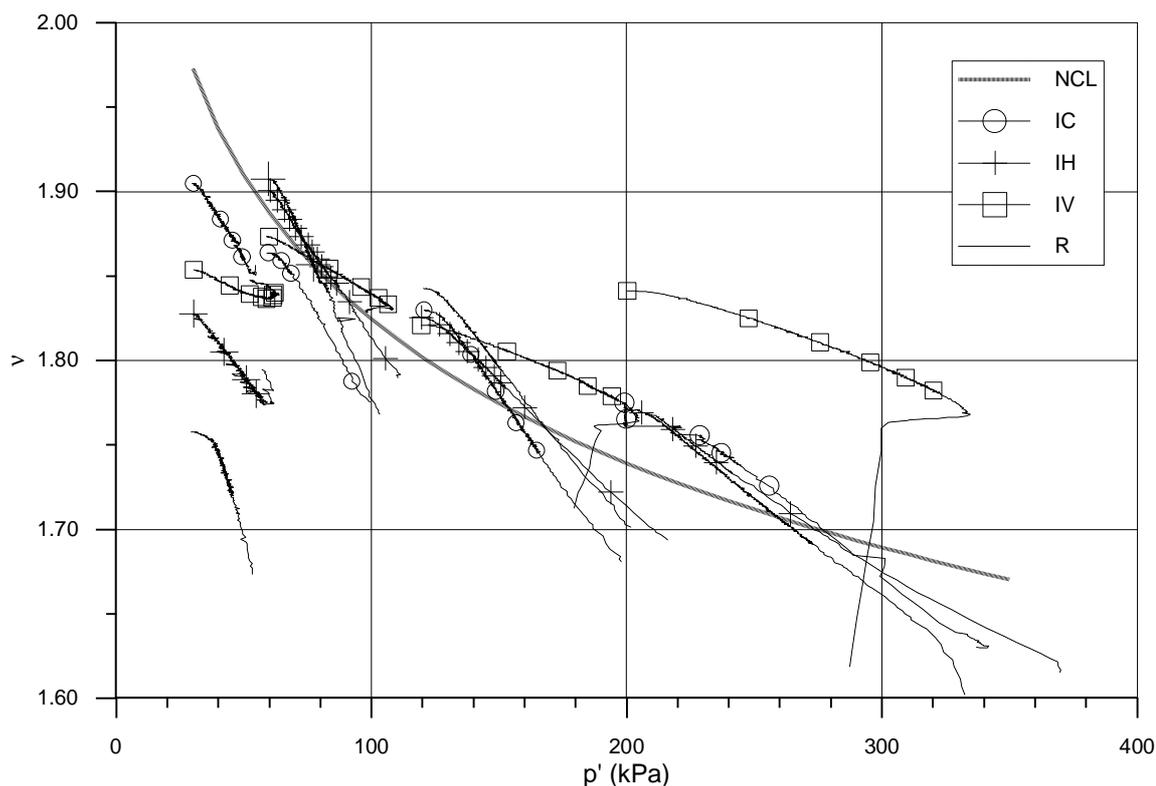


Figura 5-8: NCL e fase de cisalhamento dos ensaios triaxiais no plano $n:p'$.

5.3 Deformabilidade

O solo residual de gnaissé estudado apresenta acentuada anisotropia de deformabilidade. Esta anisotropia é mais claramente observada na análise das curvas de variação do módulo de deformabilidade com a deformação axial para diferentes valores de α , que é o ângulo formado entre o bandamento micáceo e a geratriz do pistão do ensaio triaxial (IC – $\alpha=55^\circ$; IH – $\alpha=90^\circ$; IV – $\alpha=0^\circ$).

Da Figura 5-9 até a Figura 5-12 são apresentadas as curvas de variação do módulo de deformabilidade com a deformação axial para todos os ensaios realizados. Os gráficos utilizaram as mesmas dimensões e escalas, para comparação.

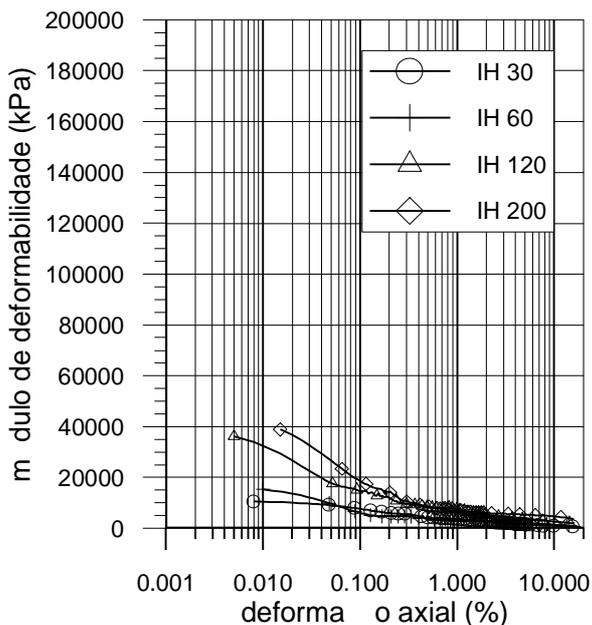


Figura 5-9: Curvas de variação do módulo secante com a deformação axial para os ensaios IH.

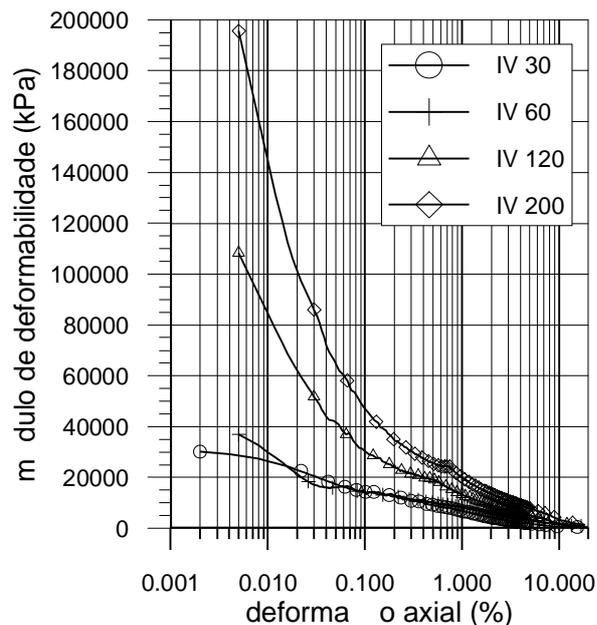


Figura 5-11: Curvas de variação do módulo secante com a deformação axial para os ensaios IV.

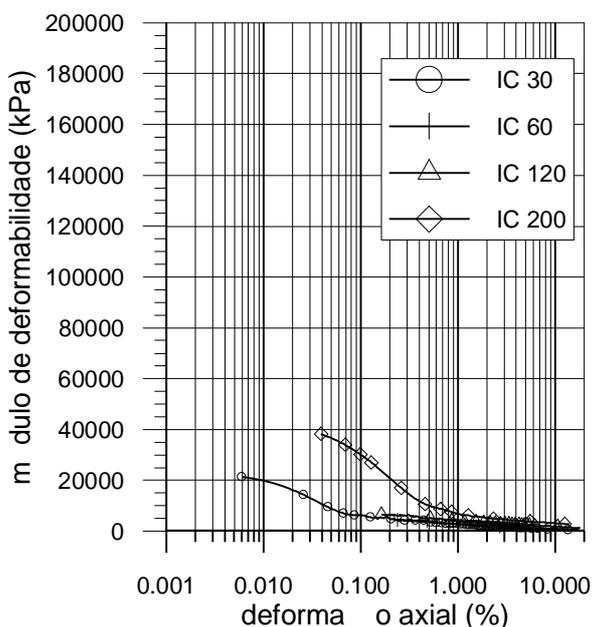


Figura 5-10: Curvas de variação do módulo secante com a deformação axial para os ensaios IC.

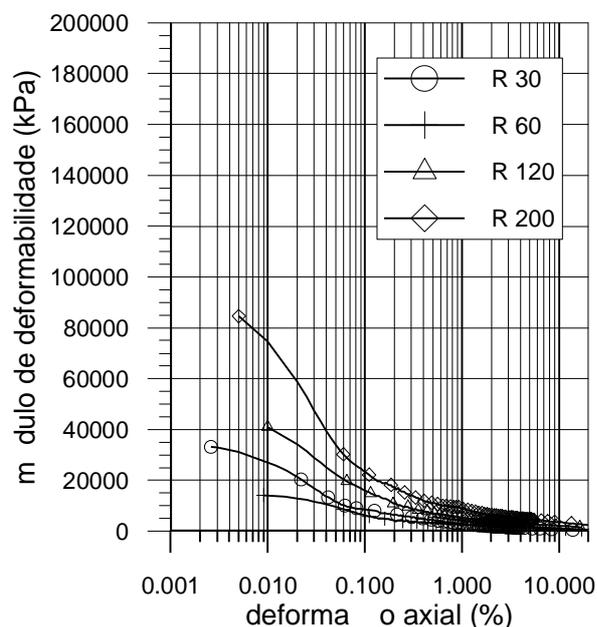


Figura 5-12: Curvas de variação do módulo secante com a deformação axial para os ensaios R.

A análise destas curvas (Figura 5-9 a Figura 5-12) corrobora a interpretação de comportamento descrita na seção anterior, sugerindo que a estrutura dos bandamentos micáceos seja bem menos resistente em comparação à estrutura das bandas de quartzo-feldspato. Isto reflete na medição de módulos de deformabilidade inferiores quando os níveis micáceos são solicitados no início do ensaio (IH, IC).

Sandroni (1981) apresenta módulos de deformabilidade entre 10MPa e 40MPa para diversas trajetórias de tensões efetivas em ensaios triaxiais realizados em solos residuais de gnaisse, módulos entre 40MPa e 80MPa para ensaios pressiométricos e módulos entre 47MPa e 84MPa para ensaios de placa, nestes mesmos solos. Os valores de módulos de deformabilidade para pequenas deformações, apresentados nesta dissertação, para os ensaios IC e IH se encontram dentro da faixa de variação encontrada pelo referido autor através de ensaios triaxiais. Entretanto os módulos obtidos a partir dos ensaios IV, para tensões confinantes efetivas superiores a 120kPa, superam todas as faixas de módulos apresentadas por Sandroni (1981). Através dos ensaios realizados não foi possível a identificação das superfícies de plastificação Y_1 , Y_2 e Y_3 revisadas no Capítulo 2.

Da Figura 5-13 até Figura 5-16 é apresentada, para diferentes deformações axiais, a influência da tensão confinante efetiva nos valores de módulo de deformabilidade. Independente da direção de talhagem dos corpos de prova indeformados, para os níveis de deformação estudados, um aumento da tensão confinante efetiva do ensaio acarreta em um aumento no módulo de deformabilidade para o solo residual de gnaisse investigado.

5.4 Comparação entre o comportamento do SRGPA e do solo residual de arenito Botucatu

Conforme apresentado no Capítulo 2, o comportamento do solo residual de arenito Botucatu tem sido amplamente estudado na Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Nesta dissertação foi realizado um conjunto de ensaios neste solo (Seção 4.1.6) para complementar um projeto de pesquisa sobre as superfícies de plastificação do solo residual de arenito Botucatu. Este solo se caracteriza por apresentar uma marcada estratificação, herdada da

rocha mãe, que intercala finas camadas arenosas brancas e avermelhadas [ver Capítulo 2, Seção 2.2.5].

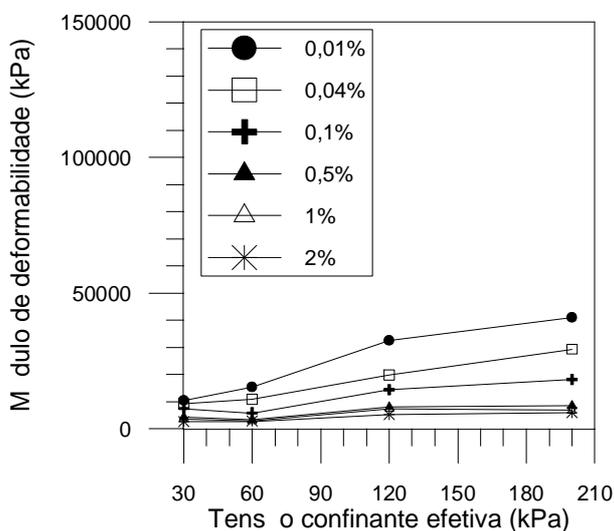


Figura 5-13: Influência da tensão confinante efetiva no módulo de deformabilidade para os ensaios triaxiais IH.

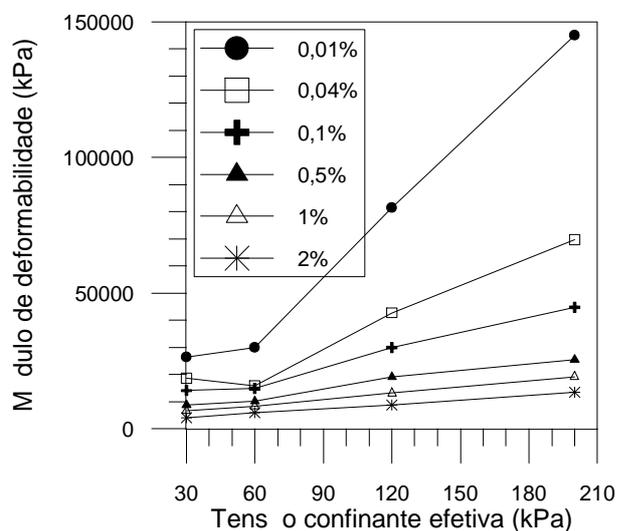


Figura 5-15: Influência da tensão confinante efetiva no módulo de deformabilidade para os ensaios triaxiais IV.

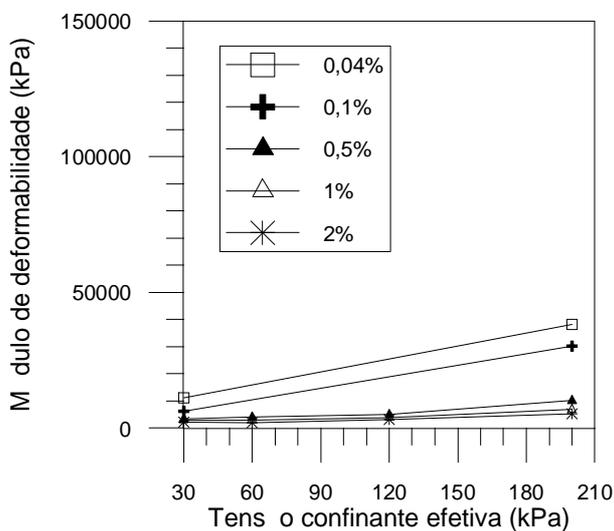


Figura 5-14: Influência da tensão confinante efetiva no módulo de deformabilidade para os ensaios triaxiais IC.

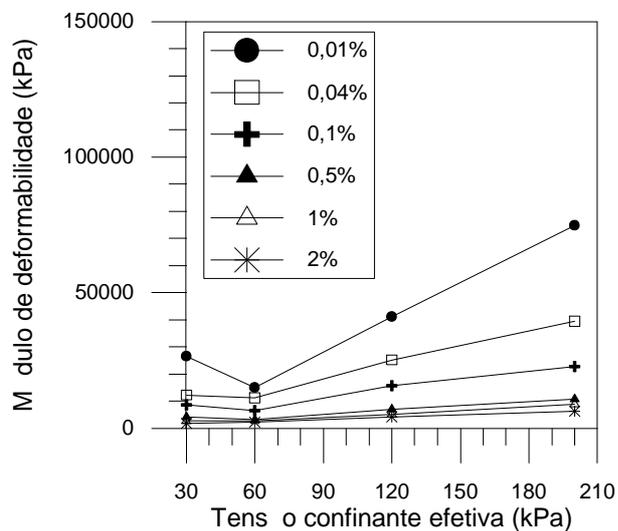


Figura 5-16: Influência da tensão confinante efetiva no módulo de deformabilidade para os ensaios triaxiais R.

O solo residual de arenito Botucatu apresenta granulometria relativamente semelhante ao solo residual de gnaiss estudado (Figura 5-17). Os valores de volume específico natural também são relativamente próximos (Tabela 4-1). O solo residual de arenito Botucatu também apresenta anisotropia de resistência ao cisalhamento e de deformabilidade. Entretanto o comportamento destes dois solos é distinto.

Em ensaios de compressão confinada para amostras reconstituídas do solo residual de arenito Botucatu Martins *et al* (2001) apresentam que este solo não apresenta uma única linha de compressão, mesmo para altas pressões, justificando pela presença de finos plásticos. O solo residual de gnaiss, embora apresente granulometria semelhante a do arenito Botucatu apresenta uma única linha de compressão para amostras reconstituídas.

O solo residual de arenito Botucatu apresenta uma nítida superfície de plastificação a qual é dependente do ângulo α entre a direção da tensão principal maior e a estratificação (Figura 5-18). No solo residual de gnaiss estudado não é possível a identificação de uma superfície de plastificação através das curvas $q:e_a$ dos ensaios realizados.

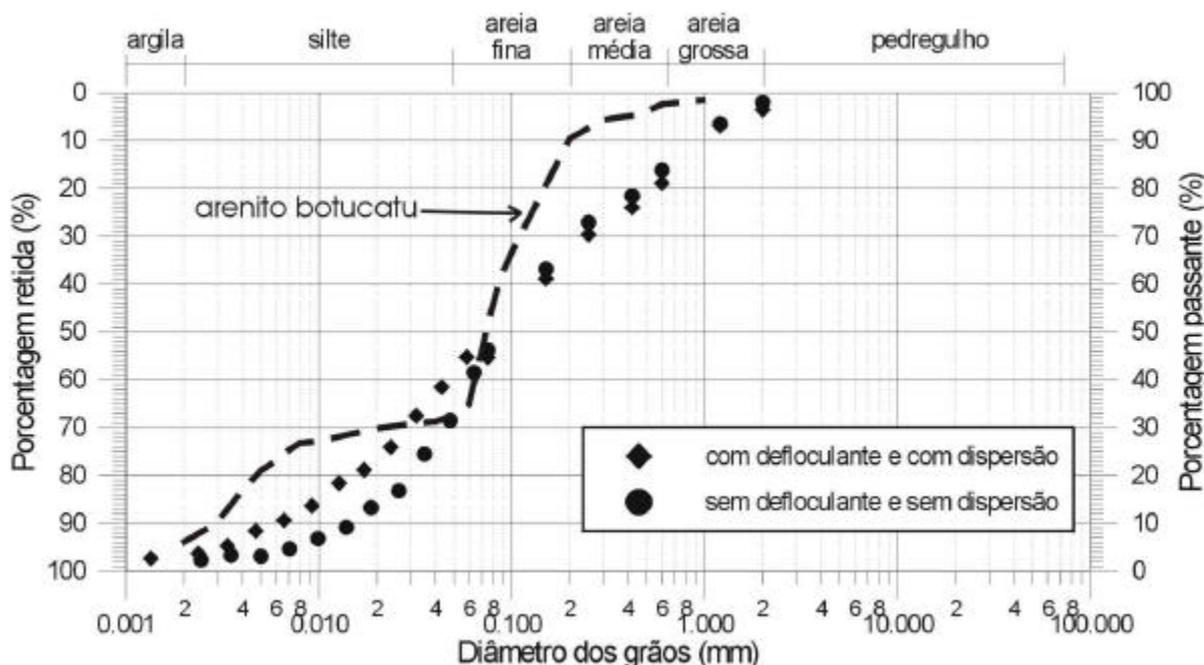


Figura 5-17: Comparação entre as curvas granulométricas do solo residual de gnaiss (Bernardes, 2003) estudado nesta dissertação e a curva granulométrica do solo residual de arenito Botucatu (Martins, 2001).

A diferença de comportamento entre os solos residuais de arenito e gnaise é atribuída à estrutura dos solos. Embora ambos apresentem granulometria semelhante, o solo residual de gnaise possui grande parte de suas frações “areia, silte e argila” composta por partículas micáceas (grãos de biotita) enquanto que o solo residual de arenito Botucatu possui predominantemente grãos de quartzo e uma fração composta por finos plásticos. Logo o solo residual de gnaise possui uma importante fração granulométrica composta por grãos mais deformáveis do que os grãos desta mesma fração presentes no solo residual de arenito Botucatu. Além desta diferença mineralógica entre estes solos residuais, existe a diferença na cimentação que compõe a microestrutura dos mesmos. Enquanto pouca ou nenhuma cimentação é verificada no solo residual de gnaise, o solo residual de arenito Botucatu apresenta cimentação com óxido de ferro em determinados locais (Martins, 2001) e cimentação devido ao crescimento autigênico de quartzo em outros locais (Ferreira, 2002).

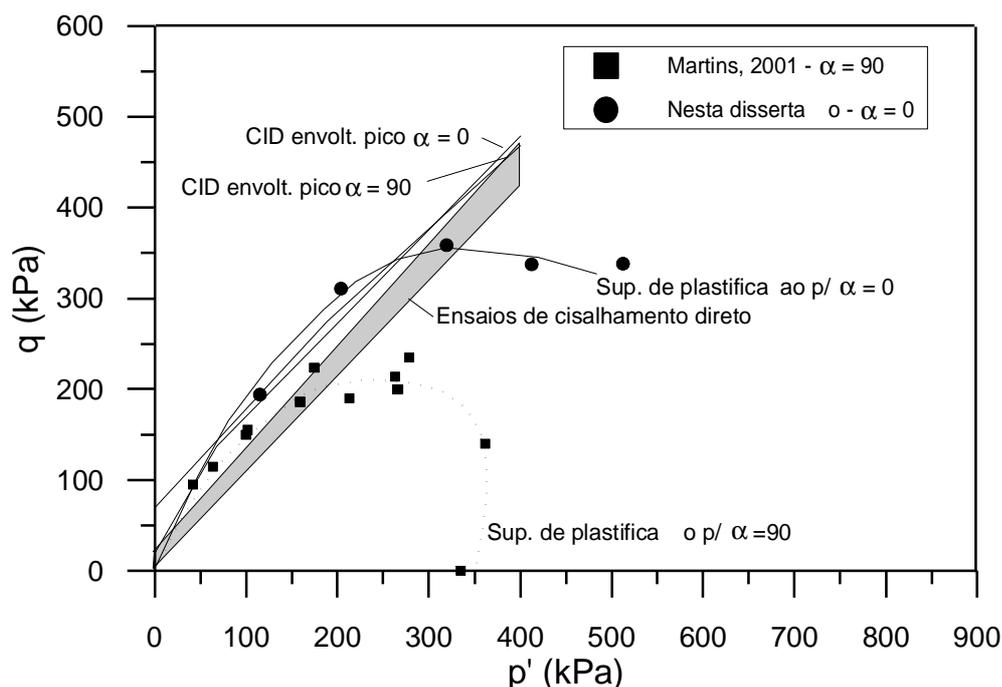


Figura 5-18: Superfícies de plastificação para o solo residual de arenito Botucatu.

Os módulos de deformabilidade do solo residual de arenito Botucatu, para uma deformação axial $\sim 0,01\%$, são da ordem de 80MPa. Isto é aproximadamente o dobro do máximo módulo

de deformabilidade calculado para o solo residual de gnaiss nos ensaios IH e IC à mesma deformação axial.

Apresentados estes aspectos, é corroborada a afirmativa de que, para solos residuais, as caracterizações convencionais empregadas na mecânica dos solos clássica normalmente não são suficientes. Estas podem caracterizar de forma semelhante dois solos com comportamento mecânico distinto, sendo, portanto, o estudo da mineralogia de fundamental importância para o estudo do comportamento destes geomateriais.

6 Conclusões e sugestões para futuros trabalhos

O solo residual de gnaiss estudado nesta dissertação apresenta anisotropia de resistência ao cisalhamento. Esta anisotropia pode ser verificada através da comparação entre a envoltória de resistência ao cisalhamento dos corpos de prova ensaiados com o bandamento micáceo perpendicular à geratriz do pistão do ensaio triaxial (IH, $\alpha=90^\circ$), o qual apresentou $c'=2,8\text{kPa}$ e $\phi'=32,8^\circ$, e a envoltória de resistência ao cisalhamento dos corpos de prova ensaiados com o bandamento micáceo paralelo à geratriz do pistão do ensaio triaxial (IV, $\alpha=0^\circ$), que apresentou $c'=11,6\text{kPa}$ e $\phi'=28,6^\circ$. Os corpos de prova ensaiados com o bandamento micáceo na orientação do bloco amostrado (IC, $\alpha=55^\circ$), apresentaram parâmetros de resistência ao cisalhamento $c'=7,7\text{kPa}$ e $\phi'=26,7^\circ$, portanto, com um ângulo de atrito interno efetivo inferior aos supracitados e ainda inferior ao correspondente à envoltória de resistência ao cisalhamento obtida a partir de corpos de prova com amostras reconstituídas ($c'=3,6\text{kPa}$ e $\phi'=29,4^\circ$).

Nos ensaios IC este comportamento se dá devido ao re-alinhamento das partículas micáceas junto à zona de cisalhamento. Para os outros valores de α estudados nesta pesquisa (0° e 90°), este re-alinhamento não foi observado.

Para amostras reconstituídas a disposição das partículas micáceas é aleatória no corpo de prova, impossibilitando a formação de uma zona de cisalhamento composta predominantemente por partículas de mica re-alinhadas. Bernardes (2003) constatou comportamento similar no estudo do solo residual de gnaiss com ensaios de cisalhamento direto.

As envoltórias de resistência ao cisalhamento de pico determinadas nesta dissertação, encontram-se dentro da faixa de envoltórias de resistência ao cisalhamento encontrada por Bernardes (2003) para este solo, através de ensaios de cisalhamento direto, e acima das envoltórias determinadas a partir de retro-análises de rupturas induzidas apresentadas por Azambuja *et al* (2001).

A análise dos ensaios IV a grandes deformações foi prejudicada pelas grandes distorções sofridas pelo corpo de prova. Mesmo assim, foi possível constatar que a envoltória de resistência ao cisalhamento a grandes deformações dos ensaios IV leva a parâmetros de resistência ao cisalhamento inferiores aos das demais envoltórias obtidas nesta dissertação. Foi possível verificar a ocorrência de uma grande deformação volumétrica para deformações axiais superiores 10% nestes ensaios, o que pode estar relacionado a algum fenômeno de colapso. Conforme Azambuja (2001), as superfícies de rupturas induzidas nas escavações da III Perimetral eram comandadas por fraturas preenchidas por material argiloso. A envoltória de resistência ao cisalhamento dos corpos de prova IV para grandes deformações encontra-se dentro dos limites das envoltórias de resistência ao cisalhamento obtidas de retro-análises.

O solo residual de gnaiss estudado nesta dissertação apresenta uma clara anisotropia de deformabilidade. Esta anisotropia pode ser verificada através dos módulos iniciais para os ensaios triaxiais IH e IV, de onde se obtém, para uma deformação axial de 0,01%, que os módulos de deformabilidade para os ensaios triaxiais IV (~30MPa-190MPa) são de 3 a 4,75 vezes superiores aos valores dos módulos de deformabilidade para os ensaios triaxiais IH (~10MPa-40MPa).

Os módulos de deformabilidade obtidos nos ensaios triaxiais realizados nesta dissertação apresentam tendência de crescimento com o aumento da tensão confinante efetiva de ensaio.

O solo residual de gnaiss estudado não apresentou uma superfície de plastificação da estrutura identificável a partir dos ensaios realizados nesta dissertação.

O conhecimento da mineralogia e da estrutura deste solo residual foi fundamental para a compreensão do seu comportamento mecânico. Isto pode ser demonstrado a partir da comparação realizada entre os solos residuais de gnaiss e o solo residual de arenito Botucatu (Capítulo 5).

Em comparação com os estudos de solos residuais de gnaiss brasileiros, o solo residual de gnaiss estudado apresenta algumas semelhanças: (i) a correlação proposta por Vargas (1974) e re-apresentada por Sandroni (1991), entre o índice de compressão e o limite de liquidez é válida para o solo residual de gnaiss estudado; (ii) os valores de módulos de deformabilidade calculados para os ensaios IH e IC apresentados nesta dissertação estão compreendidos na

faixa de valores apresentados por Sandroni (1981) para ensaios triaxiais com diferentes trajetórias de tensões, entretanto os ensaios IV apresentaram módulos superiores a estes, aos ensaios de placa e aos ensaios pressiométricos apresentados por aquele autor.

Aspectos importantes do comportamento do solo residual de gnaïsse estudado, que diferem daqueles encontrados na literatura, são: (i) a clara anisotropia de resistência ao cisalhamento; (ii) a clara anisotropia de deformabilidade e (iii) a ausência de uma superfície de plastificação da estrutura.

A verificação da anisotropia de resistência ao cisalhamento e de deformabilidade tem importante aplicação prática no dimensionamento de estruturas geotécnicas no solo residual de gnaïsse estudado, indicando sua consideração tanto nas análises de equilíbrio limite como nas estimativas de distribuições de tensão e deformação.

Embora não considere muitas características de comportamento dos solos naturais, os conceitos da Teoria do Estado Crítico são de grande valia para análise e compreensão do comportamento dos solos. Para o solo residual de gnaïsse foi possível a determinação de uma NCL para amostras reconstituídas, representada pela equação $n=2,391-0,123lnp'$. Através de ensaios de compressão confinada em amostras indeformadas foi possível constatar que a inclinação da linha de compressão não é dependente da direção entre o bandamento micáceo e o sentido da tensão vertical ($C_c=0,32-0,37$), entretanto a posição destas retas no plano $lns'_v:n$ é dependente desta orientação. Dada a anisotropia de resistência ao cisalhamento verificada, não é esperado encontrar uma única CSL para o solo residual de gnaïsse, mas foi verificada uma convergência dos pontos finais dos ensaios no plano $p':n$ aproximadamente para uma linha paralela a NCL.

Sugestões para trabalhos futuros

Execução de um programa experimental, similar ao desenvolvido nesta dissertação, no solo residual de gnaïsse amostrado a 11m de profundidade visando estudar a influência do intemperismo. Bernardes (2003) verificou que havia pouca influência na resistência ao cisalhamento, uma vez que as partículas que apresentavam influência do intemperismo nestas

duas profundidades eram predominantemente as de quartzo e feldspato. Entretanto este efeito pode ser muito importante na deformabilidade.

Estudo dos corpos de prova IV a grandes deformações, com ênfase ao estudo do colapso verificado em alguns ensaios nesta dissertação; ensaios não drenados seriam mais apropriados para este fim.

Estudo a grandes deformações para verificação da unicidade, ou não, de uma CSL para o solo residual de gnaiss em diferentes valores de a .

Verificação da aplicabilidade de métodos fundamentados em energia para determinação da superfície de plastificação do solo residual de gnaiss, a exemplo do realizado por Reis *et al* (2004).

Utilização dos parâmetros de resistência ao cisalhamento e de deformabilidade, determinados nesta dissertação, para realização de análise numérica para simulação das deformações da estrutura de solo grampeado da III Perimetral e posterior comparação com os valores de deformação medidos durante a obra.

Realizar a contagem dos minerais componentes do solo residual de gnaiss.

Estudo das propriedades geotécnicas das duas bandas verificadas no solo residual de gnaiss isoladamente.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1990). **Solo-Ensaio de adensamento unidimensional**. ABNT. MB-3336, Rio de Janeiro, 1990, 13p.
2. ATKINSON, J.H. e BRANSBY, P.L. (1978) **The mechanics of soils – an introduction to critical state soil mechanics** Ed. McGraw-Hill Book Company (UK), 375p.
3. AZAMBUJA, E., STRAUSS, M., SILVEIRA, F.G. (2001). Caso histórico de um sistema de contenção em solo grampeado em Porto Alegre, RS. III COBRAE, CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS. **Anais**. Rio de Janeiro, p. 435-443.
4. AZAMBUJA, E., STRAUSS, M., SILVEIRA, F.G. (2003). Sistemas de contenção em solo grampeado na cidade de Porto Alegre. Workshop sobre solo grampeado, ABMS, sinduscon/SP. **Anais**, São Paulo, p.21-34.
5. AZAMBUJA, E. (2003) Comunicação pessoal.
6. AZAMBUJA, M.A. (2004) Comunicação pessoal.
7. BALDI, G., HIGHT, D. S., THOMAS, G. E. A reevaluation of conventional triaxial test methods. **Advanced triaxial testing of soil and rock, ASTM STP 977**, Robert T. Donaghe, Ronald C. Chaney, and Marshall L. Silver, Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1988, p. 219-263.
8. BARTORELLI, A., HARALYI, N. (1998). **Geologia de engenharia**, Associação Brasileira de Geologia de Engenharia (ABGE), São Paulo. p. 57-67.
9. BERNARDES, J.A. (2003). **Investigação sobre a resistência ao cisalhamento de um solo residual de gnaiss**, Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 131p.
10. BICA, A.V.D., BRESSANI, L.A., CLAYTON, C.R.I., SOARES, J.M.D., FORMOSO, M.T. (1994). Algumas aplicações de sensores de efeito Hall em instrumentação geotécnica. COBRAMSEF. **Anais**, Rio de Janeiro, p. 327 – 334.
11. BISHOP, A.W., HENKEL, D.J. (1962). **The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test**, 2nd ed. Edward Arnold, 1962, (UK) 227p.
12. BRESSANI, L.A. (2004), Comunicação pessoal.

13. BRITISH STANDARDS INSTITUTION (1990) – **British standard methods of test for soils for civil engineering purposes –part 7: shear strength tests (total stress)**. BS 1377: Part 7: 1990. London.
14. CAMPOS, T.M.P. (1989). Considerações sobre o comportamento de engenharia de solos saprolíticos de gnaisse, II COLÓQUIO DE SOLOS TROPICAIS E SUBTROPICAIS. **Anais...** Porto Alegre, p. 147-165.
15. CLAYTON, C.R.I, KHATRUSH, S.A., BICA, A.V.D., SIDDIQUE, A. (1989). The use of Hall effect semiconductors in geotechnical instrumentation, **Geotechnical Testing Journal**. Vol. 12 nº1 p. 69-76.
16. COOP, M. (1997) Back to the basics, **Ground Engineering**, Brentwood, V. 30, nº6, 1997 p.24-25.
17. DÉCOURT, L., ZIRLIS, A., PITTA, C. A.(2003). Projeto e comportamento de escavações estabilizadas com solo grampeado em São Paulo. Workshop Solo Grampeado, ABMS, Sinduscon/SP. **Anais**, São Paulo, p.57-105.
18. FERREIRA, P.M.V. (2002). **Estudo do comportamento mecânico de um solo residual de arenito da formação Botucatu**, Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 234p.
19. FRASCÁ, M.H.B.O., SARTORI, P.L.P. (1998). **Geologia de engenharia**, Associação Brasileira de Geologia de Engenharia (ABGE), São Paulo. P.15-38.
20. LACASSE, S. AND BERRE, T. Triaxial testing methods for soils. **Advanced triaxial testing of soil and rock, ASTM STP 977**, Robert T. Donaghe, Ronald C. Chaney, and Marshall L. Silver, Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1988, p. 264-289.
21. LAMBE, T. W., WHITMAN, R.V.(1979) **Soil mechanics, SI Version**, John Wiley e Sons Inc., New York. 522p.
22. LEROUEIL, S. e VAUGHAN, P.R., (1990). The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks, **Geotechnique 40** nº3 p. 467-488.
23. LEROUEIL, S (1997). Critical state soil mechanics and the behaviour of real soils, Almeida (ed.) **Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics**, Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ 1997. Balkema, Rotterdam, 1997, p. 41-80.

24. LEROUEIL, S, HIGHT, D.W. (2003). Behaviour and properties of natural soils and soft rocks, **Characterization and engineering properties of natural soils**, Tan et al (eds.) 2003 Swets e Zeitlinger, Lisse. p. 29-254.
25. MARTINS, F.B. (2001) **Investigação do comportamento mecânico de um solo naturalmente estruturado**. Tese de doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 303p.
26. MARTINS, F. B., BRESSANI, L. A., COOP, M.R., BICA, A.V.D (2001). Some aspects of the compressibility behaviour of clayey sand. **Canadian Geotechnical Journal**, nº38 p. 1177-1186.
27. MARINHO, F.A.M., PINTO, C.S., YODA, A.L.M. (1998) Peculiaridades do comportamento de um solo residual de micaxisto indeformado. 11º CONGRESSO BRASILEIRO DE MECANICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTECNICA,, Brasília, 1998. XI COBRAMSEG. **Anais**. Brasília : ABMS, 1998. v.1, p.179-185.
28. MESRI, G., GODLEWSKI, P.M., Time – and stress – compressibility interrelationship. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**. ASCE, 103(GT5). P. 417-430.
29. NANNI, A. (2005) Comunicação pessoal.
30. NETO, J.B.S., COUTINHO, R.Q. (1998) Caracterização, identificação e classificação de um solo residual de gnaiss localizado no município de machados – Pernambuco. XI COBRAMSEG, CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA. **Anais**, Brasília, p.203-212.
31. PHILIPP, R.P., REGO, I.T.S.F., SIVIERO, R. (1994) Geologia das rochas granitóides da região de Porto Alegre, RS. XXXVIII CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA, Camboriú, SC. **Anais 1**. p. 98-99.
32. PHILIPP, R.P. (1995) Condições de posicionamento do plutonismo da Suíte Don Feliciano na região de Porto Alegre, RS. V SIMPÓSIO NACIONAL DE ESTUDOS TECTÔNICOS, Gramado, RS, SBG, Bol. Res. Exp. p. 207-209.
33. PHILIPP, R.P.(1998) O magmatismo granítico neoproterozóico tardi a pós colisional da região de Porto Alegre, RS. Publicação especial – Sociedade Brasileira de Geologia. Núcleo Bahia – Sergipe – Salvador. n.5 p. 129-152.
34. PHILIPP, R.P. (2005) Comunicação pessoal.

35. PINTO, C.S., **Curso básico de mecânica dos solos**. Oficina de textos, São Paulo. 247p.
36. PITTA, C. A., SOUZA, G.J.T., ZIRLIS, A.C.(2003). Solo grampeado: alguns detalhes executivos-ensaios-caos de obra.. Workshop Solo Grampeado, ABMS, Sinduscon/SP. **Anais**, São Paulo, p.1-20.
37. PLUMELLE, C., SHLOSSER, F. DELAGE, P., DNOCHENMUS, G. (1990). French national research project on soil nailing: Clouterre. Geotechnical Special Performance of Earth Retaining Structures. **ASCE Geotechnical Special Publication** nº25. p. 660-675.
38. REIS, R.M., AZEVEDO, R.F. (1998) Características de deformabilidade e resistência de um solo residual de gnaiss da Região Metropolitana da Cidade de Viçosa. XI COBRAMSEG, CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA. **Anais**, Brasília, p.213-220.
39. REIS, R.M., VILAR, O.M., AZEVEDO, R.F. (2003) Strength and deformation characteristics of a saturated residual soil profile. **Deformation Characteristics of Geomaterials**, Di Benedetto et al. (eds.) 2003 Swets e Zeitlinger, Lisse. P.443-450.
40. REIS, R.M., VILAR, O.M., AZEVEDO, R.F. (2004) Curvas de plastificação de um solo saprolítico de gnaiss. 5º SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS. **Anais**, São Carlos, SP, USP. p. 103-108.
41. RIGO, M.L.(2000) **Resistência ao cisalhamento residual de alguns solos saprolíticos de basalto do estado do Rio Grande do Sul**, dissertação de mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 134p.
42. ROCHELLE, P., LEROUEIL, S., TRAK, B., BLAIS-LEROUX, L., TAVENAS, F. (1988). Observational approach to membrane and area corrections in triaxial tests, **Advanced triaxial testing of soil and rock**, ASTM, Philadelphia, p. 715-731.
43. SANDRONI, S.S. (1981). Solos residuais gnáissicos – pesquisa realizada na PUC-Rio. Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia. COPPE/UFRJ – ABMS. **Anais...** Rio de Janeiro.
44. SANDRONI, S.S. (1985). Sampling and testing of residual soils - A review of international practice, Proceedings... Scorpion Press (Hong Kong).

45. SANDRONI, S.S. (1991). Young metamorphic residual soil - Special Report. In: IX PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING. Proceedings... Vina del Mar, Chile.
46. SCHNAID, F. (2000). **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**, Oficina de Textos, Porto Alegre, RS 189p.
47. SCNEIDER, A. W., LOSS, E.L., PINTO, J.F. (1974) Mapa geológico da folha de Porto Alegre, RS, escala 1:50.000, Porto Alegre, CNPq, mapa.
48. SILVEIRA, G.C. (1991). Considerações sobre a granulometria dos solos residuais e coluvionares do escorregamento na Estrada do Soberbo – RJ. **Solos e Rochas**, v.14, n.1, p.59-62.
49. TEIXEIRA, M., TOLEDO, M.C.M., FAIRCHILD, R.T., TAIOLI, F. (2001) **Decifrando a terra**, Oficina de textos, 2000, São Paulo. Reimpressão, 2001. p. 381-397.
50. TERZAGHI, K. (1943). **Theoretical soil mechanics**. John Wiley e Sons Inc., New York. 510p.
51. VENDRAMIN, D. (2004) **Influência da estrutura e da anisotropia na resistência ao cisalhamento de um solo residual de arenito Botucatu**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, p. 110.