

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**INVESTIGAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM
SOLO NATURALMENTE ESTRUTURADO**

FLÁVIA BURMEISTER MARTINS

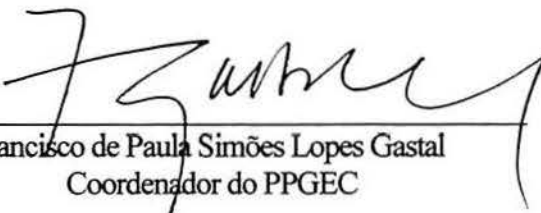
Tese apresentada ao corpo docente do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA.

Porto Alegre, junho de 2001.

Esta tese foi julgada adequada para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelos orientadores e pelo Programa de Pós-Graduação.


Adriano Virgílio Damiani Bica
Orientador


Luiz Antônio Bressani
Orientador


Francisco de Paula Simões Lopes Gastal
Coordenador do PPGEC

BANCA EXAMINADORA:

PROF. WAY YING YUK GEHLING.
Doutor, Universidade Politécnica da Catalunya, Espanha.

PROF. JUAN ANTONIO ALTAMIRANO FLORES.
Doutor, UFRGS, Porto Alegre, e
Doutor, Université de Poitiers, França.

PROF. PAULO TEIXEIRA DA CRUZ,
Doutor, EPUSP.

PROF. TÁCIO MAURO PEREIRA DE CAMPOS,
PhD., Imperial College, Reino Unido.

A Paula e Marcelo, com amor.

AGRADECIMENTOS

Em especial a duas pessoas sem a ajuda das quais este trabalho não seria possível, Adriano Bica e Marcelo Macedo. Pela orientação do trabalho, a Adriano Bica e a Luiz A. Bressani. Pela orientação, mas principalmente pelo carinho, pelo estímulo e pela amizade.

Thanks a lot to Dr. Matthew R. Coop, from Imperial College, London, for the help with the oedometer tests on reconstituted samples.

Ao colega Pedro Prietto, responsável pela realização dos ensaios de *bender elements* e de compressão isotrópica no solo natural, na City University, os quais foram de grande importância para este trabalho.

Ao Professor Juan Flores, UFRGS, pela orientação nas análises de microscopia ótica e eletrônica. Aos técnicos Giovana Machado e Augusto de Mattos e à coordenadora Berenice A. Dedavid, do Laboratório de Microscopia Eletrônica da PUC/RS, pelo acompanhamento nas análises de microscopia eletrônica.

A Rodrigo Correa e a Daniela Cumerlato, como auxiliares de pesquisa.

Aos laboratoristas João Diniz e Jair Floriano da Silva, com os quais sempre contei na realização dos ensaios de campo e laboratório. Ao técnico Luis Carlos Rodrigues, pela colaboração na realização de ensaios de campo e de laboratório na PUC/RS.

Ao parceiro de jornada, Pedro Ferreira, pela disposição na solução de problemas de qualquer natureza, em especial aqueles com equipamentos.

Aos colegas e amigos do PPGEC, companheiros de chás.

Aos professores e funcionários do PPGEC/UFRGS.

À Capes, ao CNPq e à PUC/RS pelo suporte financeiro a este trabalho de pesquisa.

A meus familiares pelo carinho, pela paciência e pela inabalável crença na minha capacidade (o eu me custa compreender).

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	viii
LISTA DE TABELAS.....	xv
LISTA DE SÍMBOLOS.....	xvi
RESUMO.....	xvii
ABSTRACT	xviii
1 INTRODUÇÃO	1
2 REVISÃO DA LITERATURA	4
2.1 INTRODUÇÃO.....	4
2.2 TEORIA DO ESTADO CRÍTICO – CONCEITOS FUNDAMENTAIS	5
2.3 COMPORTAMENTO DE AREIAS RECONSTITUÍDAS.....	12
2.4 COMPORTAMENTO DE SOLOS GRANULARES COM FINOS RECONSTITUÍDOS.....	18
2.5 COMPORTAMENTO DE SOLOS NATURAIS ESTRUTURADOS	25
2.5.1 <i>Conceito de Estrutura</i>	26
2.5.2 <i>Origem da Estrutura</i>	28
2.5.3 <i>Identificação e Caracterização da Estrutura</i>	32
2.5.4 <i>Superfície de Plastificação da Estrutura</i>	37
2.5.5 <i>Compressibilidade de Solos Estruturados e trajetória de tensões K_0</i>	40
2.5.6 <i>Carregamento Desviatório</i>	43
2.5.7 <i>Comportamento geral de solos residuais de alguns arenitos brasileiros</i>	47
2.6 RIGIDEZ.....	56
2.6.1 <i>Rigidez em Solos Estruturados</i>	64
3 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO	69
3.1 A FORMAÇÃO BOTUCATU - ASPECTOS GEOLÓGICOS	69
3.2 O SÍTIO DA VILA SCHARLAU.....	70
3.3 MINERALOGIA.....	71
3.3.1 <i>Difratogrametria de Raios-X</i>	71
3.3.2 <i>Microscopia Ótica</i>	74
3.4 CARACTERIZAÇÃO MICROSCÓPICA DA ESTRUTURA NATURAL	76
3.4.1 <i>Microscopia ótica</i>	76
3.4.2 <i>Microscopia eletrônica</i>	85
3.5 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA.....	95

3.6 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO UNIAXIAL	98
3.7 CURVA CARACTERÍSTICA	99
4 COMPRESSIBILIDADE	102
4.1 INTRODUÇÃO.....	102
4.2 ENSAIOS UNIDIMENSIONAIS EM AMOSTRAS RECONSTITUÍDAS.....	104
4.2.1 Métodos de preparação dos corpos de prova.....	104
4.2.2 Resultados experimentais	106
4.2.3 Discussão dos resultados.....	111
4.3 ENSAIOS DE COMPRESSÃO UNIDIMENSIONAL E ISOTRÓPICA EM AMOSTRAS NATURAIS	116
4.4 ENSAIOS UNIDIMENSIONAIS EM AMOSTRAS ARTIFICIALMENTE CIMENTADAS	130
4.4.1 Definição do teor de cimento	130
4.4.2 Métodos de moldagem.....	131
4.4.3 Resultados experimentais	133
4.4.4 Determinação da tensão de plastificação da estrutura.....	136
5 ENSAIOS TRIAXIAIS	145
5.1 TRAJETÓRIAS DE TENSÕES CONVENCIONAIS EM AMOSTRAS INDEFORMADAS.....	146
5.1.1 Comportamento pré-ruptura.....	154
5.2 TRAJETÓRIAS CONVENCIONAIS EM AMOSTRAS ARTIFICIALMENTE CIMENTADAS.....	164
5.1.1 Ensaios triaxiais em amostras com $e_o = 0,7$	164
5.1.2 Ensaios triaxiais em amostras com $e_o = 0,5$ e $e_o = 0,9$	173
5.3 TRAJETÓRIAS NÃO CONVENCIONAIS EM AMOSTRAS INDEFORMADAS	185
5.4 TRAJETÓRIA CONVENCIONAL EM AMOSTRA INDEFORMADA, ESTRATIFICAÇÃO VERTICAL.....	194
6 ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS, CROSS HOLE E BENDER ELEMENTS	204
6.1 ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS	204
6.1.1 Resultados de Ensaios.....	205
6.1.2 Tensões horizontais.....	206
6.1.3 Módulos pressiométricos.....	207
6.2 DETERMINAÇÃO DE G_o A PARTIR DE ENSAIOS DE CROSS HOLE E BENDER ELEMENTS.....	214
6.2.1 Ensaios de bender elements.....	216
6.2.2 Resultados experimentais – ensaios de bender elements.....	218
6.2.3 Ensaios de Cross Hole.....	223
6.2.4 Resultados experimentais	229
7 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	233
7.1 CARACTERÍSTICAS GERAIS.....	233
7.2 COMPRESSIBILIDADE	233
7.3 RESISTÊNCIA AO CISLHAMENTO	234
7.4 DEFORMABILIDADE.....	239

7.4.1 <i>Influência do nível de tensão média efetiva</i>	245
7.5 ANISOTROPIA	248
7.6 SUPERFÍCIE DE PLASTIFICAÇÃO DA ESTRUTURA.....	252
7.7 NORMALIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO.....	256
8 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS.....	260
8.1 CONCLUSÕES.....	260
8.1.1 <i>Caracterização do solo</i>	260
8.1.2 <i>Compressibilidade</i>	261
8.1.3 <i>Resistência ao cisalhamento</i>	263
8.1.4 <i>Deformabilidade</i>	264
8.1.5 <i>Superfície de plastificação da estrutura</i>	265
8.2 SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS.....	266
9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	268
A1. EQUIPAMENTO TRIAXIAL SERVO-CONTROLADO	278
A.1. DESCRIÇÃO DO EQUIPAMENTO.....	279
A.1.1. <i>Sistema Geotécnico</i>	279
A.1.2. <i>Conversor Analógico-Digital</i>	282
A.2. PROGRAMA DE CONTROLE.....	282
A.2.1. <i>Entrada de Dados</i>	283
A.2.2. <i>Ajuste das Condições Iniciais</i>	283
A.2.3. <i>Controle da Trajetória de Tensões</i>	284
A.3. OPERAÇÃO DO EQUIPAMENTO.....	285
A.4. ALGUNS PROBLEMAS DE OPERAÇÃO IDENTIFICADOS	287
A2. DIFRATOGRAMAS DE RAIOS X.....	299

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2. 1. Compressão isotrópica e expansão (Atkinson, 1993).....	10
FIGURA 2. 2. Linhas NCL e CSL (Atkinson, 1993).....	10
FIGURA 2. 3. Superfície limite de estado: associação entre (a) o comportamento em compressão isotrópica e (b) a conseqüente expansão da curva limite de estado (Leroueil, 1997).....	10
FIGURA 2. 4. Superfície de contorno de estado (Leroueil, 1997).....	10
FIGURA 2. 5. Superfície de Roscoe (Atkinson & Bransby, 1978).....	11
FIGURA 2. 6. Comportamento esquemático idealizado pela TEC para um solo sob compressão triaxial em ensaios drenados e não drenados (Leroueil, 1997).....	11
FIGURA 2. 7. Superfícies de Hvorslev e Roscoe no diagrama normalizado $q/p_e' : p'/p_e'$	12
FIGURA 2. 8 Compressão isotrópica em areia (Jefferies & Been, 1987).....	15
FIGURA 2. 9. Definição de parâmetro de estado (Been & Jefferies, 1985).....	15
FIGURA 2. 10 Compressão (a) unidimensional e (b) isotrópica – Dogs Bay (Coop, 1990).....	16
FIGURA 2. 11. Compressão isotrópica em solo granular: (a) areia Dogs Bay, (b) granito decomposto e (c) areia Ham River (Coop & Lee, 1993).....	16
FIGURA 2. 12. Estados iniciais e finais (SSL) em areia submetida a ensaios de liquefação, para baixos níveis de tensão média efetiva (Verdugo & Ishihara, 1996).....	18
FIGURA 2. 13. Efeito da adição de finos no comportamento de areias (a) Coop & Atkinson, 1993; (b) Been & Jefferies, 1985.22	22
FIGURA 2. 14. Curvas de compressão (a) solo residual de granito reconstituído e (b) solo residual de granito compactado (adaptado de Santucci <i>et al.</i> , 1998).....	23
FIGURA 2. 15. (a) Ensaios de compressão unidimensional no solo compactado e reconstituído (b) localização da CSL (Santucci <i>et al.</i> , 1998).....	24
FIGURA 2. 16 Relação entre I_v e $\log \sigma_v'$, para argilas normalmente consolidadas: curva SCL – melhor ajuste entre os pontos (Burland, 1990).....	27
FIGURA 2. 17 Curvas de compressão de sedimentação para três argilas que não se ajustam à SCL (Burland, 1990).....	27
FIGURA 2. 18. Influência do envelhecimento em uma argila residual reconstituída (Leonards & Ramiah, 1959).....	31
FIGURA 2. 19. Arranjo de grãos de areia com elevado grau de intertravamento (<i>locked sands</i> , Barton, 1993).....	31
FIGURA 2. 20. Estruturas granulares (Barton, 1993): (a) tipos de contatos entre grãos: pontual, longitudinal, côncavo/convexo, suturado (b) possíveis arranjos em areias coesivas: intertravamento, sobretravamento; cimentação e soldagem.....	32
FIGURA 2. 21. Compressão unidimensional de uma argila (México) na condição intacta e sedimentada em laboratório (Mesri <i>et al.</i> , 1975).....	35
FIGURA 2. 22. Região onde somente podem existir materiais na condição estruturada (Leroueil & Vaughan, 1990).....	35
FIGURA 2. 23 Ponto de plastificação da estrutura por compressão: (a) curva tensão desvio x deformação axial, (b) curva módulo de deformabilidade x deformação axial (Martins, 1994).....	35
FIGURA 2. 24. Diferentes modos de plastificação da estrutura possíveis e sua relação com a superfície de plastificação da estrutura (Leroueil & Vaughan, 1990).....	38
FIGURA 2. 25. Comportamento tensão x deformação associado aos diferentes modos de plastificação da estrutura (Maccarini, 1987).....	39
FIGURA 2. 26. Comportamento normalizado da argila Bothkennar (Smith <i>et al.</i> , 1992).....	39
FIGURA 2. 27. Curva de compressão de uma rocha branda “fracamente” estruturada (Aversa <i>et al.</i> , 1993).....	41
FIGURA 2. 28. Comparação esquemática entre a compressibilidade de uma areia fracamente cimentada e uma areia fortemente cimentada (Cuccovilo & Coop, 1999).....	42

FIGURA 2. 29. Compressão isotrópica (a) arenito calcáreo (b) arenito silicoso (Cuccovillo & Coop, 1997a).....	42
FIGURA 2. 30. Efeito da estrutura sobre a trajetória de deformação radial nula (Kavvadas <i>et al.</i> , 1993b).....	43
FIGURA 2. 31. Modelos de comportamento idealizados em função das diferenças observadas para (a) materiais fortemente estruturados e (b) materiais fracamente estruturados (Coop, 2000a).....	45
FIGURA 2. 32. Características do comportamento normalizado para materiais (a) fortemente estruturados e (b) fracamente estruturados (Coop, 2000a).....	45
FIGURA 2. 33. Superfícies de plastificação da estrutura evidenciando (a) anisotropia em argilas e (b) isotropia em solos residuais e rochas brandas (Leroueil & Vaughan, 1990).....	47
FIGURA 2. 34. Distribuição espacial de rochas sedimentares/ arenitos no território brasileiro. (IBGE, 2001).....	48
FIGURA 2. 35. Relação entre o grau de saturação e a resistência à compressão uniaxial. EW - cimentação extremamente fraca, VW - muito fraca, W - fraca, MS - medianamente forte; (Bosio & Kanji, 1998).....	50
FIGURA 2. 36. Curvas tensão-deformação obtidas em ensaios de compressão uniaxial em um arenito saturado (Dobereiner & de Freitas, 1986).....	50
FIGURA 2. 37. Ensaio de compressão triaxial do arenito da Formação Kobe, ($\sigma'_c = \sigma'_{vo}$) (Tatsuoka, Kohata <i>et al.</i> , 1995).....	52
FIGURA 2. 38. Relação $E_{máx} \times \sigma'_c$ para vários tipos de rochas sedimentares brandas e um granito intemperizado (em ensaios CU, exceto quando indicado CD – Tatsuoka, Kohata <i>et al.</i> , 1995).....	52
FIGURA 2. 39. Curvas granulométricas de sedimentos cenozóicos de São Carlos (Villar <i>et al.</i> , 1985).....	55
FIGURA 2. 40. Limites de consistência de solos residuais de arenito. Dados de Orlandini (1991) e Pinheiro (1991), e outros adaptados de Cruz (1970) e Vargas (1974).....	55
FIGURA 2. 41. Modelo de superfícies de plastificação em solos reconstituídos (Jardine, 1992).....	60
FIGURA 2. 42. Alguns fatores que afetam a deformabilidade de solos (Hight & Higgins, 1995).....	60
FIGURA 2. 43. Alguns fatores que afetam a deformabilidade dos solos (a) sobreadensamento; (b) e (c) trajetória de consolidação e estado de tensões efetivas (Lo Presti, 1995).....	61
FIGURA 2. 44. (a) Variação de G com p' ; (b) relação entre G e R - coeficiente m ; (c) variação do coeficiente A com o nível de deformação; (d) variação do coeficiente n com o nível de deformação (Viggiani & Atkinson, 1995).....	63
FIGURA 2. 45. Definição de três condições pontos de plastificação para solos cimentados (Malandraki & Toll, 2000).....	65
FIGURA 2. 46. Influência do nível de tensão efetiva isotrópica sobre $G_{máx}$ de dois arenitos: um arenito calcáreo fortemente cimentado e o outro silicoso fracamente cimentado (Cuccovillo & Coop, 1999).....	67
FIGURA 2. 47. (a) superfície de plastificação da estrutura de uma rocha branda e (b) efeito do nível de tensão isotrópica efetiva sobre o módulo de deformabilidade (Bressani, 1993).....	68
FIGURA 3. 1. A região de ocorrência de rochas sedimentares do Juracretáceo, onde se insere a Formação Botucatu (na cor marrom), e, no detalhe, a localização da área de estudo (IBGE, 2001; FCEyN/UBA, 1999).....	72
FIGURA 3. 2. Perfil de solo residual de arenito Botucatu da Vila Scharlau.....	73
FIGURA 3. 3. Nível silicoso dentro do maciço.....	73
FIGURA 3. 4. (a) Grãos de quartzo monocristalino (Qz) subarredondados e região porosa – LN; (b) região porosa parcialmente preenchida por cimento argiloso (CA) – LP.....	77
FIGURA 3. 5. Substituição de feldspatos por caulinita: (a) laminação granulométrica e contorno ferruginoso de grãos impregnados por resina azul- (LN); (b) dentro do contorno apenas o cimento caulinitico –(LP).....	78
FIGURA 3. 6. Evidência da ação do intemperismo sobre minerais menos estáveis originando a cimentação argilosa: (a) em luz natural os grãos de micaxistos podem ser confundidos com o cimento argiloso caulinitico; (b) o grão de micaxisto é diferenciado pela birrefringência média, enquanto a matriz argilosa caulinitica mostra baixa birrefringência.....	79
FIGURA 3. 7 Grão de rocha metamórfica (Mt) (a) com uma pequena região microporosa impregnada pela resina – (LN); (b) fragmento de rocha metamórfica policristalino, composto por quartzo (Qz) e mica (Mc) – (LP).....	80
FIGURA 3. 8.Crescimento autigênico de quartzo - Q_{2a} (a) pigmento ferruginos marca o contorno do grão original - Q_{2d} (LP) (b) o crescimento reduz a porosidade entre grãos (LP).....	81

FIGURA 3. 9. Arranjo de grãos: textura clástica de natureza eólica com concentração de óxido de ferro nas bandas de granulometria fina, formando uma rede reticular (LN).	83
FIGURA 3. 10. Amostra reconstituída: destruição da estrutura natural e da rede reticular ferruginosa (LN).	83
FIGURA 3. 11. Amostra natural sem tingimento (LN).	84
FIGURA 3. 12. (a) Aspecto estruturado da amostra natural, na qual os grãos parecem estar perfeitamente encaixados na matriz caulínica porosa. (b) aspecto desorganizado da amostra reconstituída.	88
FIGURA 3. 13. (a) Detalhe do encaixe de grãos na amostra natural (b) aspecto desorganizado da amostra reconstituída.	89
FIGURA 3. 14. (a) Amostra natural: (a) detalhe do tipo de ligação entre grãos na amostra natural; (b) amostra reconstituída: inexistência de ligação entre grãos.	90
FIGURA 3. 15. Amostra natural: (a) cimentação entre grãos por crescimento autigênico de quartzo; (b) detalhe do crescimento autigênico de quartzo sobre grãos.	91
FIGURA 3. 16. A amostra natural: (a) aspecto fissurado da matriz próximo a um plano de ruptura por cisalhamento; (b) detalhe de pontos de ligação numa linha de fissura.	92
FIGURA 3. 17. Detalhes da ação do intemperismo sobre feldspato originando argilominerais.	93
FIGURA 3. 18. Cutícula argilosa formada por esmectita e óxido de ferro.	93
FIGURA 3. 19. Cristais de haloesita.	94
FIGURA 3. 20. Mica intemperizada.	94
FIGURA 3. 21. Curva granulométrica do solo residual de arenito Botucatu – Vila Scharlau.	97
FIGURA 3. 22. Curva granulométrica de um caulim comercial com defloculante.	97
FIGURA 3. 23. Corpo de prova submetido à compressão uniaxial.	98
FIGURA 3. 24. Curva característica do solo residual de arenito Botucatu.	101
FIGURA 4. 1 Resultados de ensaios edométricos no solo BRS na condição indeformada e reconstituído com $e_o = 0,91$ (Martins, 1994).	103
FIGURA 4. 2. Compressão unidimensional do solo BRS reconstituído (a) acima do LL (b) na condição seco ao ar.	108
FIGURA 4. 3. Comparação entre os resultados de ensaios edométricos no solo BRS reconstituído sob diferentes condições de moldagem.	109
FIGURA 4. 4. Resultados de ensaios edométricos e triaxial do tipo K_o no solo BRS reconstituído.	109
FIGURA 4. 5. Comparação entre os resultados de ensaios edométricos dos solos BRS e SK.	110
FIGURA 4. 6. Extrapolação das curvas de compressão unidimensional (a) para o solo BRS e (b) para o solo SK.	111
FIGURA 4. 7. Comparação entre (a) as curvas granulométricas do solo BRS e do solo residual de granito estudado por Santucci <i>et al.</i> (1998) e (b) fase granular do solo BRS e dos solos estudados por Coop & Lee (1993).	114
FIGURA 4. 8. Comparação dos resultados obtidos no solo BRS com outros materiais estudados por Coop & Lee (1993): (a) areia Dogs Bay, (b) areia Ham River e (c) granito decomposto.	115
FIGURA 4. 9. Resultados de ensaios edométricos e triaxial K_o em um granito decomposto (Santucci <i>et al.</i> ,1998).	116
FIGURA 4. 10 Compressão unidimensional do solo residual de arenito Botucatu nas condições indeformada e reconstituída, visualizada (a) em escala logarítmica, (b) em escada natural de σ'_v	118
FIGURA 4. 11 Trajetórias de deformação radial nula nos solos BRS indeformado (Martins, 1994) e reconstituído.	120
FIGURA 4. 12 Estimativa da tensão de plastificação da estrutura– resultado relativo a ensaio edométrico realizado em um corpo de prova indeformado do solo BRS.	120
FIGURA 4. 13. Adensamento isotrópico no solo BRS indeformado (a) curva $v: p'$; (b) curva $v: \log p'$; (c) curva $\varepsilon_v: p'$ e (d) curva $\varepsilon_v: \log p'$	121
FIGURA 4. 14 Curva de compressão isotrópica do solo BRS indeformado (a) $v: \log p'$; (b) $\varepsilon_v: p'$; (c) $\varepsilon_v: p'$ e (d) $\varepsilon_v: \varepsilon_v$	125
FIGURA 4. 15 Curva de compressão isotrópica do solo BRS indeformado para $p' < 500$ kPa: (a) $v: \log p'$; (b) $\varepsilon_v: p'$; (c) $\varepsilon_v: p'$ e (d) $\varepsilon_v: \varepsilon_v$	126

FIGURA 4. 16 Curva de compressão isotrópica do solo BRS indeformado (a) $v: \log p'$; (b) $\varepsilon_v: p'$; (c) $\varepsilon_v: p'$ e (d) $\varepsilon_v: \varepsilon_v$	127
FIGURA 4. 17 Deformabilidade volumétrica do solo BRS indeformado sob compressão isotrópica (a) curva $\log K: \log \varepsilon_v$ (b) curva $\log K: \log p'$	128
FIGURA 4. 18 Comparação entre resultados de compressão isotrópica com carregamentos contínuo e incremental	129
FIGURA 4. 19 Curvas de adensamento isotrópico e unidimensional obtidas no solo BRS.....	129
FIGURA 4. 20. Curvas tensão – deformação dos ensaios de compressão uniaxial de corpos de prova artificialmente cimentados com três teores de cimento e indeformado, todos com nível de sucção em torno de 50 kPa	132
FIGURA 4. 21. Compressão unidimensional de corpos de prova moldados no solo indeformado, reconstituído e artificialmente cimentados com TVC = 0,01g/cm ³ e TVC = 0,015g/cm ³	134
FIGURA 4. 22. Curvas de compressão unidimensional para corpos de prova de solo artificialmente cimentado, com TVC = 0,01g/cm ³ , preparados em diferentes índices de vazios iniciais.	135
FIGURA 4. 23. Curvas de compressão unidimensional para corpos de prova de solo artificialmente cimentado, com TVC = 0,015g/cm ³ , preparados em diferentes índices de vazios iniciais.	135
FIGURA 4. 24. Curvas de compressão unidimensional em escala linear de σ'_v de para os solos reconstituído e artificialmente cimentado com TVC = 0,01g/cm ³ e com TVC = 0,015g/cm ³	137
FIGURA 4. 25. Determinação da tensão de plastificação da estrutura (a) em escala linear e (b) em escala logarítmica de σ'_v – ensaio em corpo de prova com TVC = 0,015g/cm ³ e $e_o = 1,2$	138
FIGURA 4. 26. Tensão de plastificação obtida em escala logarítmica x tensão de plastificação obtida em escala aritmética	141
FIGURA 4. 27 . Curvas de compressão unidimensional dos solos artificialmente cimentados e do solo reconstituído, para $e_o = 0,5$	141
FIGURA 4. 28. Curvas índice de vazios x tensão de plastificação da estrutura definidas (a) em escala aritmética e (b) em escala logarítmica de σ'_v para os solos artificialmente cimentados.....	142
FIGURA 4. 29. Curvas de compressão unidimensional do solo BRS normalizadas em relação a e_o (a) TVC = 0,01g/cm ³ e (b) TVC = 0,015g/cm ³	143
FIGURA 4. 30. Curvas de compressão unidimensional do solo BRS normalizadas em relação a e_o e em relação a σ'_v (a) TVC = 0,01g/cm ³ e (b) TVC = 0,015g/cm ³	144
FIGURA 5. 1 Ensaios convencionais drenados em amostras indeformadas, curvas $q: \varepsilon_v$ série NT.....	149
FIGURA 5. 2. Ensaios convencionais drenados em amostras indeformadas, curvas $\varepsilon_v: \varepsilon_v$ série NT.	149
FIGURA 5. 3. Ensaios convencionais drenados em amostras indeformadas, curvas $\varepsilon_v: \varepsilon_v$ série NT.	150
FIGURA 5. 4 Ensaios convencionais drenados em amostras indeformadas, trajetórias de tensões $q: p'$, série NT.....	150
FIGURA 5. 5 Ensaios convencionais drenados em amostras indeformadas, curvas $q: \varepsilon_v \varepsilon_v: \varepsilon_v \varepsilon_v$ ensaio NT10.....	151
FIGURA 5. 6. Ensaios convencionais drenados em amostras indeformadas, curvas $q: \varepsilon_v \varepsilon_v: \varepsilon_v \varepsilon_v$ ensaio NT25.....	151
FIGURA 5. 7 Ensaios convencionais drenados em amostras indeformadas, curvas $q: \varepsilon_v \varepsilon_v: \varepsilon_v \varepsilon_v$ ensaio NT50.....	152
FIGURA 5. 8 Ensaios convencionais drenados em amostras indeformadas, curvas $q: \varepsilon_v \varepsilon_v: \varepsilon_v \varepsilon_v$ ensaio NT100	152
FIGURA 5. 9 Ensaios convencionais drenados em amostras indeformadas, curvas $q: \varepsilon_v \varepsilon_v: \varepsilon_v \varepsilon_v$ ensaio NT150	153
FIGURA 5. 10 Ensaios convencionais drenados em amostras indeformadas, curvas $q: \varepsilon_v \varepsilon_v: \varepsilon_v \varepsilon_v$ ensaio NT200.....	153
FIGURA 5. 11 Curvas módulo de deformabilidade (E) x deformação axial (a) em escala aritmética de E e (b) em escala logarítmica de E , série NT.....	158
FIGURA 5. 12 Curvas $q: \varepsilon_v$ em escala ampliada para $\varepsilon_v < 0,03\%$, série NT.....	159
FIGURA 5. 13 Curvas $\log E: \log \varepsilon_v$ para os ensaios NT10, NT25, NT50 e NT100.....	159
FIGURA 5. 14 Curvas $q: \varepsilon_v$ em escala ampliada para $\varepsilon_v < 0,2\%$, série NT.....	160
FIGURA 5. 15 Curvas $\varepsilon_v: \varepsilon_v$ em escala ampliada para $\varepsilon_v < 0,2\%$, série NT.....	160
FIGURA 5. 16 Curvas $\varepsilon_v: \varepsilon_v$ em escala ampliada para $\varepsilon_v < 1\%$, série NT.....	161

FIGURA 5. 17 Curvas $\log E$: $\log q$, série NT.....	161
FIGURA 5. 18 Superfícies de plastificação P3 e P4.....	163
FIGURA 5. 19 Influência do nível de tensão sobre o módulo de deformabilidade para diferentes níveis de deformação axial..	163
FIGURA 5. 20 Ensaios triaxiais NT25, AC0725 e AC07x25: (a) curvas q : ε_a (b) curvas ε_r : ε_a (c) curvas $\log E$: $\log \varepsilon_a$ e (d) curvas ε_r : ε_a	168
FIGURA 5. 21 Ensaios triaxiais NT100, AC07100 e AC07x100: (a) curvas q : ε_a (b) curvas ε_r : ε_a (c) curvas $\log E$: $\log \varepsilon_a$ e (d) curvas ε_r : ε_a	169
FIGURA 5. 22 Ensaios triaxiais NT150, AC07150 e AC07x150: (a) curvas q : ε_a (b) curvas ε_r : ε_a (c) curvas $\log E$: $\log \varepsilon_a$ e (d) curvas ε_r : ε_a	170
FIGURA 5. 23 Ensaios triaxiais NT200, AC07200 e AC07x200: (a) curvas q : ε_a (b) curvas ε_r : ε_a (c) curvas $\log E$: $\log \varepsilon_a$ e (d) curvas ε_r : ε_a	171
FIGURA 5. 24 Pontos de plastificação dos ensaios das séries NT, AC07 e AC07x no plano p' : q	172
FIGURA 5. 25 Variação do módulo de deformabilidade com o nível de tensão confinante para os ensaios das séries NT, AC07 e AC07x, para diferentes níveis de deformação axial.....	172
FIGURA 5. 26 Ensaios AC05: (a) curvas q : ε_a (b) curvas ε_r : ε_a	178
FIGURA 5. 27 Ensaios AC05x: (a) curvas q : ε_a (b) curvas ε_r : ε_a	178
FIGURA 5. 28 Curvas $\log E$: $\log \varepsilon_a$ (a) AC05 e (b) AC05x.....	179
FIGURA 5. 29 Série AC05: (a) variação de E com p' e (b) superfícies de plastificação.....	179
FIGURA 5. 30 Ensaios AC09: (a) curvas q : ε_a (b) curvas ε_r : ε_a	180
FIGURA 5. 31 Ensaios AC09x: (a) curvas q : ε_a (b) curvas ε_r : ε_a	180
FIGURA 5. 32 Curvas $\log E$: $\log \varepsilon_a$ (a) AC09 e (b) AC09x:.....	181
FIGURA 5. 33 Série AC09: (a) variação de E com p' e (b) superfícies de plastificação.....	181
FIGURA 5. 34 Ensaios AC07: (a) curvas q : ε_a (b) curvas ε_r : ε_a	182
FIGURA 5. 35 Ensaios AC07x: (a) curvas q : ε_a (b) curvas ε_r : ε_a	182
FIGURA 5. 36 Curvas $\log E$: $\log \varepsilon_a$ (a) AC07 e (b) AC07x:.....	183
FIGURA 5. 37 Série AC07: (a) variação de E com p' e (b) superfícies de plastificação.....	183
FIGURA 5. 38 Superfícies de plastificação para diferentes teores volumétricos de cimento e índices de vazios iniciais.....	184
FIGURA 5. 39 Trajetórias de tensões alternativas (a) identificação esquemática dos ensaios realizados, plotados no plano s' : t e (b) resultados obtidos plotados no plano s' : t	195
FIGURA 5. 40 Ensaio SC50: (a) trajetória de tensões t : s' , (b) curvas tensão: deformação (c) rigidez radial e axial e (d) curvas ε_r : ε_a e ε_r : ε_a	196
FIGURA 5. 41 Ensaio SC150: (a) trajetória de tensões t : s' , (b) curvas tensão: deformação (c) rigidez axial e radial e (d) curvas ε_r : ε_a e ε_r : ε_a	197
FIGURA 5. 42 Ensaio SCE150: (a) trajetória de tensões t : s' , (b) curvas tensão: ε_a (c) rigidez axial e (d) curvas t : ε_a em compressão e em extensão.....	198
FIGURA 5. 43 Ensaio EXT100 (a) trajetória de tensões t : s' , (b) curvas tensão: deformação (c) rigidez radial e axial e (d) curvas ε_r : ε_a e ε_r : ε_a	199
FIGURA 5. 44 Ensaio EXT200 (a) trajetória de tensões t : s' , (b) curvas tensão: deformação (c) rigidez radial e axial e (d) curvas ε_r : ε_a e ε_r : ε_a	200
FIGURA 5. 45 Ensaio ST200 (a) trajetória de tensões t : s' , (b) curvas tensão: deformação (c) rigidez radial e axial e (d) curvas ε_r : ε_a e ε_r : ε_a	201
FIGURA 5. 46 Resumo dos resultados obtidos no plano q : p' , indicando a forma suposta da superfície de plastificação da estrutura do solo BRS na condição indeformada.....	202

FIGURA 5. 47 Ensaio NTV115, curvas q : ε_2 , ε_1 , ε_3 e ε_v , ε_0	203
FIGURA 5. 48 Comparação entre as curvas $\log E$: $\log \varepsilon_2$ dos ensaios NTV115 e NT100.....	203
FIGURA 6. 1 Determinação das pressões inicial p_0 e de plastificação p_f a partir da curva pressiométrica p : dV	210
FIGURA 6. 2 – Ensaios pressiométricos: disposição dos furos no talude.....	211
FIGURA 6. 3 - Curvas pressiométricas do solo BRS corrigidas.....	211
FIGURA 6. 4 – Variação de K_0 com a profundidade.....	212
FIGURA 6. 5- Variação de p_0 , p_l e p_f com a profundidade.....	212
FIGURA 6. 6 Comparação entre os módulos de cisalhamento G_{sec} , G_{tan} e G_m (ensaio 8).....	212
FIGURA 6. 7- Variação de G_{sec} com dV/V para diferentes profundidades de ensaio.....	213
FIGURA 6. 8 –Variação do módulo de.....	213
FIGURA 6. 9 – Módulos de cisalhamento.....	213
FIGURA 6. 10 Módulos de cisalhamento G_m e G_r em função do nível de deformações cisalhantes.....	214
FIGURA 6. 11 Correção do módulo de cisalhamento obtido em ensaios de laboratório em função do módulo G_r obtido em ensaios de campo aplicando métodos sísmicos (Tatsuoka & Shibuya, 1992).....	216
FIGURA 6. 12 Sistema de <i>bender elements</i> desenvolvido nesta tese.....	221
FIGURA 6. 13 Detalhe do acoplamento do <i>bender element</i> no pedestal da câmara triaxial.....	221
FIGURA 6. 14 Registro da emissão e recepção da onda senoidal através de um corpo de prova do solo BRS natural com o sistema de <i>bender elements</i> utilizado nesta tese.....	222
FIGURA 6. 15 Variação de G_0 com a tensão isotrópica efetiva p' , obtida para o solo BRS natural com o equipamento para ensaios <i>bender elements</i> da City University.....	222
FIGURA 6. 16 Esquema básico do ensaio <i>cross hole</i> ((Hebmuller, 1999).....	225
FIGURA 6. 17 Instrumentação de aquisição de dados do ensaio <i>cross hole</i> desenvolvida por Hebmuller (1999) e utilizada nesta tese.....	225
FIGURA 6. 18 Detalhe da capsula desenvolvida por Hebmuller (1999) para a fixação do acelerômetro.....	226
FIGURA 6. 19 Sistema de geração de ondas S desenvolvido e cápsulas com acelerômetros.....	226
FIGURA 6. 20 Detalhe do martelo expandido.....	227
FIGURA 6. 21 Vista interna do martelo desenvolvido.....	227
FIGURA 6. 22 Esquema do sistema de geração de ondas tipo S desenvolvido.....	228
FIGURA 6. 23 Ensaio <i>cross hole</i> : exemplos de registros obtidos com a utilização do sistema geração de ondas S desenvolvido nesta tese.....	231
FIGURA 6. 24 Variação dos módulos G_0 e G_m com a profundidade de ensaio.....	232
FIGURA 6. 25 Variação de G_0 com o teor de umidade, para a profundidade de 5m.....	232
FIGURA 7. 1 Comportamento tensão x deformação do solo BRS: Vila Scharlau x RS-239 (a) ensaios triaxiais para $\sigma'_c = 10, 25$ e 50 kPa; (b) ensaios triaxiais para $\sigma'_c = 100, 150$ e 200 kPa (Martins <i>et al.</i> , 1998).....	238
FIGURA 7. 2 Variação da máxima taxa de expansão volumétrica com o nível de confinamento para diferentes índices de vazios e teores de cimento. Resultados adaptados de Prietto (1996) e Ferreira (1998) e ainda os obtidos nesta tese, todos referentes ao solo BRS.....	239
FIGURA 7. 3 Curvas de degradação do módulo de cisalhamento de um arenito silicoso (a) G : $\log \varepsilon_2$ (b) G : $\log q$ (Cuccovillo & Coop, 1997).....	242
FIGURA 7. 4 Curvas de degradação do módulo de deformabilidade com a deformação axial para diversas rochas brandas e um solo artificialmente cimentado (Tatsuoka <i>et al.</i> , 1993).....	242
FIGURA 7. 5 Curvas E : $\log \varepsilon_2$ referentes aos ensaios triaxiais realizados nos solos BRS da Vila Scharlau e da RS-239 (Ferreira, 1998) (a) $\sigma'_c = 10, 25$ e 50 kPa; (b) $\sigma'_c = 100, 150$ e 200 kPa.....	243

FIGURA 7. 6 Variação do módulo em função do nível de tensões efetivas para vários níveis de deformação axial, obtidos para o solo BRS natural da Vila Scharlau.....	247
FIGURA 7. 7 Variação do módulo inicial determinados por ensaios de <i>bender elements</i> em função da tensão de confinamento efetiva, em escala linear ampliada $E: p'$	247
FIGURA 7. 8 Variação do módulo secante em função da tensão de confinamento efetiva obtidas para uma rocha branda (marga de Corinto, Bressani, 1990).....	248
FIGURA 7. 9 Curva de degradação do módulo de cisalhamento com a deformação axial, $\log G: \log \varepsilon_s$, obtida a partir de diferentes ensaios de campo e de laboratório realizados no solo BRS natural.....	251
FIGURA 7. 10 – Superfície de plastificação proposta para o solo BRS natural identificada no plano $q: p'$, em escala 1:1.....	254
FIGURA 7. 11 Forma alternativa de superfície de plastificação, considerando um possível deslocamento em relação ao eixo de consolidação K_p	255
FIGURA 7. 12 Estimativa de σ'_y , considerando a tendência identificada pela linha tracejada.....	258
FIGURA 7. 13 Superfícies de plastificação dos solos artificialmente cimentados e solo BRS natural normalizadas em relação à σ'_y	259
FIGURA A. 1. Esquema geral do sistema automático de controle do equipamento triaxial utilizado (Martins, 1994).....	289
FIGURA A. 2. Câmara triaxial tipo Bishop Wesley utilizada.....	290
FIGURA A. 3 Esquema do servo-mecanismo de controle de pressão implementado.....	291
FIGURA A. 4 Transdutores de deformação a base de sensores de efeito Hall utilizados (a) transdutor de deformações axiais (Soares, 1992) e (b) transdutor de deformações radiais (Bressani, 1990).....	292
FIGURA A. 5. Fluxograma simplificado do programa de controle de trajetória de tensões (Martins, 1994).....	293
FIGURA A. 6. Fluxograma da sub-rotina de ajuste das condições iniciais.....	294
FIGURA A. 7. Fluxograma da sub-rotina de controle de trajetórias lineares de tensões.....	295
FIGURA A. 8 Fluxograma da sub-rotina de controle da trajetória de deformação radial nula.....	295
FIGURA A. 9: (1). câmara triaxial (2) válvula de controle de fluxo (3) pórtico de transdutores de pressão (4) transdutor de variação volumétrica tipo <i>Imperial College</i> (5) caixa de conexões elétricas.....	296
FIGURA A. 10 (1) Conversor A/D (2) Caixa de relés e conexões elétricas com os motores (3) caixa de conexões elétricas com o conversor A/D (4) servo mecanismo de controle de pressão.....	297
FIGURA A. 11 Servo mecanismo de controle de pressão (1) êmbolo hidráulico (2) caixa de redução (3) motor elétrico.....	297
FIGURA A. 12 Detalhe da instrumentação local de deformações radial e axial utilizada, a base de sensores de efeito Hall (Soares, 1992).....	298

LISTA DE TABELAS

TABELA 2. 1 Algumas propriedades de solos residuais de arenitos no RS e SP. (1) Bica (1999), (2) Souza Pinto <i>et al.</i> (1993).	54
TABELA 3. 1. Minerais constituintes do solo BRS, segundo as análises de difratogrametria de Raio X.....	74
TABELA 3. 2. Composição modal do solo BRS.....	76
TABELA 3. 3. Características físicas do solo residual de arenito Botucatu.....	96
TABELA 3. 4. Análise granulométrica (NBR 6502/95).....	96
TABELA 3. 5. Resistência à compressão uniaxial.....	99
TABELA 4. 1. Condições iniciais dos corpos de prova.....	107
TABELA 4. 2. Comparação entre arenito Botucatu e outros solos.....	111
TABELA 4. 3. Condições de moldagem dos corpos de prova artificialmente.....	133
TABELA 4. 4. Tensões de plastificação da estrutura σ'_y , determinadas em escala logarítmica e em escala linear de σ'_y	138
TABELA 5. 1. Resumo dos ensaios triaxiais realizados no solo BRS.....	145
TABELA 5. 2. Resumo dos resultados de ensaios triaxiais - série NT.....	148
TABELA 5. 3. Algumas variações possíveis entre materiais estruturados.....	162
TABELA 5. 4. Resumo dos ensaios triaxiais da série AC.....	164
TABELA 6. 1. Resumo dos resultados obtidos nos ensaios pressiométricos.....	207
TABELA 6. 2. Comparação entre os parâmetros A e n obtidos no solo BRS natural e materiais reconstituídos.....	220
TABELA 6. 3. Resultados de ensaios <i>cross hole</i> obtidos no solo residual BRS da Vila Scharlau.....	230
TABELA 7. 1. Comparação entre os solos BRS da Vila Scharlau e da RS-239.....	241
TABELA A.1 – Resolução aproximada dos transdutores de força, pressão e deslocamento utilizados.....	282

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

'	relativo às tensões efetivas	λ	declividade da linha de compressão normal no plano $v: \ln p'$
Δ	relativo a incrementos	μ	coeficiente de Poisson
α	ângulo de atrito no diagrama $t: s'$	v	volume específico
δ	densidade	ρ	razão entre o peso específico e aceleração da gravidade
ε_a	deformação axial	σ_c	tensão confinante
ε_c	deformação da cavidade cilíndrica	σ_d	tensão desvio
ε_r	deformação radial	σ_h	tensão horizontal
ε_s	deformação de cisalhamento	σ_v	tensão vertical
ε_v	deformação volumétrica	σ_1	tensão principal maior
ϕ	ângulo de atrito interno	σ_3	tensão principal menor
γ_d	peso específico seco	τ	tensão de cisalhamento
γ_{nat}	peso específico total	ω_{nat}	teor de umidade natural
κ	declividade da linha de expansão no plano $v: \ln p'$	ψ	parâmetro de estado (Been & Jefferies, 1985)
c	coesão	K_o	coeficiente de empuxo ao repouso, dado por σ_h' / σ_v'
C_c	índice de compressão, declividade da linha de compressão no plano $e: \log \sigma'_v$	M	inclinação da linha do estado crítico no plano $q: p'$
C_s	índice de recompressão, declividade da linha de expansão no plano $e: \log \sigma'_v$	N	volume específico para $p' = 1 \text{ kPa}$
e	índice de vazios	p	$(\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$
e_o	índice de vazios inicial	p_f	pressão de plastificação (ensaio do pressiômetro)
E	módulo de deformabilidade ou módulo de Young, dado por $\Delta\sigma_x / \varepsilon_x = \sigma_x / \varepsilon_x$	p_l	pressão limite (ensaio do pressiômetro)
E_o	módulo de deformabilidade inicial no intervalo elástico, medido em ensaios dinâmicos	p_o	pressão inicial (ensaio do pressiômetro)
$E_{máx}$	módulo de deformabilidade máximo, estimado com o ensaio triaxial	P	ondas de compressão
E_{sec}	módulo de deformabilidade secante	q	tensão desvio, dada por $(\sigma_1 - \sigma_3)$
G	módulo de cisalhamento	S	ondas de cisalhamento
G_f	módulo de cisalhamento em ensaios dinâmicos de campo	s	$(\sigma_1 + \sigma_3)/2$
G_o	módulo de cisalhamento inicial	t	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$
G_m	módulo pressiométrico	S_r	grau de saturação
$G_{máx}$	módulo de cisalhamento máximo	v_p	velocidade de propagação da onda P
K	módulo de compressão volumétrica, dado por $\Delta\sigma_v / \varepsilon_v$	v_s	velocidade de propagação da onda S
		Z	profundidade
BRS	solo residual de arenito Botucatu	NCL	curva de compressão normal
BSE	envoltória relativa à plastificação da cimentação	OCR, R_o	razão de sobre-adensamento
CD	ensaio triaxial consolidado drenado	RCS	resistência à compressão simples
CSL	linha de estado crítico	SBS	superfície de contorno de estado intrínseca
CU	ensaio triaxial consolidado não drenado	SCL	linha de compressão de sedimentação
ICL	linha de compressão intrínseca	SSL	linha relativa ao estado constante
IP	índice de plasticidade	TEC	Teoria do Estado Crítico
LL	limite de liquidez	TVC	teor volumétrico de cimento
LP	limite de plasticidade		

RESUMO

O solo residual de arenito Botucatu tem sido objeto de pesquisa na UFRGS devido à sua estrutura natural remanescente, com feições bem definidas da rocha de origem tais como a estratificação que intercala bandas escuras com bandas claras. Esta estrutura confere ao solo propriedades diferenciadas de comportamento, como excelente estabilidade em cortes. Consiste, portanto, em um solo estruturado, pertencendo a uma classe de materiais que não podem ter seu comportamento descrito pela aplicação exclusiva dos conceitos clássicos da mecânica dos solos, e também não se classificam como rocha. São materiais que têm sido objeto de pesquisa principalmente a partir da última década.

Nesta tese, o comportamento mecânico deste solo foi investigado através de ensaios de compressão unidimensional, ensaios triaxiais, ensaios pressiométricos e ensaios dinâmicos. Foram realizados ensaios de compressão unidimensional e triaxiais convencionais em amostras naturais, reconstituídas e artificialmente cimentadas. Ensaio triaxiais seguindo trajetórias de tensões não convencionais foram realizados em amostras naturais. Foram ainda realizadas análises por microscopia ótica e eletrônica. Foi dada ênfase aos aspectos de compressibilidade e rigidez, tendo sido também analisado o comportamento na ruptura por cisalhamento.

Nos ensaios de compressão unidimensional realizados em amostras reconstituídas foi verificado que o comportamento deste solo não pode ser associado nem ao comportamento clássico de argilas, nem ao comportamento de areias. As diferenças observadas foram associadas à granulometria do solo estudado. Quanto ao solo natural, concluiu-se, com base nos ensaios triaxiais, pressiométricos e dinâmicos, que o material apresenta características anisotrópicas que definem seu comportamento para baixos níveis de deformação. Outros aspectos de comportamento identificados revelaram que este material não se enquadra no padrão descrito por Leroueil & Vaughan (1990) para solos estruturados. O comportamento observado foi relacionado à microestrutura identificada nas análises por microscopia ótica e eletrônica.

ABSTRACT

The residual soil of Botucatu sandstone has been studied at UFRGS due to its natural structure, which shows well defined traces of the parent rock, such as alternate white and dark bands resulting from the stratification. This natural structure brings particular engineering properties to the soil, such as its excellent slope stability. This soil consist, therefore, of a structured soil, inserted in a class of materials that cannot have their behaviour explained by the direct application of soil mechanics classical concepts, and that cannot be denoted as rock, too. The research on the behaviour of these materials has been performed mainly in the last decade.

In this thesis, the mechanical behaviour of the residual soil of Botucatu sandstone was investigated by oedometer, triaxial, pressuremeter and dynamics tests. Oedometer and triaxial tests were performed on natural, reconstituted and artificially cemented samples. Triaxial tests following non-conventional stress paths were conducted on natural samples. Optical and electronic microscopic analyses were also conducted on both natural and reconstituted samples. Aspects of the behaviour of this soil relative to its compressibility and stiffness are discussed in this thesis with major emphasis, but some observations are also made about strength characteristics.

The one-dimensional compression tests on reconstituted samples showed some differences in relation to the expected classical pattern; it could not be associated to the behaviour of sands, nor to the behaviour of clays. These differences were associated to the granulometric characteristics of the Botucatu residual soil. Based on results of triaxial, pressuremeter and dynamic tests, it was concluded that the natural soil has anisotropic stiffness characteristics that define its behaviour at small strains. Some aspects of the behaviour of the natural samples indicate that this soil has important differences in relation to the well-established model described by Leroueil & Vaughan (1990) for structured soils and soft rocks. These differences were associated to the natural microstructure identified by the microscopic analyses.

1 INTRODUÇÃO

O trabalho de pesquisa desenvolvido nesta tese aborda o comportamento mecânico do solo residual de arenito Botucatu considerando algumas peculiaridades deste comportamento em relação ao modelo proposto por Leroueil & Vaughan (1990) para solos estruturados. Este estudo dá continuidade ao trabalho de mestrado desenvolvido anteriormente pela autora neste mesmo material (Martins, 1994). Naquele trabalho, foi verificado que o comportamento do solo residual de arenito Botucatu se caracterizava pela presença de uma estrutura cimentante a qual conferia ao solo uma elevada rigidez inicial. Alguns aspectos do comportamento observado, no entanto, diferiam do padrão de comportamento descrito por Leroueil & Vaughan (1990), mais especificamente no que se refere ao comportamento em compressão unidimensional. Esta tese teve como ponto de partida investigar em maior detalhe o comportamento em compressão unidimensional e caracterizar quais as variáveis determinantes da compressibilidade.

Martins (1994) associou uma superfície de plastificação à estrutura natural do solo residual de arenito Botucatu, a qual foi identificada através de ensaios triaxiais seguindo trajetórias de tensões não convencionais. No entanto, também no que diz respeito ao comportamento em resistência ao cisalhamento, o modelo proposto por Leroueil & Vaughan (1990) não pode ser claramente caracterizado naqueles ensaios. Estas dúvidas motivaram uma investigação experimental que buscasse caracterizar quais aspectos do comportamento em resistência e compressibilidade podem ser diretamente associados à estrutura natural e quais estão relacionados ao comportamento intrínseco, ou seja, ao índice de vazios e à história de tensões.

Martins (1994) identificou, ainda, uma dependência do módulo de deformabilidade em relação à trajetória de tensões seguida. Desta forma, um aspecto de interesse desta pesquisa refere-se à identificação dos fatores que afetam diretamente a rigidez do solo indeformado. Esta tese consiste, portanto, em uma tese essencialmente experimental que visa identificar aspectos do comportamento mecânico de um solo residual de arenito.

Considerando as características granulométricas do material estudado, que consiste em um solo granular com finos, um ponto fundamental do trabalho desenvolvido nesta tese consistiu na identificação, com base na revisão bibliográfica, dos padrões de comportamento estabelecidos para solos granulares com finos reconstituídos. Características bem definidas de comportamento são estabelecidas na literatura para solos finos e para solos granulares na condição reconstituída. Um comportamento de

transição entre estes dois padrões pode ser esperado para uma granulometria mista. O comportamento do solo reconstituído consiste em uma referência importante a partir do que o caráter estruturado do solo pode ser avaliado. Por este motivo, a Revisão da Literatura apresentada no Capítulo 2 aborda não somente aspectos de comportamento de solos estruturados, mas também o comportamento de solos reconstituídos e os fundamentos teóricos que permitem estabelecer as relações entre tensão x índice de vazios x história de tensão empregadas na Teoria do Estado Crítico.

No trabalho desenvolvido por Martins (1994) algumas considerações foram levantadas sobre a importância relativa do arranjo de grãos e da cimentação entre partículas no comportamento deste material. Incertezas com relação a estes aspectos motivaram a realização de análises de microestrutura por microscopia ótica e eletrônica. Estas análises são apresentadas no Capítulo 3, juntamente com outras investigações que permitiram a caracterização física do solo estudado.

No Capítulo 4 são apresentados os resultados de ensaios de compressão unidimensional e isotrópica realizados no solo estudado. A primeira parte deste capítulo se refere à determinação do comportamento intrínseco do solo residual de arenito Botucatu, no que diz respeito aos aspectos de compressibilidade. Os ensaios de compressão unidimensional no solo reconstituído tiveram por objetivo a localização da curva de compressão normal (NCL) do solo residual de arenito Botucatu. O comportamento do solo indeformado em compressão unidimensional e isotrópica foi também investigado. Uma série complementar de ensaios de compressão unidimensional é realizada no solo reconstituído com a adição de cimento em diferentes índices de vazios iniciais e para dois teores volumétricos de cimento. A partir destes resultados, é apresentada uma proposta de normalização do comportamento em compressão unidimensional.

No Capítulo 5 são apresentados resultados de ensaios triaxiais drenados. Três séries de ensaios triaxiais foram realizadas: a primeira, no solo indeformado seguindo trajetórias de tensões convencionais; a segunda, no solo indeformado seguindo trajetórias de tensões não convencionais e a terceira, no solo artificialmente cimentado preparado em diferentes índices de vazios iniciais com dois teores volumétricos de cimento. Estes ensaios triaxiais foram realizados com medição local de deformações radiais e axiais. A partir destes resultados, o comportamento do solo residual de arenito Botucatu é analisado considerando os aspectos referentes à deformabilidade, à resistência ao cisalhamento e à plastificação da estrutura.

No Capítulo 6 são apresentados resultados de ensaios pressiométricos, de *cross hole* e de *bender elements* realizados no solo residual de arenito Botucatu na condição indeformada. Os ensaios de *cross hole* e de *bender elements* foram realizados visando a determinação da rigidez inicial do solo BRS. Os

ensaios pressiométricos foram realizados em diferentes profundidades e permitiram caracterizar o perfil de subsolo junto ao local de retirada das amostras ensaiadas em laboratório. O conjunto de ensaios de laboratório e de campo permitiu identificar alguns aspectos de anisotropia da deformabilidade.

O Capítulo 7 discute em uma perspectiva mais ampla alguns dos principais aspectos de comportamento abordados nos capítulos anteriores, comparando-os com os padrões estabelecidos na literatura. Neste capítulo, são também sintetizados os aspectos de comportamento do solo residual de arenito Botucatu referentes à deformabilidade, à resistência ao cisalhamento, à compressibilidade, à anisotropia e à plastificação da estrutura. As principais conclusões desta tese e as sugestões para futuras pesquisas são apresentadas no Capítulo 8.

2 REVISÃO DA LITERATURA

2.1 Introdução

No passado, a investigação geotécnica de materiais estruturados foi considerada de menor importância pelo fato de que suas propriedades aparentemente garantiam um desempenho adequado das obras de engenharia. Mas durante as últimas décadas, como resultado da crescente escala de construção civil, problemas geotécnicos em obras de engenharia têm sido freqüentemente associados a estes materiais. Estes problemas têm sido relatados durante a construção de túneis, cortes, escavações, aterros e fundações em obras de grande porte (Clayton & Serratrice, 1993).

Um caso histórico amplamente divulgado, referente a comportamento geotécnico inesperado em solos estruturados, ocorreu em 1982, na plataforma de exploração de petróleo North Rankin, Austrália. King & Lodge (1988) descrevem o caso onde estacas cravadas de 1.83m de diâmetro penetraram mais de 110m sob seu próprio peso após um único golpe. Conforme os autores, tratava-se de uma areia calcárea com elevado índice de vazios e uma estrutura cimentada muito frágil. A investigação geotécnica deste caso chamou a atenção da comunidade científica internacional para um comportamento que divergia dos padrões estabelecidos pela mecânica dos solos clássica.

Outro caso histórico em solos estruturados, referente a uma ruptura de talude após chuvas intensas, ocorreu em 1993, na localidade de Estância Velha, RS. Bressani *et al.* (1995) descrevem este caso, onde a ruptura brusca de um talude soterrou algumas casas causando a morte de dez pessoas. O talude era constituído por um solo residual de arenito Botucatu, objeto de estudo nesta tese. Este solo apresenta um comportamento extremamente frágil quando submetido a trajetórias de descarregamento, com colapso estrutural.

Técnicas experimentais para investigação de subsolo, ensaios de campo e ensaios de laboratório, bem como métodos de projeto e técnicas de construção específicas para materiais estruturados, estão ainda em desenvolvimento. Técnicas convencionais têm sido até o momento usadas na investigação e em projetos geotécnicos em materiais estruturados. Considerável esforço de pesquisa tem sido feito a partir de 1990 para desenvolver uma base geral para compreensão do comportamento destes materiais. Embora grandes avanços tenham sido alcançados nos últimos anos, questões fundamentais e práticas ainda devem ser respondidas (Clayton & Serratrice, 1993).

A mecânica dos solos clássica e a mecânica das rochas baseiam-se em modelos de comportamento distintos. Na mecânica dos solos, a resistência é analisada considerando o material como um meio contínuo, num modelo essencialmente friccional, mas podendo incluir uma pequena coesão. Em mecânica das rochas, a resistência coesiva da rocha intacta é muito alta, sendo considerada na análise, principalmente, a resistência das descontinuidades. Solos estruturados e rochas brandas representam uma classe de materiais que não se enquadram em nenhum destes modelos. No entanto, solos estruturados e rochas brandas são materiais geotécnicos muito comuns na natureza. Solos residuais, que se originam de processos de intemperismo atuando sobre as rochas, podem freqüentemente se apresentar estruturados. Por outro lado, solos sedimentares podem se transformar por processos de litificação, tornando-se estruturados. Mesmo níveis incipientes de litificação geram características estruturais no material (Barton, 1993).

O modelo de comportamento descrito pela mecânica dos solos clássica é utilizado nesta tese como referência para compreender o comportamento dos solos estruturados. Com este objetivo, é brevemente revista a seguir a Teoria do Estado Crítico (Schofield & Wroth, 1968). Os conceitos aqui revistos baseiam-se em Atkinson & Bransby (1978); Atkinson (1993) e Leroueil (1997). A Teoria do Estado Crítico (TEC) descreve o comportamento de solos como função principalmente do índice de vazios e da história de tensões, possibilitando ampla utilização de recursos de normalização. A importância prática da TEC está na sua aplicação em modelos constitutivos. Estes modelos têm sido amplamente utilizados na análise de obras geotécnicas empregando o método dos elementos finitos (Brito & Gunn, 1987). Entretanto, esta teoria, em sua forma original, negligencia qualquer efeito relativo à estrutura natural, como cimentação e arranjo de grãos. Alguns autores têm desenvolvido modelos constitutivos especificamente para solos cimentados (Gens & Nova, 1993; Lagioia & Nova, 1995), baseados, principalmente, no modelo de comportamento de solos estruturados proposto por Leroueil & Vaughan (1990). Recentemente, outros autores têm interpretado seus resultados experimentais em solos granulares cimentados com referência à TEC (Cuccovillo & Coop, 1997a; Coop, 2000a).

2.2 Teoria do Estado Crítico – Conceitos Fundamentais

A TEC foi desenvolvida, em grande parte, com base em resultados de ensaios de laboratório realizados em amostras de argilas reconstituídas. Conforme a TEC, um solo submetido à compressão isotrópica apresenta o comportamento esquematizado na FIGURA 2.1. A curva de compressão é representada no espaço $\nu: \ln p'$, onde p' representa a tensão efetiva média, sendo $p' = (\sigma_1' + 2\sigma_3')/3$, e ν o volume específico do solo. O volume específico é calculado como: $\nu = 1 + e$, onde e é o índice de vazios.

A TEC supõe que a curva de compressão isotrópica descrita por um solo possa ser representada por uma reta na escala logarítmica de p' , o que representa uma boa aproximação para argilas reconstituídas. No descarregamento, o solo é consideravelmente mais rígido do que no primeiro carregamento devido ao fato de que as deformações impostas no primeiro carregamento são, em grande parte, plásticas. Na FIGURA 2.1, a curva OACD correspondente ao primeiro carregamento é conhecida como curva de compressão normal (NCL), e pode ser expressa por:

$$v = N - \lambda \cdot \ln p' \quad (2.1)$$

onde λ representa o gradiente da NCL e N o valor de v para $p' = 1\text{kPa}$. A curva ABC é conhecida como curva de expansão e é expressa pela equação:

$$v = v_{\kappa} - \kappa \ln p' \quad (2.2)$$

onde κ é o gradiente da curva de expansão e v_{κ} é o valor de v para $p' = 1\text{kPa}$. Ao ser recarregado, o solo apresenta um comportamento elástico até atingir o ponto C situado na NCL. Neste ponto ocorre uma plastificação à qual se associa uma tensão de plastificação p_y' . Conforme a TEC, os parâmetros λ , κ e N são constantes para um determinado solo. Disso resulta que a NCL é única, sendo sua posição definida por N , e sua declividade por λ . Como o solo pode ser submetido a descarregamento em qualquer ponto da NCL, para cada curva de expansão corresponde um valor particular de v_{κ} e de p_y' .

A partir das equações 2.1 e 2.2 é possível calcular o volume específico de qualquer amostra em compressão isotrópica, dada a história de carregamento e descarregamento, bem como as correspondentes variações volumétricas. Após um descarregamento, a amostra pode estar situada em um ponto qualquer à esquerda da NCL. No entanto, segundo a TEC, um solo não pode alcançar a região à direita da NCL. Assim, a NCL representa uma curva limite de estado para a compressão isotrópica, sendo o estado definido pela condição $p': q: v$ em que o solo se encontra (onde $q = \sigma_1' - \sigma_3'$). Em qualquer ponto à esquerda da NCL, como o ponto B na FIGURA 2.1, o solo se encontra em um estado sobreadensado. Um solo normalmente adensado situa-se sobre a curva NCL. A NCL representa uma relação $v: \ln p'$ única na condição normalmente adensada, para a qual o solo sobreadensado converge quando submetido a um recarregamento. Conforme a TEC, o solo tem seu comportamento em compressão e cisalhamento associado à sua posição em relação à NCL.

No mesmo plano $v: \ln p'$ é definida também a Linha do Estado Crítico (CSL), que se localiza à esquerda da NCL. A CSL representa o estado para o qual o solo converge após ser submetido a grandes

deformações de cisalhamento. No plano $v: \ln p'$, a CSL é admitida paralela à NCL. Devido a este paralelismo e à sua posição à esquerda da NCL, a CSL pode ser associada a uma razão de sobreadensamento, definida como razão de sobreadensamento crítica. O estado de um solo sobre a CSL é referenciado a p_c' e v_c . Observam-se diferenças fundamentais no comportamento dos solos quando os mesmos são cisalhados a partir de estados inicialmente localizados à esquerda ou à direita da CSL.

Resultados de ensaios de compressão unidimensional são normalmente referenciados em um plano $e: \log \sigma'_v$, onde σ'_v é a tensão vertical efetiva, embora possam também ser representados no plano $v: \ln p'$, desde que seja conhecido o valor do coeficiente de empuxo ao repouso K_0 , pois $p' = [(1 + 2 K_0) / 3] \cdot \sigma'_v$. No plano $e: \log \sigma'_v$ as curvas NCL e CSL são, da mesma forma, paralelas (FIGURA 2.2). As principais diferenças neste plano em relação ao plano $v: \ln p'$ são que o parâmetro N é substituído por e_0 (índice de vazios inicial), o parâmetro λ é substituído por C_c (índice de compressão) e o parâmetro κ é substituído por C_s (índice de expansão). Note que, para um valor de K_0 constante, $C_c \approx 2,303\lambda$ e $C_s \approx 2,303\kappa$.

Na FIGURA 2.3, o solo carregado até o ponto A , sob tensão efetiva isotrópica p_A' , define uma região na qual o comportamento é considerado elástico pela TEC. Esta região é limitada no diagrama $q: p'$ pela curva limite de estado passante pelo ponto A na FIGURA 2.3(b). Para uma trajetória de tensões como a LM, dentro desta curva, o comportamento é admitido elástico. Para uma trajetória de tensões do tipo LT, o comportamento é elástico de L até S e deformações plásticas ocorrem somente de S até T. Para o solo carregado até o ponto B (FIGURA 2.3(a)), a curva limite de estado é alargada, sendo representada pela curva tracejada passante pelo ponto B na FIGURA 2.3(b). A nova curva limite de estado é associada às deformações volumétricas plásticas acumuladas. A forma desta nova curva é similar à anterior.

A curva CSL pode ser visualizada no espaço $q: p'$. Nas FIGURAS 2.3(b) e 2.4 é representada a CSL, a qual é expressa por:

$$q_{c_s} = M p'_{c_s} \quad (2.3)$$

onde o subíndice c denota o estado crítico. A razão M é equivalente ao ângulo de atrito interno no estado crítico ϕ'_c (FIGURA 2.4(a)).

Através do critério de Mohr-Coulomb obtém-se, para a compressão triaxial:

$$M_{ce} = \frac{6 \operatorname{sen} \phi'}{(3 - \operatorname{sen} \phi')} \quad (2.4)$$

e, para a extensão triaxial:

$$M_{ee} = \frac{6 \operatorname{sen} \phi'}{(3 + \operatorname{sen} \phi')} \quad (2.5)$$

No diagrama tridimensional $e: p': q$, a curva NCL e as curvas limites de estado configuram uma superfície limite de estado, também chamada superfície de contorno de estado (FIGURA 2.4(b)). A forma similar observada para as diversas curvas limites de estado possibilita a normalização com relação ao nível de tensões. Com este objetivo, define-se a tensão equivalente como sendo aquela correspondente à NCL para o mesmo volume específico. A tensão equivalente sobre a NCL para um dado volume específico pode ser calculada pela equação da NCL (Equação 2.1):

$$p'_e = \exp[(N - \nu) / \lambda] \quad (2.6)$$

A normalização em relação à tensão equivalente p'_e (isto é, $q/p'_e: p'/p'_e$) mostra que, para o solo normalmente adensado, tanto trajetórias de tensões drenadas quanto trajetórias não drenadas, para qualquer estado de tensões efetivas inicial resulta em uma única superfície de contorno de estado (FIGURA 2.5). Esta superfície é denominada superfície de Roscoe. Não é possível que um solo reconstituído se situe à direita desta superfície no plano normalizado $q/p'_e: p'/p'_e$. Neste plano, a NCL é representada pelo ponto A_1 e a CSL, pelo ponto B_3 . Atkinson & Bransby (1978) revisaram dados experimentais anteriores, em argila reconstituída, que demonstram a unicidade da superfície de Roscoe.

Durante o cisalhamento, um solo localizado à direita da CSL no plano $\nu: \ln p'$ (ou seja, normalmente adensado ou levemente sobreadensado) apresenta uma curva tensão desvio x deformação axial sem pico de resistência ao cisalhamento e um comportamento de compressão volumétrica. Por outro lado, um solo localizado à esquerda da CSL (solo sobreadensado) apresenta uma curva tensão desvio x deformação axial com formação de pico de resistência ao cisalhamento e um comportamento de expansão volumétrica. A FIGURA 2.6 esquematiza o comportamento de quatro amostras reconstituídas submetidas a ensaios de compressão triaxial drenados e não drenados, de acordo com seu

estado inicial em relação à CSL. As amostras se comportam elasticamente até alcançarem a curva limite de estado (nos pontos A₁, B₁, C₁ e D₁) e então, progressivamente, se movem na direção da CSL. Pode-se notar que, em ensaios drenados, amostras levemente sobreadensadas (trajetória AA₁A₂) apresentam comportamento dúctil, enquanto que amostras fortemente sobreadensadas (trajetória BB₁B₂) mostram um comportamento frágil, com formação de pico de resistência. Em ensaios não drenados, a geração de poro-pressão faz com que os corpos de prova se aproximem da CSL no seu estado de ruptura. Desta forma, o ensaio C₁ – C₂ gera poro-pressão positiva e o ensaio D₁ – D₂ gera poro-pressão negativa.

$$\tau_f = c'_e + \sigma' \tan \phi'_e \quad (2.7)$$

Hvorslev (1960) propôs a normalização dos solos fortemente sobreadensados pelo uso da pressão equivalente (p'_e), a qual representa o valor da pressão correspondente ao mesmo índice de vazios que o solo se encontra, porém, obtida na NCL. A normalização em relação à p'_e para qualquer estado de tensões efetivas inicial resulta em outra superfície de contorno de estado (FIGURA 2.7) denominada superfície de Hvorslev. Não é possível que um solo reconstituído se situe à esquerda desta superfície no plano normalizado q/p'_e : p'/p'_e . Leroueil (1997) apresenta equações que descrevem a superfície de Hvorslev (Equações 2.8 e 2.9), onde c'_e e ϕ'_e são conhecidos como parâmetros de Hvorslev, os quais crescem com a redução do índice de vazios.

Em compressão triaxial,

$$\frac{q}{p'_e} = \frac{6 \cos \phi'_e}{(3 - \sin \phi'_e)} c'_{pe} + M_{ce} \frac{p'}{p'_e} \quad (2.8)$$

e, em extensão triaxial,

$$\frac{q}{p'_e} = \frac{6 \cos \phi'_e}{(3 + \sin \phi'_e)} c'_{pe} - M_{ee} \frac{p'}{p'_e} \quad (2.9)$$

com M_{ce} e M_{ee} definidos nas equações 2.4 e 2.5. O parâmetro de coesão c'_{pe} é obtido pela normalização de c'_e em relação à pressão equivalente p'_e . A FIGURA 2.7 mostra as superfícies de contorno de estado normalizadas (superfícies de Roscoe e Hvorslev), as quais constituem os elementos básicos da TEC. A NCL é representada, neste plano, pelo ponto A, e a CSL, pelo ponto C. Portanto, a determinação dos estados de referência correspondentes à NCL é necessária para a aplicação da TEC.

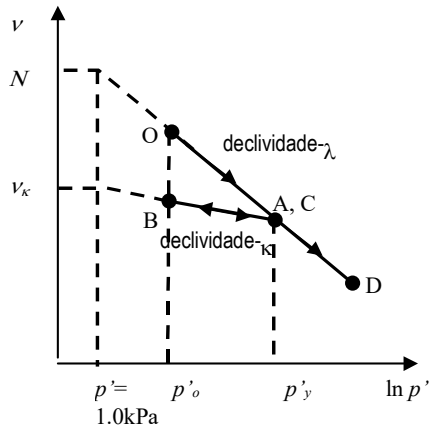


FIGURA 2. 1. Compressão isotrópica e expansão (Atkinson, 1993).

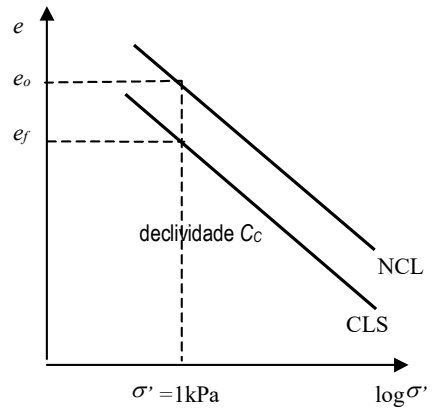


FIGURA 2. 2. Linhas NCL e CSL (Atkinson, 1993).

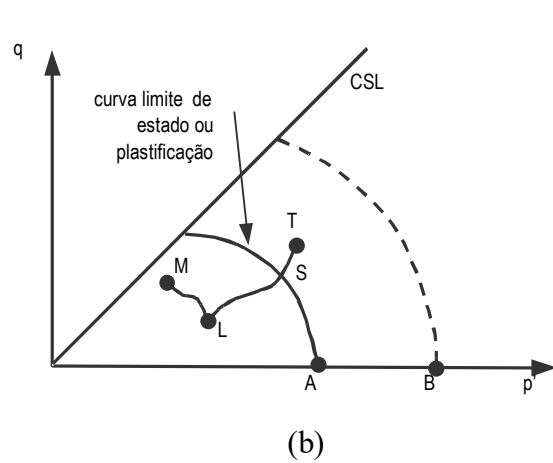
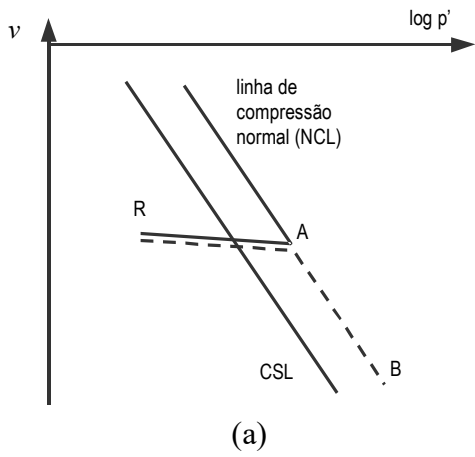


FIGURA 2. 3. Superfície limite de estado: associação entre (a) o comportamento em compressão isotrópica e (b) a conseqüente expansão da curva limite de estado (Leroueil, 1997).

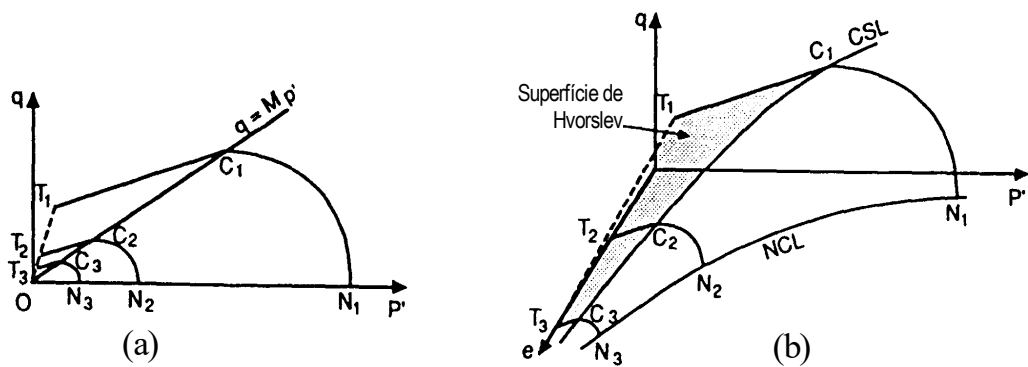


FIGURA 2. 4. Superfície de contorno de estado (Leroueil, 1997).

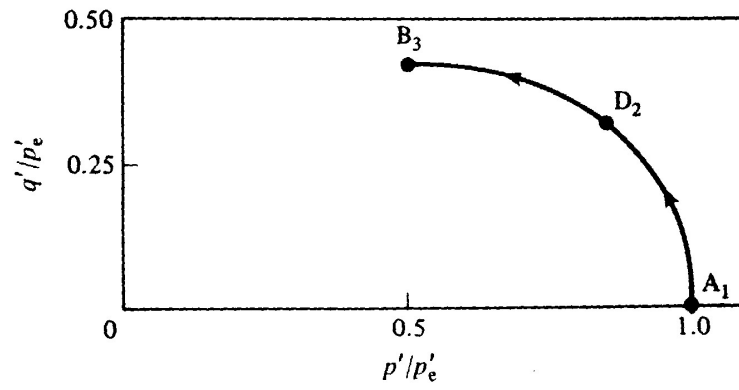


FIGURA 2. 5. Superfície de Roscoe (Atkinson & Bransby, 1978).

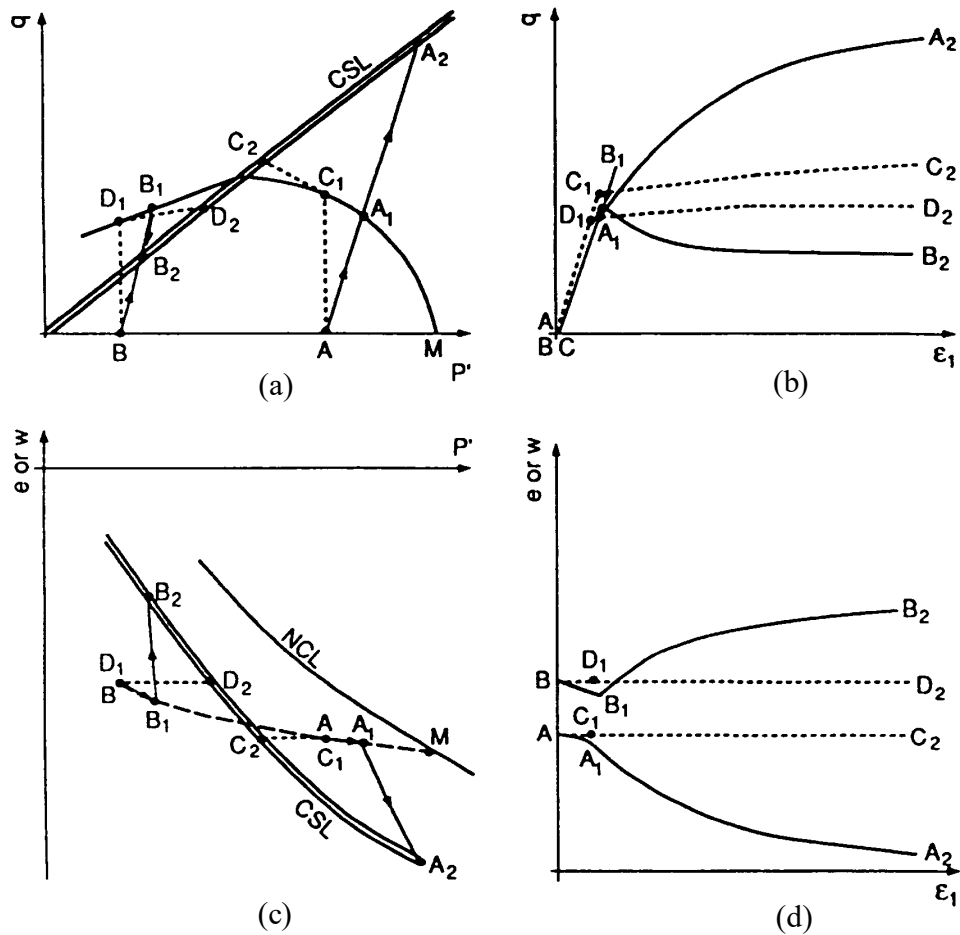


FIGURA 2. 6. Comportamento esquemático idealizado pela TEC para um solo sob compressão triaxial em ensaios drenados e não drenados (Leroueil, 1997).

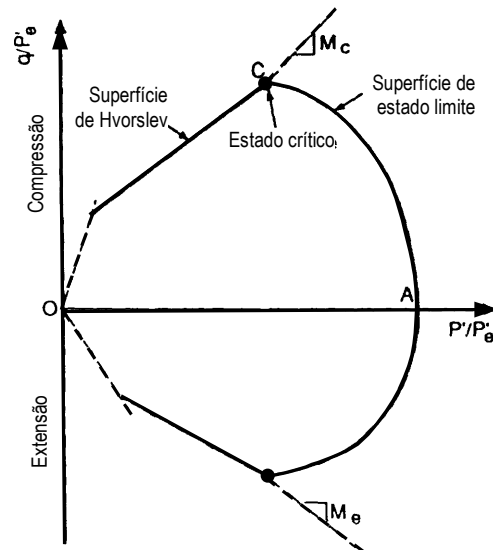


FIGURA 2. 7. Superfícies de Hvorslev e Roscoe no diagrama normalizado $q/p'_e : p'/p'_e$.

2.3 Comportamento de Areias Reconstituídas

Classicamente, uma diferença importante é reconhecida entre o comportamento em compressão isotrópica (ou unidimensional) de areias e argilas reconstituídas. Em areias, para níveis de tensão média efetiva usuais em engenharia civil, diferentes curvas de compressão são obtidas no gráfico $e : \log p'$, em função do índice de vazios inicial. A NCL, como representativa de uma relação única entre tensão média efetiva e índice de vazios, não é, portanto, observável em areias para os níveis de tensão média efetiva usuais, tipicamente inferiores a 700 kPa segundo Atkinson & Bransby (1978). Isto dificulta a aplicação da TEC para areias reconstituídas, já que não é possível normalizar o comportamento em relação à NCL. Este aspecto do comportamento é ilustrado na FIGURA 2.8, onde são apresentados alguns resultados de ensaios de compressão isotrópica realizados em amostras de areia reconstituída em diferentes índices de vazios iniciais (Jefferies & Been, 1987). No entanto, Vésic & Clough (1968) apresentam resultados de ensaios triaxiais drenados em areias para elevados níveis de tensão de confinamento, de até 63300 kN/m², os quais permitiram evidenciar que, além de um determinado limite de tensão efetiva, o comportamento de areias não mais é influenciado pelo e_o . Os autores notaram que a tensão limite a partir da qual se verificava a unicidade do comportamento para diferentes e_o estava associada ao esmagamento de grãos. Posteriormente, Coop & Lee (1993), Yamamuro *et al.* (1996), entre outros citados na literatura, verificaram que solos arenosos alcançam, de fato, uma única NCL para elevados níveis de tensão, independente do e_o . Alguns destes resultados são mostrados nas FIGURAS 2.10 e 2.11, os quais são discutidos adiante.

Embora seja possível determinar a NCL de areias reconstituídas, a dificuldade experimental de localização da NCL levou vários autores a proporem alternativas para a previsão do comportamento de areias. Da mesma forma, a localização da CSL em areias é muito difícil, em parte pela dificuldade de se determinar corretamente deformações localizadas em planos preferenciais de ruptura, particularmente em areias densas, em parte pela dificuldade de conduzir o solo a níveis de deformação axial muito elevados, necessários para alcançar o estado crítico (Atkinson & Bransby, 1978; Coop, 2000a). Been & Jefferies (1985) propõem uma referência alternativa a estas curvas, utilizando o conceito de linha de estado constante SSL (Steady State Line), conforme mostrado na FIGURA 2.8. Esta linha é definida a partir dos estados $e: \log p'$ que amostras de areia fofa reconstituída apresentam após serem submetidas a grandes deformações de cisalhamento durante ensaios de liquefação (ensaios não drenados), quando atingem uma condição de “estado constante”. Nesta condição, para um dado nível de tensão média efetiva, a resistência ao cisalhamento e o índice de vazios são constantes e independentes do estado inicial da amostra. Been & Jefferies (1985) argumentam que a determinação da SSL através de ensaios de liquefação é mais simples que a determinação da CSL através de ensaios convencionais. Posteriormente, Been *et al.* (1991) mostraram que a SSL e a CSL são equivalentes.

Com base na observação de que a SSL é única para uma determinada areia, Been & Jefferies (1985) propõem o conceito de parâmetro de estado (ψ), como forma alternativa de análise do comportamento de areias. Este parâmetro representa a distância, em termos de índice de vazios, em que a areia se encontra da SSL (FIGURA 2.9). Durante o cisalhamento, areias situadas abaixo da SSL apresentam expansão volumétrica associada à formação de um pico de resistência ao cisalhamento. Por outro lado, areias situadas acima da SSL tendem a comprimir e não formam pico. Os autores mostram que o ângulo de atrito interno pode ser estimado com base no parâmetro de estado ψ , sendo comparável ao ângulo de atrito interno estimado com base na teoria de dilatância de Rowe (1962), descrita a seguir.

Segundo a teoria de dilatância de Rowe (1962), a energia despendida no processo de expansão volumétrica durante o cisalhamento resulta em um pico de resistência (ou seja, à expansão é associado um ganho de resistência). Esta teoria permite estimar o incremento de resistência ao cisalhamento associado à taxa de dilatação volumétrica. Bolton (1986) propõe uma simplificação da teoria de Rowe, através de uma equação empírica para estimar o ângulo de atrito interno como sendo a soma de duas parcelas, uma devida ao ângulo de atrito interno de estado crítico e a outra devida ao ângulo de dilatância. O seno do ângulo de dilatância representa a razão entre a deformação volumétrica e a deformação cisalhante. O autor propõe também outra equação empírica que permite associar o ângulo de dilatância à densidade relativa do material e à tensão efetiva média atuante. Vésic & Clough (1968) observaram que, para uma mesma densidade relativa inicial, a areia pode apresentar dilatação

volumétrica a baixos níveis de tensão confinante e contração volumétrica para elevados níveis de tensão confinante. Os autores demonstram, assim, a dependência entre o ângulo de atrito interno de pico e o nível médio de tensão efetiva.

O comportamento de areias carbonatadas recebeu grande atenção durante as duas últimas décadas, como decorrência de alguns insucessos na previsão do comportamento de obras geotécnicas nestes materiais. O interesse por este material foi despertado a partir da exploração de reservas minerais em ambientes marítimos tropicais de pouca profundidade (Coop & Atkinson, 1993). Areias carbonatadas são de origem bioclástica, formadas em ambientes marítimos, nos quais se dá a deposição de fósseis (conchas e pequenos organismos). Daí decorre a cimentação por carbonato de cálcio, precipitado nos poros e nos contatos entre grãos. Estas areias se caracterizam pela elevada angulosidade associada à elevada porosidade e à fragilidade dos grãos, conferindo a este material elevado ângulo de atrito interno e alta compressibilidade.

Coop (1990) apresenta resultados de ensaios de compressão isotrópica e unidimensional em uma areia carbonatada não cimentada (areia Dogs Bay). O autor mostra que, sob compressão tanto isotrópica como unidimensional, esta areia define claramente uma NCL, representada por uma reta no plano $v. \ln p'$. Estes resultados são mostrados na FIGURA 2.10, sendo a NCL identificada como a linha média representativa das diversas curvas de compressão encontradas. O autor justifica a dispersão observada devido à dificuldade de medir acuradamente o teor de umidade desta areia, o que afeta a determinação do seu índice de vazios. Coop (1990) localizou a CSL para esta areia e observou que esta curva era, de fato, paralela à NCL. O autor mostrou, desta forma, que o comportamento de areias carbonatadas não cimentadas se enquadra nos conceitos estabelecidos pela TEC.

Coop & Lee (1993) estenderam o trabalho de investigação do comportamento de areias carbonatadas para outros tipos de areias. Na FIGURA 2.11 são apresentadas as curvas NCL e CSL determinadas por Coop & Lee (1993) para três areias: (a) a areia carbonatada (Dogs Bay sand) anteriormente descrita; (b) um solo residual de granito arenoso, com grãos angulares a subangulares, composto por quartzo, feldspato e subprodutos do intemperismo, como caolinita, mica e esmectita; (c) uma areia fluvial (Ham River sand), quartzosa, mal graduada e com partículas arredondadas. A figura mostra que o comportamento destas areias de composição tão diferente é similar em muitos aspectos. Uma similaridade importante é que para cada areia foi possível identificar uma NCL, para a qual as curvas de compressão convergem. É apresentada também na FIGURA 2.11 a curva CSL de cada solo, alcançada após grandes deformações de cisalhamento aplicadas em ensaios triaxiais. Conforme mostrado nesta figura, a curva CSL apresenta-se paralela à NCL para os três solos. O comportamento destes solos é, portanto, adequadamente descrito pela TEC.

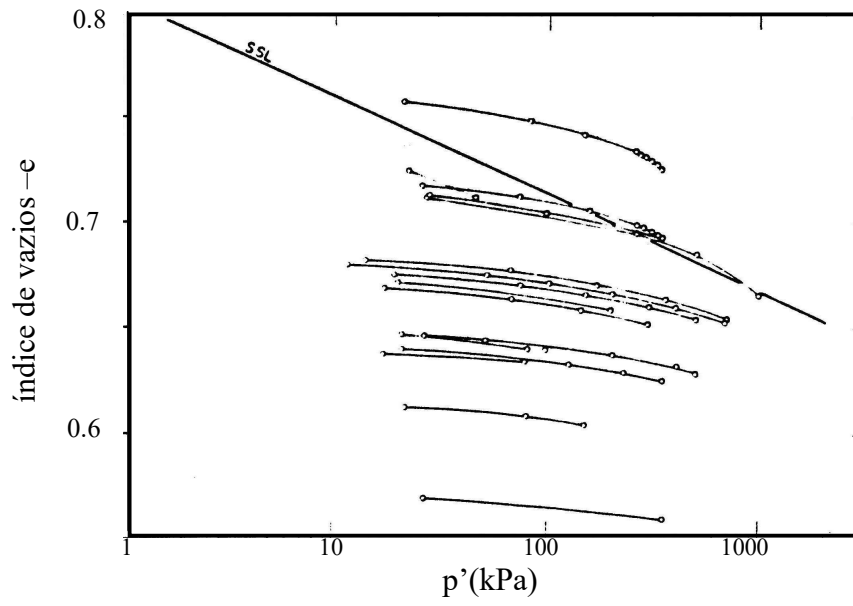


FIGURA 2. 8 Compressão isotrópica em areia (Jefferies & Been, 1987).

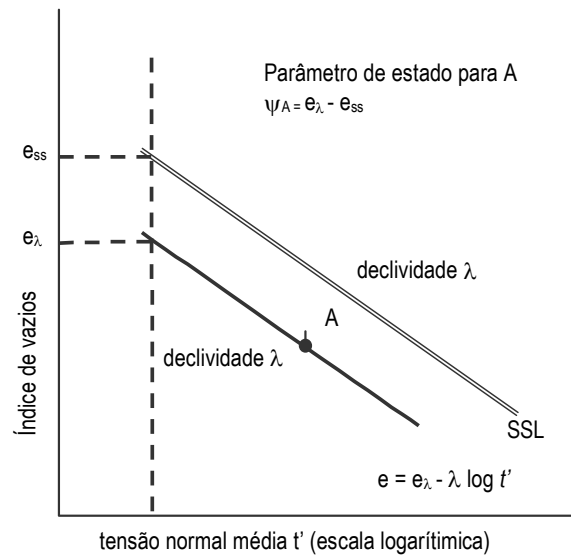


FIGURA 2. 9. Definição de parâmetro de estado (Been & Jefferies, 1985).

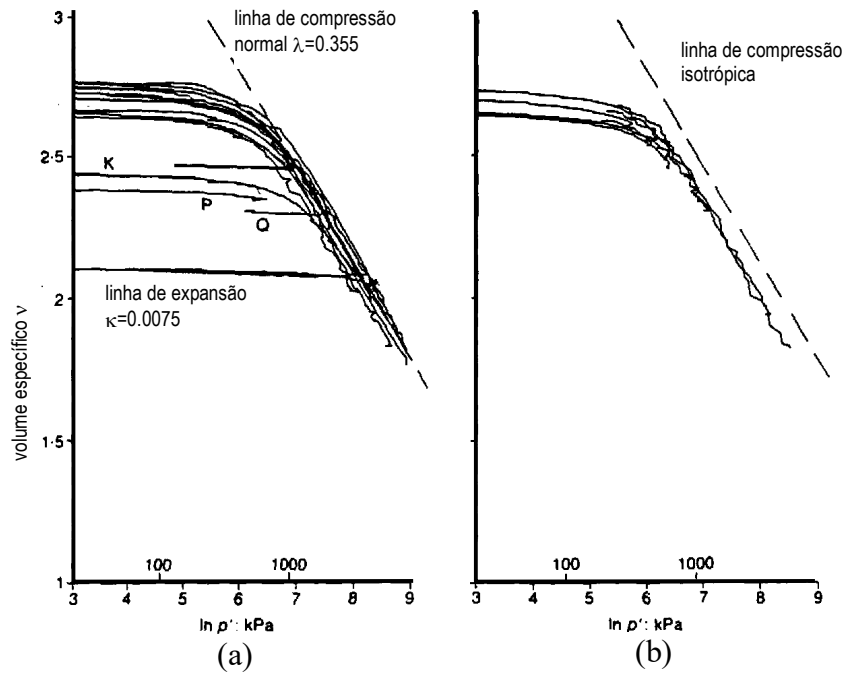


FIGURA 2. 10 Compressão (a) unidimensional e (b) isotrópica – Dogs Bay (Coop, 1990).

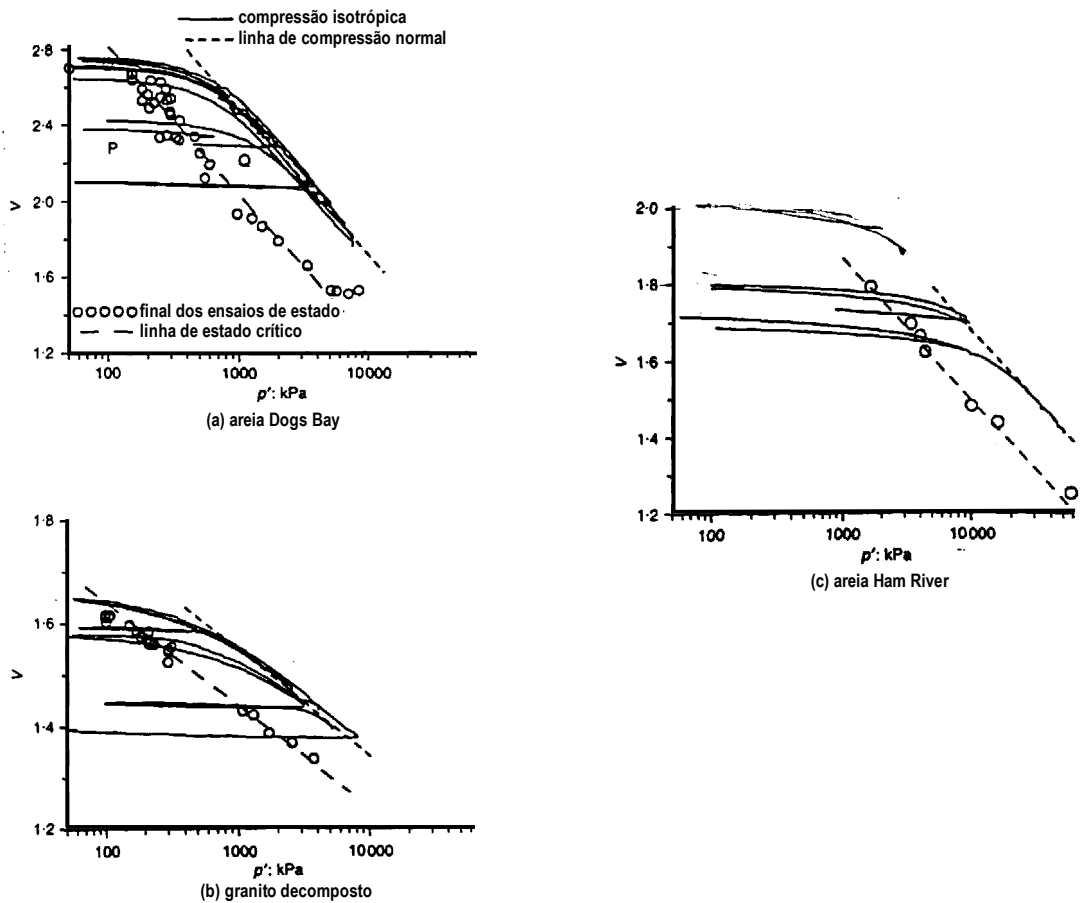


FIGURA 2. 11. Compressão isotrópica em solo granular: (a) areia Dogs Bay, (b) granito decomposto e (c) areia Ham River (Coop & Lee, 1993).

Uma diferença importante no comportamento destas areias em relação a argilas consiste em que, no intervalo de tensões efetivas usuais em engenharia, argilas em geral aproximam-se ou encontram-se na NCL, enquanto areias situam-se bem abaixo desta curva. Nas areias, a NCL só é alcançada para tensões efetivas elevadas, suficientes para gerar quebra de partículas. Nestes solos, durante o primeiro carregamento, a curva de compressão aproxima-se gradualmente da NCL, pois a quebra de grãos tem início antes da NCL ser atingida. Em contraste, amostras submetidas a descarregamento e posterior recarregamento apresentam um comportamento mais rígido e o encontro com a NCL é mais bem definido, pois não há quebra de partículas. A plastificação é nítida quando o material alcança a NCL, onde a quebra de partículas reinicia (Coop, 2000a).

A despeito das similaridades encontradas entre os comportamentos de areias e argilas, diferentes mecanismos físicos caracterizam a propagação de tensões nestes solos. Enquanto numa areia limpa a tensão é transmitida por contato direto entre grãos, em argilas as forças físico-químicas são mais importantes. A principal consequência é que os níveis de tensão média efetiva para os quais as areias alcançam a NCL são muito maiores que para argilas. Outra diferença importante foi observada com relação à forma da CSL em areias. Para baixos níveis de tensão efetiva, a curva de estado constante SSL (equivalente à CSL, segundo Been *et al.*, 1991) apresenta em areias uma tendência de horizontalidade no plano $v: \ln p'$. Esta característica de comportamento é claramente demonstrada na FIGURA 2.12, para a areia Toyoura (Verdugo & Ishihara, 1996). Esta consiste de uma areia fina uniforme com grãos subarredondados a subangulares, composta por grãos de quartzo (75%) e feldspato (22%). Coop (2000) reconhece que, embora tanto a NCL e como a CSL possam ser representadas por retas paralelas entre si no plano $v: \ln p'$ em um amplo intervalo de p' , estas linhas tendem à horizontal para níveis de p' muito baixos, quando a densidade relativa se aproxima de zero (máximo índice de vazios). O mesmo pode ocorrer para níveis muito elevados de p' , quando o índice de vazios tende a estabilizar.

Areias e argilas representam, portanto, comportamentos extremos de um largo espectro de solos, sendo possível que um comportamento transicional em compressão exista entre estes extremos. No Capítulo 4 desta tese são abordados aspectos referentes à compressibilidade do solo residual de arenito Botucatu na condição reconstituída, tendo em vista identificar a sua NCL. A NCL pode ser utilizada como uma referência a partir da qual se pode identificar e quantificar o caráter estruturado de um solo.

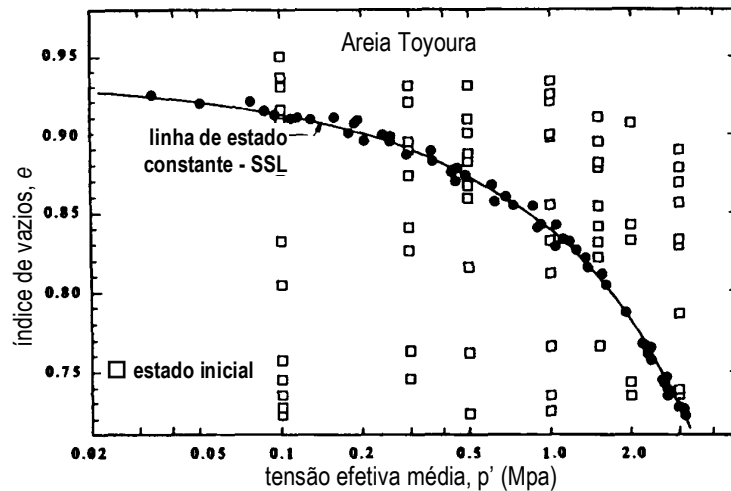


FIGURA 2. 12. Estados iniciais e finais (SSL) em areia submetida a ensaios de liquefação, para baixos níveis de tensão média efetiva (Verdugo & Ishihara, 1996).

2.4 Comportamento de Solos Granulares com Finos Reconstituídos

Considerando a distribuição granulométrica apresentada pelo solo estudado nesta tese, solo residual de arenito Botucatu (BRS – *Botucatu Residual Soil*), é de particular interesse neste capítulo revisar o comportamento de areias com finos (material passante na #200). A pesquisa experimental sobre o comportamento mecânico dos solos reconstituídos tem, tradicionalmente, focado argilas ou areias limpas. No entanto, solos bem graduados contendo finos são muito comuns na natureza (p.ex., solos residuais). Estes solos representam uma classe de geomateriais intermediária entre areias e argilas, podendo exibir plasticidade e expansibilidade, tais como argilas. Por outro lado, podem ser suscetíveis a fenômenos como liquefação, tais como areias.

Para a maioria dos solos granulares com finos investigados na literatura, a fração fina é suficientemente pequena para que a interação entre partículas derive diretamente do contato entre grãos e não seja afetada pelas forças eletroquímicas. Nestes casos, a componente granular é mais importante no controle do comportamento mecânico. Embora as propriedades básicas destes solos sejam conceitualmente previsíveis através de aproximações micro-mecânicas, como a teoria de dilatância de Rowe (1971), o ferramental teórico disponível para descrever o comportamento destes solos não é inteiramente satisfatório. Por exemplo, a presença de finos modifica o potencial de liquefação de areias introduzindo uma componente de fragilidade (*brittleness*) que precede a liquefação (Georgiannou *et al.*, 1990).

No que diz respeito ao comportamento em compressão, algumas contradições são observadas. Been & Jefferies (1985) identificam as curvas de estado constante (SSL) para uma areia fina uniforme

quartzosa com diferentes teores de finos (FIGURA 2.13(b)). Segundo os resultados apresentados, a adição de finos induz a uma maior declividade das curvas SSL. Tratando-se de uma areia reconstituída, a Teoria do Estado Crítico prevê que a NCL seja paralela à SSL, e, portanto, os resultados apresentados por Been & Jefferies (1985) sugerem que a adição de finos em uma matriz arenosa implica no aumento da declividade da NCL.

No entanto, Coop & Atkinson (1993) mostram que a compressibilidade de uma areia carbonatada reconstituída (Dogs Bay sand) é significativamente maior que a compressibilidade da mesma areia após a adição de finos não plásticos (FIGURA 2.13(a)). Segundo os autores, a adição de finos resulta em uma redução do volume específico do material e no aumento da área de contato entre grãos. Isto implica em menores tensões de contato e, como consequência, na redução da declividade da NCL.

As divergências observadas entre estes trabalhos podem ser explicadas considerando duas importantes diferenças: (i) o tipo de material investigado e (ii) o nível de tensões efetivas envolvido em cada caso. O solo investigado por Been & Jefferies (1985) consistia de uma areia quartzosa com grãos subarredondados e resistentes, enquanto o solo investigado por Coop & Atkinson (1993) consistia de uma areia calcárea com grãos angulares e muito frágeis. A importância do nível de tensões efetivas pode ser avaliada considerando que, no caso de areias, a CSL tende à horizontal para baixos p' (por exemplo, FIGURA 2.12). Coop & Atkinson (1993) analisaram o comportamento do solo para valores de p' uma ordem de magnitude acima daqueles empregados por Been & Jefferies (1985).

O comportamento em compressibilidade de solos granulares com finos é dependente também de alguns fatores que afetam o comportamento de areias limpas, tais como mineralogia, forma e compressibilidade dos grãos e da técnica de preparação do corpo de prova (Ishihara, 1993). Trabalhando com areias quartzosas contendo diferentes teores de finos plásticos, Thevanayagam & Mohan (2000) mostraram que, para um teor de finos entre 20% e 30% em uma matriz granular, ocorre uma transição entre dois tipos de comportamento. Para um teor de finos de 10%, a compressibilidade é determinada pela compressibilidade da fase granular enquanto que, para um teor de finos de 40%, a compressibilidade da fase fina determina este comportamento. Os autores sugerem que o índice de vazios efetivo de solos granulares com finos pode ser quantificado a partir da determinação de um índice de vazios granular, se o comportamento for preponderantemente dominado por uma matriz granular. Ou pode ser quantificado a partir da determinação de um índice de vazios relativo à fase fina, se o comportamento for dominado por uma matriz fina. O cálculo dos índices de vazios propostos resulta da multiplicação do índice de vazios convencional por um fator constante, relacionado ao teor de finos. Assim, a utilização de gráficos baseados nestes índices altera a declividade de todas as curvas de

compressão numa mesma proporção e, portanto, não modifica a tendência de paralelismo ou de convergência apresentada no plano e : $\log \sigma'_v$.

Pitman *et al.* (1994) indicam um valor limite conceitualmente similar para o teor de finos. Para uma matriz granular com finos plásticos (caulinita), os autores mostram que a máxima redução no índice de vazios sob compressão isotrópica ocorre para um teor de finos de 20%. Isto foi atribuído ao fato de que, abaixo de 20%, os finos são suficientes apenas para ocupar os espaços entre os grãos e efetivamente não influenciam o comportamento em compressão. O contrário foi observado para um teor de finos acima de 30%. Georgiannou *et al.* (1990), estudando o comportamento de areias com finos plásticos em ensaios triaxiais, mostraram que a fragilidade do solo cresce com o aumento do teor de finos até um limite de 10%, mas que a tendência é revertida para teores de 20% e 30% de argila. Pitman *et al.* (1994), trabalhando com misturas de sílica e caulinita, mostram que a adição de finos reduz a fragilidade no comportamento não drenado. Segundo estes autores, um teor de finos de 30% parece ser o limite acima do qual o solo não mais apresenta a formação de pico no cisalhamento não drenado. Estes resultados sugerem que, para teores de finos entre 20% e 30%, ocorre uma transição no comportamento de solos granulares.

Santucci *et al.* (1998) realizaram um estudo sobre o comportamento mecânico de um solo residual de granito, com teor de finos de 16% e índice de plasticidade de 13,7%. O estudo enfoca as diferenças de comportamento em compressão unidimensional observadas em função do índice de vazios inicial. Ensaios de compressão isotrópica e unidimensional foram realizados em amostras reconstituídas sob diferentes condições de moldagem, na condição saturada. Na FIGURA 2.14(a) são apresentados resultados de ensaios de compressão isotrópica e K_o realizados no equipamento triaxial. Diferentes índices de vazios iniciais resultaram em diferentes curvas de compressão para o solo reconstituído, as quais não mostram sinais de convergência dentro do intervalo de tensões efetivas testado. Para o mesmo índice de vazios inicial (amostra #1), a curva de compressão isotrópica se situa acima da curva de compressão unidimensional, o que é consistente com a TEC. Na FIGURA 2.14(b) são apresentados resultados de compressão isotrópica e K_o para as amostras compactadas. As curvas de compressão isotrópica, a despeito dos diferentes índices de vazios iniciais, são, agora, convergentes. No entanto, o ponto de convergência se situa claramente abaixo da curva de compressão K_o definida para o mesmo solo, havendo uma inversão na posição relativa esperada para estas duas curvas.

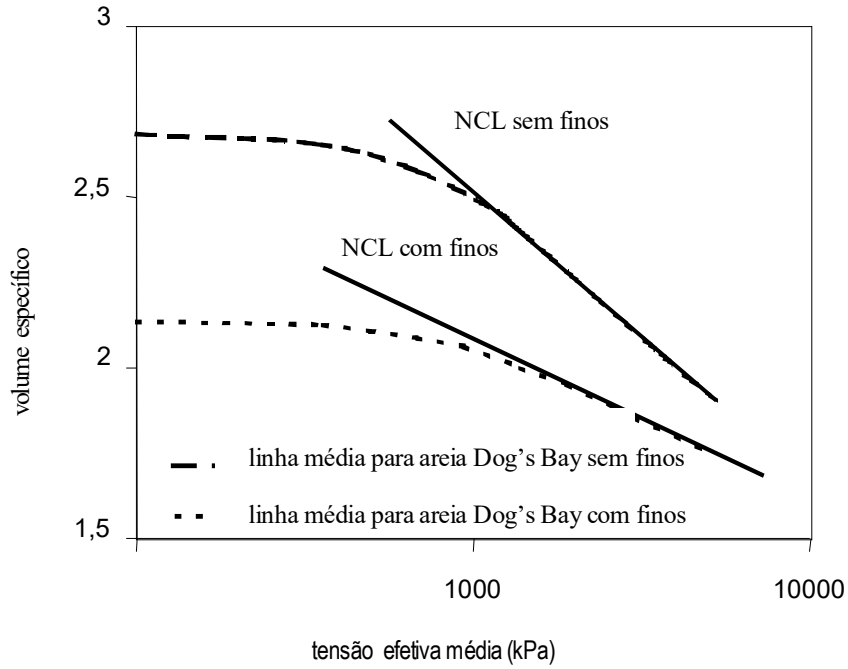
Na FIGURA 2.15(a) são apresentados resultados de ensaios edométricos realizados por Santucci *et al.* (1998) para níveis de tensão efetiva de até 40 MPa, tanto no solo reconstituído como no solo compactado. Para o solo reconstituído, a curva de compressão unidimensional tem declividade constante

ao longo de todo o intervalo de tensões efetivas investigado. Esta linha é paralela àquela obtida no equipamento triaxial seguindo a trajetória K_o para o mesmo solo, mas localiza-se bem acima desta, o que torna difícil a definição de uma NCL para este solo. Para o solo compactado, observa-se uma plastificação quando o solo alcança tensões efetivas próximas a 5 MPa. A curva definida no ensaio de compressão triaxial K_o é paralela à obtida no equipamento edométrico para o mesmo solo, sendo que, neste caso, estas curvas são praticamente coincidentes.

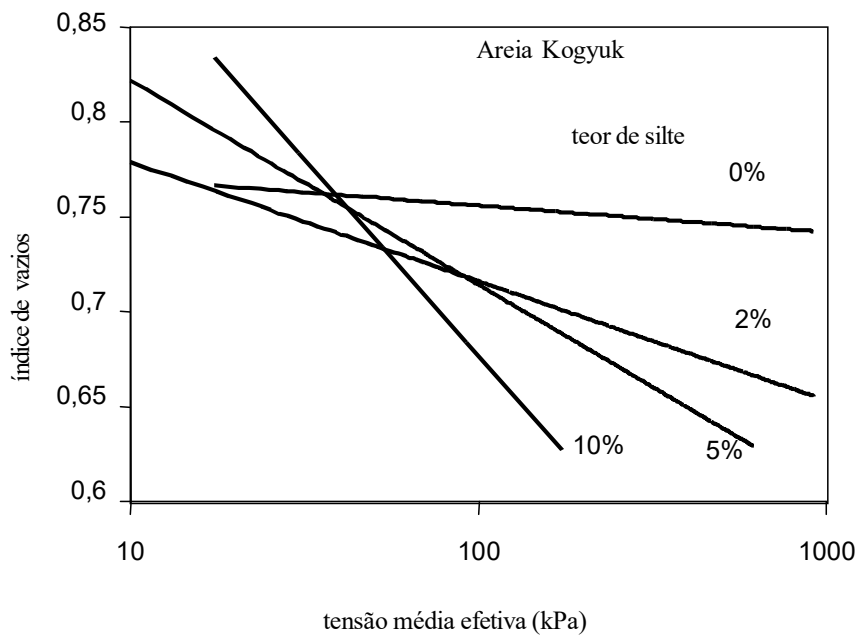
A plastificação observada no solo compactado ocorre quando este alcança a curva de compressão definida pelo solo reconstituído (Santucci *et al.*, 1998). Isto sugere que a curva de compressão definida pelo solo reconstituído seja representativa da NCL. No entanto, neste caso, a curva definida no ensaio triaxial K_o para o solo reconstituído parece inconsistente com a TEC, pois, sendo paralela e situando-se abaixo da NCL, não poderá convergir para esta curva. Outra inconsistência com relação ao padrão de comportamento definido pela TEC se refere ao fato de que, para as amostras compactadas, nos níveis de tensão efetiva além daqueles onde ocorre a plastificação, a declividade das curvas de compressão é ainda consideravelmente menor que a declividade da NCL. Por outro lado, supondo que a curva de compressão definida pelo material reconstituído não seja representativa da NCL deste solo, uma possível NCL deve se localizar à direita desta curva. Neste caso, a convergência destas curvas para a NCL implica na existência de um ponto de plastificação. Para o solo reconstituído, mesmo para níveis de tensão efetiva da ordem de 40 MPa e volumes específicos da ordem de 1,1 (ou seja, $e = 0,1$), não é possível identificar qualquer ponto de plastificação, o que indica que a convergência não ocorre. Santucci *et al.* (1998) supõem que a curva de compressão definida no ensaio edométrico pelo solo reconstituído possa ser adotada como curva de referência (isto é, uma NCL). Resultados de ensaios triaxiais convencionais sob diferentes condições de drenagem e ensaios torsionais foram analisados pelos autores considerando o estado inicial das amostras (isto é, após a consolidação) situado sobre a NCL arbitrada. Quando estas amostras não se localizavam sobre a NCL, sua posição era deslocada para a NCL. A partir destes resultados, os autores identificaram uma CSL como sendo paralela e situada abaixo da NCL definida para o solo reconstituído (FIGURA 2.15(b)). Ou seja, a localização das curvas NCL e CSL deste solo granular com finos seguiu um procedimento controverso, o que caracteriza a dificuldade na determinação experimental destas curvas.

A partir destas comparações, duas questões são colocadas a respeito da presença de finos em solos arenosos no que se refere a aspectos de compressibilidade. A primeira diz respeito ao tipo de alteração que a adição de finos promove na NCL de uma areia, e a segunda, se é possível definir uma única NCL para uma areia com finos. A resposta a estas questões deve considerar o teor de finos e a

compressibilidade relativa entre as duas fases. O grau de densificação da mistura é também relevante para esta discussão.

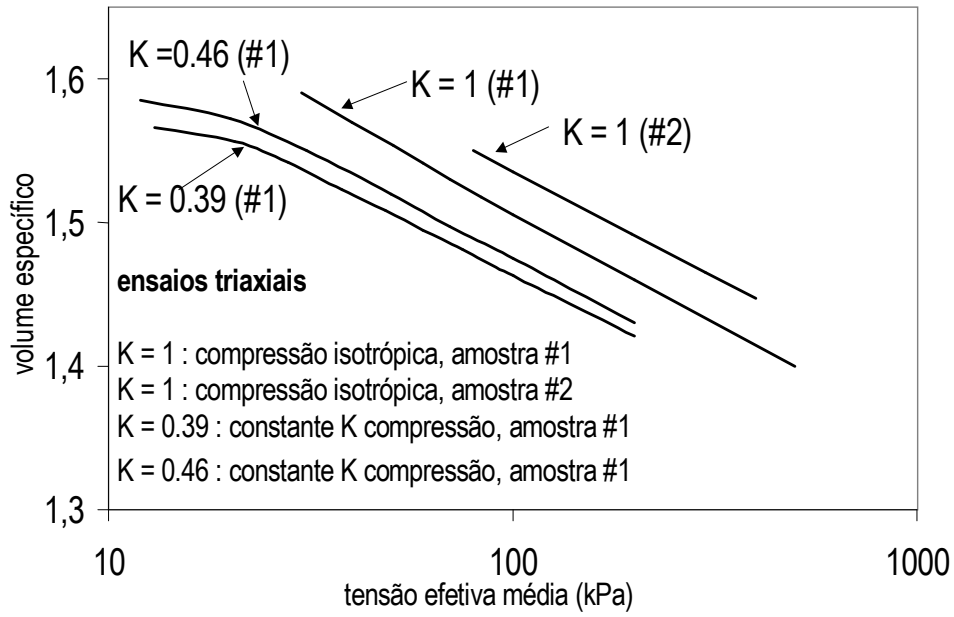


(a)

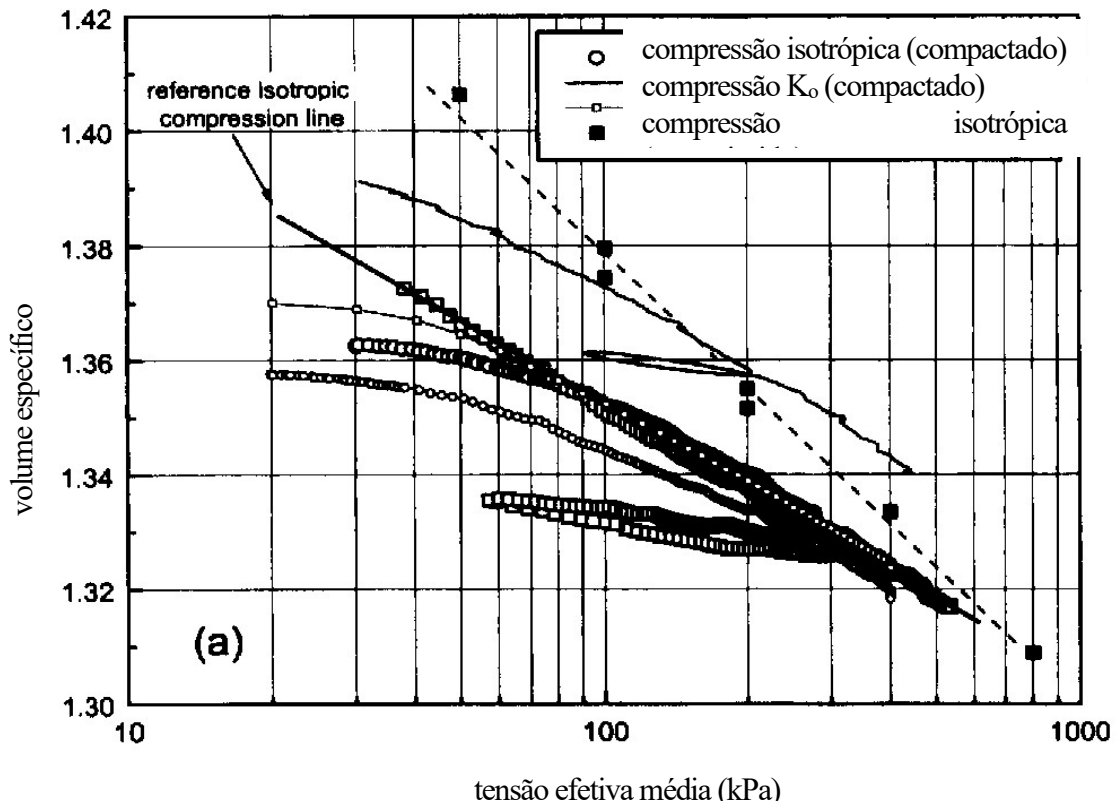


(b)

FIGURA 2. 13. Efeito da adição de finos no comportamento de areias (a) Coop & Atkinson, 1993; (b) Been & Jefferies, 1985.

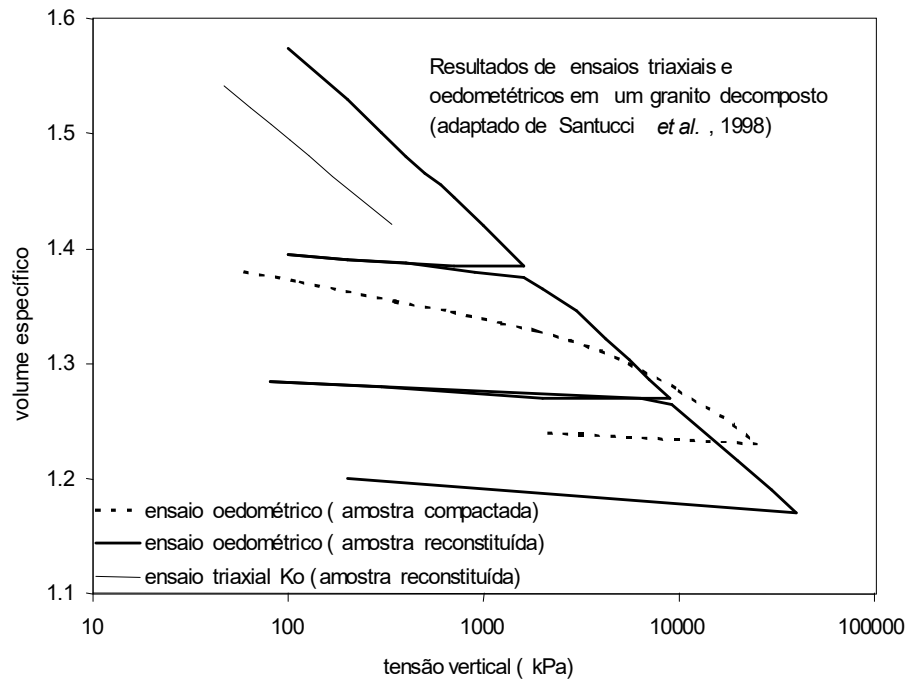


(a)

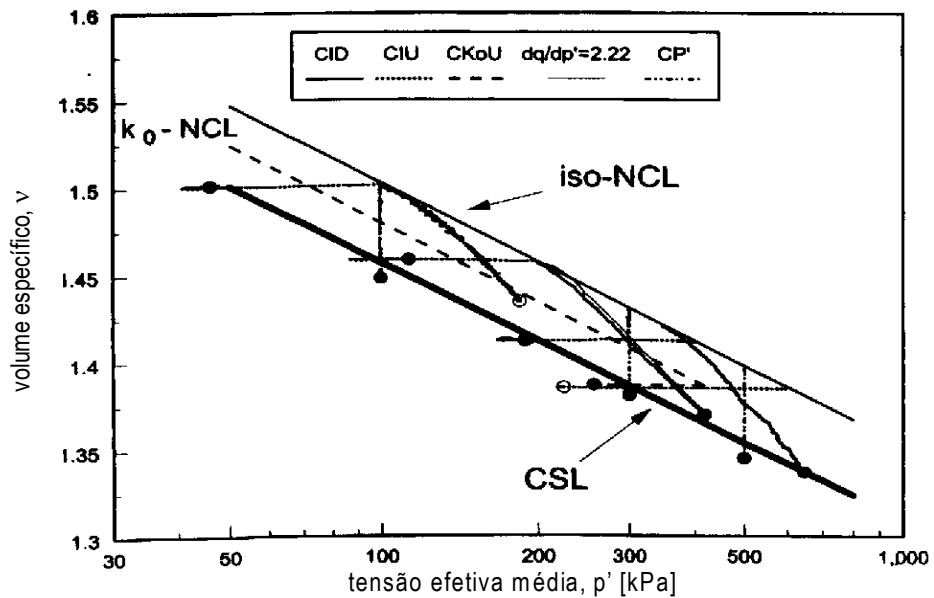


(b)

FIGURA 2. 14. Curvas de compressão (a) solo residual de granito reconstituído e (b) solo residual de granito compactado (adaptado de Santucci *et al.*, 1998).



(a)



(b)

FIGURA 2. 15. (a) Ensaios de compressão unidimensional no solo compactado e reconstituído (b) localização da CSL (Santucci *et al.*, 1998).

2.5 Comportamento de Solos Naturais Estruturados

Para argilas reconstituídas, existem evidências experimentais consistentes com os principais conceitos da TEC (Parry, 1960; Atkinson & Bransby, 1978). Entretanto, as ferramentas básicas da TEC descritas anteriormente não descrevem adequadamente o comportamento de solos sedimentares que sofreram enrijecimento após a deposição por motivos não associados à história de tensões.

Burland (1990) mostra que a NCL definida a partir de ensaios de compressão unidimensional em argilas reconstituídas não é representativa do estado de sedimentação natural dos depósitos de argila. Isto é claramente evidenciado pela proposta alternativa de normalização apresentada pelo autor. Esta normalização é feita no gráfico I_v x $\log \sigma'_v$, onde I_v é definido na Equação 2.10. Nesta equação, a simbologia (*) corresponde a ensaios de compressão unidimensional realizados no material reconstituído em um teor de umidade superior ao limite de liquidez. Os índices e^*_{100} e e^*_{1000} correspondem aos índices de vazios determinados nestes ensaios para σ'_v de 100 kPa e 1000 kPa. C_c^* representa o índice de compressão do solo ensaiado nesta condição, sendo igual à diferença entre e^*_{100} e e^*_{1000} , já que a razão entre $\sigma'_v = 1000$ e $\sigma'_v = 100$ é igual a 10, sendo o logaritmo decimal desta razão igual a 1 (*, na fórmula).

$$I_v = \frac{e - e^*_{100}}{e^*_{100} - e^*_{1000}} = \frac{e - e^*_{100}}{C_c^*} \quad (2.10)$$

A partir desta definição, Burland (1990) localiza no espaço I_v : $\log \sigma'_v$ duas curvas de compressão associadas (i) ao comportamento do solo reconstituído e (ii) ao comportamento do solo na condição de sedimentação natural (FIGURA 2.16). A primeira curva é denominada Curva de Compressão Intrínseca (ICL). O autor demonstra que a ICL representa o comportamento de argilas reconstituídas em teores de umidade iguais ou até 50% acima do limite de liquidez. Esta curva é única para argilas reconstituídas cujos limites de liquidez estejam entre 25 e 160, e disto resulta a importância desta proposta. Esta curva representa, de fato, uma bem sucedida normalização das NCL de diferentes argilas. A segunda curva é denominada Curva de Compressão por Sedimentação (SCL), correspondente à relação e : $\log \sigma'_v$ que um depósito de argila apresenta em seu estado de sedimentação *in situ*. Esta curva foi obtida considerando o estado de consolidação natural de uma ampla gama de argilas.

Na FIGURA 2.16 as curvas ICL e SCL se apresentam aproximadamente paralelas. Segundo Burland (1990), para σ'_v superiores à 10 MPa, estas curvas tendem a convergir. A comparação da curva ICL com a curva SCL mostra que mesmo argilas muito jovens são afetadas pela estrutura e sustentam

um índice de vazios alto em relação ao mesmo solo na condição reconstituída. Carregadas em laboratório, após alcançarem a SCL, as argilas naturais tendem a convergir para a ICL.

No entanto, Burland (1990) apresenta resultados experimentais obtidos em algumas argilas naturais situadas acima da SCL, no gráfico I_v x $\log \sigma'_v$. É interessante observar que uma destas argilas se refere a um depósito lagunar glacial onde ocorre a presença marcante de hematita (FIGURA 2.17). Segundo Burland (1990), este comportamento diferenciado se deve à cimentação da microestrutura, situação diferente da que ocorre sob condições normais de sedimentação. As observações de Burland (1990) sugerem importantes diferenças no comportamento de argilas naturais em relação àquele descrito pela TEC.

Uma extensão dos conceitos de Burland (1990) foi apresentada por Kavvadas *et al.* (1993a). Estes autores investigaram experimentalmente a relação cimentação x porosidade x nível de tensões efetivas em rochas brandas. Os autores identificaram, no plano $e: \log p'$, uma envoltória relativa à plastificação da cimentação (denominada *Bond Strength Envelope* - BSE). Esta envoltória pode ser definida a partir de uma série de ensaios de compressão unidimensional em amostras retiradas de diferentes profundidades. No plano $e: \log p'$, a curva BSE pode ser comparada às curvas SCL e NCL. Segundo os autores, a distância entre as curvas BSE e SCL, medida na direção do eixo p' , representa a resistência das ligações cimentantes. A orientação da curva BSE em relação à SCL é função, segundo os autores, de como a cimentação se desenvolveu com a profundidade. Se a cimentação é uniforme com a profundidade, estas curvas apresentam convergência no plano $e: \log p'$. Se a cimentação aumenta com a profundidade, as curvas BSE e SCL tendem a ser paralelas.

2.5.1 Conceito de Estrutura

A idéia mais freqüentemente associada ao termo *estrutura* é a de um ganho de resistência, o qual não pode ser explicado pela história de tensões ou pelo índice de vazios do solo. A estrutura é associada à existência de um arranjo estrutural que se mantém estável graças ao desenvolvimento de ligações entre partículas.

A estrutura tem sido identificada em uma ampla gama de materiais geotécnicos, incluindo solos transportados, solos residuais, solos endurecidos e rochas brandas. Para a identificação do caráter estruturado do material, Leroueil & Vaughan (1990) propõem o conceito de dano. Ao contrário dos efeitos da história de tensões, a estrutura natural não pode mais ser restituída uma vez danificada, já que se deve à cimentação entre partículas e/ou arranjo de grãos. Conforme os autores, o dano à estrutura gera uma plastificação.

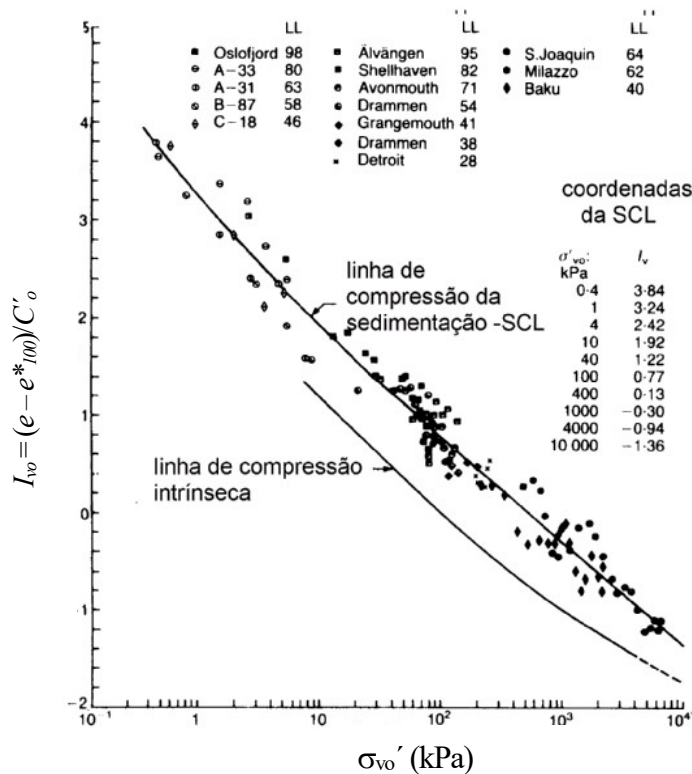


FIGURA 2. 16 Relação entre I_{vo} e $\log \sigma'_{vo}$ para argilas normalmente consolidadas: curva SCL – melhor ajuste entre os pontos (Burland, 1990).

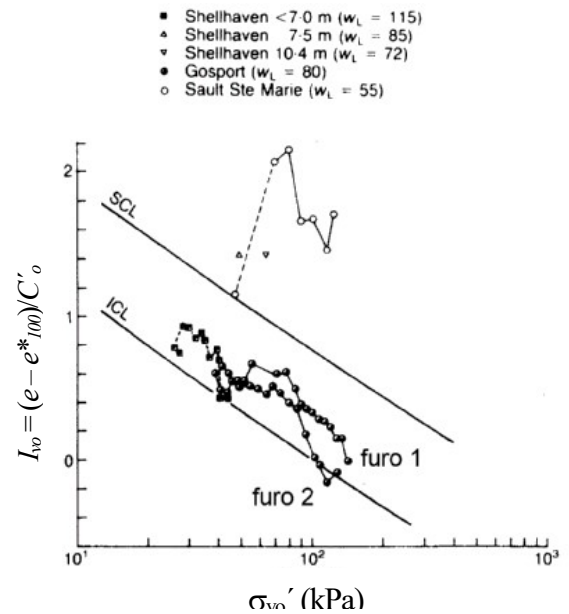


FIGURA 2. 17 Curvas de compressão de sedimentação para três argilas que não se ajustam à SCL (Burland, 1990).

Conceitualmente, a estrutura de um solo pode ser definida como toda e qualquer diferença de comportamento observada em relação ao material reconstituído na mesma porosidade e submetido ao mesmo carregamento que o material indeformado, considerados ambos na mesma condição de saturação. Estas diferenças podem ser observadas sob diversas trajetórias de tensões. Por este motivo, ensaios em materiais reconstituídos são freqüentemente utilizados como uma referência para a caracterização da estrutura natural.

O conceito de plastificação (*yielding*) é usado na TEC para evidenciar o nível de tensão efetiva no qual um solo sobreadensado, submetido a uma trajetória de tensões qualquer, alcança as superfícies de Roscoe ou Hvorslev, conforme descrito na Seção 2.2. Um ponto de plastificação é identificado quando ocorre uma mudança significativa de rigidez na curva tensão x deformação. Em solos estruturados é possível identificar, também, um ponto de plastificação na curva tensão x deformação associado à estrutura. Nestes solos, este ponto corresponde ao nível de tensão efetiva para o qual ocorrem danos à estrutura. Uma considerável redução da rigidez (por vezes colapso) pode resultar do dano estrutural, dependendo da fragilidade das ligações entre partículas e da porosidade do solo. Um ponto de plastificação é associado à estrutura (e não ao sobreadensamento) quando algumas diferenças significativas são notadas em relação ao conceito de plastificação implícito no modelo clássico (TEC). Estas diferenças são apresentadas nas seções subsequentes.

Com base nos trabalhos apresentados por Burland (1990), Leroueil & Vaughan (1990) e outros trabalhos comentados nas seções seguintes, verifica-se que a presença de estrutura em materiais geotécnicos é generalizada. Excetuando-se os sedimentos muito recentes, pode-se afirmar que todos os materiais naturais apresentam algum tipo de estrutura. É interessante que estes conceitos não tenham sido originalmente considerados na descrição do comportamento de solos proposta pela teoria clássica. Isto se deve, provavelmente, à dificuldade de se obter amostras indeformadas de boa qualidade, particularmente em solos sedimentares a grandes profundidades. Nestes casos a estrutura é, em geral, uma componente com baixa resistência e alta fragilidade, sendo facilmente danificada durante a amostragem convencional. Por outro lado, as técnicas de medição de deformações empregadas classicamente em laboratório (medição externa, no caso de ensaios triaxiais) dificultam a observação do ponto de plastificação da estrutura na curva tensão x deformação. Devido a estas dificuldades, a teoria clássica foi desenvolvida considerando, principalmente, resultados experimentais obtidos em solos reconstituídos e desconsiderando os efeitos aparentemente aleatórios devidos à estrutura natural danificada.

A presença de estrutura tem sido verificada por diversos pesquisadores em diferentes tipos de materiais: (a) em argilas (Tavenas & Leroueil, 1985; Mesri *et al.*, 1975; Mitchell, 1981; Calabresi & Sacarpelli, 1985; Burland, 1990; Rampello & Silvestri, 1993); (b) em areias (Mitchell & Solymar, 1984; Clough *et al.*, 1981; Sitar, 1983; Schmertmann, 1991); (c) em rochas brandas (Elliot & Brown, 1985; Yoshinaka & Yamabe, 1981; Cuccovillo & Coop, 1997a); e (d) em solos residuais (Vargas, 1953; Vaughan, 1985; Sandroni, 1981; Sandroni, 1985, Martins, 1994). Em todos estes materiais foi observado um padrão de comportamento similar, apesar das significativas diferenças em relação à resistência.

2.5.2 Origem da Estrutura

De um modo geral, a estrutura pode advir tanto de ligações entre partículas quanto do arranjo de grãos. A ligação entre partículas não necessariamente é representada por uma cimentação sólida. Particularmente em argilas, esta ligação é consequência de fenômenos eletroquímicos ou outras forças que se desenvolvem com o tempo. Portanto, esta ligação é função da mineralogia, composição química da água durante o processo de sedimentação, pressão, temperatura e teor de matéria orgânica, dependendo também de condições mecânicas tais como velocidade de sedimentação, velocidade de adensamento e trajetória de deformações (Mitchell, 1993).

Em solos transportados, uma das primeiras manifestações do processo de desenvolvimento de estrutura é o envelhecimento (*aging*). Envelhecimento é a denominação dada ao efeito de melhoramento das características mecânicas do solo quando o nível de tensões aplicado é mantido constante durante um

longo intervalo de tempo. Existem muitas evidências que mostram que o envelhecimento influencia significativamente o comportamento dos solos. Leonards & Ramiah (1959) comparam resultados de ensaios de compressão unidimensional com e sem envelhecimento em uma argila residual reconstituída (FIGURA 2.18). A curva superior da FIGURA 2.18 representa o comportamento de um ensaio convencional, com incrementos de tensão vertical aplicados em intervalos de tempo de 24 horas. A segunda curva mostra o efeito da aplicação de uma tensão vertical de 40kPa com duração de 12 semanas. Embora durante este período fique evidenciada a ocorrência de deformações devidas à compressão secundária, sob novo carregamento o solo ultrapassa a linha de compressão virgem. As demais curvas apresentadas na FIGURA 2.18 confirmam o mesmo resultado. Pode-se dizer que o envelhecimento deste solo faz com ele atinja estados $e: \log \sigma'_v$ à direita da NCL. Resultados similares são apresentados também por outros autores (Leonards & Altschaeffl 1964; Locat & Lefebvre, 1986, Burland, 1990).

Schmertmann (1991) investigou o efeito do envelhecimento com ensaios de compressibilidade e resistência ao cisalhamento (ensaio de placa, triaxiais, SPT, CPT), realizados em argilas, siltes, areias e pedregulhos. Em todos estes materiais os efeitos de envelhecimento foram notados. Estes efeitos se refletiram em: *i*) aumento da tensão de sobreadensamento, *ii*) aumento da rigidez e *iii*) aumento da resistência ao cisalhamento com o tempo de carregamento. Segundo o autor, este fenômeno se origina de mudanças no arranjo de grãos, bem como de alterações nas próprias partículas em decorrência de alguns processos químicos atuantes durante o envelhecimento.

Em areias, Barton (1993) relaciona algumas feições microestruturais que podem se desenvolver durante o processo de diagênese. No início deste processo, mudanças no comportamento geomecânico, tais como o aumento de rigidez e/ou resistência, decorrem do processo de envelhecimento descrito por Mitchell (1993) e Schmertmann (1991). Segundo Barton (1993), o envelhecimento em areias causa o desenvolvimento de microintertravamento (*interlocking*) das asperezas dos grãos. Neste estágio, o aumento de rigidez é considerado essencialmente de natureza friccional (Schmertmann, 1991). A continuidade do processo de diagênese em escala geológica leva a um crescente intertravamento e a uma ligação entre os grãos. Neste estágio, o aumento de rigidez em areias pode ser, também, de natureza coesiva. Segundo Barton (1993), sendo o intertravamento entre grãos incipiente, a coesão pode ser superada durante a dilatação associada à formação de uma superfície de cisalhamento, sob baixos níveis de tensão efetiva. Um intertravamento mais efetivo pode criar um arranjo do tipo *quebra-cabeça* (*locked sands*, FIGURA 2.19) gerando então coesão verdadeira. Neste caso, o cisalhamento dos próprios grãos passa a ser necessário para permitir o desenvolvimento da superfície de ruptura, mesmo sob baixos níveis de tensão efetiva.

Havendo ligação entre grãos devido à cimentação surge também uma coesão verdadeira. Para formar a superfície de ruptura, o cisalhamento precisa romper o cimento ou a partícula, ou ambos. Outros tipos de coesão que podem estar presentes em solos granulares incluem a ação ligante de uma matriz argilosa e a coesão aparente produzida pela tensão superficial em solos não saturados. Alguns destes efeitos são esquematicamente mostrados na FIGURA 2.20 (Barton, 1993).

Os processos de diagênese que podem desenvolver coesão em areias incluem (Barton, 1993):

- ✓ *Densificação* - em geral, considera-se que a maioria das areias é depositada em um estado fofo a medianamente compacto. Sob aumento da tensão efetiva as areias podem passar a um estado mais compacto. A rotação de grãos durante os primeiros estágios de densificação pode aumentar significativamente o intertravamento, mas um enrijecimento da estrutura por cimentação restringe a redução do índice de vazios.
- ✓ *Dissolução* de material nos contatos, convertendo contatos tangenciais em contatos planos ou côncavos/convexos (FIGURA 2.20(a)).
- ✓ *Formação de cristais* a partir da deposição de sílica na superfície dos grãos.
- ✓ *Cimentação* - formada a partir de materiais introduzidos por deposição ou alteração de minerais.
- ✓ *Soldagem* de grãos.

Dusseault & Morgenstern (1979), estudando areias geologicamente envelhecidas, identificam um arranjo de grãos bem definido, caracterizado pela elevada superfície de contato entre grãos. Nestas areias, o arranjo de grãos, uma vez desfeito, não pode ser reproduzido através de simples compactação, o que resulta em densidades muito menores que as naturais. As grandes densidades encontradas em algumas areias naturais (*locked sands*) são atribuídas à dissolução de quartzo nas superfícies dos grãos, onde as tensões de contato são significativamente maiores que as tensões devidas ao peso próprio (Cuccovillo & Coop, 1997a).

O processo de transformação de sedimentos em rochas, denominado litificação, resulta da combinação de densificação e cimentação. No caso de rochas brandas, o processo de litificação atuante é incipiente. Deste processo resulta que rochas brandas podem apresentar índices de vazios relativamente altos devido ao desenvolvimento de ligações cimentantes entre grãos. Em certos casos, a litificação é acelerada pelo aumento de temperatura. Por outro lado, em regiões tropicais, os processos de intemperismo físico e químico atuantes sobre as rochas resultam na formação de perfis complexos de solos. São denominados solos saprolíticos aqueles que apresentam ainda algum tipo de estrutura reliquiar da rocha de origem. Neste caso, a estrutura pode ser associada a uma componente de cimentação e/ou ao arranjo de grãos residual da rocha.

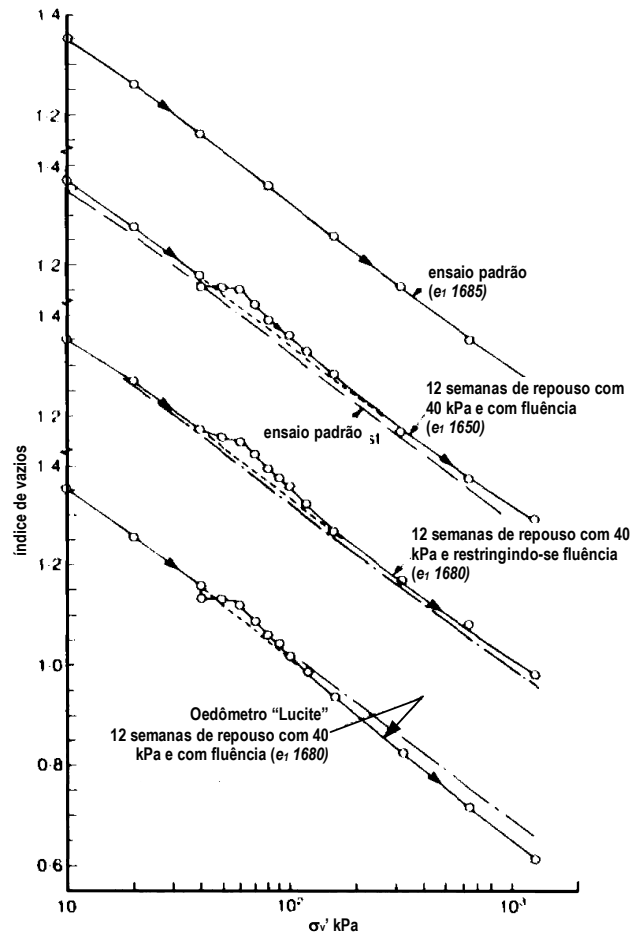


FIGURA 2. 18. Influência do envelhecimento em uma argila residual reconstituída (Leonards & Ramiah, 1959).

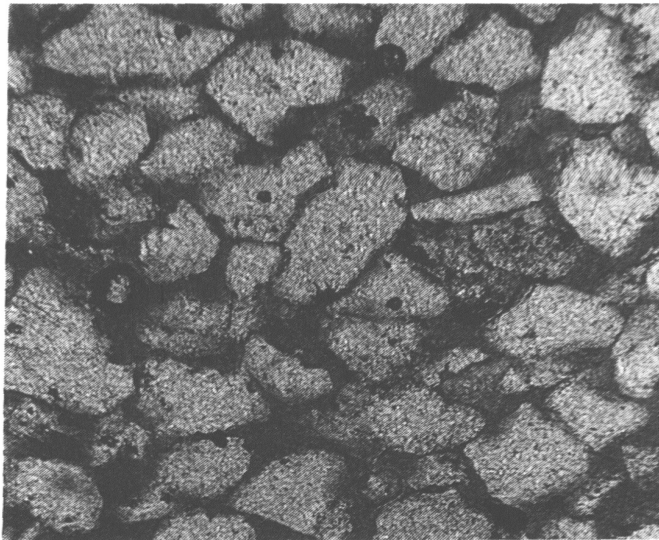


FIGURA 2. 19. Arranjo de grãos de areia com elevado grau de intertravamento (*locked sands*, Barton, 1993).

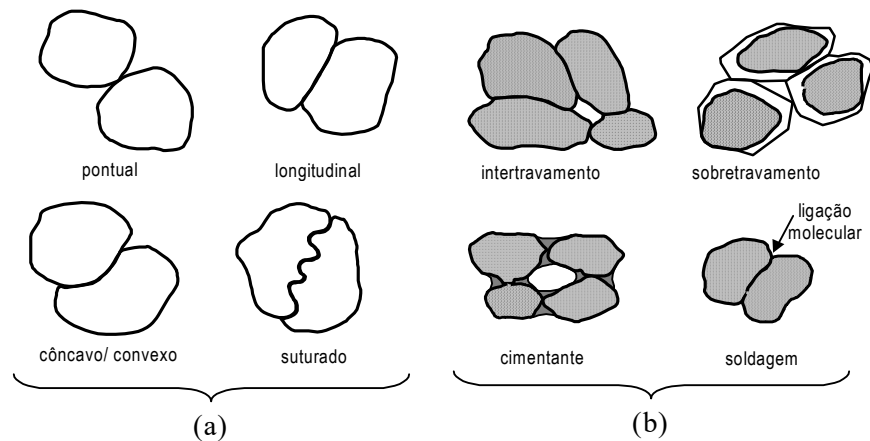


FIGURA 2. 20. Estruturas granulares (Barton, 1993): (a) tipos de contatos entre grãos: pontual, longitudinal, côncavo/convexo, suturado (b) possíveis arranjos em areias coesivas: intertravamento, sobretravamento; cimentação e soldagem.

Num estágio mais avançado de intemperismo, o solo não mais apresenta qualquer feição da rocha de origem. Processos de evolução pedogenética passam então a atuar, sendo a laterização um dos mais importantes. Deste processo resulta a cimentação por óxido de ferro, em maior ou menor intensidade. Solos lateríticos podem ocorrer em horizontes de grande espessura (tipicamente mais de dez metros), podendo resultar da ação do intemperismo sobre diferentes materiais. A formação destes solos é favorecida por climas quentes e úmidos, em condições de boa drenagem. Conforme Vargas (1974), solos lateríticos são, geralmente, muito porosos, do tipo silto-argilosos ou areno-argilosos e, em alguns casos, areias com pouca argila. São solos com boas condições de drenagem, que se apresentam normalmente na condição não saturada. Em alguns casos, possibilitam a execução de cortes de grandes alturas e acentuadas declividades. No entanto, podem apresentar colapso quando de uma eventual saturação.

2.5.3 Identificação e Caracterização da Estrutura

Apesar da extensa quantidade de resultados experimentais disponíveis na literatura em solos estruturados e rochas brandas, diversos estudos foram realizados em solos artificialmente cimentados em laboratório, visando melhor compreender o comportamento destes materiais (Clough *et al.*, 1981; Maccarini, 1987; Bressani, 1990; Coop & Atkinson, 1993; Huang & Airey, 1993). Estes estudos permitem identificar as principais características de comportamento associadas à cimentação, pois reduzem a dispersão nos resultados experimentais decorrente da variabilidade natural das amostras de solo (incluindo variações de granulometria, porosidade, estrutura, história de tensões e perturbações de amostragem). Em grande parte, os critérios utilizados para identificação e caracterização da estrutura de solos resultaram da comparação do comportamento experimental de solos artificialmente cimentados com os mesmos solos, na condição reconstituída.

Leroueil & Vaughan (1990) sintetizam os principais conceitos envolvidos na identificação e caracterização de materiais estruturados. Estes conceitos são aqui apresentados de forma simplificada. Um conceito fundamental, amplamente utilizado para identificar estes materiais, é o de plastificação da estrutura. Um material estruturado, quando submetido a um carregamento de compressão ou desviatório, apresenta um comportamento com elevada rigidez inicial, até que o carregamento gere um dano irreversível à estrutura (quebra de ligações entre partículas e/ou desordem no arranjo de grãos). Este dano é notado por uma redução de rigidez na curva tensão x deformação, que será identificada com maior ou menor facilidade, conforme a importância relativa do índice de vazios e da resistência das ligações entre partículas. Esta mudança de rigidez é associada à plastificação da estrutura. Na literatura internacional, a palavra utilizada para designar a plastificação da estrutura é *yield*, originada da teoria da plasticidade. É importante notar que, em inglês, a palavra *yield* tem sido utilizada para designar qualquer tipo de plastificação, incluindo, por exemplo, a plastificação da estrutura ou a plastificação apresentada por um solo reconstituído sobre-adensado. No Brasil persiste ainda uma inconsistência na terminologia. Para caracterizar o conceito de plastificação da estrutura, além do termo *plastificação*, têm sido utilizados os termos *fluência* e *cedência*. O termo *fluência* é inadequado porque está classicamente associado ao fenômeno de adensamento secundário em argilas (*creep*). Nesta tese, o termo *plastificação* foi utilizado para descrever o fenômeno associado ao dano da estrutura natural dos solos.

Provavelmente o método mais utilizado para identificação do caráter estruturado dos solos consiste na comparação do comportamento do solo nas condições indeformada e reconstituída em compressão unidimensional partindo do mesmo índice de vazios inicial. Esta comparação é mostrada na FIGURA 2.21. O solo estruturado tipicamente ultrapassa a curva de compressão definida pelo solo reconstituído, alcançando uma região do diagrama $e: \log \sigma'_v$ onde o solo somente pode existir no estado estruturado. Embora outros autores tivessem observado comportamento similar (Vargas, 1953; Leonards & Ramiah, 1959), Vaughan (1988) descreveu esta diferença de comportamento à luz do conceito de estrutura e sua plastificação. Conforme mostrado na Seção 2.2, a NCL representa uma curva limite dos estados possíveis para um solo não estruturado. Solos estruturados podem apresentar-se com estados $e: \log \sigma'_v$ à direita da própria NCL (Leroueil & Vaughan, 1990). O comportamento do solo estruturado em um ensaio de compressão unidimensional é bastante rígido, até que seja atingida a tensão de plastificação da estrutura. Uma vez ultrapassada esta tensão, observa-se uma redução acentuada na rigidez, o que permite sua identificação (ponto de plastificação da estrutura). A continuidade do carregamento promove a desestruturação gradual do solo (FIGURA 2.22) levando-o a convergir progressivamente para a NCL definida para o solo reconstituído (Vaughan, 1988).

A plastificação da estrutura também pode ser identificada através da inspeção da forma da curva tensão axial x deformação axial obtida em ensaios triaxiais. Na FIGURA 2.23(a) é apresentada a curva tensão axial x deformação axial obtida de um ensaio de compressão triaxial realizado no solo residual de arenito Botucatu (Martins, 1994). Nesta curva, observa-se a existência de um ponto de plastificação da estrutura, o qual é caracterizado pela nítida redução de rigidez para deformações axiais próximas a 0,5%. Na FIGURA 2.23(b) o mesmo ponto de plastificação é encontrado na curva módulo de deformabilidade x deformação axial. Leroueil e Vaughan (1990) identificaram três possíveis padrões de plastificação da estrutura (FIGURA 2.24): por compressão, por cisalhamento ou por expansão. A FIGURA 2.23 representa um caso de plastificação da estrutura por compressão. Neste caso, a plastificação da estrutura ocorre para um nível de tensão desvio inferior aos correspondentes à envoltória de resistência ao cisalhamento, o que torna mais fácil sua identificação. Este comportamento é verificado quando o solo é ensaiado em compressão triaxial sob um nível de tensão efetiva relativamente alto.

Para níveis de tensão efetiva mais baixos, a presença de estrutura pode levar o solo a ultrapassar a envoltória de resistência ao cisalhamento para grandes deformações (plastificação por cisalhamento). Neste caso, o pico de resistência ao cisalhamento ocorre a pequenas deformações, devendo-se à estrutura e não à porosidade do solo. O ponto de plastificação da estrutura coincide com o pico de resistência. Em solos reconstituídos sobre-adensados, por outro lado, a ocorrência de pico de resistência ao cisalhamento resulta do processo de expansão volumétrica. Em conseqüência, o pico de resistência ao cisalhamento coincide com a máxima taxa de expansão volumétrica (Rowe, 1962). Para um solo estruturado, esta associação não ocorre. Neste caso, o pico de resistência não coincide com a máxima taxa de expansão volumétrica, mas precede a expansão volumétrica (Leroueil & Vaughan, 1990). Isto se deve ao fato de que as deformações volumétricas de expansão somente são mobilizadas após a ruptura das ligações entre partículas.

O terceiro padrão de plastificação da estrutura sugerido por Leroueil & Vaughan (1990) resulta de deformações de expansão em trajetórias de descarregamento, que podem ocorrer em solos com minerais expansivos. Isto pode ser observado em solos argilosos (Calabresi & Scarpelli, 1985, citados em Leroueil & Vaughan, 1990). Na ausência de minerais expansivos, solos estruturados podem apresentar uma componente de coesão verdadeira e a conseqüente resistência à tração. Ensaio de compressão uniaxial em corpos de prova saturados podem ser utilizados para determinar a componente de coesão verdadeira. Ensaio de compressão diametral podem ser utilizados para determinar a resistência à tração. A determinação experimental destas componentes pode ser bastante difícil em solos fracamente estruturados. Nestes solos, a saturação pode resultar na desestruturação prematura do solo devido à expansão de argilominerais presentes (Dobereiner & de Freitas, 1986).

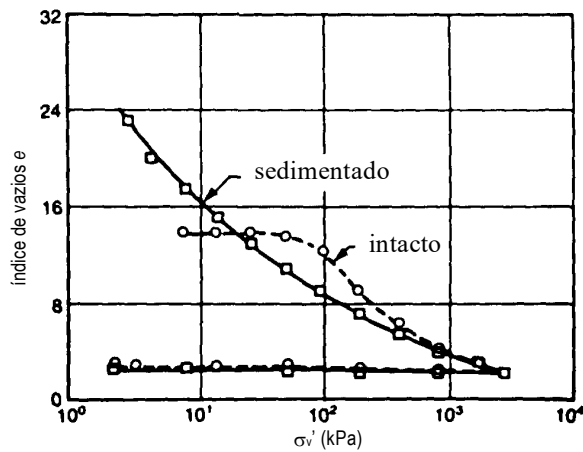


FIGURA 2. 21. Compressão unidimensional de uma argila (México) na condição intacta e sedimentada em laboratório (Mesri *et al.*, 1975).

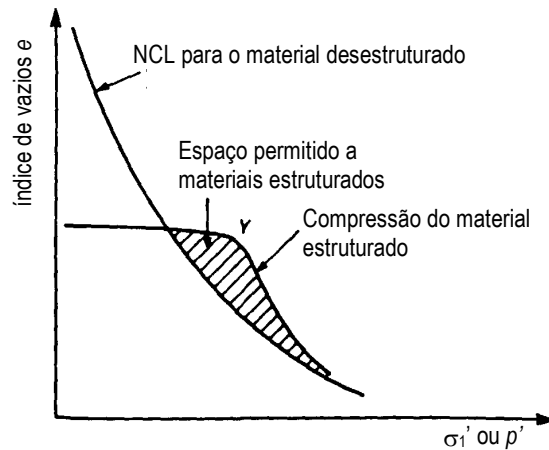


FIGURA 2. 22. Região onde somente podem existir materiais na condição estruturada (Leroueil & Vaughan, 1990).

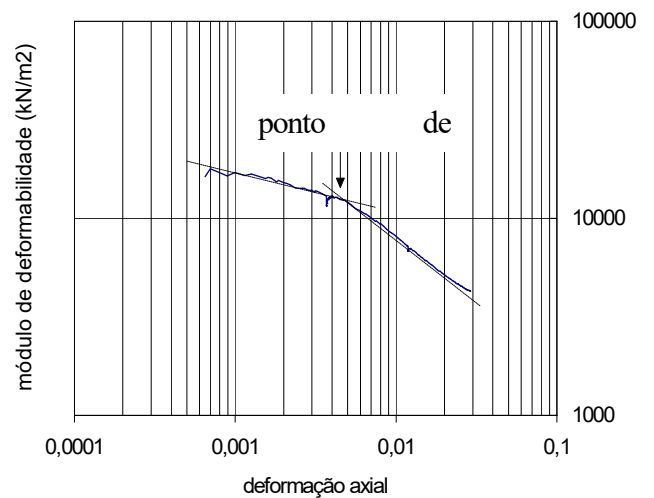
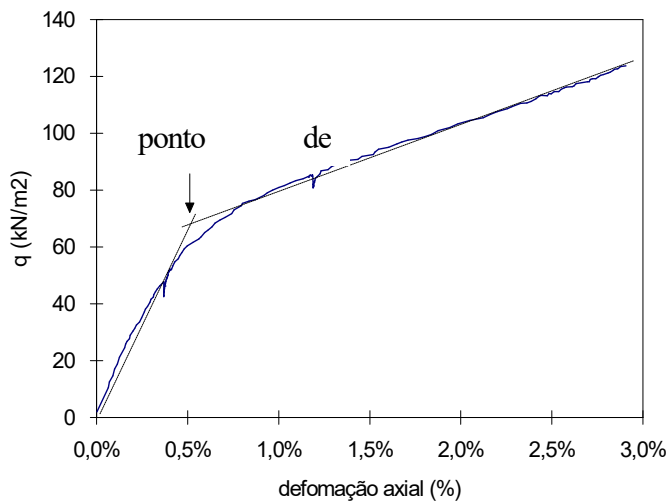


FIGURA 2. 23 Ponto de plastificação da estrutura por compressão: (a) curva tensão desvio x deformação axial, (b) curva módulo de deformabilidade x deformação axial (Martins, 1994).

Na FIGURA 2.25 são apresentados resultados típicos de ensaios de compressão triaxial em um solo estruturado (solo artificialmente cimentado, Maccarini, 1987). À medida que a tensão confinante aumenta, o comportamento passa de frágil a dúctil. Para baixos níveis de tensão confinante, o pico de resistência ocorre antes do solo iniciar o processo de expansão volumétrica. Para maiores níveis de tensão confinante, um ponto de plastificação pode ser observado antes do solo atingir a envoltória de resistência ao cisalhamento. Para um nível médio de tensão, no entanto, nenhuma evidência clara

permite dissociar a ruptura por cisalhamento da plastificação da estrutura. Neste caso, a superfície de plastificação cruza a envoltória de resistência ao cisalhamento do solo, resultando que a plastificação da estrutura coincide com a própria resistência ao cisalhamento. O índice de vazios deste solo é $e = 0,7$. É interessante notar ainda que, para maiores níveis de tensão confinante, nenhum sinal de estabilização das deformações volumétricas de compressão é visualizado mesmo para deformações axiais da ordem de 20%. Este fato será discutido posteriormente.

Em alguns casos, por outro lado, a plastificação da estrutura pode resultar em um processo gradual, de difícil identificação. A identificação do ponto de plastificação da estrutura requer, por este motivo, a correta medição de pequenas deformações, envolvendo tanto instrumentação quanto técnicas de ensaios de laboratório especiais (Bressani, 1990). Isto se deve ao fato de que normalmente a plastificação da estrutura ocorre para níveis de deformação inferiores a 0,5%. Obviamente, a perturbação da estrutura no processo de amostragem e preparação dos corpos de prova deve ser reduzida ao mínimo.

Quando a plastificação da estrutura cimentante não é facilmente identificada, métodos alternativos têm sido utilizados. Segundo Vaughan (1988), um gráfico logaritmo de tensão desvio x logaritmo de deformação axial pode ser uma melhor opção para a determinação do ponto de plastificação. Kondner (1963) mostrou que as curvas tensão desvio x deformação axial de solos não estruturados podem, com frequência ser representadas por hipérboles, as quais representam linhas retas na escala log x log. Assim, se antes da plastificação da estrutura o comportamento tensão x deformação do solo obedece a uma lei potencial e, após a plastificação, outra, uma relação bi-linear deve ser observada na escala log x log.

Outros métodos de determinação do ponto de plastificação da estrutura têm sido descritos na literatura, tais como o ponto de início de deformações plásticas, deduzido a partir de ciclos de descarga-recarga (Elliot & Brown, 1985), ou de aumento das deformações axiais sob tensão desvio constante (Maccarini, 1987). O ponto de plastificação da estrutura pode também ser associado a um aumento brusco de deformação volumétrica ou a um aumento brusco das deformações radiais. Em materiais fortemente estruturados, a desestruturação pode ser identificada na curva de degradação do módulo com a deformação, correspondendo ao final do trecho linear elástico (Cuccovillo & Coop, 1997a).

2.5.4 Superfície de Plastificação da Estrutura

Uma vez definidos os pontos de plastificação de um solo nos diversos ensaios, suas posições em um gráfico $q: p'$ permite caracterizar uma superfície de plastificação¹ associada à estrutura. Esta superfície limita a região na qual a estrutura do solo é preservada. Nela, o solo apresenta menor deformabilidade para quaisquer trajetórias de tensão aplicada. Quando uma trajetória de tensões alcança a superfície de plastificação da estrutura, grandes deformações passam a se desenvolver (Leroueil & Vaughan, 1990).

É importante diferenciar a superfície de plastificação da estrutura da superfície de plastificação de solos reconstituídos sobre-adensados, conforme definido pela TEC (Atkinson & Bransby, 1978, Leroueil, 1997). Segundo a TEC, uma superfície de plastificação associada à história de tensões do solo reconstituído pode ser definida no plano $q: p'$. Esta superfície apresenta um caráter cinemático, sofrendo um alargamento quando é ultrapassada por uma trajetória de tensões qualquer. No plano normalizado $q/p_e': p'/p_e'$, esta superfície de plastificação é única (superfícies de Rendulic e Hvorslev).

Conforme descrito por Leroueil & Vaughan (1990), a superfície de plastificação da estrutura no gráfico $q: p'$ pode ser interpretada como um alargamento da superfície de contorno de estado do solo reconstituído. Esta superfície não apresenta um caráter cinemático, sendo única no plano $q: p'$. Quando a trajetória de tensões atinge a superfície de plastificação da estrutura, o solo sofre uma desestruturação progressiva. Isto leva a uma contração da superfície de plastificação, no plano de tensões normalizado $q/p_e': p'/p_e'$, até atingir a superfície de contorno de estado estável, correspondente ao solo reconstituído. Smith *et al.* (1992) evidenciam este aspecto de comportamento em uma argila estruturada (argila Bothkennar) mostrando as trajetórias de tensão seguidas a partir do estado de tensões *in situ*, no diagrama normalizado $q/p_e': p'/p_e'$ (FIGURA 2.26). Segundo Clayton & Serratrice (1993), a contração da superfície de plastificação da estrutura é acompanhada da perda da resistência ao cisalhamento de pico.

Conforme Leroueil & Vaughan (1990), a superfície de plastificação de solos estruturados pode diferir em sua forma no plano $q: p'$ em função do processo de formação do solo. Em solos sedimentares, particularmente em argilas, a superfície de plastificação da estrutura apresenta uma forma aproximadamente elíptica centrada em torno do eixo K_α . Solos residuais e rochas brandas, por outro lado, apresentam uma superfície de plastificação da estrutura centrada em torno do eixo isotrópico (Vaughan, 1988). Quando analisada no plano de tensões $q: p'$ com $p' = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$, a forma da

¹embora o termo mais correto seja “curva de plastificação”, o termo “superfície de plastificação” tem sido mais utilizado na literatura.

superfície de plastificação pode ser associada, de forma mais consistente, ao grau de anisotropia do material (Cuccovillo & Coop, 1993; Clayton & Serratrice, 1993).

Vaughan (1993) sintetiza alguns aspectos importantes dos conceitos acima discutidos:

- ✓ A plastificação da estrutura em compressão ocorre muito antes da ruptura se a tensão efetiva média cresce mais que as tensões cisalhantes.
- ✓ Em baixos níveis de tensão efetiva, a plastificação da estrutura em cisalhamento ocorre próxima à envoltória de ruptura por cisalhamento.
- ✓ Em níveis de tensão efetiva muito baixos, a plastificação da estrutura pode ocorrer por expansão (quando o solo apresentar argilominerais expansivos) ou pela aplicação de tensões de tração.
- ✓ A superfície de plastificação da estrutura é centrada em torno do estado de tensões efetivas *in situ*.
- ✓ A plastificação da estrutura não envolve necessariamente uma ruptura drástica da estrutura, podendo ocorrer um processo gradual de desagregação com o aumento de deformações pós-plastificação da estrutura.

Resultados experimentais mais recentes apresentados por diversos autores são discutidos nas seções seguintes. Aspectos específicos do comportamento de solos estruturados em compressão, cisalhamento e deformabilidade, bem como seu efeito na superfície de plastificação, são então apresentados em maior detalhe.

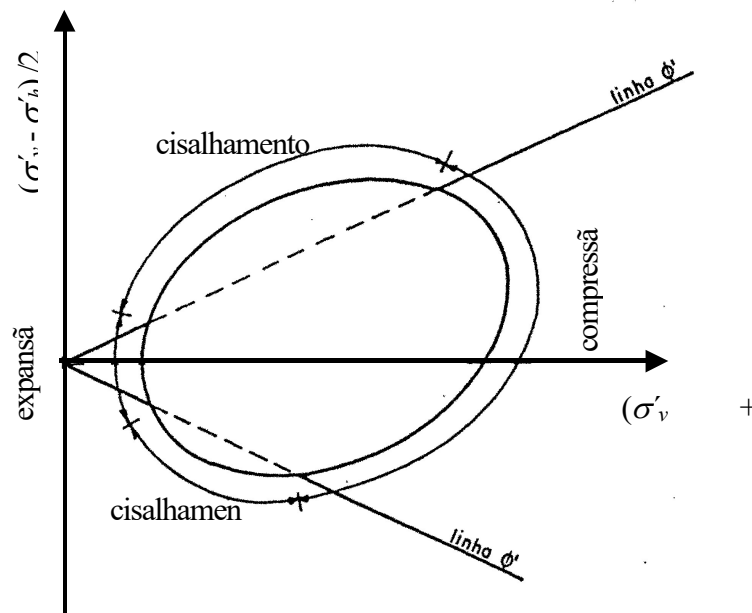


FIGURA 2. 24. Diferentes modos de plastificação da estrutura possíveis e sua relação com a superfície de plastificação da estrutura (Leroueil & Vaughan, 1990).

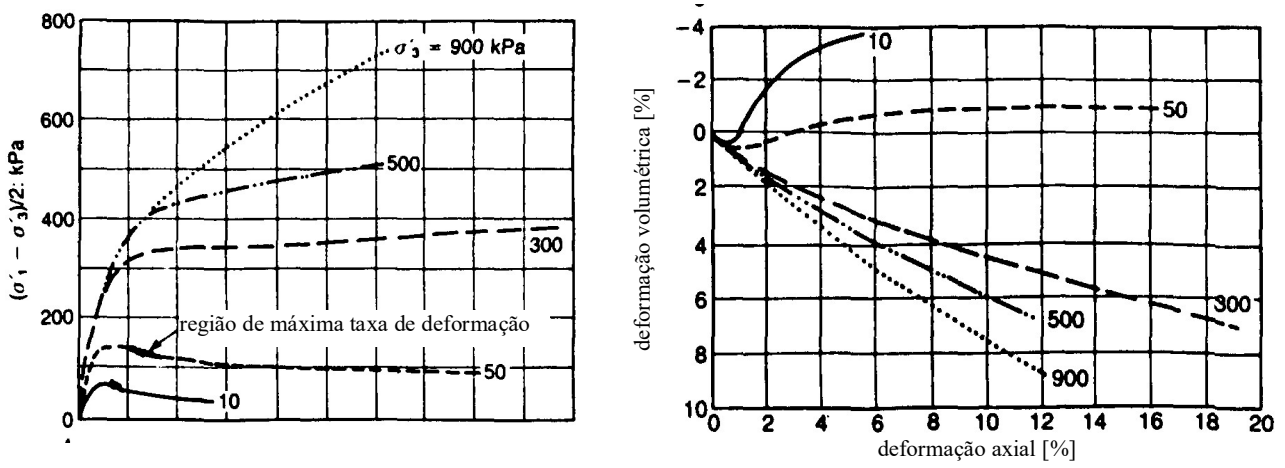


FIGURA 2. 25. Comportamento tensão x deformação associado aos diferentes modos de plastificação da estrutura (Maccarini, 1987).

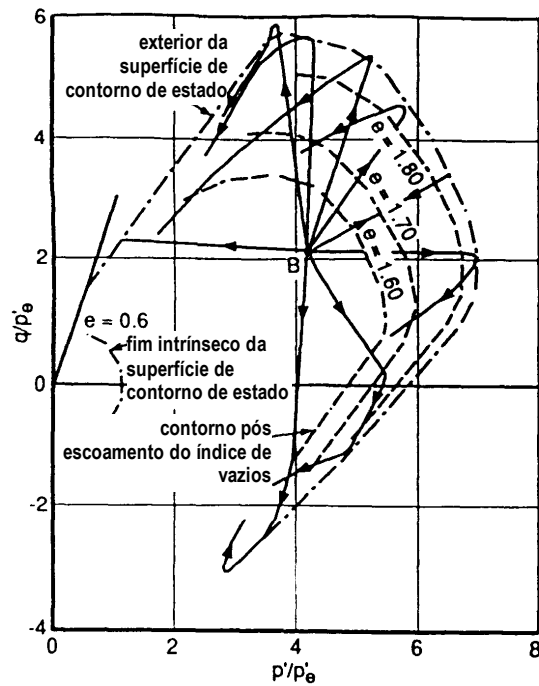


FIGURA 2. 26. Comportamento normalizado da argila Bothkennar (Smith *et al.*, 1992).

2.5.5 Compressibilidade de Solos Estruturados e trajetória de tensões K_0

A comparação das curvas de compressão dos solos, na condição reconstituída e na condição indeformada, permite a caracterização da estrutura, como visto na Seção 2.5.3. O comportamento de um solo estruturado em compressão é mais rígido que o correspondente ao solo reconstituído e pode ultrapassar a NCL definida para este solo. Na FIGURA 2.22, Leroueil & Vaughan (1990) definem, a partir da observação deste comportamento, a região permitida para materiais estruturados. Evidências experimentais mais recentes sugerem, no entanto, que este comportamento é válido somente para índices de vazios relativamente elevados, para os quais a estrutura permite níveis de tensão efetiva além da NCL.

Aversa *et al.* (1993) apresentam resultados de ensaios de compressão unidimensional realizados em uma rocha branda. Neste caso, não foi possível identificar a região permitida para materiais estruturados conforme definido por Leroueil & Vaughan (1990). Segundo os autores, isto se deve à baixo índice de vazios inicial do material e à relativamente fraca cimentação entre partículas. Em consequência, a plastificação da estrutura ocorre para níveis de tensão efetiva inferiores aos correspondentes à NCL. Estes resultados são apresentados na FIGURA 2.27, onde se nota que a linha de compressão do material intacto apresenta uma plastificação imediatamente antes de alcançar a linha de compressão definida pelo mesmo solo reconstituído.

Cuccovillo & Coop (1997a) estabelecem, com base em evidências experimentais, um conceito de relatividade entre a estrutura e o índice de vazios de materiais estruturados. Segundo este conceito, um solo é considerado fortemente estruturado quando a estrutura permite que o solo alcance a plastificação para níveis de tensão efetiva muito superiores aos correspondentes à NCL. O material é considerado fracamente estruturado quando a plastificação da estrutura ocorre para níveis de tensão efetiva próximos aos correspondentes à NCL. A FIGURA 2.28 mostra uma representação esquemática do comportamento em compressão isotrópica observado por estes autores. O material mais fortemente cimentado alcança estados à direita da NCL definida para o mesmo material, na condição reconstituída, enquanto que o material fracamente cimentado plastifica antes de alcançar a NCL.

Cuccovillo & Coop (1997a) comparam o comportamento em compressão isotrópica de dois arenitos, sendo um arenito silicoso e o outro calcáreo. O arenito silicoso apresenta índice de vazios inicial muito baixo, $e_0 = 0,45$, caracterizando-se, também, por apresentar partículas resistentes com grau de intertravamento entre grãos elevado. A cimentação entre partículas é incipiente, sendo devida à presença de óxidos de ferro. Em contraste com o arenito silicoso, o arenito calcáreo se caracteriza por apresentar uma estrutura aberta, com partículas frágeis e um cimento relativamente forte. O índice de vazios inicial varia entre 0,68 e 1,03, reduzindo com a profundidade de amostragem. Cuccovillo & Coop (1993)

definiram, para ambos os materiais, as linhas NCL relativas à condição reconstituída. Cuccovillo & Coop (1997a) mostram que em compressão isotrópica o arenito calcáreo alcança estados além da NCL definida para a condição reconstituída, caracterizando um grau de cimentação forte (FIGURA 2.29(a)). Para o arenito silicoso, no entanto, o ponto de plastificação foi identificado antes deste material atingir a NCL definida para a condição reconstituída (FIGURA 2.29(b)), caracterizando-o como fracamente cimentado. Portanto, neste material não foi possível identificar a região permitida somente para materiais estruturados proposta por Leroueil & Vaughan (1990).

Trajétoria de tensões K_o

No plano $q: p'$, a trajetória de tensões K_o obtida de ensaios triaxiais (trajetória de deformação radial nula) ou edométricos especiais é similar para diferentes materiais estruturados. A partir de um estado de tensões efetivas inicial isotrópico, o carregamento K_o descreve uma trajetória inicialmente muito íngreme, até alcançar a superfície de plastificação da estrutura. A partir deste ponto, a trajetória K_o contorna esta superfície, até atingir a linha K_o correspondente ao material reconstituído. As trajetórias K_o para o solo nestas duas condições coincidem para níveis de tensão efetiva crescentes (Maccarini, 1987; Martins, 1994). Trajetórias de deformação radial nula têm sido obtidas no equipamento triaxial com a utilização de um transdutor de deformação radial e controle automático de tensões por microcomputador. Em equipamentos com restrição lateral de deformações, a trajetória K_o tem sido obtida, por exemplo, pela medição da tensão lateral utilizando anéis metálicos instrumentados com *strain gages*.

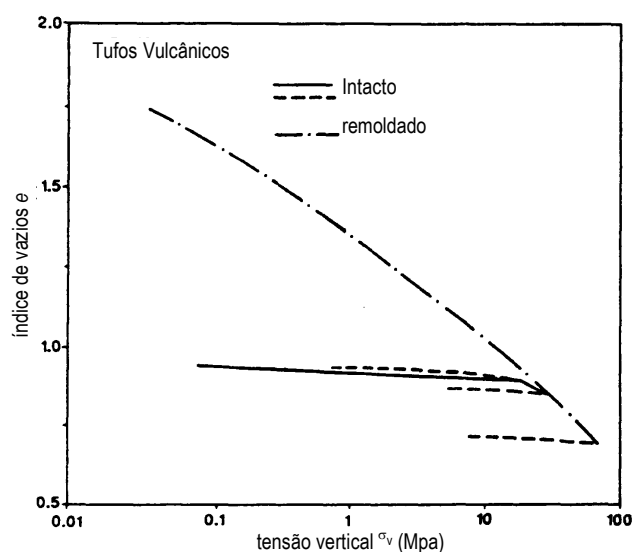


FIGURA 2. 27. Curva de compressão de uma rocha branda “fracamente” estruturada (Aversa *et al.*, 1993).

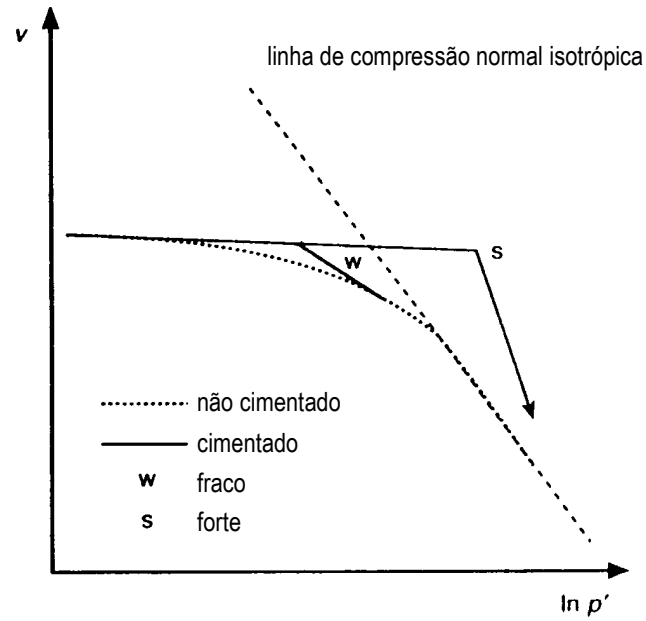


FIGURA 2. 28. Comparação esquemática entre a compressibilidade de uma areia fracamente cimentada e uma areia fortemente cimentada (Cuccovillo & Coop, 1999).

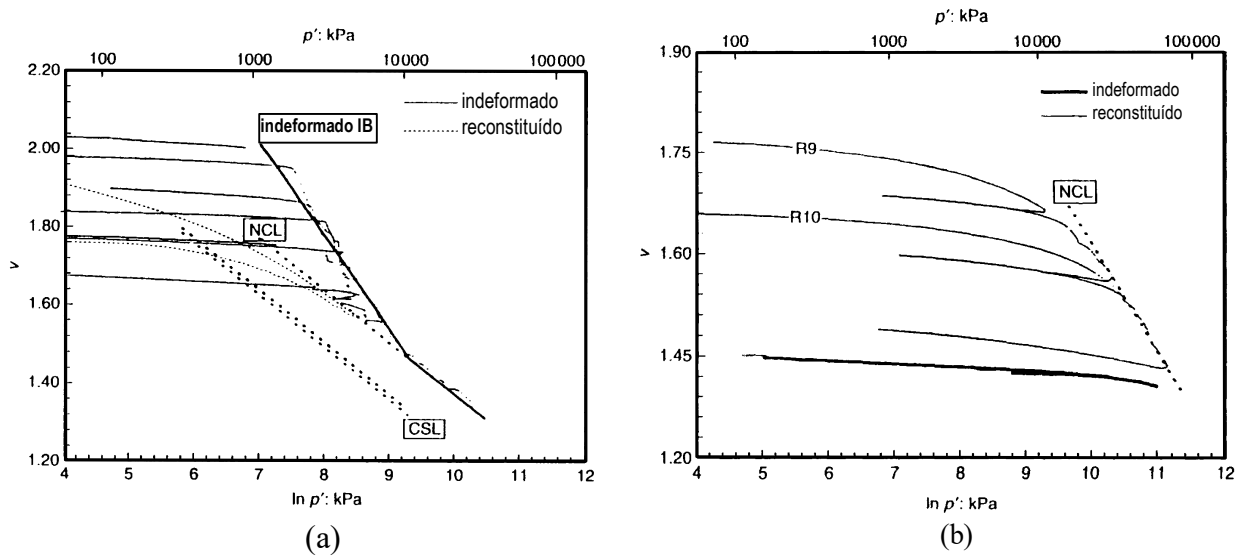


FIGURA 2. 29. Compressão isotrópica (a) arenito calcáreo (b) arenito silicoso (Cuccovillo & Coop, 1997a).

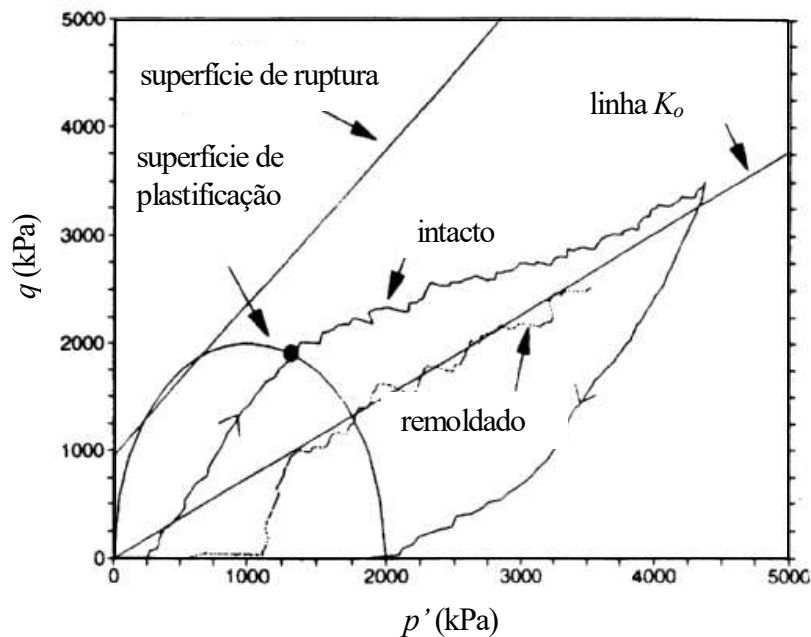


FIGURA 2. 30. Efeito da estrutura sobre a trajetória de deformação radial nula (Kavvadas *et al.*, 1993b).

É importante notar que, sendo a plastificação da estrutura devida à desestruturação do material e não causada pelo sobreadensamento, o índice de sobreadensamento (OCR) perde sua importância. A tensão horizontal efetiva não pode ser estimada a partir de correlações estabelecidas na literatura entre K_o , OCR e ϕ' (por exemplo, Mayne & Kulhawy, 1982).

Kavvadas *et al.* (1993b) comparam as trajetórias de deformação radial nula de uma rocha branda (lignito) seguidas pelo material no estado indeformado e no estado desestruturado. Estes resultados são apresentados na FIGURA 2.30, onde pode-se observar que, após ultrapassar a superfície de plastificação da estrutura, a trajetória K_o do material indeformado tende a convergir rapidamente na direção da trajetória K_o do material reconstituído.

2.5.6 Carregamento Desviatório

As principais características de comportamento de materiais estruturados em ensaios de compressão triaxial estão apresentadas na FIGURA 2.25 (Maccarini, 1987), a qual sintetiza o padrão de comportamento idealizado para solos estruturados por Leroueil & Vaughan (1990). Segundo o critério de classificação proposto por Cuccovillo & Coop (1999), o modelo proposto por Leroueil & Vaughan (1990) representa o comportamento de solos fortemente estruturados. Uma síntese dos principais aspectos deste comportamento foi apresentada por Vaughan (1988). Durante o carregamento triaxial, solos fortemente estruturados apresentam as seguintes características:

- ✓ Para baixos níveis de tensão efetiva ocorre um pico de resistência ao cisalhamento. A máxima taxa de expansão volumétrica não coincide com este pico, ocorrendo para níveis de deformação axial maiores.
- ✓ Para um intervalo de tensões intermediário, o solo apresenta um comportamento do tipo *strain-softening* associado à contração volumétrica.
- ✓ Mesmo para deformações axiais maiores que 15%, o estado crítico não é alcançado, pois a deformação volumétrica não estabiliza. Neste caso, a desestruturação parece ser um processo contínuo, que não se completa para deformações possíveis no ensaio triaxial.
- ✓ A cimentação modifica a coesão, podendo modificar também o ângulo de atrito interno dos materiais, dependendo do nível de tensões aplicado.

Observações do mesmo tipo em uma areia naturalmente cimentada (Greensand) são apresentadas por Cuccovillo & Coop (1999). Considerando a proposta de classificação apresentada por estes autores, este material foi classificado como fracamente estruturado. Coop (2000a) apresenta resultados de ensaios triaxiais realizados neste material, para os quais algumas diferenças significativas são observadas em relação ao modelo de Leroueil & Vaughan (1990). Uma das mais importantes diferenças é a observação de que, para níveis intermediários de tensão efetiva, o material apresenta um de pico de resistência ao cisalhamento que coincide com a máxima taxa de expansão volumétrica, como seria esperado para um solo reconstituído. Estas diferenças em relação ao modelo de Leroueil & Vaughan (1990) foram associadas ao grau de estruturação do material, considerado fracamente estruturado, pois a plastificação da estrutura ocorreu nestes ensaios antes do solo atingir a NCL. Coop (2000a) propõe, assim, os modelos de comportamento idealizados na FIGURA 2.31(b), onde os conceitos originalmente propostos por Leroueil & Vaughan (1990), são válidos para solos fortemente estruturados (FIGURA 2.31(a)).

Em um material fracamente cimentado, a plastificação da estrutura em cisalhamento ocorre antes do material atingir a ruptura por cisalhamento (Coop, 2000a). Em consequência, um ponto de plastificação pode ser notado na curva tensão desvio x deformação axial quando a superfície de plastificação da estrutura é ultrapassada. Um pico de resistência ao cisalhamento, neste caso, é associado a um comportamento volumétrico expansivo. A superfície de plastificação da estrutura pode coincidir com a envoltória de resistência ao cisalhamento de pico somente para níveis muito baixos de tensão.

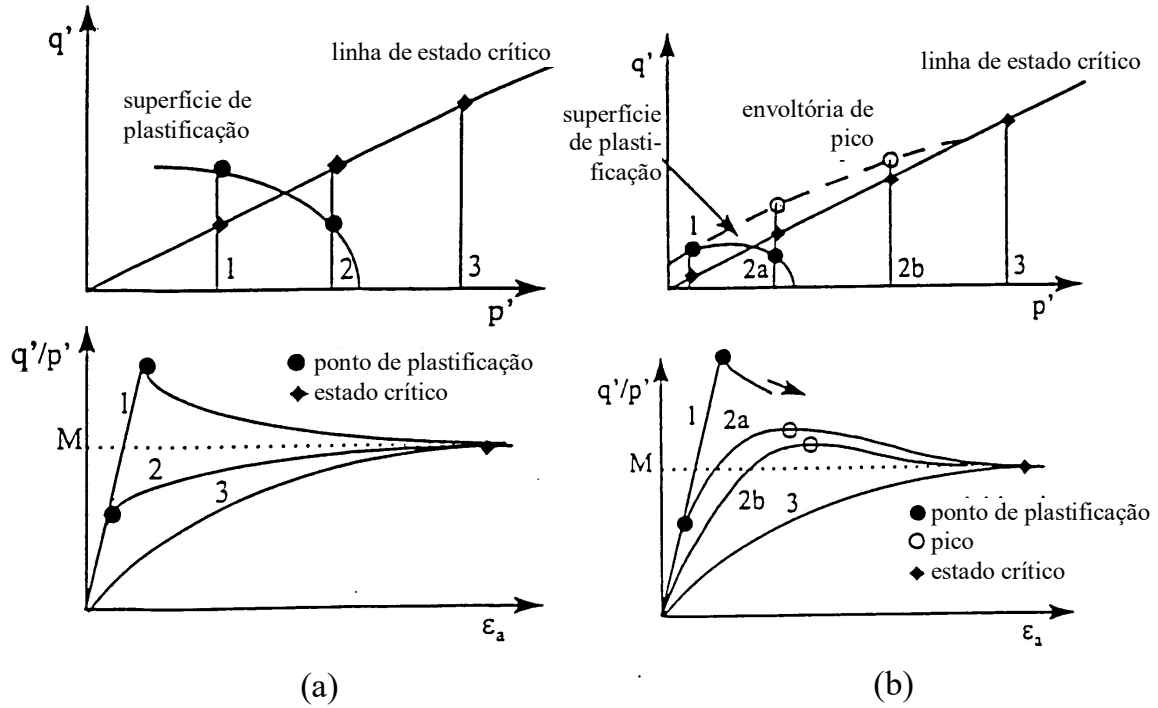


FIGURA 2.31. Modelos de comportamento idealizados em função das diferenças observadas para (a) materiais fortemente estruturados e (b) materiais fracamente estruturados (Coop, 2000a).

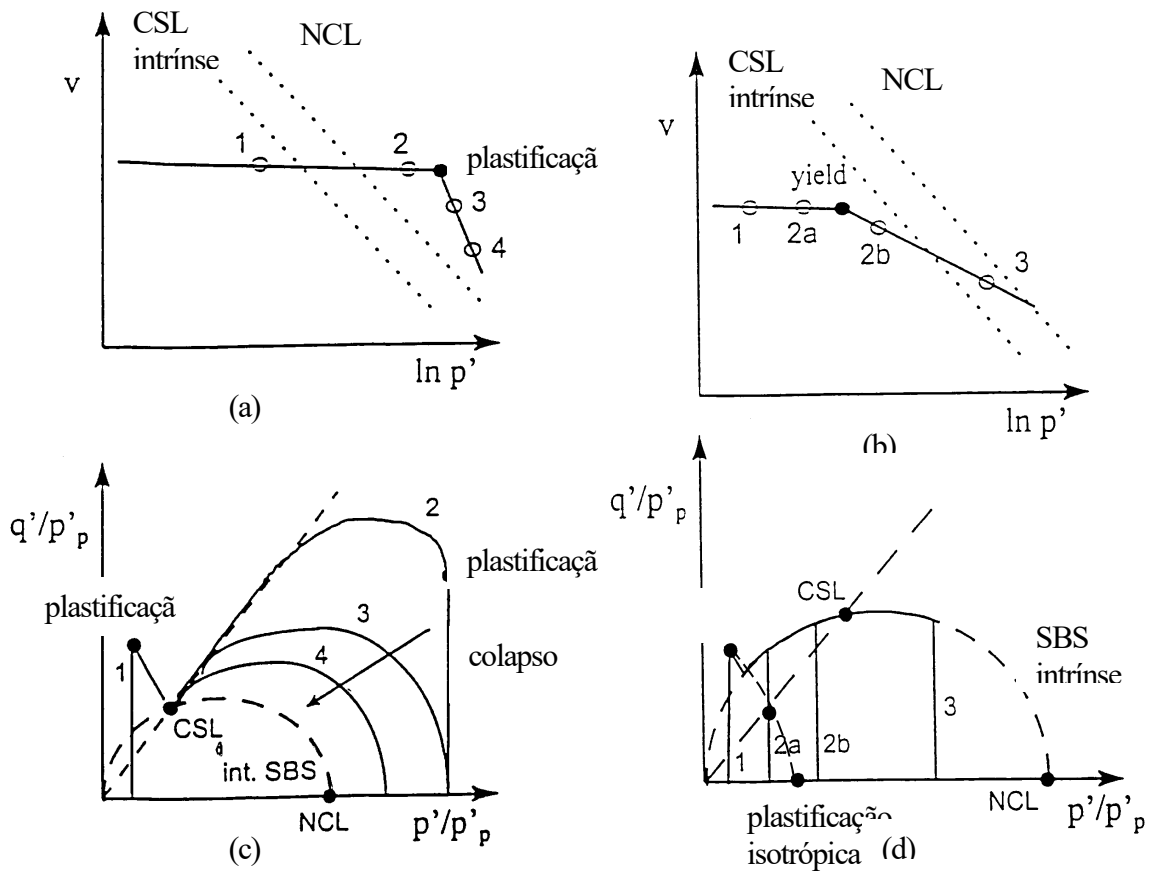


FIGURA 2.32. Características do comportamento normalizado para materiais (a) fortemente estruturados e (b) fracamente estruturados (Coop, 2000a).

Na FIGURA 2.32 as superfícies de plastificação associadas aos dois modelos de comportamento discutidos por Coop (2000a) são apresentadas no espaço normalizado de tensões efetivas, sendo p_p correspondente à tensão isotrópica efetiva máxima de sobreadensamento, como classicamente definida (interseção entre a curva NCL e a curva de recarregamento). É interessante notar que uma diferença importante entre os dois modelos de comportamento se refere à posição da CSL em relação às superfícies de plastificação. Os gráficos apresentados no lado esquerdo desta figura se referem ao comportamento de um material fortemente estruturado. Neste caso, o solo estruturado consegue ultrapassar a NCL (FIGURA 2.32(a)), e a plastificação da estrutura ocorre para estados que se situam além da superfície de contorno de estado intrínseca, relativa ao material reconstituído (SBS – *State Boundary Surface*, FIGURA 2.32(c)). Como consequência, a plastificação da estrutura resulta em um colapso com a contração da superfície de plastificação da estrutura, a qual tende, gradualmente, à SBS do material reconstituído. Nos gráficos do lado direito da figura, relativos ao solo fracamente estruturado, a plastificação da estrutura ocorre antes do solo atingir a NCL (FIGURA 2.32(b)), e a superfície de plastificação da estrutura se situa dentro da SBS definida pelo material reconstituído, podendo ultrapassar esta apenas para baixos níveis de tensão efetiva (FIGURA 2.32(d)).

A forma da superfície de plastificação também é afetada pela anisotropia. Características anisotrópicas de materiais geotécnicos estão associadas à história geológica no que diz respeito à origem do material (sedimentar ou residual) e à história de carregamentos sofridos (sobreadensamento). Solos sedimentares apresentam características anisotrópicas que podem ser associadas à estratificação e à orientação preferencial das partículas na direção horizontal. Solos residuais oriundos de rochas sedimentares podem apresentar o mesmo tipo de característica. Um estado anisotrópico de tensões efetivas aplicado a um solo pode gerar, também, características anisotrópicas de comportamento. É denominada anisotropia inerente aquela que deriva de fatores originais, associados à orientação das partículas, laminação ou estratificação natural. Anisotropia induzida é o termo usado para relacionar os efeitos resultantes do estado anisotrópico de tensões atuante, o qual pode ser aplicado em laboratório.

O estudo do comportamento anisotrópico de solos tem enfocado aspectos referentes à resistência ao cisalhamento (Richards & Barton, 1999). A forma da superfície de plastificação da estrutura reflete o caráter anisotrópico do material (Leroueil & Vaughan, 1990). Segundo os autores, a uma estrutura isotrópica corresponde uma superfície de plastificação centrada em torno do eixo isotrópico. Em solos argilosos, os autores indicam que a superfície de plastificação da estrutura pode estar centrada em torno do eixo de consolidação K_o (FIGURA 2.33).

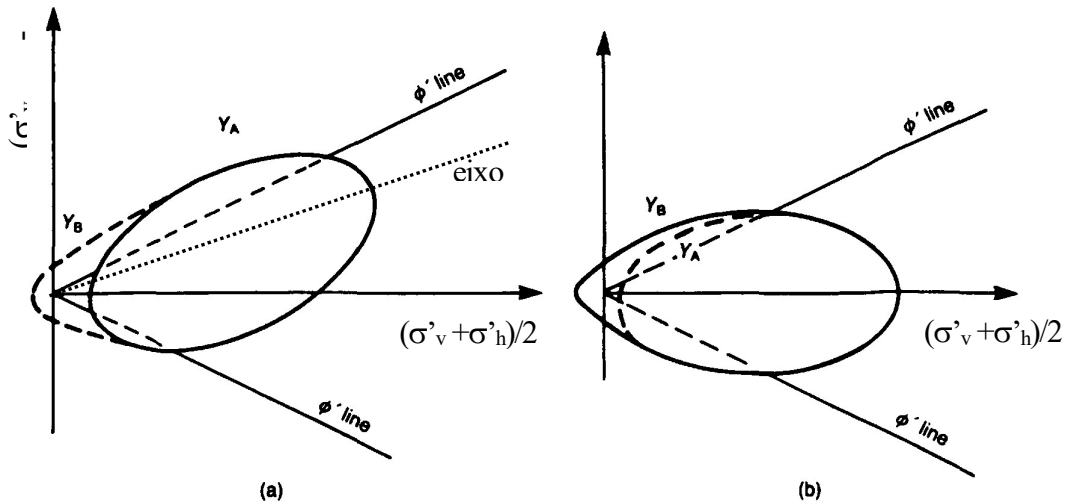


FIGURA 2. 33. Superfícies de plastificação da estrutura evidenciando (a) anisotropia em argilas e (b) isotropia em solos residuais e rochas brandas (Leroueil & Vaughan, 1990).

Quando o caráter estruturado do material está associado ao arranjo de grãos, a estrutura reflete a anisotropia deste arranjo. No entanto, quando a estrutura deriva de uma componente de cimentação, o material pode apresentar características isotrópicas de comportamento que podem estar completamente dissociadas do arranjo de grãos, dependendo essencialmente do grau de cimentação e do grau de intertravamento entre os grãos. Kavvadas *et al.* (1993a) discutem alguns aspectos relacionados a este tema. Segundo os autores, a cimentação tende a se desenvolver uniformemente conectando as partículas em todas as direções e que, portanto, a degradação da estrutura reflete um comportamento isotrópico. Segundo os autores, no caso de solos sedimentares, quando a cimentação ocorre nos primeiros estágios do processo de sedimentação, as ligações estabelecidas tendem a impedir a redução do índice de vazios e a garantir uma estrutura isotrópica nestes depósitos. Se, ao contrário, a cimentação ocorre em um estágio avançado do processo de sedimentação, a superfície de plastificação da estrutura reflete o caráter anisotrópico do material.

2.5.7 Comportamento geral de solos residuais de alguns arenitos brasileiros.

A literatura apresenta uma ampla compilação de resultados em arenitos e solos residuais de arenitos que afloram no Brasil. Estes materiais, constituídos a partir de diversas formações sedimentares apresentam uma ocorrência bastante significativa ao longo do território nacional (v. FIGURA 2.34). Muitos dos trabalhos apresentados buscam caracterizar solos residuais de arenitos do ponto de vista geotécnico. A partir da compilação de resultados experimentais, algumas correlações são propostas. São

apresentados aqui alguns dados característicos de arenitos brandos e solos residuais de arenitos disponíveis na literatura, com ênfase em dados de materiais brasileiros.

O primeiro critério de caracterização geotécnica importante a ser definido em um sedimento arenoso busca qualificar o material como solo residual ou rocha branda. Ao contrário de solos residuais de rochas ígneas, perfis de solos residuais de rochas sedimentares de textura arenosa - horizonte C - podem apresentar grandes espessuras. Nestes perfis, características estruturais da rocha tais como a direção e espessura da estratificação são visíveis. A classificação destes materiais como rocha ou solo é, por isso, muitas vezes conflitiva. Alguns autores propõem limites de classificação baseados em resistência à compressão simples. Dobereiner & de Freitas (1986), investigando propriedades geotécnicas de arenitos do Brasil e de outros países estabelecem o valor limite de resistência à compressão uniaxial entre solo residual e arenito brando em 0,5 MPa. Ferreira *et al.* (1981), citados por Orlandini (1990), sugerem este limite como sendo de 0,4 MPa para a Formação Bauru.



FIGURA 2. 34. Distribuição espacial de rochas sedimentares/ arenitos no território brasileiro. (IBGE, 2001).

No caso de arenitos, a distinção entre solo e rocha branda pode ser também decorrente do efeito da saturação. Um arenito poderá ser classificado como rocha branda quando, sujeito à saturação sem confinamento, não se desintegrar. Esta diferenciação aponta para a estabilidade das ligações entre partículas. Dobereiner & de Freitas (1986) observam que arenitos brandos com resistência uniaxial superior a 0,5Mpa são estáveis ao processo de saturação. No entanto, para outras rochas brandas de textura fina, o processo de saturação implica em uma redução significativa da resistência da rocha, ou mesmo desintegração. Por este motivo, o limite de resistência entre solo-rocha branda é superior ao de arenitos, sendo de 1,8 Mpa. Estes limites pontuais podem, no entanto, divergir do limite empírico aceito na comunidade geotécnica que qualifica como solo o material escavável com a mão. É amplamente descrita na literatura a dependência da resistência a compressão uniaxial com o teor de umidade da amostra. No gráfico da FIGURA 2.35 são apresentados resultados compilados por Bosio & Kanji (1998). Neste gráfico se evidencia que este efeito é mais acentuado para materiais menos consolidados, como é o caso do solo residual de arenito Botucatu (BRS). Este gráfico demonstra que um material fracamente cimentado (areias cimentadas) pode apresentar, devido à secagem, um ganho significativo de resistência uniaxial, alcançando valores próximos aos observados para arenitos.

Leroueil & Vaughan (1990) demonstram que solos estruturados e rochas brandas apresentam, qualitativamente, o mesmo padrão de comportamento tensão x deformação. Mas algumas diferenças são notáveis e se devem, fundamentalmente, a diferenças nas formas de interpretação e análise de resultados entre Mecânica dos Solos e Mecânica das Rochas. Ensaio de compressão uniaxial tem maior representatividade na Mecânica das Rochas. Em Mecânica dos Solos os parâmetros de resistência e deformabilidade são associados ao nível de tensões atuantes. Simultaneamente, os efeitos de amostragem e desconfinamento são muito diferentes nestes dois materiais. Em rochas brandas, o processo de desconfinamento pode resultar em fissuração da amostra.

Na FIGURA 2.36 é mostrado o resultado de um ensaio de compressão uniaxial em um arenito brando saturado. Nota-se que, ao contrário do padrão clássico, a rigidez é crescente. Estes resultados são relativos a um corpo de prova instrumentado com *strain-gages*. A concavidade inicial da curva tensão axial x deformação axial é tipicamente observada em arenitos brandos. Segundo Döbeheiner & de Freitas (1986), a concavidade se deve a fissuras geradas pelo desconfinamento.

Como conseqüência, assumindo-se como negligenciáveis os efeitos das discontinuidades no terreno (juntas, falhas, fraturas), o módulo de deformabilidade pode ser subestimado em ensaios de compressão uniaxial em rochas brandas.

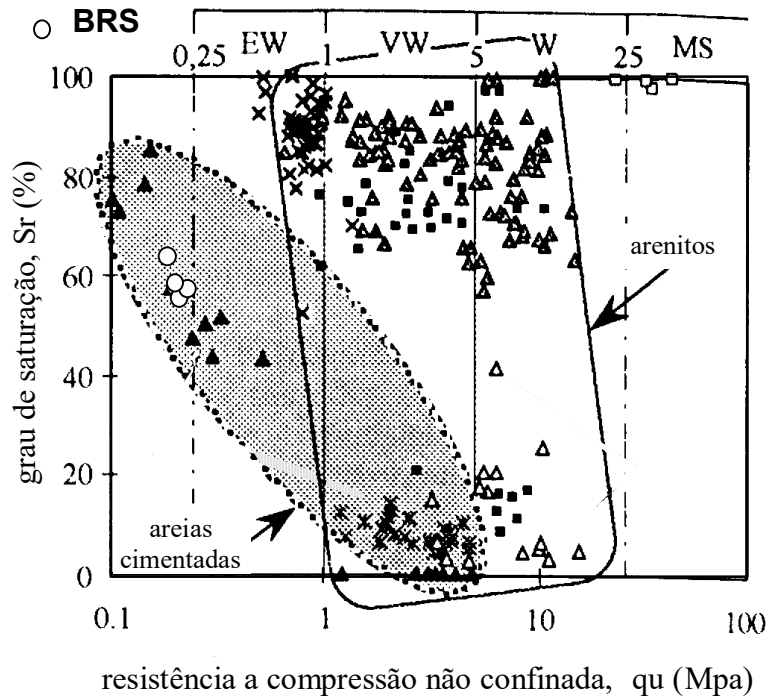


FIGURA 2. 35. Relação entre o grau de saturação e a resistência à compressão uniaxial. EW - cimentação extremamente fraca, VW - muito fraca, W - fraca, MS - medianamente forte; (Bosio & Kanji, 1998).

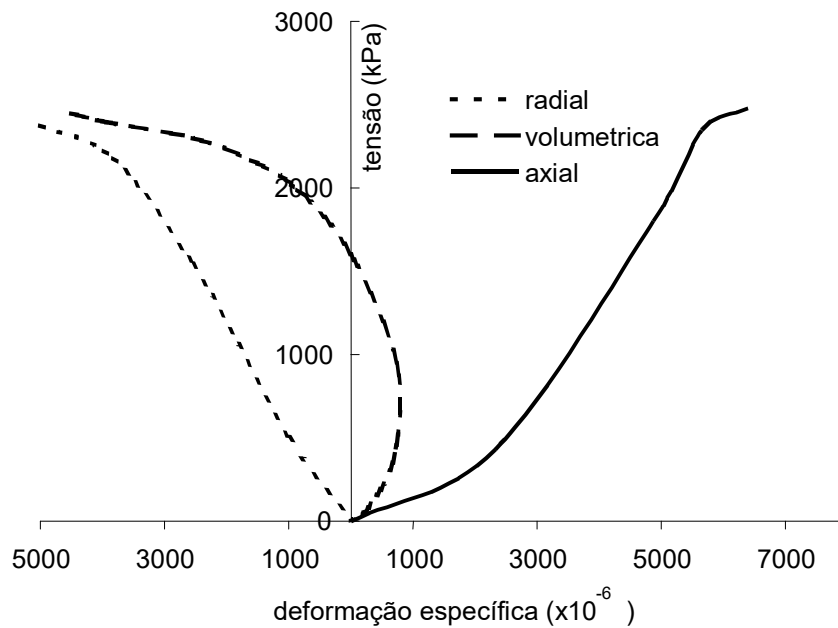


FIGURA 2. 36. Curvas tensão-deformação obtidas em ensaios de compressão uniaxial em um arenito saturado (Dobereiner & de Freitas, 1986).

As fissuras geradas pelo desconfinamento podem ser fechadas por confinamento triaxial das amostras de arenito. No entanto, Dobereiner & de Freitas (1986) apresentam resultados de ensaios triaxiais realizados em um arenito para níveis de tensão de até 7,8 MPa com instrumentação local onde ainda persiste claramente a concavidade da curva tensão x deformação. Resultados similares são apresentados por Tatsuoka *et al.* (1993), em ensaios triaxiais em um arenito brando consolidado na tensão vertical de campo $\sigma'_c = \sigma'_{vo}$ (FIGURA 2.37). Esta figura mostra a importância da instrumentação local para avaliação das deformações.

Tatsuoka, Kohata *et al.* (1995) identificaram a relação entre valores de $E_{m\acute{a}x}$ e o nível de tensão isotrópica efetiva medidos em um mesmo corpo de prova para diferentes tipos de rochas sedimentares brandas. Pode ser observado que a rigidez de lamitos e siltitos é pouco sensível a variações de tensões se comparados com silto-arenitos e granitos intemperizados (FIGURA 2.38). Baseados nestes resultados, os autores afirmam que os efeitos devido à amostragem são maiores em rochas brandas granulares. No entanto, os resultados comparam módulos obtidos sob diferentes condições de drenagem, como indicado na figura.

O confinamento isotrópico pode ser ineficiente no fechamento total de fissuras já que o estado de tensões imposto em campo é anisotrópico. Em alguns casos, apenas um confinamento anisotrópico pode restabelecer a forma original de corpos de prova de rochas brandas fissuradas pelo desconfinamento, e então permitir que ensaios triaxiais reproduzam as reais características de resistência e deformabilidade do material.

Solos residuais de rochas sedimentares de origem granular apresentam, tipicamente, uma estrutura definida por estratificação resultante do processo de transporte original e que se encontra ainda presente e bem definido no horizonte C. Desta estratificação resulta um comportamento anisotrópico em resistência e deformabilidade.

Orlandini (1991) apresenta resultados de ensaios de cisalhamento direto realizados em um solo residual de arenito Botucatu, horizonte C, em corpos de prova moldados no sentido paralelo e perpendicular à estratificação. Os corpos de prova moldados no sentido perpendicular à estratificação apresentaram ângulos de atrito interno 20% superiores aos obtidos para os corpos de prova moldados no sentido paralelo à estratificação.

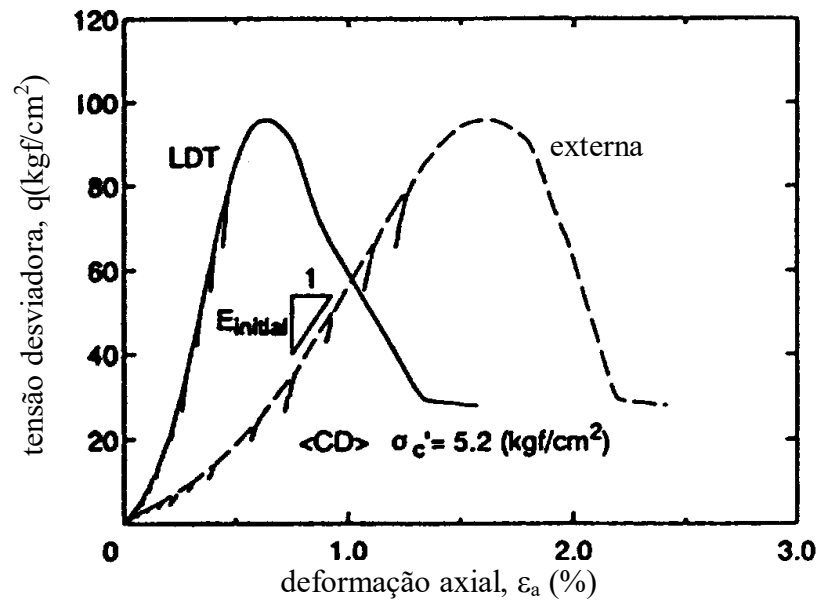


FIGURA 2. 37. Ensaio de compressão triaxial do arenito da Formação Kobe, ($\sigma'_c = \sigma'_{vo}$) (Tatsuoka, Kohata *et al.*, 1995)

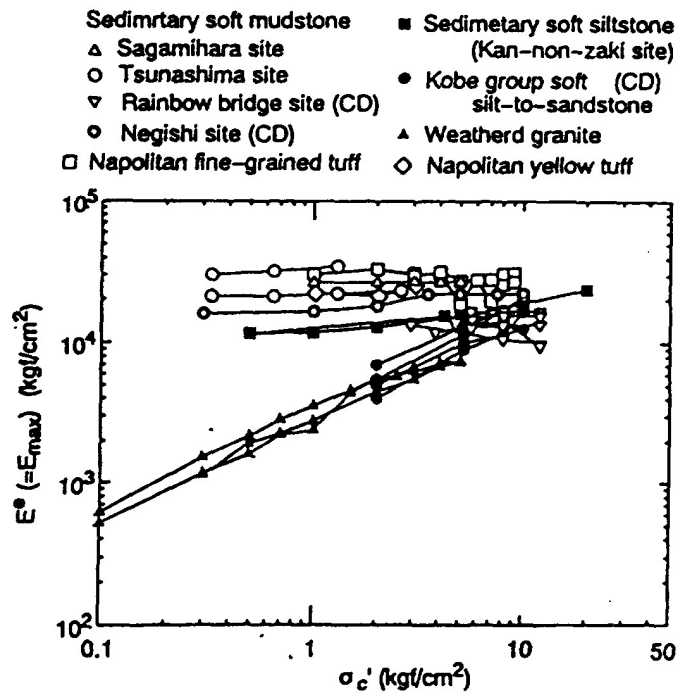


FIGURA 2. 38. Relação $E_{max} \times \sigma'_c$ para vários tipos de rochas sedimentares brandas e um granito intemperizado (em ensaios CU, exceto quando indicado CD – Tatsuoka, Kohata *et al.*, 1995)

Richards & Barton (1999) apresentaram um amplo estudo em um afloramento de arenito de origem marinha, depositado em pequena profundidade. O estudo realizado em 17 locais diferentes do afloramento tentou avaliar algumas relações entre a estrutura e a resistência do material. Com predominância de grãos de quartzo, o material tem grandes variações de granulometria, porosidade e relações de contato com os grãos. Para a maioria dos locais investigados, os materiais são fracamente cimentados e em dois locais, os materiais apresentaram um elevado grau de intertravamento (*locked sands*). Ensaios de cisalhamento direto resultaram em resistências de pico influenciadas fortemente pelo intertravamento das partículas, sendo este fator mais importante que a porosidade e cimentação. As principais conclusões deste estudo incluem:

- ✓ a cimentação, que ocorre tanto pela presença de argilominerais como por óxido de ferro, não apresentou correlação com a porosidade ou o grau de intertravamento.
- ✓ a resistência ao cisalhamento é fortemente influenciada pelo intertravamento.

Os arenitos são originalmente formados por grãos tamanho areia de diversas origens e mineralogias, como quartzo, feldspato. Sob ação das intempéries, minerais menos estáveis são transformados em argilominerais. Os argilominerais neoformados gradualmente preenchem os espaços entre grãos dando origem a uma matriz secundária que envolve e preserva, até certo grau de intemperismo, o arranjo de grãos original.

Em função do tipo de grão e do grau de intemperismo, o teor de argila pode variar grandemente. Pinheiro (1991) distingue perfis típicos de solo residual do arenito Rosário do Sul em função do teor de argila. No perfil mais argiloso, com teor de argila superior a 40%, o autor identifica a presença eventual de minerais expansivos. Para os perfis menos argilosos, o solo residual não apresenta expansibilidade e a compressibilidade é menor. Para o horizonte B, o argilomineral predominante, em ambos os casos, é do tipo caulinita.

A Figura 2.39 mostra as curvas de distribuição granulométrica típicas dos sedimentos cenozóicos não cimentados de São Carlos – SP, determinadas por Villar *et al.* (1985), citados por Orlandini (1991). A camada superficial dos solos de São Carlos foi originada do retrabalhamento dos materiais do arenito Bauru e Botucatu e da Serra Geral, através de pequeno transporte em um meio aquoso. Tipicamente, estes materiais apresentaram uma curva granulométrica mal graduada composta basicamente por areia fina e argila, com falha na fração silte. O teor de argilas variou entre 10 e 40%.

Os teores de argilas presentes são muito variáveis em função do grau de intemperismo e da mineralogia dos grãos. Horizontes B concentram maiores teores de argilas. É comum a ocorrência de

argilominerais provenientes das formações basálticas sobrejacentes aos arenitos. Eventualmente, argilominerais expansivos podem estar presentes.

Cruz (1970) e Vargas (1974), citados por Orlandini (1991) definiram no gráfico de Casagrande regiões características para os solos porosos e residuais de arenito. Villibor *et al.* (1974), citados por Orlandini (1991) constataram w_L de 20 a 30% e IP de 6 a 9% para solos arenosos finos originados das formações Bauru, Botucatu e Pirambóia. No gráfico da FIGURA 2.40, os valores encontrados por vários autores são plotados no gráfico de plasticidade de Casagrande. Resultados semelhantes foram encontrados por outros autores para solos residuais das formações Botucatu e Rosário do Sul, horizonte C. Rosário do Sul e Botucatu são dois afloramentos sedimentares muito freqüentes no Estado do RS. Estes materiais foram objeto de estudos geotécnicos por Pinheiro (1991) e Orlandini (1991).

A TABELA 2.1. apresenta algumas das propriedades de solos originados de arenitos dos Estados de São Paulo e Rio Grande do Sul.

TABELA 2. 1 Algumas propriedades de solos residuais de arenitos no RS e SP. (1) Bica (1999), (2) Souza Pinto *et al.* (1993).

Formação/horizonte	e_o	γ_{nat}	ω_{nat}	% argila	w_L	IP	ϕ'	c'
Rosário do Sul/B (1)	0.7	19	1	35	44	5	6	5
Rosário do Sul/C argiloso (1)	0.8	17.5	23	>25	55	35	4	
Rosário do Sul/C arenoso (1)	0.8	19	22	<25	40	7	2-27	0-40
Botucatu/B (1)	0.5-0.7	16- 18	-	10-16	17-35	2-9	26-33	10-24
Botucatu/C (1)	0.74	-	-	14	21	4	24-35	23-38
Botucatu/ C (1)	0.62	16,4	-	15	20	6	34-40	14-43
Bauru (2)	0.56	20.1	16.6	14	23	8	31	5
Caiuá (2)	0.47	19.8	8.4	12-17	23-NP	5-NP	36	8

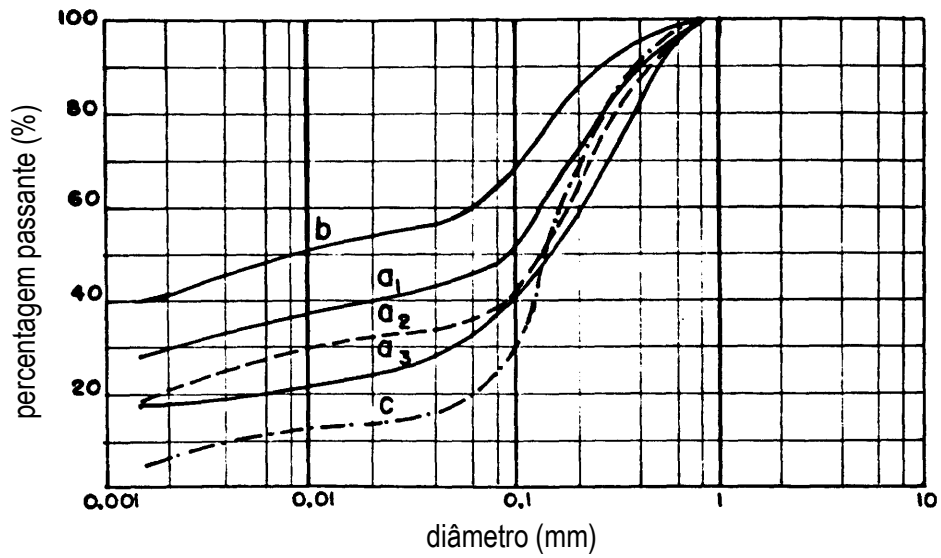


FIGURA 2. 39. Curvas granulométricas de sedimentos cenozóicos de São Carlos (Villar *et al.* , 1985).

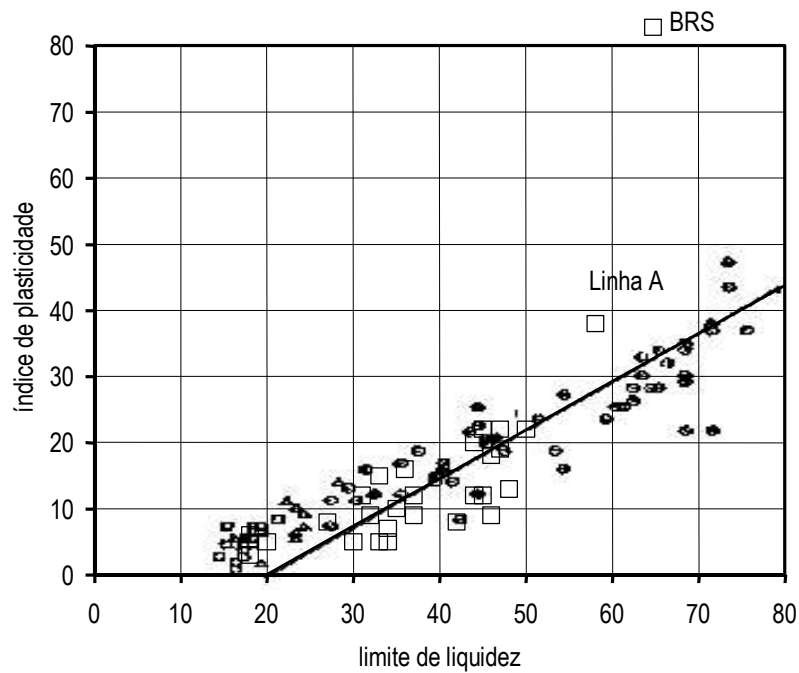


FIGURA 2. 40. Limites de consistência de solos residuais de arenito. Dados de Orlandini (1991) e Pinheiro (1991), e outros adaptados de Cruz (1970) e Vargas (1974).

2.6 Rigidez

A rigidez em geomateriais é função de uma série de fatores que comumente são ignorados na prática de engenharia. Disto resulta que valores muito diferentes de módulos de deformabilidade (E ou G) são obtidos de ensaios de laboratório (ensaios triaxiais e de deformação plana de carregamento estático monotônico ou cíclico, ensaios de coluna ressonante, ensaios de ultra-som, ensaios de *bender elements*, etc), ensaios de campo (métodos sísmicos, ensaios de placa e ensaios pressiométricos) e do monitoramento de obras de engenharia.

Os fatores que influenciam a rigidez podem ser classificados em três tipos: (i) os relativos à natureza do solo e sua história geológica; (ii) os relativos a variações do estado de tensões efetivas e (iii) os decorrentes da dificuldade de investigação experimental da rigidez. No primeiro caso incluem-se a composição mineralógica, a granulometria, a estrutura, a porosidade, a história de tensões efetivas e o estado de tensões efetivas atuante. No segundo caso incluem-se os níveis de deformações e de tensões efetivas envolvidos, a trajetória de tensões, o modo de cisalhamento (triaxial ou deformação plana), as condições de drenagem e a velocidade de deformação. No terceiro caso, a perturbação devida à amostragem, os erros na medição de pequenas deformações e as dificuldades de interpretação dos resultados experimentais devidas à anisotropia, à heterogeneidade da massa de solo e às condições de contorno pouco definidas em alguns ensaios de campo.

Inicialmente notou-se que valores de módulos de deformabilidade de solos obtidos a partir de métodos sísmicos (G_0) eram muito superiores aos obtidos a partir de ensaios convencionais em laboratório. Módulos de deformabilidade dinâmicos eram somente empregados em projetos de obras sujeitas a solicitações dinâmicas e julgava-se até o final dos anos 70 que as diferenças entre os módulos dinâmicos e estáticos se deviam essencialmente ao tipo (velocidade) de carregamento imposto. As solicitações impostas pelo porte crescente das obras de engenharia e o desenvolvimento de métodos computacionais de análise e previsão de desempenho destas obras exigiram que os módulos de deformabilidade estáticos fossem determinados com rigor acentuado, particularmente a partir de meados da década de 80. Neste processo, muitos trabalhos foram desenvolvidos no sentido de buscar unicidade entre os valores de módulos de deformabilidade avaliados a partir de diferentes métodos de ensaios e do monitoramento de obras. A maior dificuldade se deve ao fato de que solos apresentam um comportamento altamente não linear, mesmo quando o nível de deformações envolvido é relativamente pequeno. O reconhecimento deste padrão de comportamento e do efeito dos fatores anteriormente citados sobre a deformabilidade decorre do desenvolvimento de técnicas mais avançadas de avaliação experimental da deformabilidade de solos. A partir deste desenvolvimento tornou-se possível quantificar

com maior confiabilidade valores de módulos de deformabilidade ao longo de uma ampla faixa de deformações, sob diversas condições de carregamento. Os parágrafos seguintes apresentam uma compilação de trabalhos envolvidos neste processo de reconhecimento do comportamento de solos.

O desenvolvimento de técnicas de medição local de deformações em ensaios triaxiais (Burland & Simes, 1982; Costa Filho, 1985; Clayton & Katrush, 1986; Goto *et al.*, 1991, Cuccovillo & Coop, 1997b) mostrou que severos erros ocorrem na investigação da deformabilidade em ensaios triaxiais convencionais. Estes erros decorrem de deformações de acomodamento dos componentes mecânicos adjacentes ao corpo de prova, do não paralelismo entre os planos de interface com o corpo de prova (como cabeçote, pedras porosas, pistão de cargas, etc.), das deformações dos componentes mecânicos propriamente, entre outros (Baldi, *et al.*, 1988, Bressani, 1995). Estes erros implicavam em valores de E , em geral, muito baixos para níveis de deformação axial inferiores a 0,5%. Isto em parte explicava as grandes diferenças entre os resultados obtidos de ensaios de coluna ressonante, cisalhamento torsional e geofísicos (G_o), por um lado, e aqueles obtidos em ensaios triaxiais (G_{max} , Tatsuoka & Shibuya, 1992; Hight & Higgins, 1995). O uso de câmaras triaxiais tipo *stress-path* (Bishop & Wesley, 1975), capazes de conduzir trajetórias de tensões alternativas às convencionais e a automatização no controle e aquisição de dados em equipamentos triaxiais foram, também, peças fundamentais neste desenvolvimento. A partir deste reconhecimento, importantes desenvolvimentos na interpretação de ensaios de campo, modelagem numérica e previsão de comportamento de obras geotécnicas se seguiram sob o tópico de comportamento pré-ruptura de geomateriais (Burland, 1989; Tatsuoka & Shibuya, 1992).

Resultados obtidos do monitoramento de obras de engenharia são apresentados por vários autores na literatura geotécnica, indicando que os movimentos observados em diversos tipos de solos e em diferentes tipos de fundações se situam dentro de um intervalo de deformações entre 0,001% e 0,5%, sendo a grande maioria destes resultados limitada ao intervalo de deformações entre 0,01% e 0,1% (Burland, 1989; Ochi *et al.*, 1993). Dentro deste intervalo de deformações, o comportamento tensão x deformação de materiais geotécnicos é altamente não linear.

Jardine (1992) propôs um esquema simplificado de comportamento pré-ruptura de solos, como alternativo ao modelo clássico de comportamento elasto-plástico com superfícies de plastificação cinemáticas (ver item 2.5.4). Na FIGURA 2.41 são apresentados os elementos básicos deste esquema, segundo o qual o comportamento pré-ruptura dos solos pode ser dividido em subzonas. No espaço normalizado de tensões efetivas, as superfícies de plastificação $Y1$, $Y2$ e $Y3$ limitam estas subzonas. A superfície $Y3$ representa uma superfície de contorno de estado e pode ser associada, no espaço normalizado, às superfícies de Roscoe e Hvorslev (ver item 2.2).

Na FIGURA 2.41, o ponto representando o estado atual de tensões efetivas atuantes no corpo de prova é contornado por duas outras superfícies de plastificação, $Y1$ e $Y2$, as quais são cinemáticas, ou seja, movem-se com o ponto. A superfície $Y3$ é comparativamente imóvel, sendo somente afetada por eventos ocorrentes para níveis de deformação relativamente grandes. A superfície $Y1$ representa os limites da região dentro da qual a deformabilidade do solo é elástica e linear. Quando variações de tensões efetivas levam o solo a ultrapassar este contorno elástico inicial, a região $Y1$ é arrastada pela trajetória de tensões. O comportamento elástico é novamente observado somente quando a direção da trajetória de tensões muda, entrando novamente na região elástica linear no interior de $Y1$.

Segundo Jardine (1992), ao ultrapassar a superfície $Y1$, a resposta do solo é ainda elástica, mas histerética e não linear, pois, até um certo limite, ciclos de carga-descarga aplicados nesta zona produzem deformações plásticas insignificantes. Deformações plásticas apreciáveis são observadas apenas quando o solo se situa próximo à superfície $Y2$. A plastificação experimentada neste ponto pode ser expressa, também, por uma marcante mudança na curva tensão x deformação. Outra característica da envoltória $Y2$ é que esta define o limite a partir do qual carregamentos cíclicos drenados e não drenados passam a afetar o comportamento do solo significativamente.

As deformações desenvolvidas sob uma trajetória de tensões direcionada para $Y3$, a partir de $Y2$, são de natureza elasto-plástica, aumentando a componente plástica com a proximidade de $Y3$. Como antes, uma brusca mudança na direção da trajetória de tensões pode causar a reentrada do solo nas regiões $Y1$ e $Y2$. Resultados experimentais que comprovam este esquema foram apresentados por Jardine (1992) e Smith *et al.* (1992).

A investigação do comportamento de solos dentro do intervalo elástico linear foi intensificada na última década (Burland, 1989; Jardine, 1992; Tatsuoka & Shibuya, 1992; Viggiani & Atkinson, 1995; Cuccovillo & Coop, 1997a; Jovicic & Coop, 1997). Técnicas para determinação experimental de G_o , tais como o ensaio de coluna ressonante e métodos geofísicos, são conhecidas há mais tempo (por ex. ver Richart Jr., 1978), mas apenas recentemente foi possível obter uma consistência entre os valores de módulos de deformabilidade avaliados por métodos dinâmicos e aqueles obtidos em outros tipos de carregamentos. Resultados experimentais demonstraram que módulos de deformabilidade elásticos obtidos a partir de ensaios dinâmicos de campo e laboratório são comparáveis aos obtidos por métodos estáticos para níveis similares de deformação (Tatsuoka & Shibuya, 1992). A nomenclatura G_o se refere ao módulo correspondente ao intervalo elástico linear sendo normalmente associado aos módulos obtidos por métodos sísmicos. G_{max} é utilizado para designar o máximo módulo obtido a partir de ensaios triaxiais de alta qualidade, com medição local de deformações.

Atualmente se compreende que o intervalo elástico linear é muito pequeno para sedimentos recentes, mas que pode crescer significativamente como resultado da densificação, sobreadensamento, envelhecimento e processos diagenéticos (Jardine, 1995). Rochas brandas ensaiadas por Tatsuoka *et al.* (1993) apresentaram comportamento elástico linear até deformações da ordem de 0,003% em carregamentos triaxiais não drenados, enquanto que, em solos artificialmente cimentados, o trecho elástico linear alcançou deformações da ordem de 0,03%. Smith *et al.* (1992) identificaram este limite como sendo da ordem de 0,001% para amostras indeformadas da argila de Bothkennar. Dobry & Vucetic, (1987, citados em Jardine, 1995), identificaram, através de ensaios de coluna ressonante em solos reconstituídos, que este limite pode ser associado à plasticidade desses materiais, sendo mínimo para areias (0,001%) e máximo para solos altamente plásticos, tais como a argila da cidade do México (0,1%). No entanto, a comparação de resultados de ensaios de coluna ressonante com outros métodos estáticos mostra que os ensaios de coluna ressonante ampliam o intervalo elástico linear devido a efeitos relacionados a deformações cíclicas e à não uniformidade das tensões (Lo Presti, 1995).

O módulo de cisalhamento dentro do intervalo elástico linear (G_0) é pouco afetado pela velocidade de deformação imposta, mas, o intervalo elástico linear é ampliado com o aumento da velocidade de deformação (Tatsuoka & Shibuya, 1992). Os efeitos de velocidade de deformação sobre a rigidez dos solos são mais importantes em solos que apresentam deformações secundárias sob carga constante (*creep*). Em solos estruturados, deformações secundárias são de pouca importância dentro da superfície de plastificação da estrutura, mas podem crescer quando esta superfície é ultrapassada. Por outro lado, ensaios de coluna ressonante em solo residual de arenito Bauru e em solos sedimentares arenosos descritos por Giacheti *et al.* (1993a) mostraram um efeito de redução de G com o número de ciclos. Cuccovilo & Coop (1997a) observaram comportamento similar em arenito calcáreo.

Os efeitos de alguns dos mais importantes fatores sobre a curva de degradação do módulo com a deformação são esquematizados na FIGURA 2.42, adaptada de Hight & Higgins (1995). Como demonstra a figura, alguns fatores, tais como velocidade de carregamento e trajetória de tensão imposta, são significativos apenas para deformações além do limite elástico. Outros fatores, tais como anisotropia e estrutura, afetam também o módulo elástico. Lo Presti (1995) apresenta resultados experimentais que demonstram o efeito de alguns destes fatores (FIGURA 2.43), como o grau de sobreadensamento e a história de carregamento do solo.

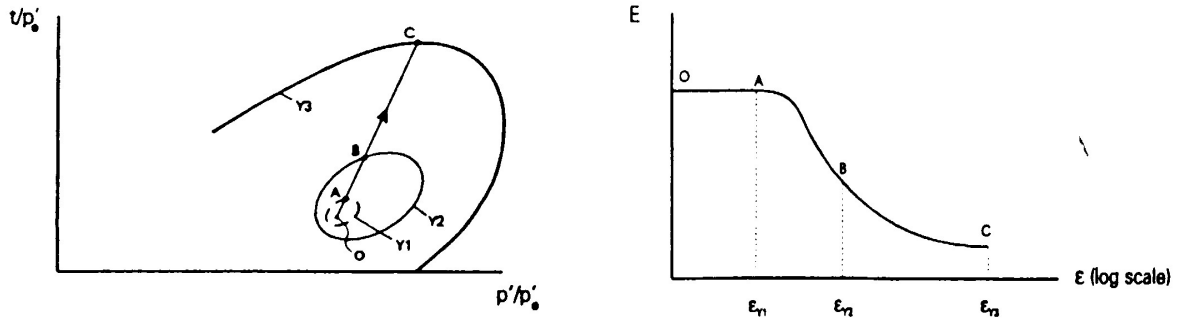


FIGURA 2. 41. Modelo de superfícies de plastificação em solos reconstituídos (Jardine, 1992).

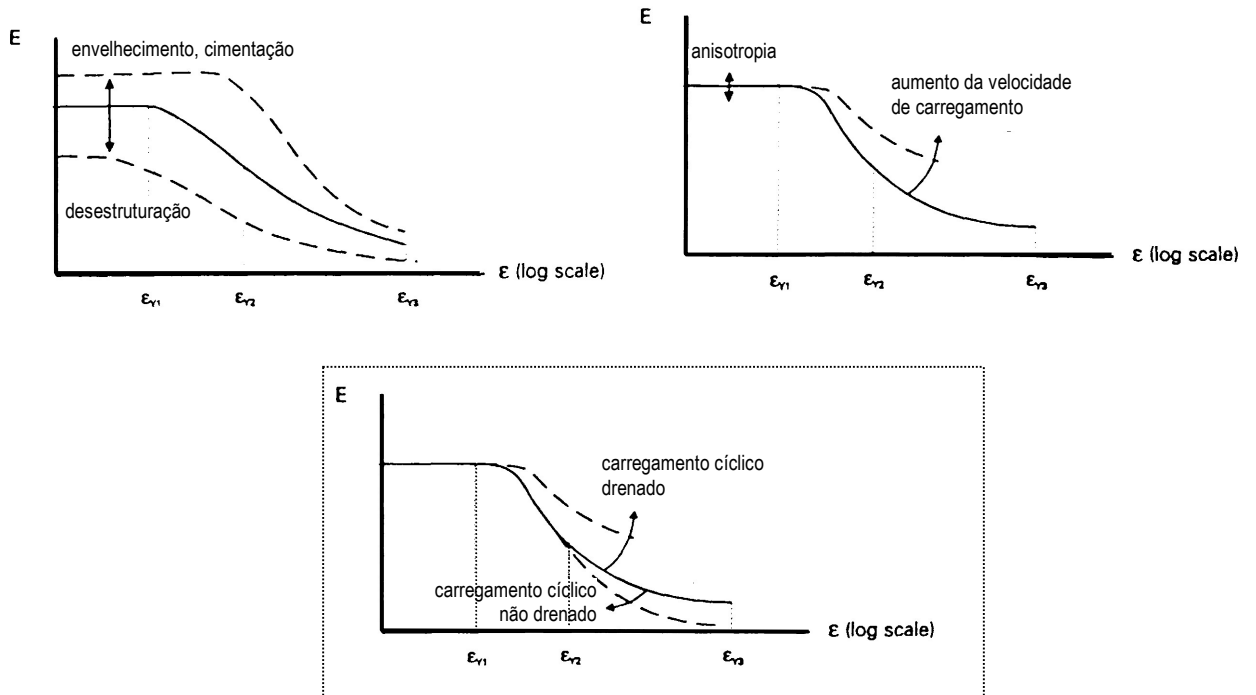


FIGURA 2. 42. Alguns fatores que afetam a deformabilidade de solos (Hight & Higgins, 1995).

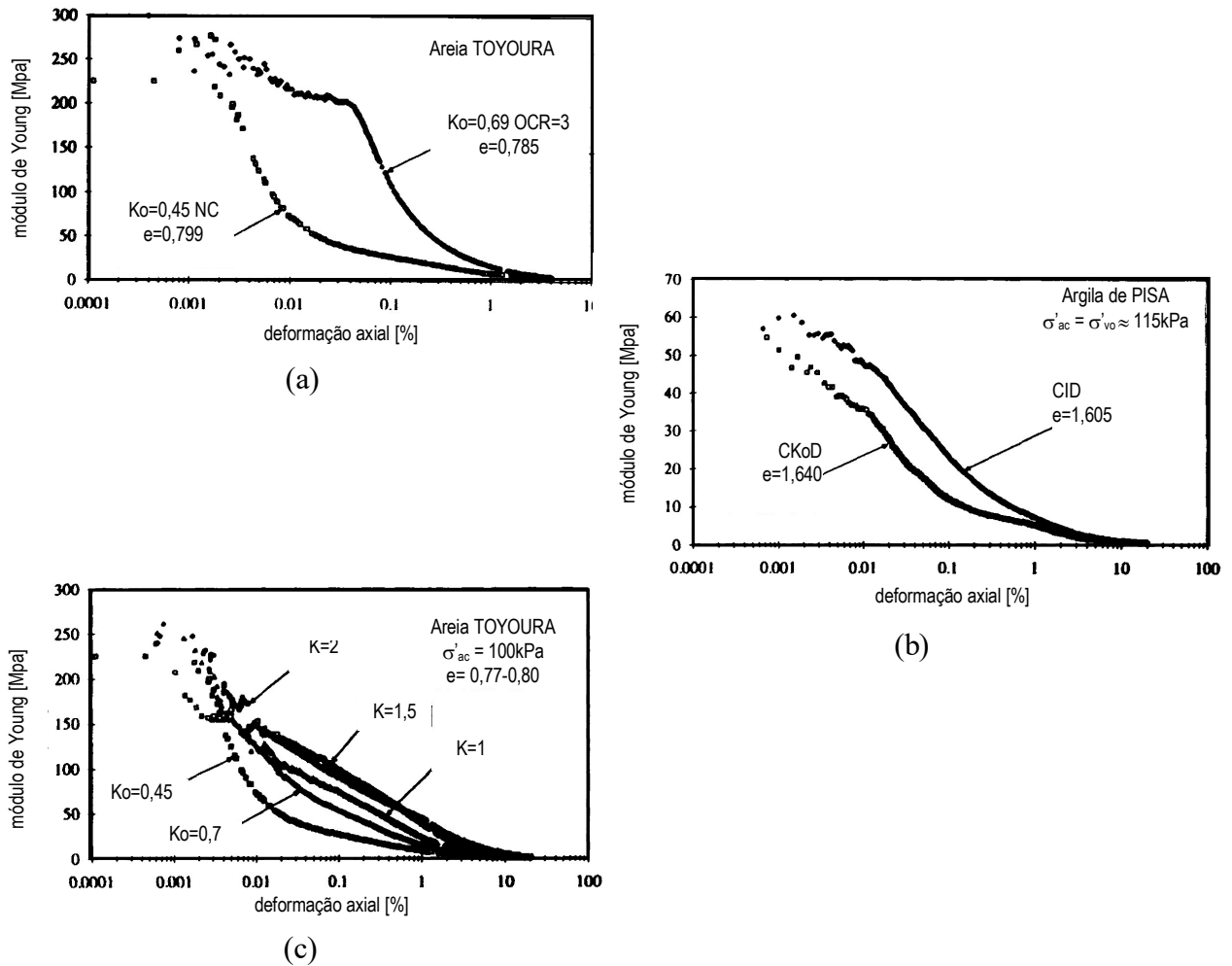


FIGURA 2. 43. Alguns fatores que afetam a deformabilidade dos solos (a) sobreadensamento; (b) e (c) trajetória de consolidação e estado de tensões efetivas (Lo Presti, 1995).

Embora os parágrafos anteriores demonstrem a dependência do comportamento pré-ruptura de solos em relação a uma série de fatores, a previsão do comportamento pré-ruptura de solos reconstituídos teve grandes avanços na última década. Isto se deve, em grande parte, ao aperfeiçoamento nas técnicas de medição de pequenas deformações, particularmente no ensaio triaxial.

Os fatores mais importantes a serem considerados na previsão da deformabilidade de solos reconstituídos são o nível de tensão efetiva e o nível de deformações envolvido. Classicamente, reconhece-se que o módulo de deformabilidade (expresso como E ou G) é proporcional ao nível de tensões efetivas elevado a um expoente n , o qual varia com o nível de deformações, sendo próximo de 0,5 para pequenas deformações, tendendo a 1 para grandes deformações. Viggiani & Atkinson (1995) apresentam uma revisão dos modelos aplicados na previsão da deformabilidade de solos reconstituídos. Os autores investigaram o comportamento a pequenas deformações de solos de granulometria fina e encontraram que o módulo de cisalhamento a deformações muito pequenas ($G \approx G_o$) pode

convenientemente ser relacionado ao estado de tensões efetivas através de uma expressão da seguinte forma:

$$\frac{G}{p_r} = A \left(\frac{p'}{p_r} \right)^n R_o^m \quad (2.11)$$

onde R_o representa a razão de sobreadensamento, A , n e m são parâmetros adimensionais. Esta equação representa uma reta no plano normalizado $\log G/p_r$: $\log p'/p_r$, ($p_r = 1$ kPa é uma pressão de referência utilizada para tornar este plano adimensional), como mostra a FIGURA 2.44(a). A e n representam os coeficientes desta reta. O parâmetro m foi introduzido pelos autores para contemplar os efeitos do sobreadensamento. A FIGURA 2.44(a) mostra, ainda, que para cada nível de deformação de cisalhamento corresponde uma reta diferente. Nas FIGURAS 2.44(c) e (d) os autores mostram como os parâmetros A e n variam em função do nível de deformação, para um dado tipo de solo. Na FIGURA 2.44(b) os autores relacionam o grau de sobreadensamento ao módulo de deformabilidade. O coeficiente m representa a declividade da reta mostrada nesta figura. Os autores mostram que os parâmetros A , n e m variam com a plasticidade do material. Esta expressão mostrou ser representativa da relação $G \times p'$ tanto para estados isotrópicos quanto anisotrópicos de tensão. Uma forma semelhante de apresentação de resultados de ensaios de coluna ressonante em areias reconstituídas foi apresentada por Porovic & Jardine (1995).

Jovicic *et al.* (1997) determinaram G_o de uma areia reconstituída sob condições de confinamento isotrópico com tensões efetivas até 70 Mpa, utilizando ensaios de *bender elements*. Os autores verificaram que em areias reconstituídas G_o depende fortemente do nível de tensões efetivas, sendo que esta relação pode ser expressa pela equação proposta por Viggiani & Atkinson (1995). Os coeficientes da equação encontrados pelos autores foram de $A = 4000$, $n = 0.59$ e $m = 0.04$ e 0.09 em recompressão.

É interessante notar que equações empíricas para estimar $G_{máx}$ de areias reconstituídas foram apresentadas por Hardin & Drnevich (1972), tendo sido revisadas por Richart Jr. (1978). Estas equações estão reproduzidas a seguir (para $\varepsilon_s < 10^{-4}$). Para areias limpas arredondadas com $e < 0,80$:

$$G_{máx} = 700 \frac{(2,17 - e)^2}{1 + e} (p')^{0,5} \quad (2.12)$$

Para areias limpas angulosas:

$$G_{m\acute{a}x} = 326 \frac{(2,97 - e)^2}{1 + e} (p')^{0,5} \quad (2.13)$$

Iwasaki *et al.* (1977) apresentam a seguinte express\~ao para areias limpas (com $0,61 < e < 0,86$; $0,2\text{kg/cm}^2 < p' < 5\text{kg/cm}^2$; $\varepsilon_s \approx 10^{-6}$).

$$G_{m\acute{a}x} = 900 \frac{(2,17 - e)^2}{1 + e} (p')^{0,38} \quad (2.14)$$

Nestas equa\~oes, $G_{m\acute{a}x}$ e p' est\~ao expressos em kg/cm^2 . Note que o expoente $n \leq 0,5$ caracteriza o comportamento destes solos para n\~iveis muito pequenos de ε_s . (

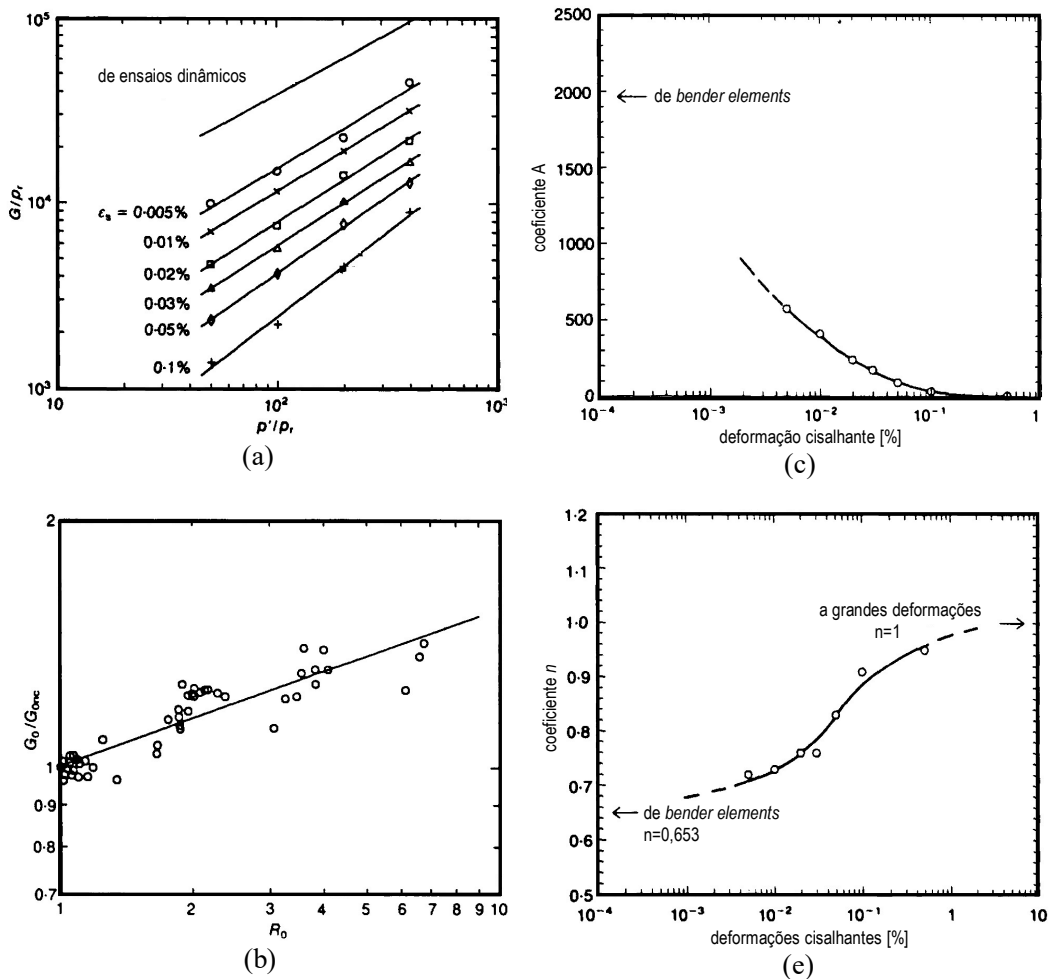


FIGURA 2. 44. (a) Varia\~ao de G com p' ; (b) rela\~ao entre G e R - coeficiente m ; (c) varia\~ao do coeficiente A com o n\~ivel de deforma\~ao; (d) varia\~ao do coeficiente n com o n\~ivel de deforma\~ao (Viggiani & Atkinson, 1995).

2.6.1 Rigidez em Solos Estruturados

Uma importante característica do comportamento de solos estruturados é que, nestes materiais, o comportamento em termos de plastificação é controlado pela estrutura, a qual pode ser independente da história prévia de tensões. No entanto, os mesmos fatores que afetam o comportamento de solos reconstituídos podem afetar, em maior ou menor grau, o comportamento de solos estruturados. Os solos estruturados são influenciados pela importância relativa dos seguintes fatores: (a) cimentação; (b) arranjo de grãos; (c) densidade relativa ou índice de vazios; (d) resistência dos grãos e (e) história de tensões.

O estudo do comportamento de solos estruturados iniciou-se em meados dos anos 80 com os trabalhos de Maccarini (1987) e Bressani (1990), que utilizaram materiais geotécnicos artificialmente cimentados. A pesquisa com materiais artificialmente cimentados tem a vantagem de possibilitar que esta análise seja simplificada, controlando o efeito de algumas das variáveis como arranjo de grãos, história de tensões e anisotropia. A comparação do comportamento do material artificialmente cimentado com o comportamento do mesmo material desestruturado permite avaliar de forma direta o efeito da cimentação entre partículas.

Malandraki & Toll (2000) apresentaram resultados de deformabilidade de solos artificialmente cimentados. Os autores identificaram que materiais cimentados apresentam um comportamento de deformabilidade que se adequa, em parte, ao modelo de superfícies de plastificação $Y1$, $Y2$ e $Y3$ proposto por Jardine (1992). Segundo os autores, solos cimentados apresentam um primeiro ponto de plastificação referente ao final do trecho elástico linear, correspondente ao ponto em que a trajetória de tensões cruza a superfície $Y1$. Um segundo ponto de plastificação foi identificado por Malandraki & Toll (2000) sendo associado à ruptura das ligações entre partículas (ver FIGURA 2.45). Este ponto foi identificado pelos autores na curva $\log E_{tan} : \log \varepsilon_a$ como correspondente a uma variação brusca da rigidez tangente em função da deformação axial. Este ponto de plastificação foi associado à plastificação da estrutura e difere da superfície $Y2$ proposta por Jardine (1992). Um terceiro ponto de plastificação foi identificado, sendo associado à ruptura por cisalhamento. Deve-se notar, no entanto, que as investigações de Malandraki & Toll (2000) se baseiam em valores de módulo de deformabilidade obtidos a partir de deformações medidas externamente à câmara triaxial.

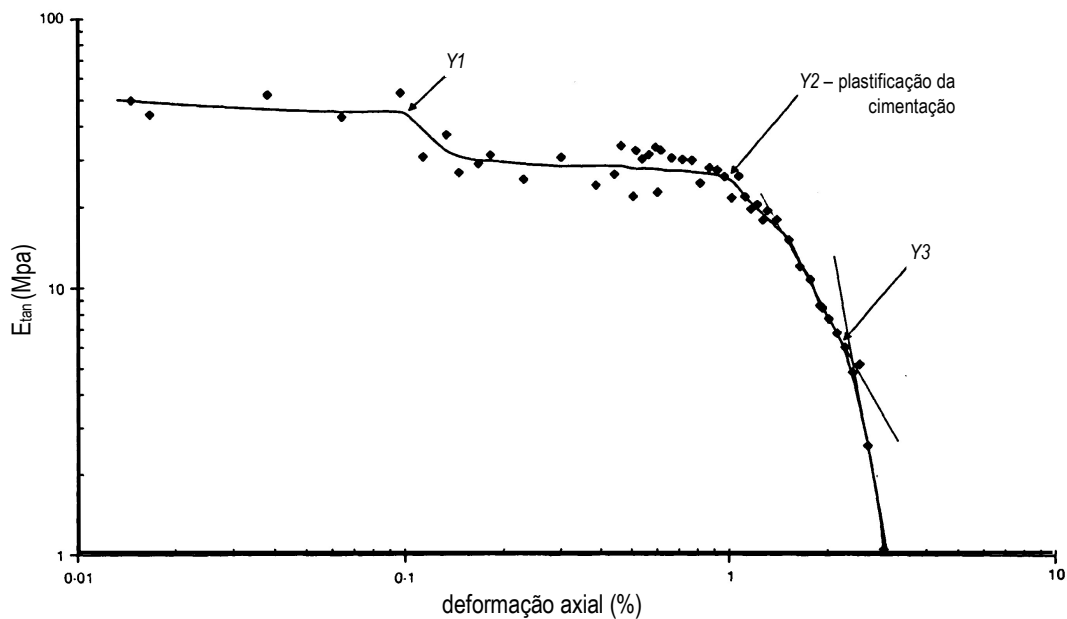


FIGURA 2. 45. Definição de três condições pontos de plastificação para solos cimentados (Malandraki & Toll, 2000).

As superfícies de plastificação apresentadas por Malandraki & Toll (2000) aproximam a proposta de Leroueil & Vaughan (1990), na qual uma superfície de plastificação da estrutura delimita o espaço onde a estrutura é preservada, daquela de Jardine (1992), onde superfícies de plastificação são associadas aos comportamentos elástico e plástico do solo. No trabalho de Leroueil & Vaughan (1990) não se impõe, no entanto, uma restrição quanto ao comportamento do solo estruturado ser elástico dentro da superfície de plastificação da estrutura. A superfície de plastificação da estrutura é associada por Leroueil & Vaughan (1990) a uma evidência de mudança de comportamento identificada na curva tensão desvio x deformação axial e/ou na curva deformação volumétrica x deformação axial. Outros trabalhos definem a superfície de plastificação da estrutura com base nos conceitos apresentados por Leroueil & Vaughan (1990), entre os quais Huang & Airey (1993) e Martins (1994).

Por outro lado, outros autores, trabalhando com rochas brandas, associam a plastificação da estrutura ao final do trecho elástico linear, que é identificado na curva de degradação do módulo de deformabilidade (Cuccovillo & Coop, 1997a; Tatsuoka & Shibuya, 1992; Ochi *et al.*, 1993; Tatsuoka & Kohata, 1995; Tatsuoka, Kohata *et al.*, 1995). Neste caso, a plastificação da estrutura é associada à superfície *Y1* proposta por Jardine (1992).

Estas diferenças demonstram a dificuldade existente até o momento de se alcançar uma generalização de comportamento de solos estruturados no que se refere aos aspectos de deformabilidade.

Em alguns casos o comportamento pré plastificação da estrutura é admitido como sendo linear elástico linear, em outros não. Poucos trabalhos, no entanto, têm colocado em perspectiva os fatores que condicionam estas diferenças.

Cuccovillo & Coop (1997a) investigaram a deformabilidade de dois arenitos, um calcáreo e outro silicoso, em ensaios triaxiais com medição local de deformações. O arenito silicoso foi caracterizado como um material fracamente cimentado, com elevado grau de intertravamento entre partículas, baixa porosidade e partículas muito resistentes. O arenito calcáreo, por sua vez, pode ser caracterizado como um material fortemente cimentado por apresentar uma estrutura aberta e partículas frágeis. Para ambos os materiais, a ruptura das ligações entre partículas é associada a um ponto de plastificação identificado na curva de degradação do módulo de deformabilidade e correspondente ao final do trecho elástico linear. Pela comparação com o comportamento do material reconstituído, os autores demonstram que a presença da cimentação resulta em maiores valores do módulo de cisalhamento inicial G_o e na ampliação do intervalo elástico linear.

Cuccovillo & Coop (1997a) estudaram o efeito do nível de tensão confinante σ'_c sobre a rigidez inicial (G_o) destes materiais, obtidos através de ensaios de *bender elements*. Ambos os materiais apresentaram rigidez constante com o aumento de σ'_c dentro da superfície de plastificação da estrutura. Após ocorrer a plastificação devido ao carregamento isotrópico, para o arenito calcáreo, os valores de G_o apresentaram redução e rápida convergência para os valores de G_o determinados para o material reconstituído. Para o arenito silicoso, no entanto, após a plastificação isotrópica, os valores de G_o apresentaram um crescimento com o aumento de σ'_c . Resultados semelhantes apresentados por Cuccovillo & Coop (1999) são mostrados na FIGURA 2.46. Esta figura pode ser comparada à FIGURA 2.44(a), referente a resultados obtidos em solos reconstituídos de granulometria fina, para aos quais a dependência do módulo em função do nível de tensões pode ser claramente identificada (Viggiani & Atkinson, 1995).

Estes dois materiais mostram como a relação índice de vazios x cimentação x p' influencia a rigidez após o início da degradação da cimentação, refletindo as diferentes características estruturais dos materiais investigados por Cuccovillo & Coop (1997a). Em arenitos onde a influência da estrutura deriva predominantemente da cimentação, como no caso do arenito calcário, os valores de G_o após a primeira plastificação da estrutura diminuem com a degradação da cimentação, mesmo se a tensão efetiva média aumenta. Por outro lado, em arenitos onde a influência da estrutura predominantemente deriva do arranjo de grãos, como no arenito silicoso, os valores de G_o se mantêm elevados, a despeito da degradação da estrutura, e podem mesmo aumentar quando a tensão efetiva média aumenta.

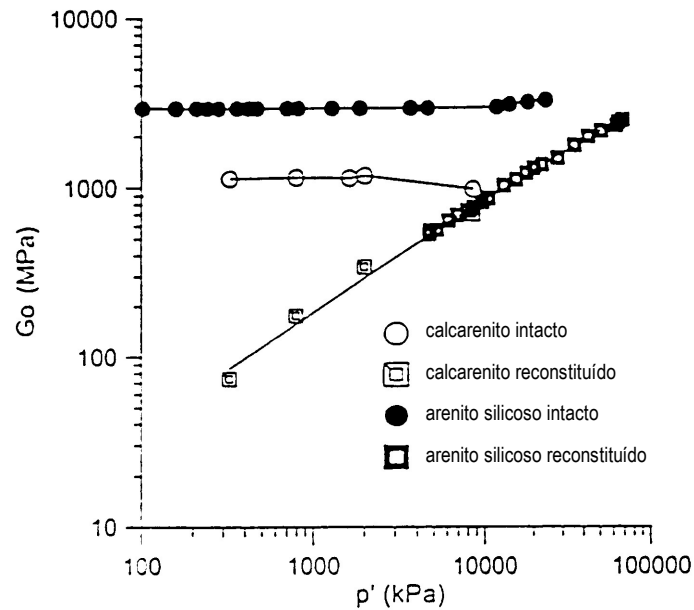


FIGURA 2. 46. Influência do nível de tensão efetiva isotrópica sobre $G_{máx}$ de dois arenitos: um arenito calcáreo fortemente cimentado e o outro silicioso fracamente cimentado (Cuccovillo & Coop, 1999).

Bressani (1993) mostra que a variação do módulo de deformabilidade com o nível de tensão efetiva pode ser bastante irregular. O autor apresenta resultados de uma série de ensaios triaxiais realizados em uma rocha branca para diferentes níveis de tensão efetiva. A superfície de plastificação da estrutura obtida a partir destes ensaios é mostrada na FIGURA 2.47(a). Os módulos de deformabilidade secante (E_{sec}) calculados para deformações axiais de 0,1% para os diferentes ensaios são mostrados na FIGURA 2.47(b). A curva obtida apresenta quatro intervalos de variação do módulo com a tensão confinante. No primeiro, há um crescimento do módulo até tensões confinantes de cerca de 1,5 MPa. Entre 1,5 e 2,3 MPa, o módulo apresenta uma certa estabilização seguida por queda do módulo até 3,5 MPa. Esta queda é compatível com a superfície de plastificação do material (FIGURA 2.47(a)) Para tensões confinantes maiores do que 3,5 MPa, o módulo volta a crescer com o nível de tensões. Estes resultados indicam que a plastificação da estrutura por compressão isotrópica pode mesmo gerar uma redução do módulo de deformabilidade em solos estruturados. Indica, também, que o módulo não é constante para níveis de tensão efetiva internos à superfície de plastificação da estrutura.

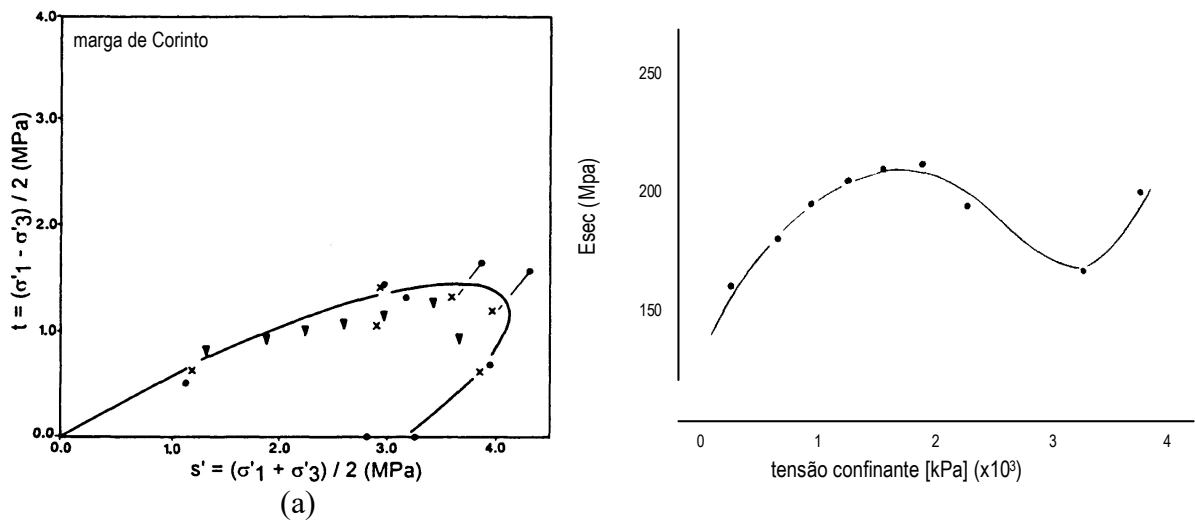


FIGURA 2. 47. (a) superfície de plastificação da estrutura de uma rocha branda e (b) efeito do nível de tensão isotrópica efetiva sobre o módulo de deformabilidade (Bressani, 1993).

3 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO

Neste capítulo são apresentados (a) a caracterização geológica da Formação Botucatu (também denominada Formação Guarani); (b) uma descrição do sítio investigado (Vila Scharlau); (c) a caracterização mineralógica do solo residual de arenito; (d) um estudo em nível microscópico da estrutura, arranjo de grãos e ligação entre grãos; (e) a classificação e a caracterização geotécnica básica do material.

3.1 A Formação Botucatu - aspectos geológicos

A Formação Botucatu foi pela primeira vez descrita por Campos (1889), seguido por outros autores, entre eles Oliveira (1916, 1927, 1930), Tommasi (1972) e Mühlmann et al. (1974), todos citados na descrição geológica do Projeto Radam Brasil (IBGE, 1986). A Formação Botucatu é descrita como um espesso pacote de arenito eólico estratigraficamente situado abaixo das rochas vulcânicas da Formação Serra Geral, tendo sido depositado em condições desérticas, podendo alcançar espessuras superiores a 200 metros.

Esta formação abrange uma área superior a 1.300.000 km², desenvolvendo-se na Bacia do Paraná, desde o Rio Grande do Sul, penetrando no território uruguaio, no nordeste da Argentina e no leste do Paraguai, até os Estados de Mato Grosso e Rondônia. Estes arenitos (rocha de origem sedimentar) ocorrem sotopostos e intercalados aos derrames basálticos, além de sobrepostos às Formações Rosário do Sul e Rio do Rastro. A intercalação de arenitos da Formação Botucatu e rochas vulcânicas da Formação Serra Geral indica que a idade da unidade é o Cretáceo Inferior, correspondente a 130 milhões de anos (Rocha-Campos *et al.*, 1988).

Estes arenitos são de natureza eólica, de classes modais dominantes (tamanho de grão) de areia fina e grossa, sem matriz significativa, com estratificação granulométrica fina apresentando estratificação cruzada de porte médio a grande e tangencial na base. Esta estratificação é formada pela deposição de areia por acreção (rolamento sobre a frente das dunas) ou avalanche na frente das dunas. Quanto à coloração, são avermelhados, rosa ou esbranquiçados. São normalmente quartzosos, friáveis devido à matriz reduzida, apresentando grãos foscos e geralmente bem arredondados. A principal característica destes arenitos é a ausência de variação litológica. Formam uma monótona sucessão de corpos nos quais persistem, de modo geral, as mesmas propriedades texturais, estruturais e mineralógicas. Constituem,

assim, um empilhamento de cunhas arenosas que apresentam prolongamento maior na direção do vento (IBGE, 1986).

Segundo Flores (1999), o material objeto desta pesquisa (amostrado no sítio da Vila Scharlau) é geologicamente reconhecido como arenito Botucatu. Numa análise macroscópica este material apresentou uma estratificação plano paralela, cruzada em escala de afloramento, de origem eólica. O grau de intemperismo é bastante pronunciado, a cor é rosa e não apresenta deformações tectônicas.

3.2 O sítio da Vila Scharlau

O sítio escolhido para o desenvolvimento desta pesquisa situa-se no município de São Leopoldo, no bairro Vila Scharlau, a aproximadamente 41 km ao norte de Porto Alegre, junto à rodovia RS-240 (FIGURA 3.1). Neste local, um afloramento de arenito Botucatu foi explorado como jazida de empréstimo para a construção da rodovia. Atualmente o material está exposto no talude de corte, o qual apresenta declividade elevada, como pode ser observado na FIGURA 3.2. As características de resistência deste material garantem a estabilidade do corte, porém, por tratar-se de um material arenoso com pouca matriz, o talude apresenta ravinamentos de erosão. A área requer procedimentos de recuperação, a fim de estancar o processo erosivo que ocorre superficialmente e melhorar seu aspecto degradado.

O perfil estudado se caracteriza por apresentar um horizonte A de pequena espessura (aproximadamente 0,5m) e um horizonte B variável, com espessura média de 1,5m no local. No topo do talude a área foi parcialmente aterrada. Feições estruturais do arenito Botucatu surgem a partir de 3m de profundidade e se estendem por toda a profundidade do perfil exposto – cerca de 30m. Mesmo para as maiores profundidades expostas, o material encontrado apresenta-se geotecnicaamente com características de solo residual, sendo facilmente escavável com a mão. Localmente identifica-se a presença de níveis silicosos com formas irregulares que cortam os arenitos (FIGURA 3.3). Estes níveis consistem de concreções formadas pela deposição de sílica em ambiente aquoso atuante sobre superfícies dunais. Estas concreções formam uma superfície irregular impermeável de um material muito duro com espessura da ordem de 3 centímetros. No perfil estudado, este tipo de ocorrência é pouco comum, tendo sido identificado apenas no local indicado na FIGURA 3.3. Exceto para estes níveis silicosos localizados, o material desta jazida tem resistência à compressão uniaxial baixa, da ordem de 0,2 MPa na umidade natural (conforme será descrito na seção 3.5). Quando submerso sem confinamento, este material se desintegra completamente. Na umidade natural, entretanto, apresenta alguma estabilidade ao manuseio. Como consequência, a moldagem dos corpos de prova para ensaios de laboratório pode ser procedida

com muita facilidade. No processo de amostragem indeformada, grandes blocos podem ser facilmente cortados, deslocados e transportados ao laboratório sem que se perceba qualquer problema de desestruturação.

3.3 Mineralogia

Goñi & Delaney (1961, *apud* IBGE, 1986), estudando a Formação Botucatu no Estado do Rio Grande do Sul e no Uruguai, caracterizaram duas associações mineralógicas distintas, sobrepostas. Segundo os autores, os arenitos de posição estratigraficamente inferior seriam provenientes da erosão de rochas ígneas ácidas e os da porção superior seriam oriundos da erosão de outras rochas, principalmente metamórficas.

O arenito Botucatu é predominantemente quartzoso. Os feldspatos presentes raramente ultrapassam um teor de 5% e a impregnação por pigmentos ferruginosos é responsável pela cor e cimentação. Por vezes estes arenitos apresentam-se silicificados devido a processos secundários. Estes produziram a dissolução dos grãos detriticos de quartzo, reprecipitando sílica como calcedônia devido a mudanças nas condições físico-químicas do meio, pela variação do nível freático (IBGE, 1986).

Uma investigação em nível microscópico foi realizada nesta tese no solo residual do arenito Botucatu do sítio Vila Scharlau. Esta investigação visou: 1) caracterizar mineralogicamente o horizonte estudado (horizonte C); 2) identificar a estrutura natural e o efeito da remoldagem sobre o arranjo de grãos; e 3) identificar as principais formas de arranjo e ligação entre grãos. Três amostras do material foram analisadas no Laboratório de Microscopia Eletrônica da PUCRS. Outras três amostras foram analisadas no Departamento de Mineralogia e Petrologia Sedimentar da UFRGS, sob orientação dos professores Juan Flores e Luiz De Ros. Além destas, foram realizadas na UFRGS análises por difratogrametria de raios-X e contagem modal (três amostras).

3.3.1 Difratogrametria de Raios-X

Este ensaio foi realizado em um equipamento Siemens, D500, com as amostras do solo preparadas nas condições: pó, natural, calcinada, glicolada e formamida. Além do quartzo, foi identificado também caulinita em grande quantidade. Foram ainda registrados traços dos minerais hematita e muscovita. Os resultados destas análises são resumidos na TABELA 3.1 e no ANEXO 21 são reproduzidos alguns dos difratogramas obtidos.

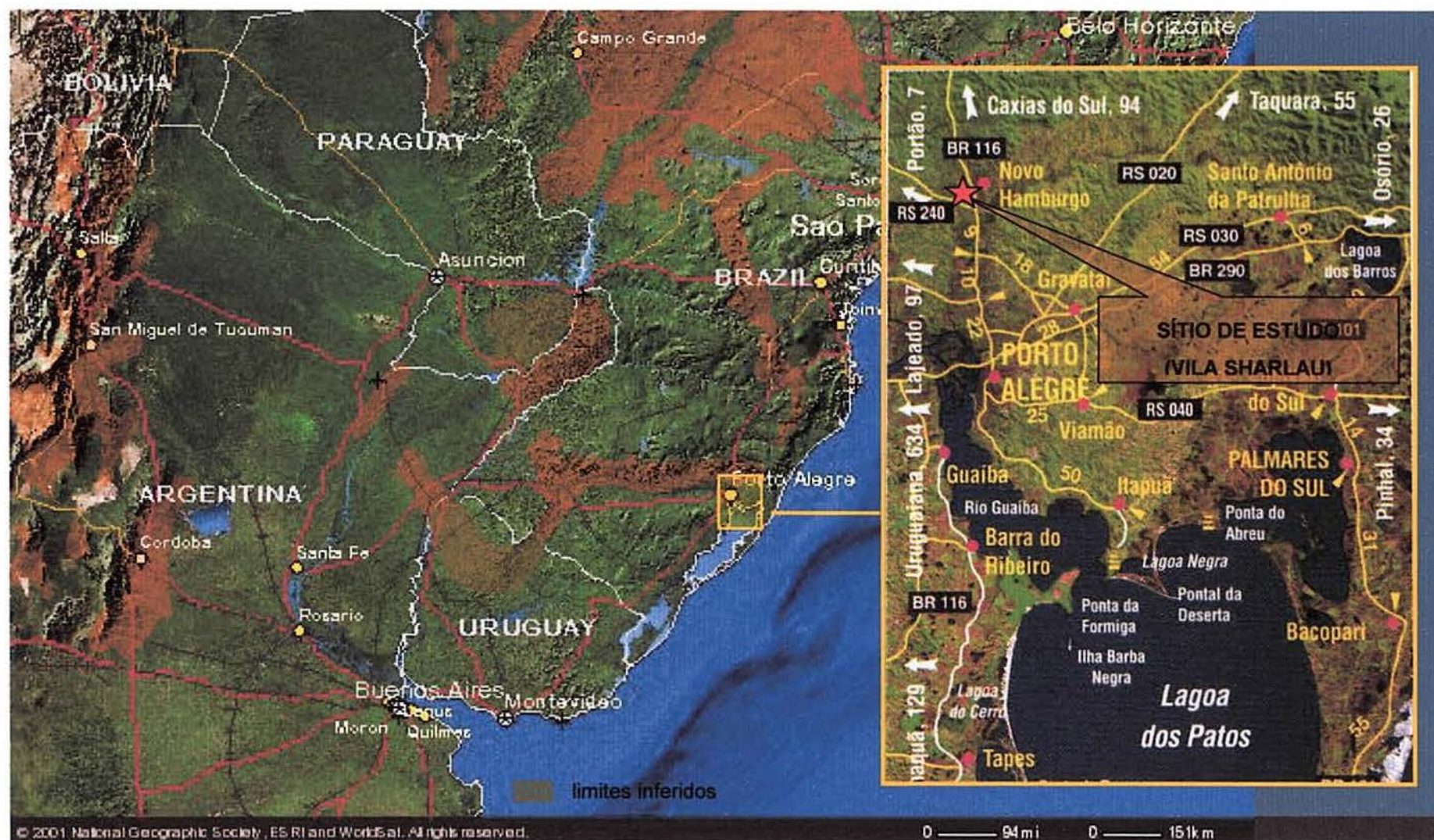


FIGURA 3. 1. A região de ocorrência de rochas sedimentares do Juracretáceo, onde se insere a Formação Botucatu (na cor marrom), e, no detalhe, a localização da área de estudo (IBGE, 2001; FCEyN/UBA, 1999).

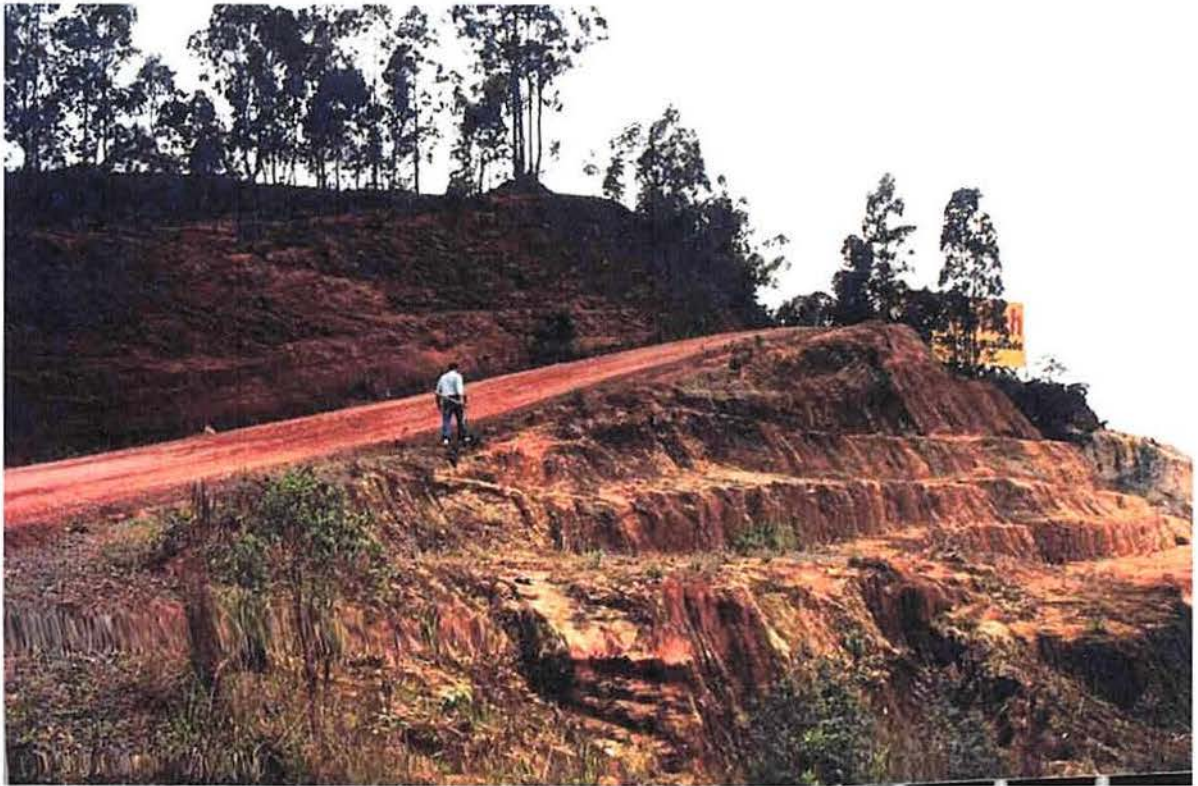


FIGURA 3. 2. Perfil de solo residual de arenito Botucatu da Vila Scharlau



FIGURA 3. 3. Nível silicoso dentro do maciço

TABELA 3. 1 Minerais constituintes do solo BRS, segundo as análises de difratogrametria de Raio X.

Modo de preparo da amostra	Minerais
pó/ mineralogia total	quartzo, caulinita e traços de hematita
natural	caulinita e traços de muscovita
calcificada, glicolada e formamida	quartzo e traços de muscovita

3.3.2 Microscopia Ótica

Nas FIGURAS 3.4 a 3.11 são apresentadas as fotografias obtidas em microscopia ótica. As fotografias foram obtidas fazendo-se atravessar luz natural e polarizada por lâminas finas do material na condição indeformada. Estas lâminas foram obtidas por desbaste mecânico de amostras naturais previamente secas e lentamente impregnadas com resina epóxi, o que resulta numa espessura final da ordem de 30 μm . A fim de permitir a visualização dos espaços vazios entre as partículas, foi utilizado um corante azul na resina. As fotografias são apresentadas em pares, sendo a primeira figura referente à imagem sob luz natural (LN) e a segunda, referente à imagem sob polarizadores cruzados (LP), exceto as FIGURAS 3.9 a 3.10. No microscópio foram utilizados aumentos de 2,5; 5; 10; 25 e 50 vezes. As escalas correspondentes são indicadas diretamente nas fotografias.

Conforme mostrado nas FIGURAS 3.4(a) e (b), os grãos maiores de forma subarredondada são constituídos por quartzo monocristalino. Esta conclusão resulta principalmente da observação da FIGURA 3.4(b) que, sob luz polarizada, mostra os mesmos grãos (na cor branca) com apenas um plano de reflexão. Na FIGURA 3.4(a), sob luz natural, observa-se que os espaços entre os grãos de quartzo estão totalmente preenchidos pela resina, indicando uma região altamente porosa. Na FIGURA 3.4(b), esta região porosa escurece, mas observa-se a presença de múltiplos pequenos planos de reflexão, os quais são identificados como caulinita (Flores, 1999). A origem desta caulinita pode ser explicada a partir da análise das imagens mostradas na FIGURA 3.5.

Na FIGURA 3.5(a) são identificados contornos ferruginosos com interior totalmente preenchido pela resina azul, os quais marcam a existência prévia de grãos. Na FIGURA 3.5(b) é identificada a presença de argilominerais do tipo caulinita no interior deste contornos, conclusão esta obtida de forma análoga à FIGURA 3.4(b). Estes contornos são a evidência da ação intempérica sobre feldspatos que deram origem aos argilominerais observados, e são denominados fantasmas de feldspato. Segundo Flores (1999), o elevado grau de intemperismo do talude estudado resultou na decomposição total dos grãos de feldspato. O intemperismo atinge grandes profundidades neste perfil de solo devido à condição plana ondulada da morfologia do terreno e à elevada permeabilidade deste arenito. Os argilominerais

neoformados a partir da ação do intemperismo sobre estes minerais constituem uma matriz secundária altamente porosa (e permeável) que preenche parte dos espaços entre os grãos detriticos. São, portanto, qualificados geologicamente como cimento argiloso.

Não apenas grãos de quartzo e feldspato foram identificados como minerais originais nas amostras obtidas do sítio em estudo. A FIGURA 3.6 mostra um grão de rocha metamórfica (micaxisto) em estágio avançado de intemperização. Sob luz natural (LN), a forma do grão original não é facilmente identificada, o grão está preenchido pela resina azul, o que revela sua porosidade (FIGURA 3.6(a)). Sob luz polarizada (LP), o mesmo grão aparece de forma mais definida como resultado da concentração de múltiplos planos de reflexão (FIGURA 3.6(b)). O aspecto desta reflexão indica a presença de mica muscovita, consistente com o caráter metamórfico do fragmento de rocha.

A FIGURA 3.7 mostra outro grão de rocha metamórfica (quartzito micáceo) presente neste solo. Sob LN, este grão apresenta um aspecto uniforme com uma pequena região pigmentada pela resina azul (FIGURA 3.7(a)). Sob LP, a FIGURA 3.7(b) revela tratar-se de um grão de quartzo policristalino, o que evidencia sua origem metamórfica. Na região pigmentada pela resina azul, como mostrada na FIGURA 3.7(a), o tom multicolorido que aparece sob LP indica que esta parte do grão origina-se de uma rocha sedimentar fina, com presença de mica.

Localmente se observam algumas feições microestruturais do solo residual de arenito Botucatu. Na FIGURA 3.8, sob LP, é mostrado um grão de quartzo monocristalino sobre o qual se desenvolveu uma cimentação por crescimento secundário de quartzo, denominado crescimento autigênico sintaxial (ou seja, quartzo recristalizado sobre grãos de quartzo). Este crescimento aparece formando um contorno anguloso sobre o grão original. Na FIGURA 3.8(a) nota-se que o crescimento autigênico preenche os espaços entre grãos vizinhos. Na FIGURA 3.8(b) percebe-se que o grão detritico é recoberto por um pigmento ferruginoso. Este recobrimento permite diferenciar o grão detritico (original) dos crescimentos.

Com base no estudo de microscopia ótica, conclui-se que o solo residual de arenito Botucatu da Vila Scharlau apresenta, de forma geral:

- textura clástica remanescente, bimodal e porosa;
- contatos entre grãos do tipo longo a pontual;
- grãos com incipiente orientação paralela à estratificação;
- pigmentação por óxido de ferro;
- forma dos grãos subarredondada a arredondada;

- matriz secundária porosa composta por argilominerais neoformados do tipo caulinita.

A fim de estimar os percentuais relativos a cada tipo de mineral presente neste solo, foram realizadas contagens modais sobre três lâminas. Os resultados apresentados na TABELA 3.2 correspondem a uma média dos valores obtidos para as três lâminas, os quais resultaram da contagem de aproximadamente 500 pontos por lâmina.

Com base na análise da contagem modal, conclui-se que o solo estudado é composto essencialmente por grãos detríticos de quartzo mono e policristalino. Nesta parte do perfil do solo, devido ao intenso intemperismo, os feldspatos foram transformados em argilominerais, constituindo uma matriz porosa que ocupa os espaços intergranulares. Os componentes diagenéticos (secundários) são argilominerais neoformados, óxido de ferro e cimento de quartzo. Nota-se a presença em pequena quantidade de alguns fragmentos de rochas metamórficas (micaxistos e quartzitos), micas (muscovita) e alguns minerais pesados (turmalina e opacos).

TABELA 3. 2. Composição modal do solo BRS.

Mineral	Percentual
Quartzo monocristalino	29.8
Quartzo policristalino	12.8
Matriz secundária porosa (poros + argilominerais)	29.5
Lutitos (lamitos, siltitos)	7.3
Opacos e turmalinas	3.5
Óxidos	9.9
Metamórficas/micas/xistos	7.2

3.4 Caracterização microscópica da estrutura natural

3.4.1 Microscopia ótica

Na FIGURA 3.9 é mostrada uma visão geral da microestrutura natural do solo residual de arenito Botucatu. A microestrutura é observada por microscopia ótica em uma lâmina preparada com resina impregnada com corante. As feições da microestrutura são mais claramente observadas sob luz natural (FIGURA 3.9). Na FIGURA 3.11 é apresentada outra imagem da microestrutura natural, obtida de uma lâmina preparada sem tingimento, observada sob luz natural. Na FIGURA 3.10 é apresentada, também sob luz natural, uma visão geral de uma lâmina obtida de um corpo de prova do mesmo solo, mas após ter sido desestruturado e reconstituído no mesmo índice de vazios do solo natural. As escalas de ampliação correspondentes são mostradas nas FIGURAS 3.9 a 3.11.

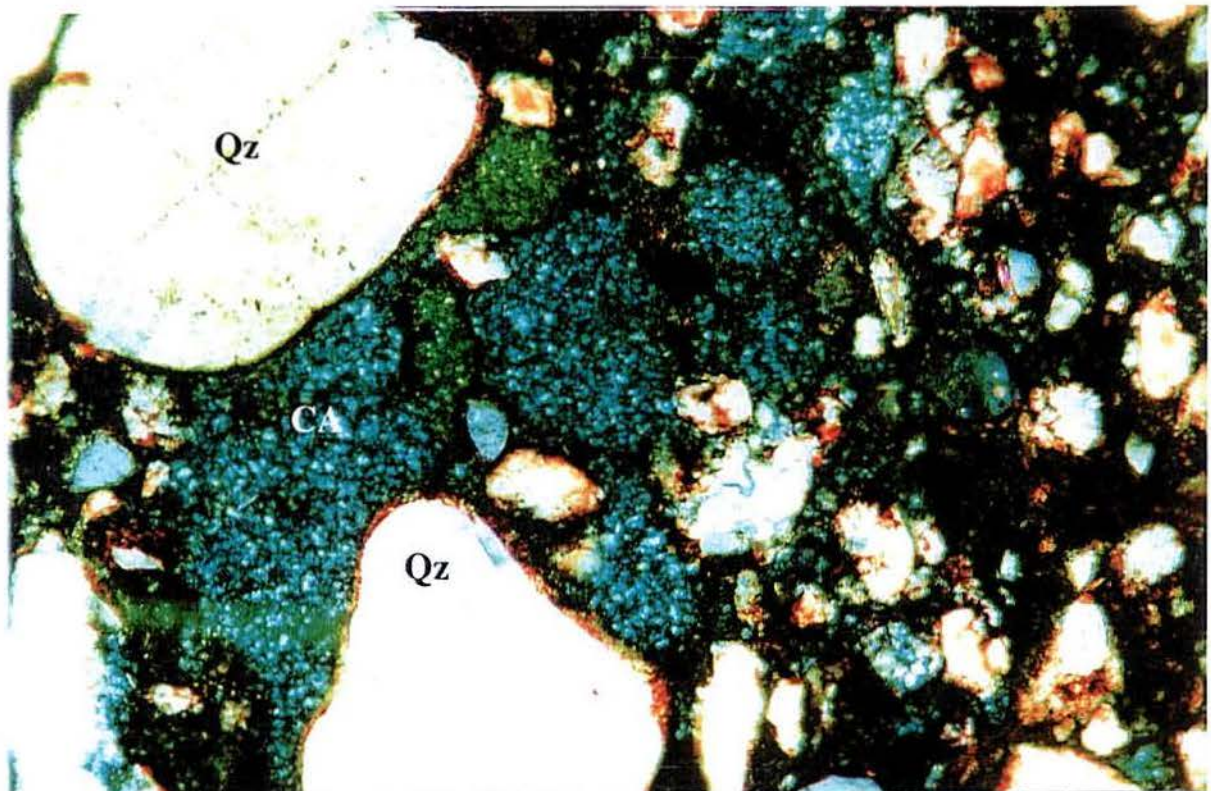
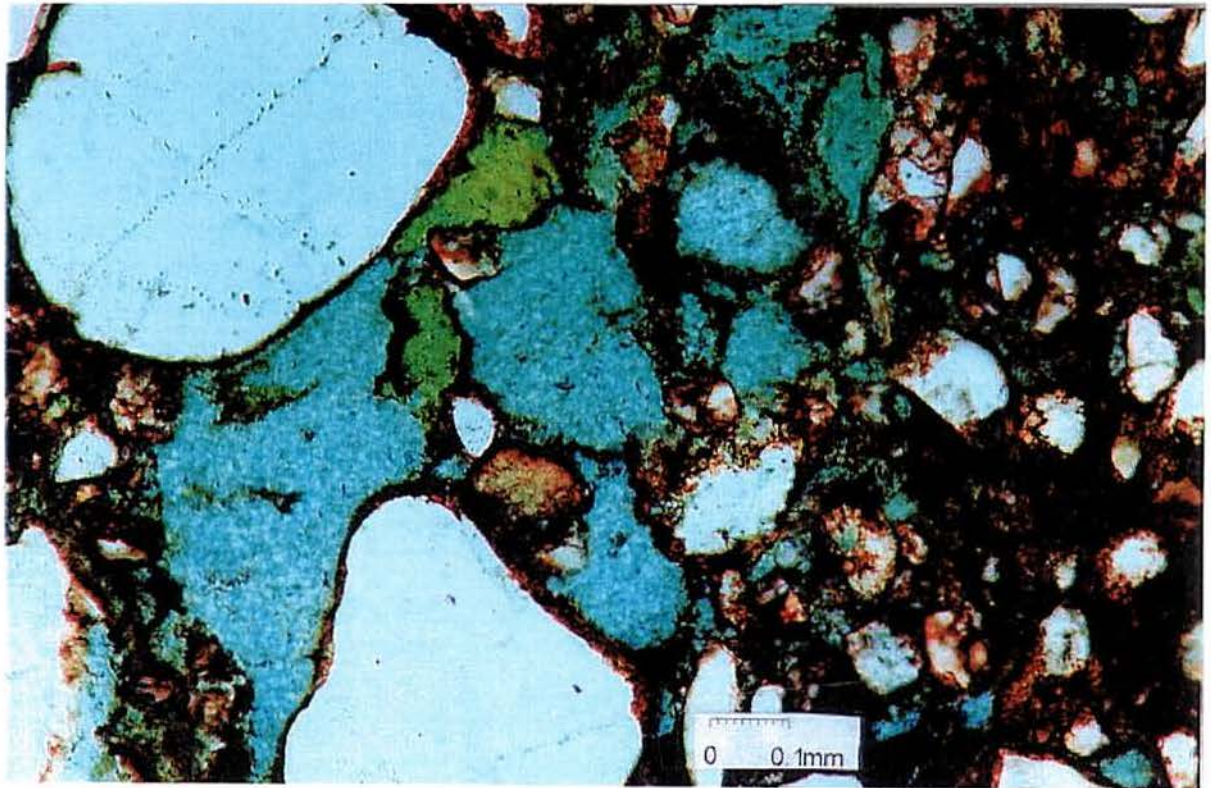


FIGURA 3. 4 (a) Grãos de quartzo monocristalino (Qz) subarredondados e região porosa – LN; (b) região porosa parcialmente preenchida por cimento argiloso (CA) – LP

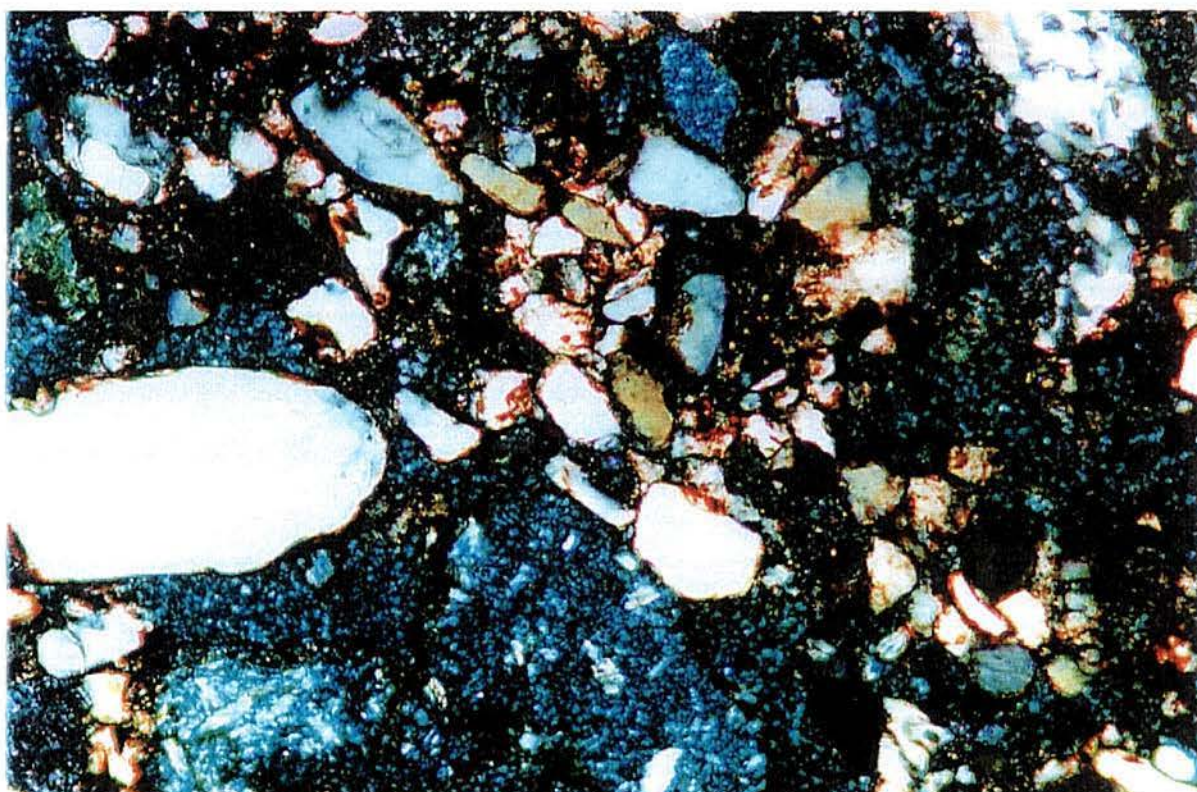
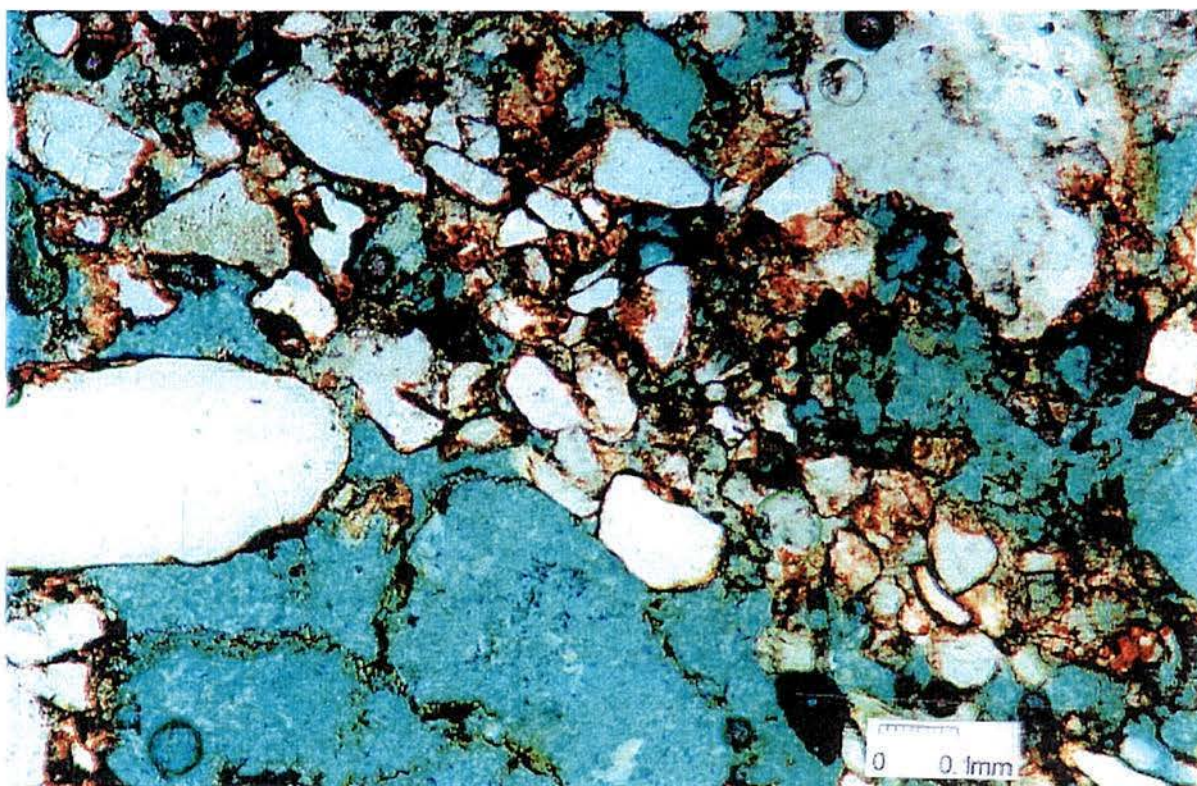


FIGURA 3. 5. Substituição de feldspatos por caulinita: (a) laminação granulométrica e contorno ferruginoso de grãos impregnados por resina azul- (LN); (b) dentro do contorno apenas o cimento caulínico -(LP).

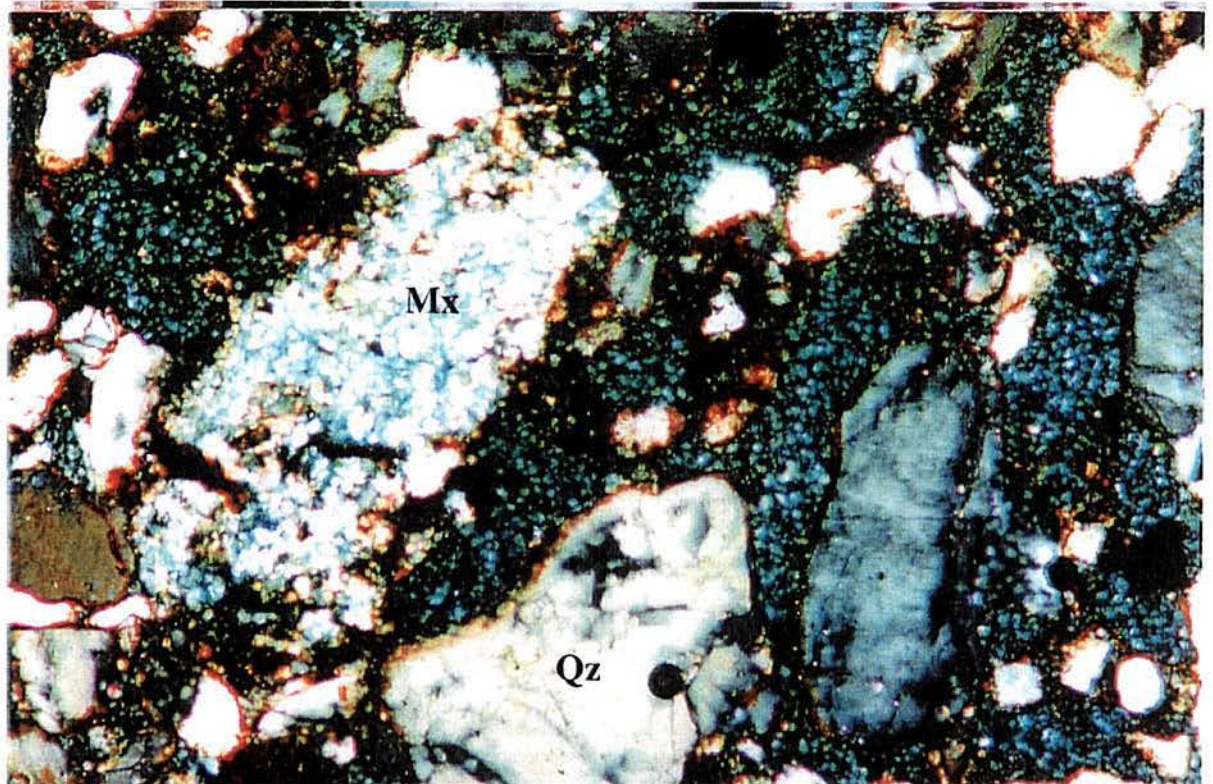
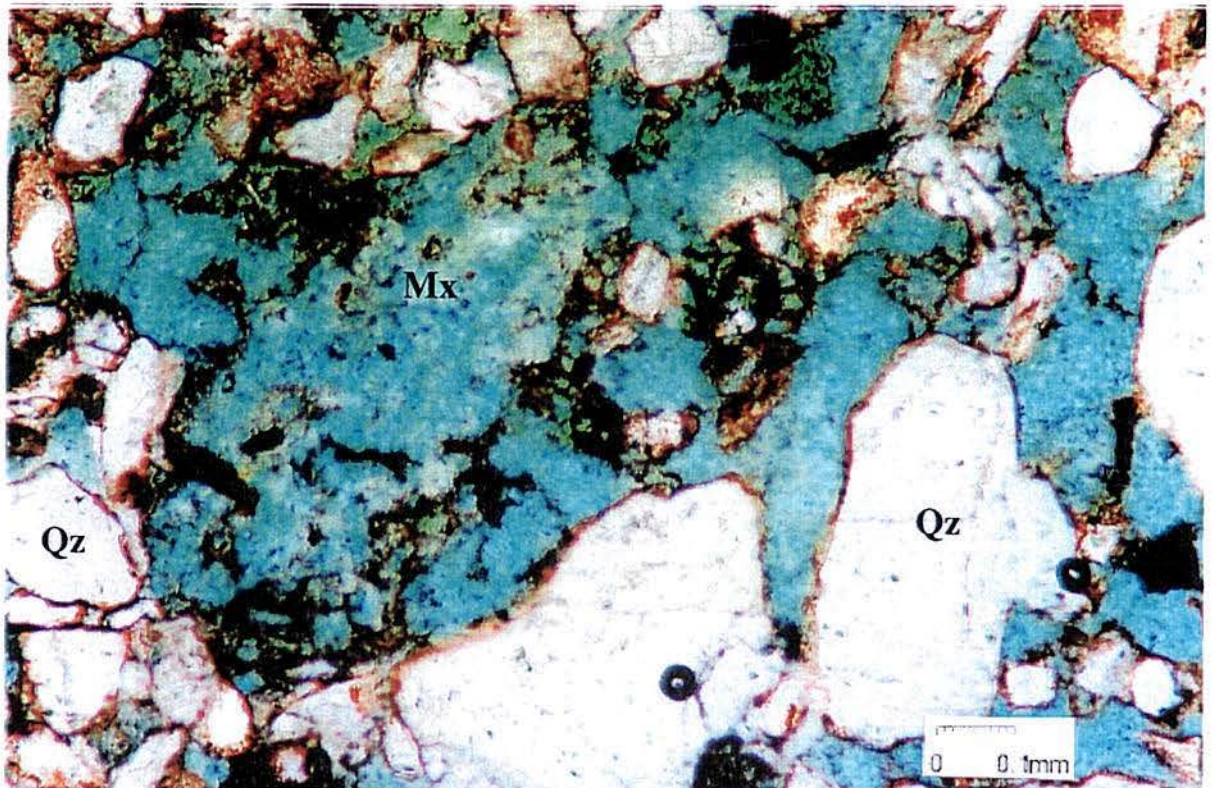


FIGURA 3. 6. Evidência da ação do intemperismo sobre minerais menos estáveis originando a cimentação argilosa: (a) em luz natural os grãos de micaxistos podem ser confundidos com o cimento argiloso caulinitico; (b) o grão de micaxisto é diferenciado pela birrefringência média, enquanto a matriz argilosa caulinitica mostra baixa birrefringência.

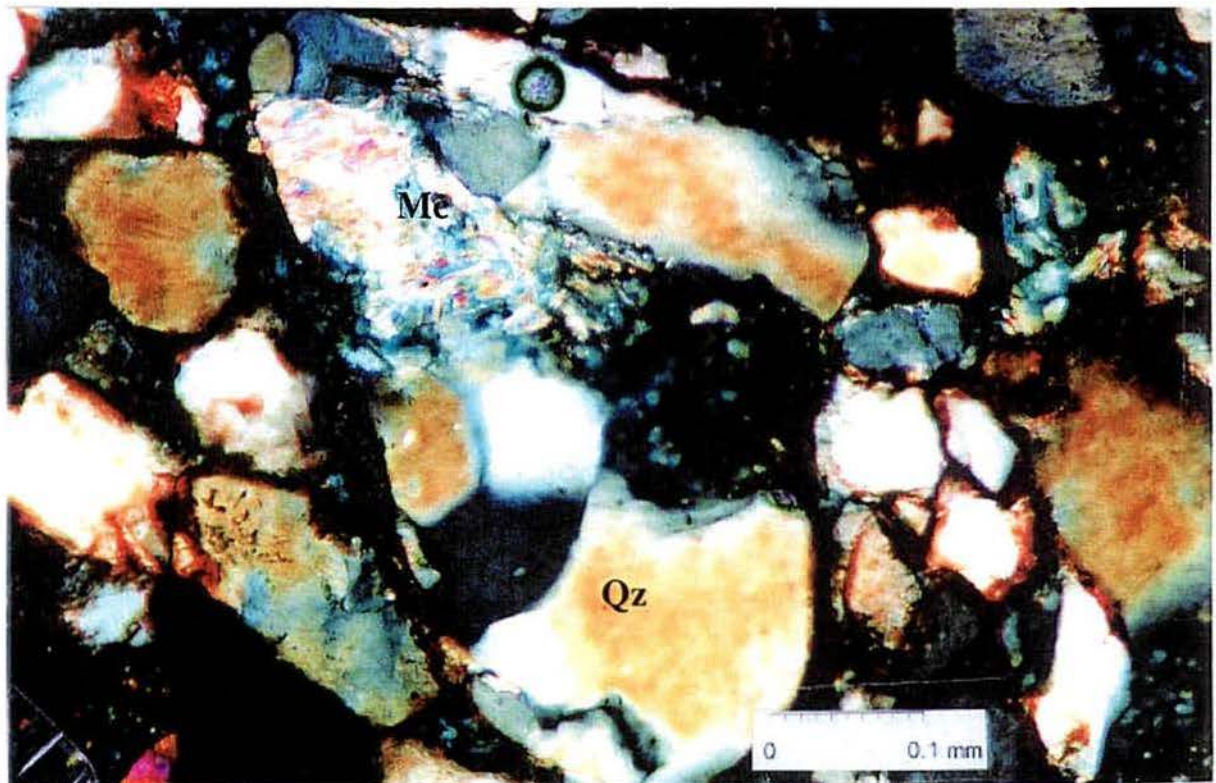
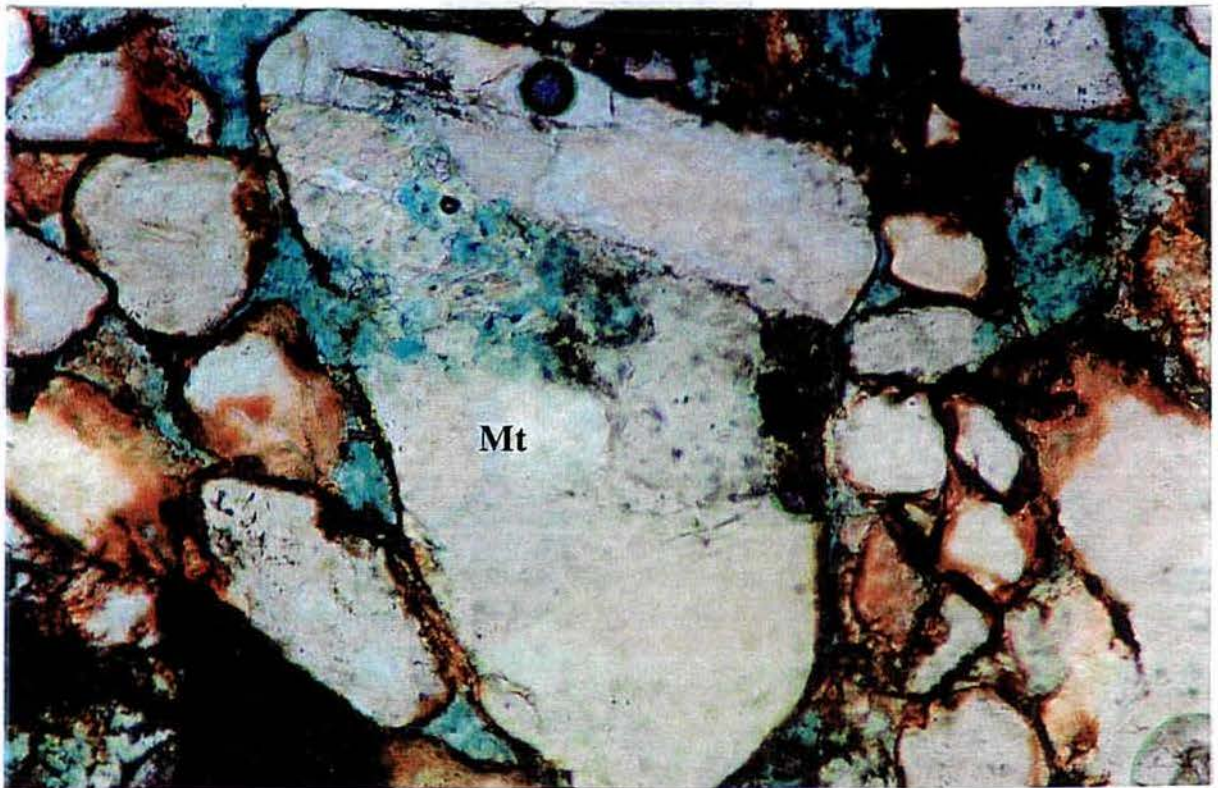


FIGURA 3.7 Grão parcialmente dissolvido de rocha metamórfica (Mt) (a) com uma pequena região microporosa impregnada pela resina – (LN); (b) fragmento de rocha metamórfica policristalino, composto por quartzo (Qz) e mica (Mc) – (LP)

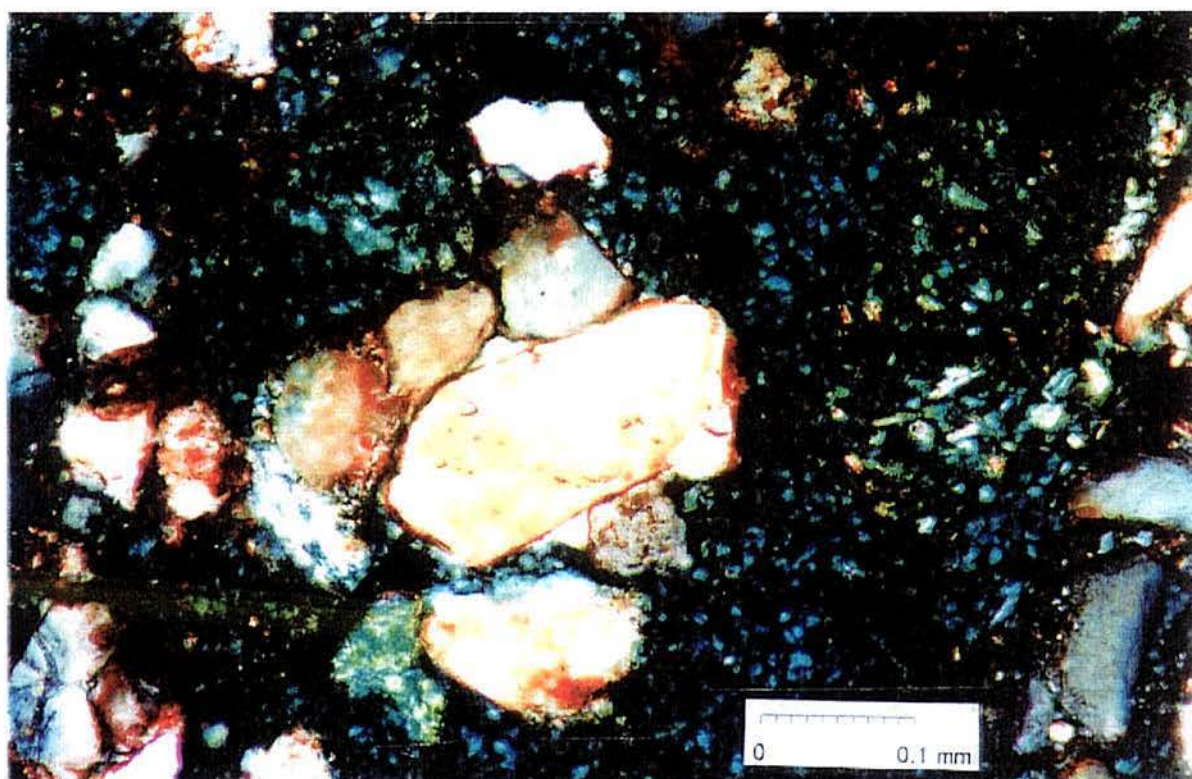


FIGURA 3. 8. Crescimento autigênico de quartzo – Qz_d (a) pigmento ferruginos marca o contorno do grão original – Qz_d (LP) (b) o crescimento reduz a porosidade entre grãos (LP)

Amostras do solo residual de arenito Botucatu examinadas a olho nu apresentam estratificação característica, intercalando bandas de cor branca e rosa (FIGURA 3.23). Nas FIGURAS 3.9 e 3.11 se evidencia que esta variação de cor corresponde também a uma variação granulométrica. Conforme estas figuras, estas bandas são constituídas por frações granulométricas de areia fina e média intercaladas. Na FIGURA 3.11, visualiza-se que as bandas brancas concentram grãos de maior tamanho. Estes grãos se encontram mais afastados uns dos outros (maior porosidade local), apresentando contatos eventuais do tipo pontual a longitudinal. Entre estes grãos, os espaços são preenchidos por uma matriz argilosa, altamente porosa. Nas bandas brancas, o grau de intertravamento é aparentemente baixo, tendo em vista que os grãos estão relativamente afastados. Nota-se, também, que os grãos de forma alongada apresentam uma leve tendência de orientação na direção da estratificação.

Com o auxílio da microscopia ótica, verifica-se que as bandas rosas correspondem à fração mais fina da areia. Os grãos se situam mais próximos uns dos outros nestas bandas (menor porosidade local). Verifica-se, também, uma acentuada concentração de óxidos de ferro, formando uma película que recobre os grãos de menor tamanho, o que explica a cor rosa notada a olho nu. Os óxidos de ferro correspondem aos pontos escuros evidenciados nas FIGURAS 3.9 a 3.11. Segundo Flores (1999), a maior concentração de óxidos de ferro nas bandas de granulometria mais fina se deve a maior superfície específica dos grãos, do que resulta uma ação intempérica mais intensa, e também à menor condutividade hidráulica nestas bandas. Na FIGURA 3.9, nota-se que a continuidade das bandas brancas é eventualmente quebrada por uma concentração de grãos mais finos impregnados por óxidos de ferro, dando a impressão de que a microestrutura é reticulada.

No solo desestruturado (FIGURA 3.10) os grãos maiores e menores encontram-se aleatoriamente distribuídos, bem como a pigmentação ferruginosa. Neste solo, não é possível identificar feições de microestrutura, tais como fantasmas de feldspato. Não se distingue, também, qualquer tendência de orientação dos grãos. Nota-se, ainda, na FIGURA 3.10, a ocorrência de alguns agregados de partículas argilosas. A porosidade destes agregados fica evidenciada pela coloração azul da resina de impregnação. Sob luz polarizada, visualizam-se os múltiplos planos de reflexão das partículas de argilominerais que constituem estes agregados.

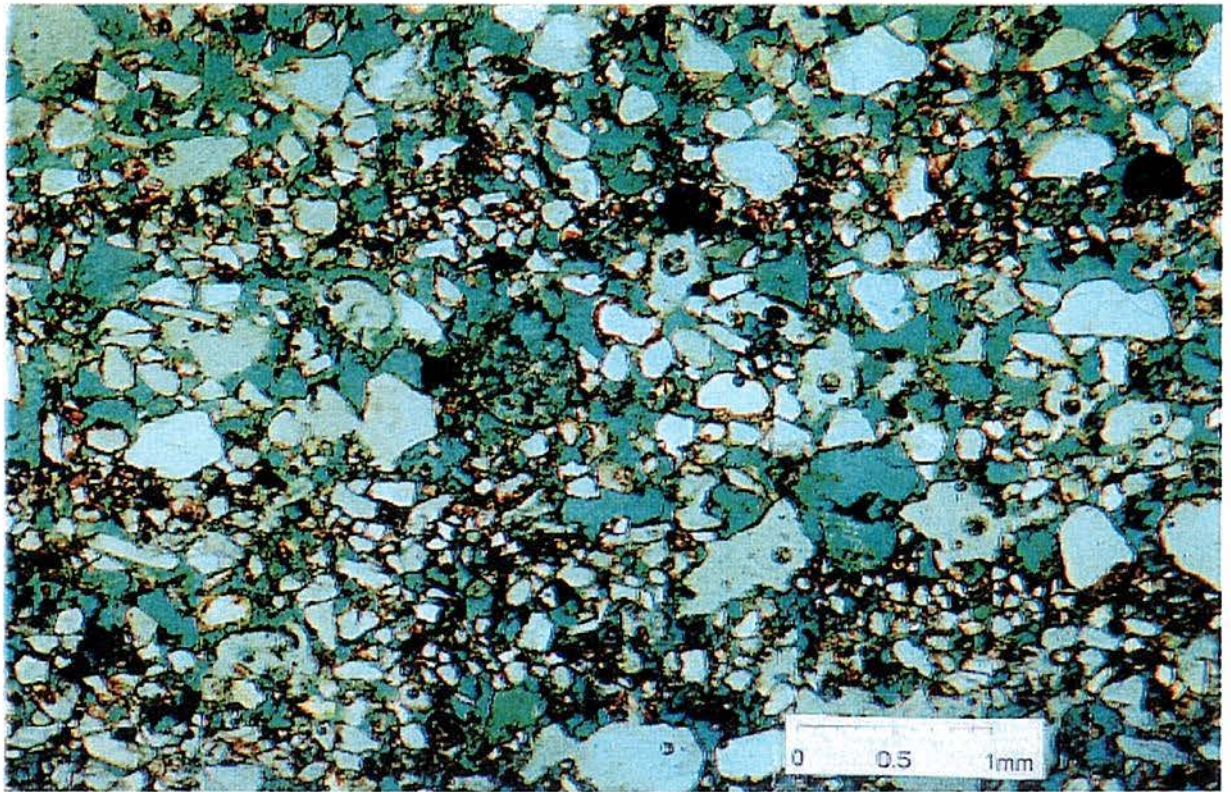


FIGURA 3.9. Arranjo de grãos: textura clástica de natureza eólica com concentração de óxido de ferro nas bandas de granulometria fina, formando uma rede reticular (LN).

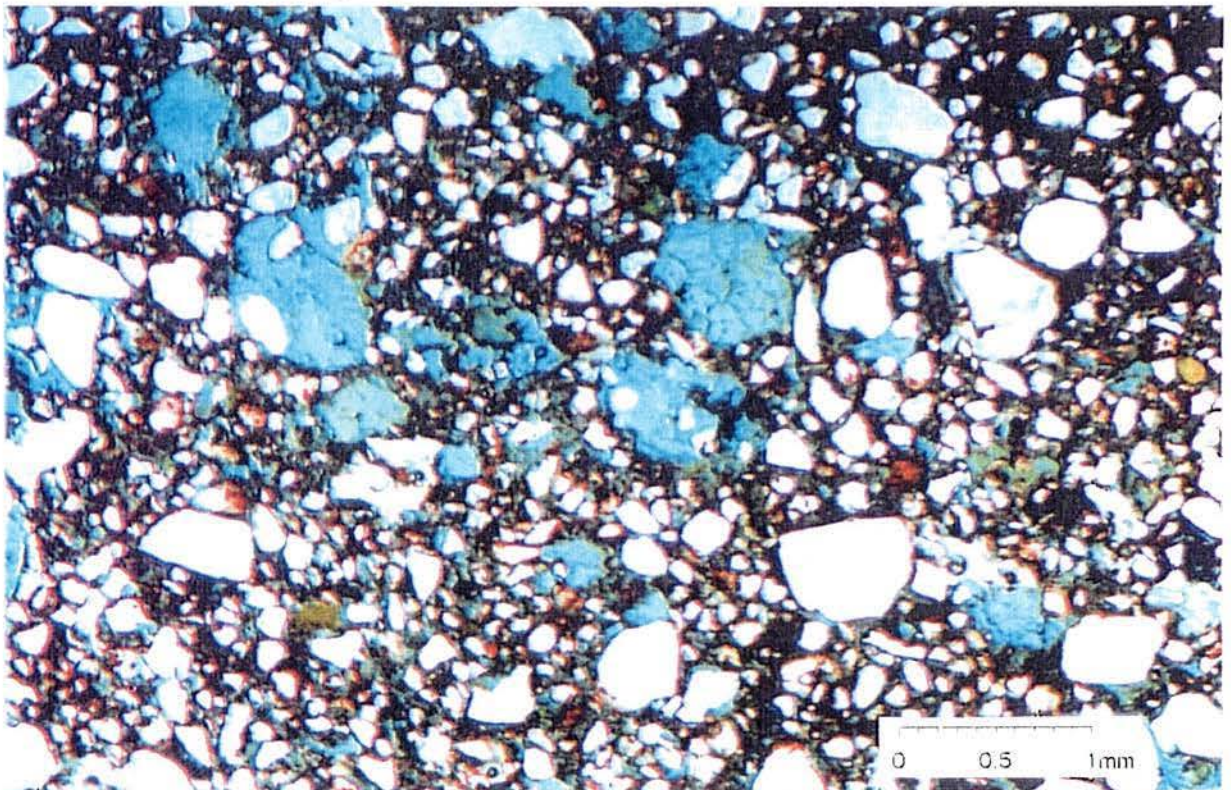


FIGURA 3.10. Amostra reconstituída: destruição da estrutura natural e da rede reticular ferruginosa (LN).

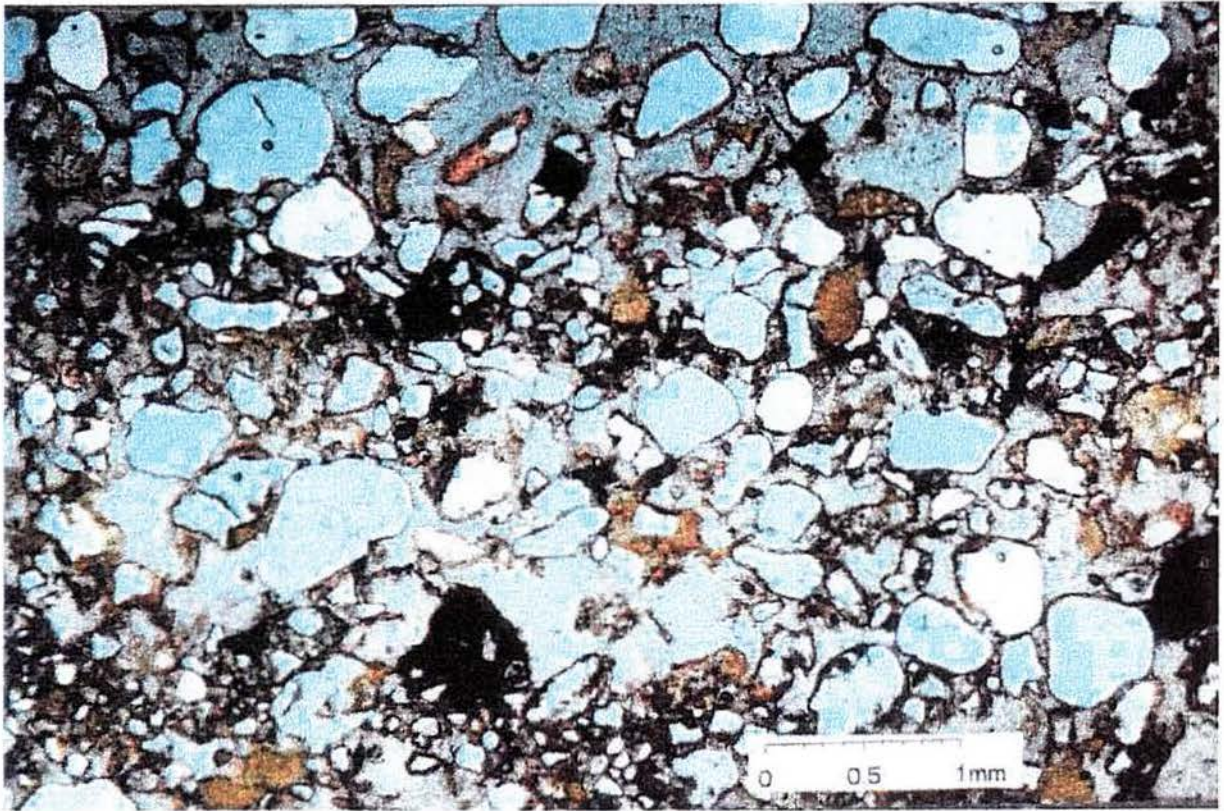


FIGURA 3. 11. Amostra natural sem tingimento (LN).

Somente algumas das feições microestruturais descritas por Barton (1993) são percebidas, de forma incipiente, no material natural. As feições observadas incluem: contatos tangenciais do tipo pontual a alongado, cimentação por óxido de ferro e, em pequena proporção, cimentação por crescimento autigênico de quartzo. Deve-se notar que Barton (1993) descreve feições que são características de areias em processo de litificação, nas quais predominam contatos diretos entre os grãos. No entanto, observa-se que no solo residual de arenito Botucatu da Vila Scharlau, os grãos frequentemente não se encontram em contato direto, sendo parcialmente envolvidos por uma matriz argilosa. Isto decorre de que o processo geológico atuante sobre o solo residual de arenito Botucatu é de alteração, isto é, um processo inverso ao de litificação descrito por Barton (1993). Devido à decomposição por intemperismo de alguns minerais, principalmente feldspatos, parte dos contatos originais entre grãos foi perdida.

Entre as feições mais significativas da microestrutura natural identificadas com o auxílio da microscopia ótica destaca-se a maior concentração de óxidos de ferro e a menor porosidade das bandas de granulometria mais fina (bandas rosas).

3.4.2 Microscopia eletrônica

As fotografias seguintes do solo residual de arenito Botucatu foram obtidas utilizando um microscópio eletrônico de varredura (MEV, marca *Philips*, modelo XL30). A utilização da microscopia eletrônica para investigações geotécnicas é descrita, em maior detalhe, por Mitchell (1993). Em contraste com a microscopia ótica, a imagem do microscópio eletrônico é obtida de uma amostra tridimensional. Nesta tese, a preparação das amostras do solo residual de arenito Botucatu incluiu os seguintes procedimentos:

- amostras de solo com aproximadamente 0,5 x 0,5 x 0,5cm foram secas em estufa à temperatura de aproximadamente 100°C;
- após secagem, cada amostra foi submetida à alto vácuo e à deposição de um fino filme de ouro por bombardeamento iônico, com o objetivo de garantir a condutividade elétrica da superfície, necessária para a formação da imagem;
- as amostras foram coladas em pequenas sapatas de apoio, as quais foram colocadas no interior da câmara do microscópio eletrônico;
- foram selecionadas algumas imagens com as feições microestruturais de interesse, em diferentes escalas de aumento, e armazenadas de forma digital.

As FIGURAS 3.12 e 3.13 comparam as imagens obtidas de uma amostra natural e de uma amostra desestruturada. As correspondentes escalas de aumento são indicadas nestas figuras. Observa-se que, na imagem do solo natural (FIGURA 3.12(a)), alguns grãos de quartzo de maior tamanho afloram na superfície exposta. Alguns espaços vazios são observados nesta superfície. Estes vazios se devem, em parte, ao arrancamento de grãos durante a preparação da amostra. Os vazios demonstram o encaixamento dos grãos de maior tamanho no interior da matriz secundária argilosa, o que revela a organização interna deste solo. Outros vazios observados na mesma superfície parecem ser macroporos situados no interior desta matriz.

Por outro lado, para a amostra reconstituída (FIGURA 3.12(b)), observa-se que os grãos estão soltos e recobertos por argilominerais. Neste caso, não se nota qualquer encaixamento de grãos no interior de uma matriz. Também não se percebe a presença de espaços vazios devidos ao arrancamento de grãos, tais como os visualizados na FIGURA 3.12(a).

Nas FIGURAS 3.13(a) e (b) são observadas em maior detalhe as diferenças entre as superfícies dos solos natural e reconstituído. Na FIGURA 3.13(a), correspondente à amostra natural, observa-se o afloramento de um grão de quartzo. Nesta figura, a superfície do grão fica em grande parte exposta, sem a cobertura de argilominerais, possivelmente devido ao arrancamento de grãos vizinhos. Já na FIGURA

3.13(b), nota-se que os argilominerais recobrem os grãos, distribuindo-se aleatoriamente. A superfície resultante tem um aspecto granulado.

Alguns detalhes dos contatos entre grãos nas amostras naturais podem ser observados nas FIGURAS 3.14 e 3.15, em uma escala ampliada. Na FIGURA 3.14(a) a ligação entre grãos é formada pela cimentação por óxido de ferro, que recobre tanto os grãos de quartzo como os argilominerais adjacentes formando pontes de ligação entre os grãos. Nota-se, também, a existência de alguns macroporos entre estes elementos. Este tipo de ligação entre grãos está associado à película ferruginosa que recobre o material das bandas de cor rosa, como visualizado na FIGURA 3.9(a). Em contraste, no material reconstituído mostrado na FIGURA 3.14(b), não há qualquer evidência de uma sólida ligação entre grãos. O material está desorganizado e as partículas de argila e óxidos apenas recobrem os grãos maiores.

Nas FIGURAS 3.15(a) e (b) são identificados poliedros de textura lisa sobre a superfície de alguns grãos. Estes poliedros constituem crescimentos autigênicos de quartzo, análogos aos observados na FIGURA 3.8, obtida por microscopia ótica. Um detalhe particular é apresentado na FIGURA 3.15(b). Nota-se que, em contraste com o crescimento autigênico de quartzo observado, a superfície do grão adjacente, indicada na figura pelas setas brancas, apresenta uma textura corrugada devido ao pigmento ferruginoso que a recobre. A ocorrência simultânea destes crescimentos com a cimentação por óxido de ferro constitui em outro tipo de ligação entre partículas.

A FIGURA 3.16 apresenta uma imagem obtida de uma amostra preparada a partir de um corpo de prova do solo natural, o qual foi previamente submetido a um ensaio de compressão triaxial com tensão confinante de 10 kPa. A ruptura deste corpo de prova foi do tipo frágil, com formação de um plano de ruptura bem caracterizado. A amostra para observação no MEV foi retirada da superfície de ruptura do corpo de prova. Na FIGURA 3.16(a) observa-se uma matriz secundária argilosa em um local onde não se identifica a presença de algum grão de quartzo de maior tamanho. A superfície da matriz tem um aspecto contínuo, provavelmente devido ao pigmento ferruginoso que recobre os argilominerais, mas algumas fissuras podem ser claramente identificadas. Na FIGURA 3.16(b) nota-se que alguns pontos de ligação ainda persistem ao longo de uma fissura. Estas figuras permitem concluir que a matriz secundária argilosa se constitui não apenas em uma massa de argilominerais que preenche os espaços entre grãos, mas que apresenta também um caráter estruturado devido à cimentação. Este caráter estruturado confere ao material uma coesão verdadeira, embora pequena.

Além da caulinita e de grãos de quartzo, que predominam neste material, outros minerais presentes em menor quantidade puderam ser identificados na análise por microscopia eletrônica. A presença destes minerais em alguns pontos tem, possivelmente, pouca influência no comportamento geotécnico, mas revelam que o solo residual de arenito Botucatu se formou a partir do intemperismo de grãos detríticos de diversas origens. Na FIGURA 3.17 pode-se observar um acentuado grau de intemperismo sobre um grão de feldspato. A forma original do mineral ainda está preservada, mas lamelas de argilominerais do tipo caulinita já podem ser identificadas em sua superfície. Na FIGURA 3.18, uma fina película recobre parte do material. Esta película é formada por argilominerais do tipo esmectita. Sua superfície é também recoberta por óxido de ferro. A FIGURA 3.19 mostra uma concentração de cristais de forma tubular, identificados como argilominerais do tipo haloessitas. Na FIGURA 3.20 aparecem lamelas de mica expandida e caulinizada.

O estudo por microscopia eletrônica permitiu identificar: (i) o caráter estruturado e organizado da matriz secundária argilosa; (ii) a presença de grandes poros nesta matriz; (iii) o encaixamento dos grãos na matriz secundária argilosa e (iv) a evidência de ligações entre grãos devidas, principalmente, à cimentação por óxido de ferro.

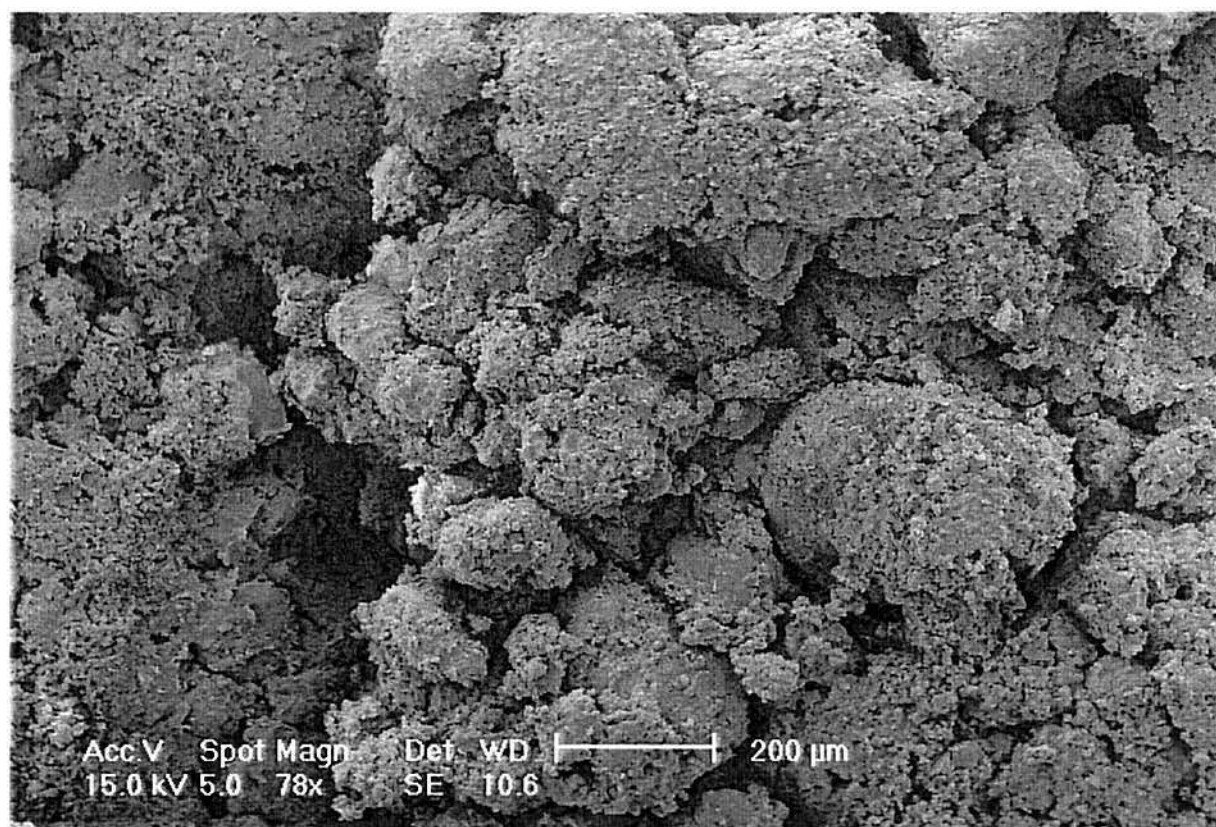
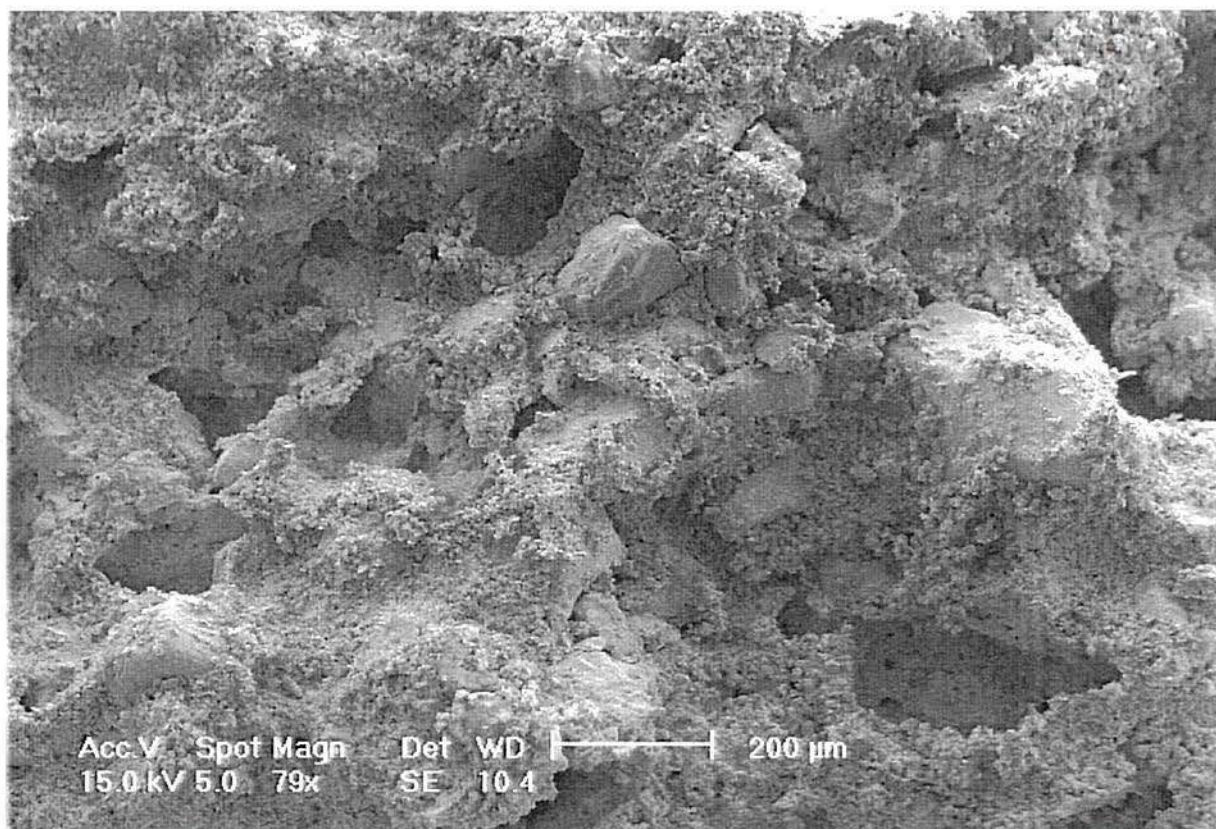


FIGURA 3. 12. (a) Aspecto estruturado da amostra natural, na qual os grãos parecem estar perfeitamente encaixados na matriz caulínica porosa. (b) aspecto desorganizado da amostra reconstituída.

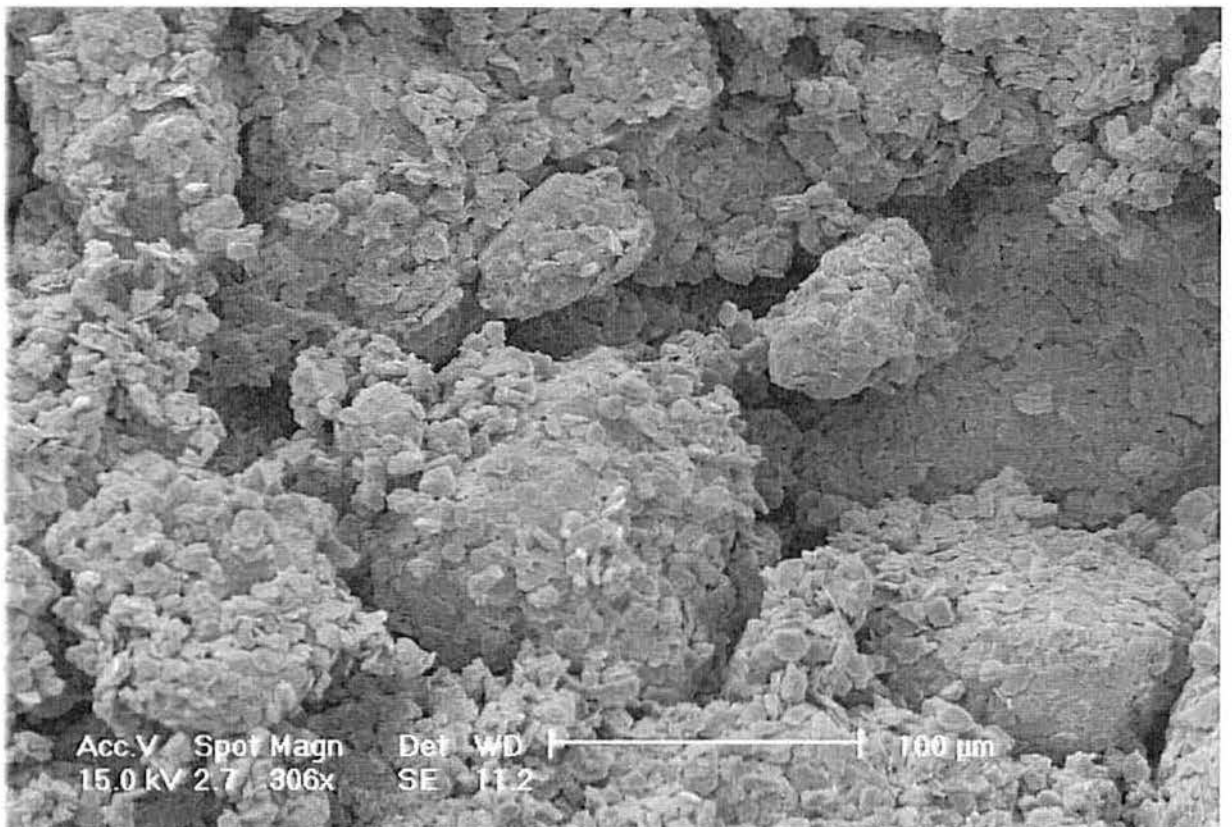
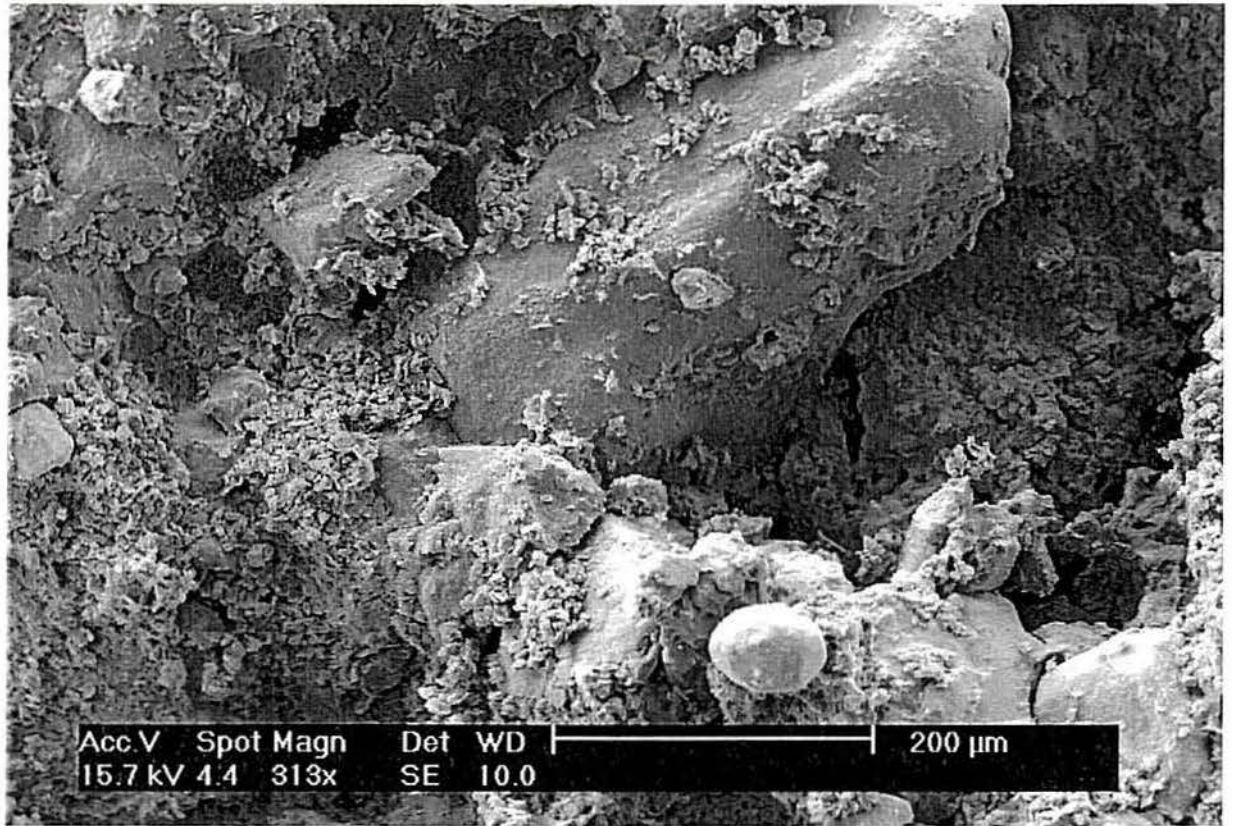


FIGURA 3. 13. (a) Detalhe do encaixe de grãos na amostra natural (b) aspecto desorganizado da amostra reconstituída.

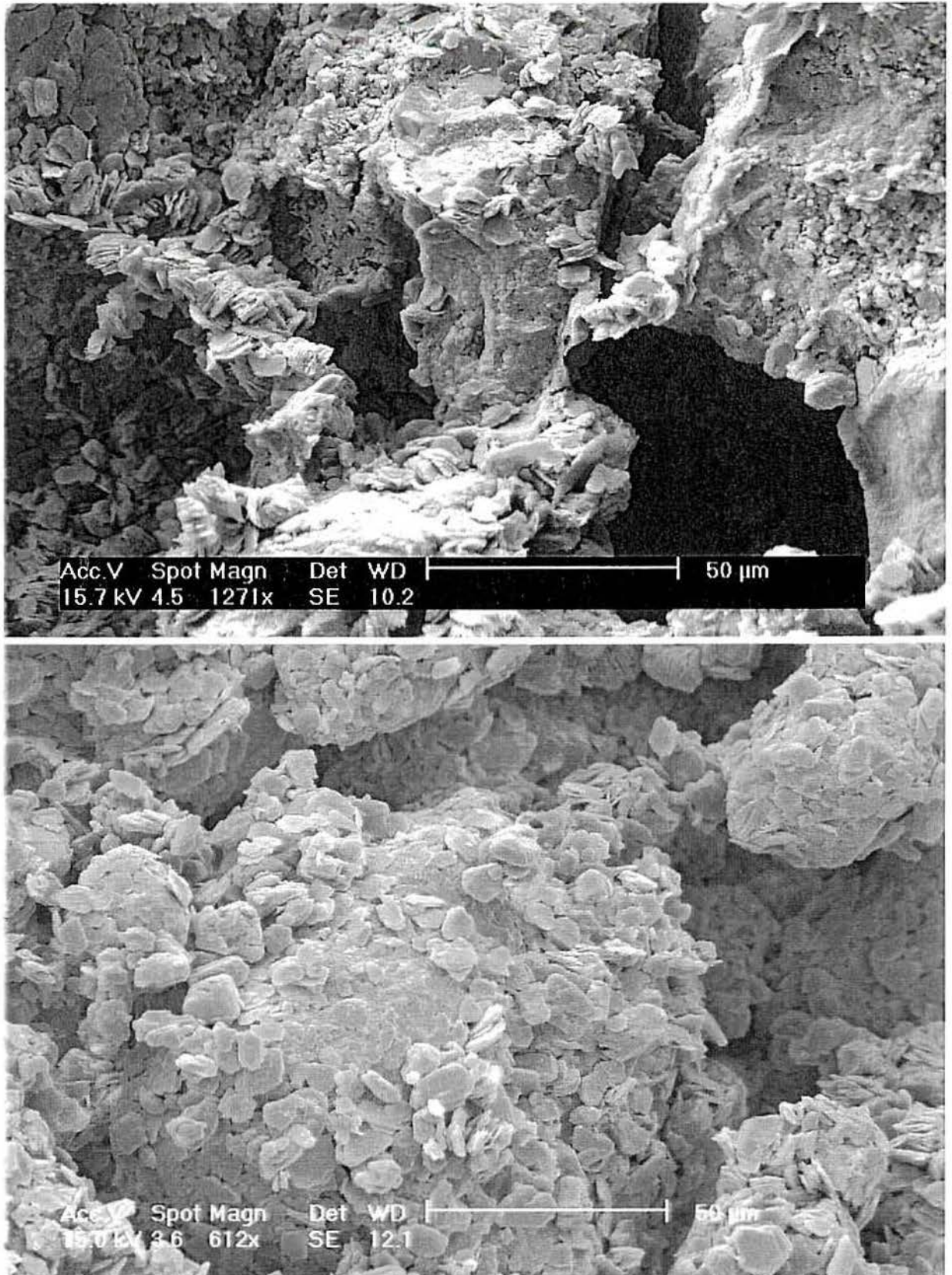


FIGURA 3. 14. (a) amostra natural: detalhe do tipo de ligação entre grãos na amostra natural; (b) amostra reconstituída: inexistência de ligação entre grãos.

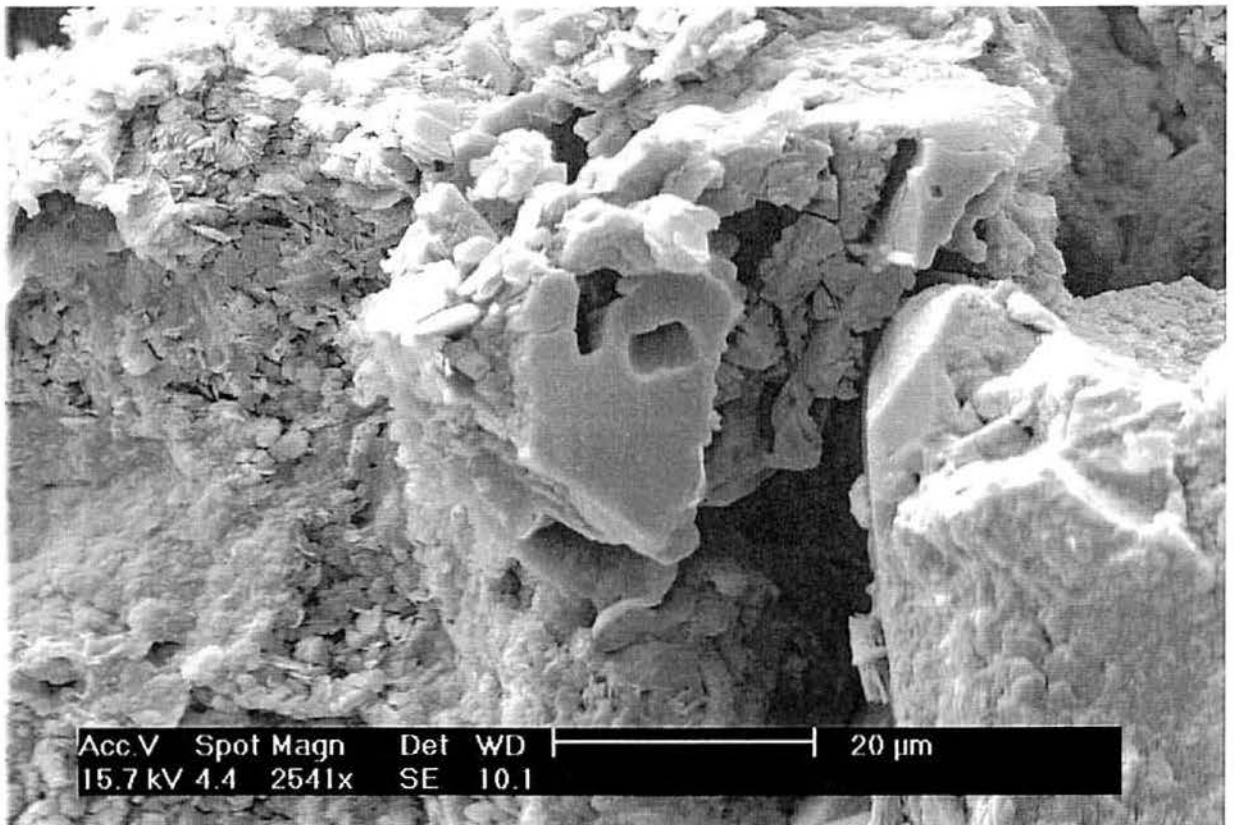
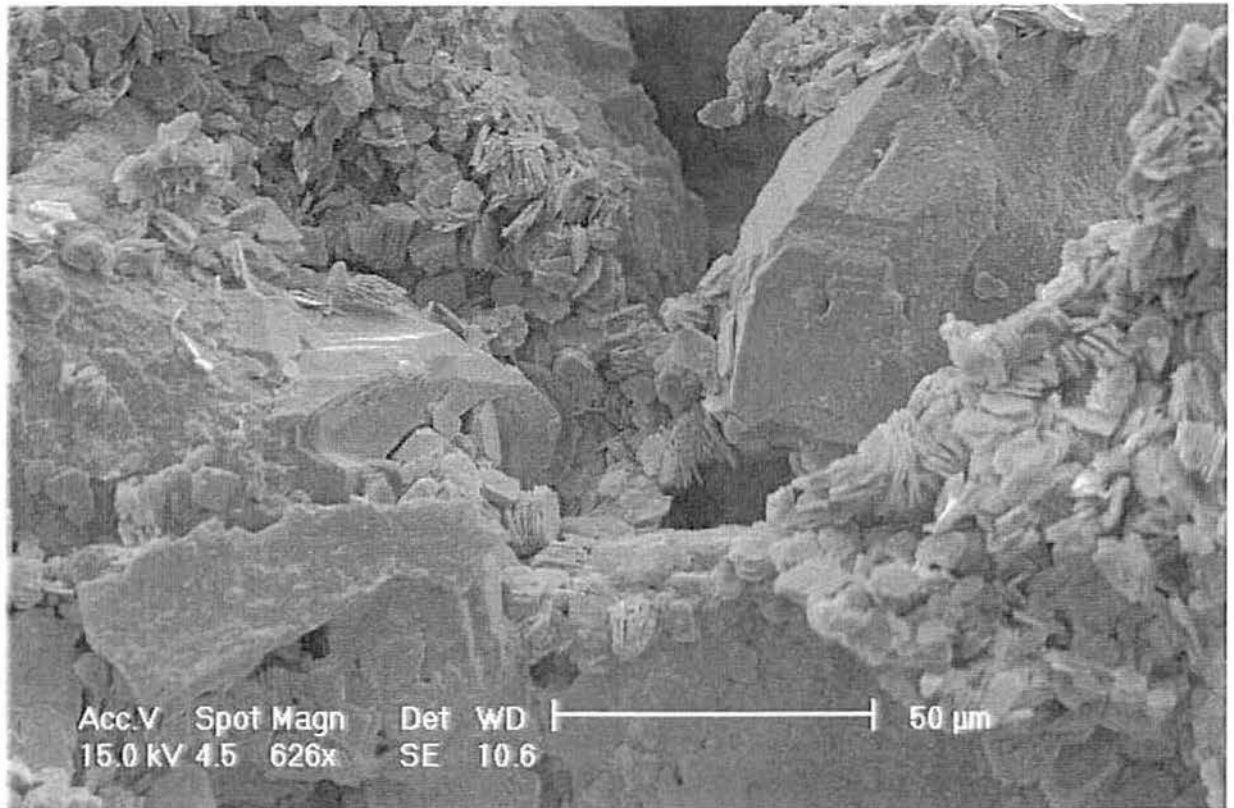


FIGURA 3. 15. Amostra natural: (a) cimentação entre grãos por crescimento autigênico de quartzo; (b) detalhe do crescimento autigênico de quartzo sobre grãos.

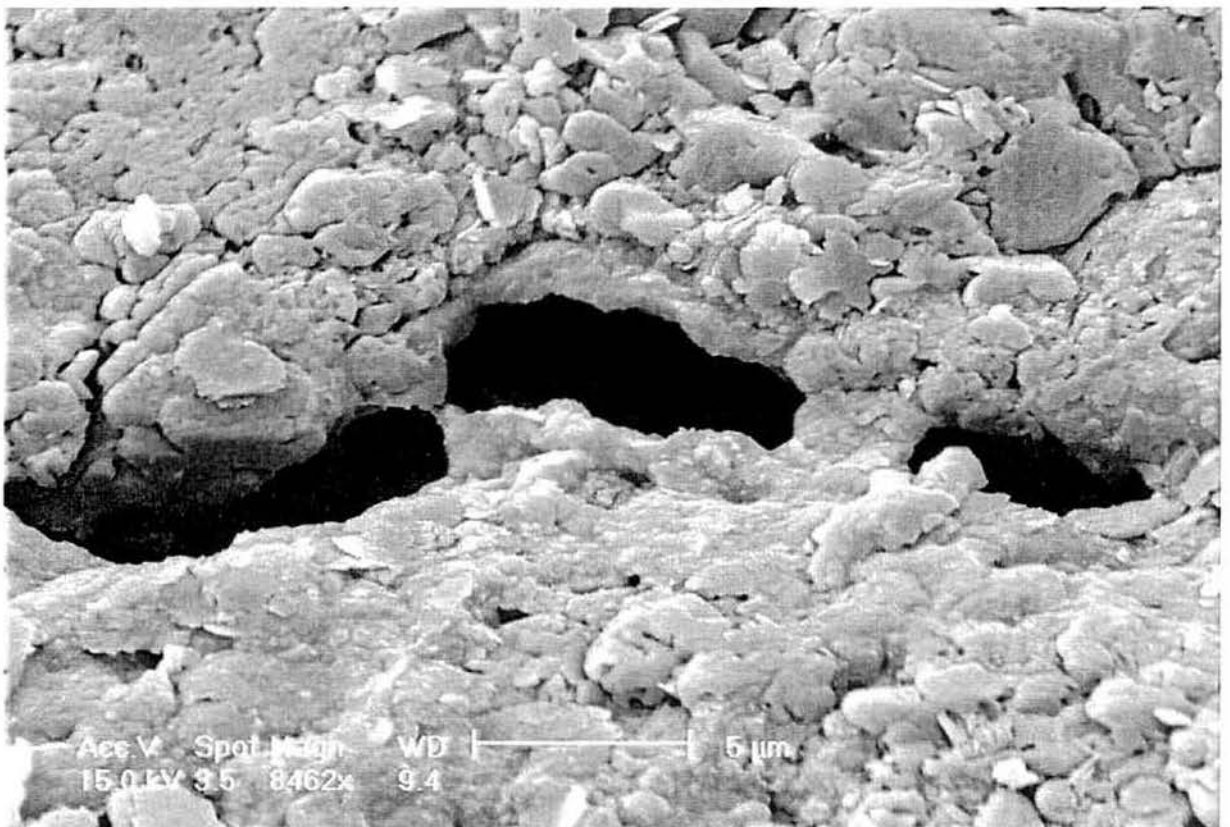
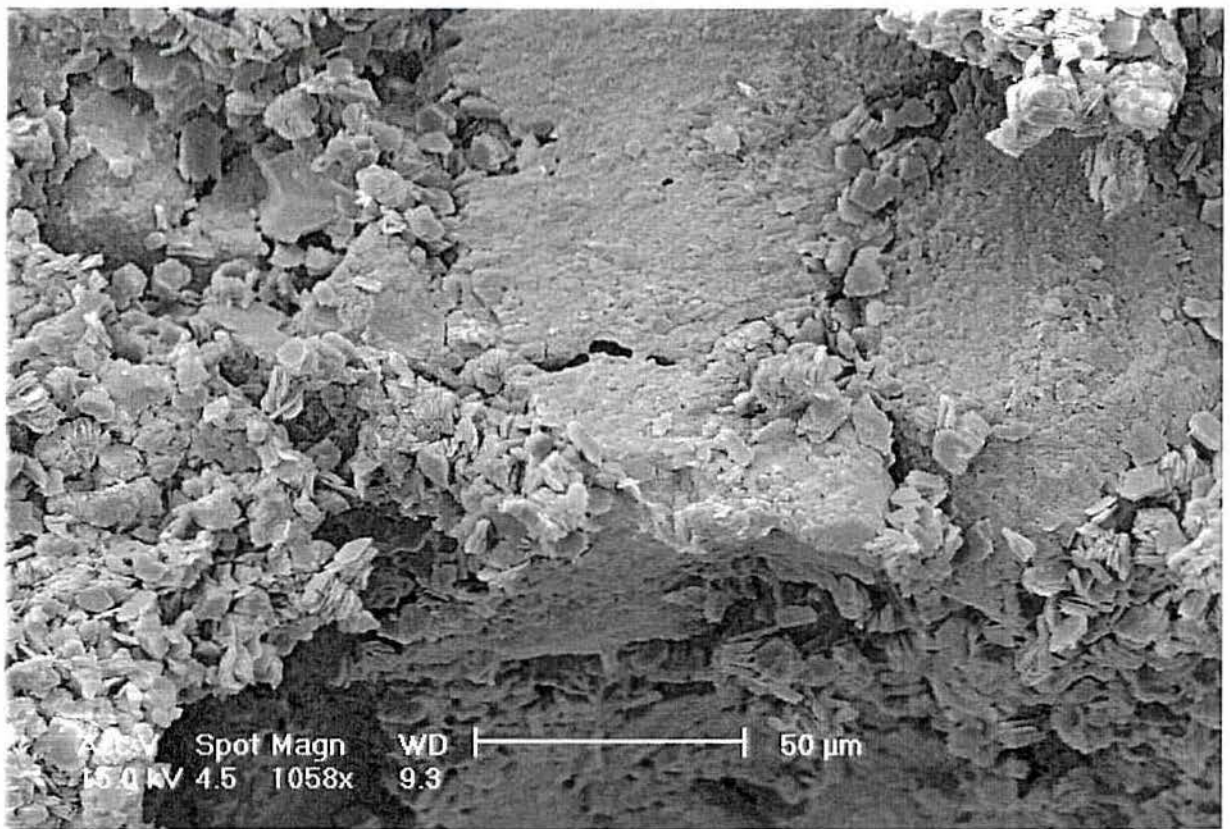


FIGURA 3. 16. A amostra natural: (a) aspecto fissurado da matriz próximo a um plano de ruptura por cisalhamento; (b) detalhe de pontos de ligação numa linha de fissura.

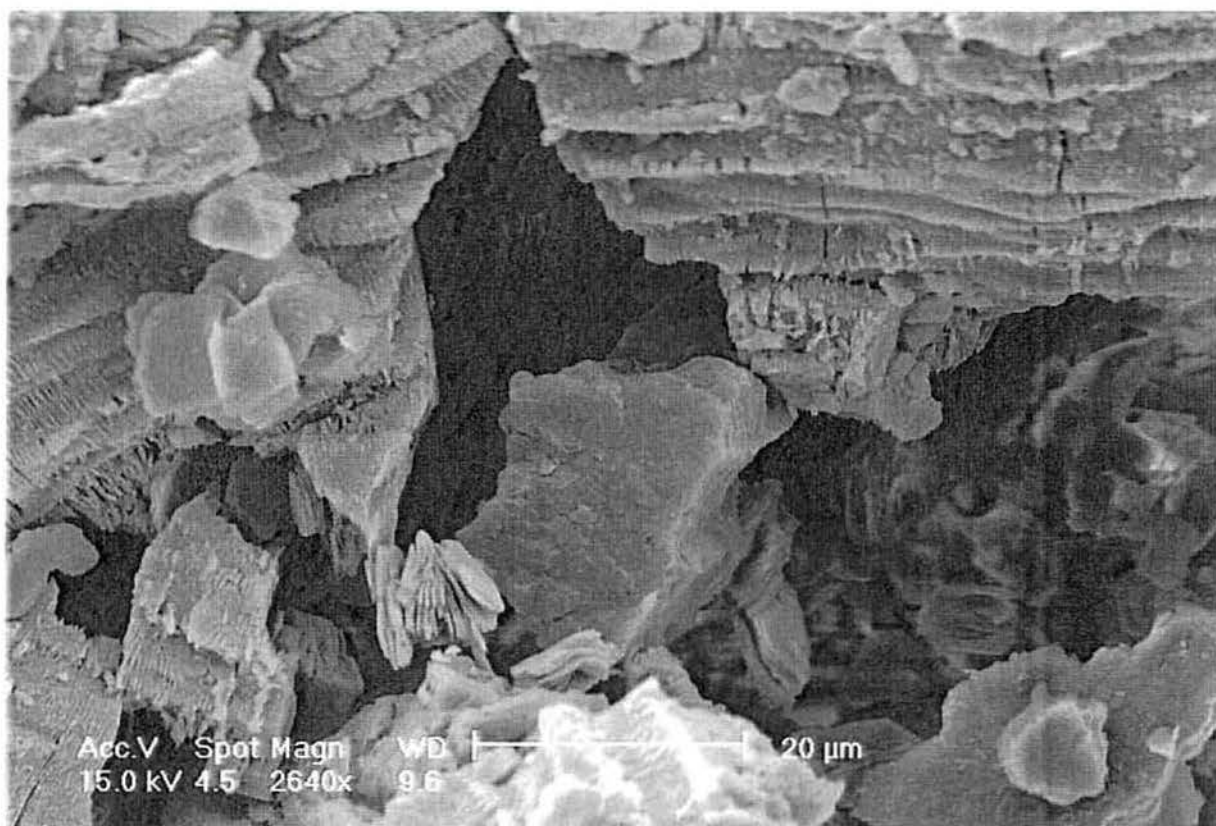


FIGURA 3. 17. Detalhe da ação do intemperismo sobre o feldspato originando argilominerais.

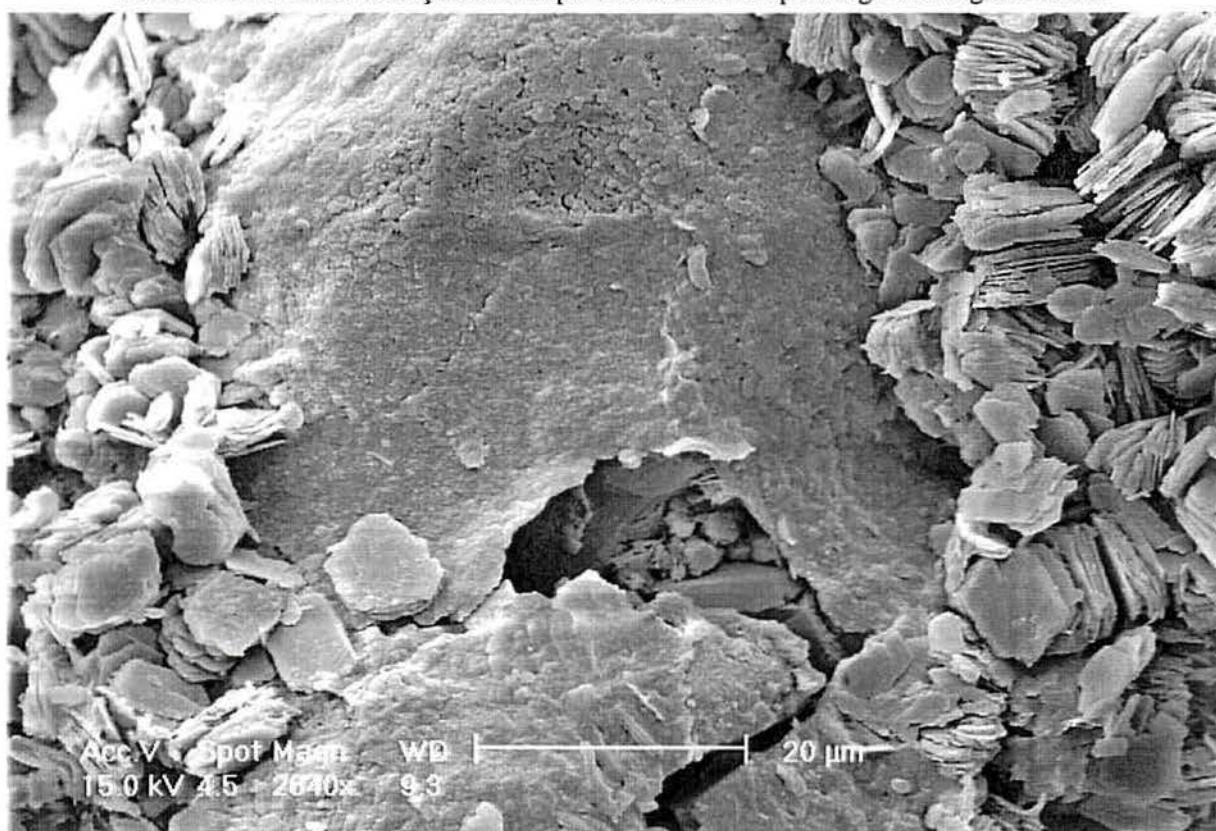


FIGURA 3. 18. Cutícula argilosa formada por esmectita e óxido de ferro.

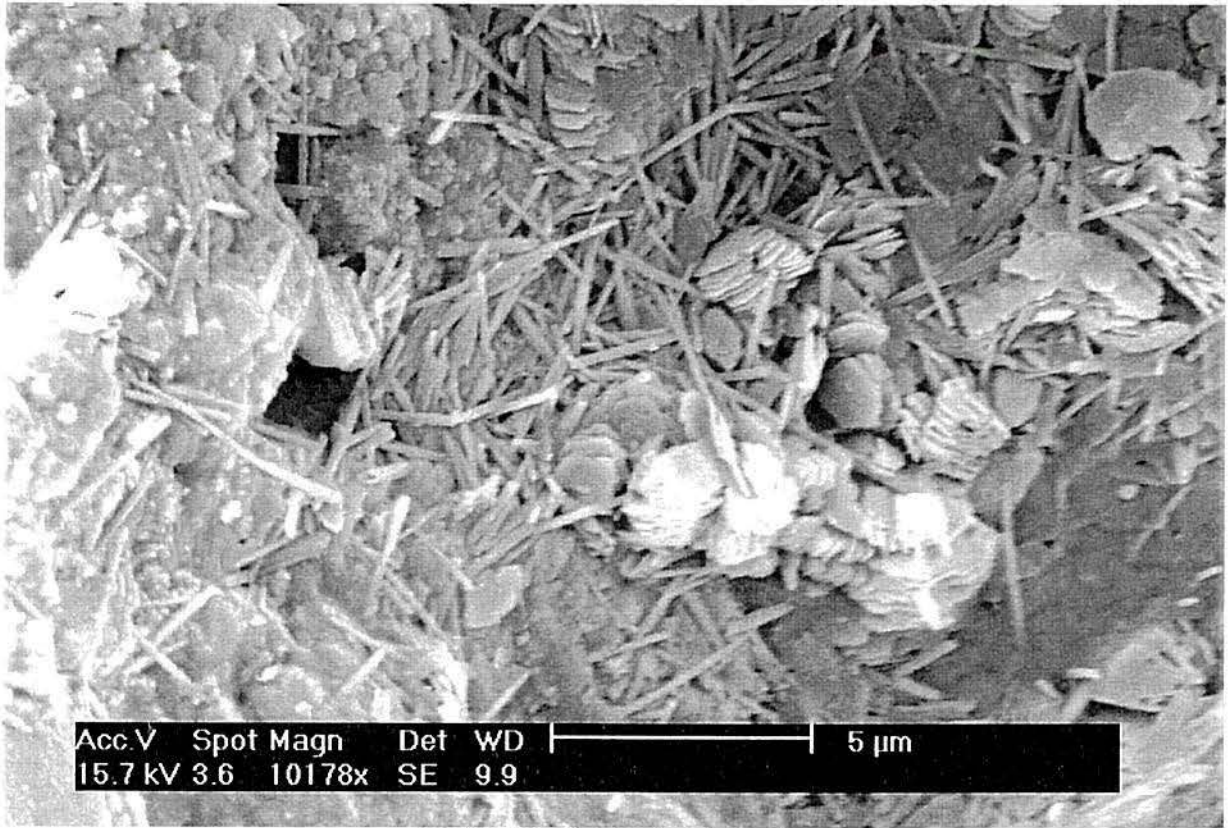


FIGURA 3. 19. Cristais de haloesito.

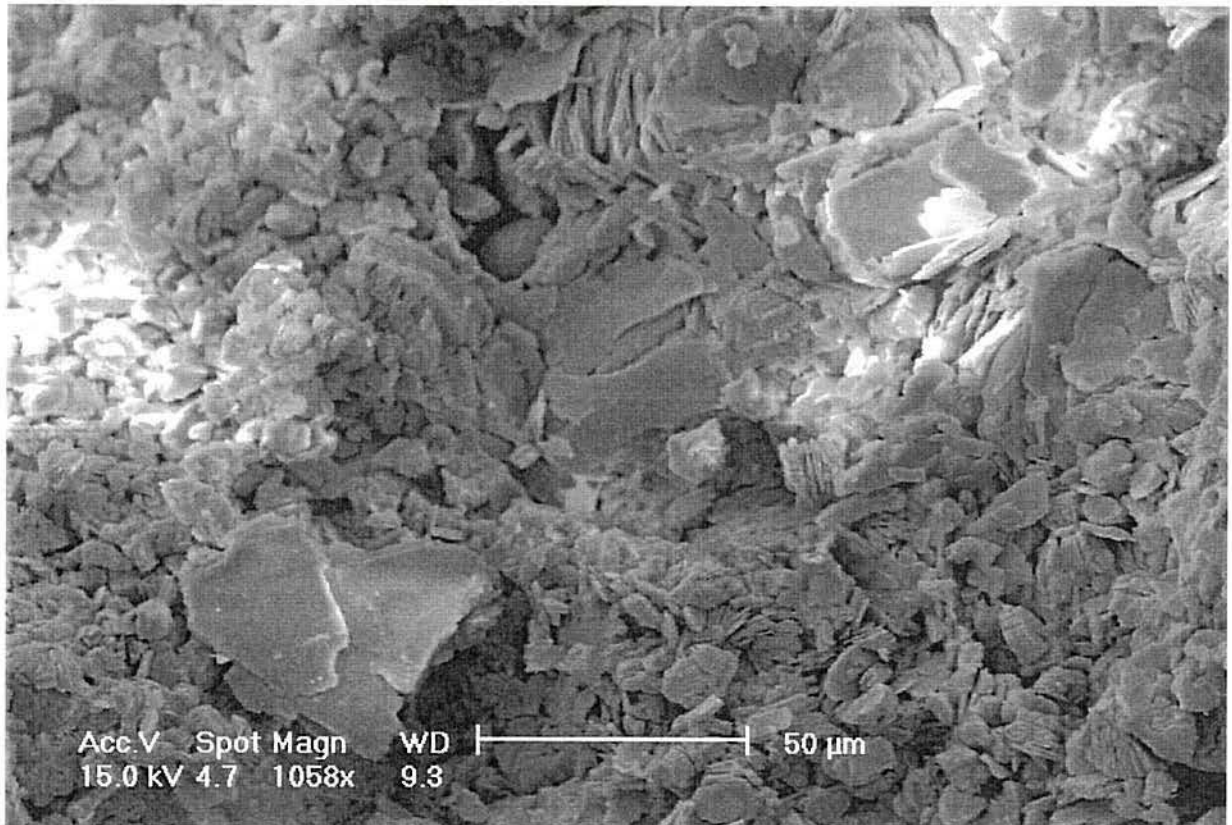


FIGURA 3. 20. Mica intemperizada.

3.5 Caracterização Física

Os ensaios de caracterização física foram realizados sobre amostras representativas coletadas na mesma profundidade das amostras indeformadas utilizadas nesta tese. As amostras representativas foram acondicionadas em sacos plásticos e armazenadas em câmara úmida. Estes ensaios seguiram os procedimentos descritos pelas normas brasileiras a seguir relacionadas. A massa específica real dos grãos foi determinada utilizando a norma ABNT: NBR 6508 (ABNT, 1984). O limite de liquidez foi determinado segundo a norma ABNT NBR 6459 (ABNT, 1984) e o limite de plasticidade segundo a norma ABNT NBR 7180 (ABNT, 1984). As amostras indeformadas foram obtidas utilizando-se a técnica de amostragem em bloco. A partir da moldagem de corpos de prova para ensaios oedométricos no solo natural, foram determinados o peso específico úmido e o teor de umidade natural. Com estes valores foi determinado o índice de vazios de cada corpo de prova, cujo intervalo de variação é apresentado na TABELA 3.3.

A análise granulométrica do solo residual de arenito Botucatu proveniente do sítio da Vila Scharlau foi realizada segundo os procedimentos recomendados na Norma Brasileira ABNT/NBR 7181/84 (ABNT, 1984), com e sem utilização de defloculante. A curva granulométrica obtida sem defloculante é apresentada na FIGURA 3.21. A curva indica uma granulometria uniforme, com 80% dos grãos entre os diâmetros 0,04 e 0,5 mm (areia fina e areia média). No ensaio com defloculante, aproximadamente 30% do material apresenta tamanho inferior a 0,01 mm. A forma da curva granulométrica indica a quase ausência de grãos entre os tamanhos 0,01mm e 0,07mm. Este resultado está de acordo com as análises microscópicas apresentadas na Seção 3.3, nas quais se visualiza grãos de quartzo dispersos em uma matriz secundária identificada como sendo composta predominantemente por caulinita. As análises microscópicas também não revelaram a presença significativa de grãos tamanho silte.

No que diz respeito à história geológica do solo BRS, é sensato admitir que originalmente apenas grãos de areia média e fina compunham o sedimento, sendo estes tamanhos identificados claramente nas análises microscópica e de granulometria. Devido ao processo de intemperismo, grãos de feldspato e fragmentos de rochas metamórficas micáceas deram origem aos argilominerais, os quais são também identificados nas análises microscópicas. Este histórico justifica a descontinuidade granulométrica observada na curva granulométrica apresentada na FIGURA 3.21. No entanto, a origem de grãos tamanho silte não é óbvia neste processo. Por outro lado, se este tamanho de grão originou-se de um possível processo intempérico atuante sobre grãos de maior tamanho, seria razoável esperar uma curva

granulométrica bem graduada, com a presença de diversos tamanhos de grãos. Na FIGURA 3.22 é mostrada a distribuição granulométrica obtida para um caulim comercial, utilizando-se as mesmas técnicas e equipamentos de ensaios empregados na caracterização do solo BRS. Neste material, a curva granulométrica obtida com o emprego de defloculante acusou a presença de 70% de grãos tamanho silte (diâmetro > 0,002mm). Com base nestas análises, supõe-se que a percentagem significativa de grãos tamanho silte identificada pelo procedimento de análise granulométrica conduzido seja decorrente, em parte, da presença de agregados de caulinita. Resultam, portanto, de limitações do método de análise granulométrica utilizado. Flores (1999) indica a aplicação de ultra-som como método de maior eficiência do que o procedimento de dispersão utilizado na desagregação de argilominerais. Na TABELA 3.4 é apresentado um resumo da análise granulométrica, quantificando os percentuais relativos a cada intervalo de tamanho de grão. Conforme o Sistema Unificado de Classificação de Solos, o material é classificado como do tipo SM-SC.

TABELA 3. 3. Características físicas do solo residual de arenito Botucatu

Limite de Liquidez	21 %
Limite de Plasticidade	não plástico
Peso específico dos grãos	26,7 kN/m ³
Teor de umidade natural	13 % – 16,5 %
Peso específico úmido	17,2-19,3 kN/m ³
Peso específico seco	15,3-16,5 kN/m ³
Índice de vazios	0,62 – 0,74
Grau de Saturação	55-68%

TABELA 3. 4. Análise granulométrica (NBR 6502/95)

	Com defloculante	Sem defloculante
Argila (< 2µm)	5%	5%
Silte (2µm - 0,06mm)	27%	20%
Areia fina (0,06mm - 0,2mm)	43%	50%
Areia média (0,2mm - 0,6mm)	25%	25%

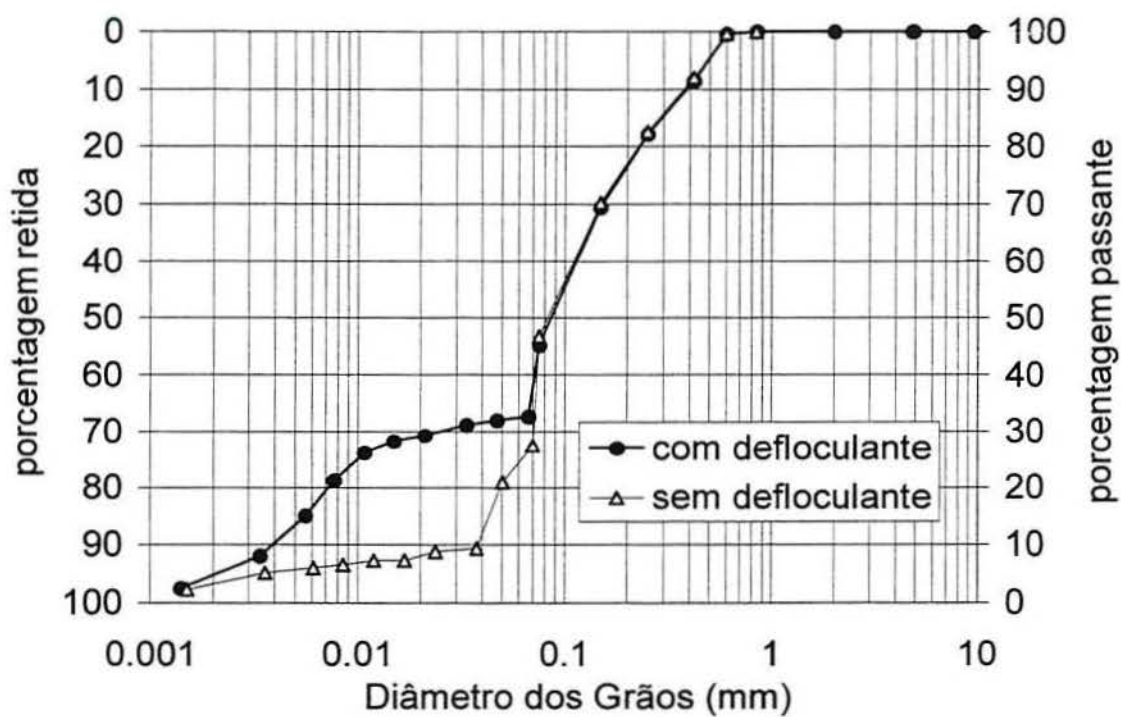


FIGURA 3. 21. Curva granulométrica do solo residual de arenito Botucatu – Vila Scharlau.

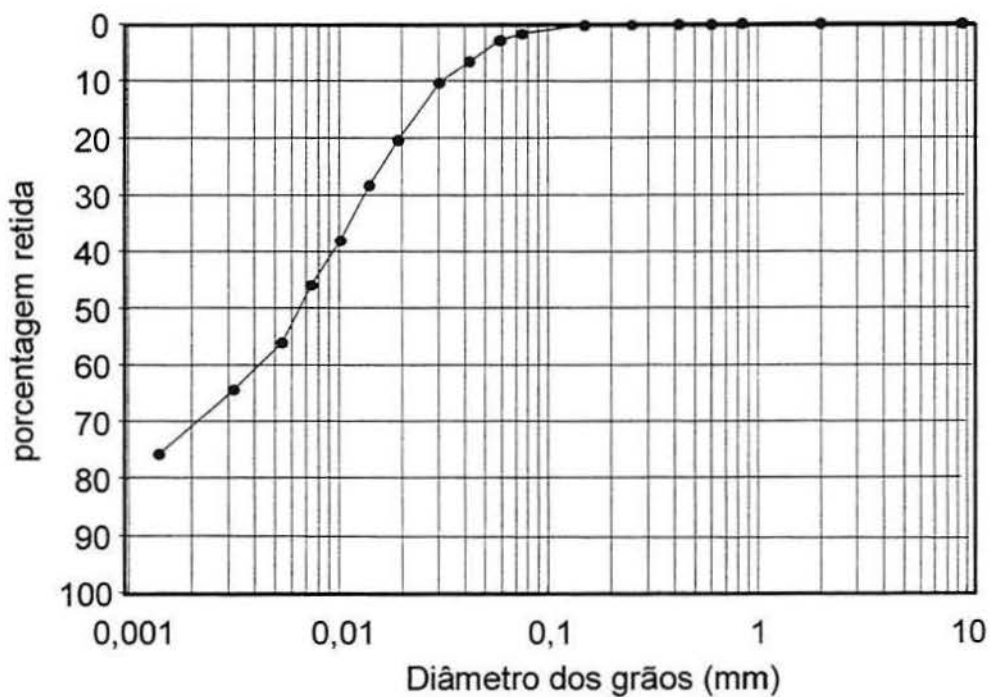


FIGURA 3. 22. Curva granulométrica de um caulim comercial com defloculante.

3.6 Resistência à Compressão Uniaxial

Em rochas, a coesão do material pode ser avaliada através do ensaio de resistência à compressão uniaxial. Este resultado é utilizado para classificar o material arenoso, sendo considerado como arenito brando o material com resistência à compressão uniaxial entre 0,5 e 20 MPa (Dobereiner & De Freitas, 1986). No caso de rochas, este valor deve ser obtido com o material na condição saturada. Os autores verificaram que arenitos com resistência à compressão uniaxial inferior a 0,5 MPa se desintegram quando submetidos à saturação na condição não confinada. O solo residual de arenito Botucatu investigado nesta tese sofre, efetivamente, completa desintegração quando submerso em água sem confinamento. Por este motivo, a resistência à compressão uniaxial foi determinada na condição de umidade natural, isto é, não saturada ($w = 15\% \pm 1\%$, $S_r \approx 60\%$). Nesta condição, o solo residual de arenito Botucatu apresenta uma componente de sucção da ordem de 40 kPa (ver seção 3.7). A TABELA 3.5 apresenta os resultados de ensaios de compressão uniaxial obtidos no solo BRS na condição não saturada. Os valores de resistência à compressão uniaxial se situaram entre 180 e 200 kPa.

A FIGURA 3.23 mostra um corpo de prova rompido no ensaio de compressão uniaxial na umidade natural. O material apresenta feições estruturais da rocha de origem e a ruptura define claramente um plano de cisalhamento. Este comportamento é representativo de rochas brandas em compressão uniaxial.

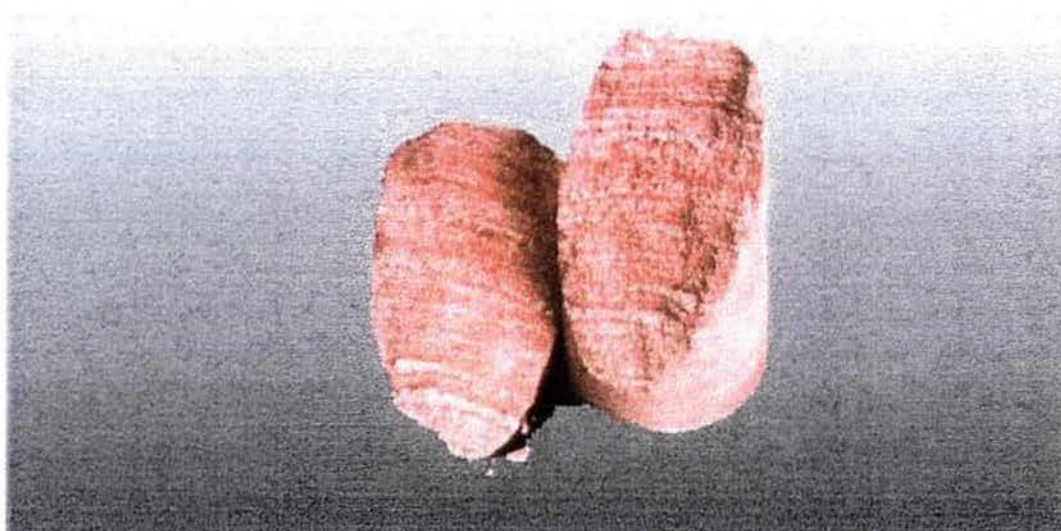


FIGURA 3. 23. Corpo de prova submetido à compressão uniaxial.

Deve-se observar que, na condição não saturada, as componentes sucção, cimentação e arranjo de grãos interagem simultaneamente influenciando a resistência à compressão uniaxial. Embora o material seja arenoso, a presença de uma matriz secundária argilosa confere características de um material coesivo, conforme discutido nas seções anteriores. Na condição saturada e não confinada, a disponibilidade de água permite a expansão da matriz secundária argilosa, o que resulta na completa desestruturação do material. Na condição de umidade natural, o material é estável, pois grandes blocos podem ser amostrados e transportados ao laboratório sem que haja qualquer dano perceptível à estrutura natural. Além disto, corpos de prova podem ser facilmente moldados no laboratório utilizando torno vertical e desbaste com fio de arame.

TABELA 3. 5 Resistência à compressão uniaxial

Resistência à compressão uniaxial (kPa)	Teor de umidade (%)	Grau de Saturação (%)
200	15.2	58
210	14.6	56
230	15.1	58
185	16.8	64
200	15.4	59

3.7 Curva Característica

É interessante observar que os baixos níveis de sucção medidos durante os ensaios de compressão uniaxial (da ordem de 40kPa) foram suficientes para preservar a estrutura natural e assim gerar resistências à compressão uniaxial da ordem de 200 kPa. A fim de auxiliar a interpretação dos resultados de ensaios de campo realizados nesta tese, foram realizadas medições de sucção tanto em campo como em laboratório. Determinou-se, também, a curva característica deste material, a qual expressa a relação entre a sucção e o conteúdo de água do solo, representado pelo teor de umidade ou pelo grau de saturação. A sucção pode ser matricial ou total (matricial + osmótica). Em muitos casos, a variação da sucção total em um solo deve-se à variação da sucção matricial (Fredlund & Rahardjo, 1993). Para um mesmo grau de saturação, os solos geralmente apresentam valores diferentes de sucção matricial dependendo da trajetória de umedecimento ou secagem um processo de secagem ou um processo de umedecimento, o que resulta em uma histerese na curva característica.

A curva característica de um solo pode ser obtida em laboratório utilizando diversas técnicas experimentais de medição da sucção. Algumas técnicas permitem a medição da sucção total, outras permitem a determinação da sucção matricial. Em um estágio inicial desta pesquisa, optou-se pela técnica do papel filtro para a determinação da sucção matricial do solo considerando as vantagens de baixo custo

e simplicidade. Estudos recentes (Marinho, 1994) demonstram que a técnica do papel filtro permite a determinação da curva característica com boa precisão, desde que tomados os devidos cuidados para a correta determinação do teor de umidade do papel. A sucção no solo é relacionada ao teor de umidade do papel filtro através da curva de calibração do papel filtro. A curva de calibração de um determinado papel filtro pode ser estabelecida pela medida do teor de umidade do papel filtro quando em equilíbrio com uma sucção conhecida. A curva de calibração para o papel Whatman no 42, empregado nesta tese, foi obtida por Fawcett & Collis-George (1967), citado por Marinho (1994).

Além da técnica do papel filtro, a curva característica do solo residual de arenito Botucatu foi determinada pela medida direta da sucção utilizando-se um mini-tensiômetro. O mini-tensiômetro empregado nesta tese foi descrito por Ridley & Burland (1995), e consiste de uma pedra porosa de alta pressão de entrada de ar (1500 kPa) adaptada a um câmara de pequeno volume onde situa-se um diafragma instrumentado com *strain gages*. O diafragma é solicitado pela variação de volume de água que ocorre na câmara adjacente. Em relação à técnica do papel filtro, a utilização do mini-tensiômetro do tipo Imperial College apresenta algumas vantagens: *i*) o instrumento permite obter uma medida direta da sucção, dispensando as correlações associadas à técnica do papel filtro, *ii*) a equalização entre a sucção do solo e o tensiômetro se dá em alguns minutos (na medição da sucção matricial), enquanto que a técnica do papel filtro requer 7 dias; *iii*) este sistema é mais versátil, pois permite obter medidas de sucção em campo ou durante a realização de ensaios de laboratório, desde que o equipamento seja adaptado para a instalação do mini-tensiômetro. Como principais desvantagens em relação à técnica do papel filtro, o mini-tensiômetro do tipo Imperial College apresenta *i*) um custo elevado e *ii*) a necessidade de desairamento do sistema antes da sua utilização. Ao longo do desenvolvimento desta tese, alguns resultados descritos serão associados à sucção medida, tanto em campo quanto em laboratório, pelas duas técnicas experimentais acima descritas.

Na FIGURA 3.24. é apresentada a curva característica obtida para o solo residual de arenito Botucatu empregando ambas as técnicas. As trajetórias de variação de umidade impostas ao solo incluem: 1) trajetórias de umedecimento impostas a corpos de prova secos ao ar; 2) trajetórias de secagem impostas a corpos de prova umedecidos por capilaridade e 3) trajetórias de umedecimento e secagem impostas em corpos de prova moldados na condição de umidade natural.

Os resultados obtidos indicam que o solo residual de arenito Botucatu apresenta pequena histerese entre as curvas de umedecimento e secagem. Os valores de sucção obtidos com a técnica do papel filtro apresentaram consistência em relação aos obtidos pela medição direta da sucção com o mini-

tensiômetro. Alguma histerese foi observada entre as curvas de umedecimento e secagem obtidas pela medição direta da sucção com o minitensiômetro, mas as diferenças são relativamente pequenas. Não foi possível identificar estas diferenças entre os procedimentos de umedecimento e secagem nos valores de sucção medidos com a técnica do papel filtro. Em campo, foi realizada uma medição de sucção utilizando o mini-tensiômetro, na mesma profundidade de retirada das amostras de laboratório (6m). A sucção de campo foi da ordem de 40kPa, correspondente a um teor de umidade em torno de 16%.

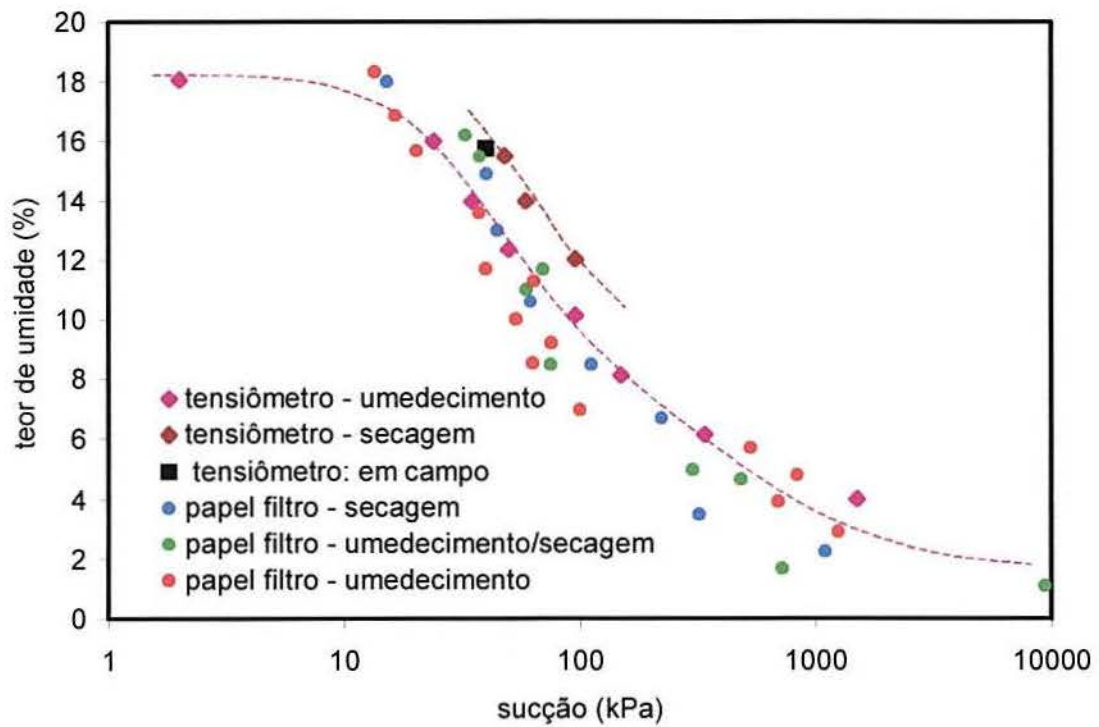


FIGURA 3. 24. Curva característica do solo residual de arenito Botucatu.

4 COMPRESSIBILIDADE

4.1 Introdução

Conforme revisado no Capítulo 2, o comportamento em compressão unidimensional constitui um dos mais importantes meios de evidenciar o caráter estruturado de solos naturais. Neste capítulo são apresentados resultados de ensaios de compressão unidimensional e isotrópica realizados no solo residual de arenito Botucatu do sítio da Vila Scharlau, todos na condição saturada (ou inundados).

Resultados de ensaios edométricos no solo residual de arenito Botucatu da Vila Scharlau foram apresentados por Martins (1994). Estes resultados são reproduzidos na FIGURA 4.1. Nesta figura o comportamento em compressão unidimensional de um corpo de prova indeformado, com $e_o = 0,73$, é comparado ao de um corpo de prova do mesmo solo reconstituído em um teor de umidade acima do LL, com $e_o = 0,91$. Como demonstra a figura, o corpo de prova indeformado apresenta-se inicialmente mais rígido que o corpo de prova reconstituído, mas, antes de alcançar a curva do solo reconstituído, o solo na condição indeformada apresenta uma plastificação. A partir destes resultados, a autora concluiu que não foi possível caracterizar a estrutura natural do solo BRS segundo o modelo proposto por Leroueil & Vaughan (1990). Estes ensaios foram também realizados sob inundação.

Partindo destes resultados, um dos primeiros trabalhos de investigação nesta tese consistiu em realizar uma série de ensaios edométricos no solo BRS reconstituído em diferentes e_o . O comportamento do solo indeformado foi então comparado ao do solo reconstituído no mesmo índice de vazios. No entanto, algumas singularidades no comportamento unidimensional do solo BRS reconstituído chamaram a atenção, especificamente no que se refere à localização da NCL. Uma investigação mais detalhada foi realizada, na qual contou-se com a cooperação do Professor Matthew Coop, da City University. Esta investigação justifica a revisão bibliográfica apresentada no Capítulo 2 sobre o comportamento intrínseco de solos e o efeito da presença de finos no comportamento em compressão de solos granulares.

Foram realizados diversos ensaios de compressão unidimensional em corpos de prova reconstituídos a partir de diferentes e_o e empregando-se diferentes métodos de moldagem. A realização destes ensaios teve por objetivo estimar a posição da NCL. Não se tendo alcançado este objetivo, levantou-se a hipótese de que as dificuldades estariam associadas à granulometria do material. Em decorrência disto, foi realizada uma série complementar de ensaios em um solo artificialmente preparado

em laboratório, com características granulométricas similares às do solo residual de arenito Botucatu. Uma discussão destes resultados é apresentada também neste capítulo.

O comportamento em compressão do solo BRS na sua condição indeformada foi investigado a partir de resultados de ensaios de compressão unidimensional, realizados no equipamento edométrico e no equipamento triaxial (trajetória de deformação radial nula - K_0), e de ensaios de compressão isotrópica. Os resultados de compressão unidimensional obtidos na condição indeformada, tanto no equipamento edométrico quanto no equipamento triaxial são comparados aos obtidos em amostras reconstituídas. Alguns aspectos interessantes do comportamento deste material são evidenciados nos ensaios de compressão isotrópica.

Uma proposta de normalização dos resultados de ensaios de compressão unidimensional é apresentada. Os resultados dos ensaios realizados nos solos indeformados, reconstituído e artificialmente cimentado são interpretados com base nesta proposta de normalização.

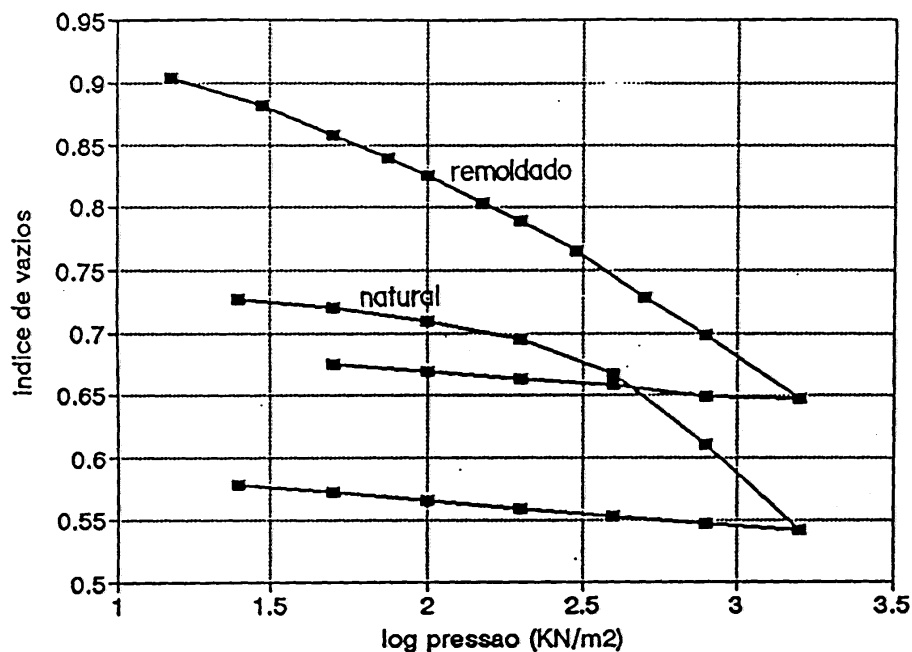


FIGURA 4. 1 Resultados de ensaios edométricos no solo BRS na condição indeformada e reconstituído com $e_o = 0,91$ (Martins, 1994)

4.2 Ensaio unidimensionais em amostras reconstituídas

Ensaio de compressão unidimensional foram realizados em amostras reconstituídas do solo residual de arenito Botucatu (BRS) com o objetivo de estabelecer um comportamento de referência que permitisse qualificar o caráter estruturado do solo indeformado. Foram, também, realizados ensaios de compressão unidimensional em corpos de prova preparados a partir de uma mistura de areia e caulinita com características granulométricas similares às do solo BRS.

4.2.1 Métodos de preparação dos corpos de prova

Foram realizados ensaios edométricos e triaxial seguindo a trajetória de deformação radial nula (do tipo K_o) a partir de diferentes e_o no solo reconstituído. Para os ensaios edométricos, dois diferentes métodos de preparação dos corpos de prova foram empregados: (a) moldagem com teor de umidade acima do limite de liquidez e (b) moldagem com solo seco ao ar. Nestes ensaios foram utilizadas prensas edométricas de marca *Wykeham Farrance*, tanto de carregamento frontal (modelo 24250) quanto de carregamento posterior (modelo 24000). Para o ensaio triaxial K_o , o corpo de prova foi moldado na condição de umidade natural. Neste ensaio foi utilizado um equipamento triaxial servo-controlado desenvolvido por Martins (1994) e modificado nesta tese, como descrito em detalhe no ANEXO 1.

(a) Ensaio edométrico - moldagem com teor de umidade acima do limite de liquidez

Uma série de ensaios edométricos foi realizada no solo BRS reconstituído acima do limite de liquidez. Primeiramente o solo foi seco ao ar e desestruturado manualmente. Para preparar o corpos de prova, a água era adicionada ao solo e misturada até se obter uma pasta homogênea. Não houve segregação de partículas durante este procedimento. Diferentes índices de vazios iniciais foram obtidos mediante o controle das quantidades de água adicionadas à pasta. Com o auxílio de uma espátula, o solo era então colocado diretamente nos anéis metálicos (diâmetro = 50 mm, altura = 20 mm) do equipamento edométrico, sendo a superfície rasada com uma régua. A TABELA 4.1 apresenta os índices de vazios e os teores de umidade iniciais dos corpos de prova ensaiados.

(b) Ensaio edométrico - moldagem com solo seco ao ar

A segunda série de ensaios edométricos no solo BRS foi realizada em corpos de prova moldados na condição seca ao ar (teor de umidade inicial $\approx 0.3\%$). O solo foi também desestruturado manualmente até passar completamente pela peneira #40 (abertura 0,42mm). Os corpos de prova foram então moldados em diferentes índices de vazios iniciais segundo os procedimentos de pluviação ao ar e

compactação descritos a seguir. Os mesmos procedimentos foram usados para preparar os corpos de prova da mistura areia-caulinita (SK).

Na preparação dos corpos de prova com maiores índices de vazios, foram utilizados dois anéis edométricos sobrepostos e separados por uma folha de papel. Os anéis foram colocados sobre a pedra porosa do consolidômetro. O solo desestruturado foi cuidadosamente colocado no anel superior, de modo a obter um estado fofo. A folha de papel foi então retirada com um movimento rápido fazendo o solo cair no anel inferior. O objetivo deste procedimento foi obter os índices de vazios mais altos possíveis. A superfície do corpo de prova era cuidadosamente nivelada com uma régua. O conjunto era colocado no equipamento edométrico, com o cuidado de evitar qualquer impacto ou vibração. Após a montagem do conjunto, uma tensão vertical de 12,5 kPa era aplicada e as deformações monitoradas. Somente após a estabilização das deformações o material foi inundado.

Para a moldagem dos corpos de prova com índices de vazios intermediários, dois anéis metálicos eram sobrepostos e parcialmente preenchidos com o solo desestruturado até a metade da altura do anel superior. Um cilindro metálico com diâmetro externo de aproximadamente 50mm e pesando aproximadamente 2 kg era colocado sobre a superfície do solo e três pequenos golpes eram aplicados na superfície lateral do anel causando vibração e conseqüente densificação do solo. Removido o anel superior, a superfície do corpo de prova era cuidadosamente nivelada com uma régua. A montagem do ensaio era idêntica à descrita para os corpos de prova de maior índice de vazios.

Para a moldagem dos corpos de prova mais densos adotou-se um procedimento semelhante ao descrito para os corpos de prova com índice de vazios intermediário, porém com compactação em três camadas. Para cada camada eram aplicados cinco golpes vigorosos com um martelo sobre o cilindro metálico.

Para verificar a consistência dos cálculos, os índices de vazios iniciais foram calculados de três maneiras diferentes para todos os corpos de prova preparados com o solo seco ao ar. O índice de vazios inicial foi calculado (*i*) a partir das dimensões iniciais, do peso inicial do corpo de prova e do teor de umidade inicial, (*ii*) a partir das dimensões finais, do peso inicial, do teor de umidade inicial e da variação de altura do corpo de prova durante o ensaio, e (*iii*) a partir do teor de umidade final (supondo $S_r=100\%$) e da variação da altura do corpo de prova. Estas diferentes maneiras de calcular o índice de vazios inicial mostraram boa concordância, com exceção dos corpos de prova mais fofos, em que as dimensões iniciais eram muito sensíveis ao manuseio. Neste caso, quando as discrepâncias apresentaram um valor significativo, o índice de vazios inicial calculado pelo método (*i*) foi negligenciado, assumindo-se a média dos índices de vazios calculados pelos métodos (*ii*) e (*iii*).

(c) Ensaio triaxial sob trajetória de deformação radial nula (K_0)

A moldagem do corpo de prova utilizado neste ensaio foi feita por compactação do solo no teor de umidade natural. O corpo de prova foi moldado com $e_o = 0,68$, semelhante ao índice de vazios do solo indeformado. O solo foi compactado em cinco camadas em um molde metálico bipartido, tendo sido empregado um soquete de mesmo diâmetro que o molde metálico. Para atingir a altura de solo correspondente a cada camada, foi suficiente a aplicação de uma leve pressão manual no soquete sobre o solo. Após a moldagem, o molde foi cuidadosamente retirado e o corpo de prova foi levado à câmara triaxial. Uma pressão confinante de 20 kPa foi aplicada durante a fase de saturação, que se deu pela percolação de água deairada durante o período noturno. Após a etapa de percolação, a pressão confinante e a poro pressão foram simultaneamente aumentadas em pequenos estágios até os valores de 120 kPa e 100 kPa, respectivamente. A tensão efetiva de 20 kPa foi mantida constante durante um período de 24 horas, antes do ensaio. O corpo de prova foi instrumentado com medidores locais de deformação axial e radial. O parâmetro B não foi determinado e a variação volumétrica foi estimada a partir da medição local de deformações axiais e radiais.

4.2.2 Resultados experimentais

Os ensaios edométricos foram realizados na condição inundada, com incrementos de tensão vertical aplicados em intervalos de 2 horas. Este intervalo de tempo foi estabelecido a partir de verificação experimental, sendo suficiente para que as deformações verticais estabilizassem. Os incrementos de tensão vertical foram aplicados a partir de uma tensão vertical inicial de 12,5 kPa até o máximo de 3200 kPa.

Na FIGURA 4.2(a) são apresentados os resultados dos ensaios edométricos realizados com o solo BRS, para os corpos de prova reconstituídos em uma condição de umidade acima do limite de liquidez. Na FIGURA 4.2(b) são apresentados os resultados correspondentes aos corpos de prova moldados na condição “seca ao ar”. É interessante notar que nos dois conjuntos de resultados as diferentes curvas de compressão não parecem convergir no intervalo de tensões efetivas investigado. Os corpos de prova moldados na condição de teor de umidade acima do limite de liquidez (FIGURA 4.2(a)) apresentam curvas essencialmente paralelas, independentemente do e_o . Para a condição de moldagem seca ao ar (FIGURA 4.2(b)), o corpo de prova mais denso é inicialmente mais rígido, mas, para tensões verticais próximas a 100 kPa sua compressibilidade começa a aumentar. A partir de cerca de 200-300 kPa, a curva tende a tornar-se paralela às demais. Os corpos de prova moldados na condição “seca ao ar” apresentam um colapso na tensão vertical de 12,5 kPa devido à inundação. A magnitude do colapso

reduz com o e_o e é insignificante para o corpo de prova mais denso. Em todos os corpos de prova ensaiados, nota-se que o comportamento no descarregamento é significativamente mais rígido que no carregamento.

TABELA 4. 1 Condições iniciais dos corpos de prova

Ensaio	condição de moldagem	e_o	$\omega_b(\%)$	amostra
Edométrico	seca ao ar	1,17	0,3	BRS
	seca ao ar	0,92	0,3	BRS
	seca ao ar	0,66	0,3	BRS
	em $\omega_b > LL$	0,92	34,4	BRS
	em $\omega_b > LL$	0,83	30,7	BRS
	em $\omega_b > LL$	0,75	28,1	BRS
	em $\omega_b > LL$	0,66	24,7	BRS
	seca ao ar	0,45	0,5	SK
	seca ao ar	0,78	0,5	SK
	seca ao ar	1,44	0,5	SK
K_o triaxial	indeformado	0,68	14,5	BRS

A FIGURA 4.3 mostra alguns destes resultados plotados juntamente. Observa-se que a inclinação das curvas de compressão é similar para os diferentes índices de vazios iniciais e métodos de preparação utilizados. O corpo de prova mais denso, moldado na condição seca ao ar, apresentou uma compressibilidade inicial próxima à observada no descarregamento. Para os demais corpos de prova, a declividade da curva de expansão é da ordem de 1/10 da declividade da curva de primeiro carregamento. Normalmente, areias mostram pouca diferença entre as declividades das curvas de primeiro carregamento e as declividades das curvas de descarregamento, se o solo estiver à esquerda da NCL.

O resultado do ensaio triaxial seguindo a trajetória de deformação radial nula realizado com o BRS reconstituído é apresentado na FIGURA 4.4, plotado no plano $v: \log \sigma'_v$, onde v é o volume específico. Isto permite a comparação com os resultados de ensaios edométricos, também apresentados nesta figura. A compressibilidade do solo submetido à trajetória de deformação radial nula no equipamento triaxial é muito semelhante à dos ensaios edométricos realizados a partir do mesmo e_o . O coeficiente K_o obtido a partir da trajetória de tensões no ensaio triaxial é constante e igual a 0,516. A partir deste valor, as tensões radiais puderam ser estimadas para os ensaios edométricos, e, a partir destas, o valor da tensão efetiva média p' pode ser calculado. No plano $v: \ln p'$, a declividade da curva de compressão λ foi determinada, sendo igual a 0,0626, e a declividade da curva de expansão κ foi de 0,0062. É importante notar que este valor de λ representa a declividade de uma família de curvas de compressão, não podendo, portanto, ser associado à NCL. Por este motivo, a utilização do símbolo λ não é apropriada.

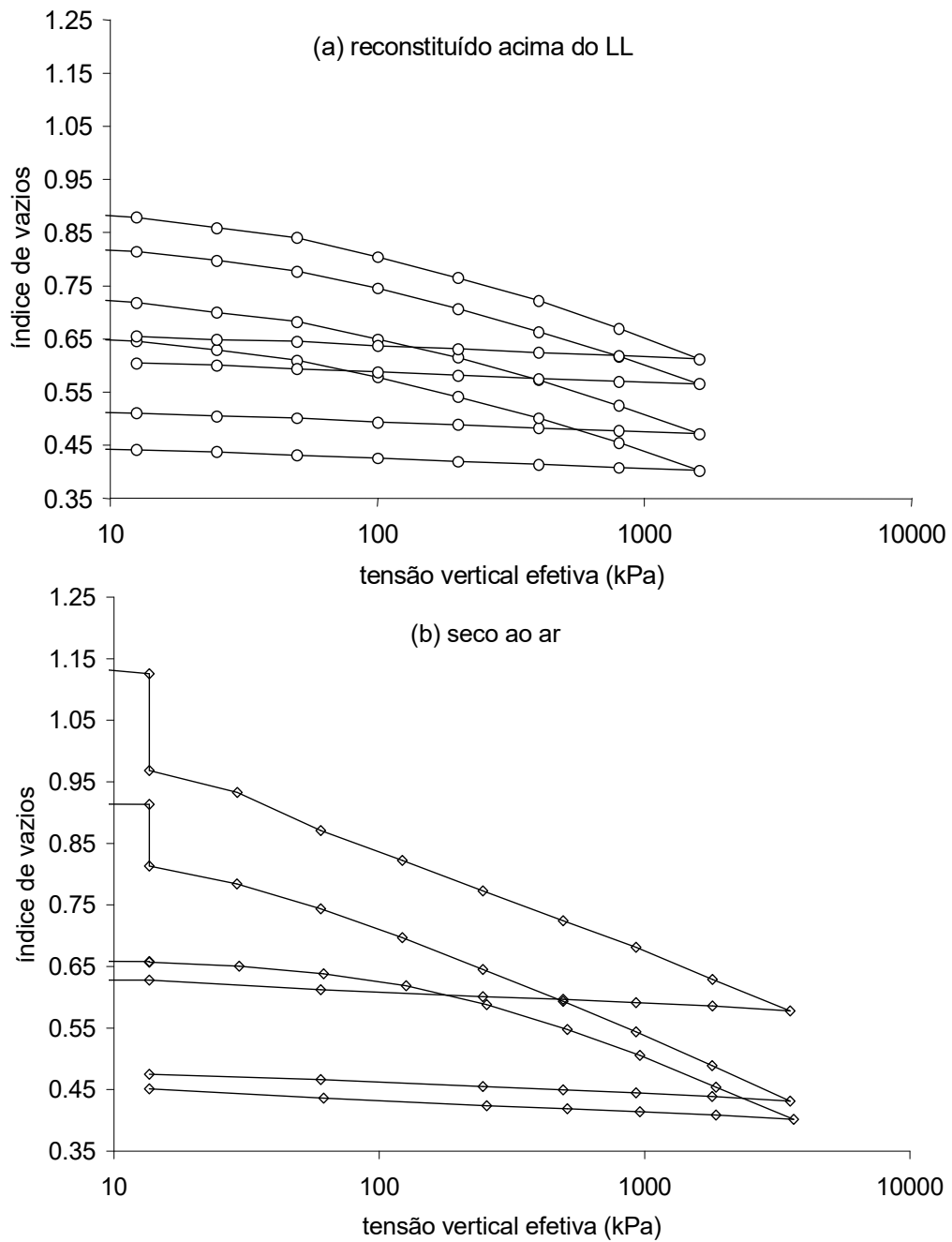


FIGURA 4. 2. Compressão unidimensional do solo BRS reconstituído (a) acima do LL (b) na condição seco ao ar.

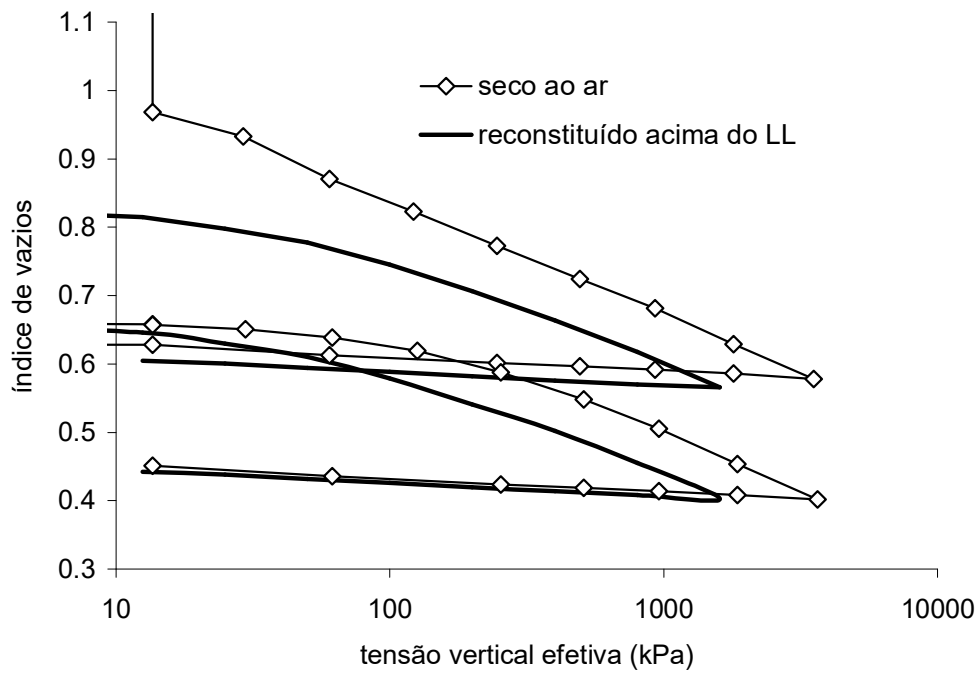


FIGURA 4. 3. Comparação entre os resultados de ensaios edométricos no solo BRS reconstituído sob diferentes condições de moldagem.

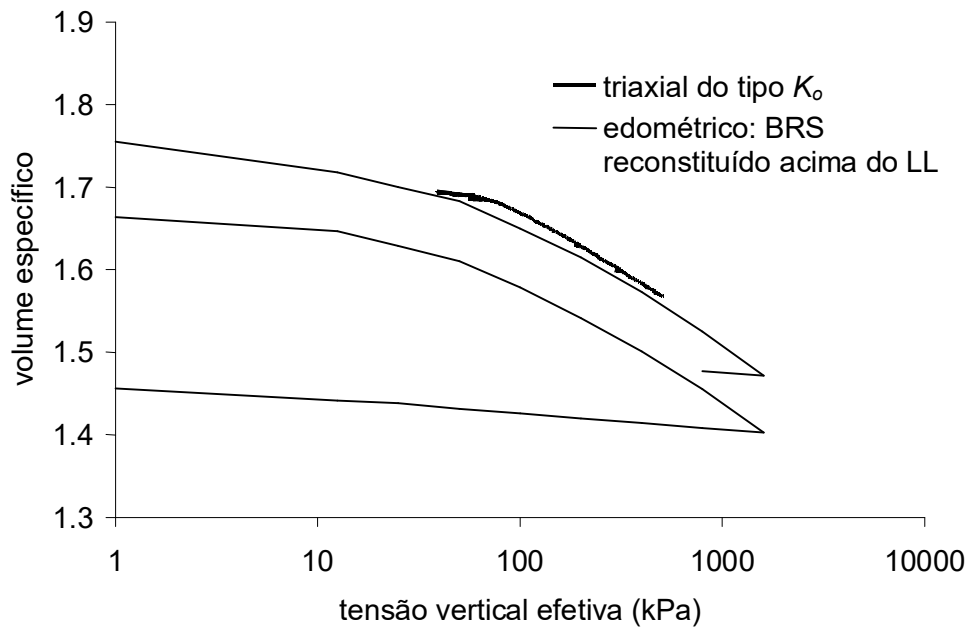


FIGURA 4. 4. Resultados de ensaios edométricos e triaxial do tipo K_0 no solo BRS reconstituído

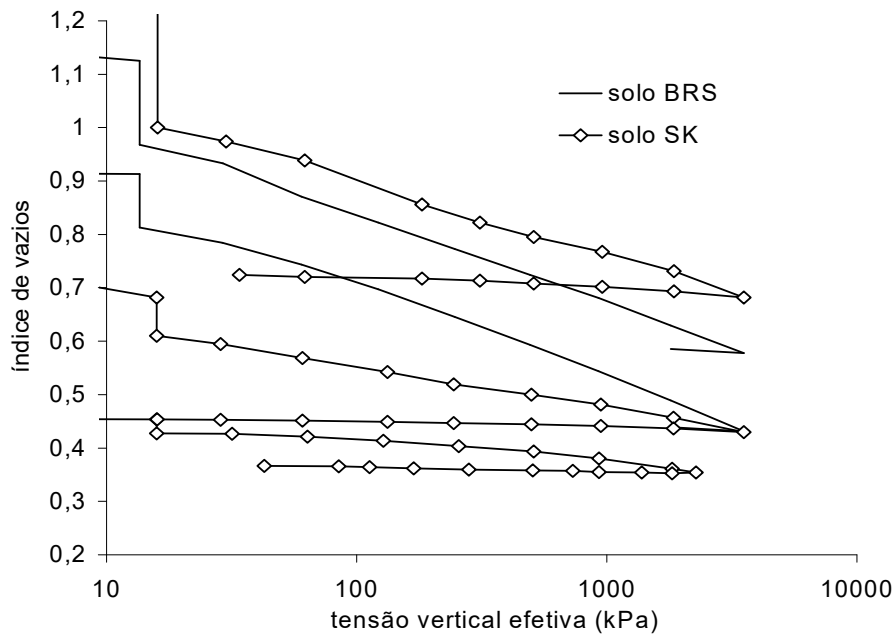


FIGURA 4. 5. Comparação entre os resultados de ensaios edométricos dos solos BRS e SK

O comportamento de não-convergência das curvas de compressão unidimensionais e a grande diferença mostrada entre o gradiente das curvas do primeiro carregamento e o gradiente das curvas de descarregamento motivou a realização de uma outra série de ensaios, agora em um solo artificial preparado a partir da mistura de areia e caulinita. O objetivo era testar a hipótese de que o comportamento observado se devia à granulometria específica e à plasticidade dos finos do solo residual de arenito Botucatu. Os resultados dos ensaios de compressão unidimensional sobre a mistura de areia e caulinita (SK) são mostrados na FIGURA 4.5, juntamente com os resultados obtidos para o solo BRS na condição reconstituída. Como para os corpos de prova do solo BRS preparados na condição seca ao ar, também no solo SK ocorreram colapsos na inundação, com magnitudes dependentes do e_0 . A compressibilidade do solo SK é menor que a do solo BRS, mas as curvas de compressão novamente não convergem, mesmo quando o solo é carregado além do intervalo de tensões verticais usuais em obras de engenharia. Como para o solo BRS, para elevados e_0 a compressibilidade no primeiro carregamento é significativamente maior que no descarregamento.

A FIGURA 4.6 mostra uma tentativa de extrapolação destas duas séries de curvas de compressão unidimensional a maiores níveis de tensão vertical efetiva. Para a mistura areia-caulinita (SK), nota-se uma leve tendência de convergência das curvas de compressão. É interessante notar que, se a curva de compressão do corpo de prova mais fofo do solo SK fosse suposta representativa de uma NCL, a convergência das outras curvas de compressão com ela aparentemente ocorreria somente para níveis de tensão vertical efetiva extremamente altos e para índices de vazios próximos de zero ($v=1$). A

extrapolação das curvas de compressão do solo BRS não mostra qualquer tendência de convergência. É provável que nenhuma destas curvas seja representativa da NCL.

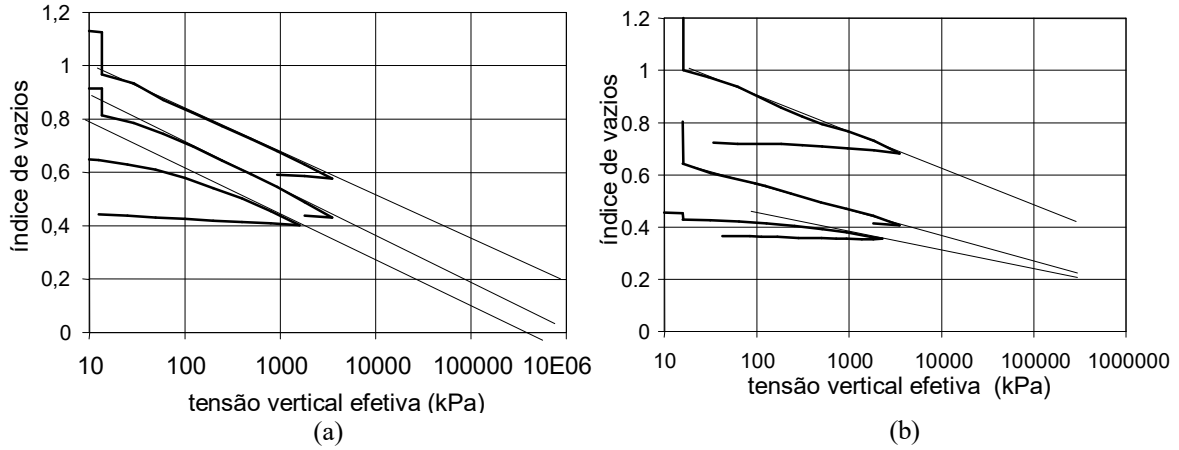


FIGURA 4. 6. Extrapolação das curvas de compressão unidimensional (a) para o solo BRS e (b) para o solo SK.

4.2.3 Discussão dos resultados

Há importantes diferenças entre os resultados experimentais encontrados na literatura e os mostrados nesta seção. A TABELA 4.2 compara parâmetros de compressibilidade derivados do solo BRS com outros quatro solos arenosos. Estes quatro solos incluem dois solos residuais de granito, uma areia carbonatada e uma areia quartzosa. Para materiais granulares com finos, como os solos graníticos investigados por Coop & Lee (1993) e Santucci *et al.* (1998), o gradiente das curvas de compressão no primeiro carregamento (λ) e no descarregamento (κ) são similares àqueles obtidos para o solo BRS reconstituído. Os valores de λ para todos estes solos são muito menores que os observados para outras areias mal graduadas. Note que os valores de λ se referem à declividade da NCL

TABELA 4. 2. Comparação entre arenito Botucatu e outros solos

Solo	N	λ	κ	λ/κ
Dogs Bay sand ⁽¹⁾	4,8	0,335	0,0075	44,7
Chattahoochee River Sand ⁽²⁾	3,25	0,175		
Ham River Sand ⁽³⁾	3,17	0,16	0,014	11,4
Solo residual de Granito ⁽⁴⁾		0,065	0,0065	10
Solo residual de Granito ⁽⁵⁾	2.15	0,087	0,005	17,4
Arenito Botucatu		0,0626	0,006	10

Fonte: ⁽¹⁾ Coop (1990); ⁽²⁾ Vesic & Clough (1968); ⁽³⁾ Jovicic & Coop (1997);
⁽⁴⁾ Santucci *et al* (1998); ⁽⁵⁾ Coop & Lee (1993)

A FIGURA 4.7(a) mostra as curvas granulométricas do solo BRS e do solo residual de granito estudado por Santucci *et al.* (1998). As granulometrias são similares, mas, enquanto o solo residual de granito apresenta uma curva bem graduada, a curva granulométrica do solo BRS mostra uma falha na fração silte. A FIGURA 4.7(b) compara a granulometria da fase granular do solo BRS com os solos arenosos testados por Coop & Lee (1993). Tanto o solo BRS como a areia Ham River são compostos, principalmente, por grãos de quartzo subarredondados.

Na FIGURA 4.8 são apresentados resultados de ensaios de compressão isotrópica obtidos para os três solos estudados por Coop & Lee (1993). Para os três solos nota-se que a declividade inicial da curva de compressão no primeiro carregamento (antes dos solos alcançarem a NCL) é similar à declividade no descarregamento. As compressibilidades aumentam quando os solos se aproximam da NCL, onde uma plastificação gradual ocorre. Esta plastificação gradual é somente observada no primeiro carregamento e é explicada pelo fato de que o início da quebra de partículas não é bem definido. Um ciclo de descarregamento - recarregamento define um ponto de plastificação mais nítido, já que a quebra de partículas somente reinicia para níveis de tensão efetivas superiores aos anteriormente aplicados.

Os resultados dos ensaios de compressão unidimensional para o solo BRS reconstituído são superpostos na FIGURA 4.8. O valor da tensão média efetiva foi estimado a partir do valor de K_o de 0,516 (ensaio triaxial do tipo K_o). Para o solo BRS, os gradientes das curvas de primeiro carregamento e descarregamento apenas são comparáveis para o caso do corpo de prova mais denso e para níveis de tensão inferiores à 100 kPa. Exceto neste caso, a compressibilidade no primeiro carregamento é muito superior à observada no descarregamento, mas é ainda menor que a compressibilidade da NCL das areias limpas. A compressibilidade do solo BRS no primeiro carregamento é semelhante à da NCL do granito decomposto (FIGURA 4.8(c)), e no descarregamento, as compressibilidades destes dois solos são também comparáveis. Todavia, as curvas de compressão do granito decomposto convergem para uma única NCL a níveis de tensão efetiva modestos, enquanto que as curvas do solo BRS, não.

A FIGURA 4.8(b) mostra os resultados dos ensaios de compressão realizados com a areia Ham River e o solo BRS. Embora os índices de vazios iniciais dos corpos de prova sejam similares, a compressibilidade do solo BRS é muito maior que a compressibilidade inicial da areia Ham River. Coop & Cuccovillo (1998) mostram que a localização das curvas NCL e CSL (linha do estado crítico) para a maioria das areias quartzosas é similar. Se a posição da NCL da areia Ham River mostrada na FIGURA 4.8(b) fosse suposta representativa da NCL da fase granular do solo BRS, a qual é composta por grãos de quartzo, o solo BRS somente alcançaria a NCL a níveis de tensão efetiva extremamente elevados, e

para um volume específico muito baixo. Além disto, para o corpo de prova mais denso, qualquer convergência se daria em uma região onde tanto a curva de compressão do primeiro carregamento quanto a NCL curvariam para a horizontal, tendo em vista que estas curvas se tornam assintóticas à linha de índice de vazios igual à zero. Neste caso, o conceito de NCL perde seu significado. Os valores de λ e κ obtidos para o solo BRS são bastante diferentes dos obtidos para a areia Ham River, mas a razão λ/κ é comparável (ver TABELA 4.2). Todavia, é necessário lembrar que, para o solo BRS, o valor de λ assumido pode não ser representativo de uma NCL.

Os resultados de ensaios de compressão para o solo residual estudado por Santucci *et al.* (1998) são sumarizados na FIGURA 4.9. Os autores sugerem que diferentes curvas de compressão poderiam existir dependendo do índice de vazios inicial e do método de preparação dos corpos de prova. Dois métodos de preparação de amostras foram adotados: compactação dinâmica e reconsolidação do solo reconstituído para $\omega \geq LL$. Ensaios de compressão unidimensional foram realizados em um equipamento triaxial e em um equipamento edométrico de alta pressão. O corpo de prova mais fofo define uma curva de compressão linear na escala logarítmica até tensões de 40 MPa. Embora esta curva deva ser representativa de uma NCL, sua exata posição não é clara, já que a curva de compressão definida no ensaio triaxial pelo corpo de prova mais fofo apresenta o mesmo gradiente, mas situa-se em uma posição diferente. Para os corpos de prova compactados, um comportamento consideravelmente mais rígido é observado até o solo alcançar a NCL definida pelo corpo de prova mais fofo, onde um ponto bem definido de plastificação ocorre, confirmando que o método de preparação apenas afeta a compressibilidade e não a localização da NCL.

Examinando os resultados dos ensaios realizados com o solo BRS (FIGURA 4.2), o corpo de prova mais denso mostra um aumento de compressibilidade para níveis de tensão vertical efetiva muito inferiores aos que seriam esperados e não há convergência das curvas de compressão para níveis de tensão maiores. Isto contrasta fortemente com o comportamento do solo de granito decomposto testado por Santucci *et al.* (1998). A apresentação destas comparações foi feita por Martins *et al.* (2001).

O estudo até aqui realizado com o solo BRS reconstituído não permitiu, portanto, caracterizar a NCL deste solo. Alguns aspectos deste comportamento sugerem não ser possível definir este conceito para o solo BRS.

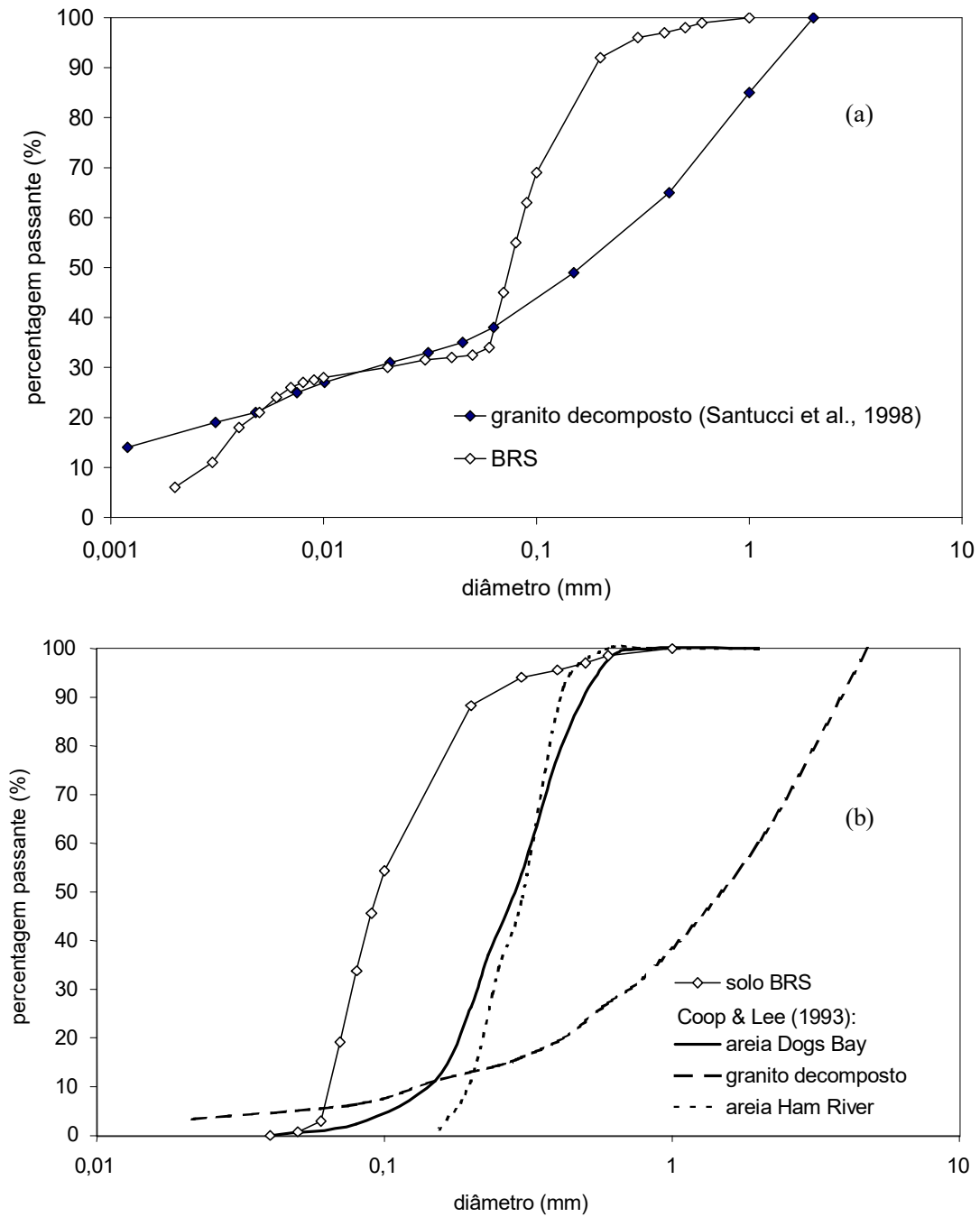


FIGURA 4. 7. Comparação entre (a) as curvas granulométricas do solo BRS e do solo residual de granito estudado por Santucci *et al.*(1998) e (b) fase granular do solo BRS e dos solos estudados por Coop & Lee (1993)

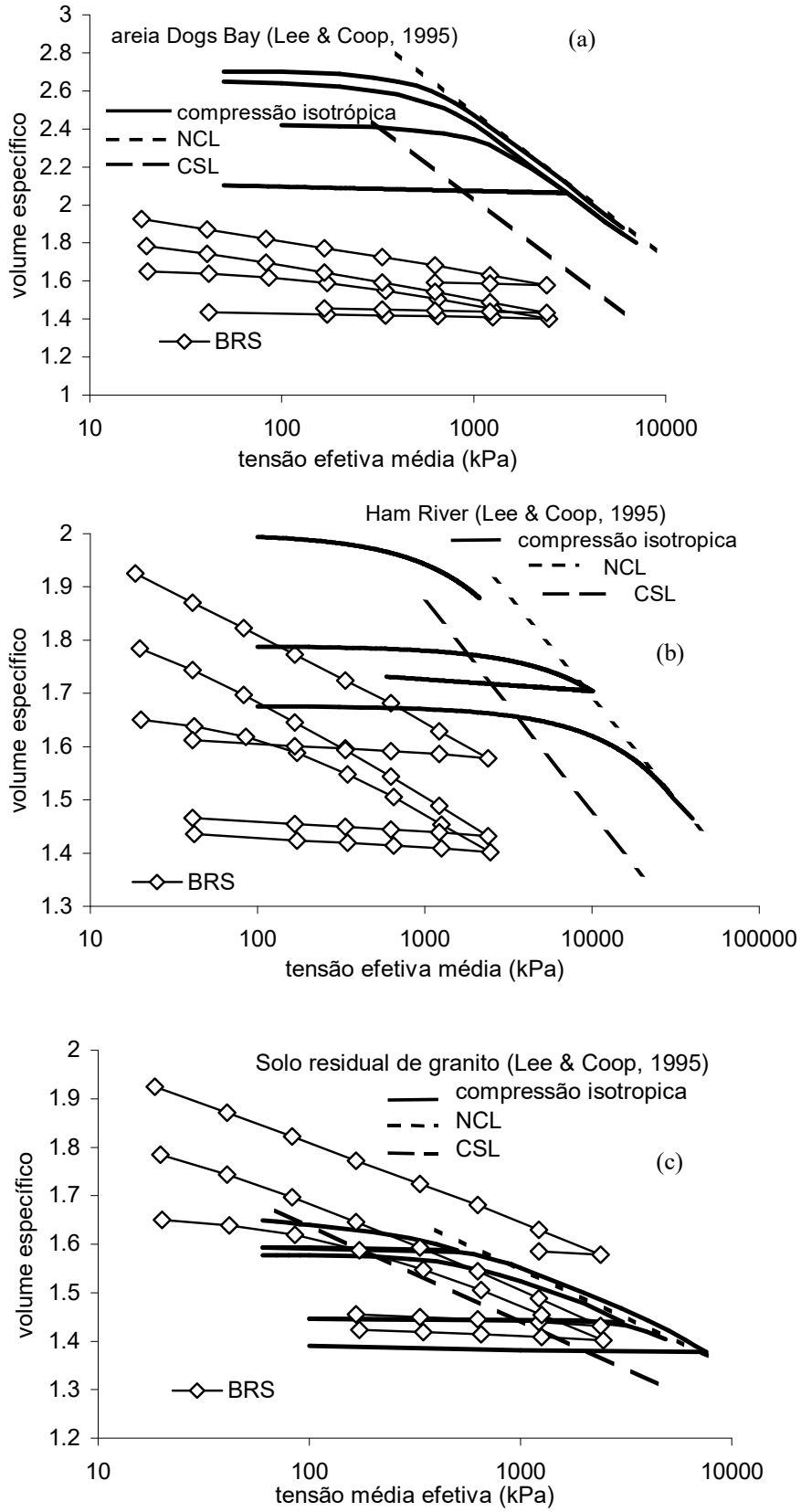


FIGURA 4. 8. Comparação dos resultados obtidos no solo BRS com outros materiais estudados por Coop & Lee (1993): (a) areia Dogs Bay, (b) areia Ham River e (c) granito decomposto.

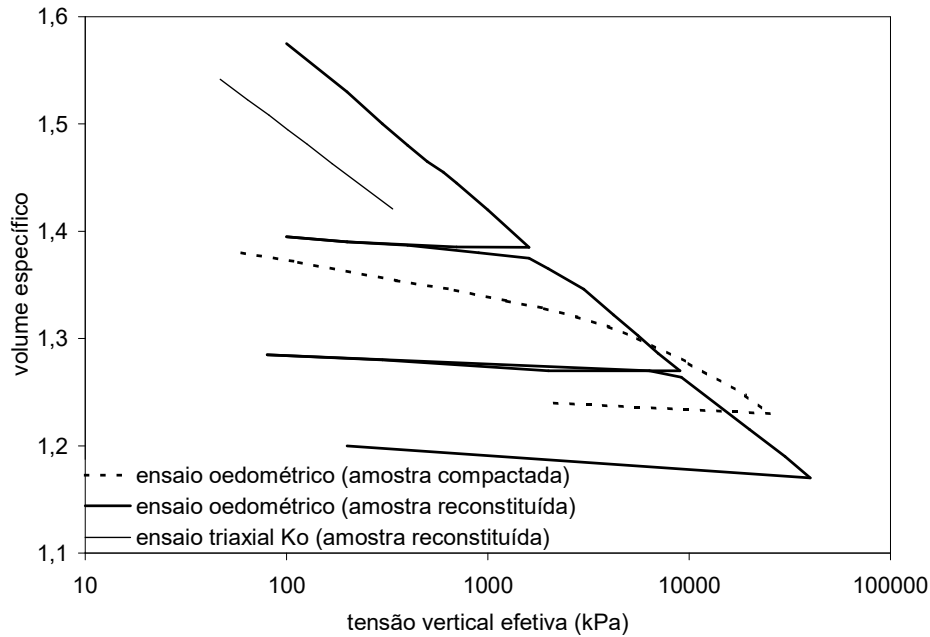


FIGURA 4. 9. Resultados de ensaios edométricos e triaxial K_0 em um granito decomposto (adaptados de Santucci *et al.*,1998).

4.3 Ensaios de compressão unidimensional e isotrópica em amostras naturais

A FIGURA 4.10 compara resultados de ensaios edométricos em corpos de prova reconstituídos e indeformado do solo residual de arenito Botucatu. Os resultados são similares aos obtidos por Martins (1994), mas, agora se apresentam resultados de um corpo de prova reconstituído em um e_0 similar ao do solo indeformado ($e_0 \approx 0,73$). Estes resultados permitem evidenciar que, embora não seja possível ao solo indeformado ultrapassar a curva definida pelo solo BRS reconstituído em um teor de umidade acima do LL, como preconizado por Leroueil & Vaughan (1990), o solo indeformado apresenta um comportamento mais rígido até tensões verticais efetivas (σ'_v) próximas a 400 kPa, a partir da qual a compressibilidade do solo indeformado aumenta significativamente. O solo reconstituído, por sua vez, apresenta uma compressibilidade inicialmente maior que a do solo indeformado, mas menor variação da compressibilidade dentro do intervalo de σ'_v investigado.

Uma hipótese que poderia justificar o comportamento unidimensional do solo indeformado BRS é a de que este material seja sobreadensado. No entanto, um solo sobreadensado apresenta, ao ser recarregado além da tensão máxima de sobreadensamento, uma compressibilidade similar à do mesmo material normalmente adensado. Já um solo estruturado pode apresentar, após a plastificação da estrutura, uma compressibilidade superior à do primeiro carregamento do mesmo solo reconstituído, o que resulta na convergência da curva do solo indeformado para o solo reconstituído. A linha tracejada na

FIGURA 4.10 mostra que após a plastificação, a compressibilidade do solo BRS indeformado é ainda superior à do solo reconstituído, o que é uma evidência do caráter estruturado deste solo.

Como discutido na seção 2.5.5, outros autores, como Cuccovillo & Coop (1999) e Aversa *et al.* (1993), verificaram que alguns materiais estruturados podem apresentar um padrão de comportamento que difere do proposto por Leroueil & Vaughan (1990) em função da porosidade e grau de cimentação. Em solos *fracamente* estruturados, nos quais a densidade é mais importante do que a cimentação entre partículas (ver FIGURA 2.28), a plastificação da estrutura ocorre para níveis de tensão inferiores aos correspondentes à NCL. No entanto, também para a utilização desta classificação é necessário definir a NCL. Embora se desconheça a NCL do solo BRS, na condição indeformada este material apresenta uma plastificação da estrutura a qual ocorre, seguramente, antes do solo alcançar a NCL, caso seja possível definir alguma NCL para este material. Isto permite qualificar o solo BRS indeformado como um material *fracamente* estruturado, segundo o critério estabelecido por Cuccovillo & Coop (1999).

Outra evidência do caráter estruturado do solo BRS indeformado é identificada na comparação entre resultados de ensaios triaxiais no solo BRS indeformado e reconstituído em $e_o = 0,68$, seguindo a trajetória de deformação radial nula (trajetória do tipo K_o). Esta comparação é apresentada na FIGURA 4.11. Para o solo indeformado, os resultados foram apresentados por Martins (1994). O ensaio do tipo K_o no solo reconstituído foi realizado utilizando um equipamento triaxial servo controlado desenvolvido por Martins (1994) e aperfeiçoado nesta tese (ANEXO 1). Para a condução da trajetória de deformação radial nula, foi estabelecida uma leitura de referência do transdutor de deformação radial. A partir de um incremento de tensão desvio (de aproximadamente 1kPa), a tensão radial era, então, corrigida de forma a manter constante a leitura de referência, com uma tolerância de $\pm 0,1$ micron. Um transdutor de deformações radiais foi especialmente desenvolvido para este ensaio, visando a maximização da resolução. Este transdutor apresentou uma resolução superior à ± 5 bits, equivalente a $\pm 0,03$ microns.

Martins (1994) realizou dois ensaios triaxiais seguindo a trajetória de deformação radial nula no solo indeformado, partindo de níveis de tensão confinante efetiva de 30 e 50 kPa. Observou-se que as duas amostras naturais descreveram trajetórias de tensão do tipo K_o surpreendentemente coincidentes. Um destes ensaios é mostrado na FIGURA 4.11. Um outro aspecto interessante é que em ambas amostras, o controle do ensaio foi perdido na região onde a linha é tracejada, o que foi atribuído a um possível colapso estrutural, havendo dificuldades para que o sistema restabelecesse a leitura de referência. Uma nova referência foi estabelecida em determinado ponto do ensaio, a partir do que as amostras passaram a descrever o restante de trajetória mostrado na figura.

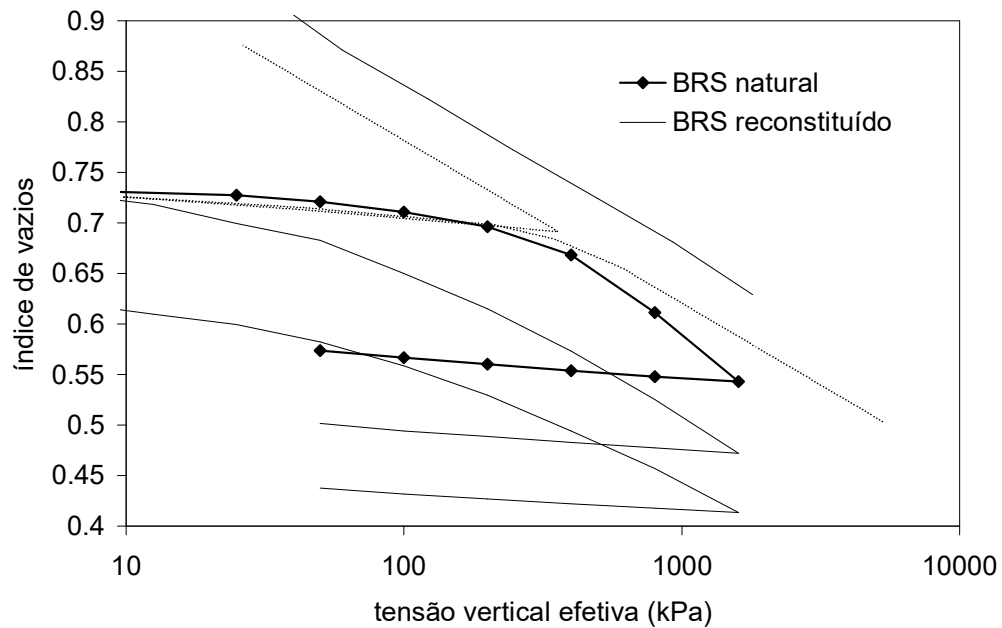


FIGURA 4. 10 Compressão unidimensional do solo residual de arenito Botucatu nas condições indeformada e reconstituída, visualizada (a) em escala logarítmica, (b) em escada natural de σ'_v

Na FIGURA 4.11 são evidenciadas significativas diferenças entre os solos na condição indeformada e na condição reconstituída. A trajetória de deformação radial nula do solo reconstituído descreve uma linha reta, enquanto que a mesma trajetória de tensões no solo indeformado segue inicialmente uma direção aproximadamente vertical, que curva fortemente para a direita e, para maiores níveis de tensão, converge para a trajetória descrita pelo solo reconstituído. A trajetória de deformação radial nula descrita pelo solo indeformado é característica de solos estruturados. Este aspecto do comportamento foi observado por outros autores, como discutido na SEÇÃO 2.5.5, sendo descrito pelo modelo de comportamento proposto por Leroueil & Vaughan (1990). Na FIGURA 2.30 é mostrado um resultado similar obtido por Kavvasdas *et al.* (1993b) em um lignito.

Conhecida a trajetória de deformação radial nula descrita pelo solo indeformado, é possível estimar a tensão horizontal correspondente a um determinado nível de tensão vertical aplicado no equipamento edométrico. É de particular interesse comparar os resultados triaxiais e edométricos para o nível de tensão de plastificação da estrutura identificado nos ensaios edométricos. Foi estabelecida, para fins de comparação, a tensão de plastificação da estrutura $\sigma'_y = 240$ kPa, obtida a partir do prolongamento dos trechos da curva do ensaio edométrico no solo indeformado, como mostrado na FIGURA 4.12. Ao adotar este valor, deve-se considerar que o procedimento incremental de carga aplicado no ensaio edométrico dificulta uma maior resolução na determinação do ponto de plastificação. Por outro lado, o processo de desestruturação é compreendido como um processo gradual, e não puntual. De qualquer modo, este ponto representa uma região onde se observa uma mudança de

compressibilidade no solo indeformado. Plotado sobre os resultados obtidos no equipamento triaxial, nota-se que este ponto se situa bastante próximo ao ponto em que ocorreu a perda de controle do ensaio K_o , que se deu para tensões verticais da ordem de 300 kPa, o que confirma a hipótese sobre a instabilidade estrutural nesta região (Martins, 1994).

Com o objetivo de melhor compreender estes aspectos do comportamento do solo BRS indeformado, foram realizados, ainda, dois ensaios triaxiais isotrópicos em amostras naturais. Um destes ensaios foi realizado em uma prensa triaxial convencional, marca Wykeham Farrance, da UFRGS. O corpo de prova foi instrumentado com medidores locais de deformação radial e axial, baseados em sensores de efeito Hall. Neste ensaio, o solo foi submetido a uma tensão isotrópica efetiva máxima de 650 kPa, com carregamentos incrementais de 50 kPa. Um novo incremento de tensão somente era aplicado quando se estabilizava grande parte das deformações volumétricas. Este ensaio teve como principal objetivo a caracterização do ponto de plastificação da estrutura sob compressão isotrópica. Este resultado é mostrado nas FIGURAS 4.13(a) e 4.13(b), plotados nos planos $v: p'$ e $v: \log p'$. Tanto na escala logarítmica quanto na escala natural de p' é possível definir uma mudança de comportamento para tensões efetivas de cerca de 450 kPa. Nas FIGURAS 4.13(c) e 4.13(d) são mostradas as deformações volumétricas ocorridas durante o período de consolidação de cada incremento de tensão, nas mesmas escalas de tensões das figuras superiores.

Outro ensaio triaxial foi realizado no solo BRS indeformado para níveis de tensão isotrópica efetiva de até 6700 kPa. Este ensaio foi realizado na City University, Londres, por colaboração do pesquisador Pedro Prietto. O ensaio foi realizado em uma câmara triaxial para altas pressões. O corpo de prova foi instrumentado com medidores locais de deformações axiais e radiais baseados em sensores de efeito Hall. Este corpo de prova foi também instrumentado com *bender elements*. Os resultados obtidos com os *bender elements* são apresentados no CAPÍTULO 6. O material foi submetido a um carregamento contínuo. Os resultados de compressão isotrópica obtidos neste ensaio são apresentados nas FIGURAS 4.14 a 4.16, em diferentes escalas, a fim de evidenciar alguns aspectos do comportamento. Maiores detalhes sobre o equipamento utilizado são apresentados por Prietto (2001).

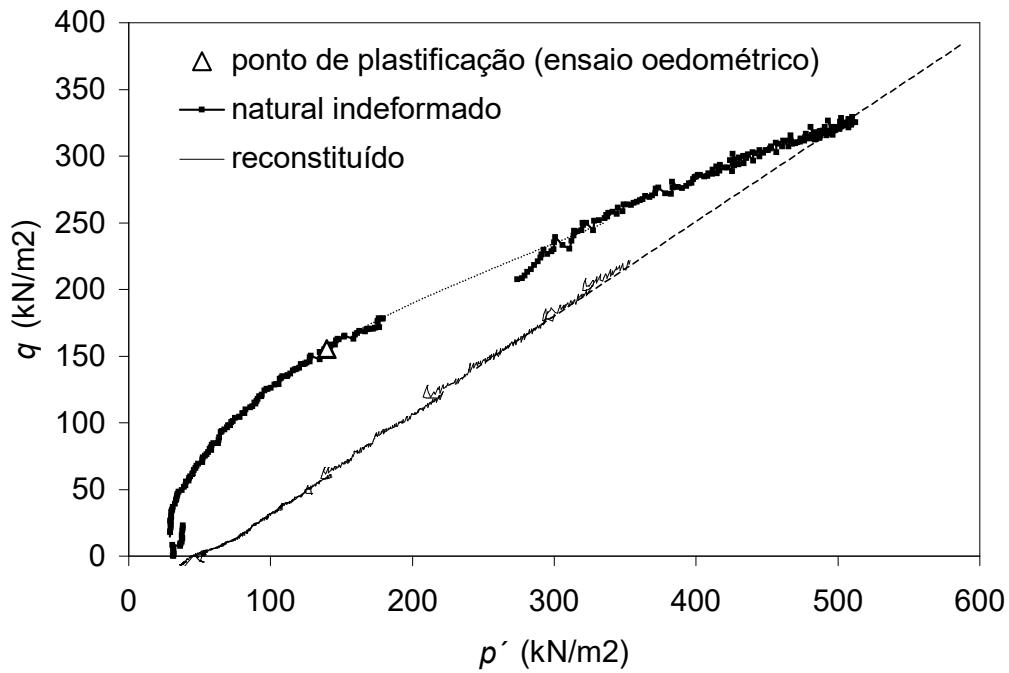


FIGURA 4. 11 Trajetórias de deformação radial nula nos solos BRS indeformado (Martins, 1994) e reconstituído.

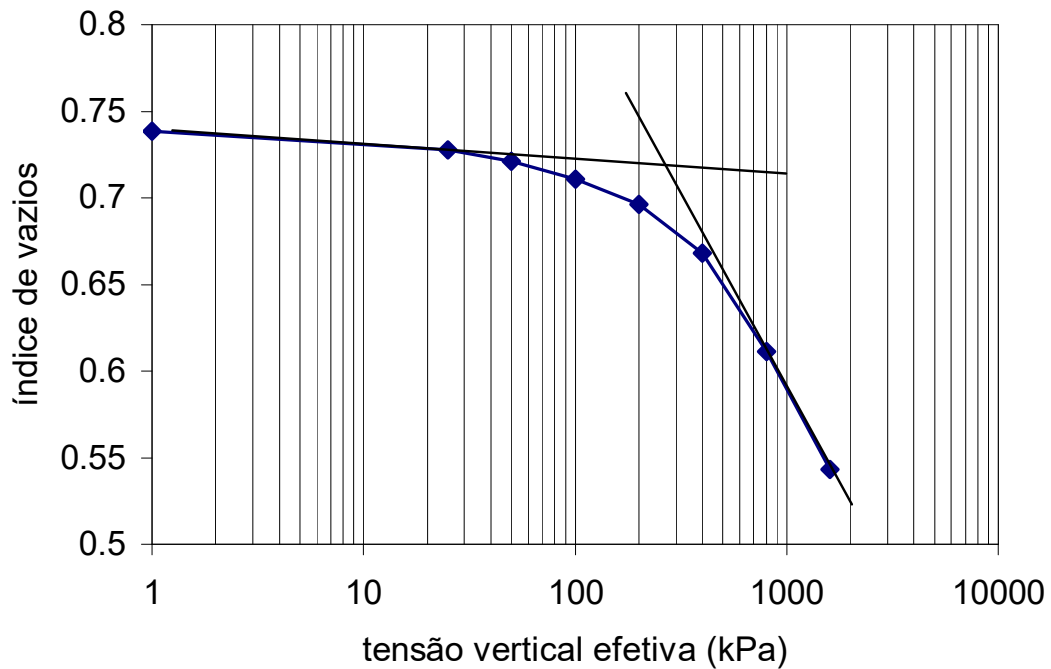


FIGURA 4. 12 Estimativa da tensão de plastificação da estrutura—resultado relativo a ensaio edométrico realizado em um corpo de prova indeformado do solo BRS.

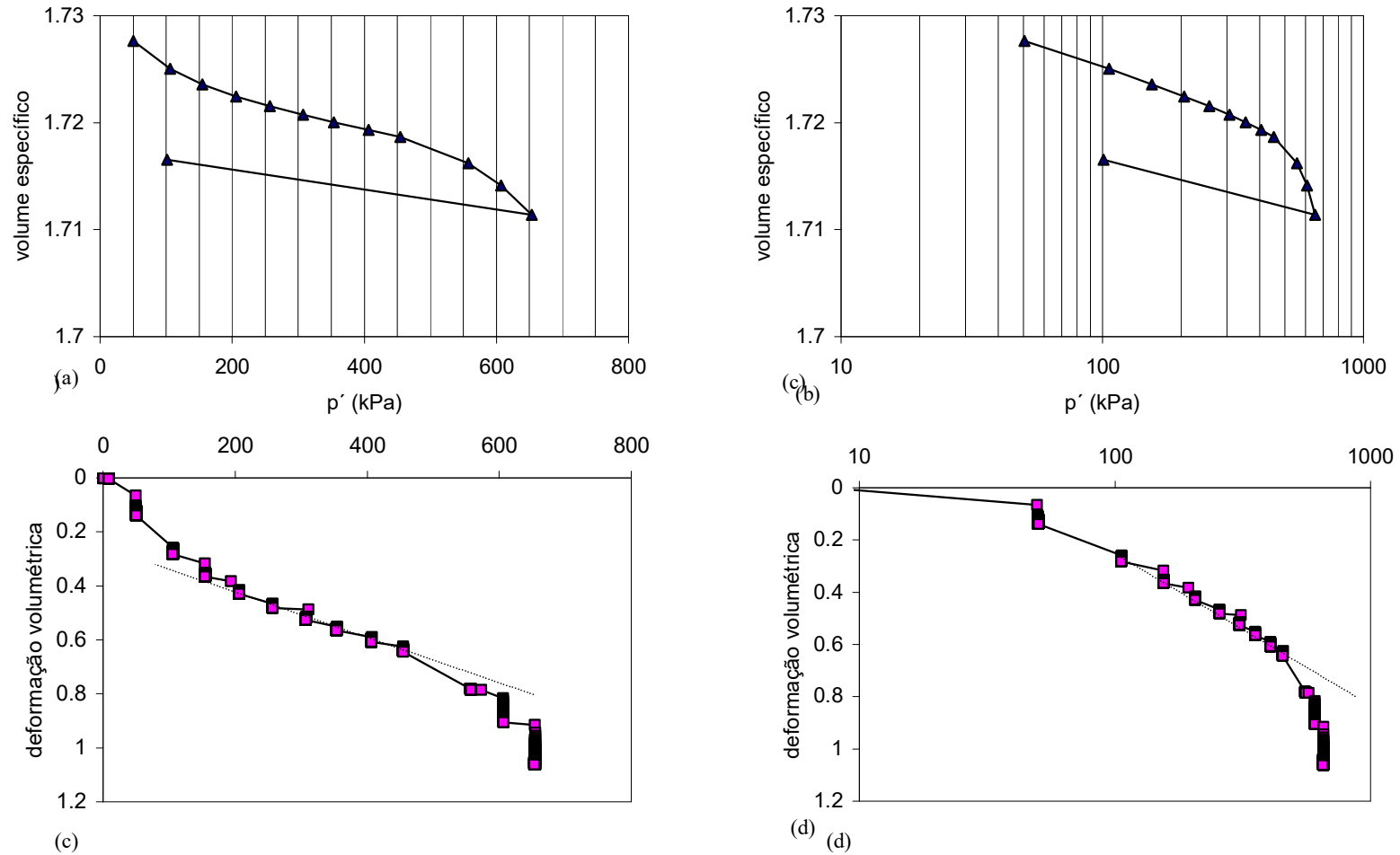


FIGURA 4. 13. Adensamento isotrópico no solo BRS indeformado (a) curva $v_s : p'$; (b) curva $v_s : \log p'$; (c) curva $\epsilon_v : p'$ e (d) curva $\epsilon_v : \log p'$

Nas FIGURAS 4.14(a) a 4.14(d) são apresentados os resultados deste ensaio em termos de (a) $\nu: \log p'$, (b) $\varepsilon_r: \log p'$, (c) $\varepsilon_a: \log p'$ e (d) $\varepsilon_r: \varepsilon_a$. Nestas figuras, os resultados apresentados incluem todo o intervalo de tensões isotrópicas efetivas aplicado. Estes resultados evidenciam a marcante mudança de comportamento que ocorre para níveis de tensão isotrópica efetiva em torno de 350 a 500 kPa. Para $p' > 500$ kPa há uma descontinuidade na curva $\nu: \log p: \log p'$ devida a problemas associados à troca do sistema de aplicação de pressão (linha tracejada). Felizmente, isto ocorreu para níveis de tensão isotrópica efetiva maiores que aqueles associados à plastificação da estrutura. Para $p' > 450$ kPa, o solo não apresentou nenhuma outra evidência de mudança significativa de comportamento. É interessante notar que, quando o nível de tensões isotrópicas efetivas é plotado em função das deformações axiais, define-se mais claramente o comportamento bi-linear do solo (FIGURA 4.14(c)). Por este motivo, as deformações radiais foram a seguir cuidadosamente analisadas. Como mostram as FIGURAS 4.14(b) e 4.14(d), as deformações radiais refletem, também, a mudança de comportamento identificada nas demais curvas.

A qualidade dos resultados obtidos permite que a definição do ponto de plastificação da estrutura seja feita de forma mais criteriosa. Na FIGURA 4.15 são apresentados os resultados para $p' < 500$ kPa, sendo que as deformações axiais e radiais são plotadas, agora, em função de p' em escala linear. Nesta figura nota-se claramente que uma plastificação ocorre na região identificada por um círculo, a qual corresponde à tensão isotrópica efetiva de $p' = 335$ kPa. Esta mudança de comportamento pode ser identificada tanto nas deformações axiais quanto nas deformações radiais. Na FIGURA 4.15(d) nota-se que neste ponto de plastificação, mantém-se a nítida tendência de aumento das deformações radiais em relação às axiais que começa a ocorrer para $p' > 100$ kPa. Este mesmo padrão é notado na curva da FIGURA 4.15(b).

Na FIGURA 4.16 escala dos gráficos é ampliada para permitir uma melhor avaliação do comportamento a pequenas deformações. Nenhuma mudança significativa de comportamento pode ser observada quando se avalia apenas a variação de volume que ocorre no material (FIGURA 4.16(a)). As deformações axiais sugerem uma pequena variação da deformabilidade a partir de $p' > 100$ kPa, como notado na FIGURA 4.16(c). No entanto, as deformações radiais variam bruscamente a partir de um determinado ponto, que também corresponde a $p' > 100$ kPa. Estes resultados evidenciam que um colapso radial começa a ocorrer para estes níveis de tensão isotrópica efetiva. Para $p' < 100$ kPa, as deformações radiais são muito pequenas, não ultrapassando cerca de 5% das deformações axiais. Para $p' > 500$ kPa, os incrementos de deformação radial aumentam consideravelmente, atingindo $\Delta \varepsilon_r \approx \Delta \varepsilon_a / 2$. Por este motivo, para deformações inferiores às correspondentes ao ponto de plastificação, não é possível

identificar tais mudanças de comportamento quando as deformações volumétricas são analisadas isoladamente, pois estas são mais representativas das deformações axiais que dominam o comportamento de variação volumétrica.

A FIGURA 4.17 mostra a variação do módulo de deformabilidade volumétrica K , correspondente à relação p' / ε_v . Na FIGURA 4.17(a), o módulo K é apresentado em função de ε_v e na FIGURA 4.17(b), em função de p' . A curva apresenta um aspecto muito particular de formação de um patamar ao longo do qual o módulo de deformabilidade K se mantém constante, no intervalo de $\varepsilon_v \approx 1 \times 10^{-3}$ a 4×10^{-3} . Este patamar ocorre para níveis de deformação volumétrica muito inferiores aos correspondentes ao enrijecimento volumétrico do solo, que ocorre em decorrência do aumento do nível de tensões, como é típico para este tipo de carregamento. O início do patamar coincide com o aumento das deformações radiais, e o final, com o ponto de plastificação da estrutura. Estes pontos são marcados sobre as curvas.

A interpretação destes resultados é consistente com a hipótese de que o comportamento do solo BRS indeformado é fortemente anisotrópico a pequenas deformações, como consequência da microestrutura composta de bandas rosadas mais resistentes, cimentadas por óxidos de ferro, e bandas brancas mais porosas, com cimentação caulínica. Esta estrutura é danificada pelo carregamento isotrópico aplicado e, para p' superiores à plastificação, apresenta comportamento mecânico com características mais isotrópicas.

Na FIGURA 4.18 são comparados os ensaios de compressão isotrópica realizados na UFRGS e na City University. As diferenças observadas entre estes dois ensaios podem estar associadas aos diferentes modos de carregamento, incremental, no caso do ensaio realizado na UFRGS, e contínuo, no caso do ensaio realizado na City University. Na FIGURA 4.19 são plotados simultaneamente os resultados de compressão isotrópica e unidimensional obtidos no solo BRS indeformado e os resultados de compressão unidimensional obtidos no solo BRS reconstituído no mesmo índice de vazios inicial. A linha de compressão isotrópica definida pelo solo indeformado se situa, coerentemente, acima da linha de compressão unidimensional definida para o mesmo material.

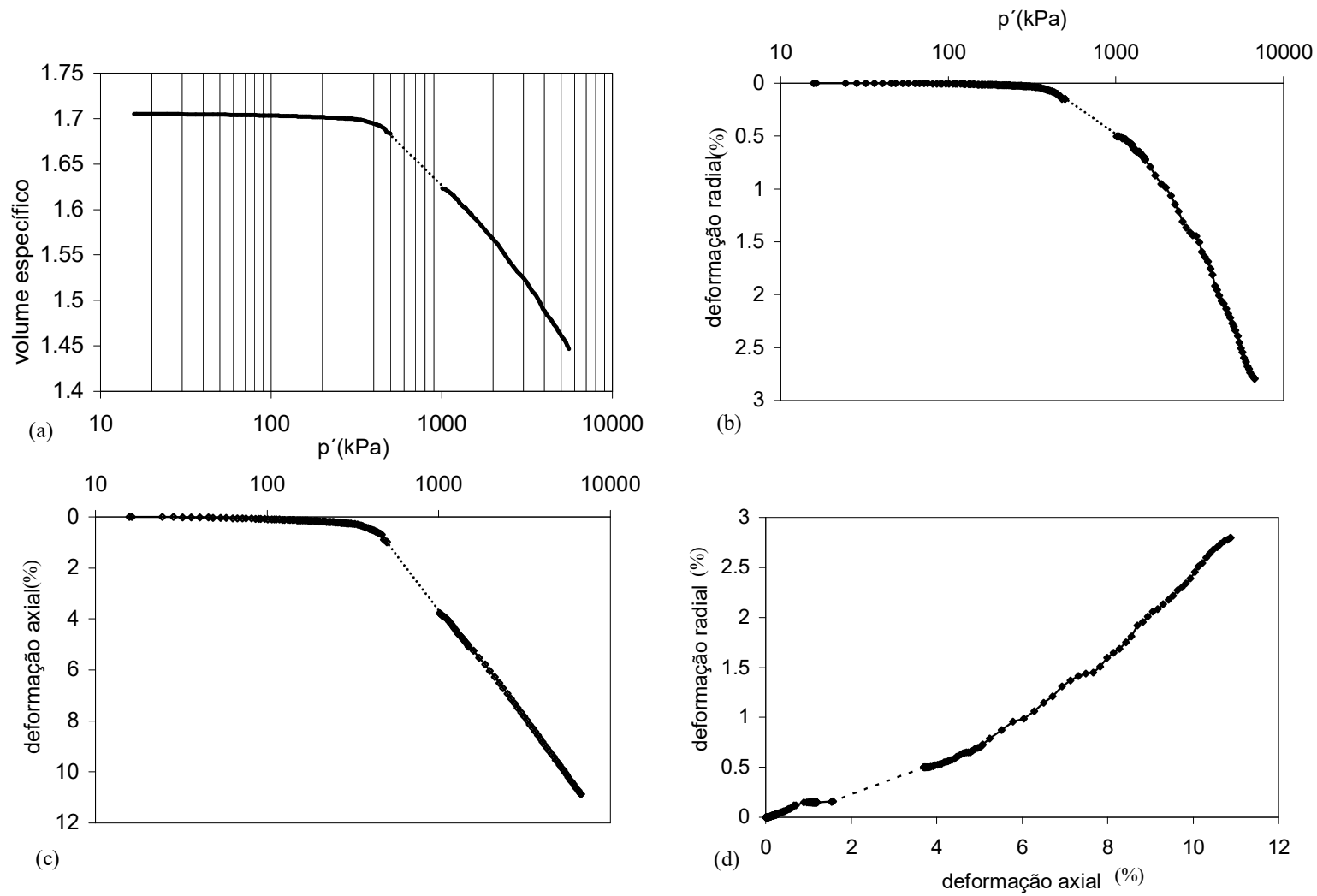


FIGURA 4. 14 Curva de compressão isotrópica do solo BRS indeformado (a) v : $\log p'$; (b) ε_r : p' ; (c) ε_a : p' e (d) ε_r : ε_a

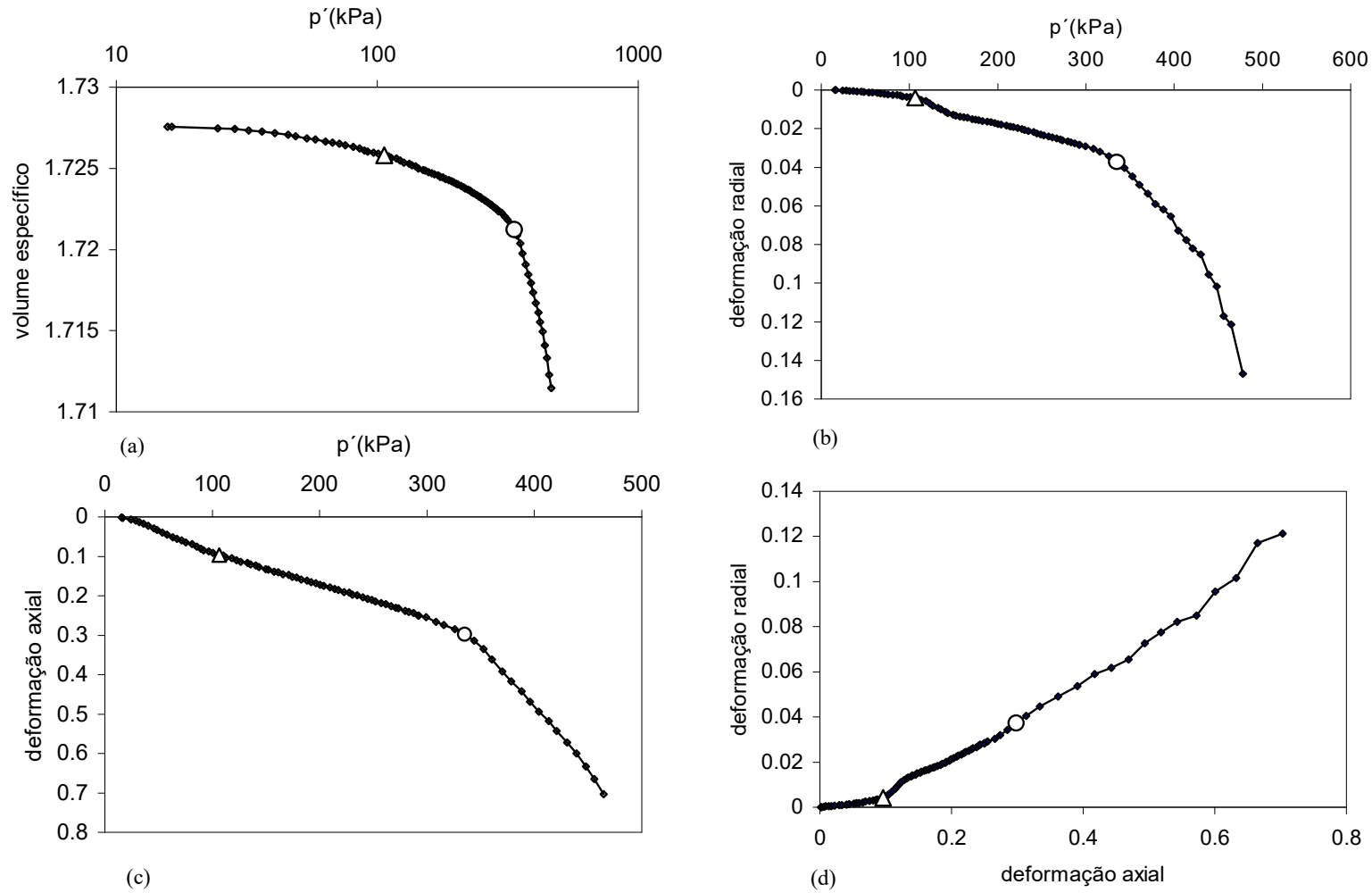


FIGURA 4. 15 Curva de compressão isotrópica do solo BRS indeformado para $p' < 500$ kPa: (a) v ; $\log p'$; (b) ε_r ; p' ; (c) ε_a ; p' e (d) ε_r ; ε_a

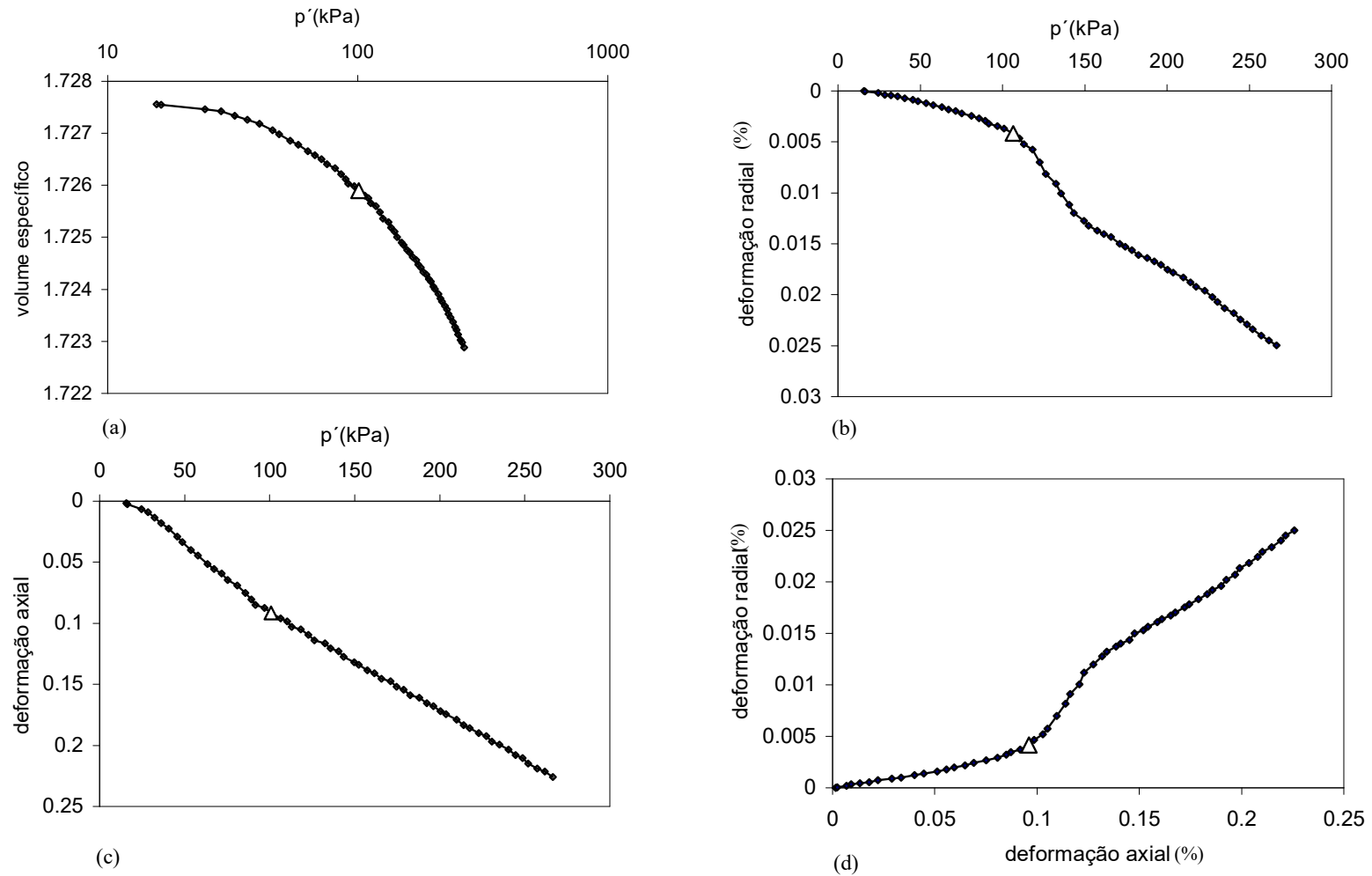


FIGURA 4. 16 Curva de compressão isotrópica do solo BRS indeformado (a) $v: \log p'$; (b) $\epsilon_r: p'$; (c) $\epsilon_a: p'$ e (d) $\epsilon_r: \epsilon_a$

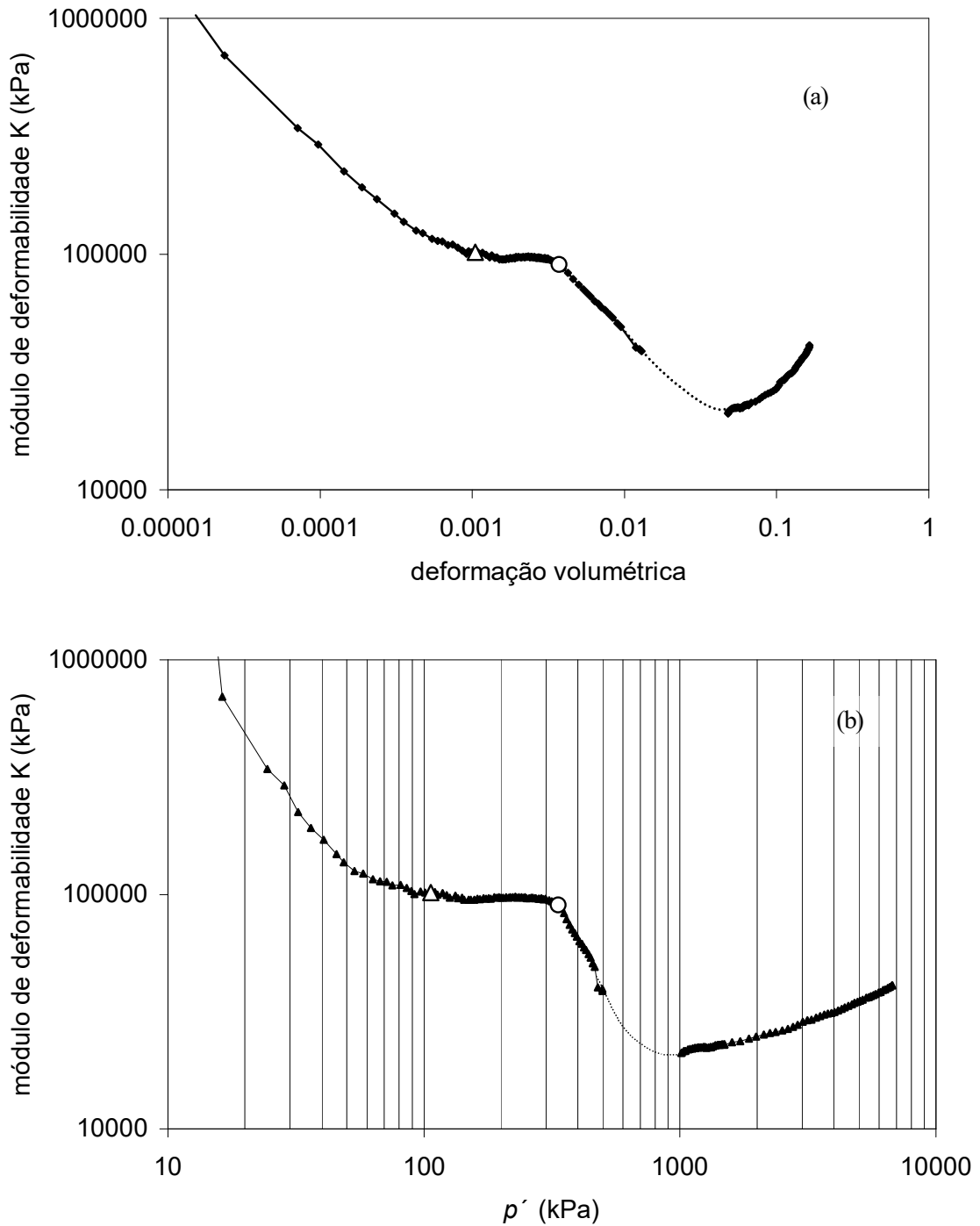


FIGURA 4. 17 Deformabilidade volumétrica do solo BRS indeformado sob compressão isotrópica (a) curva $\log K: \log \varepsilon$; (b) curva $\log K: \log p'$.

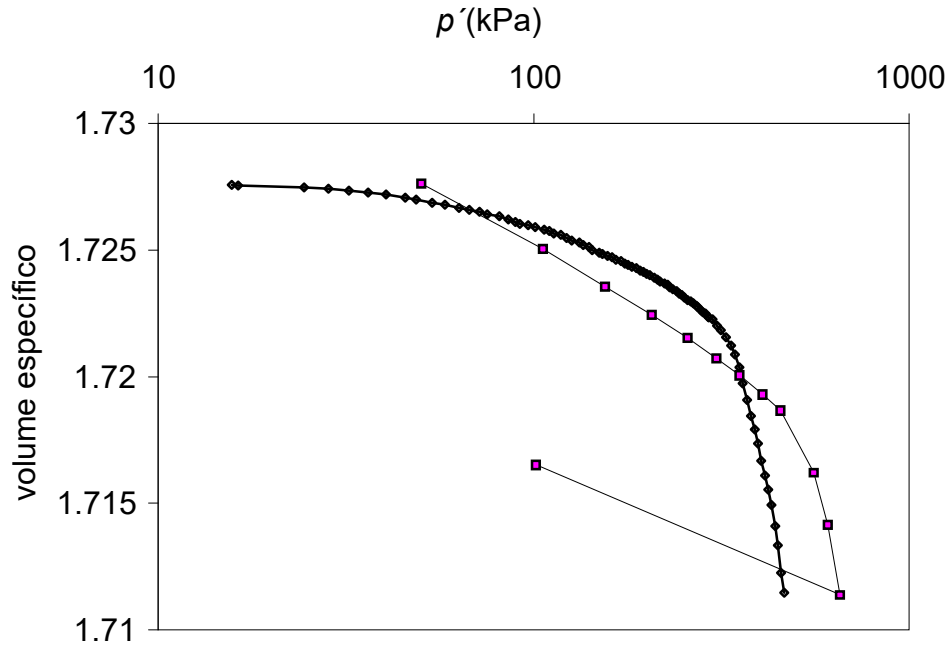


FIGURA 4. 18 Comparação entre resultados de compressão isotrópica com carregamentos contínuo e incremental

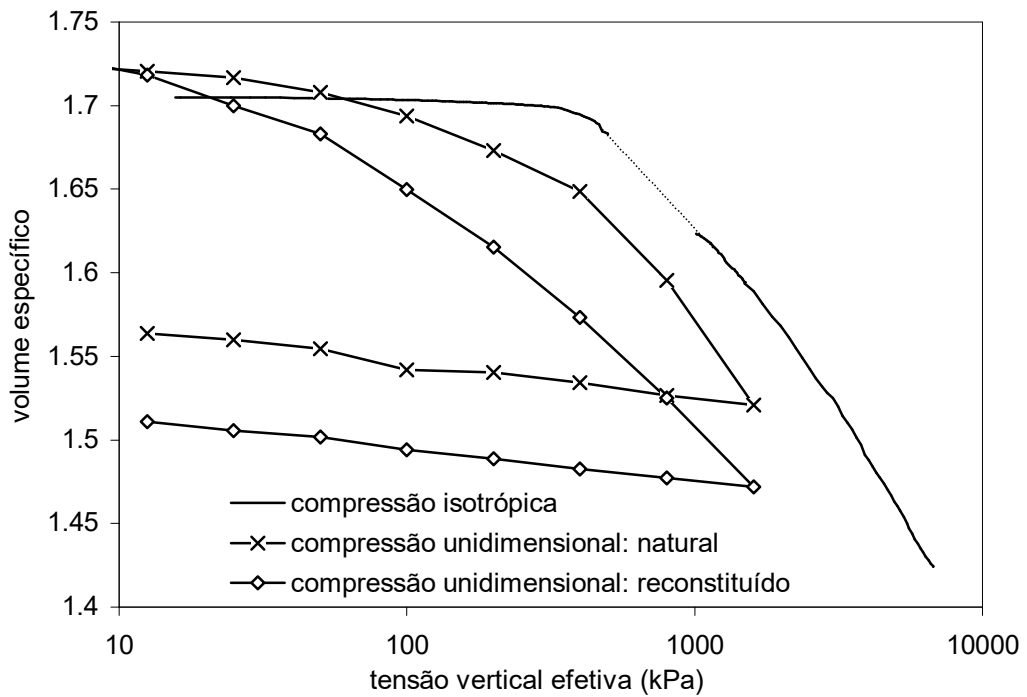


FIGURA 4. 19 Curvas de adensamento isotrópico e unidimensional obtidas no solo BRS

4.4 Ensaios unidimensionais em amostras artificialmente cimentadas

As diferenças observadas com relação ao modelo de comportamento de solos estruturados proposto por Leroueil & Vaughan (1990) e o comportamento anisotrópico identificado no solo BRS indeformado motivaram a investigação do comportamento do solo BRS na condição artificialmente cimentada. Nesta condição é possível estudar com maior detalhe o efeito das variáveis índice de vazios inicial e grau de cimentação. Duas séries de ensaios de compressão unidimensional foram realizadas sobre o solo BRS artificialmente cimentado, para dois teores de cimento: Para cada teor de cimento variou-se o índice de vazios inicial dos corpos de prova entre 0,5 e 1,2.

4.4.1 Definição do teor de cimento

A definição dos teores de cimento foi norteadada por dois objetivos. O primeiro buscava reproduzir características de comportamento do solo indeformado. O segundo buscava evidenciar o efeito da cimentação. Esperava-se observar a transição de comportamento entre um solo fortemente cimentado e um solo fracamente cimentado, como caracterizado por Cuccovillo & Coop (1999), (FIGURA 2.28). Esta transição seria alcançada em função de uma variação do índice de vazios inicial e do grau de cimentação.

Dois teores de cimento foram selecionados. O primeiro teor de cimento foi determinado para simular a resistência à compressão uniaxial do solo indeformado. Uma dificuldade que se impôs a esta comparação se refere à influência da sucção no comportamento do solo indeformado em ensaios de compressão uniaxial (ver seção 3.7). Em vista disto, a sucção de cada corpo de prova foi avaliada antes da realização dos ensaios pela medição direta utilizando-se o mini-tensiômetro tipo *Imperial College*. Após retirados da câmara úmida, os corpos de prova eram colocados sobre um pedestal especialmente desenvolvido para permitir a adaptação do mini-tensiômetro à prensa de compressão uniaxial. Para evitar a troca de umidade com o meio, os corpos de prova foram protegidos com membranas de látex e sacos plásticos. O teor de umidade foi corrigido por secagem ou por umedecimento até se atingir a sucção desejada, da ordem de 50kPa. Após estabilizar a sucção, os corpos de prova foram rompidos na velocidade de 0,05mm/min. A FIGURA 4.20 mostra alguns dos resultados de ensaios de compressão uniaxial realizados em corpos de prova do solo indeformado e do solo artificialmente cimentado, para os teores de cimento de 0,4%, 0,5% e 0,6% em peso seco. Os corpos de prova foram moldados para um índice de vazios inicial de 0,7, próximo ao do solo indeformado. O teor de 0,6% foi escolhido como o que melhor reproduz a resistência à compressão uniaxial do solo indeformado.

Para evidenciar o efeito da cimentação e comparar com o comportamento do solo cimentado com 0,6% de teor de cimento, foi moldada uma segunda série de corpos de prova com 1% de cimento. Ensaios de compressão unidimensional e triaxiais foram realizados para corpos de prova moldados nos teores de 0,6% e 1%.

Uma vez definidos os teores de cimento de 0,6% e 1% em peso seco, era desejável variar o índice de vazios inicial, mas mantendo-se um grau de cimentação entre partículas equivalente. A definição de um teor de cimento em termos de percentagem de peso seco implica que corpos de prova moldados com menores índices de vazios iniciais apresentam maiores quantidades de cimento por volume de corpo de prova. Para os menores índices de vazios iniciais, um número maior de contatos entre grãos resulta na possibilidade de um maior número de pontos de cimentação. A análise do efeito da variação do índice de vazios inicial para um mesmo grau de cimentação exigiu, por este motivo, a adoção de um critério de grau de cimentação diferenciado. O critério adotado foi o de se manter constante o teor volumétrico de cimento. Para o índice de vazios de 0,7, os teores de cimento de 0,6% e 1% em peso seco correspondem, para o volume de um anel de adensamento, ao peso de cimento $W_c = 0,4g$ e $W_c = 0,6g$, respectivamente. Desta forma, o teor volumétrico de cimento (TVC) foi calculado como sendo a relação entre o peso de cimento e o volume do corpo de prova (neste caso, correspondente ao volume do anel de adensamento). Para um corpo de prova de aproximadamente $40cm^3$, $W_c = 0,4g$ corresponde a um teor volumétrico de cimento de $0,01g/cm^3$ e um $W_c = 0,6g$ corresponde a um teor volumétrico de cimento de $0,015g/cm^3$. Assim, para todos os corpos de prova de amostras artificialmente cimentadas moldados em anéis de adensamento com diferentes índices de vazios iniciais ($0,5 < e_o < 1,2$), foram adicionadas $W_c = 0,4g$ de cimento para reproduzir o teor volumétrico de cimento (TVC) de $0,01g/cm^3$ e $W_c = 0,6g$ de cimento para reproduzir o teor volumétrico de cimento (TVC) de $0,015g/cm^3$, independentemente do índice de vazios inicial da amostra.

4.4.2 Métodos de moldagem

Os corpos de prova dos solos artificialmente cimentados foram moldados com um teor de umidade de aproximadamente 14%. Este valor é representativo da umidade natural do solo BRS, e, além de possibilitar a hidratação do cimento durante o período de cura, evita a segregação do cimento durante a mistura, que poderia ocorrer caso o solo estivesse seco ou com teor de umidade próximo de zero. Nesta condição de umidade, não é difícil reproduzir índices de vazios iniciais entre 0,5 e 1,1. Primeiramente, o solo foi desestruturado manualmente até passar na peneira #40. O cimento foi também passado na peneira #200, sendo assim pulverizado sobre a quantidade de solo necessária para a moldagem de cada corpo de

prova. Durante dois minutos o cimento foi misturado ao solo, tomando-se o cuidado de destruir eventuais agregados de cimento. Os corpos de prova foram moldados por compactação em camadas, no caso de $e_o = 0,5, 0,6$ e $0,7$. Um peso metálico de diâmetro externo apenas levemente inferior a 50 mm, adaptável ao anel de adensamento, foi colocado sobre o solo e golpeado com um martelo até que a espessura desejada para cada camada fosse alcançada (em torno de 7mm). Apenas um pequeno esforço manual foi necessário para se atingir o índice de vazios de 0,7. Vibração provocada pelo impacto de um martelo de borracha foi a técnica de moldagem escolhida para obter $e_o = 0,8, 0,9$ e $1,0$. Para os índices de vazios de 1,1 e 1,2, o solo foi colocado dentro do anel de adensamento com a ajuda de uma colher, no estado fofo. No caso do corpo de prova com $e_o = 1,2$, foi necessário grande cuidado para evitar qualquer vibração até ocorrer a cura do cimento. Os corpos de prova foram mantidos em câmara úmida por um período de 15 dias, sob condições de umidade e temperatura constantes (acima de 90% de umidade relativa do ar, 23° centígrados de temperatura). O cimento utilizado foi do tipo Portland de alta resistência inicial (ARI), o qual atinge em torno de 90% de sua resistência à compressão máxima em 7 dias. Na TABELA 4.3 são apresentados os índices de vazios e teores de umidade iniciais para os corpos de prova ensaiados. O teor de umidade apresentado na tabela refere-se ao teor de umidade que os corpos de prova apresentaram após a cura em câmara úmida, antes dos ensaios.

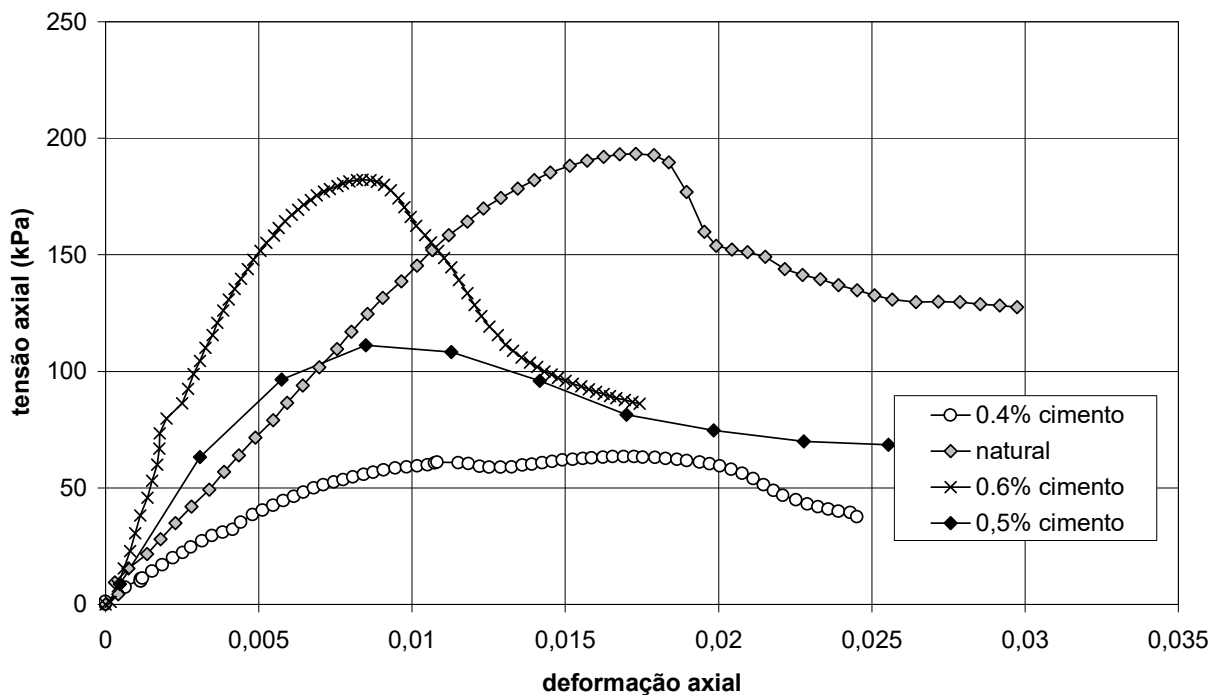


FIGURA 4. 20. Curvas tensão – deformação dos ensaios de compressão uniaxial de corpos de prova artificialmente cimentados com três teores de cimento e indeformado, todos com nível de sucção em torno de 50 kPa.

TABELA 4. 3. Condições de moldagem dos corpos de prova artificialmente cimentados e naturais

e_o	ω_i (%)	W_c	TVC	moldagem
0.57	16	0.4g	0.01g/cm ³	compactação
0.59	14	0.4g	0.01g/cm ³	compactação
0.70	15	0.4g	0.01g/cm ³	compactação
0.78	18	0.4g	0.01g/cm ³	vibração
0.89	14	0.4g	0.01g/cm ³	vibração
0.99	16	0.4g	0.01g/cm ³	vibração
1.10	15	0.4g	0.01g/cm ³	pluviação
1.20	16	0.4g	0.01g/cm ³	pluviação
0.51	15	0.6g	0.015g/cm ³	compactação
0.60	15	0.6g	0.015g/cm ³	compactação
0.69	13	0.6g	0.015g/cm ³	compactação
0.79	15	0.6g	0.015g/cm ³	vibração
0.90	13	0.6g	0.015g/cm ³	vibração
1.00	13	0.6g	0.015g/cm ³	vibração
1.11	14	0.6g	0.015g/cm ³	pluviação
1.21	16	0.6g	0.015g/cm ³	pluviação
0.733	14.5	indeformada	-	
0.738	15.5	indeformada	-	

4.4.3 Resultados experimentais

A FIGURA 4.21 apresenta resultados de ensaios de compressão unidimensional realizados com o solo artificialmente cimentado para TVC = 0,01g/cm³ e 0,015g/cm³, em um índice de vazios inicial próximo ao do solo indeformado. São apresentados ainda, nesta figura, os resultados de ensaios de compressão unidimensional realizados no solo indeformado e no solo reconstituído no mesmo e_o .

Os resultados mostram que, no que se refere aos aspectos de compressibilidade, o comportamento do solo artificialmente cimentado com TVC = 0,015g/cm³ reproduz melhor o comportamento do solo indeformado. Para o solo indeformado, a tensão de plastificação da estrutura (σ'_y) é mais próxima àquela observada para o solo artificialmente cimentado com TVC = 0,015g/cm³. Assim como para o solo indeformado, o solo artificialmente cimentado apresenta baixa compressibilidade para $\sigma'_v < \sigma'_y$. Após ultrapassar a tensão de plastificação, a compressibilidade tanto do solo indeformado como dos solos artificialmente cimentados aumenta consideravelmente, sendo superior à do solo reconstituído. Para $\sigma'_v > 1000$ kPa, as compressibilidades se assemelham. É interessante notar que, com exceção do material reconstituído, todas as curvas de compressão definem, após a plastificação, linhas paralelas, mas mantém uma considerável diferença em termos de índice de vazios, mesmo tendo índices de vazios iniciais semelhantes.

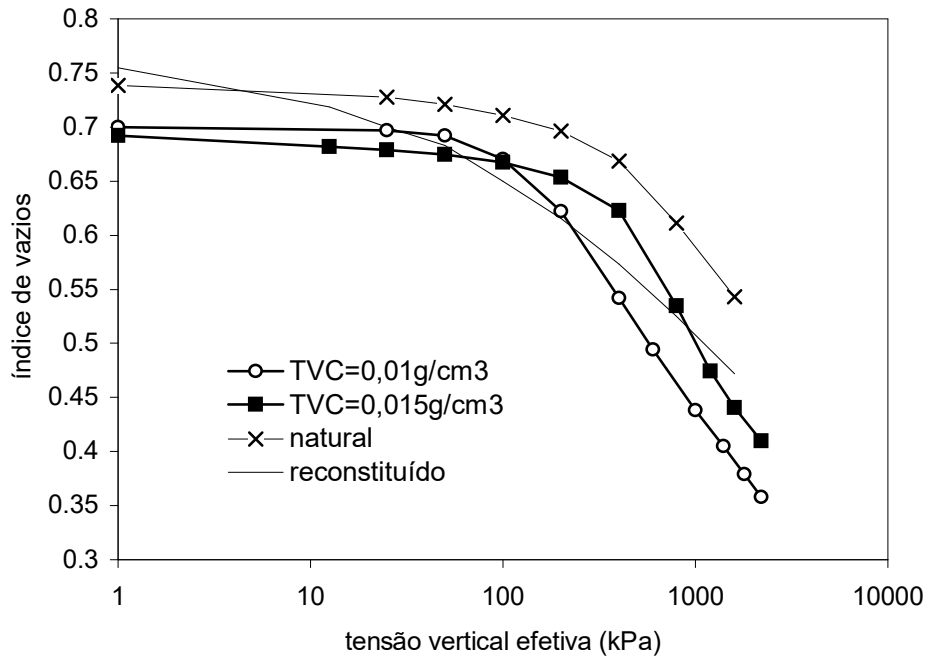


FIGURA 4. 21. Compressão unidimensional de corpos de prova moldados no solo indeformado, reconstituído e artificialmente cimentados com $TVC = 0,01g/cm^3$ e $TVC = 0,015g/cm^3$

O corpo de prova com $TVC = 0,015g/cm^3$ apresenta um enrijecimento com inflexão no intervalo $800 < \sigma'_v < 1000$ kPa. Conforme discutido na seção anterior, esta inflexão é prevista pelo modelo Leroueil & Vaughan (1990). Isto sugere que o material tenha alcançado, neste nível de tensão vertical efetiva, um estado representativo da condição de compressão estável, a partir da qual a compressibilidade permanece constante.

Para o solo com $TVC = 0,01g/cm^3$, a plastificação ocorre para σ'_v inferiores às observadas para o solo com $TVC = 0,015g/cm^3$. Portanto, se a hipótese de que o solo com $TVC = 0,015g/cm^3$ alcança uma estabilidade para $\sigma'_v > 1000$ kPa, a mesma hipótese seria válida para o solo com $TVC = 0,01g/cm^3$. O paralelismo destas curvas de compressão para $\sigma'_v > 1000$ kPa dá suporte a esta hipótese e, no entanto, não há convergência das curvas de compressão.

Nas FIGURAS 4.22 e 4.23 são apresentadas as curvas de compressão unidimensional dos solos artificialmente cimentados, referentes à $TVC = 0,01g/cm^3$ e $TVC = 0,015g/cm^3$, para índices de vazios iniciais variando entre 0,5 e 1,2. Nas mesmas figuras são apresentadas, para fins de comparação, as curvas de compressão unidimensional do solo reconstituído, nos mesmos índices de vazios iniciais.

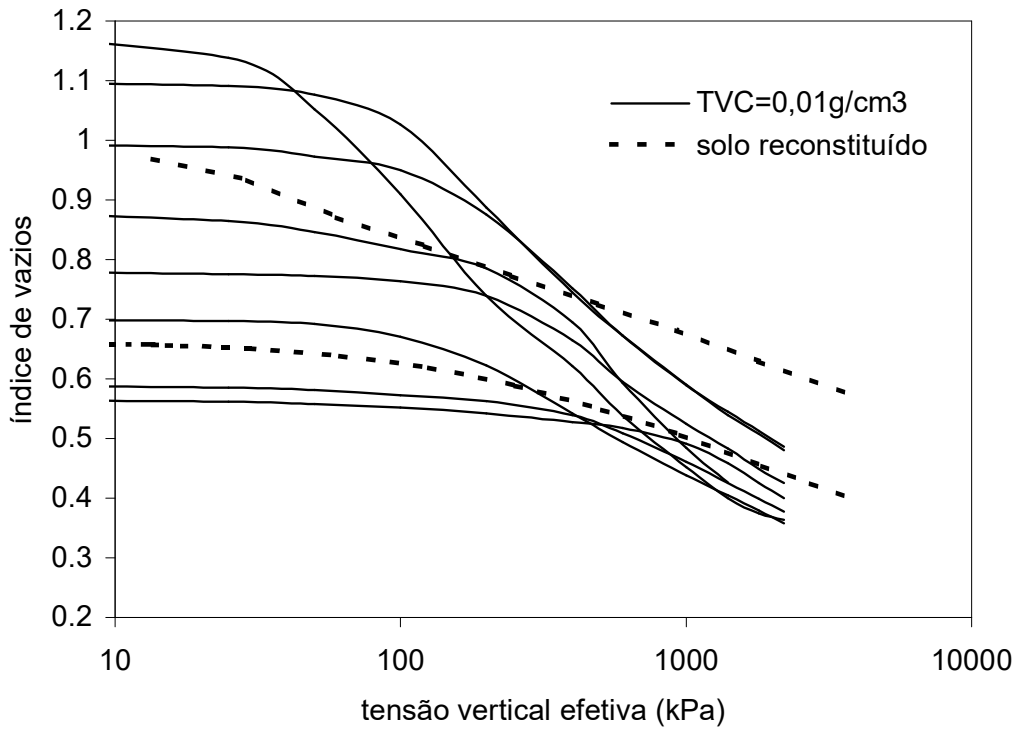


FIGURA 4. 22. Curvas de compressão unidimensional para corpos de prova de solo artificialmente cimentado, com TVC = 0,01g/cm³, preparados em diferentes índices de vazios iniciais.

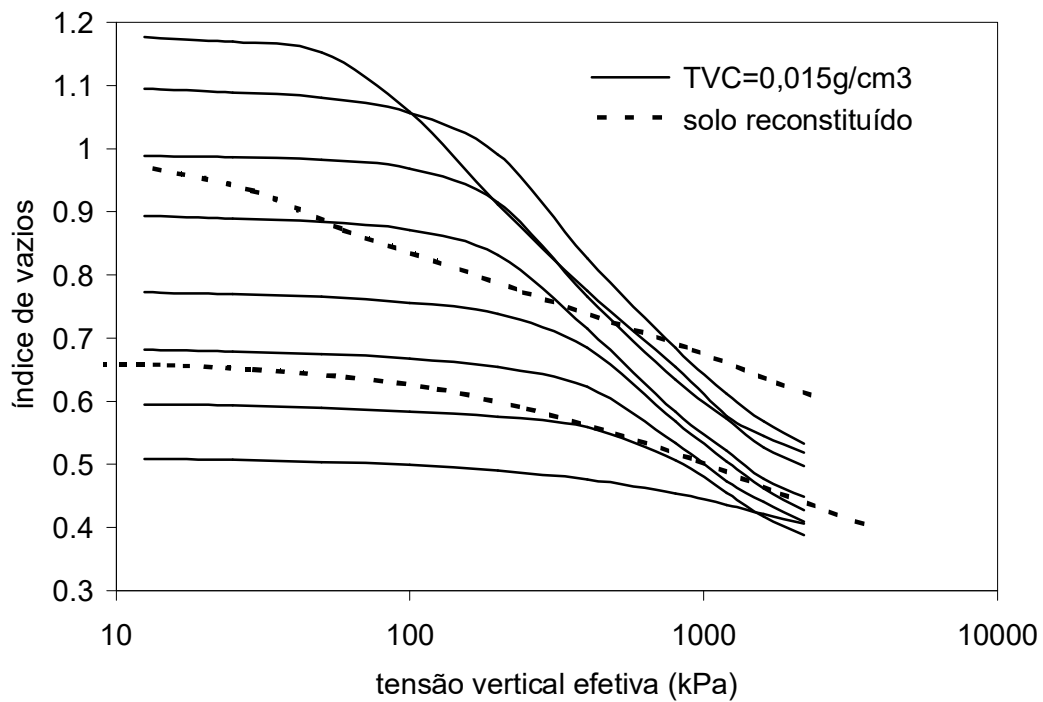


FIGURA 4. 23. Curvas de compressão unidimensional para corpos de prova de solo artificialmente cimentado, com TVC = 0,015g/cm³, preparados em diferentes índices de vazios iniciais.

Como visto anteriormente, o solo reconstituído em $e_o = 0,9$ e $e_o = 1,2$, moldado na condição seca ao ar, sofreu um colapso devido à inundação em $\sigma_v = 12,5$ kPa. Para os mesmos índices de vazios iniciais, os solos artificialmente cimentados não apresentaram colapso, o que demonstra que a estabilidade do arranjo de grãos é mantida pelas ligações cimentantes nestas amostras.

Para os corpos de prova artificialmente cimentados (FIGURAS 4.22 e 4.23), observa-se uma compressibilidade inicial muito baixa, até que seja atingida a plastificação da estrutura. A tensão de plastificação σ'_y pode ser claramente identificada pela inspeção das curvas de compressão, exceto para $e_o = 0,5$. Ultrapassada σ'_y , a compressibilidade aumenta significativamente, sendo este efeito maior para os maiores índices de vazios iniciais.

Para $100 \text{ kPa} < \sigma'_v < 1000 \text{ kPa}$ parece haver uma tendência de convergência das diversas curvas de compressão unidimensional dos solos artificialmente cimentados (FIGURAS 4.22 e 4.23). No entanto, para maiores σ'_v , esta tendência de convergência cessa e as diferentes curvas de compressão tendem a tornar-se paralelas. Para estes níveis de tensão ($\sigma'_v > 1000 \text{ kPa}$), as curvas apresentam uma redução de compressibilidade e então, a compressibilidade dos solos artificialmente cimentados passa a se aproximar à do solo reconstituído. Para $100 \text{ kPa} < \sigma'_v < 1000 \text{ kPa}$, as curvas de compressão unidimensional referentes a $\text{TVC} = 0,01 \text{ g/cm}^3$ apresentam uma maior dispersão em relação às curvas correspondentes ao solo com $\text{TVC} = 0,015 \text{ g/cm}^3$. As mesmas curvas apresentam-se, entretanto, aproximadamente paralelas para $\sigma'_v > 1000 \text{ kPa}$. Estas curvas não apresentam, portanto, qualquer tendência de definição de uma NCL após plastificação da estrutura, pois mantêm entre si uma diferença em termos de índice de vazios aproximadamente constante para $\sigma'_v > 1000 \text{ kPa}$.

4.4.4 Determinação da tensão de plastificação da estrutura

O ponto de plastificação da estrutura pode ser associado a uma mudança de compressibilidade observada na curva de compressão unidimensional para níveis de tensão à direita da NCL. Esta definição é inequívoca quando é possível comparar a curva de compressão do solo estruturado com a NCL e, assim, definir o espaço permitido para solos estruturados preconizado por Leroueil & Vaughan (1990). Para o solo ensaiado, no entanto, a falta de uma NCL exige que outro critério seja estabelecido.

Na FIGURA 4.25 é mostrada a curva de compressão do corpo de prova artificialmente cimentado, com $e_o = 1,2$, série com $\text{TVC} = 0,015 \text{ g/cm}^3$. Na FIGURA 4.25(a), o ponto 1 representa o valor de $\sigma'_y = 40$ kPa, obtido em escala linear. Na FIGURA 4.25(b), o ponto 2 representa o valor de $\sigma'_y = 60$ kPa,

determinado em escala logarítmica. Estas diferenças não devem ser encaradas como uma inconsistência de um ou outro critério para determinação de σ'_y . Na literatura, vários critérios são sugeridos (seção 2.5.3). Um critério muito estrito para a determinação de σ'_y deve ser evitado, já que o processo de desestruturação é gradual. Um ponto de plastificação, quando tomado como um valor único, representa normalmente uma referência a uma zona de plastificação.

Na TABELA 4.4 são apresentadas as tensões de plastificação σ'_y para as curvas de compressão unidimensional dos solos artificialmente cimentados, obtidas em escala logarítmica e em escala linear de σ'_v . Na escala linear, o ponto de plastificação foi associado ao nível de σ'_v para o qual ocorre um aumento de compressibilidade que resulta em um desvio da curva de compressão em relação ao prolongamento retilíneo do trecho anterior (FIGURA 4.25(a)). Na escala logarítmica, os valores de tensão de plastificação foram localizados pela interseção dos prolongamentos retilíneos das linhas definidas antes e depois da mudança de rigidez (FIGURA 4.25(b)). Os valores de σ'_y obtidos pelos dois procedimentos, em geral, se situaram próximos, sendo os determinados em escala aritmética um pouco menores. A FIGURA 4.26 apresenta as tensões de plastificação obtidas na escala aritmética de σ'_v plotadas em função das tensões obtidas na escala logarítmica σ'_v , onde se observa que a relação entre estes valores é levemente superior à unidade.

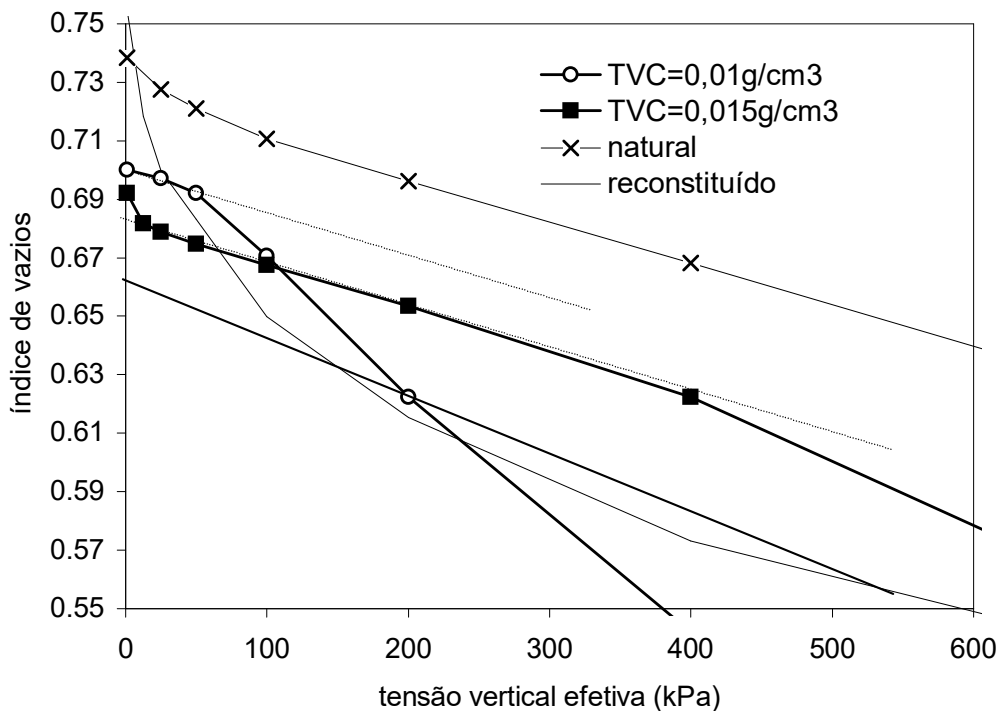


FIGURA 4. 24. Curvas de compressão unidimensional em escala linear de σ'_v de para os solos reconstituído e artificialmente cimentado com $TVC = 0,01g/cm^3$ e com $TVC = 0,015g/cm^3$.

TABELA 4. 4. Tensões de plastificação da estrutura σ'_y determinadas em escala logarítmica e em escala linear de σ'_v

e_o	TVC = 0,015g/cm ³		TVC = 0,01g/cm ³	
	log σ'_v	σ'_v	log σ'_v	σ'_v
1.2	65	50	35	-
1.1	110	60	80	60
1.0	140	80	110	100
0.9	170	160	200	160
0.8	220	200	190	120
0.7	300	300	100	50
0.6	500	400	400	350
0.5	-	-	850	900

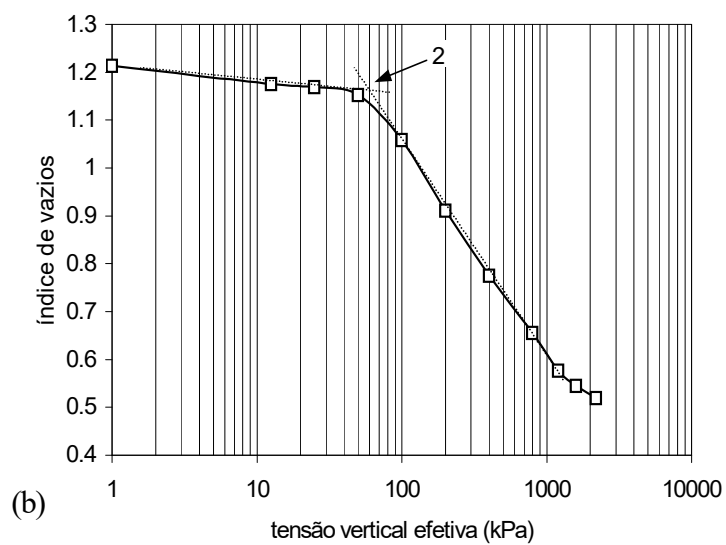
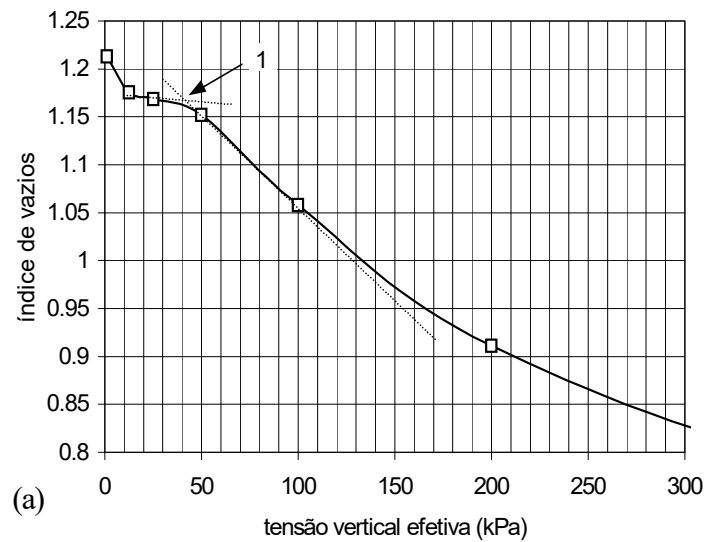


FIGURA 4. 25. Determinação da tensão de plastificação da estrutura (a) em escala linear e (b) em escala logarítmica de σ'_v – ensaio em corpo de prova com TVC = 0,015g/cm³ e $e_o = 1,2$.

Para o corpo de prova artificialmente cimentado mais denso, com $e_o = 0,5$, referente à série TVC = $0,015\text{g/cm}^3$, não foi possível identificar claramente um ponto de plastificação da estrutura. Este resultado é mostrado na FIGURA 4.27. Neste caso, o padrão de comportamento descrito pelo solo com TVC = $0,015\text{g/cm}^3$ é similar ao descrito pelo solo reconstituído, no qual a deformabilidade é continuamente decrescente com o nível de tensão vertical efetiva. Este comportamento se deve, provavelmente, ao baixo índice de vazios inicial. Para este grau de cimentação, nenhuma modificação foi percebida em relação ao padrão de comportamento definido pelo solo reconstituído.

Nas FIGURAS 4.28(a), as tensões de plastificação obtidas em escala logarítmica de σ'_v são plotadas em função de e_o , tanto para o solo indeformado como para os solos artificialmente cimentados. Na mesma figura são apresentadas as curvas de compressão do solo reconstituído, para $e_o = 0,5$ e $e_o = 1,2$. As diferenças entre as tensões de plastificação para os solos com TVC = $0,01\text{g/cm}^3$ e TVC = $0,015\text{g/cm}^3$ são relativamente pequenas, exceto para o índice de vazios $e_o = 0,7$, onde o solo com TVC = $0,01\text{g/cm}^3$ apresentou uma tensão de plastificação inferior à esperada. Na FIGURA 4.28(b), são plotados os valores de σ'_y obtidos em escala linear de σ'_v em função do e_o .

As semelhanças entre as tensões de plastificação obtidas nos solos artificialmente cimentados são interessantes. Ambos os solos mostram uma tendência de aumento da tensão de plastificação com a redução do índice de vazios. Estas linhas representam envoltórias de plastificação da estrutura cimentante neste espaço, e apresentam, inicialmente, uma inclinação maior do que as linhas de compressão obtidas das amostras reconstituídas. Pode-se observar que estas envoltórias de plastificação se aproximam da curva de compressão do solo reconstituído com $e_o = 0,5$. Existe uma tendência de coincidência entre estas duas curvas para tensões maiores do que 100-500 kPa. Como descrito no Capítulo 2, Kavvas *et al.* (1993a) sugerem que a envoltória de plastificação da estrutura, obtida a partir da união dos pontos de plastificação da estrutura de corpos de prova com diferentes índices de vazios iniciais, pode apresentar uma direção paralela ou convergente à NCL definida pelo solo reconstituído. Segundo os autores, a posição da envoltória de plastificação em relação à NCL reflete a relação entre o grau de cimentação e a porosidade. Desta forma, se a cimentação cresce com a redução do índice de vazios, como é o caso de solos residuais com a proximidade da rocha, a envoltória de plastificação da estrutura é paralela à NCL. Por outro lado, se a cimentação é constante para diferentes índices de vazios, a envoltória de plastificação irá convergir e mesmo se situar abaixo da NCL para menores índices de vazios.

Burland (1990) propôs uma normalização que permite identificar no espaço normalizado I_v : $\log \sigma'_v$ um paralelismo entre a linha de compressão intrínseca (ICL, correspondente à NCL) e a linha de

sedimentação natural (SCL, correspondente ao estado natural das argilas em campo). Esta proposta é interessante porque normaliza o comportamento em compressão de solos argilosos através de um parâmetro de simples determinação. Este parâmetro consiste na declividade da NCL definida para o solo reconstituído, representada pelo índice de compressão C_c^* , onde * indica que o índice se refere ao comportamento intrínseco do solo, ou seja, a amostras reconstituídas acima do limite de liquidez. A partir desta normalização, pode-se inferir o caráter estruturado de solos argilosos, nos quais o comportamento difere do intrínseco.

Um pré-requisito fundamental para aplicação da proposta de normalização de Burland (1990) é a existência de uma NCL bem caracterizada para cada solo. Como visto na seção 4.2, isto não pode ser obtido no solo BRS. Procurou-se estabelecer uma linha de compressão de referência do comportamento intrínseco a partir de uma normalização das diferentes curvas de compressão definidas pelo solo reconstituído em diferentes índices de vazios. Na FIGURA 4.29, as curvas são normalizadas em relação do índice de vazios inicial, sendo expressas em termos de $e/e_o: \log \sigma'_v$. Percebe-se que esta proposição não representa uma boa normalização das curvas de compressão dos solos artificialmente cimentados.

A FIGURA 4.28 demonstra que existe uma relação entre a tensão de plastificação e ao índice de vazios inicial, definida pela clara tendência de aumento de σ'_y com a redução do e_o . Isto sugere que a tensão de plastificação da estrutura pode ser um elemento importante a ser considerado na normalização das curvas de compressão do solo estruturado. Nas FIGURAS 4.30(a) e (b) são mostradas as curvas de compressão normalizadas em relação ao e_o e em relação à tensão de plastificação, $e/e_o: \log \sigma'_v/\sigma'_y$. Como pode-se observar nestas figuras, o comportamento pode ser bem representado por esta normalização. A escolha das funções de normalização acima propostas deve-se, essencialmente, à sua simplicidade e consistência com os dados experimentais.

Na FIGURA 4.30 as curvas de compressão dos solos reconstituído, indeformado e artificialmente cimentado são sobrepostas no plano normalizado $e/e_o: \log \sigma'_v/\sigma'_y$. Deve-se ressaltar que, para o solo reconstituído, considerou-se, para fins de normalização, uma tensão $\sigma'_y = 1000$ kPa, tendo em vista que o solo reconstituído não apresenta tensão de plastificação. Esta definição é fundamentada no fato de que a normalização busca caracterizar a estrutura cimentante a partir da comparação das curvas de compressão do solo estruturado e reconstituído, partindo do mesmo ponto inicial, neste espaço normalizado. Este ponto inicial é tomado como sendo $e/e_o = 1$, $\sigma'_v/\sigma'_y = 0,01$. Como tensão inicial foi tomado o valor de $\sigma'_v = 10$ kPa, uma tensão suficientemente pequena para permitir a comparação a partir do início do carregamento. Assim, para o solo reconstituído, sendo $\sigma'_v/\sigma'_y = 0,01$ e $\sigma'_{vo} = 10$ kPa, temos que $\sigma'_y = 1000$ kPa. Neste plano

normalizado é possível caracterizar uma região à direita da linha de compressão definida pelo solo reconstituído, onde somente o material estruturado pode existir.

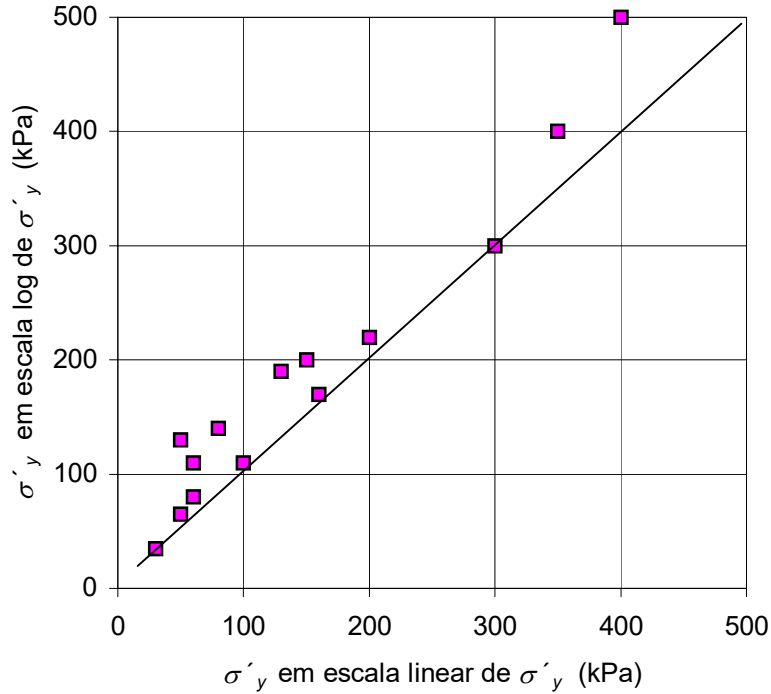


FIGURA 4. 26. Tensão de plastificação obtida em escala logarítmica x tensão de plastificação obtida em escala aritmética

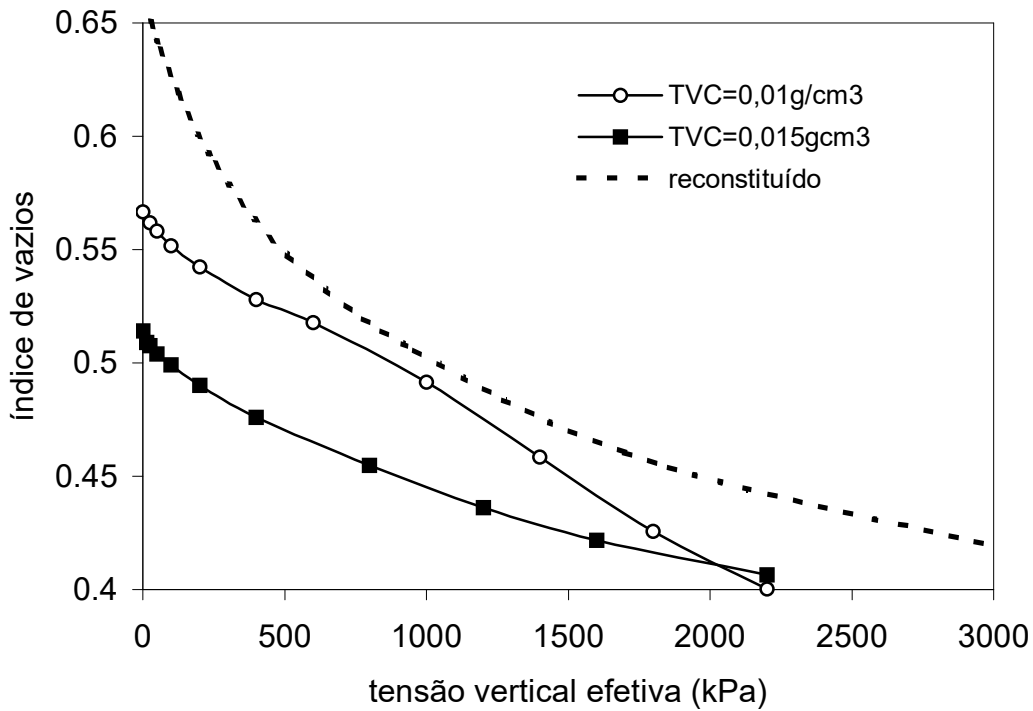


FIGURA 4. 27 . Curvas de compressão unidimensional dos solos artificialmente cimentados e do solo reconstituído, para $e_o=0,5$.

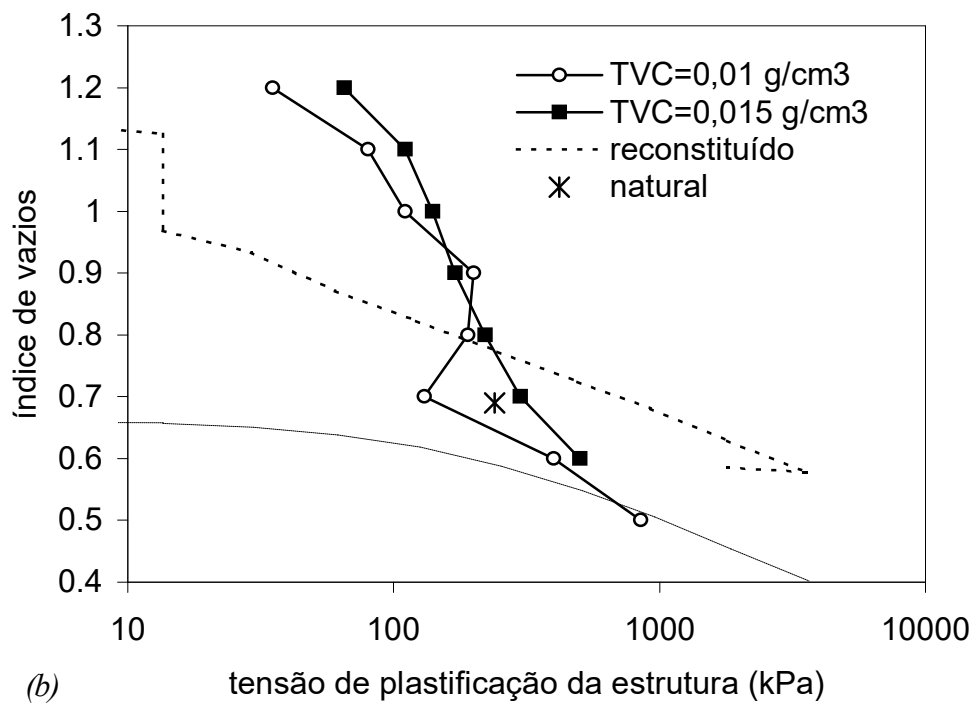
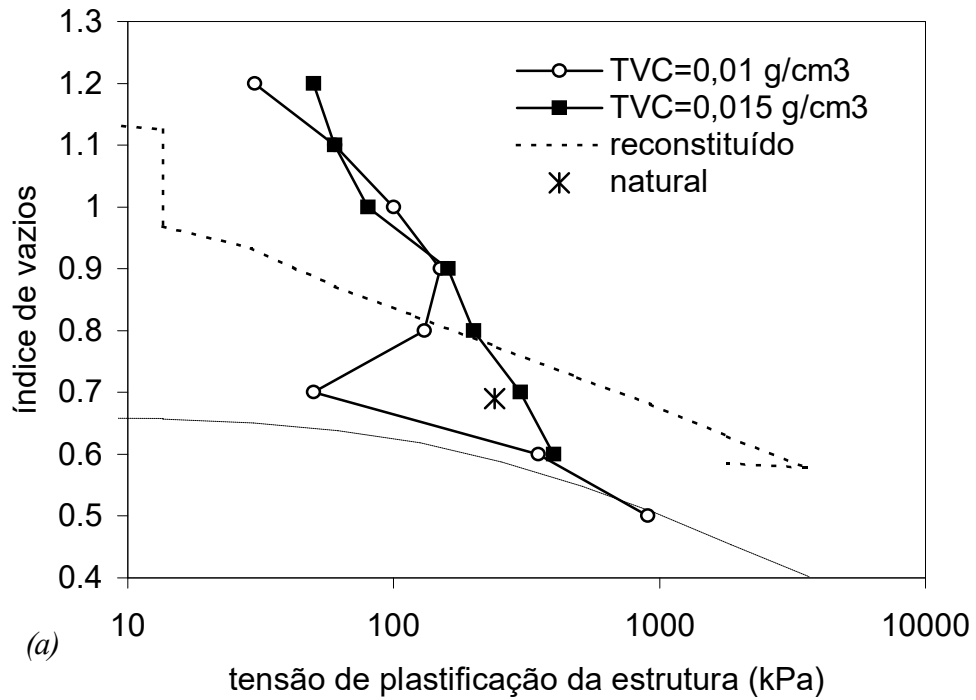


FIGURA 4.28. Curvas índice de vazios \times tensão de plastificação da estrutura definidas (a) em escala aritmética e (b) em escala logarítmica de σ_v para os solos artificialmente cimentados.

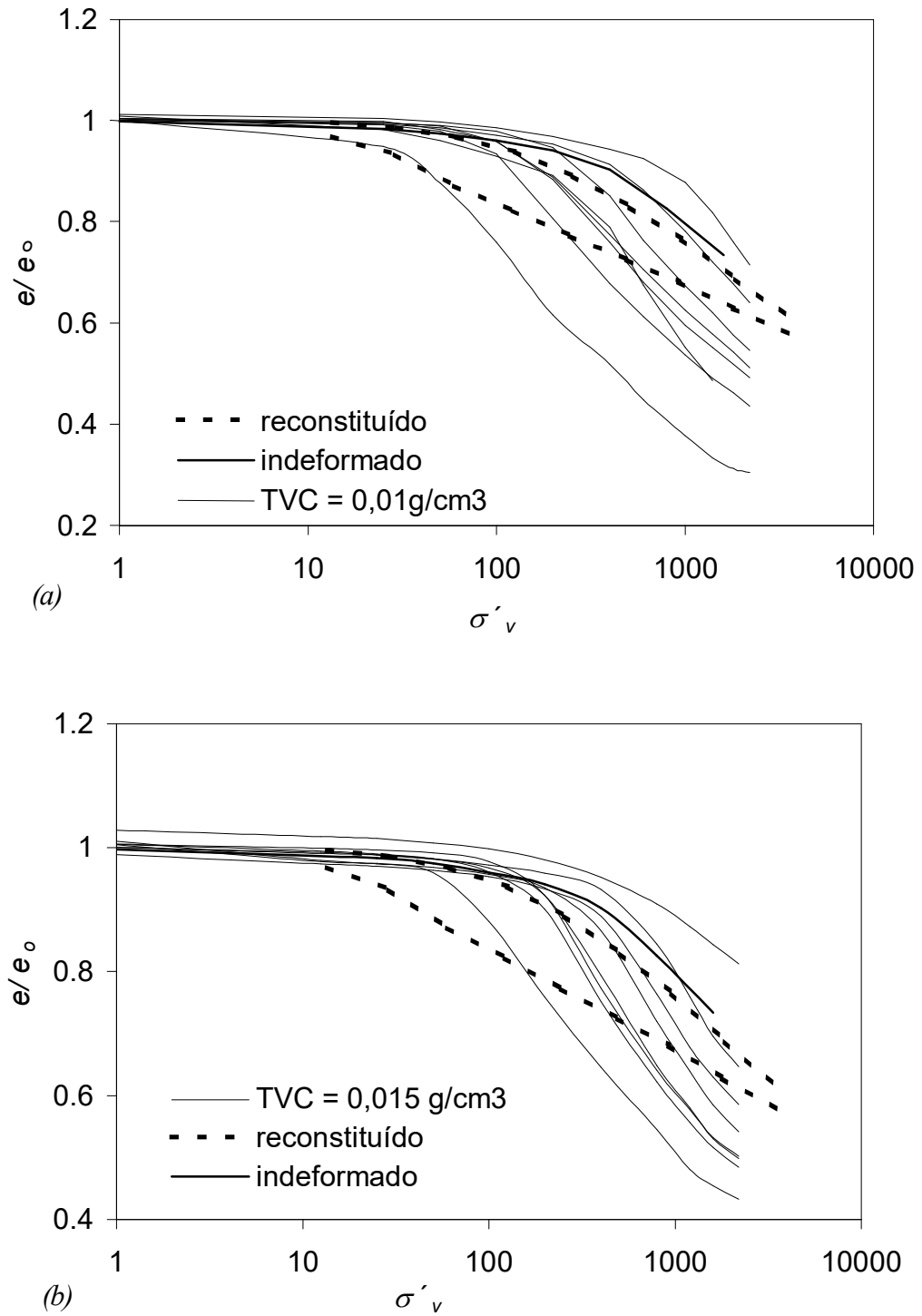


FIGURA 4. 29. Curvas de compressão unidimensional do solo BRS normalizadas em relação a e_o (a) $TVC = 0,01g/cm^3$ e (b) $TVC = 0,015g/cm^3$

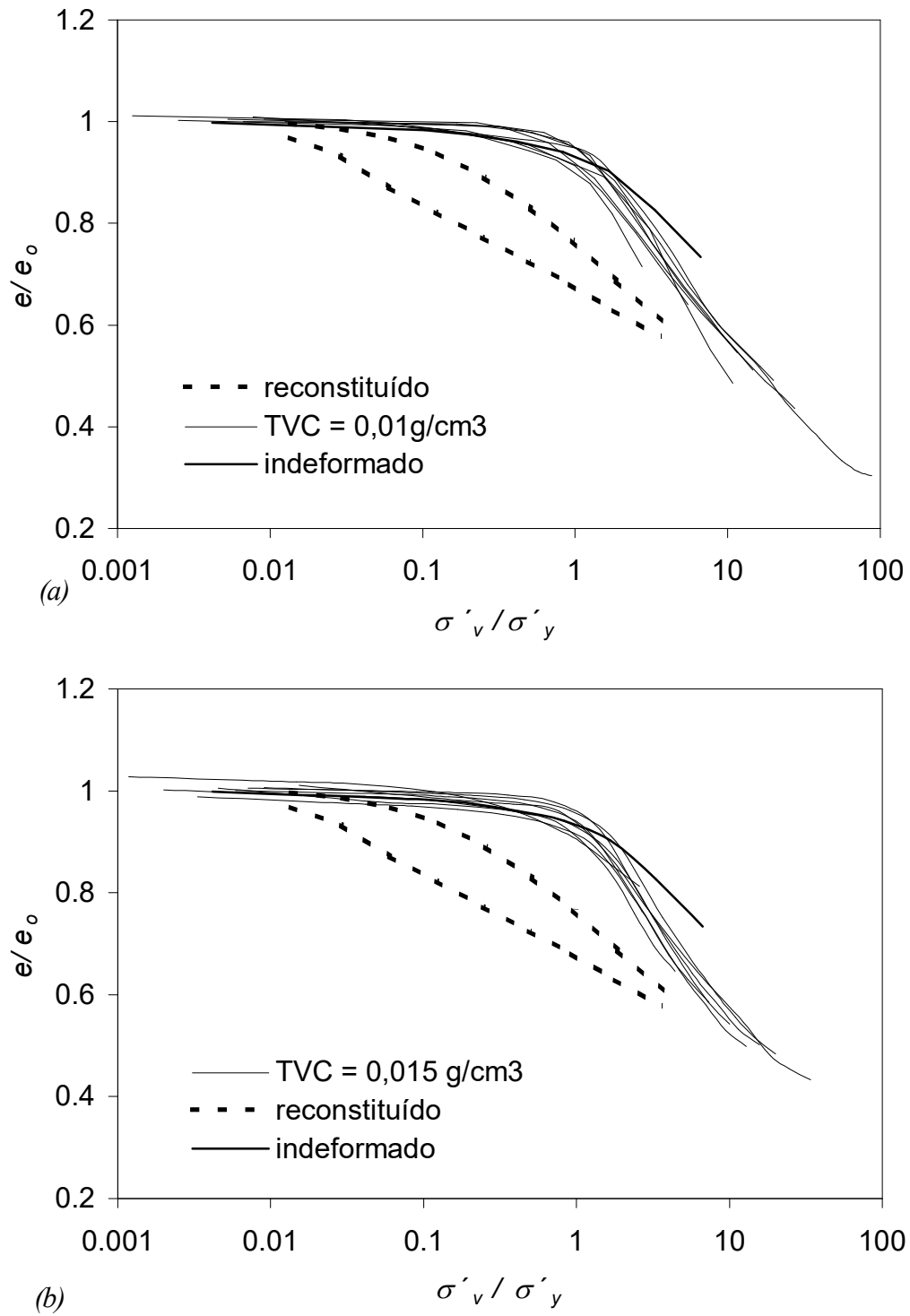


FIGURA 4. 30. Curvas de compressão unidimensional do solo BRS normalizadas em relação a e_0 e em relação a σ'_y (a) $TVC = 0,01g/cm^3$ e (b) $TVC = 0,015g/cm^3$

5 ENSAIOS TRIAXIAIS

Neste capítulo são apresentados resultados de 31 ensaios triaxiais realizados em amostras do solo BRS. O comportamento estruturado deste solo é mostrado através de ensaios realizados em amostras indeformadas, seguindo trajetórias de tensões convencionais (Seção 5.1). Visando ilustrar aspectos particulares deste comportamento, ensaios complementares foram realizados em amostras indeformadas, seguindo trajetórias de tensões especiais (Seção 5.2) e em amostras artificialmente cimentadas, seguindo trajetórias de tensões convencionais (Seção 5.3). O equipamento triaxial desenvolvido especialmente para estes ensaios, munido de controle automático de trajetórias de tensões por microcomputador e de medição local de deformações utilizando sensores de efeito Hall, está descrito no Anexo 1, juntamente com o método de interpretação destas medições. Na TABELA 5.1 é apresentado um resumo dos ensaios triaxiais apresentados neste capítulo.

TABELA 5. 1 Resumo dos ensaios triaxiais realizados no solo BRS

série	nº de ensaios	identificação	e_0
NT – trajetórias convencionais em amostras indeformadas	06	NT10, NT25, NT50, NT100, NT150 e NT200	natural, variando de 0,69 a 0,74
reconstituído	01	NT100r	0,7
AC – trajetórias convencionais em amostras artificialmente cimentadas, TVC = 0,5 g/cm ³	03	AC0525, AC05100 e AC05200	0,5
	02	AC0725 e AC07200	0,7
	03	AC0925, AC09100 e AC09200	0,9
AC – trajetórias convencionais em amostras artificialmente cimentadas, TVC = 1g/cm ³	03	AC0530x, AC05100x e AC05150x	0,5
	03	AC0730x, AC07100x e AC07150x	0,7
	03	AC0930x, AC09100x e AC09150x	0,9
SP – trajetórias não convencionais em amostras indeformadas	06	SP01, SP02, SP03, SP04, EXT100 e EXT200	natural, variando de 0,69 a 0,74
estratificação horizontal	01	NTV115	0,72
TOTAL	31		

5.1 Trajetórias de tensões convencionais em amostras indeformadas

Nesta seção são apresentados os resultados de seis ensaios triaxiais realizados seguindo trajetórias de tensões efetivas convencionais, com tensão confinante (σ'_c) mantida constante durante a fase de cisalhamento (ensaio do tipo adensado-drenado). Os eixos de tensões utilizados na apresentação dos resultados gráficos correspondem a $q = (\sigma'_1 - \sigma'_3)$ e $p' = (\sigma'_1 - 2\sigma'_3)/3$. Esta série objetivou investigar a influência de σ'_c no comportamento do solo BRS, e será identificada neste trabalho pelas letras NT. Os níveis de σ'_c aplicados foram de 10, 25, 50, 100, 150 e 200 kPa em corpos de prova indeformados. Nestes ensaios, os corpos de prova foram moldados com a estratificação na direção horizontal. Esta orientação se aproxima à de campo no ponto de coleta de amostras. Para fins de comparação é também apresentado o resultado de um ensaio realizado no solo reconstituído no mesmo índice de vazios do solo indeformado (ensaio 100r com $e_o = 0,7$), submetido a $\sigma'_c = 100$ kPa.

Na FIGURA 5.1 são mostradas as curvas tensão desvio x deformação axial ($q: \varepsilon_a$) para todos os ensaios desta série. Na FIGURA 5.2 são apresentadas as correspondentes curvas deformação volumétrica x deformação axial ($\varepsilon_v: \varepsilon_a$) e na FIGURA 5.3 são apresentadas as curvas deformação radial x deformação axial ($\varepsilon_r: \varepsilon_a$). O trecho inicial destas curvas é comentado em detalhe na Seção 5.1.1. Para o ensaio NT10, a medição local de deformações radiais pode ter sido afetada por erros devido ao baixo nível de tensão confinante, já que os apoios do transdutor são colados diretamente na membrana. As trajetórias de tensões correspondentes aos ensaios triaxiais da série NT são apresentadas na FIGURA 5.4 juntamente com a superfície de plastificação e as envoltórias de ruptura, estas obtidas com ensaios de cisalhamento direto.

Para os ensaios com $\sigma'_c = 10, 25$ e 50 kPa (NT10, NT25 e NT50), as curvas $q: \varepsilon_a$ formam um pico de resistência ao cisalhamento que ocorre para deformações axiais (ε_a) inferiores a 2%. Nestes corpos de prova foi observada a formação de um plano preferencial de ruptura, característico de ruptura frágil. A observação das curvas $q: \varepsilon_a$ permitiu também identificar pontos de plastificação para níveis de deformação axial muito pequenos, que serão discutidos em mais detalhe na Seção 5.1.1. Nas FIGURAS 5.5, 5.6 e 5.7 são apresentadas as curvas $q: \varepsilon_a$, $\varepsilon_v: \varepsilon_a$ e $\varepsilon_r: \varepsilon_a$ destes 3 ensaios. O comportamento volumétrico observado nestes ensaios foi de expansão, com o pico de resistência ao cisalhamento coincidindo com a máxima taxa de expansão volumétrica. Este padrão de comportamento expansão x pico é representativo de areias densas reconstituídas ou de solos *fracamente* estruturados nos quais a resistência ao cisalhamento de pico pode coincidir com a máxima taxa de expansão volumétrica (Coop, 2000a), seção 2.5.6). Neste caso, a plastificação da estrutura ocorre para níveis de tensão desvio

inferiores ao pico de resistência ao cisalhamento. Os ensaios NT10, NT25 e NT50 parecem ajustar-se melhor a este padrão de comportamento.

Uma evidência clara de que o comportamento tensão x deformação do solo BRS indeformado é muito influenciado pela estrutura e não só pela densidade, é obtida pela comparação deste comportamento com o correspondente ao solo reconstituído no mesmo índice de vazios inicial (ensaio NT100r). Devido à maior compressibilidade do corpo de prova reconstituído, uma parte significativa do curso linear disponível dos transdutores locais do tipo efeito Hall foi consumida durante a fase de consolidação. Por este motivo, o ensaio NT100r foi realizado para um intervalo de deformações axiais reduzido, embora suficiente para caracterizar uma significativa diferença em termos de deformabilidade em relação ao solo indeformado. O solo reconstituído apresenta uma rigidez muito menor que o solo indeformado, mesmo quando a curva $q: \varepsilon_a$ é comparada à do ensaio NT10, correspondente a um nível de tensão isotrópica efetiva muito inferior. Para deformações axiais superiores a 2% o solo reconstituído se encontra ainda muito distante da ruptura, estimada para este nível de σ'_c em $q = 200$ kPa. Este resultado mostra que a rigidez dos corpos de prova indeformados se deve essencialmente à estrutura natural.

Os resultados dos ensaios NT100, NT150 e NT200 são apresentados nas FIGURAS 5.8, 5.9 e 5.10, nas quais são plotadas simultaneamente as curvas $q: \varepsilon_a$, $\varepsilon_v: \varepsilon_a$ e $\varepsilon_r: \varepsilon_a$. O ensaio NT100 atingiu a ruptura para $\varepsilon_a \approx 1\%$ (FIGURA 5.8), após o que se observa uma lenta redução de q com ε_a . Somente para $\varepsilon_a > 1\%$ o solo BRS apresentou deformações volumétricas de expansão. O corpo de prova não apresentou plano preferencial de ruptura visível. O comportamento volumétrico do solo reconstituído e ensaiado no mesmo nível de tensão isotrópica efetiva (NT100r) foi de compressão, com deformações radiais muito pequenas (FIGURA 5.3).

Os ensaios NT150 e NT200 (mostrados nas FIGURAS 5.9 e 5.10) não alcançaram a envoltória de resistência ao cisalhamento dentro do intervalo de deformações axiais investigado. Para o ensaio NT150, o solo BRS tende a alcançar uma estabilização da tensão desvio somente para $\varepsilon_a > 10\%$. O ensaio NT200 não apresenta estabilização da tensão desvio dentro do intervalo de deformações axiais investigado. Para ambos os ensaios, o comportamento volumétrico é de compressão e a ruptura foi do tipo dúctil, não sendo possível identificar um plano preferencial de ruptura. É interessante notar que as curvas $q: \varepsilon_a$ destes ensaios definem claramente um ponto de plastificação para deformações axiais próximas a 1%. Este comportamento é associado à plastificação da estrutura. Com base na comparação com o solo reconstituído, para os ensaios com $\sigma'_c \leq 100$ kPa, admite-se que o pico de resistência ao cisalhamento se deva à presença da estrutura, embora tenham sido observados outros pontos de plastificação a deformações menores. O ensaio NT100 apresenta um comportamento semelhante ao

proposto por Leroueil & Vaughan (1990) e definido por Coop (2000a) como sendo fortemente cimentado.

Os pontos de plastificação da estrutura, identificados ou pela resistência ao cisalhamento de pico ou pela mudança brusca de direção observada nas curvas $q: \varepsilon_a$, são apresentados na TABELA 5.2. A superfície de plastificação da estrutura definida por estes pontos é apresentada na FIGURA 5.4, juntamente com as trajetórias de tensões efetivas seguidas nestes ensaios, no plano $q: p'$. Para tensões confinantes de 150 e 200kPa a superfície de plastificação se situa abaixo da envoltória de resistência ao cisalhamento.

A envoltória de resistência ao cisalhamento para grandes deformações mostrada na FIGURA 5.4 foi determinada a partir dos ensaios triaxiais anteriormente apresentados. A definição dos parâmetros de resistência ao cisalhamento para grandes deformações (ϕ'_{cv}, c'_{cv}) considerou (i) a resistência ao cisalhamento pós-pico, para os ensaios com ruptura do tipo frágil, obtida para deformações axiais em torno de 4% e (ii) a resistência correspondente a deformações axiais da ordem de 10% para os ensaios com NT100 e NT150. No ensaio NT100, a tensão desvio nesta deformação foi estimada em $q = 200$ kPa, a partir da extrapolação da curva $q: \varepsilon_a$. Para estes dados, obteve-se $\phi'_{cv} = 24,7^\circ$ e $c'_{cv} = 12,4$ kPa (TABELA 5.2). Martins (1994) realizou ensaios de cisalhamento direto no mesmo solo indeformado. Na TABELA 5.2 são apresentados os parâmetros de resistência ao cisalhamento para grandes deformações obtidos em ensaios de cisalhamento direto por Martins (1994). É interessante notar que, mesmo para as deformações de cisalhamento aplicadas no ensaio de cisalhamento direto (deslocamentos de 6 mm), a envoltória de resistência do solo BRS ainda apresenta intercepto de coesão. Burland (1990) mostrou que grandes deformações de cisalhamento impostas sob compressão triaxial não foram suficientes para desestruturar completamente algumas argilas sensitivas. Coop (2000b) admite que a definição adequada do estado crítico em areias no ensaio triaxial requer deformações axiais da ordem de 40%. É possível que os interceptos de coesão mostrados na TABELA 5.2 decorram deste tipo de dificuldade experimental. Na FIGURA 5.4 é apresentada, também, a envoltória de resistência de pico obtida nos ensaios de cisalhamento direto apresentados por Martins (1994).

TABELA 5.2 – Resumo dos resultados de ensaios triaxiais - série NT

σ'_c kPa	p'_y kPa	q_y kPa	p'_{cv} kPa	q_{cv} kPa	Esta tese	Martins (1994)
10	41.6	94.7	31	64	$\phi'_{cv} = 25.7^\circ$ $c'_{cv} = 12,4$ kPa (compressão triaxial)	$\phi'_{cv} = 25^\circ$ $c'_{cv} = 10,3$ kPa (cisalhamento direto)
25	62.8	113.4	53	84		
50	99.1	147.3	92	126		
100	175.2	216.5	169	208		
150	212.4	187.2	245	285		
200	264.3	209.3	317	350		

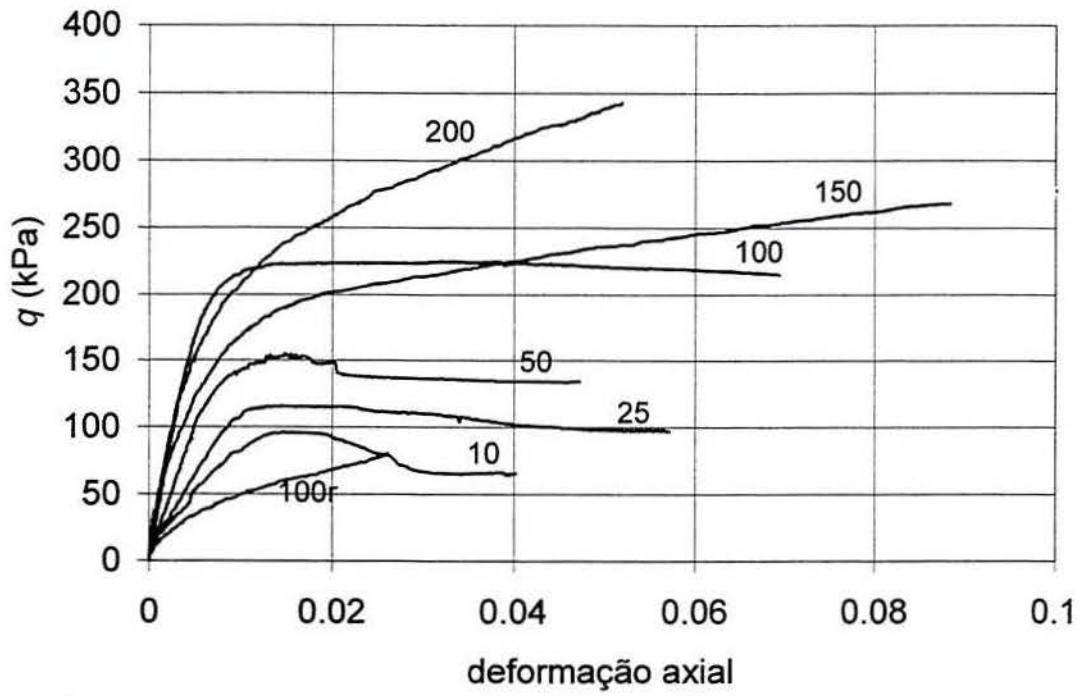


FIGURA 5. 1 Ensaio convencionais drenados em amostras indeformadas, curvas q : ε_v , série NT.

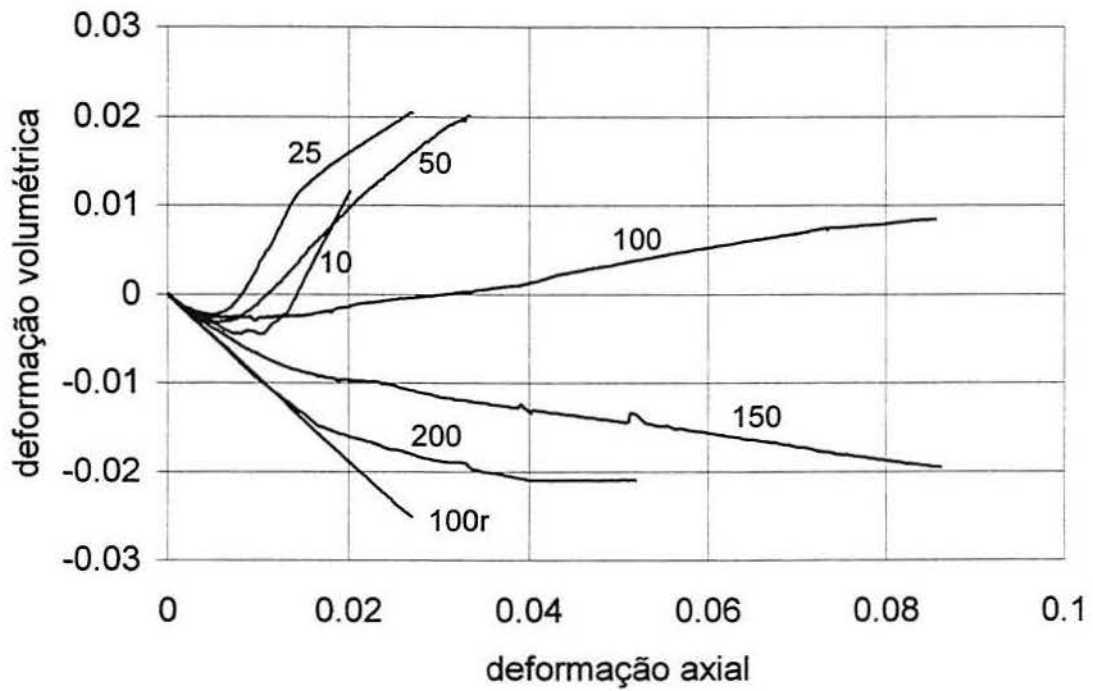


FIGURA 5. 2. Ensaio convencionais drenados em amostras indeformadas, curvas ε_v : ε_v , série NT.

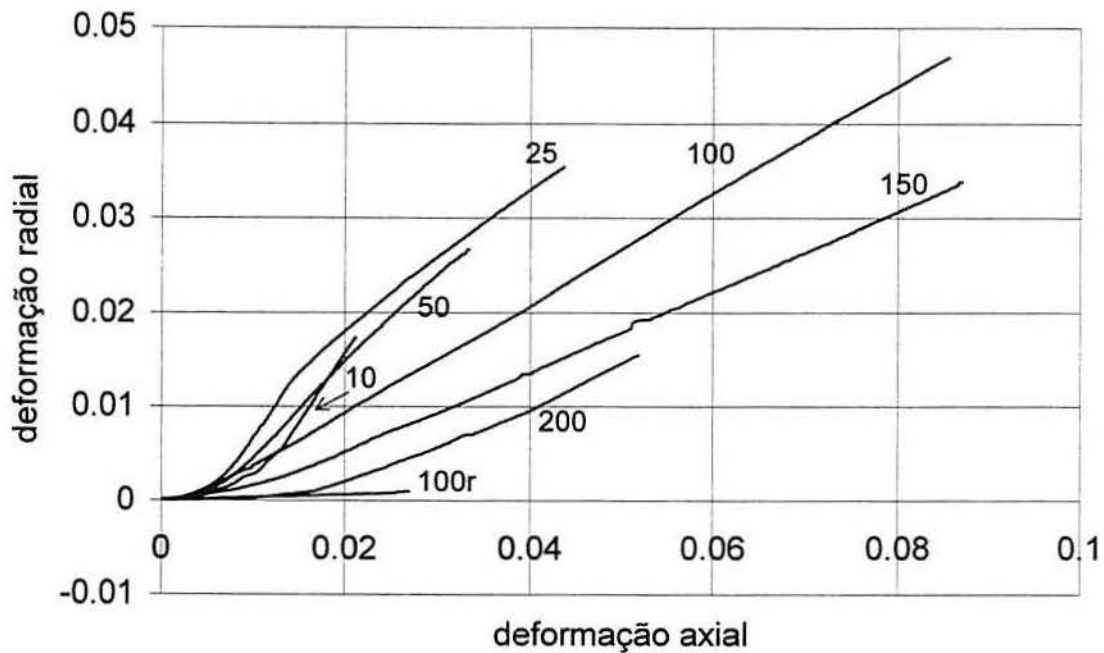


FIGURA 5.3. Ensaios convencionais drenados em amostras indeformadas, curvas ε_r : ε_a , série NT.

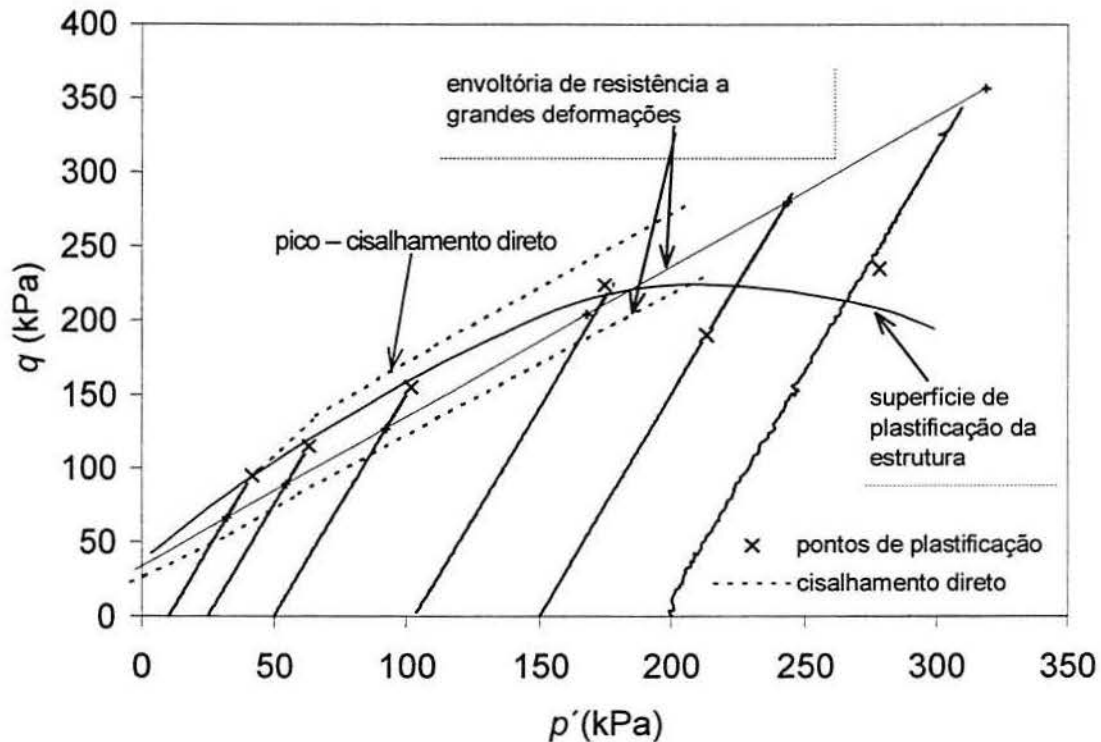


FIGURA 5.4 Ensaios convencionais drenados em amostras indeformadas, trajetórias de tensões q : p' , série NT.

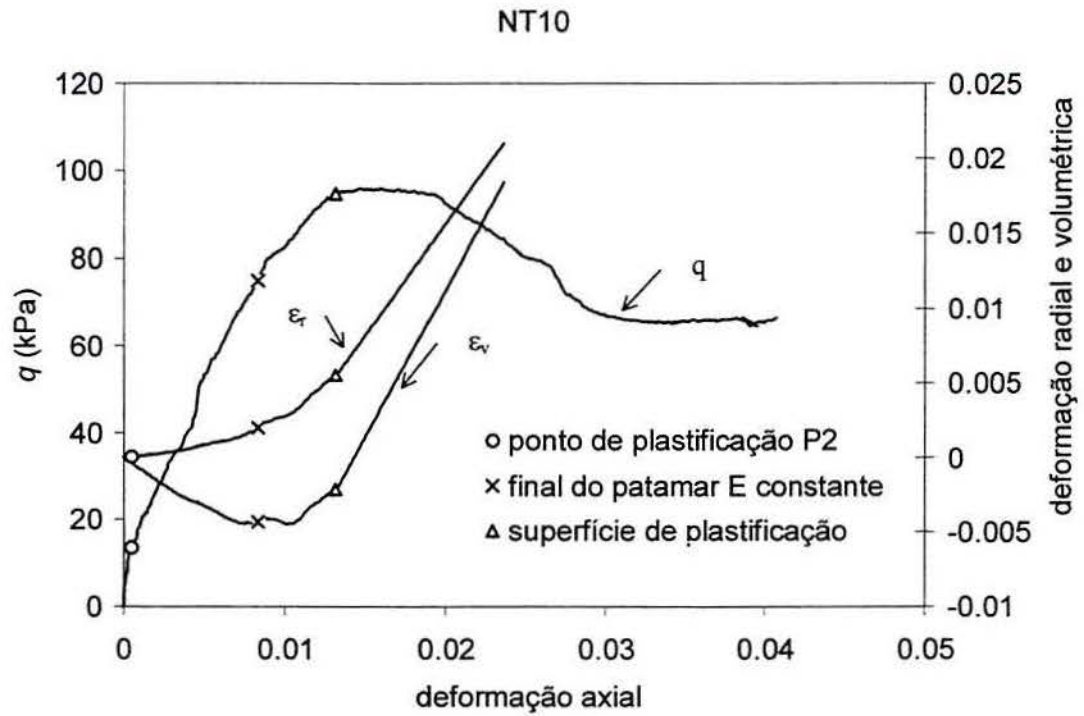


FIGURA 5. 5 Ensaios convencionais drenados em amostras indeformadas, curvas q : ε_r , ε_r : ε_r , ε_v : ε_v , ensaio NT10

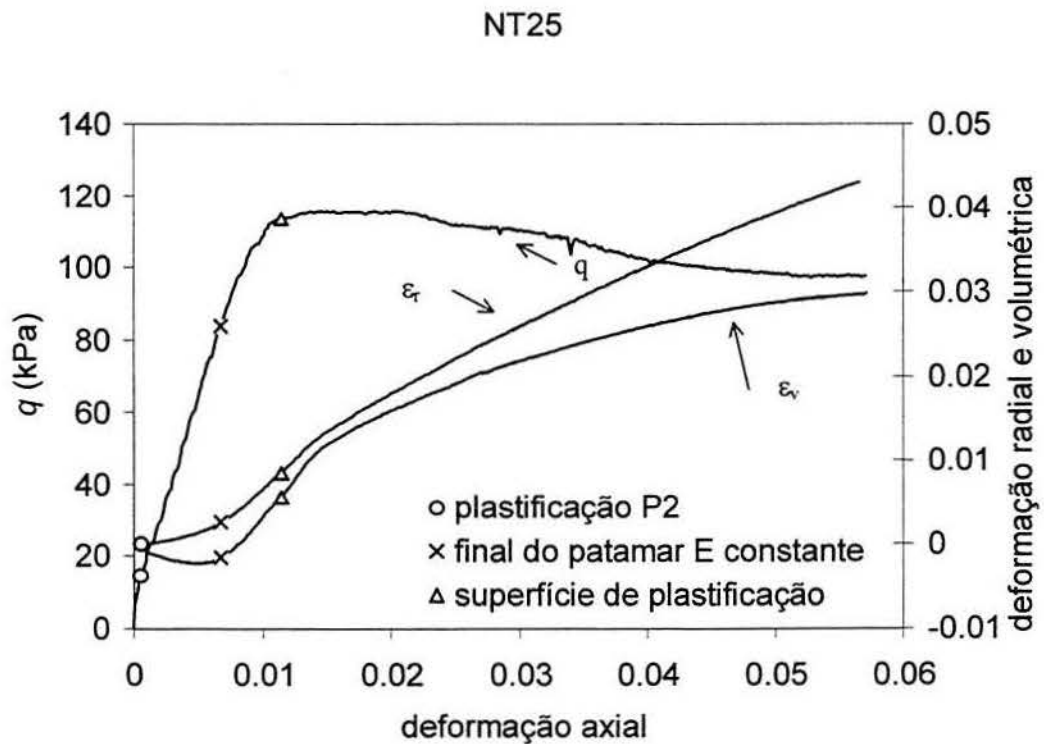


FIGURA 5. 6. Ensaios convencionais drenados em amostras indeformadas, curvas q : ε_r , ε_r : ε_r , ε_v : ε_v , ensaio NT25

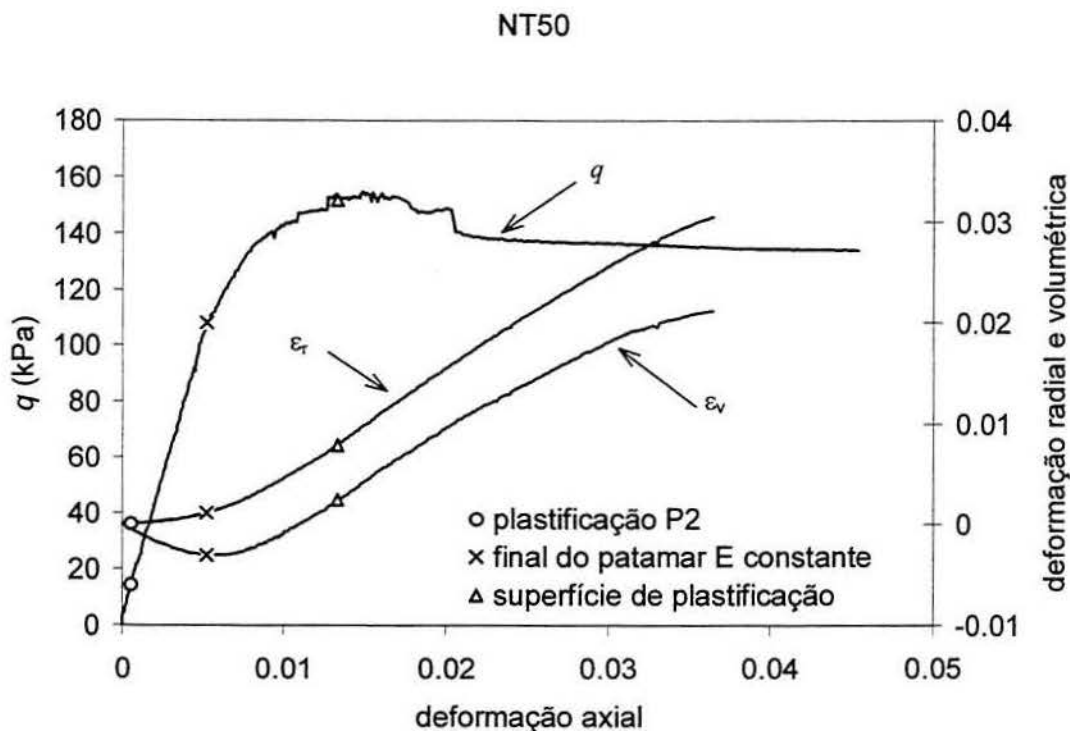


FIGURA 5.7 Ensaio convencionais drenados em amostras indeformadas, curvas q : ϵ_r : ϵ_v : ϵ_r : ϵ_v : ϵ_r : ϵ_v : ensaio NT50

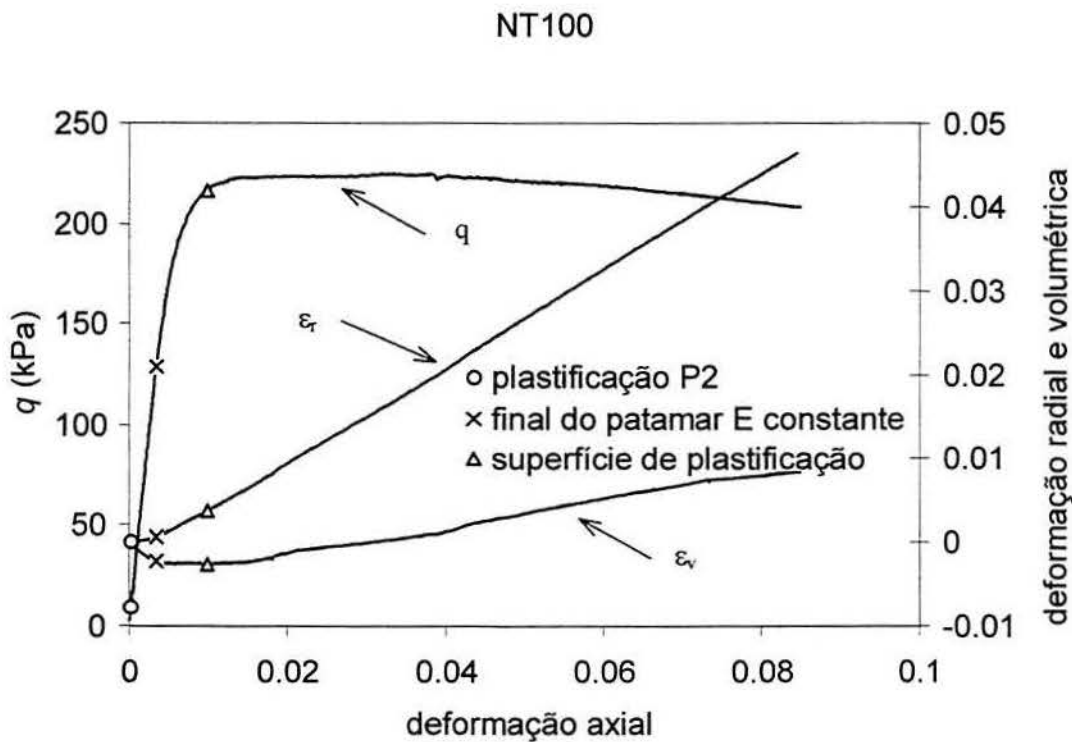


FIGURA 5.8 Ensaio convencionais drenados em amostras indeformadas, curvas q : ϵ_r : ϵ_v : ϵ_r : ϵ_v : ϵ_r : ϵ_v : ensaio NT100

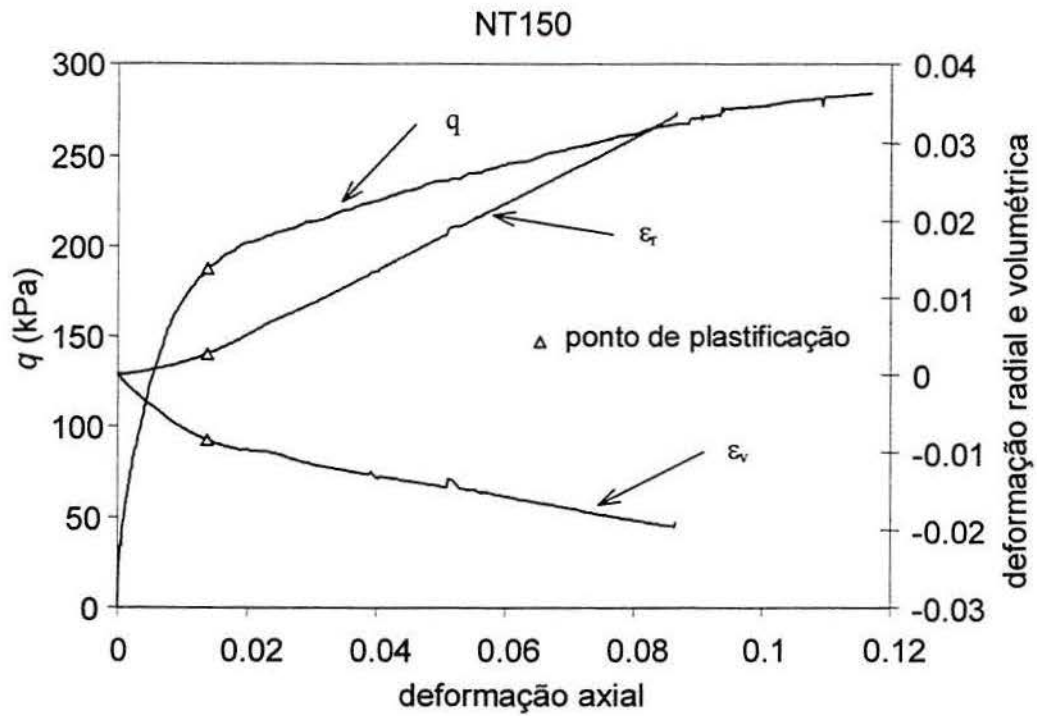


FIGURA 5.9 Ensaios convencionais drenados em amostras indeformadas, curvas q : ϵ_r : ϵ_v : ensaio NT150

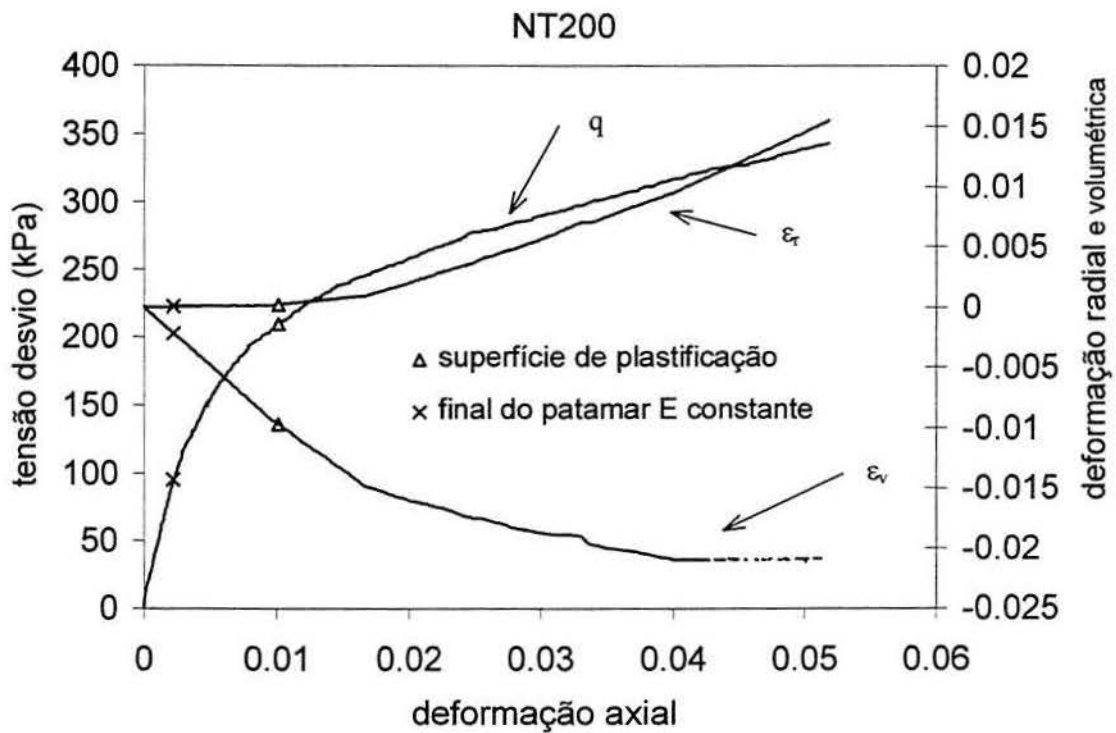


FIGURA 5.10 Ensaios convencionais drenados em amostras indeformadas, curvas q : ϵ_r : ϵ_v : ensaio NT200.

5.1.1 Comportamento pré-ruptura

Nas FIGURAS 5.11(a) e (b) são mostrados os módulos de deformabilidade (E) determinados nos ensaios triaxiais da série NT plotados em função do logaritmo da deformação axial. Estes valores referem-se ao módulo de deformabilidade secante. Na FIGURA 5.11(a) as curvas $E: \log \varepsilon_a$ são apresentadas na forma usual, em escala linear de E . Na FIGURA 5.11(b), os mesmos resultados são plotados em escala logarítmica de E , a qual permite observar melhor algumas características destas curvas para todo o intervalo de deformações axiais investigado.

As curvas apresentadas nas FIGURAS 5.11(a) e 5.11(b) são notáveis pela forma, que se diferencia do padrão clássico. Conforme discutido na Seção 2.6, materiais geotécnicos apresentam, tipicamente, curvas $E: \log \varepsilon_a$ em forma de S, com patamar elástico linear inicial seguido de uma significativa redução de E com o aumento de ε_a , até deformações da ordem de 10^{-2} (1%). Para maiores deformações, a redução de E com ε_a é menos intensa, o que define uma inflexão destas curvas (p.ex. FIGURA 2.41).

Nas curvas $E: \log \varepsilon_a$ apresentadas na FIGURA 5.11(a), os valores de E caem continuamente com o aumento de ε_a , dentro do intervalo $10^{-5} < \varepsilon_a < 10^{-3}$, tanto para o solo indeformado como para o solo reconstituído, num padrão semelhante ao definido pelo padrão clássico. No entanto, para $10^{-3} < \varepsilon_a < 10^{-2}$, as curvas do solo indeformado apresentam um patamar, no qual o módulo de deformabilidade estabiliza em um valor aproximadamente constante com o aumento das deformações axiais até um determinado limite, inferior a 10^{-2} , a partir do qual os valores de E voltam a cair. Este padrão é definido pelos ensaios NT10, NT25, NT50, NT100 e NT200, mas não para o ensaio NT150. O motivo desta diferença não é claro. Para solo BRS reconstituído (ensaio NT100r), a curva $E: \log \varepsilon_a$ não apresenta patamar e os módulos são significativamente inferiores aos do solo indeformado na condição indeformada (10Mpa e 40Mpa, para $\varepsilon_a = 0,1\%$). Na FIGURA 5.11(b) é interessante notar que, no plano $\log E: \log \varepsilon_a$, a curva do solo reconstituído é aproximadamente linear, dentro do intervalo de deformações em que este ensaio foi realizado, para o qual não se atingiu a envoltória de resistência ao cisalhamento.

No equipamento utilizado, tanto as medições locais de deslocamentos (sensores de efeito Hall) como as medições de força axial (célula de carga), aproximavam-se dos seus limites de resolução, para $\varepsilon_a < 0,001\%$. Devido a estas limitações, não foi possível identificar sem ambigüidade o intervalo elástico linear para o solo BRS (por exemplo, realizando ciclos de carga e descarga no interior deste intervalo). Segundo Jardine *et al.* (1991), materiais geotécnicos reconstituídos apresentam um comportamento

elástico linear para níveis de deformações inferiores a 10^{-5} (superfície de plastificação Y_1 , conforme discutido na Seção 2.7). Em rochas brandas, outros autores (Tatsuoka *et al.*, 1993, Cuccovillo & Coop, 1997a) mostram que o limite superior do intervalo elástico linear pode alcançar níveis de deformação maiores, da ordem de 10^{-4} , devido à presença de cimentação.

Na FIGURA 5.11(b), as diferentes curvas $\log E: \log \varepsilon_a$ apresentam, para ε_a em torno de 10^{-5} , valores médios de E próximos a 200MPa. Para este nível de deformação axial, próximo ao limite de resolução dos instrumentos, os valores apresentam uma considerável dispersão de resultados. O exame das curvas $q: \varepsilon_a$, em escala ampliada, como apresentado na FIGURA 5.12 para $\varepsilon_a < 0,03\%$, permite observar que para deformações axiais inferiores a 0,002%, as curvas $q: \varepsilon_a$ dos diferentes ensaios se sobrepõem. As curvas começam a divergir a partir de $\varepsilon_a \approx 0,002\%$. O ponto de plastificação de cada ensaio para $\varepsilon_a < 0,002\%$ é caracterizado por uma mudança brusca de rigidez. Uma linha tracejada na figura indica a rigidez média que os diferentes corpos de prova apresentam no trecho inicial das curvas $q: \varepsilon_a$, com um valor estimado de 200 MPa. É possível que a deformação $\varepsilon_a \approx 0,002\%$ esteja associada ao limite do intervalo elástico linear do solo BRS e que o valor de $E = 200$ MPa seja representativo de E_{\max} do solo indeformado. Não é possível avaliar o efeito do nível de confinamento sobre o módulo de deformabilidade neste intervalo de deformações. Estas questões serão investigadas no Capítulo 6, onde são apresentados resultados de ensaios de *bender elements* com o solo BRS indeformado.

Na FIGURA 5.13 são apresentadas apenas as curvas $\log E: \log \varepsilon_a$ dos ensaios NT10, NT25, NT50 e NT100, para os quais alguns aspectos de comportamento são mais evidentes. Nestas curvas, o efeito do nível de confinamento no módulo não é percebido para deformações menores de que cerca de 10^{-4} . Este comportamento é claramente identificado na FIGURA 5.14, onde as curvas $q: \varepsilon_a$ são ampliadas na faixa de $\varepsilon_a \leq 0,2\%$. Nesta escala é possível identificar nos ensaios submetidos a baixos níveis de tensão confinante (NT10, NT25 e NT50), o trecho inicial das curvas $q: \varepsilon_a$ é praticamente coincidente até o ponto indicado pela seta ($\varepsilon_a \approx 0,05\%$). A partir deste ponto, as curvas passam a divergir. Para os ensaios NT10 e NT25, as curvas apresentam uma clara mudança de direção, do que resulta a identificação de pontos de plastificação. Estes pontos são marcados sobre as curvas $\log E: \log \varepsilon_a$ mostradas na FIGURA 5.13 (ponto de plastificação P2). É interessante notar que estes pontos correspondem ao final de um trecho intermediário entre o intervalo elástico inicial e o patamar E constante. Para o ensaio NT100, o ponto em que esta curva se desvia das demais ocorre para deformações menores, da ordem de 10^{-4} . Estes pontos são também identificados nas curvas apresentadas nas FIGURAS 5.6 a 5.9, sob a legenda “ponto de plastificação P2”.

Na FIGURA 5.15 são mostradas as curvas deformação radial x deformação axial, também em escala ampliada. Para níveis de deformação axial inferiores a 0,07%, as deformações radiais observadas para todos os ensaios são muito pequenas. Nesta figura, a seta indica a localização do ponto de plastificação P2 dos ensaios NT10, NT25 e NT50. Em relação à deformação axial, nota-se que quase nenhuma deformação radial ocorre até este ponto.

Na FIGURA 5.16 são mostradas as curvas deformação volumétrica x deformação axial, para $\varepsilon_a < 1\%$. Esta figura mostra que o comportamento volumétrico é essencialmente independente das tensões confinantes até deformações axiais da ordem de 0,1%. Como mostrado na FIGURA 5.15, dentro deste intervalo de deformações axiais, as deformações radiais correspondentes são muito pequenas, sendo o coeficiente de Poisson também muito pequeno, próximo de zero. Estes resultados são consistentes com os obtidos por Bressani (1990) com um solo artificialmente cimentado. É interessante notar que valores de coeficiente de Poisson próximos de zero foram também determinados por Giacheti *et al.* (1993a) em um solo residual de arenito do campus experimental da USP-São Carlos, para a condição não saturada. Os valores do coeficiente de Poisson foram determinados através de ensaios de *cross-hole*, comparando as velocidades de propagação das ondas de compressão (ondas *P*) e de cisalhamento (ondas *S*).

Nas FIGURAS 5.6 a 5.11 são marcados também os pontos referentes ao final do patamar onde o módulo de deformabilidade é aproximadamente constante. Estes pontos foram identificados diretamente sobre as curvas $q: \varepsilon_a$ apresentadas nas FIGURAS 5.6 a 5.10 e correspondem ao ponto a partir do qual cada curva se desvia de uma reta ajustada graficamente à parte inicial. Nestas figuras é possível relacionar estes pontos ao aumento das deformações radiais. Isto sugere que as deformações radiais em solos estruturados somente começam a aumentar significativamente quando algum dano é imposto à estrutura do solo pelo carregamento vertical. Para o ensaio NT150 não foi possível um ajuste linear satisfatório do primeiro trecho da curva $q: \varepsilon_a$. No entanto, tanto para o ensaio NT150 como para o ensaio NT200, o aumento das deformações radiais está claramente relacionado ao ponto de plastificação da estrutura, associado à máxima curvatura da curva $q: \varepsilon_a$.

Na FIGURA 5.17 os resultados são apresentados em um gráfico $\log E: \log q$. Neste plano, os patamares ficam ampliados, e o pico de resistência ao cisalhamento pode ser melhor situado em relação aos diversos pontos de plastificação. Nesta figura observa-se claramente que o patamar de *E* constante termina antes do solo atingir a resistência ao cisalhamento de pico.

São, portanto, identificados quatro pontos em que ocorrem mudanças significativas de rigidez nas curvas $q: \varepsilon_v$. Estes pontos podem ser sugeridos como um padrão de comportamento observado para os ensaios da série NT, e são identificados como:

1. final do trecho elástico linear (possivelmente a superfície de plastificação YI como proposta por Jardine *et al.*, 1991), correspondente a $\varepsilon_v \approx 2 \times 10^{-5}$ e apresentando E_{max} médio ≈ 200 MPa, sob legenda P1;
2. final do trecho em que o módulo de deformabilidade é independente do nível de tensão confinante, correspondente a $\varepsilon_v \approx 5 \times 10^{-4}$ para os ensaios NT10, NT25 e NT50, e $\varepsilon_v \approx 1 \times 10^{-4}$ para o ensaio NT100, sob legenda P2;
3. final do patamar em que o módulo de deformabilidade se mantém aproximadamente constante com o aumento de ε_v , sob legenda P3;
4. ponto de plastificação da estrutura, correspondente ao ponto de máxima curvatura nas curvas $q: \varepsilon_v$ ou ao pico de resistência ao cisalhamento, sob legenda P4.

Estes pontos são identificados na FIGURA 5.11(b). Na FIGURA 5.18 são plotadas as superfícies de plastificação correspondentes aos pontos P3 e P4. Para os pontos P1 (final do trecho elástico linear), a superfície de plastificação associada parece corresponder à superfície de plastificação YI do modelo de Jardine *et al.* (1991). Entretanto, sua caracterização (cinemática ou não) e mapeamento adequados necessitariam de ensaios triaxiais especiais (*probe testing*, descritos por Jardine *et al.*, 1991), os quais consistem em excursões curtas realizadas ao longo de diferentes trajetórias de tensões, partindo do mesmo ponto no plano $p': q$. Ensaios deste tipo não foram realizados nesta tese, devido a sua complexidade. Portanto, nesta tese, a superfície YI do solo BRS indeformado não foi mapeada.

Leroueil & Vaughan (1990) descrevem o fenômeno de plastificação da estrutura como um processo gradual que ocorre no solo, muito embora este fenômeno seja geralmente referenciado a um único ponto ao longo da curva tensão x deformação de solos estruturados. Nos estudos realizados por Maccarini (1987) em um solo artificialmente cimentado, o autor faz referência a um primeiro ponto de plastificação identificado para deformações muito inferiores àquelas referentes à plastificação da estrutura (a qual é associada ao ponto de máxima curvatura na curva tensão x deformação). Malandraki & Toll (2000) identificaram três pontos de plastificação em um solo artificialmente estruturado similar ao testado por Maccarini (1987), sendo o primeiro referente ao final do trecho elástico linear. Para um arenito fracamente estruturado e para um arenito fortemente estruturado, Coop (2000a) identifica o ponto de plastificação da cimentação como sendo coincidente o final do trecho elástico linear (YI). Para o arenito fracamente cimentado, o pico de resistência ao cisalhamento não mais coincide com este ponto, mas ocorre para tensões desvio maiores.

Estes solos são comparados com o solo BRS indeformado na TABELA 5.3, onde algumas características particulares relevantes à análise dos dados acima são apresentadas. A tabela inclui dados referentes aos seguintes materiais: um solo artificialmente cimentado estudado (Maccarini, 1987, Bressani, 1990 e Malandraki & Toll 2000); um arenito calcário e um arenito silicoso, ambos estudados por Cuccovillo & Coop (1997a e 1999) e por Coop (2000a).

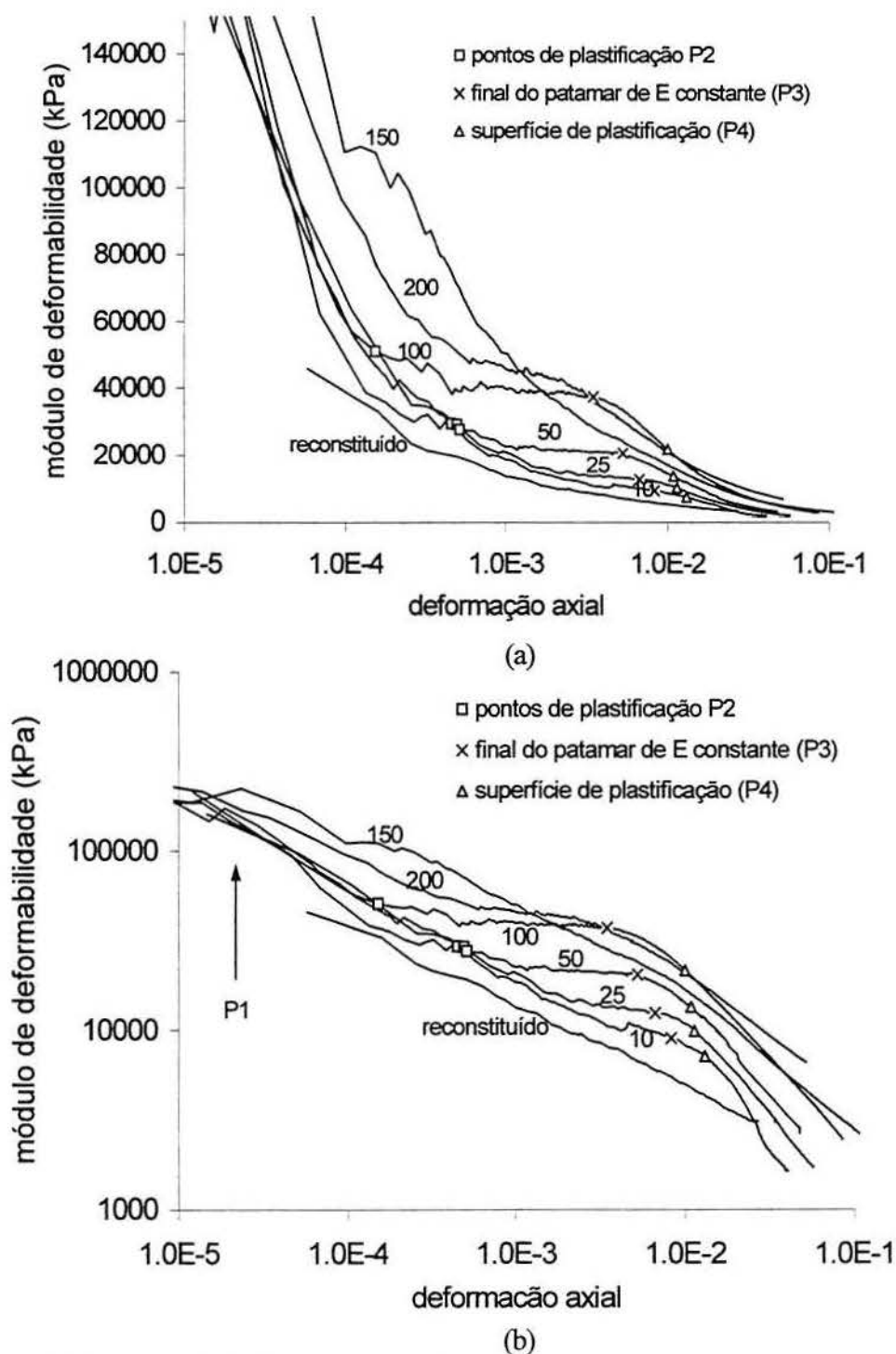


FIGURA 5. 11 Curvas módulo de deformabilidade (E) x deformação axial (a) em escala aritmética de E e (b) em escala logarítmica de E , série NT.

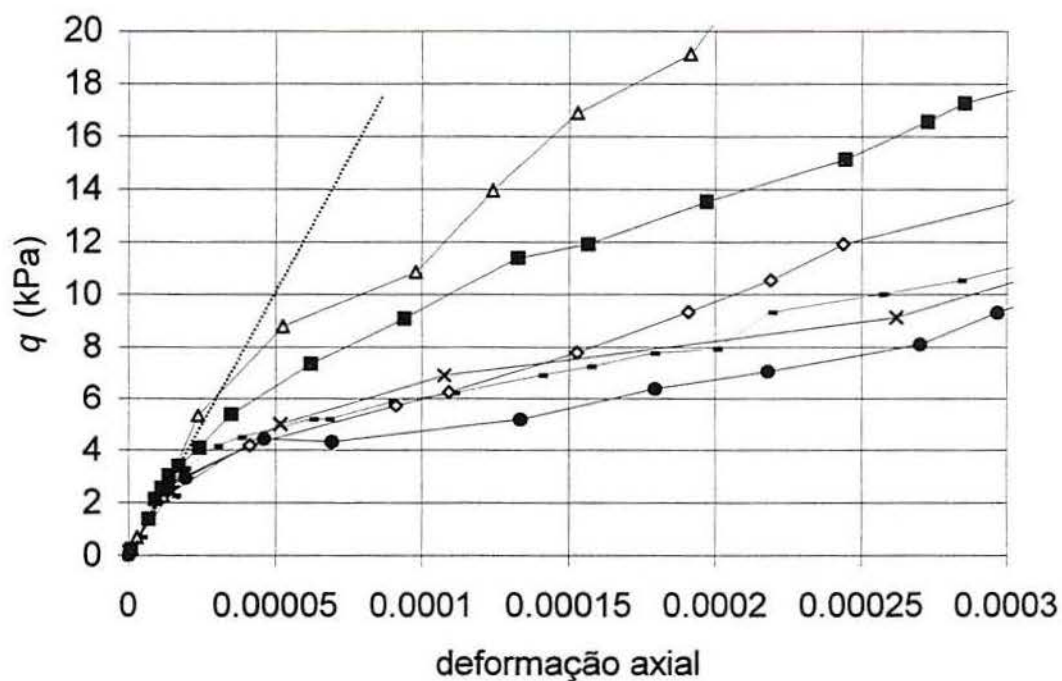


FIGURA 5. 12 Curvas $q: \varepsilon_a$ em escala ampliada para $\varepsilon_a < 0,03\%$, série NT.

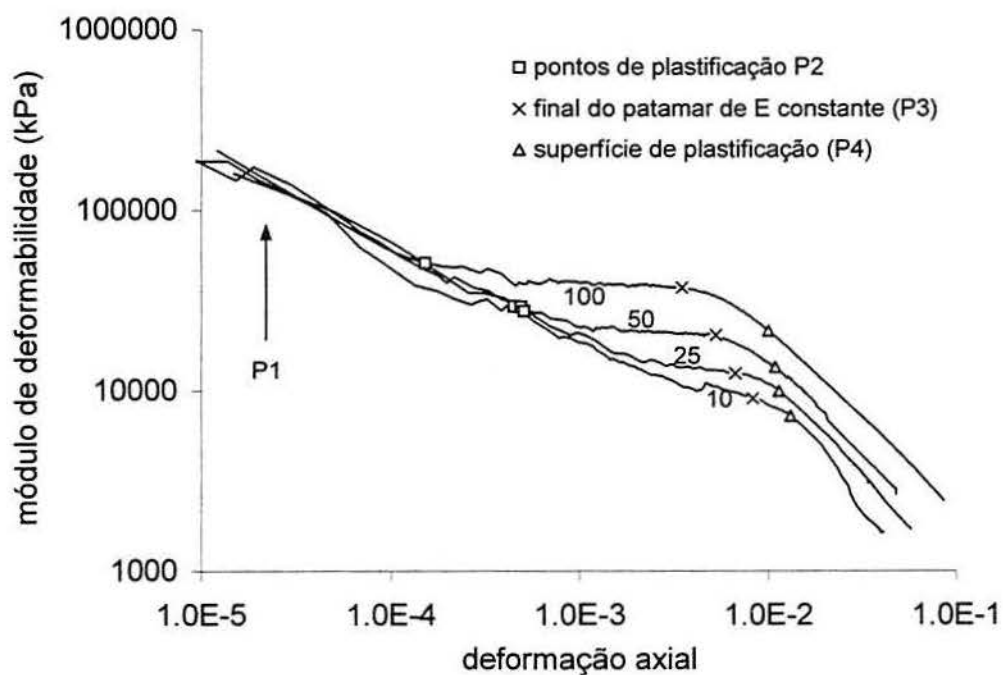


FIGURA 5. 13 Curvas $\log E: \log \varepsilon_a$ para os ensaios NT10, NT25, NT50 e NT100.

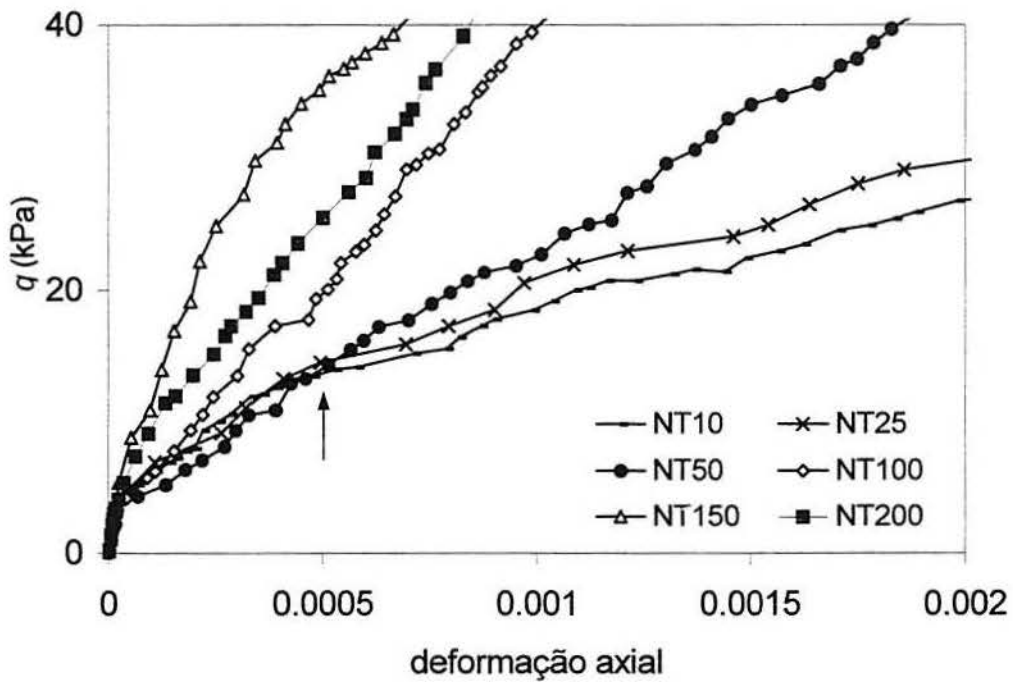


FIGURA 5. 14 Curvas $q: \varepsilon_a$ em escala ampliada para $\varepsilon_a < 0,2\%$, série NT.

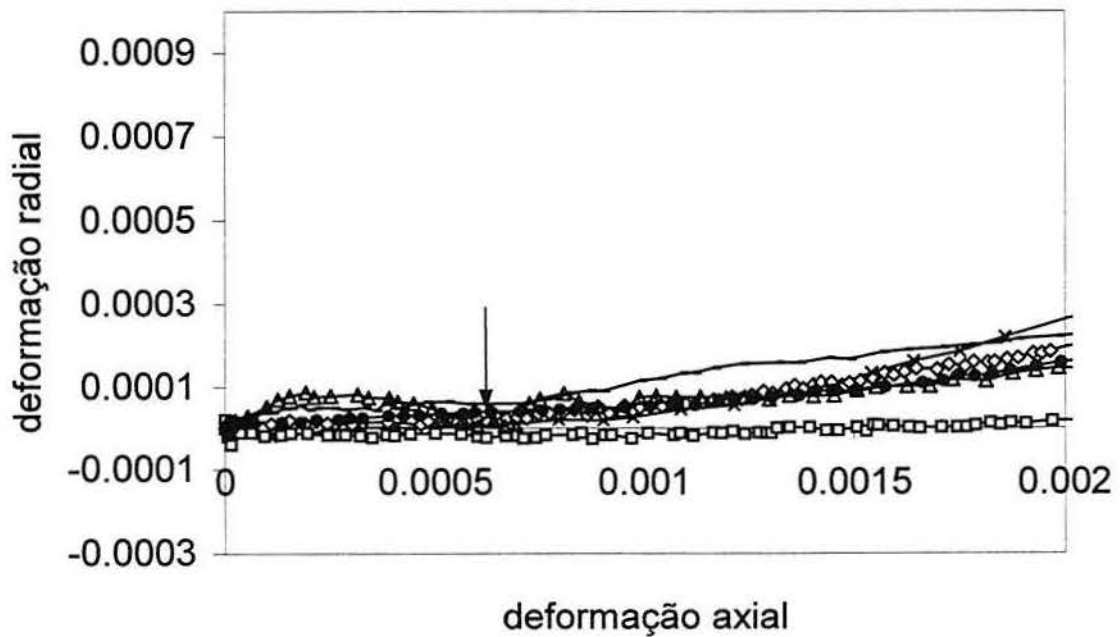


FIGURA 5. 15 Curvas $\varepsilon_r: \varepsilon_a$ em escala ampliada para $\varepsilon_a < 0,2\%$, série NT.

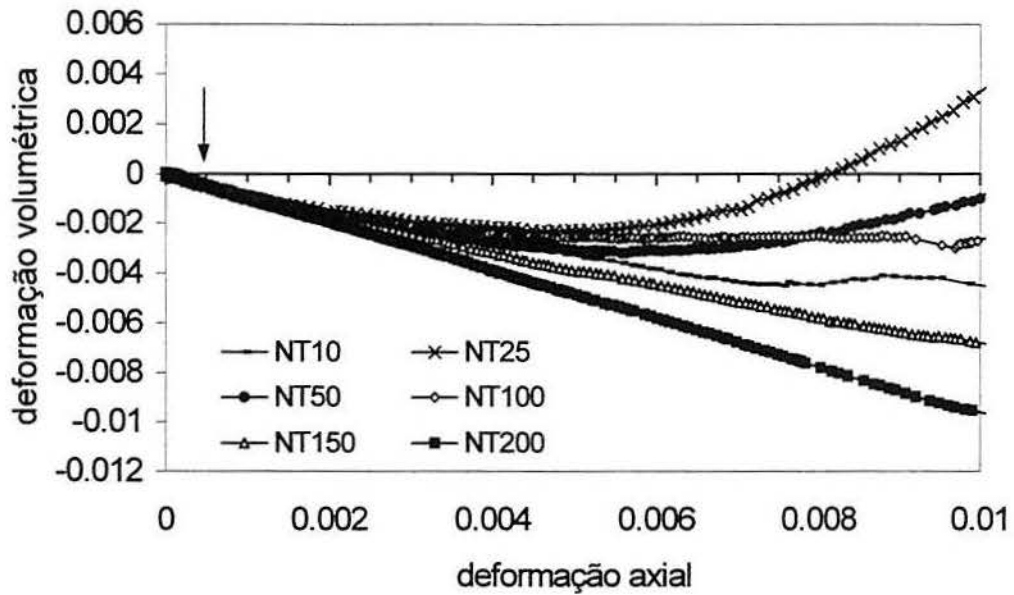


FIGURA 5. 16 Curvas ε_v : ε_a em escala ampliada para $\varepsilon_a < 1\%$, série NT.

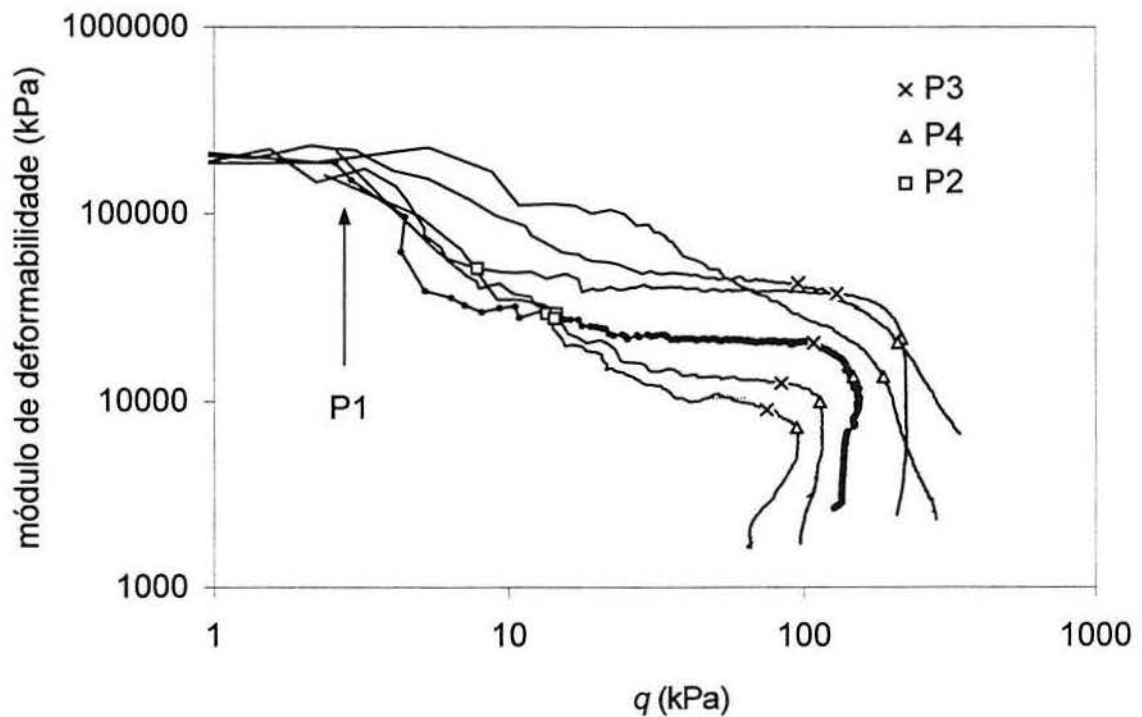


FIGURA 5. 17 Curvas $\log E$: $\log q$, série NT

Os materiais estudados por Coop (2000a) são classificados como rochas brandas, com $RCS > 0,5$ MPa. Nestes materiais, a curva de degradação do módulo apresenta um ponto de plastificação relacionado à ruptura das ligações entre partículas, o qual coincide com o final do trecho elástico linear. Já o material estudado por Malandraki & Toll (2000) se caracteriza como um solo. Assim como no caso do solo BRS, neste material é possível identificar mais de um ponto de plastificação na curva de degradação do módulo.

Com base na observação de que para baixos níveis de tensão efetiva, a ruptura do solo BRS indeformado coincide com a máxima taxa de expansão volumétrica, é possível considerar que o solo BRS classifica-se como *fracamente* estruturado, segundo o critério proposto por Coop (2000a). A dificuldade de se determinar o espaço onde somente possa existir o material na condição estruturada nos ensaios de compressão unidimensional é outro indicativo da natureza fracamente estruturada deste material. As análises de microscopia realizadas nesta tese indicam também que a cimentação entre partículas é incipiente, o que é reforçado pela observação de que o material se desintegra quando submerso.

Richards & Barton (1999) mostram que o comportamento de areias pode ser fortemente dependente do arranjo de grãos. Fazendo referência a ensaios triaxiais em um arenito silicoso, Coop (2000a) caracteriza este material como fracamente estruturado, e sugere que o pico de resistência ao cisalhamento observado esteja associado ao arranjo de grãos, e não à cimentação entre partículas, pois esta é rompida para níveis de tensão desvio muito inferiores aos relacionados ao pico de resistência ao cisalhamento.

A FIGURA 5.19 mostra a variação do módulo de deformabilidade com o nível médio de tensões efetivas. É interessante notar que para pequenas deformações, o módulo se mantém aproximadamente constante até $p' \approx 100$ kPa, a partir do que o módulo cresce com p' . Com o aumento do nível de deformações axiais, a relação $E \times p'$ tende a se tornar linear.

TABELA 5. 3 – Algumas variações possíveis entre materiais estruturados

referência	material	e_o	RCS (kPa)	G_o (MPa)	grãos	cimentação	arranjo de grãos	classificação (Coop, 2000a)
esta tese	BRS	0.7	180	200	muito resistente	incipiente	bem definido	fracamente estruturado
Maccarini (1987)	solo artif. cimentado	0.6	-	-	fracos	forte	aleatório	fortemente estruturado
Coop (2000a)	arenito silicoso	0.45	600	3000	muito resistente	significativa	bem definido	fracamente estruturado
Coop (2000a)	arenito calcário	0.68- 1.03	500- 2000	1100	fracos e angulares	forte	pouco importante	fortemente estruturado

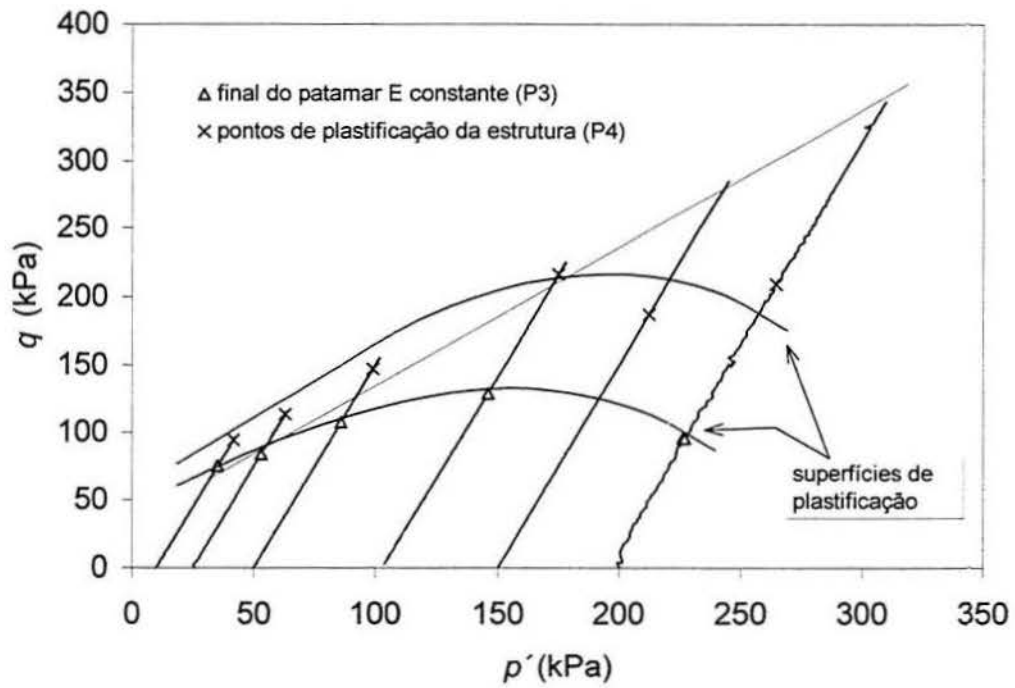


FIGURA 5. 18 Superfícies de plastificação P3 e P4

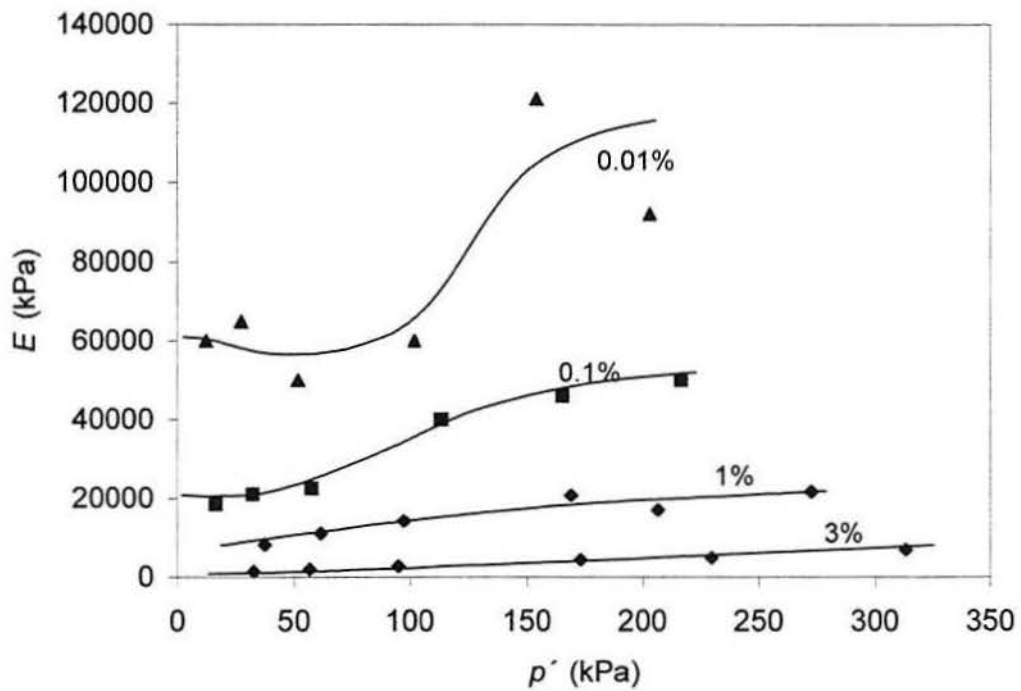


FIGURA 5. 19 Influência do nível de tensão sobre o módulo de deformabilidade para diferentes níveis de deformação axial

5.2 Trajetórias convencionais em amostras artificialmente cimentadas

A realização de ensaios triaxiais em corpos de prova artificialmente cimentados foi motivada pela dificuldade em distinguir o efeito das variáveis cimentação, arranjo de grãos e índice de vazios no comportamento do solo indeformado. A forma singular da curva de degradação do módulo de deformabilidade com a deformação $E: \log \varepsilon_x$ e o padrão de comportamento volumétrico do solo indeformado, no qual o pico de resistência ao cisalhamento coincide com a máxima taxa de expansão volumétrica, foram aspectos específicos que se buscou elucidar com a série de ensaios triaxiais em corpos de prova artificialmente cimentados (série AC). Foram realizados 18 ensaios no solo artificialmente cimentado reconstituído em três diferentes índices de vazios iniciais e com dois teores volumétricos de cimento (TVC), de $0,01\text{g/cm}^3$ e $0,015\text{g/cm}^3$, em semelhança ao estudo da compressibilidade do solo artificialmente cimentado, apresentado no capítulo 4.

A partir da comparação dos resultados obtidos para os corpos de prova artificialmente cimentados moldados no mesmo índice de vazios do solo indeformado ($e_o = 0,7$), alguns aspectos do comportamento do solo indeformado são colocados em evidência. Posteriormente são apresentados os ensaios realizados em corpos de prova densos, moldados com $e_o = 0,5$, e em corpos de prova fofos, moldados com $e_o = 0,9$. A TABELA 5.4 resume os ensaios triaxiais realizados na série AC.

Para os corpos de prova com teor de cimento de $0,01\text{g/cm}^3$, foram realizados ensaios triaxiais para tensões de confinamento de 25, 100 e 200 kPa, sendo que o corpo de prova AC07100 foi danificado antes da realização do ensaio. Para o teor de $0,015\text{g/cm}^3$, a máxima tensão de confinamento aplicada foi de 150 kPa. Este valor foi definido porque, neste material mais resistente, para o corpo de prova mais denso, a ruptura exigiu a aplicação de tensões axiais muito elevadas, próximas ao limite do sistema de aplicação de cargas utilizado (câmara triaxial do tipo Bishop-Wesley descrita no ANEXO 1).

TABELA 5. 4– Resumo dos ensaios triaxiais da série AC

e_o	teor de cimento: $0,01\text{g/cm}^3$			$0,015\text{g/cm}^3$		
	$\sigma_c \leq 25$ kPa	$\sigma_c \leq 100$ kPa	$\sigma_c \leq 200$ kPa	$\sigma_c \leq 30$ kPa	$\sigma_c \leq 100$ kPa	$\sigma_c \leq 150$ kPa
0,5	AC0525	AC05100	AC05200	AC05x30	AC05x100	AC05x150
0,7	AC0725	-	AC07200	AC07x30	AC07x100	AC07x150
0,9	AC0925	AC09100	AC09200	AC09x30	AC09x100	AC09x150

5.2.1 Ensaios triaxiais em amostras com $e_o = 0,7$

Nas FIGURAS 5.20 a 5.25, os resultados dos ensaios triaxiais realizados em corpos de prova artificialmente cimentados com $e_o = 0,7$ são comparados aos obtidos na série NT realizada para o solo na

condição indeformada. Na FIGURA 5.20(a) são apresentadas as curvas tensão desvio x deformação axial ($q: \varepsilon_a$) obtidas para os corpos de prova NT25; AC0725 e AC07x30 e, na FIGURA 5.20(b), as respectivas curvas deformação volumétrica x deformação axial ($\varepsilon_v: \varepsilon_a$). Na FIGURA 5.20(a) nota-se que os valores de resistência ao cisalhamento do solo AC com $TVC = 0,01\text{g/cm}^3$ são próximos aos do solo indeformado, mas a cimentação artificial resultou em um comportamento consideravelmente mais rígido para o solo artificialmente cimentado. Para o solo indeformado, o pico de resistência ao cisalhamento ocorre para deformações axiais maiores que para os solos AC. O comportamento volumétrico (FIGURA 5.20(b)) mostra que, para este nível de tensão de confinamento, os corpos de prova AC e indeformado expandem volumetricamente. Nota-se que a máxima taxa de expansão volumétrica coincide com o pico de resistência ao cisalhamento para os três corpos de prova. Este comportamento surpreende, já que o material artificialmente cimentado apresenta um arranjo de grãos aleatório e um índice de vazios sustentado pelas ligações cimentantes entre partículas. Esperava-se, portanto, que este material apresentasse um comportamento volumétrico representativo do modelo proposto por Leroueil & Vaughan (1990), com máxima taxa de expansão volumétrica ocorrendo somente após o pico de resistência ao cisalhamento. Para os corpos de prova AC, o comportamento de expansão volumétrica cessa após o pico de resistência ao cisalhamento, sendo que o solo parece rapidamente convergir para um estado de volume constante. O solo indeformado, por outro lado, continua expandindo volumetricamente.

Na FIGURA 5.20(d) são apresentadas as correspondentes curvas $\varepsilon_v: \varepsilon_r$ e, na FIGURA 5.20(c), as curvas de degradação do módulo de deformabilidade com a deformação axial em escalas logarítmicas. Os módulos de deformabilidade das amostras AC0725 e AC07x25 se assemelham, divergindo para deformações axiais pós pico de resistência ao cisalhamento. Nestas amostras, o pico de resistência ao cisalhamento coincide com uma inflexão na curva $\log E: \log \varepsilon_a$, como esperado, mas as curvas não apresentam qualquer tendência de formação de patamar de módulo de deformabilidade com a deformação axial, como se observa para o solo indeformado.

Nas FIGURAS 5.21(a) a 5.21(d) são mostrados os resultados dos ensaios AC07x100 e NT100. Para este nível de tensão de confinamento, a curva $q: \varepsilon_a$ do solo indeformado se assemelha ao do solo artificialmente cimentado com $TVC = 0,015\text{g/cm}^3$, sendo o comportamento do solo AC07x100 um pouco mais rígido. Nestes ensaios, não se observa a formação clara de pico de resistência ao cisalhamento, mas as curvas $q: \varepsilon_a$ apresentam uma plastificação muito bem definida em $\varepsilon_a \approx 0,6\%$, no caso da amostra AC, e em $\varepsilon_a \approx 1\%$, no caso da amostra indeformada. Ambos os corpos de prova apresentaram um comportamento de expansão volumétrica, mas a plastificação no solo indeformado ocorreu antes do corpo de prova expandir volumetricamente. A expansão volumétrica do solo

AC07x100 é significativamente superior à do solo NT100. Medições de deformações volumétricas a partir da variação de volume de água do corpo de prova nem sempre foram compatíveis com aquelas obtidas a partir da medição local de deformações. Este foi o caso do ensaio AC07x100. É possível que haja algum erro experimental nas deformações volumétricas deste ensaio. A diferença mais significativa entre os dois comportamentos é notada, novamente, nas curvas $\log E: \log \varepsilon_v$, como mostra a FIGURA 5.21(c). Menores módulos de deformabilidade iniciais e a formação de patamar com E constante são as diferenças apresentadas pelo solo indeformado. Para deformações pós-plastificação, os valores de E tendem a coincidir. Na FIGURA 5.21(d) observa-se que, para ambos os materiais, as deformações radiais aumentam significativamente após a ruptura. É interessante notar que as curvas $\varepsilon_r: \varepsilon_a$ se assemelham para deformações axiais inferiores às associadas à plastificação.

Nas FIGURAS 5.22(a) e 5.22(d) são comparados os ensaios AC07x150 e NT150. Uma diferença significativa em termos de rigidez e resistência ao cisalhamento é notada entre estes dois corpos de prova. Por outro lado, a curva $q: \varepsilon_a$ do ensaio AC07x150 define claramente um pico de resistência ao cisalhamento, embora as tensões desvio pós-ruptura sejam apenas levemente inferiores à máxima tensão desvio, que ocorre para $\varepsilon_a \approx 1\%$. Considerando que os corpos de prova apresentam o mesmo e_o e, sendo os teores de cimento utilizados bastante baixos, os parâmetros de resistência ao cisalhamento para grandes deformações obtidos para as amostras indeformadas devem representar razoavelmente a resistência ao cisalhamento dos corpos de prova AC. Prietto (1996) apresentou resultados de ensaios triaxiais com o solo residual de arenito Botucatu compactado na energia Proctor normal com e sem a adição de cimento. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento para grandes deformações obtidos em amostras do solo BRS compactado sem cimento ($e_o \approx 0,5$) foram praticamente coincidentes aos obtidos para o mesmo solo compactado com adição de 1% de cimento em peso seco.

Por outro lado, em comparação com os demais resultados obtidos dos solos artificialmente cimentados das séries AC07 e AC07x, a resistência ao cisalhamento da amostra AC07x150 é relativamente elevada. É possível que estas diferenças resultem de problemas associados à técnica de preparação do corpo de prova, tais como a não uniformidade do teor de cimento, o procedimento de compactação ou o procedimento de cura. Por este motivo, este valor não foi considerado na determinação da superfície de plastificação do solo AC com $0,015\text{g/cm}^3$. De qualquer forma, considerando que a amostra AC07x150 apresenta um maior grau de cimentação que a amostra NT150, as curvas $q: \varepsilon_a$ permitem avaliar o efeito deste parâmetro no comportamento. Para o corpo de prova NT150, a plastificação ocorreu antes do solo atingir a envoltória de resistência ao cisalhamento, enquanto que para o solo AC07x150, a resistência ao cisalhamento foi superior à envoltória de

resistência para grandes deformações. O comportamento volumétrico pré-ruptura é compressivo nos dois materiais.

A FIGURA 5.22(d) mostra que as deformações radiais do solo indeformado aumentam após a plastificação. No solo AC, as deformações radiais apresentam um crescimento nítido para níveis de deformações axiais da ordem de 2%, bem superiores às associadas ao pico de resistência ao cisalhamento. Especificamente para este nível de tensão confinante, as curvas $\log E: \log \varepsilon_a$ dos solos artificialmente cimentado e indeformado são muito semelhantes na forma, embora diferentes quanto à magnitude (FIGURA 5.22(c)). O intervalo elástico linear é razoavelmente bem caracterizado nestes dois ensaios, sendo os módulos elásticos do solo AC significativamente superiores ao do solo indeformado. Na SEÇÃO 5.2.2 os resultados da série AC são analisados considerando as diferenças observadas com relação ao nível de tensão confinante, ao índice de vazios e ao grau de cimentação.

Nas FIGURAS 5.23(a) a 5.23(d) são comparados os resultados dos ensaios triaxiais AC07200 e NT200. Os comportamentos observados são similares em muitos aspectos, exceto pelo fato de que o solo indeformado apresenta um pequeno trecho na curva $\log E: \log \varepsilon_a$ ao longo do qual E se mantém aproximadamente constante com ε_a . Ambos os materiais plastificam para níveis de tensão desvio inferiores àqueles associados à envoltória de resistência ao cisalhamento. Para ambos os materiais, as deformações radiais apresentam um crescimento para $\varepsilon_a \approx 2\%$.

Na FIGURA 5.24 são apresentados os pontos de plastificação identificados nas séries AC07 e AC07x, juntamente com aqueles identificados na série NT. São plotadas as superfícies de plastificação da estrutura associadas à série NT e AC07x. Nota-se que para as duas séries AC07 e AC07x, os pontos de plastificação se localizaram bastante próximos aos da série NT.

Na FIGURA 5.25 são apresentados os módulos de deformabilidade estimados para as deformações axiais de 10^{-5} , 10^{-4} , 10^{-3} e 10^{-2} , para os ensaios triaxiais das três séries. Os módulos de deformabilidade estimados para o intervalo elástico linear (E_{max}) são bastante influenciados pelo grau de cimentação, sendo que não foi possível identificar uma tendência de variação de E_{max} com p' para nenhuma das três séries, provavelmente devido às limitações associadas ao sistema de medição de deformações axiais. No entanto, identifica-se claramente que os módulos de deformabilidade sofrem uma influência crescente do nível de tensões com o aumento de ε_a . Observa-se, ainda, que para pequenos níveis de deformação axial, os módulos das três séries são bastante diferentes. Para maiores deformações, no entanto, estes módulos tendem se tornar coincidentes.

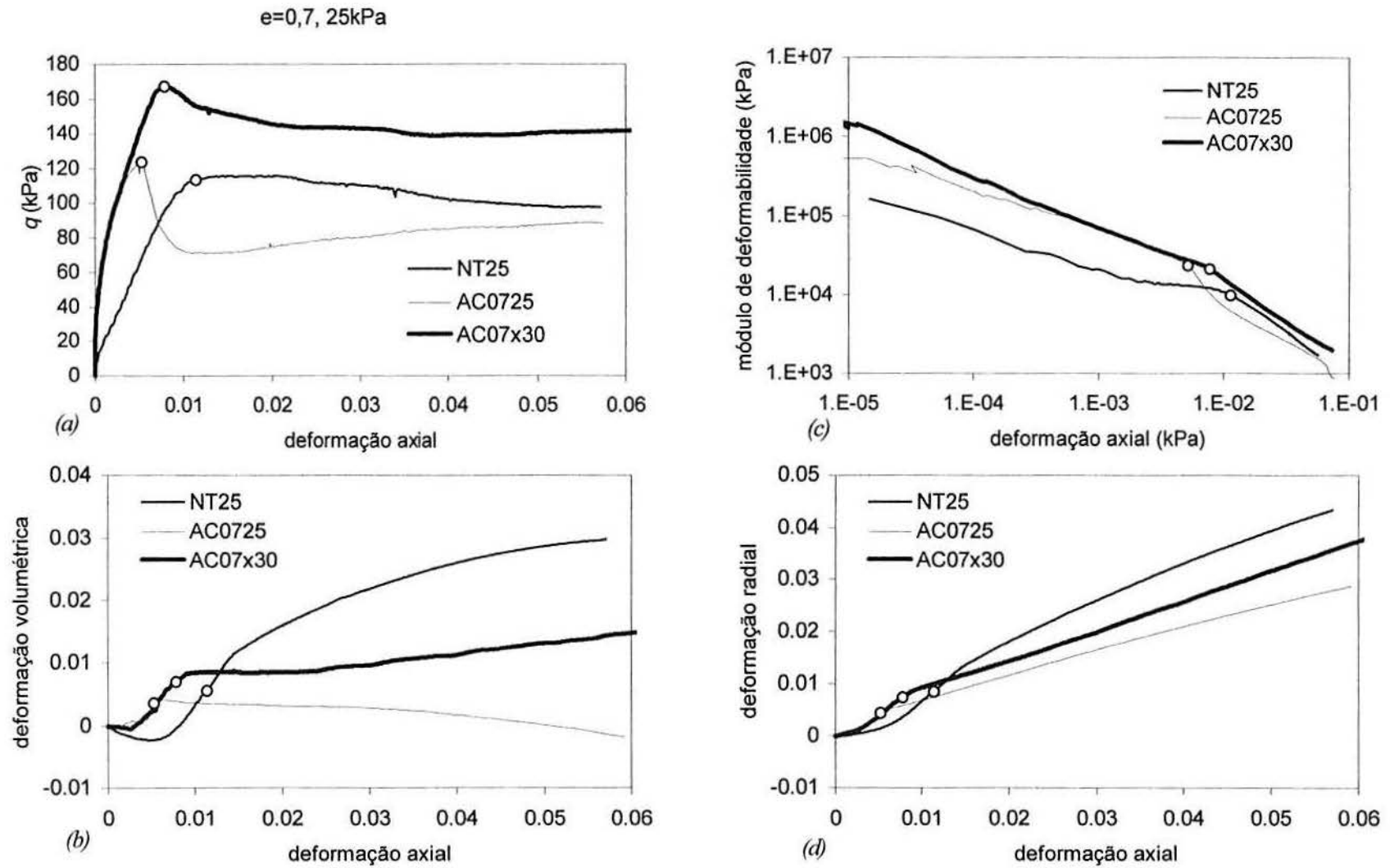


FIGURA 5. 20 Ensaio triaxiais NT25, AC0725 e AC07x25: (a) curvas $q: \varepsilon_a$ (b) curvas $\varepsilon_v: \varepsilon_a$ (c) curvas $\log E: \log \varepsilon_a$ e (d) curvas $\varepsilon_r: \varepsilon_a$

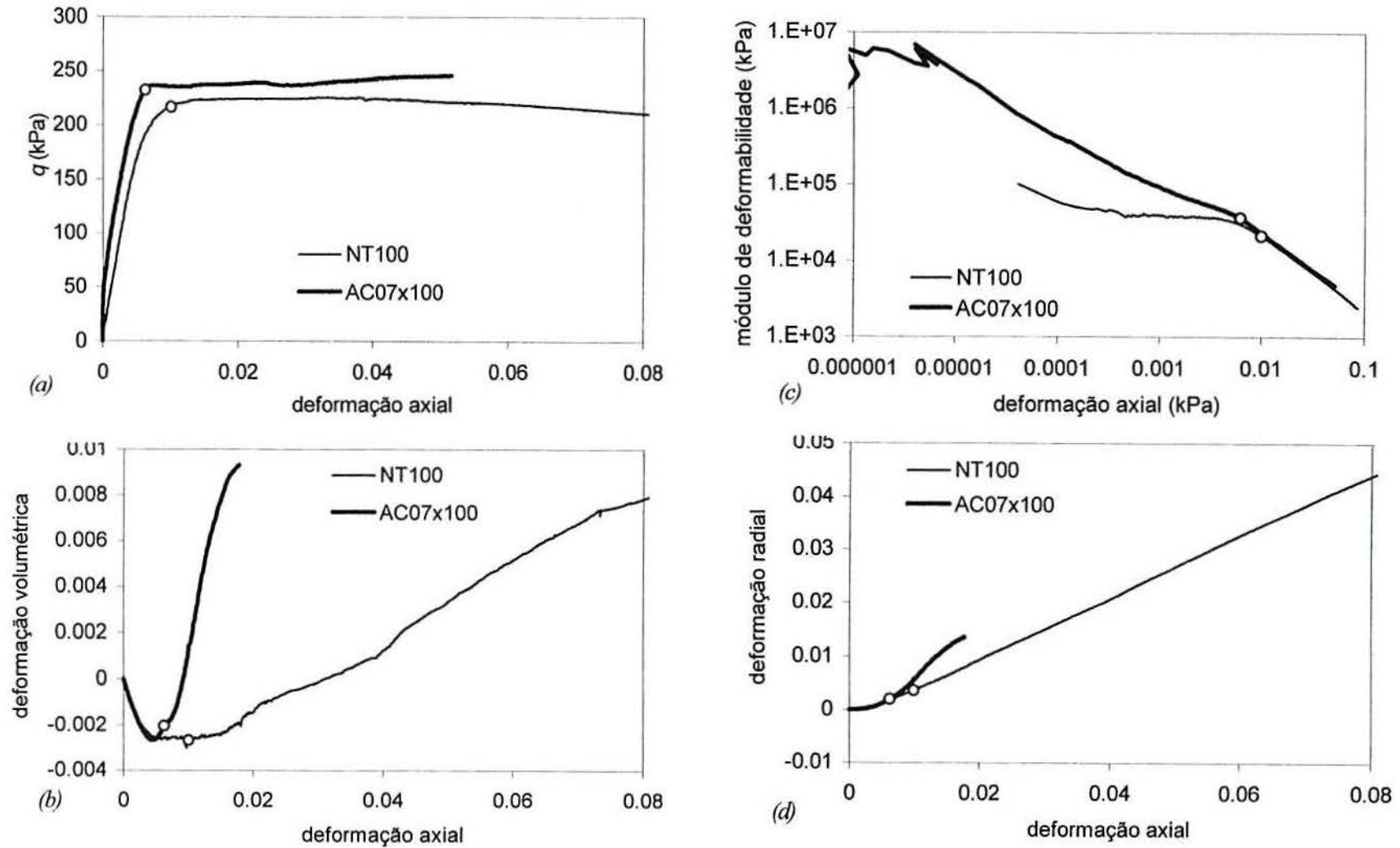


FIGURA 5. 21 Ensaio triaxiais NT100, AC07100 e AC07x100: (a) curvas q : ε_a (b) curvas ε_v : ε_a (c) curvas $\log E$: $\log \varepsilon_a$ e (d) curvas ε_r : ε_a

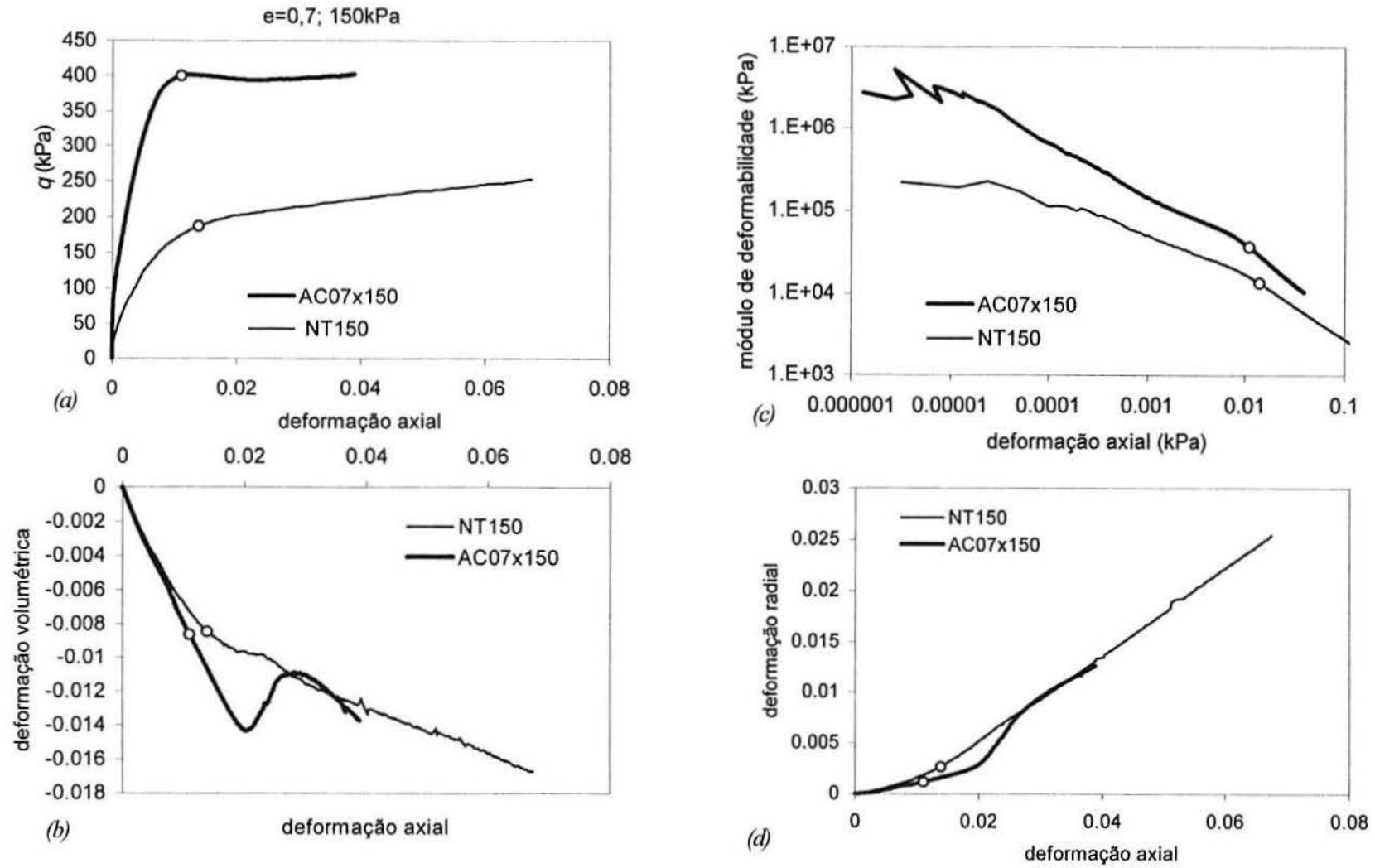


FIGURA 5. 22 Ensaio triaxiais NT150, AC07150 e AC07x150: (a) curvas $q: \varepsilon_i$, (b) curvas $\varepsilon_v: \varepsilon_i$, (c) curvas $\log E: \log \varepsilon_i$ e (d) curvas $\varepsilon_r: \varepsilon_i$

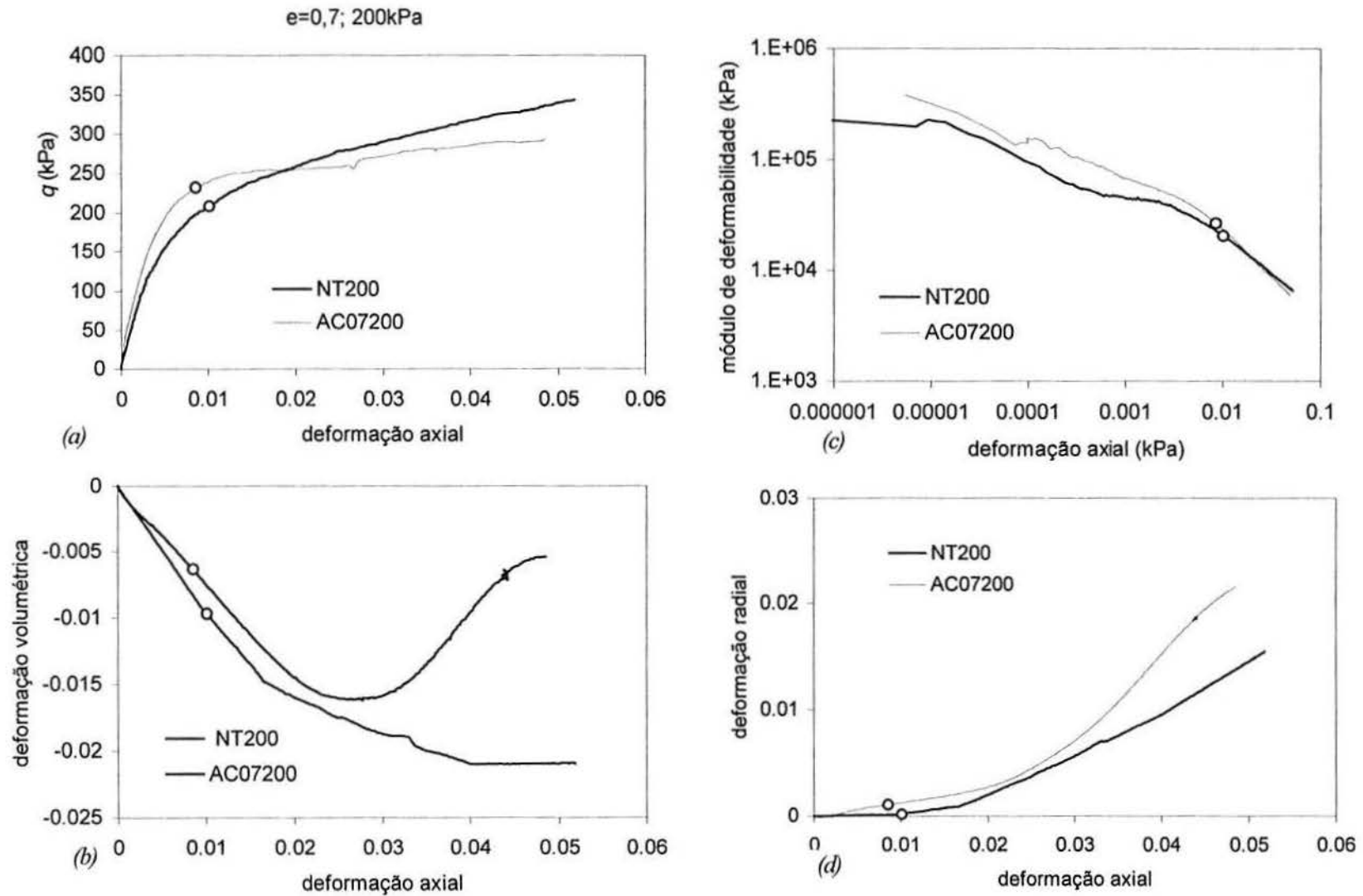


FIGURA 5. 23 Ensaio triaxiais NT200, AC07200 e AC07x200: (a) curvas $q: \varepsilon_a$ (b) curvas $\varepsilon_v: \varepsilon_a$ (c) curvas $\log E: \log \varepsilon_a$ e (d) curvas $\varepsilon_r: \varepsilon_a$

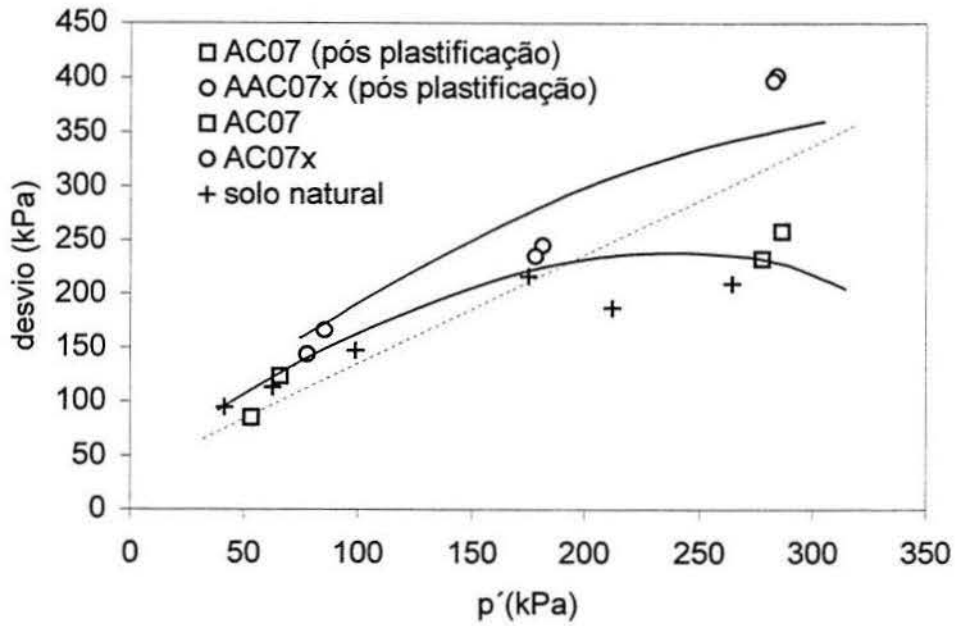


FIGURA 5. 24 Pontos de plastificação dos ensaios das séries NT, AC07 e AC07x no plano $p':q$

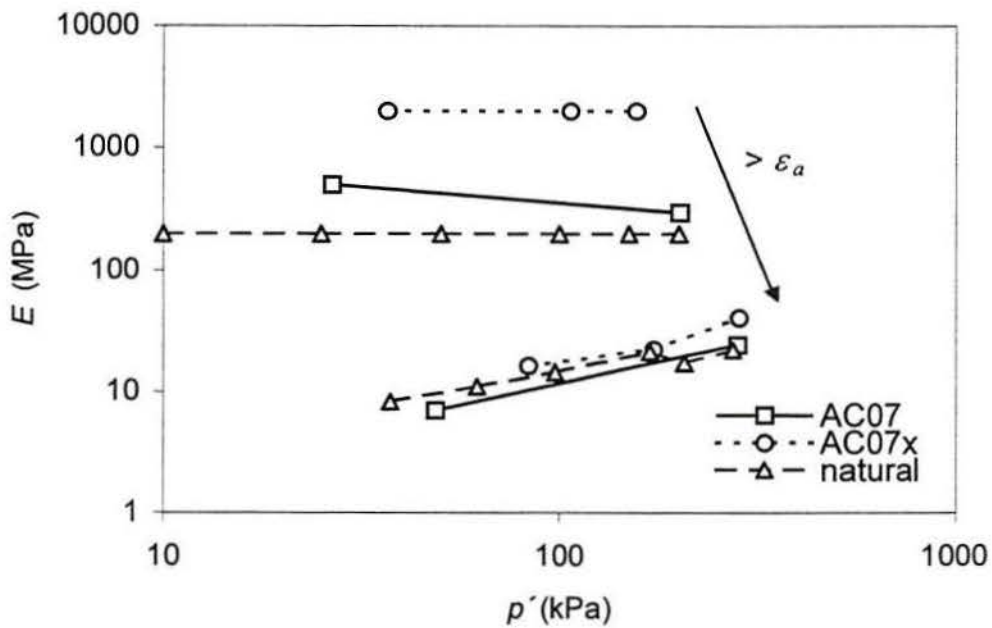


FIGURA 5. 25 Variação do módulo de deformabilidade com o nível de tensão confinante para os ensaios das séries NT, AC07 e AC07x, para diferentes níveis de deformação axial.

5.2.2 Ensaios triaxiais em amostras com $e_o = 0,5$ e $e_o = 0,9$

Nas FIGURAS 5.26 a 5.36 são apresentados os resultados dos ensaios triaxiais realizados no solo artificialmente cimentado com $e_o = 0,5$ e $e_o = 0,9$. São plotados em cada figura os resultados obtidos para um mesmo índice de vazios, mesmo grau de cimentação e diferentes níveis de σ'_c .

Na FIGURA 5.26 são apresentadas as curvas (a) $q: \varepsilon_a$ e (b) $\varepsilon_v: \varepsilon_a$ obtidas para os corpos de prova com $e_o = 0,5$ e $TVC = 0,01\text{g/cm}^3$, referentes à série AC05, e na FIGURA 5.27 são plotadas as curvas correspondentes ao mesmo índice de vazios inicial, mas com $TVC = 0,015\text{ g/cm}^3$, referentes à série AC05x. Para este material mais denso, o comportamento tensão desvio x deformação axial apresenta a formação de um pico de resistência ao cisalhamento e expansão volumétrica para todos os níveis de tensão confinante ensaiados e para os dois TVC. Para os ensaios da série AC05 ($TVC = 0,01\text{g/cm}^3$), a máxima taxa de expansão volumétrica coincide com o pico de resistência ao cisalhamento para $\sigma'_c = 25$ e 100 kPa. Para $\sigma'_c = 200$ kPa, a máxima taxa de expansão volumétrica ocorre para um nível de deformação axial superior ($\varepsilon_a \approx 3\%$) ao pico de resistência ao cisalhamento ($\varepsilon_a \approx 2\%$). Para os ensaios da série AC05x ($TVC=0,015\text{g/cm}^3$) o ensaio AC05x100 apresentou um padrão de comportamento que difere dos demais, não tendo sido possível identificar as causas destas diferenças. Para este ensaio, a resistência ao cisalhamento de pico foi inferior à do ensaio AC05100, correspondente a um teor volumétrico de cimento inferior. Quanto ao comportamento volumétrico deste corpo de prova, observa-se que o pico de resistência ao cisalhamento é associado a um comportamento do tipo compressão volumétrica, havendo uma reversão desta tendência apenas para deformações axiais bem superiores às associadas ao pico de resistência ao cisalhamento. Embora este seja o único ensaio desta série com tal padrão de comportamento, este comportamento foi também observado nos ensaios AC07200 e AC07x150, mostrados na seção anterior.

É interessante, na análise destes resultados, comparar os dados obtidos nesta tese com os obtidos por Prietto (1996), que realizou uma série de ensaios triaxiais no solo BRS, compactado na energia Proctor normal, para diferentes teores gravimétricos de cimento. O procedimento de compactação utilizado por Prietto (1996) resultou em índices de vazios iniciais da ordem de 0,52. Deve-se ressaltar, no entanto, que tanto o procedimento de compactação quanto o grau de cimentação utilizados por aquele autor são diferentes dos utilizados nesta tese. Os resultados de três ensaios realizados no solo compactado sem cimento e três ensaios realizados no solo compactado com teor gravimétrico de cimento de 1% são comparados por Prietto (1996). Foram utilizados tensões confinantes de 20, 60 e 100kPa. As curvas $q: \varepsilon_a$ apresentaram picos de resistência ao cisalhamento para os três níveis de tensão de confinamento ensaiados, com máxima taxa de expansão volumétrica coincidente com o pico de

resistência ao cisalhamento. Este padrão de comportamento foi observado para os dois solos: compactado com teor gravimétrico de cimento de 1% e compactado sem cimento. As resistências ao cisalhamento de pico foram bastante superiores para o solo cimentado, porém os parâmetros de resistência ao cisalhamento para grandes deformações foram praticamente coincidentes para estas duas séries.

Na FIGURA 5.28 são mostradas as curvas de degradação dos módulos de deformabilidade com a deformação axial ($\log E: \log \varepsilon_a$) para os ensaios triaxiais das séries AC05 e AC05x. Na FIGURA 5.29(a) é mostrada a variação dos módulos de deformabilidade com o nível de tensão confinante, para diferentes níveis de deformação axial, correspondentes a 10^{-5} , 10^{-4} , 10^{-3} e 10^{-2} . Os módulos de deformabilidade iniciais são comparáveis para os diferentes níveis de tensão confinante, sendo apenas levemente superiores para a série com maior teor volumétrico de cimento. Os valores de E correspondentes a $\varepsilon_a \approx 10^{-5}$ foram obtidos por extrapolação gráfica, a partir de ajuste linear no primeiro trecho da curva $q: \varepsilon_a$, observada em uma escala ampliada. Correspondem, portanto, a valores médios iniciais. As mesmas tendências observadas para os ensaios mostrados na Seção 5.2.1 são notadas nestes ensaios: a) para as menores deformações os módulos são pouco dependentes do nível de tensão confinante; b) com o aumento das deformações axiais, cresce a dependência de E em função de p' e as curvas para diferentes TVC tendem a convergir. Estas observações refletem claramente o efeito da cimentação neste material pois não há variação do índice de vazios inicial do material frente a variações de p' , e a estrutura cimentante responde pela reação do solo resultando que os módulos iniciais são pouco dependentes de p' . Prietto (1996) mostra que este comportamento é notado apenas nas amostras cimentadas. Para as amostras compactadas sem cimento, o módulo de deformabilidade inicial se mostrou fortemente dependente de p' . Conforme mostrado na FIGURA 5.29(a), com o aumento das deformações de cisalhamento e conseqüente ruptura das ligações entre partículas, os módulos passam a refletir, gradualmente, o efeito do nível médio de tensões efetivas. Tratando-se de amostras com mesmo índice de vazios inicial, embora cimentadas com diferentes TVC, as curvas $\log E: \log \varepsilon_a$ tendem a convergir com o aumento de ε_a .

Na FIGURA 5.29(b) são apresentadas as superfícies de plastificação identificadas nas séries AC05 e AC05x. Nestes ensaios, estas superfícies são associadas ao pico de resistência ao cisalhamento. Este critério foi definido considerando os parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico obtidos por Prietto (1996) no solo compactado sem cimento. As linhas tracejadas mostradas na FIGURA 5.29(b) representam as envoltórias de pico e para grandes deformações obtidas por este autor para o solo BRS compactado sem cimento, com $e_o \approx 0,52$. Esta figura demonstra que os solos AC05 e AC05x apresentam resistências ao cisalhamento de pico que ultrapassam a envoltória de ruptura do solo

reconstituído. Conclui-se, portanto, que o pico de resistência ao cisalhamento dos solos AC05 e AC05x se devem à estrutura cimentante, e não à densidade, mesmo quando se observa um comportamento volumétrico dilatante condizente com o comportamento de areias densas reconstituídas. No gráfico da FIGURA 5.29(b), os pontos abertos se referem às tensões desvio de pico, e os pontos escuros, às tensões desvio pós-pico. O ensaio AC05x100 não foi considerado na definição da superfície de plastificação da série AC05x, mas, para deformações axiais pós-pico, pode-se observar que este solo se situa sobre a envoltória de resistência ao cisalhamento definida pelos demais ensaios triaxiais. Para deformações axiais pós-pico de resistência ao cisalhamento, os resultados de diversos ensaios triaxiais se situam sobre a mesma envoltória de ruptura, independente do teor de cimento de moldagem; esta envoltória se assemelha à envoltória de resistência ao cisalhamento de pico definida para o solo compactado sem cimento. Para o solo compactado com teor gravimétrico de cimento de 1%, Prietto(1996) também observou que os parâmetros de resistência ao cisalhamento para deformações axiais pós-ruptura coincidiram com os obtidos para o solo compactado sem cimento. Diferenças entre os ensaios das séries AC05 e AC05x e aqueles realizados por Prietto (1996) incluem, principalmente, o método de preparação dos corpos de prova e o teor de cimento. O nível de deformações axiais para os quais foram definidos os parâmetros de resistência ao cisalhamento pós-ruptura não difere significativamente entre os ensaios triaxiais apresentados nesta tese e aqueles apresentados por Prietto (1996).

Nas FIGURAS 5.30 a 5.33 são apresentados os resultados dos ensaios triaxiais referentes a $e_o = 0,9$ das séries AC09 e AC09x. Para este material mais fofo, as curvas $q: \varepsilon_a$ mostradas na FIGURA 5.30 e 5.31 não apresentam formação de pico de resistência ao cisalhamento, e o comportamento volumétrico é de compressão, para ambos teores de cimento e para os três níveis de tensão confinante investigados. Exceto para o ensaio AC0925, as deformações radiais nestes ensaios foram muito pequenas, o que resultou em deformações volumétricas similares às axiais. É interessante notar que, com exceção do ensaio AC09200, as curvas $q: \varepsilon_a$ apresentam uma forma aproximadamente bi-linear, definindo claramente um ponto de plastificação para baixos níveis de deformação axial. Considerando que o material é essencialmente uma areia fofo, pode-se admitir que este ponto de plastificação seja devido à ruptura das ligações cimentantes. Para o ensaio AC09200, é possível identificar um ponto de plastificação no início do carregamento, após o qual o solo apresenta um comportamento menos rígido que o observado nos demais corpos de prova. Neste caso, a plastificação ocorre para níveis de tensão confinante muito inferiores aos correspondentes à ruptura por cisalhamento. Em outros ensaios destas séries pode-se notar, também, que após ultrapassar os pontos de plastificação (identificados pelos círculos abertos nas figuras correspondentes), a tensão desvio apresenta, ainda, um leve crescimento,

indicando que estes pontos não caracterizam a ruptura por cisalhamento. Apenas para o ensaio AC09x25 parece haver coincidência entre a plastificação da estrutura e a ruptura por cisalhamento.

Nas FIGURAS 5.32(a) e 5.32(b) são mostradas as curvas de degradação dos módulos de deformabilidade com a deformação axial ($\log E: \log \varepsilon_a$) para os ensaios triaxiais destas séries. Os módulos de deformabilidade iniciais são pouco afetados pelo nível de tensão confinante aplicado, sendo as curvas $\log E: \log \varepsilon_a$ bastante semelhantes. Para o ensaio AC0925, o ponto de plastificação identificado na curva $q: \varepsilon_a$ ocorre para deformações axiais menores que para os demais ensaios, sendo que após a plastificação (identificada por um círculo na FIGURA 5.32(a)) a curva $\log E: \log \varepsilon_a$ deste ensaio apresenta uma queda acentuada em relação aos demais ensaios. Na FIGURA 5.33(a) são comparados os valores de E obtidos para as duas séries. A mesma tendência de convergência dos módulos com o aumento das deformações axiais observada nos ensaios das demais séries foi encontrada. No entanto, os módulos de deformabilidade iniciais foram bastante afetados pelo grau de cimentação em todos os níveis de tensões confinantes.

Na FIGURA 5.33(b) são mostradas as superfícies de plastificação identificadas para os ensaios triaxiais das séries AC09 e AC09x, bem como a envoltória de resistência ao cisalhamento pós-plastificação estimada a partir dos maiores níveis de deformações axiais impostos aos corpos de prova..

Diferenças significativas são notadas, portanto, em função da densidade dos solos artificialmente cimentados acima apresentados. Para as amostras densas ($e_o = 0,5$), o solo apresenta um comportamento expansivo, com formação de pico de resistência, havendo coincidência entre o pico e a máxima taxa de expansão volumétrica. Em amostras fofas ($e_o = 0,9$), o solo apresenta um comportamento compressível sem formação de pico de resistência, mas com definição clara de um ponto de plastificação da estrutura para baixos níveis de deformação axial. Quando a plastificação da estrutura ocorre em uma região próxima à envoltória de resistência para grandes deformações, a curva $q: \varepsilon_a$ apresenta uma forma bilinear.

Nas FIGURAS 5.34 a 5.37 são apresentados os resultados obtidos para as séries AC07 e AC07x, agrupados em função do teor volumétrico de cimento. Nesta série, é interessante notar que o solo apresenta um comportamento transitório entre os dois padrões acima descritos. Para baixos níveis de tensão confinante, os solos AC0725 e AC07x25 apresentam um comportamento compatível com o descrito para as amostras densas, ou seja, um comportamento expansivo com o pico de resistência em deformações próximas da máxima taxa de expansão volumétrica. Para os maiores níveis de tensão confinante, os resultados apresentam um comportamento semelhante ao descrito pelas amostras fofas, ou

seja, as curvas $q: \varepsilon_v$ apresentam uma forma bi-linear associada a um comportamento de compressão volumétrica.

Para as amostras fofas, a superfície de plastificação é facilmente localizada tendo em vista que os níveis de tensão necessários para mobilizar a plastificação da estrutura são relativamente baixos, inferiores aos associados à envoltória de resistência. Para as amostras densas, no entanto, como a plastificação da estrutura é associada ao pico de resistência ao cisalhamento, a evidência do caráter estruturado deste material somente é possível pela comparação com ensaios do material reconstituído no mesmo índice de vazios sem adição de cimento.

É interessante notar que nenhum dos padrões identificados nas amostras artificialmente cimentadas reproduz adequadamente o padrão de comportamento de solos estruturados descrito por Leroueil & Vaughan (1990). Para as amostras fofas e medianamente densas, verificou-se que quando a plastificação ocorre para níveis de tensão inferiores aos associados à envoltória de resistência, ou seja, em compressão, o comportamento é representativo do modelo proposto por estes autores, segundo o qual é possível identificar claramente um ponto de inflexão na curva $q: \varepsilon_v$ (forma aproximadamente bi-linear). No entanto, para baixos níveis de tensão, o pico de resistência foi coincidente com a máxima taxa de expansão volumétrica. O comportamento observado no solo BRS indeformado e artificialmente cimentado parece estar mais próximo do modelo proposto por Cuccovillo & Coop (1999), para solos fracamente estruturados, mostrado esquematicamente na FIGURA 2.33(b).

Na FIGURA 5.38 são apresentadas as superfícies de plastificação estimadas para os diferentes índices de vazios iniciais e TVC da série AC. A tendência de expansão da superfície de plastificação da estrutura com o aumento do TVC e com a redução de e_o é coerente com o esperado. É interessante notar nesta figura, no entanto, que para os corpos de prova mais densos, a superfície de plastificação da estrutura ultrapassa claramente a envoltória de resistência ao cisalhamento para grandes deformações (comportamento de pico de resistência). Para os corpos de prova mais fofos e com menores TVC, a superfície de plastificação da estrutura se localiza abaixo da envoltória de resistência ao cisalhamento para grandes deformações. Para o índice de vazios intermediário ($e_o = 0,7$), para baixos níveis de tensão, a superfície de plastificação ultrapassa a envoltória de resistência ao cisalhamento para grandes deformações, e para maiores níveis de tensão, a superfície de plastificação se localiza abaixo desta envoltória. É interessante notar que os pontos de plastificação da estrutura determinados nos ensaios da série NT para o solo indeformado, se situam próximos aos definidos para os ensaios AC07.

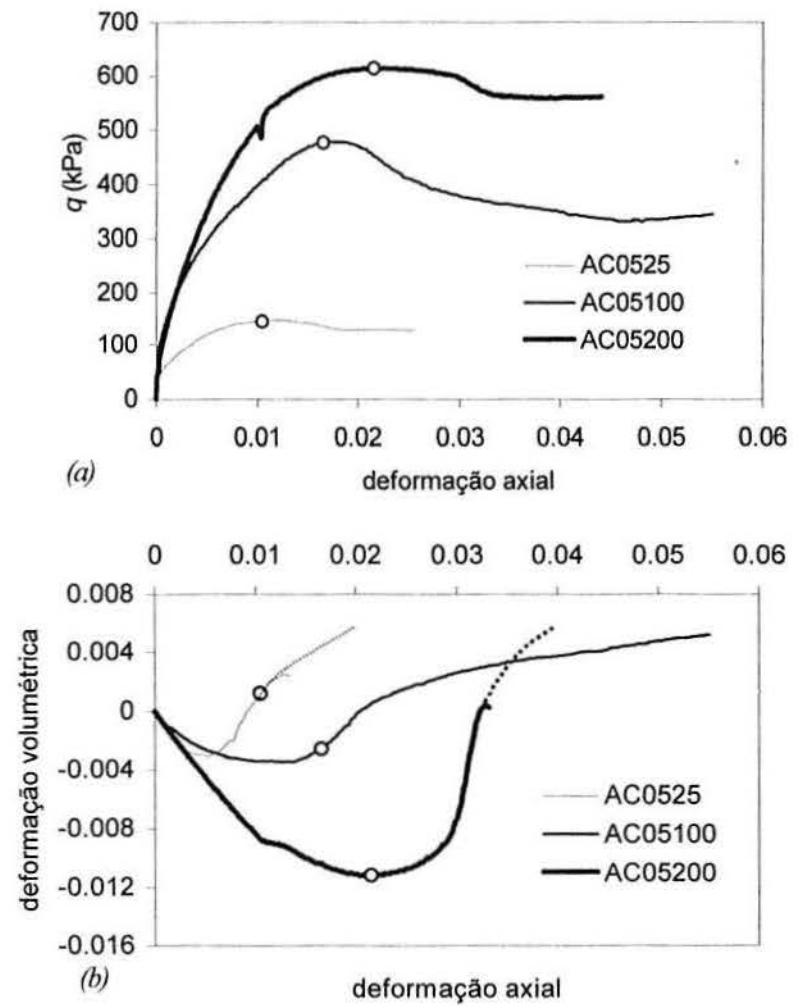


FIGURA 5. 26 Ensaios AC05: (a) curvas q ; ε_n (b) curvas ε_v ; ε_n

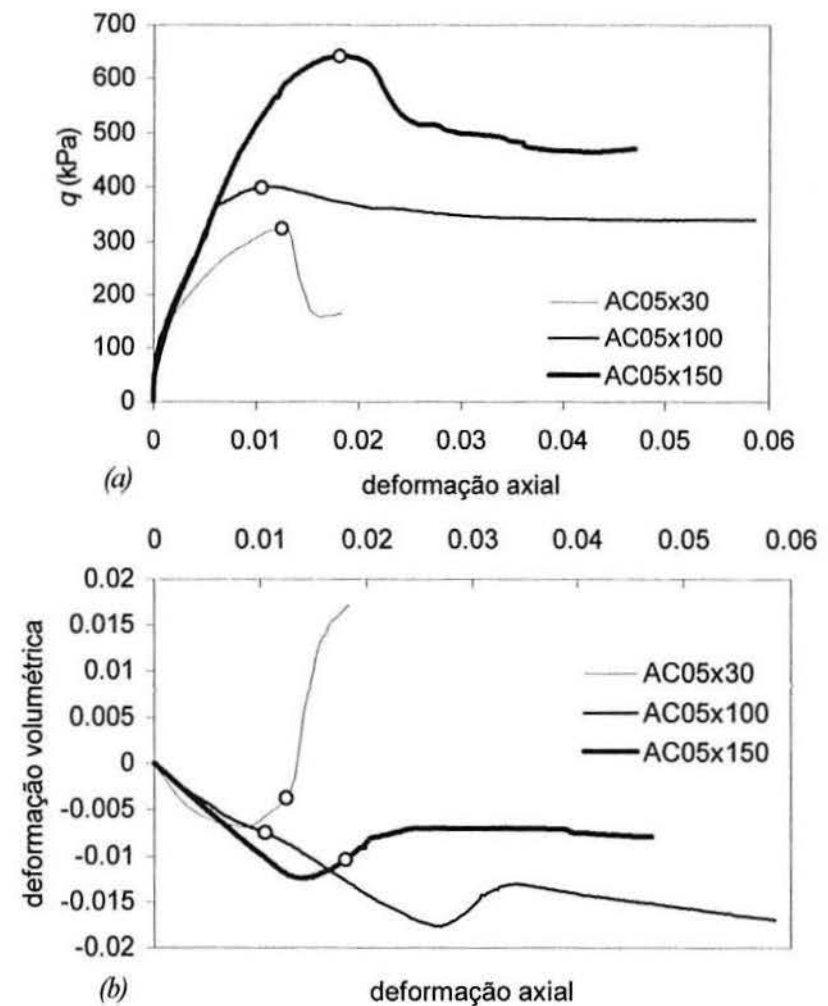


FIGURA 5. 27 Ensaios AC05x: (a) curvas q ; ε_n (b) curvas ε_v ; ε_n

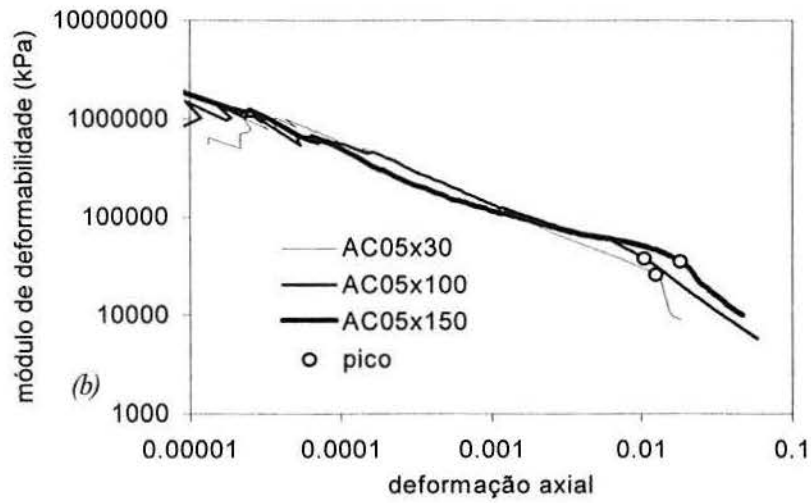
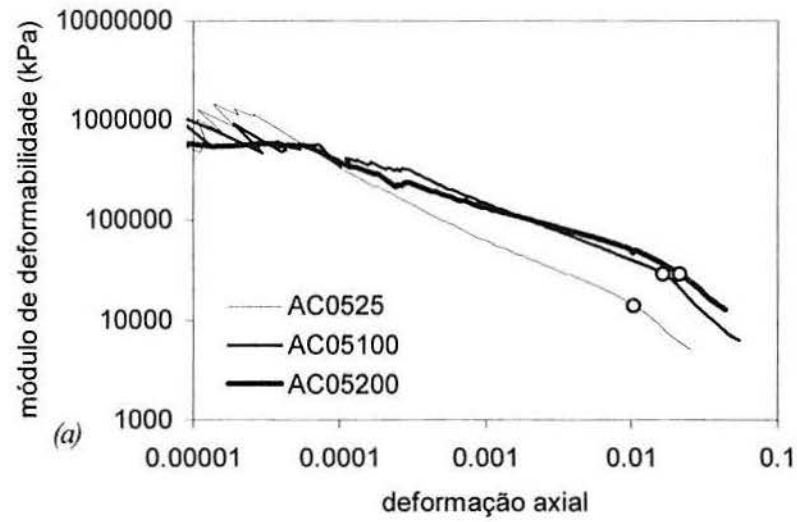


FIGURA 5. 28 Curvas $\log E: \log \varepsilon_a$ (a) AC05 e (b) AC05x

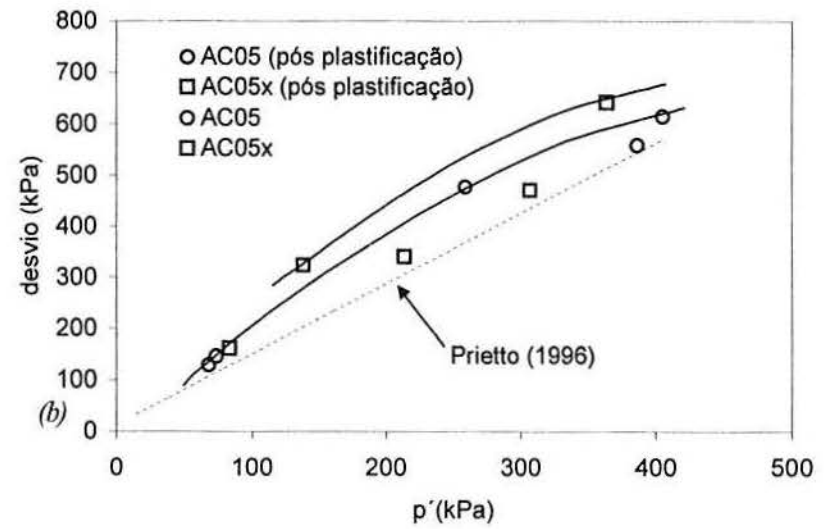
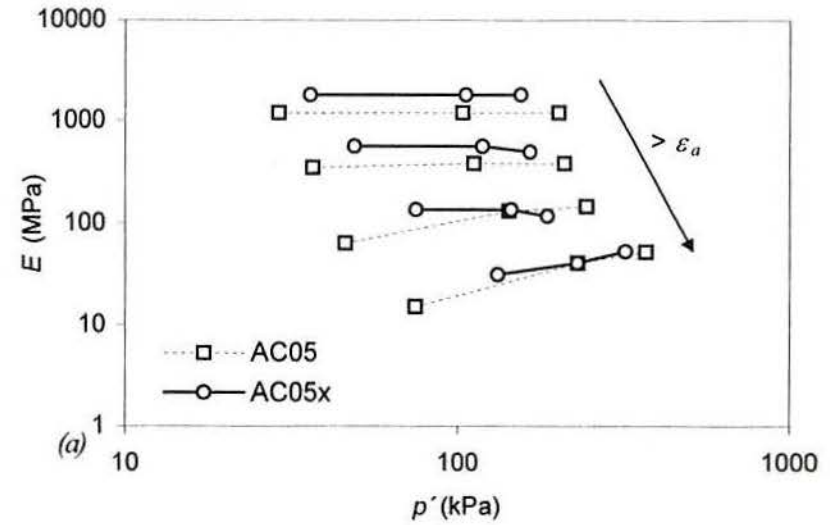


FIGURA 5. 29 Série AC05: (a) variação de E com p' e (b) superfícies de plastificação

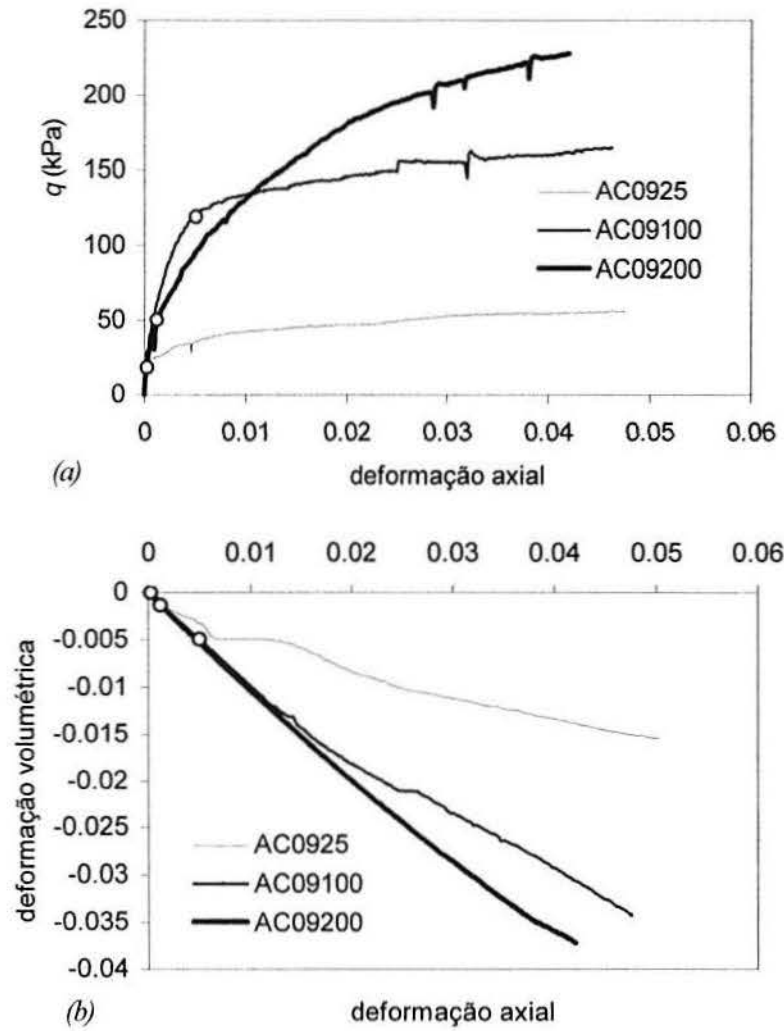


FIGURA 5. 30 Ensaio AC09: (a) curvas $q: \epsilon_a$, (b) curvas $\epsilon_v: \epsilon_a$

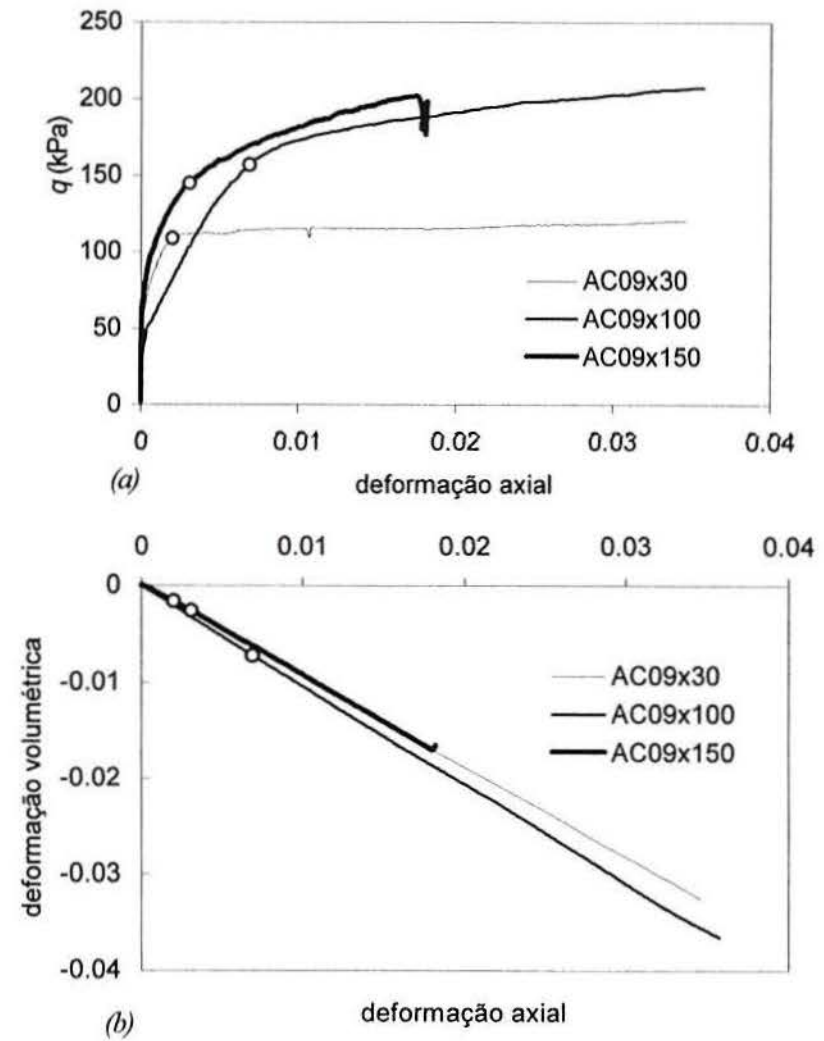


FIGURA 5. 31 Ensaio AC09x: (a) curvas $q: \epsilon_a$, (b) curvas $\epsilon_v: \epsilon_a$

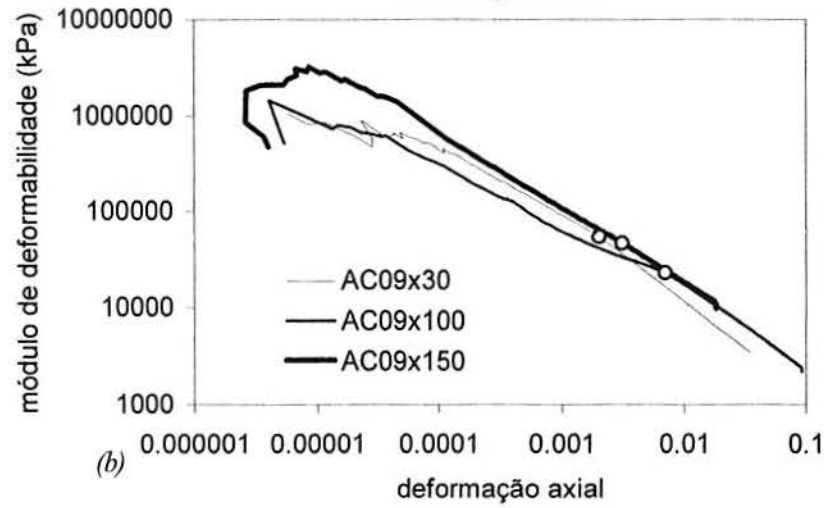
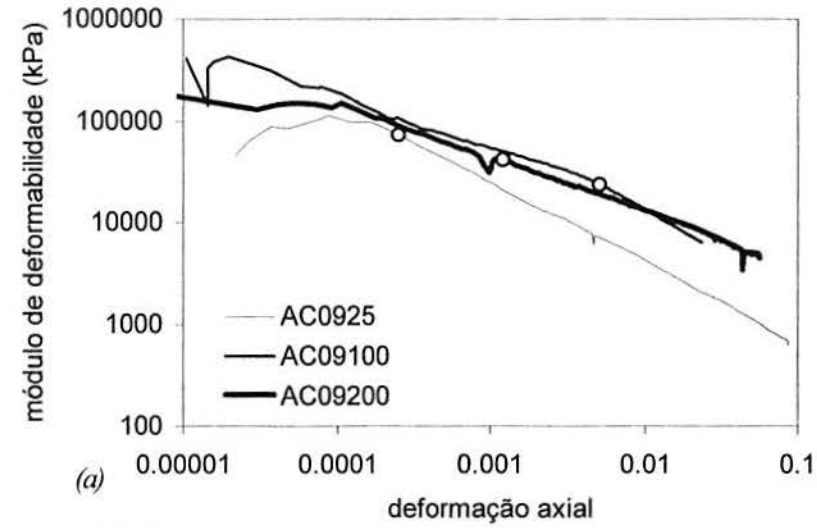


FIGURA 5. 32 Curvas $\log E$: $\log \epsilon_a$ (a) AC09 e (b) AC09x:

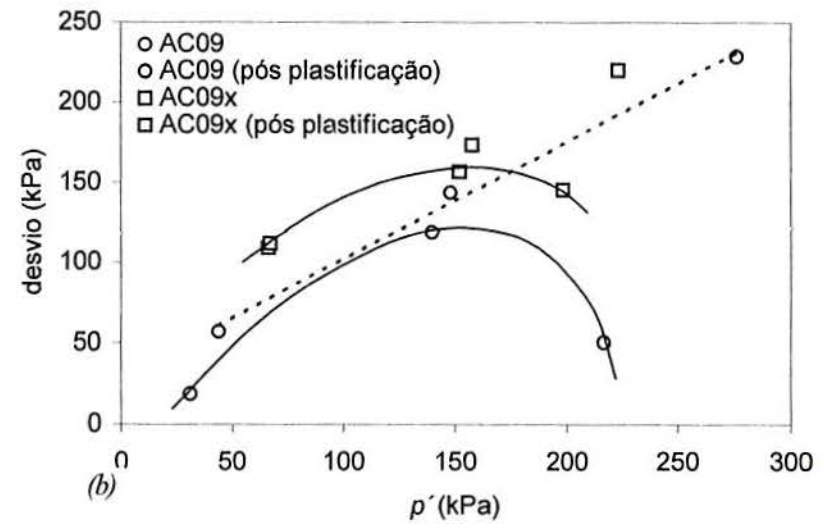
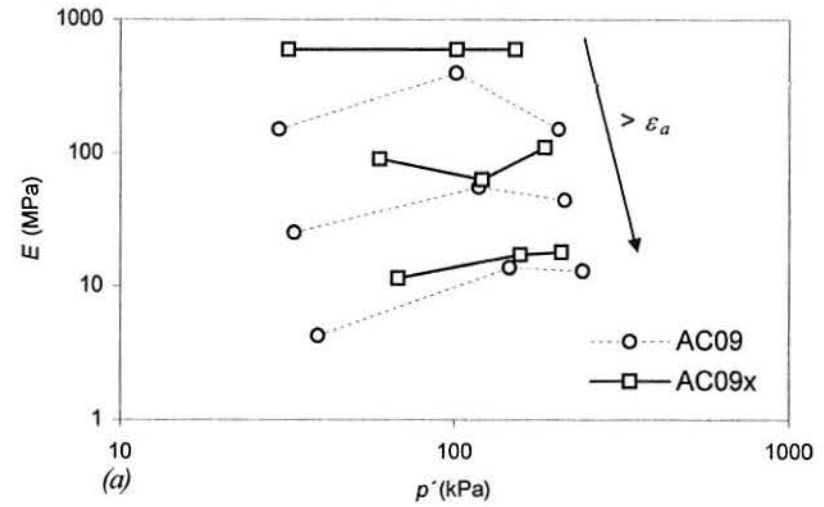
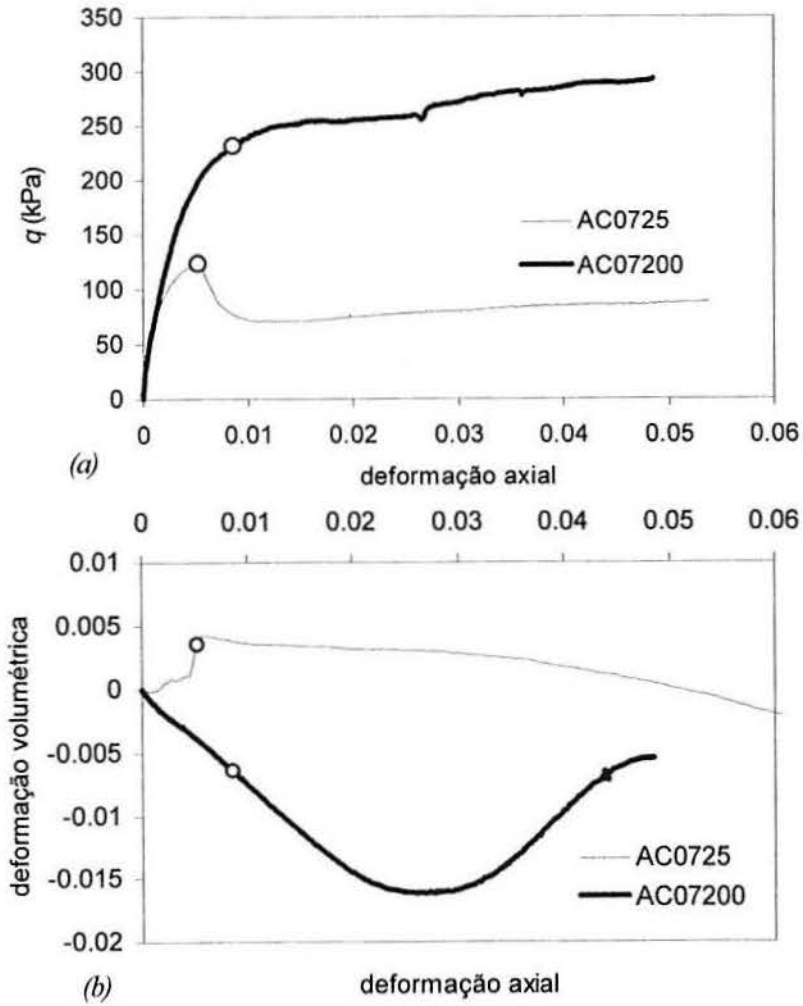
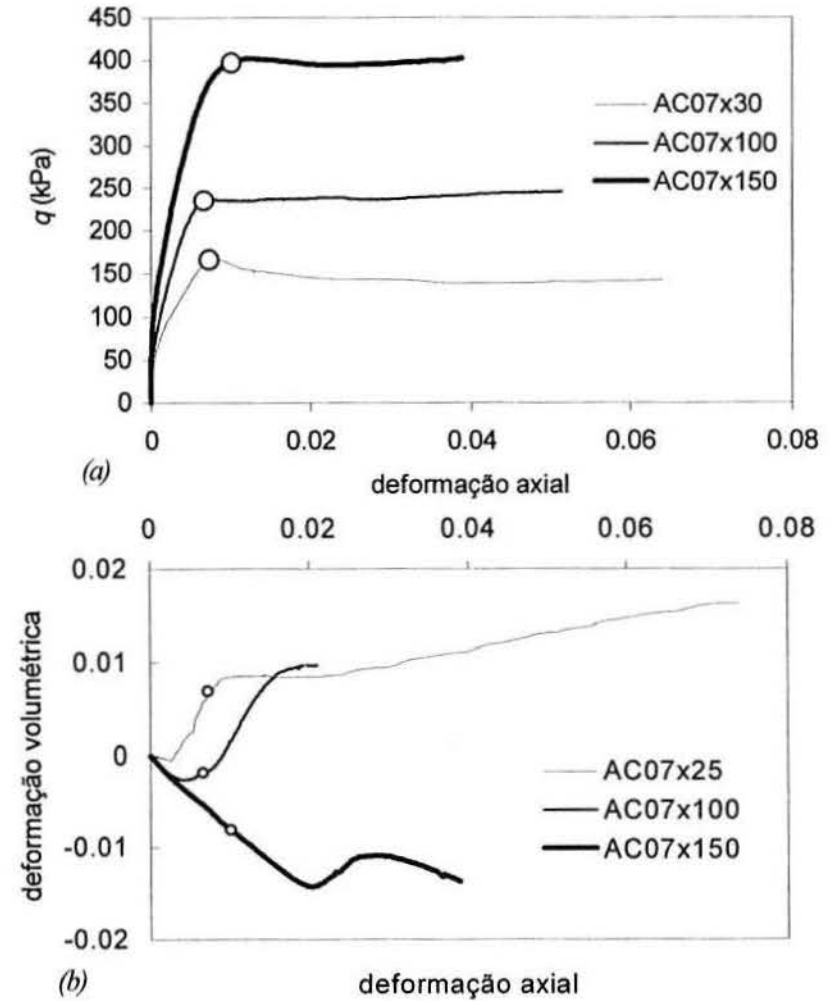
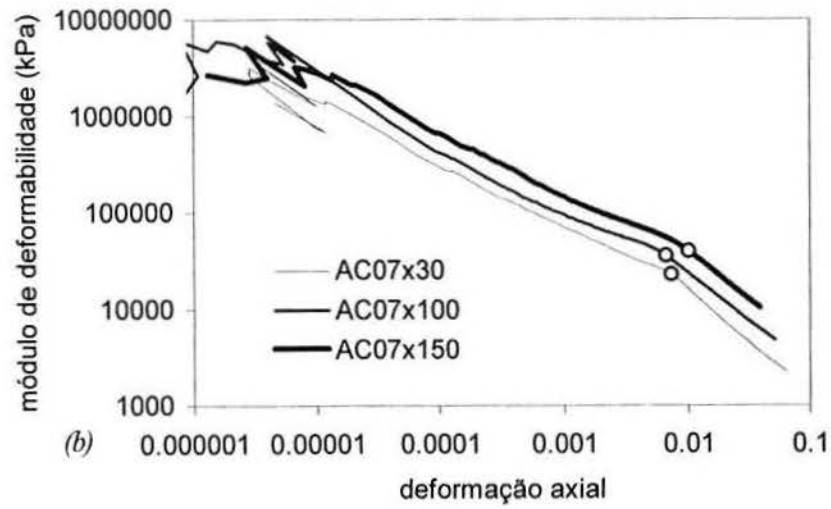
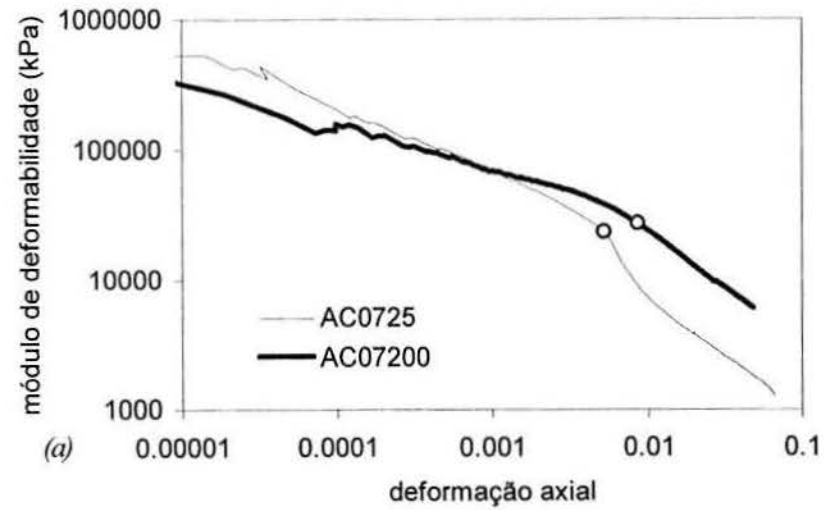
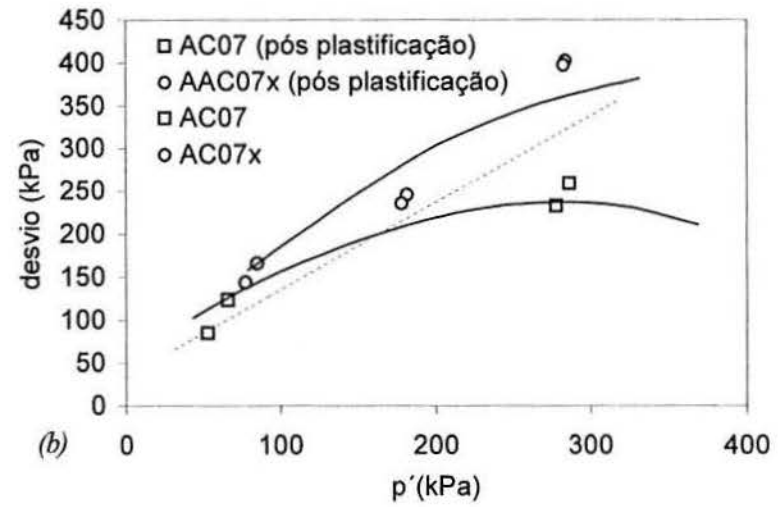
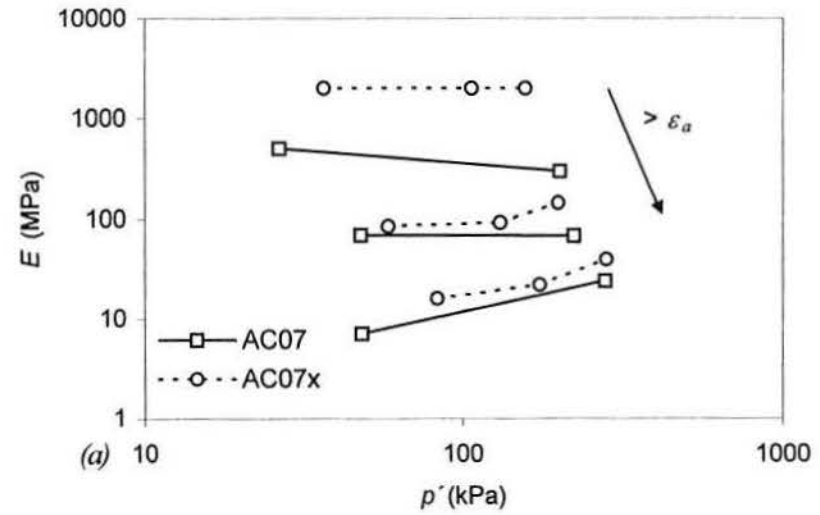


FIGURA 5. 33 Série AC09: (a) variação de E com p' e (b) superfícies de plastificação

FIGURA 5.34 Ensaio AC07: (a) curvas q : ε_b , (b) curvas ε_v : ε_a FIGURA 5.35 Ensaio AC07x: (a) curvas q : ε_b , (b) curvas ε_v : ε_a

FIGURA 5.36 Curvas $\log E: \log \varepsilon_a$ (a) AC07 e (b) AC07x:FIGURA 5.37 Série AC07: (a) variação de E com p' e (b) superfícies de plastificação

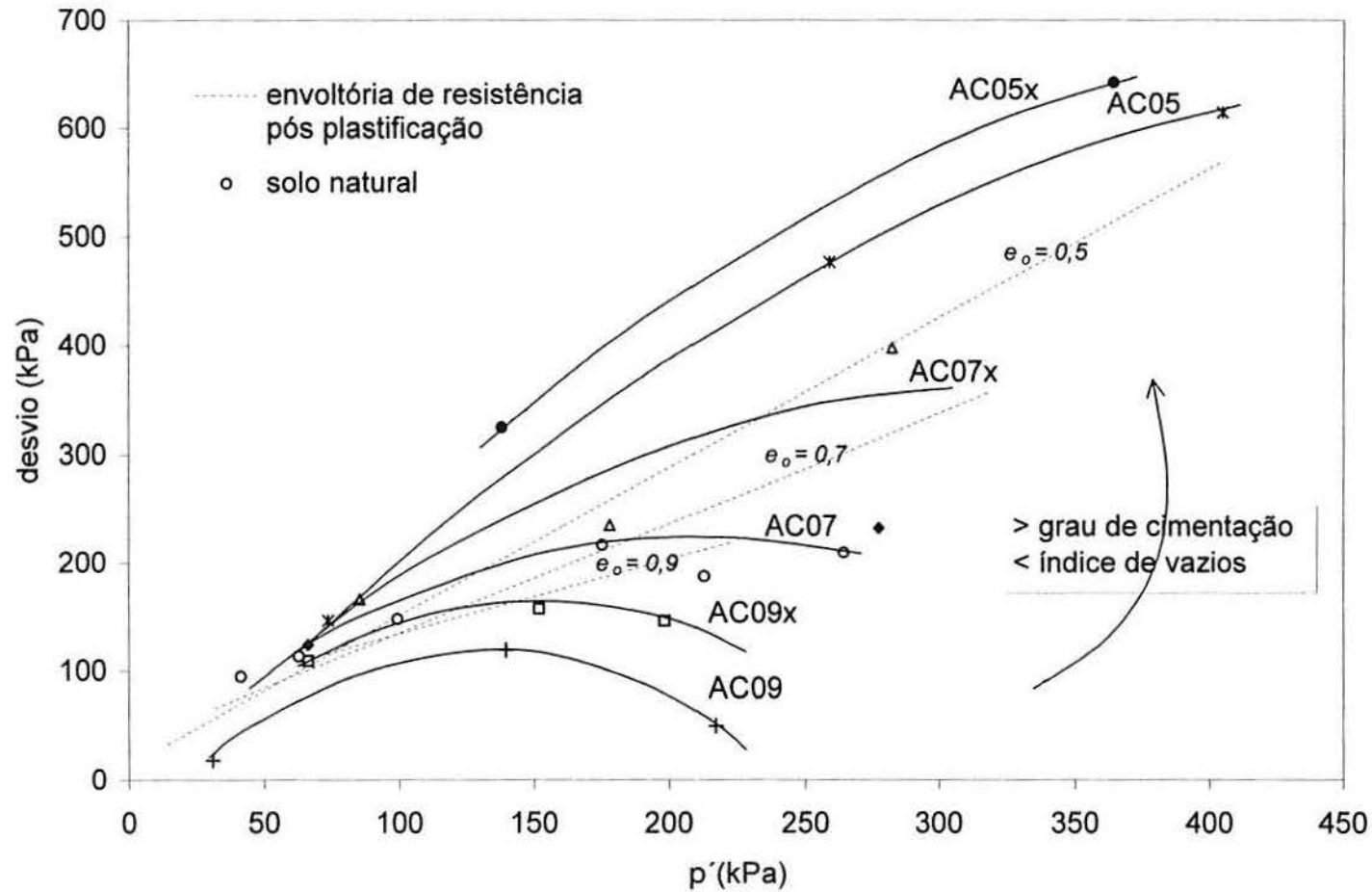


FIGURA 5. 38 Superfícies de plastificação para diferentes teores volumétricos de cimento e índices de vazios iniciais.

5.3 Trajetórias não convencionais em amostras indeformadas

Para as séries de ensaios até aqui apresentadas, foi possível identificar que a resistência ao cisalhamento e a plastificação da estrutura do solo residual BRS pode ser adequadamente simulado pela adição de cimento em amostras reconstituídas. No entanto, no que diz respeito aos aspectos de deformabilidade, especificamente no que se refere à formação de um patamar intermediário ao longo do qual o módulo de deformabilidade permanece constante, o comportamento do solo residual BRS não pode ser simulado pela cimentação artificial. Portanto, este comportamento pode estar associado ao arranjo de grãos, o qual apresenta um caráter anisotrópico (Capítulo 3).

A fim de investigar a importância do arranjo de grãos no comportamento do solo BRS na sua condição indeformada, foram realizados seis ensaios triaxiais seguindo trajetórias de tensões alternativas à convencional. Martins (1994) realizou uma série de quatro ensaios triaxiais drenados no solo residual BRS na condição indeformada, três dos quais seguindo trajetórias de tensões não convencionais. As trajetórias seguidas foram orientadas a partir da tensão de confinamento efetiva de 200 kPa, segundo as direções de 20°, 45°, 90° e 135° com o eixo s' , no plano $t: s'$, sendo $s' = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$ e $t = (\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$. Nestes ensaios, a deformabilidade é bastante afetada pelo efeito da variação da tensão confinante na rigidez do solo. A partir dos resultados destes ensaios, Martins (1994) comparou os módulos de deformabilidade calculados com a EQUAÇÃO 5.1, que define o módulo de Young, e é aplicável a materiais elásticos lineares e isotrópicos. O coeficiente de Poisson foi calculado considerando as deformações axiais e radiais medidas diretamente no corpo de prova, a partir da EQUAÇÃO 5.2, válida, também, somente para materiais elásticos lineares e isotrópicos. Malandraki & Toll (2000) utilizaram a EQUAÇÃO 5.1 para comparar módulos de deformabilidade obtidos de ensaios seguindo trajetórias de tensões diferentes da convencional. Mas, naquele artigo, os autores consideraram o coeficiente de Poisson como sendo a relação entre a deformação radial e a deformação axial, desconsiderando o efeito da variação da tensão confinante. Qualquer destes critérios é inconsistente, já que o comportamento observado dos materiais indeformadas não atende completamente às hipóteses de validação destas equações. Para pequenas deformações, o comportamento destes materiais é aproximadamente linear, mas fortemente anisotrópico. Para maiores deformações, o comportamento é crescentemente não linear, embora tenda a se tornar mais isotrópico, dependendo da trajetória de tensões seguida. Como consequência, torna-se difícil a determinação de valores de E ou μ .

$$E = \frac{1}{\varepsilon_a} (\Delta \sigma_a - 2\mu \Delta \sigma_r) \quad (5.1)$$

$$\mu = \frac{\Delta \sigma_r \Delta \varepsilon_a - \Delta \sigma_a \Delta \varepsilon_r}{\Delta \sigma_r (\Delta \varepsilon_a - 2\Delta \varepsilon_r) + \Delta \sigma_a \Delta \varepsilon_a} \quad (5.2)$$

onde ε_a e ε_r são as deformações axiais e radiais, σ_a e σ_r são as tensões axiais e radiais e μ , o coeficiente de Poisson.

Trajatórias convencionais são, portanto, mais apropriadas para a determinação de parâmetros de resistência ao cisalhamento e deformabilidade. No entanto, trajetórias de tensões alternativas são muitas vezes utilizadas para simular em laboratório solicitações de campo (método das trajetórias de tensões, Lambe & Whitman, 1979). A trajetória de descarregamento por excesso de poro pressão é um exemplo importante desta metodologia, pois representa uma solicitação de ocorrência comum na prática de engenharia geotécnica, como é o caso de instabilidade de encostas após chuvas intensas (Bressani *et al.*, 1995). É importante, por isso, compreender o efeito destas solicitações no comportamento mecânico dos solos. Nesta tese, a análise dos ensaios triaxiais com trajetórias de tensões alternativas foi simplificada visando inferir aspectos gerais da deformabilidade do solo BRS a partir das curvas tensão x deformação determinadas nestes ensaios.

Um erro comum na interpretação da deformabilidade de ensaios triaxiais seguindo trajetórias de tensões não convencionais resulta da comparação direta das curvas tensão desvio x deformação axial obtidas a partir de ensaios seguindo diferentes trajetórias de tensão efetiva ou resultantes de ensaios não drenados. Na trajetória de tensão drenada convencional, a tensão desvio representa a variação da tensão efetiva axial, já que nenhuma variação da tensão efetiva radial ocorre neste ensaio. No entanto, em qualquer outra trajetória de tensões, como por exemplo em uma trajetória não drenada com poro pressão positiva, a tensão desvio representa a soma das variações das tensões efetivas axial e radial. No plano s' : t , isto resulta uma trajetória de tensões efetivas mais íngreme que a convencional a 45° , pois a tensão desvio é superior à variação isolada da tensão axial, já que a variação da tensão efetiva radial é negativa. Por outro lado, em uma trajetória de tensões efetivas com menor inclinação em relação ao eixo s' , tal como a trajetória K_σ , a tensão desvio resulta inferior às variações da tensão axial. Isto explica, em parte, porque em ensaios não drenados o comportamento observado é, normalmente, mais rígido que em correspondentes ensaios drenados. Por outro lado, é correto que a análise de resistência ao cisalhamento

seja feita considerando a tensão desvio máxima alcançada em um carregamento qualquer, já que a tensão desvio é uma medida direta da máxima tensão de cisalhamento que ocorre no corpo de prova.

Uma análise mais rigorosa sobre as características anisotrópicas de um solo exige maior rigor nas definições dos parâmetros de deformabilidade obtidos a partir de ensaios triaxiais com medição local de deformações radiais e axiais, utilizando-se, por exemplo, as equações da elasticidade linear e anisotrópica para interpretar o comportamento mecânico do solo a pequenas deformações. Para este tipo de estudo, outras técnicas experimentais são geralmente mais apropriadas, tais como o ensaio triaxial verdadeiro ou o ensaio *hollow cylinder* (Reddy & Saxena, 1993). Por outro lado, Bellotti *et al.* (1996) utilizaram um arranjo de geofones dispostos adequadamente no interior de uma câmara de calibração para avaliar a velocidade de propagação de ondas de compressão P e de cisalhamento S , polarizadas e propagadas em diferentes direções. Com este arranjo, os autores estudaram a influência da anisotropia inerente e da anisotropia induzida na deformabilidade de uma areia reconstituída (*Ticino sand*) a pequenas deformações. Jiang *et al.* (1997) e Hoque & Tatsuoka (1998) utilizaram ensaios triaxiais convencionais mas com corpos de prova prismáticos quadrados de grandes dimensões instrumentados com medidores locais de deformações axiais e radiais do tipo LDT (Goto *et al.*, 1991) para avaliar, também, a influência da anisotropia inerente e da anisotropia induzida na deformabilidade de materiais granulares a pequenas deformações. Jovicic & Coop (1997) realizaram um estudo sobre a influência da anisotropia na rigidez de argilas em ensaios triaxiais instrumentados com *bender elements*, com ondas de cisalhamento polarizadas e propagadas em diferentes direções. Sully & Campanella (1995) e Fioravante *et al.* (1997) realizaram estudos de campo sobre características anisotrópicas de deformabilidade de geomateriais através de ensaios *cross hole*, *down hole* e cone sísmico, nos quais são comparadas, também, as velocidades de ondas propagadas e polarizadas em diferentes direções.

Nesta tese não foi possível desenvolver um estudo mais aprofundado sobre as características anisotrópicas do solo BRS. As dificuldades associadas à interpretação de resultados de ensaios triaxiais descritas nos parágrafos anteriores limitam a aplicabilidade de uma análise sobre o efeito da anisotropia na deformabilidade do solo BRS, a partir da comparação direta de curvas de degradação do módulo de deformabilidade obtidas sob diferentes condições de carregamento. É de particular interesse nesta pesquisa, no entanto, avaliar a forma das curvas σ_d , ϵ_a , tendo em vista verificar a ocorrência de um patamar intermediário “ E constante” quando o corpo de prova é submetido a solicitações diversas. Este interesse se fundamenta na hipótese inicial de que a ocorrência do patamar intermediário “ E constante” esteja associada ao fato de que no carregamento convencional, sendo a solicitação puramente desviatória, esta solicitação mobiliza deformações primordialmente na direção perpendicular à

estratificação. É possível que o comportamento observado neste tipo de carregamento esteja associado a diferenças de rigidez entre as bandas rosa e branca.

O critério de determinação de rigidez adotado, nesta tese, para a série de ensaios a seguir apresentados consiste em avaliar separadamente a rigidez axial e a rigidez radial, calculadas, respectivamente, a partir de $\Delta\sigma'_a/\varepsilon_a$ e $\Delta\sigma'_r/\varepsilon_r$. Sendo este critério uma simplificação da análise de deformabilidade, evita-se realizar comparações diretas entre os valores de rigidez axial obtidos nos ensaios triaxiais realizados nesta série e aqueles observados nos ensaios das demais séries. Para permitir esta comparação, em cinco dos seis ensaios a seguir apresentados, foi aplicada a mesma trajetória de tensões na fase inicial do carregamento. Nestes ensaios, optou-se pela trajetória de tensões do tipo s' constante, tanto em compressão como extensão axial, variando-se somente o nível de tensões efetivas isotrópicas inicial. Nesta trajetória, as variações de tensão axial são iguais às variações de tensão radial, as quais equivalem à metade da tensão desvio, $q/2$ ou t . Nestes ensaios, a trajetória s' constante foi conduzida até que o solo alcançasse deformações axiais maiores que 10^{-3} . Em apenas um ensaio foi seguida uma trajetória de tensões diferente da trajetória s' constante. Na FIGURA 5.39 são apresentadas as trajetórias de tensões efetivas seguidas nestes seis ensaios triaxiais. Na FIGURA 5.39(a), as trajetórias são apresentadas de forma esquemática, no plano $t: s'$, onde os ensaios são identificados. Entre estes ensaios triaxiais, foram realizados dois ensaios de extensão, para os quais o solo foi submetido a um carregamento do tipo $\Delta\sigma'_r = -\Delta\sigma'_a$ com $\Delta\sigma'_r > 0$, partindo de $\sigma'_r = 100$ e 200 kPa (ensaios EXT100 e EXT200). Os ensaios de extensão foram conduzidos nesta trajetória até a ruptura por cisalhamento. Dois ensaios de compressão com descarregamento lateral ($\Delta\sigma'_a = -\Delta\sigma'_r$, com $\Delta\sigma'_a > 0$) foram realizados para níveis iniciais de $s' = 50$ e 150 kPa (ensaios SC50 e SC150), sendo que, para o ensaio SC50, esta trajetória foi conduzida até a ruptura por cisalhamento. Para o ensaio SC150, a partir de uma tensão desvio $q = 80$ kPa, o corpo de prova foi submetido a um descarregamento por excesso de poro-pressão. No ensaio SCE150, o corpo de prova foi submetido, inicialmente, à mesma trajetória de tensões imposta ao ensaio SC150, mas, neste ensaio, a trajetória s' constante é mantida até o corpo de prova atingir a ruptura por cisalhamento. Após a ruptura, o corpo de prova foi carregado axial e radialmente, até $s' = 200$ kPa, e então descarregado sob s' constante, até atingir a envoltória de ruptura por extensão axial ($\Delta\sigma'_r = -\Delta\sigma'_a$, com $\Delta\sigma'_r > 0$). Na trajetória de extensão, o ensaio SCE150 foi coincidente com o ensaio EXT200. Foi ainda realizada uma trajetória de tensões de carregamento axial com $\Delta\sigma'_a > 0$ e $\Delta\sigma'_r < 0$, sendo $\Delta\sigma'_a \approx -4.\Delta\sigma'_r$. Os resultados destes ensaios são mostrados nas FIGURAS 5.40 a 5.43.

Na FIGURA 5.40 são mostrados os resultados do ensaio SC50. Este ensaio segue a trajetória s' constante, partindo de $s' = 50$ kPa, até a ruptura. É importante compreender como é feito o controle

automático do ensaio no equipamento triaxial utilizado. Martins (1994) descreve a versão inicial deste equipamento, o qual é apresentado, em sua versão final no ANEXO 1. No tipo de câmara triaxial utilizado, a variação de uma das componentes de tensão gera, inevitavelmente, uma variação na outra componente. É interessante notar, no entanto, que uma $\Delta\sigma'_a$ resulta em uma $\Delta\sigma'_r$ de mesmo sinal, mas uma $\Delta\sigma'_r$ resulta em um $\Delta\sigma'_a$ de sinal oposto. Ou seja, um aumento de σ'_a implica em um aumento de σ'_r , mas, um aumento de σ'_r implica em uma redução em σ'_a . Esta interdependência entre as tensões foi considerada no programa de controle de forma a maximizar a eficiência do controle das trajetórias de tensão, conforme descrito por Martins (1994). Neste sentido, o controle da trajetória s' constante é feito, principalmente, pelo monitoramento de σ'_r , já que uma redução de $\Delta\sigma'_r$ resulta em um aumento de σ'_a . Ao atingir a envoltória de resistência ao cisalhamento, a redução de σ'_r resultou em um acréscimo de σ'_a , mas, estando o solo sobre esta envoltória, este acréscimo gerou deformações axiais excessivas e a conseqüente redução de σ'_a . Isto gerou um desvio na trajetória de tensões seguida. O controle do ensaio se manteve, no entanto, preso a um *loop* de condição, aplicando uma $\Delta\sigma'_r$ até que a proporção perdida fosse reestabelecida. Disto resultou o descarregamento do solo observado no final deste ensaio.

Na FIGURA 5.40(b) são mostradas, simultaneamente, as curvas t : ε_a , $\Delta\sigma_a$: ε_a e $\Delta\sigma_r$: ε_r obtidas para o ensaio SC50. Na trajetória s' constante, $\Delta\sigma_a = -\Delta\sigma_r$, mas, nesta figura, para fins de comparação, os valores de $\Delta\sigma_r$ são plotados como positivos. O ponto em que as curvas t : ε_a e $\Delta\sigma_a$: ε_a começam a divergir representa o ponto em que ocorre um desvio da trajetória s' constante. Nota-se, nesta figura, que a rigidez axial é bastante semelhante à rigidez radial. Na FIGURA 5.40(d) são mostradas as curvas ε_r : ε_a e ε_r : ε_a , as quais mostram que, nesta trajetória, o solo apresenta um comportamento volumétrico expansivo. Deformações radiais de expansão são geradas a partir dos primeiros estágios do carregamento. Para deformações além do pico de resistência ao cisalhamento, identificado nesta figura por um x, a análise do comportamento é prejudicada tendo em vista os problemas de controle já referidos. Exceto pelo trecho inicial que corresponde a deformações inferiores a 10^{-4} , as curvas $\log \Delta\sigma_a/\varepsilon_a$: $\log \varepsilon_a$ e $\log \Delta\sigma_r/\varepsilon_r$: $\log \varepsilon_r$ mostradas na FIGURA 5.40(c) são semelhantes. Nestas curvas não se evidencia a presença de qualquer distorção em relação à forma típica, como a formação de um patamar intermediário, tal como observado nos ensaios da série NT e no ensaio de carregamento isotrópico. Neste ensaio, a ruptura por cisalhamento ocorreu para deformações axiais da ordem de 0,5%. Para os ensaios da série NT, o pico de resistência ao cisalhamento se formou a deformações axiais superiores a 1%, sendo que o final do patamar intermediário “E constante” ocorreu, em todos os ensaios, para deformações axiais inferiores a 1%. Na FIGURA 5.40(c), a relação $\Delta\sigma_a/\varepsilon_a$ resulta em valores iniciais próximos a 200MPa.

Na FIGURA 5.41 são mostrados os resultados do ensaio SC150. Neste ensaio, o corpo de prova segue a trajetória s' constante, partindo de $s' = 150$ kPa, até atingir níveis de tensão desvio equivalentes aos máximos aplicados no ensaio SC50. Após, o solo é submetido a um descarregamento por excesso de poro-pressão. Com o aumento de poro-pressão, o corpo de prova segue uma trajetória de tensões efetivas horizontal de descarregamento até ocorrer a ruptura. Aumentos subsequentes de poro-pressão resultam que a trajetória de tensões efetivas contorna a envoltória de ruptura. Entre o ponto em que os incrementos de poro-pressão começam a ser aplicados (marcado por um quadrado na FIGURA 5.41) e o ponto que o solo atinge a superfície de plastificação da estrutura, (marcado por um círculo), o solo se deforma quase que exclusivamente na direção radial (ver FIGURA 5.41(d)). Ao contornar a superfície de plastificação da estrutura (a qual, para baixos níveis de tensão efetiva, representa a envoltória de resistência ao cisalhamento de pico), crescem as deformações axiais. Na FIGURA 5.41(b) notam-se as significativas diferenças que ocorrem entre as curvas $t: \varepsilon_a$, $\Delta\sigma_a: \varepsilon_a$ e $\Delta\sigma_r: \varepsilon_r$ a partir do descarregamento por excesso de poro-pressão. A variação da tensão radial é plotada como positiva, quando, como no ensaio SC50, é negativa. A variação da tensão axial passa a ser reduzida também a partir do aumento da poro-pressão. É importante verificar que o aumento de poro-pressão resulta em um aumento de deformações quase que exclusivamente na direção radial. Disto resulta uma maior deformabilidade na direção radial. Na FIGURA 5.41(c) são plotadas as curvas $\log \Delta\sigma_a/\varepsilon_a: \log \varepsilon_a$ e $\log \Delta\sigma_r/\varepsilon_r: \log \varepsilon_r$. Neste caso, estas curvas são comparadas com a curva $\log t/\varepsilon_a: \log \varepsilon_a$. Inicialmente, a rigidez axial é comparável à radial. Até o ponto em que o solo é submetido ao descarregamento por excesso de poro-pressão, as curvas não apresentam qualquer distorção significativa em relação ao padrão típico. Na FIGURA 5.41(d) observa-se que as deformações radiais de expansão são mobilizadas, novamente, nos primeiros estágios do carregamento.

Na FIGURA 5.42 são mostrados os resultados do ensaio SCE150, cuja trajetória de tensões efetivas coincide inicialmente com a do ensaio SC150. Neste ensaio, as deformações radiais foram perdidas devido a problemas no transdutor de deformações radiais. Na FIGURA 5.42(b) são mostradas as curvas $\Delta\sigma_a: \varepsilon_a$ e $t: \varepsilon_a$, as quais são coincidentes enquanto o carregamento se mantém na trajetória s' constante. Neste ensaio, o corpo de prova é levado à ruptura primeiramente por compressão axial com descarregamento lateral e, posteriormente, por extensão axial com carregamento lateral. Sendo, tanto no carregamento axial quanto no descarregamento axial $\Delta\sigma_a \approx t$, a deformabilidade pode ser avaliada a partir de qualquer uma destas curvas, de forma indiferente. Nas FIGURAS 5.42(c) e 5.42(d), as curvas de compressão e extensão axial são comparadas. Na FIGURA 5.40(c), são mostradas as curvas $\log t/\varepsilon_a: \log \varepsilon_a$ e na FIGURA 5.42(d), as curvas $t: \varepsilon_a$. Nestas figuras nota-se que a curva de compressão axial apresenta maior rigidez inicial. Na fase de extensão, a curva $\log t/\varepsilon_a: \log \varepsilon_a$ apresenta um trecho inicial

com grande dispersão, ao longo do qual a rigidez média se mantém aproximadamente constante até o ponto de plastificação bem caracterizado nas FIGURAS 5.42(c) e 5.42(d). Para deformações axiais superiores a este ponto de plastificação, as curvas $\log t/\varepsilon_a$; $\log \varepsilon_a$ das fases de compressão de extensão são semelhantes. É importante notar, no entanto, que a fase de extensão ocorre para $s' = 200$ kPa, superior, portanto ao nível de tensões correspondente à fase de compressão axial, que corresponde a $s' = 150$ kPa. Na FIGURA 5.42(b), é interessante notar que, após a plastificação na fase de extensão axial em $t \approx -70$ kPa, embora grandes deformações axiais passem a ocorrer, o solo admite ainda reduções de tensão axial, alcançando valores de t da ordem de -90 kPa.

Na FIGURA 5.43 são mostrados os resultados do ensaio EXT100. Na FIGURA 5.43(a) o eixo vertical é plotado com a escala invertida, e nas FIGURAS 5.43(b) e 5.43(d), também o eixo horizontal é plotado com a escala invertida. É importante notar que, nesta trajetória, deformações de compressão são mobilizadas na direção radial, enquanto que na direção axial são mobilizadas deformações de expansão. Nas FIGURAS 5.43(a) e 5.43(b) nota-se que, ao atingir a ruptura, o solo sofre um colapso que é notado tanto na direção axial como na direção radial. Observa-se, no entanto, que o colapso na direção radial é mais significativo resultando em uma importante redução da tensão radial, mas em uma pequena variação da deformação radial. Na FIGURA 5.43(b) nota-se que, para níveis muito pequenos de deformações, o solo é bastante rígido, tanto na direção radial quanto na direção axial, sendo possível caracterizar uma plastificação nos primeiros estágios do carregamento, em semelhança ao comportamento observado na série NT. Esta plastificação pode ser observada na curva $\log \Delta\sigma_r/\varepsilon_r$; $\log \varepsilon_r$ mostrada na FIGURA 5.43(c), para deformações da ordem de 10^{-5} . Como se nota tanto na FIGURA 5.43(b) como na FIGURA 5.43(c), ao longo de todo o carregamento o solo apresenta maior rigidez na direção radial. Na FIGURA 5.43(d), as deformações volumétricas são de compressão.

Um comportamento similar é observado no ensaio EXT200, mostrado na FIGURA 5.44. Nesta figura observa-se que o solo sofre um colapso ao atingir a envoltória de resistência ao cisalhamento, o qual é mais pronunciado na direção radial (FIGURAS 5.44(a) e 5.44(b)). A tensão radial sofre, então, uma variação de aproximadamente 60 kPa. Neste ensaio, embora inicialmente a rigidez radial seja semelhante à axial, como se observa nas FIGURAS 5.44(b) e 5.44(c), para deformações superiores a 10^{-4} , a curva $\Delta\sigma_r/\varepsilon_r$ é significativamente mais rígida que a curva $\Delta\sigma_a/\varepsilon_a$. Nota-se que nos ensaios de extensão axial, as deformações axiais de ruptura são inferiores a 0,5%. Na FIGURA 5.44(d) são mostradas as deformações radiais correspondentes ao ensaio EXT200, as quais são de compressão radial, e as deformações volumétricas, também de compressão.

Na FIGURA 5.45 são apresentados os resultados do ensaio ST200, o qual segue uma trajetória de tensões efetivas inclinada a aproximadamente 60° com o eixo s' , partindo de $s' = 200$ kPa. Esta trajetória resulta em um carregamento axial com descarregamento radial, sendo $\Delta\sigma_r \approx -\Delta\sigma_a/4$. Neste ensaio, após atingir a ruptura, o corpo de prova é submetido a um descarregamento por excesso de pororessão. Na FIGURA 5.45(b) são apresentadas as curvas t : ε_a , $\Delta\sigma_a$; ε_r e $\Delta\sigma_r$; ε_r , sendo que no caso de $\Delta\sigma_r$, os valores são plotados em escala invertida. Para auxiliar a interpretação destes resultados, são identificados nas figuras dois pontos, um dos quais correspondente à máxima tensão desvio aplicada (marcado por um quadrado aberto). Na FIGURA 5.45(d) nota-se que este ponto corresponde a uma deformação radial de expansão da ordem de 0,2% e a uma deformação axial da ordem de 0,8%. Considerando que os incrementos de tensão axial são quatro vezes superiores aos incrementos de tensão radial, esta proporção é razoável, sendo a rigidez axial superior à radial, como mostrado a FIGURA 5.45(d). A partir do ponto em que se inicia o descarregamento por excesso de pororessão, a análise de deformabilidade é dificultada. Nota-se, no entanto, que as deformações radiais sofrem uma inversão, sendo inicialmente de expansão mas, a partir do ponto marcado por um círculo, o solo passa a comprimir radialmente. Isto decorre do fato de que, estando sobre a envoltória de ruptura por cisalhamento, o solo é forçado a seguir uma trajetória de tensões efetivas com redução significativa da tensão axial, enquanto a tensão radial permanece aproximadamente constante ou mesmo aumenta.

Os ensaios triaxiais desta série apresentam uma importante diferença em relação aos ensaios da série NT de compressão e isotrópica. Esta diferença consiste na ausência do patamar intermediário “E constante” nas curvas $\Delta\sigma_a$: ε_a . Outra importante diferença é que, para os ensaios da série NT, as deformações radiais no trecho inicial das curvas q : ε_r são muito inferiores às deformações axiais, enquanto que nos ensaios com trajetórias de tensões efetivas alternativas, as deformações radiais observadas são da mesma ordem de grandeza que as deformações axiais. É possível que a forma da curva $\log q/\varepsilon_r$: $\log \varepsilon_a$ esteja associada à mobilização das deformações radiais.

Na FIGURA 5.46 é apresentado um resumo dos resultados obtidos nesta série, plotados no plano q : p' , onde são apresentados, também, os pontos de plastificação identificados nos ensaios triaxiais da série NT e no ensaio de carregamento isotrópico. Nesta figura são apresentados, ainda, os pontos de plastificação identificados por Martins (1994) para o solo BRS da Vila Scharlau, o mesmo estudado nesta tese. São também apresentados os resultados obtidos por Ferreira (1998) para o solo BRS de uma outra jazida, o qual apresenta um índice de vazios inicial da ordem de 0,6, inferior, portanto, ao índice de vazios do solo BRS da Vila Scharlau ($e_o = 0,7$). Ferreira (1998) identificou que, embora estes materiais diferissem significativamente em termos de resistência ao cisalhamento, as superfícies de plastificação da estrutura obtidas para os dois solos são coincidentes. Segundo o autor, isso se deve, provavelmente, ao

fato de que a superfície de plastificação da estrutura representa a resistência das ligações entre partículas, a qual é definida, principalmente, pela cimentação. Já a resistência ao cisalhamento é influenciada também pelo índice de vazios, resultando que o solo BRS estudado por aquele autor apresenta maior ângulo de atrito interno que o solo BRS da Vila Scharlau. Estes resultados são também reportados por Martins *et al.* (1998).

Na FIGURA 5.46 é apresentado o traçado de uma suposta superfície de plastificação da estrutura, baseado nos diversos resultados apresentados. Alguns aspectos interessantes do comportamento podem ser observados nesta figura. As trajetórias de descarregamento por excesso de poro pressão permitiram identificar a forma da superfície de plastificação para baixos níveis de tensão efetiva. No ensaio ST200, esta trajetória tende, gradualmente, à envoltória de resistência para grandes deformações, devido à desestruturação. A comparação deste ensaio com o ensaio SC150 na região onde o solo atinge a envoltória de plastificação, permite caracterizar adequadamente as diferenças entre a envoltória de plastificação da estrutura e a envoltória de resistência ao cisalhamento a grandes deformações. Após o descarregamento por excesso de poro pressão, o corpo de prova do ensaio SC150 é novamente carregado e levado até a ruptura sob a trajetória s' constante. Nota-se, então, que o corpo de prova rompe ao atingir a envoltória de resistência ao cisalhamento a grandes deformações. Alguma dispersão de resultados é notada, a qual não pode ser atribuída somente às trajetórias de tensão seguidas. Para o ensaio SCE150 os pontos de plastificação identificados se situam abaixo dos demais identificados nesta série.

O ponto de plastificação identificado no ensaio de compressão isotrópica com carregamento incremental de 50 kPa não é apresentado nesta figura. Os valores associados à plastificação da estrutura identificados neste ensaio foram considerados muito elevados, da ordem de 550 kPa, sendo um tanto divergentes dos demais ensaios. Estas diferenças podem resultar do procedimento de carga incremental aplicado neste ensaio, para o qual o solo foi submetido a incrementos instantâneos de 50 kPa, os quais eram mantidos constantes durante o tempo de adensamento do corpo de prova. Sob carregamento contínuo no ensaio de compressão isotrópica realizado na City University (FIGURA 4.13), se obteve uma maior resolução das deformações ocorridas e, conseqüentemente, uma melhor definição do ponto de plastificação da estrutura sob carregamento isotrópico. Por este motivo, este ensaio foi considerado ser mais representativo do real comportamento do solo BRS e é plotado na FIGURA 5.46.

Na FIGURA 5.46, a suposta superfície de plastificação da estrutura é aproximadamente simétrica em relação ao eixo p' , bem como a envoltória de resistência ao cisalhamento a grandes deformações. Nota-se que, no caso dos ensaios de extensão axial, a plastificação ocorre antes do solo

alcançar a superfície de plastificação extrapolada para esta região. No entanto, o número de pontos experimentais disponíveis no plano $q: p'$ não é suficiente para caracterizar adequadamente a superfície de plastificação nesta região.

5.4 Trajetória convencional em amostra indeformada, estratificação vertical

Outra tentativa de identificar o caráter anisotrópico do solo BRS consistiu na realização de um ensaio triaxial convencional em um corpo de prova moldado com a estratificação coincidindo com o eixo vertical do corpo de prova. Este ensaio foi realizado para um nível de tensão de confinamento equivalente à tensão vertical atuante em campo na cota de retirada da amostra, correspondente a uma profundidade de 6m, a qual foi estimada em 115 kPa. Este ensaio teve por objetivo inicial permitir a comparação de módulos de cisalhamento obtidos no ensaio triaxial com módulos obtidos a partir de ensaios pressiométricos, os quais são apresentados no CAPÍTULO 6.

Os resultados deste ensaio triaxial, identificado como NTV115, são apresentados nas FIGURAS 5.47 e 5.48. Na FIGURA 5.47 são mostradas simultaneamente as curvas $\sigma_d: \varepsilon_v: \varepsilon_r: \varepsilon_a$ e $\varepsilon_v: \varepsilon_r: \varepsilon_a$. O comportamento observado nestas curvas é bastante similar ao observado nos ensaios triaxiais da série NT. Devido a um leve pré-carregamento axial inicial, causado por problemas de controle de ensaio, a análise para o trecho inicial da curva $q: \varepsilon_a$ foi desconsiderada. No entanto, como mostrado na FIGURA 5.48, o módulo de deformabilidade define claramente um patamar “ E constante” para deformações axiais até 4×10^{-3} . Assim como para os ensaios da série NT, o aumento das deformações radiais no ensaio NTV115 coincide com o final do patamar “ E constante” e a máxima taxa de expansão volumétrica coincide com o pico de resistência ao cisalhamento.

Na FIGURA 5.48, a curva $\log q/ \varepsilon_a: \log \varepsilon_a$ obtida para o ensaio NTV115 é comparada com aquela obtida para o ensaio NT100. Nota-se que os módulos de deformabilidade obtidos para o ensaio NTV115 são consideravelmente superiores aos do ensaio NT100, embora os níveis de tensão confinante sejam semelhantes, o que caracteriza a maior rigidez do solo na direção horizontal. Estas diferenças são notadas não apenas na rigidez, mas também na resistência ao cisalhamento do solo. Em relação ao ensaio NT100, o ensaio NTV115 apresentou a formação clara de um pico de resistência ao cisalhamento na curva $q: \varepsilon_v$, alcançando valores de $q \approx 350$ kPa, enquanto que o ensaio NT100 não evidencia claramente a formação de um pico de resistência e a plastificação ocorre para níveis de tensão desvio da ordem de 220 kPa.

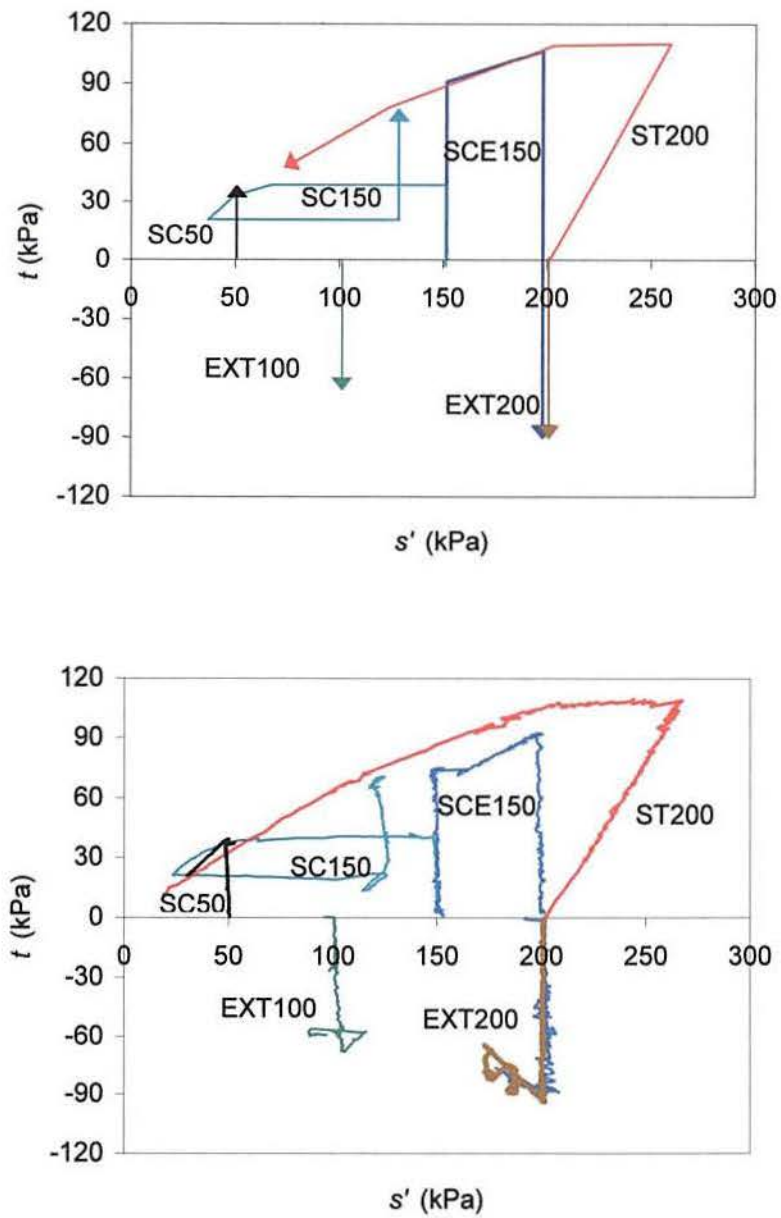


FIGURA 5. 39 Trajetórias de tensões alternativas (a) identificação esquemática dos ensaios realizados, plotados no plano $s': t$ e (b) resultados obtidos plotados no plano $s': t$

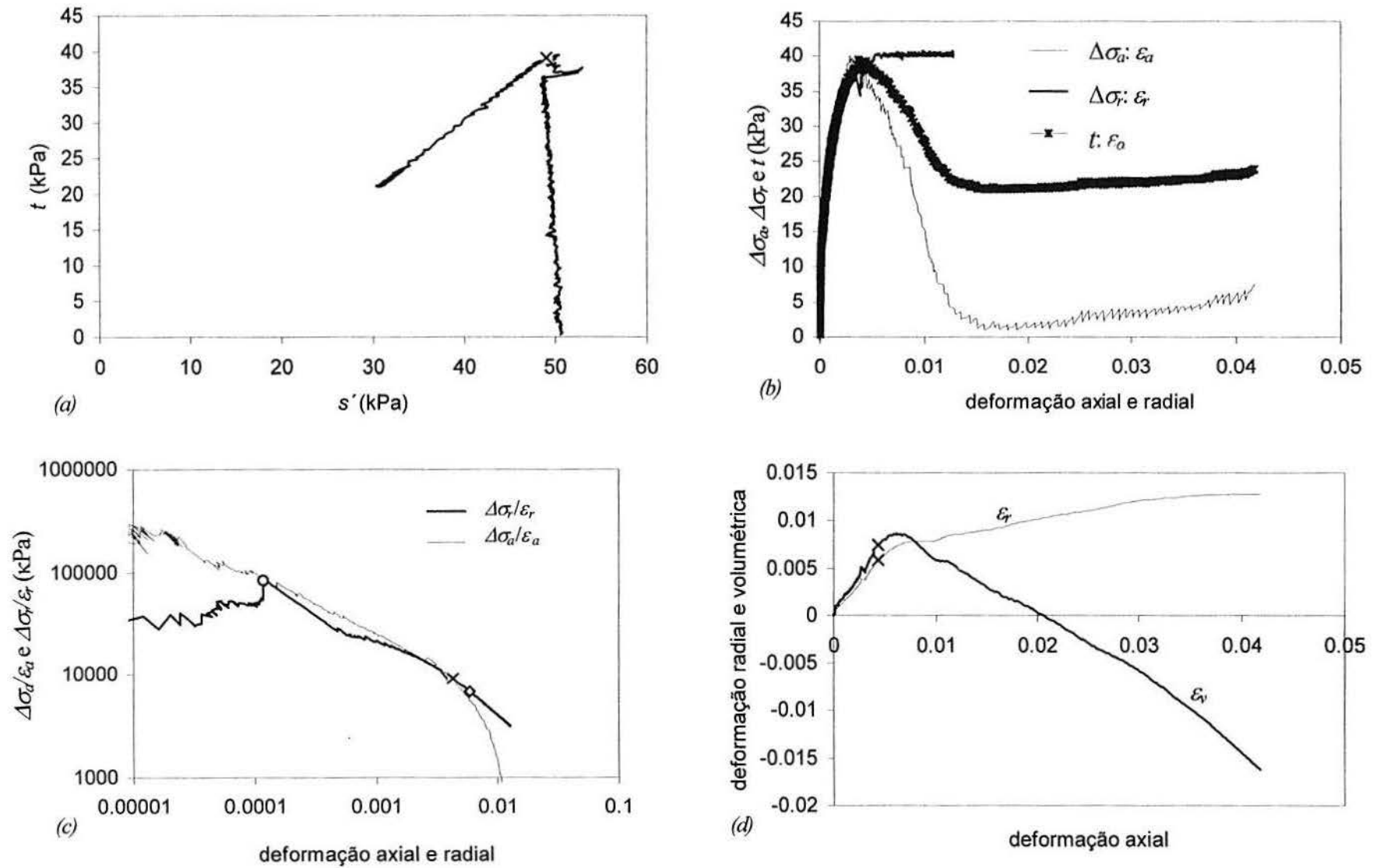


FIGURA 5. 40 Ensaio SC50: (a) trajetória de tensões $t: s'$, (b) curvas tensão: deformação (c) rigidez radial e axial e (d) curvas $\epsilon_r: \epsilon_a$ e $\epsilon_r: \epsilon_a$

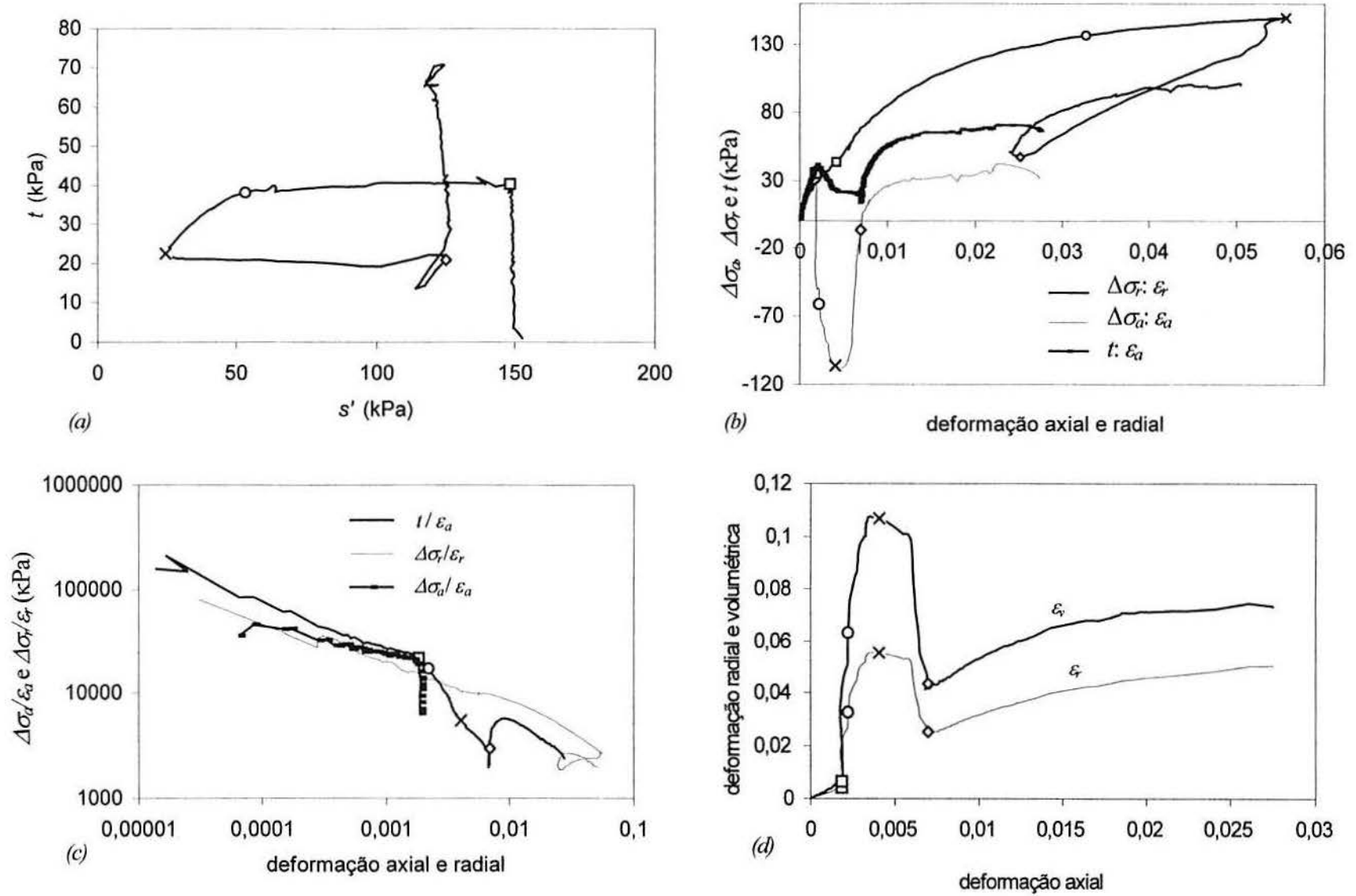


FIGURA 5. 41 Ensaio SC150: (a) trajetória de tensões $t: s'$, (b) curvas tensão: deformação (c) rigidez axial e radial e (d) curvas $\epsilon_r: \epsilon_a$ e $\epsilon_r: \epsilon_a$

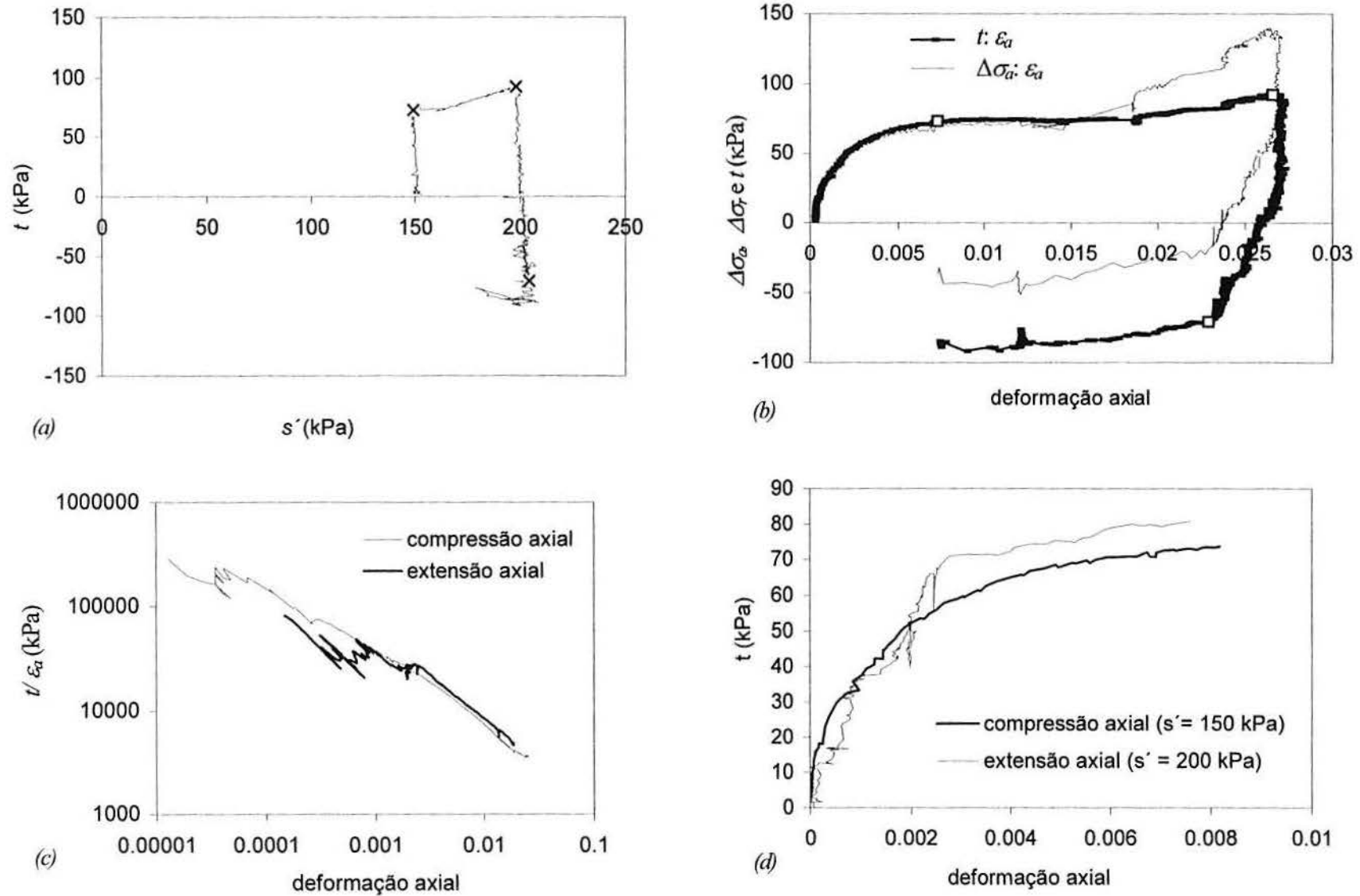


FIGURA 5. 42 Ensaio SCE150: (a) trajetória de tensões $t: s'$, (b) curvas tensão: ϵ_a , (c) rigidez axial e (d) curvas $t: \epsilon_a$ em compressão e em extensão

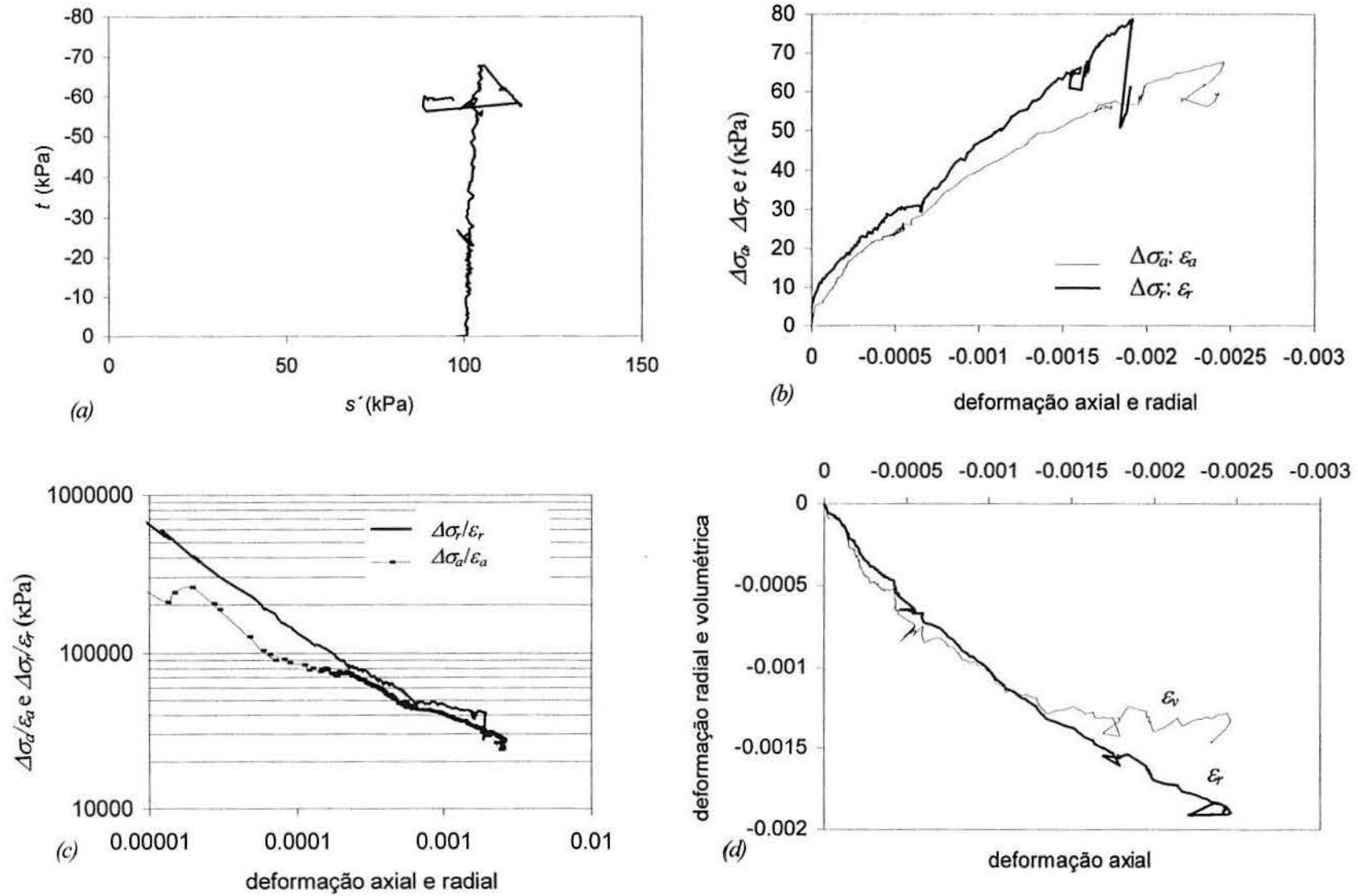


FIGURA 5. 43 Ensaio EXT100 (a) trajetória de tensões $t: s'$, (b) curvas tensão: deformação (c) rigidez radial e axial e (d) curvas $\epsilon_r; \epsilon_a$ e $\epsilon_r; \epsilon_v$

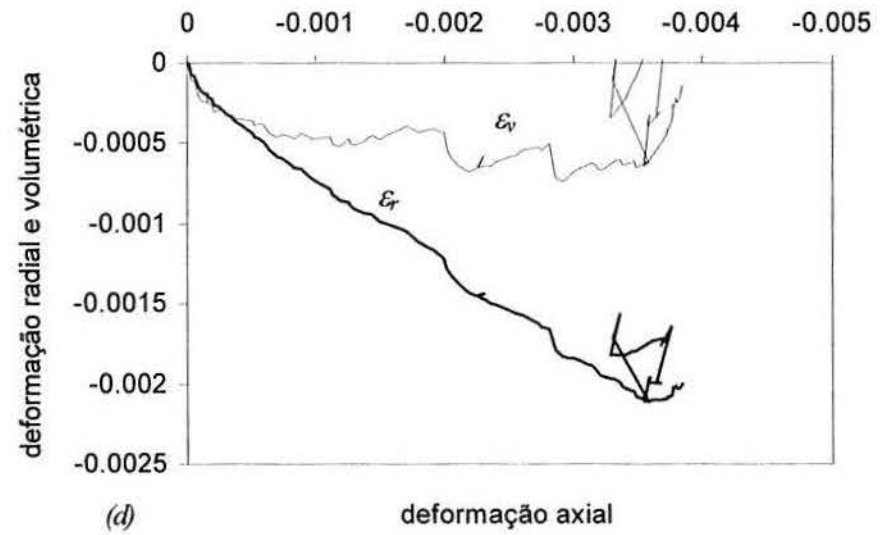
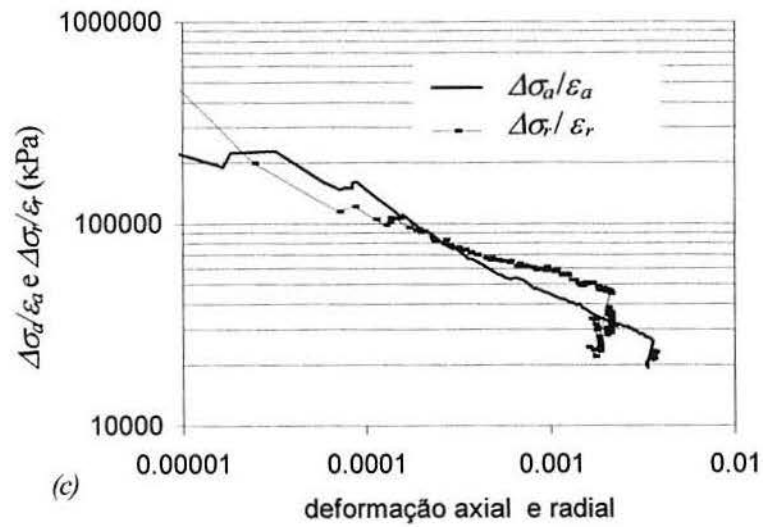
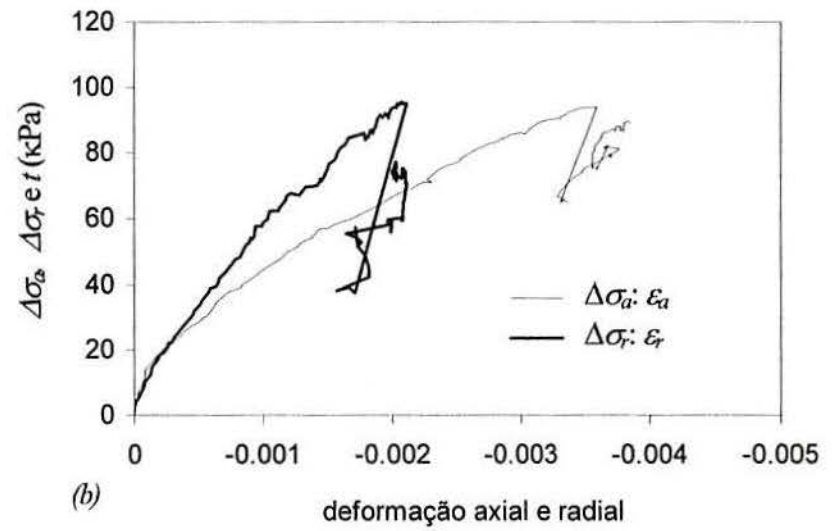
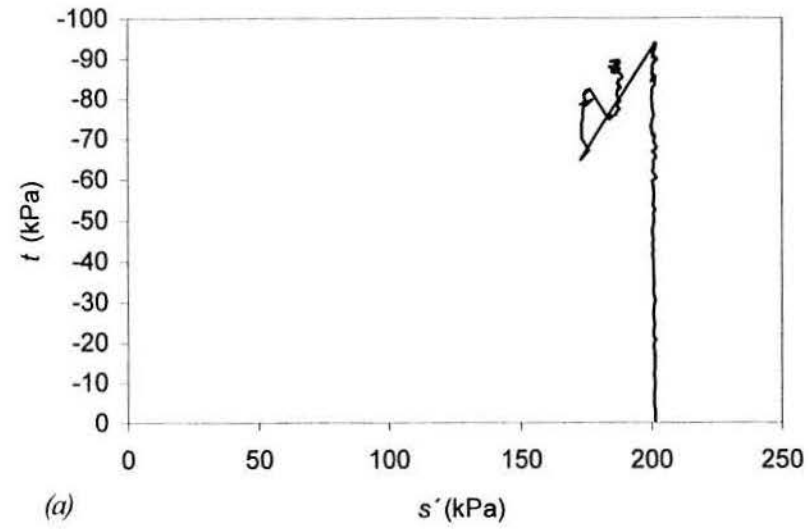


FIGURA 5. 44 Ensaio EXT200 (a) trajetória de tensões $t: s'$, (b) curvas tensão: deformação (c) rigidez radial e axial e (d) curvas $\varepsilon_r: \varepsilon_a$ e $\varepsilon_v: \varepsilon_a$

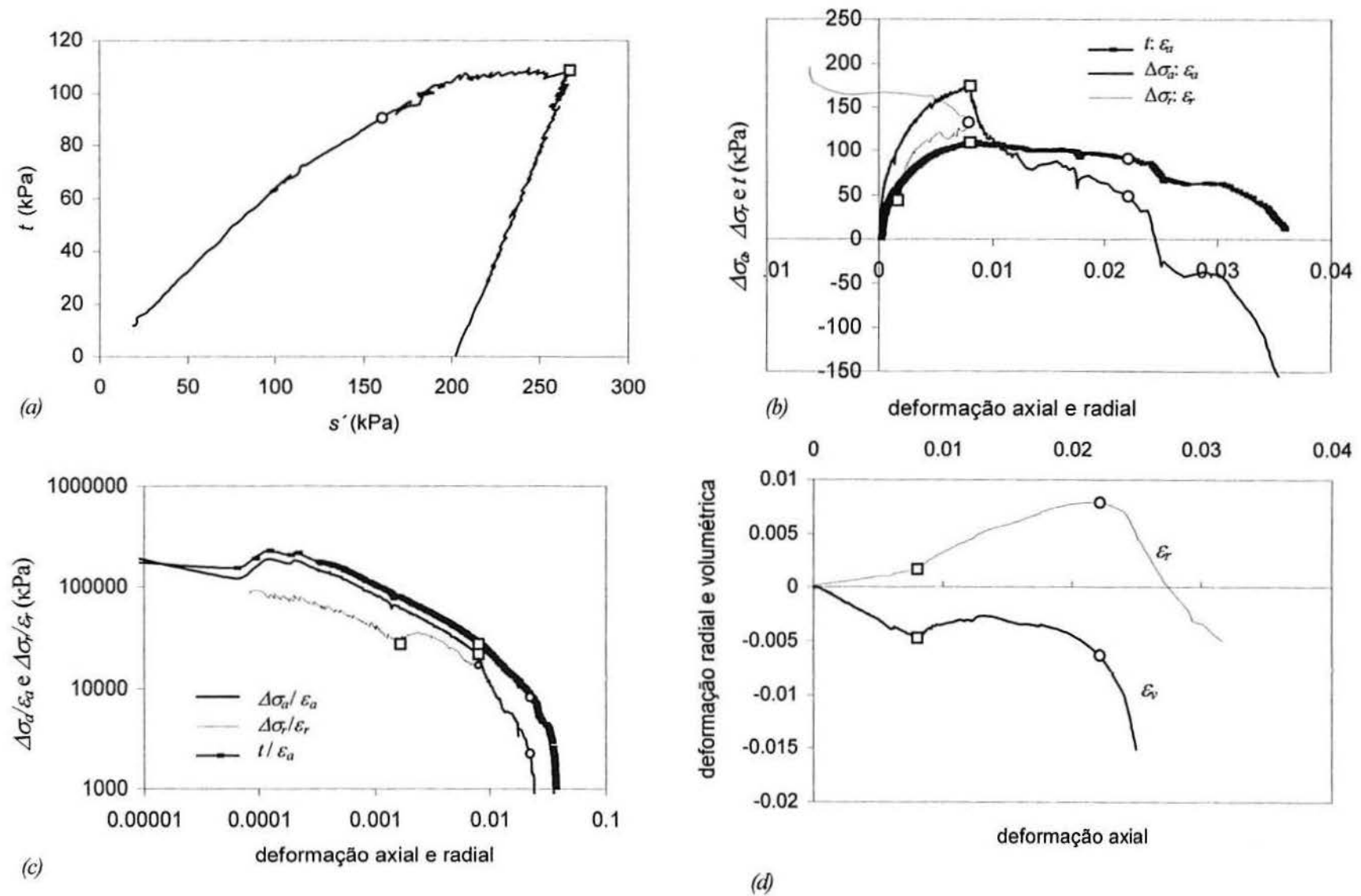


FIGURA 5.45 Ensaio ST200 (a) trajetória de tensões t : s' , (b) curvas tensão: deformação (c) rigidez radial e axial e (d) curvas ϵ_r : ϵ_a e ϵ_r : ϵ_a

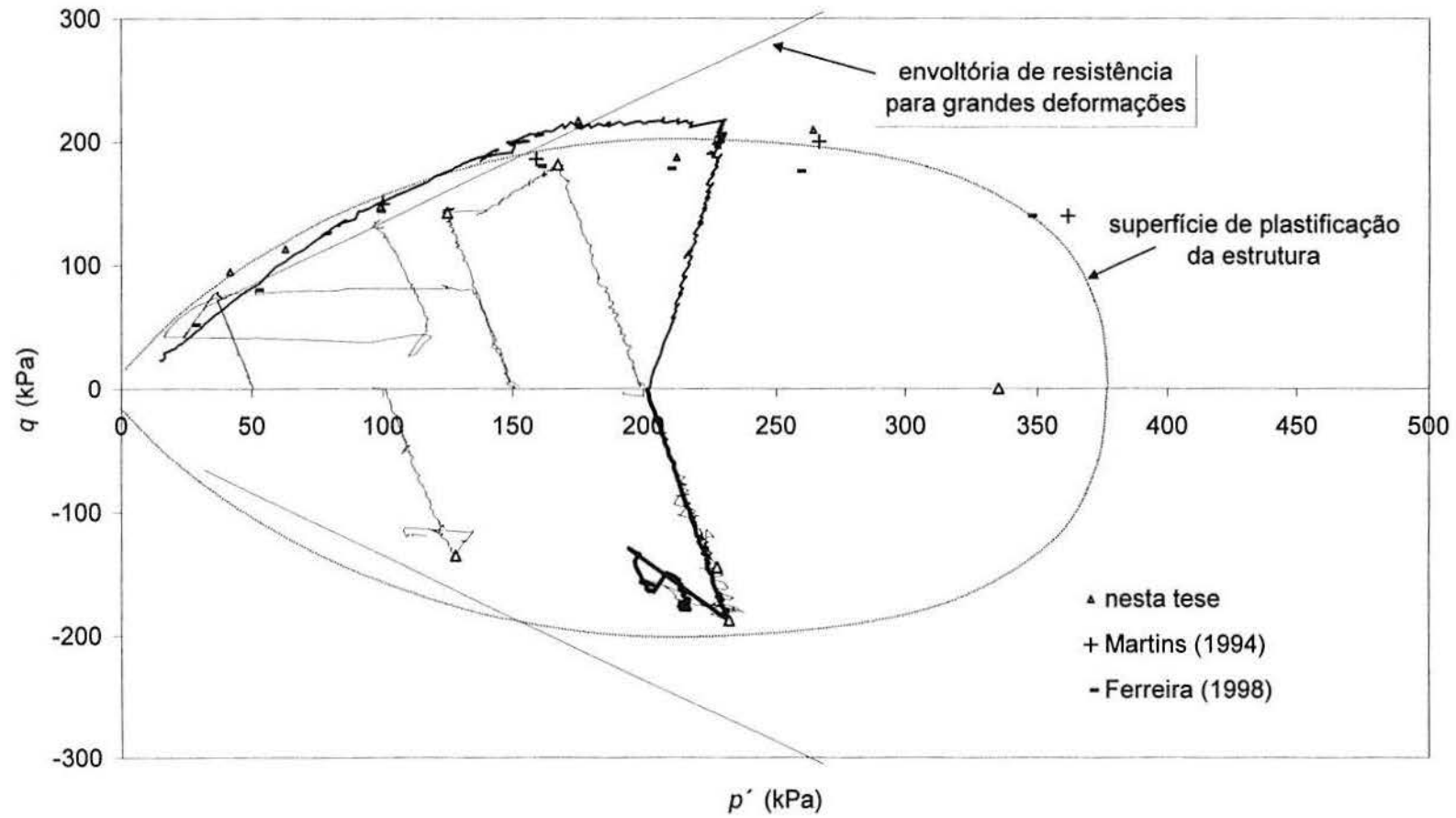


FIGURA 5. 46 Resumo dos resultados obtidos no plano $q:p'$, indicando a forma suposta da superfície de plastificação da estrutura do solo BRS na condição indeformada

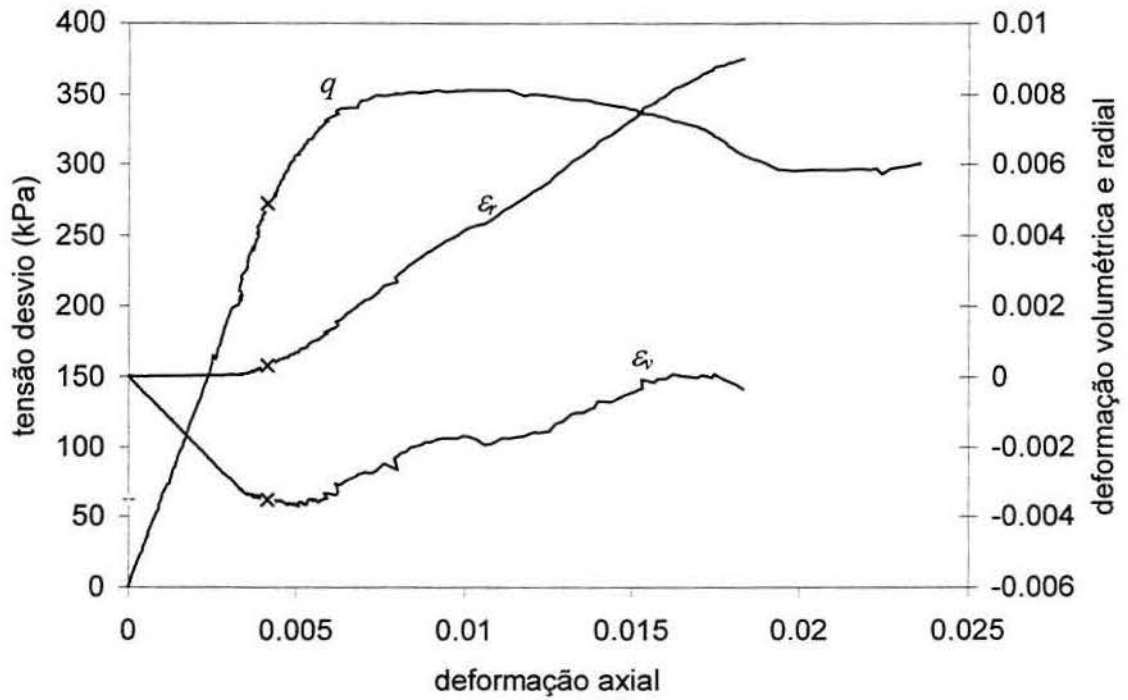


FIGURA 5. 47 Ensaio NTV115, curvas q ; ϵ_r ; ϵ_v e ϵ_r ; ϵ_v

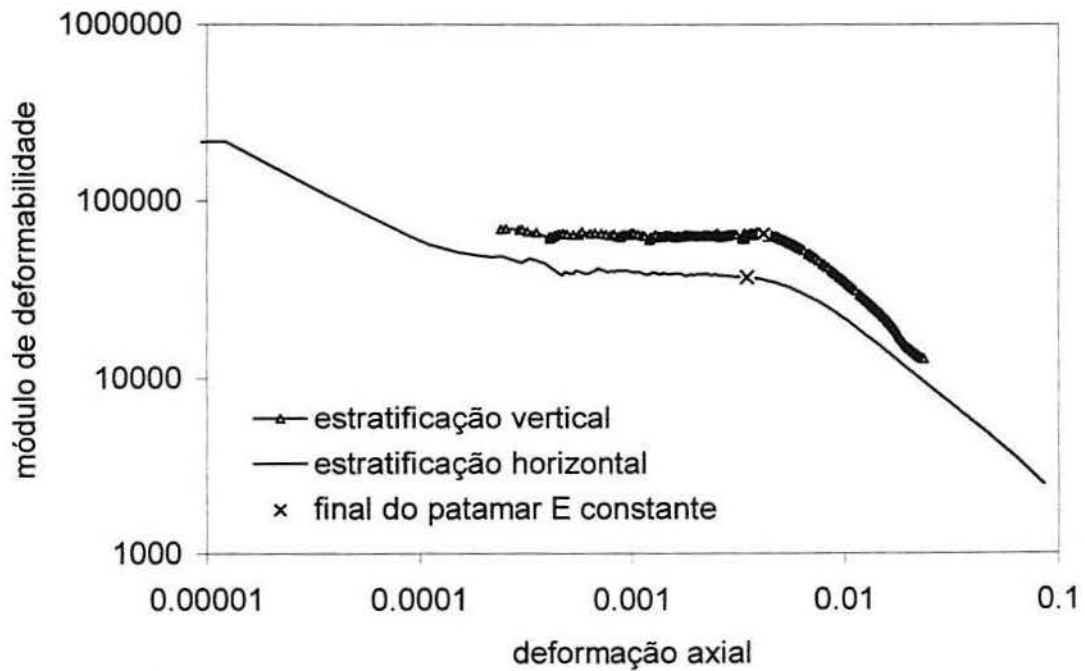


FIGURA 5. 48 Comparação entre as curvas $\log E$: $\log \epsilon_r$ dos ensaios NTV115 e NT100

6 ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS, *CROSS HOLE* E *BENDER ELEMENTS*

Neste capítulo é investigada a rigidez do solo BRS natural através de ensaios de campo (pressiométricos e *cross hole*), e de ensaios de laboratório (do tipo *bender elements*). Os ensaios *cross hole* e *bender elements* tiveram por objetivo a identificação do módulo cisalhante inicial, G_0 . Os ensaios pressiométricos permitiram avaliar o módulo cisalhante de campo, para maiores níveis de deformação, a partir de um carregamento aplicado na direção da estratificação horizontal do solo BRS natural. A partir destes resultados foi ampliada a análise sobre as características de comportamento anisotrópicas do solo BRS natural, particularmente o efeito da anisotropia na sua deformabilidade.

6.1 *Ensaio Pressiométrico*

Foram realizados ensaios pressiométricos utilizando um pressiômetro de Ménard, modelo GA, cedido pela Fundação de Ciência e Tecnologia do Estado do RS (Cientec) e descrito em Núñez *et al* (1994). O pressiômetro de Ménard se caracteriza por não possuir sistema de autocravação, ou seja, necessita de um pré-furo. O equipamento consiste basicamente de uma sonda cilíndrica com três células independentes revestidas externamente por uma bainha de borracha. A sonda é dilatada no interior do solo, sendo que a célula central é preenchida com água de forma a permitir a monitoração da variação volumétrica, o que é feito através da unidade de controle pressão-volume, situada na superfície do solo. As células de guarda (externas) são preenchidas com gás comprimido e tem a função de minimizar as distorções da célula central em relação a uma expansão de cavidade cilíndrica. Monitora-se o volume de fluido que é injetado para dentro da sonda, bem como a correspondente pressão, obtendo-se assim uma curva pressão x deformação volumétrica. Esse resultado é analisado pela teoria da expansão de cavidade cilíndrica, sendo possível determinar o módulo de cisalhamento do material (G) diretamente da curva pressão x deformação volumétrica.

Como método de ensaio, o pressiômetro se distingue por permitir avaliar a deformabilidade do solo e o estado de tensões horizontais atuantes no campo, além de parâmetros de resistência ao cisalhamento. No entanto, a obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento requer a interpretação cuidadosa do processo de ruptura que se desenvolve ao redor da sonda, uma vez que deformações não uniformes são mobilizadas na massa de solo. Modelos de interpretação do comportamento tensão x deformação do solo submetido à expansão de cavidade cilíndrica tem sido desenvolvidos analítica e numericamente. Modelos analíticos para argilas saturadas com comportamento

não drenado foram desenvolvidos por Baguelin *et al.* (1972) e Palmer (1972), considerando a hipótese de deformação volumétrica nula durante o carregamento.

A realização dos ensaios pressiométricos a seguir apresentados teve como objetivos: (i) caracterizar o perfil de subsolo do solo BRS no sítio da Vila Scharlau em profundidade; (ii) verificar o estado de tensões horizontais atuante; (iii) observar o caráter anisotrópico do material no que se refere aos aspectos de deformabilidade.

Na FIGURA 6.1 é apresentada uma curva pressiométrica onde as três fases do ensaio são bem caracterizadas. Inicialmente, a sonda expande até tocar as paredes do furo. Quando a pressão aplicada atinge o nível de tensões horizontais atuante antes da escavação, mobiliza-se a máxima rigidez do solo, do que decorre uma inflexão na curva pressão x deformação volumétrica. Este ponto de inflexão, correspondente ao final da fase de expansão da sonda e ao início do carregamento, é considerado como representativo do estado de tensões horizontais atuante antes da escavação, sendo a pressão, neste ponto da curva, identificada como “pressão inicial (p_0)”. A fase seguinte do carregamento é chamada de “fase pseudo-elástica” e é associada a um trecho linear intermediário observado na curva pressiométrica. O ponto final deste trecho linear é designado pelo par coordenado (p_f , v_f) e indica que o solo começa a sofrer deformações plásticas consideráveis. A partir deste ponto, a curva apresenta uma tendência assintótica em relação ao eixo de variação volumétrica, o que indica a ruptura do material. A pressão de ruptura é chamada “pressão limite (p_l)”, e é estimada pela extrapolação da fase final da curva pressiométrica.

6.1.1 Resultados de Ensaio

Foram realizados oito ensaios pressiométricos distribuídos em três furos no sítio da Vila Scharlau. No esquema mostrado na FIGURA 6.2, cada ponto de ensaio é identificado por um número, sendo a profundidade mostrada entre parênteses. Nesta figura é identificado, também, o ponto de onde foram coletadas as amostras de laboratório.

Os procedimentos de calibração da sonda pressiométrica para avaliar a rigidez da membrana e das tubulações foram realizadas seguindo indicações apresentadas por Núñez & Schnaid (1994) e Núñez *et al* (1994). Os resultados aqui apresentados mostram as curvas pressiométricas dos ensaios já corrigidas quanto à rigidez do sistema (isto é, membrana e tubulações) e ao acréscimo de pressão de coluna d'água devido à profundidade da sonda em relação ao manômetro do painel de controle do equipamento. Os furos foram executados primeiramente com um trado manual de 4.5cm de diâmetro e posteriormente alargados com um trado manual de 6cm de diâmetro. Este procedimento teve por

objetivo a obtenção de furos de boa qualidade. O caráter estruturado do solo ensaiado permitiu a obtenção de furos com paredes lisas e estáveis, sem desprendimento de material.

Na FIGURA 6.3 são apresentadas as curvas pressão x deformação volumétrica obtidas para todos os ensaios realizados. Os ensaios 7 e 8 foram interrompidos quando a pressão imposta se aproximava do limite tolerável pelo equipamento. Nesta figura, as curvas são plotadas com a origem das deformações definida como o ponto inicial da fase pseudo-elástica, p_o . A partir do topo do talude representado na FIGURA 6.2, o perfil de subsolo apresenta significativas mudanças de coloração e feições estruturais até uma profundidade $\approx 6\text{m}$, a partir da qual o perfil assume um aspecto bastante uniforme. No entanto, feições estruturais da rocha (estratificação horizontal e caráter estruturado) começam a ser notadas a partir da profundidade de 3m. Os ensaios 7 e 8 foram realizados em materiais com feições bem definidas do arenito Botucatu, mas sob níveis de tensão vertical muito diferentes, já que o ensaio 8 foi realizado a 6m de profundidade e o ensaio 7 a 0,85m de profundidade (este no mesmo ponto de retirada das amostras). Embora os níveis de tensões iniciais nestes ensaios sejam bastante diferentes, as curvas pressiométricas são semelhantes, o que reflete o fato de que, neste material estruturado, variações de tensões tais como as promovidas pelo descarregamento anterior devido à exploração deste sítio como jazida de material de construção, não implicaram em variações significativas do comportamento tensão x deformação deste solo.

As curvas pressiométricas obtidas com o pressiômetro de Ménard no solo BRS configuram ensaios de boa qualidade. Isto foi avaliado tendo em vista que para as curvas obtidas foi possível identificar claramente as três fases características do ensaio. Além disto, a mudança brusca de rigidez observada no final do trecho pseudo-elástico (trecho linear), caracterizando a plastificação do solo, qualifica o comportamento pré-plastificação.

6.1.2 Tensões horizontais

Na TABELA 6.1 são apresentadas as pressões do início (p_o) e fim (p_f) do trecho pseudo-elástico e as pressões limite (p_l) para cada profundidade de ensaio. Neste material, a identificação do trecho pseudo-elástico é inequívoca, como pode ser observado na FIGURA 6.1. A metodologia proposta pela norma francesa, na qual o trecho pseudo-elástico é determinado a partir da variação do volume observada no intervalo de tempo de aplicação de um incremento de pressão (Núñez & Schnaid, 1994), foi também aplicada, tendo conduzido aos mesmos resultados. A pressão limite foi determinada a partir do gráfico pressão x $\log (dv/v)$, tomando-se como p_l a pressão correspondente a $\log (dv/v) = 1$. Na TABELA 6.1 são também apresentados os teores de umidade ω relativos a cada profundidade de ensaio. É importante notar que os ensaios foram realizados em um período de intensas chuvas. A sucção foi

medida diretamente em campo durante a realização dos ensaios *cross-role* apresentados a seguir, correspondendo a um valor de 40 kPa para o teor de umidade de 14 %. Os teores de umidade medidos em campo são mostrados na Tabela 6.1. Particularmente para profundidades maiores que 5m, os teores de umidade sugerem, a partir da curva característica mostrada na FIGURA 3.22, que na ocasião da realização dos ensaios pressiométricos, os valores de sucção de campo seriam inferiores a 20 kPa. O cálculo do coeficiente K_o exige que o efeito da sucção seja considerado para obtenção das tensões efetivas. Uma estimativa das tensões efetivas atuantes em campo foi feita a partir dos valores estimados tensão horizontal total $\sigma_h = p_o$, tensão vertical total $\sigma_v = \gamma \cdot z$ e considerando uma sucção de 20 kPa. Para o cálculo das tensões efetivas utilizou-se a equação proposta por Bishop (1959), citado por Fredlund & Rahardjo (1993), abaixo representada:

$$\sigma' = (\sigma - u_a) - \chi(u_a - u_w) \quad (6.1)$$

onde χ é um parâmetro que depende do grau de saturação e do tipo de solo, sendo variável entre 0 e 1; u_a representa a pressão no ar e u_w a pressão na água. Nesta tese considerou-se $u_a = 0$, $\chi = 0,8$ e $u_w = -20$ kPa. Os valores de K_o assim estimados são também apresentados na TABELA 6.1, sendo superiores à unidade, o que é consistente com as características anisotrópicas identificadas neste material. Na FIGURA 6.4, os valores de K_o são plotados em função da profundidade. Na FIGURA 6.5 são plotados os correspondentes valores de p_o e p_l com a profundidade.

TABELA 6. 1 – Resumo dos resultados obtidos nos ensaios pressiométricos

Ensaio	z (m)	ω (%)	p_o (kPa)	p_l (kPa)	p_f (kPa)	K_o
1	3,60	16,1	107	220	350	1,63
2	4,60	16,5	155	320	800	1,86
3	5,60	17,5	162	260	700	1,65
4	3,10	17,3	82	170	350	1,46
5	4,05	17,8	95	270	450	1,34
6	5,10	18,1	144	280	700	1,6
7	0,85	17,4	98	680	1400	-
8	6,10	17,8	261	650	1400	2,38

6.1.3 Módulos pressiométricos

As Equações 6.2, 6.3 e 6.4 relacionam as principais grandezas de interesse no ensaio pressiométrico. A Equação 6.5 para o módulo de cisalhamento (G) pode ser deduzida a partir da teoria de expansão de cavidade cilíndrica, válida dentro do regime elástico linear. Segundo esta teoria, a expansão de uma cavidade cilíndrica em um meio elástico linear e isotrópico impõe deformações radial e circunferencial iguais e com sinal contrário. Compreende-se que a expansão da sonda pressiométrica

impõe ao solo uma deformação radial de compressão e uma deformação circunferencial de expansão. Em condições axissimétricas, onde as deformações verticais podem ser negligenciadas, as deformações radiais e circunferenciais representam deformações principais. Assim, a deformação volumétrica pode ser calculada pela soma destas duas componentes de deformação, e a deformação cisalhante, pela diferença. No entanto, sendo estas deformações iguais e contrárias, resulta que um elemento do solo nesta região sofre uma variação volumétrica nula. Toda a variação de volume da sonda representa, então, deformações puramente de cisalhamento (e.g. Núñez & Schnaid, 1994) e o módulo associado à curva pressão x deformação volumétrica ($p \times dV/V$) no ensaio pressiométrico representa, portanto, o módulo de cisalhamento G .

$$\varepsilon_c = \frac{1}{\sqrt{1 - dV/V}} - 1 \quad (6.2)$$

$$\varepsilon_s = 2 \cdot \varepsilon_c \quad (6.3)$$

$$G = dp / \varepsilon_s \quad (6.4)$$

onde: ε_c = deformação da cavidade cilíndrica; ε_s = deformação de cisalhamento e dV/V = deformação volumétrica. Para pequenas deformações, ε_s resulta aproximadamente igual à dV/V . Como resultado, o módulo de cisalhamento G é normalmente associado à declividade da curva pressiométrica $p: dV/V$, sendo calculado como:

$$G = dp / (dV/V) \quad (6.5)$$

O módulo de cisalhamento definido pela Equação 6.5, quando associado ao trecho pseudo elástico da curva pressiométrica, limitado pelas pressões p_o e p_l (FIGURA 6.1), é denominado módulo pressiométrico G_m . A este intervalo de pressões é associada a deformação volumétrica correspondente, dV , e o volume médio da cavidade V_m . Nesta tese, as curvas pressiométricas foram analisadas tendo em vista a identificação de aspectos significativos do comportamento de materiais estruturados, tais como pontos de plastificação. Foram calculados módulos de cisalhamento secante (G_{sec}) e tangente (G_{tan}) a partir das curvas $dp/(dV/V)$. Na FIGURA 6.6 são mostrados os módulos de cisalhamento secante, tangente e pressiométrico (G_m) obtidos dos dados experimentais do ensaio 8. Este ensaio é de particular interesse nesta tese por ser referente ao mesmo nível de amostragem do solo BRS natural estudado em laboratório, bem como o ensaio 7. Nesta figura, observa-se que tanto os módulos de cisalhamento secante como os tangente são aproximadamente constantes no trecho inicial da curva pressiométrica,

sendo ligeiramente superiores a G_m . Até o final do trecho pseudo-elástico (correspondente ao nível de deformações onde é plotado G_m), os valores de G_{tan} apresentam uma dispersão acentuada mas, na média, podem ser comparados aos valores de G_{sec} . No final deste trecho, o valor de G_{sec} corresponde ao próprio módulo pressiométrico G_m . Além do trecho pseudo elástico, o módulo de cisalhamento secante se afasta do módulo tangente, indicando claramente que a curva $p: dV/V$ passa a se distanciar de uma linha reta. Vaughan (1988), citando Rocha & Romanel (1983), mostra resultados de ensaios pressiométricos em um gnaiss alterado. Nestes resultados, a curva pressiométrica apresenta um comportamento bi-linear no trecho pseudo elástico, o qual foi associado à ruptura de ligações cimentantes no material. Este tipo de comportamento não é claramente evidenciado nos resultados pressiométricos obtidos para o solo BRS aqui apresentados.

Na FIGURA 6.7 são apresentadas as curvas de variação do módulo G_{sec} com a deformação volumétrica, obtidas para as diversas profundidades de ensaios. Para os ensaios 7 e 8 estas curvas são bastante semelhantes, apresentando uma diferença inicial entre os valores de G_{sec} obtidos. Para maiores deformações, estas curvas coincidem. Os demais ensaios refletem a tendência de crescimento do módulo com a profundidade de ensaio.

Na FIGURA 6.8 os módulos pressiométricos são apresentados em função da profundidade. Observa-se uma tendência acentuada de crescimento a partir da profundidade de 5m. Normalizados pelo nível de tensão vertical (γz) (FIGURA 6.9), os módulos pressiométricos apresentam ainda uma nítida tendência de crescimento, o que mostra que a competência do material cresce com a profundidade. Módulos de cisalhamento de recarregamento G_r foram também obtidos para algumas das profundidades ensaiadas, sendo em todos os casos foram superiores aos módulos pressiométricos G_m . Para solos sedimentares, a literatura recomenda a utilização do módulo de recarregamento para fins de avaliação da rigidez do material, tendo em vista a dificuldade de se obter uma correta estimativa do módulo inicial, especialmente na utilização do pressiômetro de Menárd neste tipo de material (Mair & Wood, 1987; Belloti *et al.*, 1989). Mair & Wood (1987) apresentam resultados de ensaios pressiométricos realizados em rochas brandas para os quais o módulo de recarregamento G_r é maior que o módulo G_m . Estes autores citam o trabalho de Jewell & Fahey (1984), no qual os autores encontram que a razão G_r/G_m varia de 1,2 a 1,6 para rochas brandas. Os autores observam que esta razão aumenta com o intemperismo. Para os resultados aqui apresentados, a razão G_r/G_m se situa entre 4 e 5 para os ensaios realizados até 5,60m de profundidade, mas diminui para 2 no ensaio 8, realizado a 6m de profundidade. No entanto, deve-se considerar ainda o nível de deformações e o nível de tensões envolvidos na comparação destes módulos. Na FIGURA 6.10 os módulos G_m e G_r são plotados em função do nível de deformações. A tendência de redução do módulo com o nível de deformação é coerente com o

comportamento esperado. Os pontos situados próximos à linha superior tracejada no gráfico da FIGURA 6.10 referem-se aos ensaios 7 e 8.

É interessante comparar resultados de módulo de deformabilidade obtidos em ensaios pressiométricos com resultados obtidos em outros tipos de ensaio, como por exemplo, ensaios triaxiais. Vários autores (Powell & Butcher, 1991; Tatsuoka & Shibuya, 1992; Tatsuoka & Kohata, 1995) observaram que os módulos pressiométricos G_m se situam, comumente, acima da curva de degradação $G: \log \varepsilon_s$ obtida a partir de ensaios triaxiais com medição local de deformações radiais e axiais. Algumas diferenças significativas devem ser consideradas entre estes dois tipos de ensaio, as quais potencialmente dificultam a comparação dos resultados. A mais importante diz respeito às condições de contorno. No ensaio pressiométrico, as deformações medidas representam um valor médio de diferentes níveis de deformação mobilizados ao longo de uma região ao redor da sonda pressiométrica, cujo limite superior é desconhecido. Da mesma forma, o módulo pressiométrico representa uma rigidez média mobilizada nesta região, sendo que, para um ponto mais próximo à sonda pressiométrica, as deformações aplicadas são significativamente superiores às que ocorrem para um ponto mais afastado. Outra diferença fundamental entre o ensaio triaxial e o ensaio pressiométrico decorre da resolução que se pode alcançar na medição de deformações. É, por isso, difícil estabelecer uma comparação direta entre os resultados obtidos de ensaios triaxiais e pressiométricos.

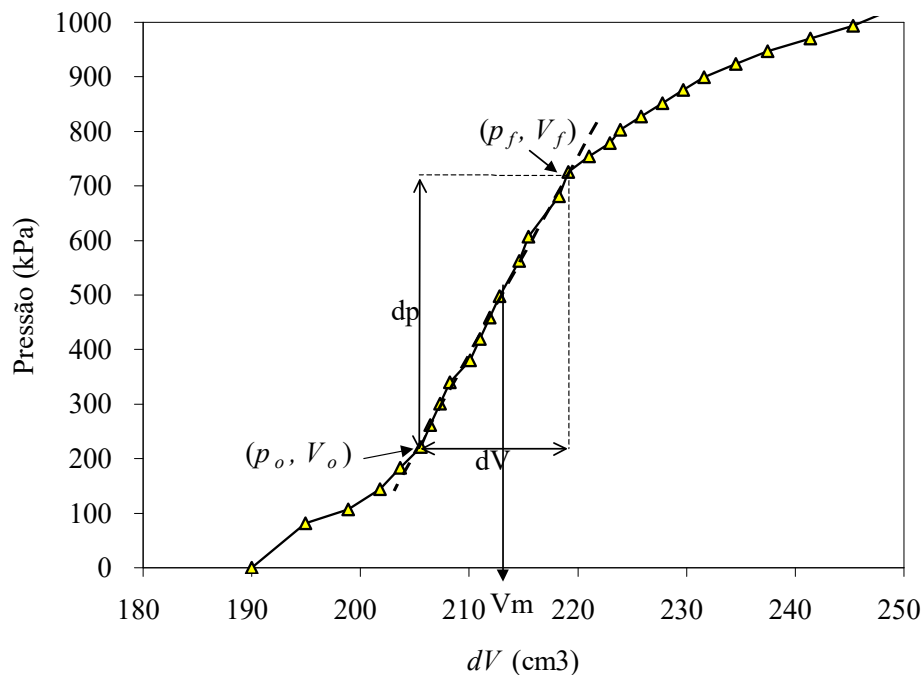


FIGURA 6. 1 Determinação das pressões inicial p_o e de plastificação p_f a partir da curva pressiométrica $p: dV$

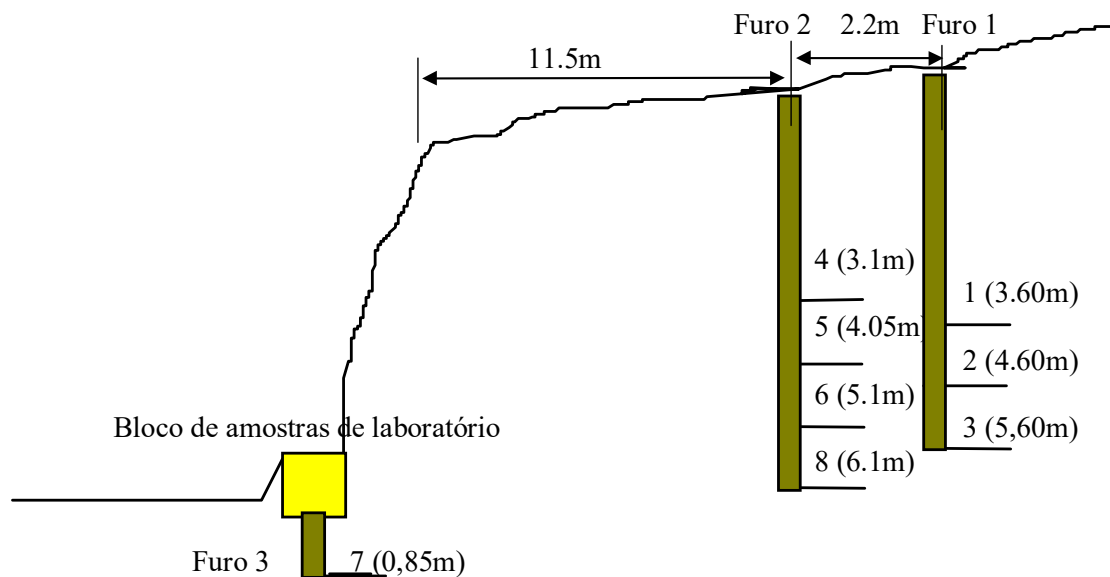


FIGURA 6.2 – Ensaio pressiométrico: disposição dos furos no talude

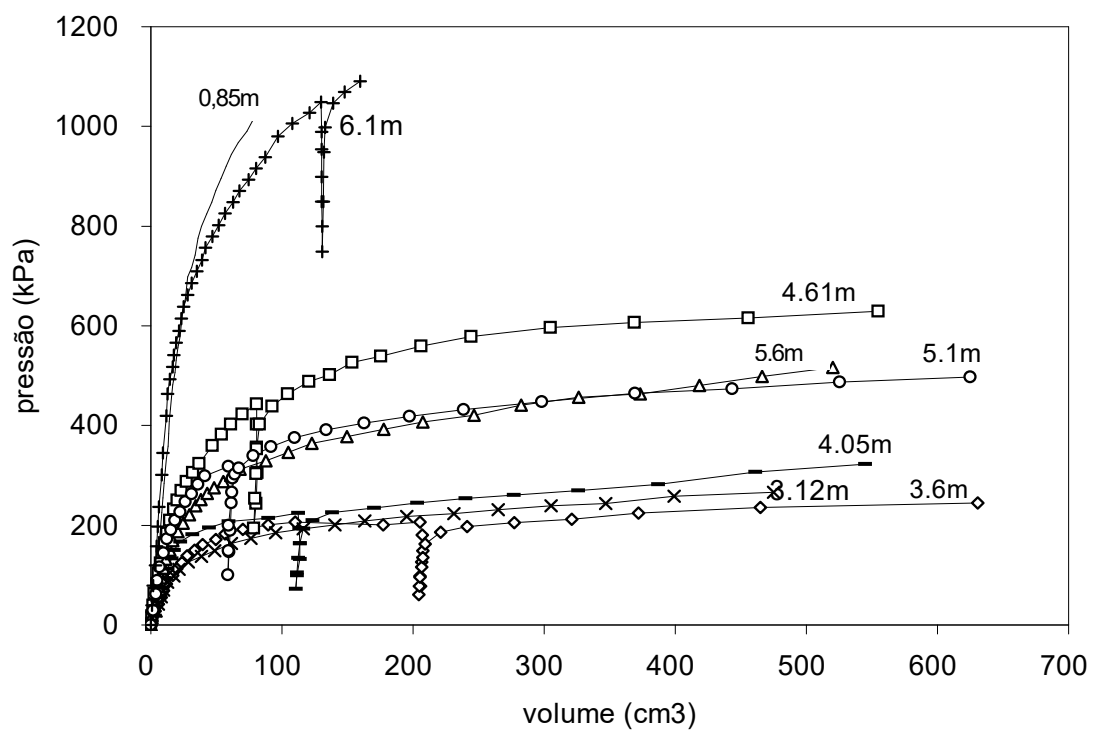


FIGURA 6.3 - Curvas pressiométricas do solo BRS corrigidas

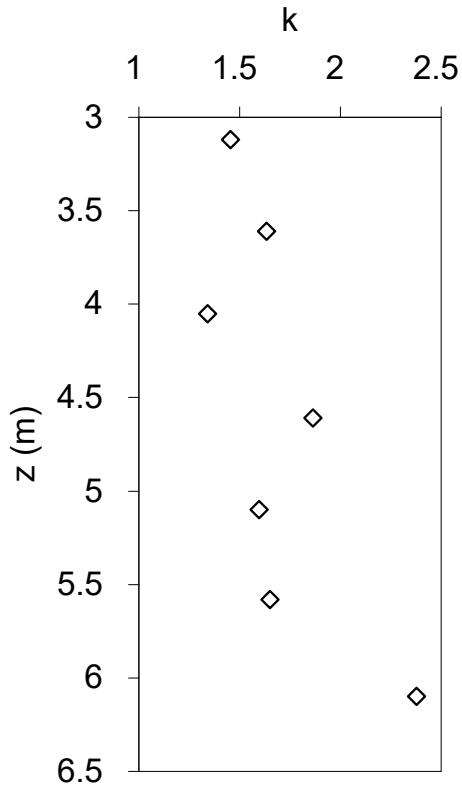


FIGURA 6. 4 – Variação de K_o com a profundidade

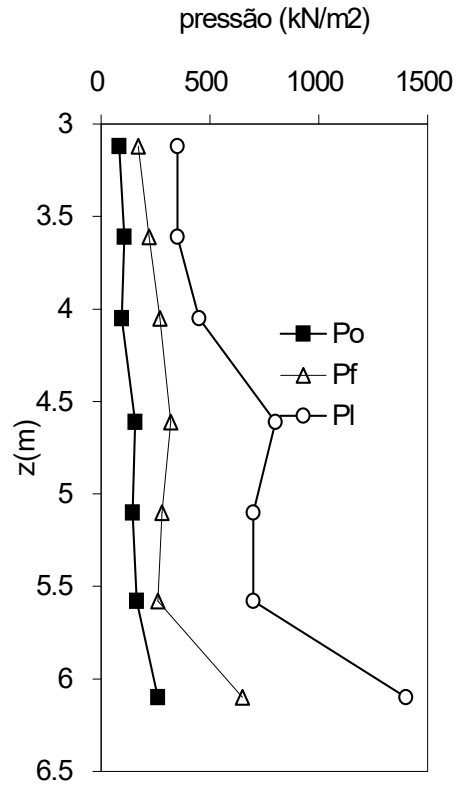


FIGURA 6. 5- Variação de p_o , p_l e p_f com a profundidade

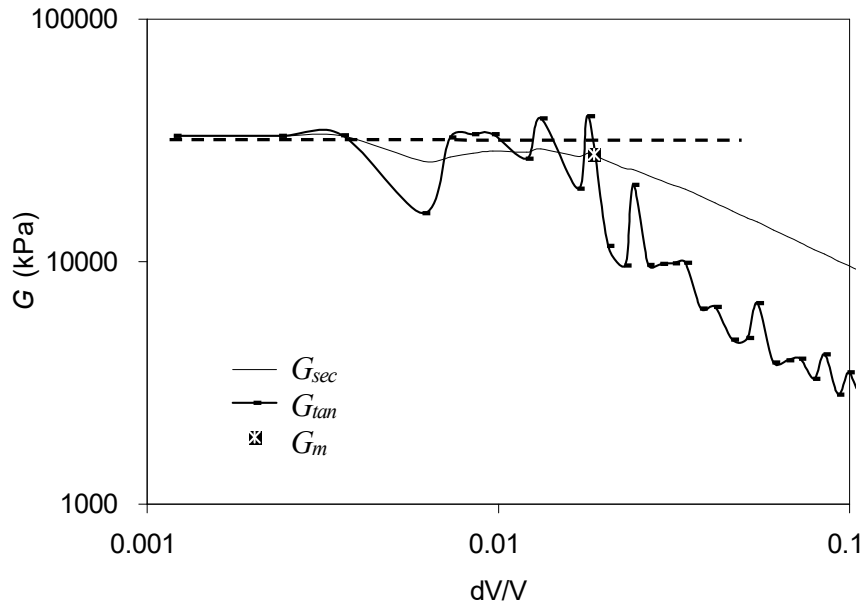


FIGURA 6. 6 Comparação entre os módulos de cisalhamento G_{sec} , G_{tan} e G_m (ensaio 8).

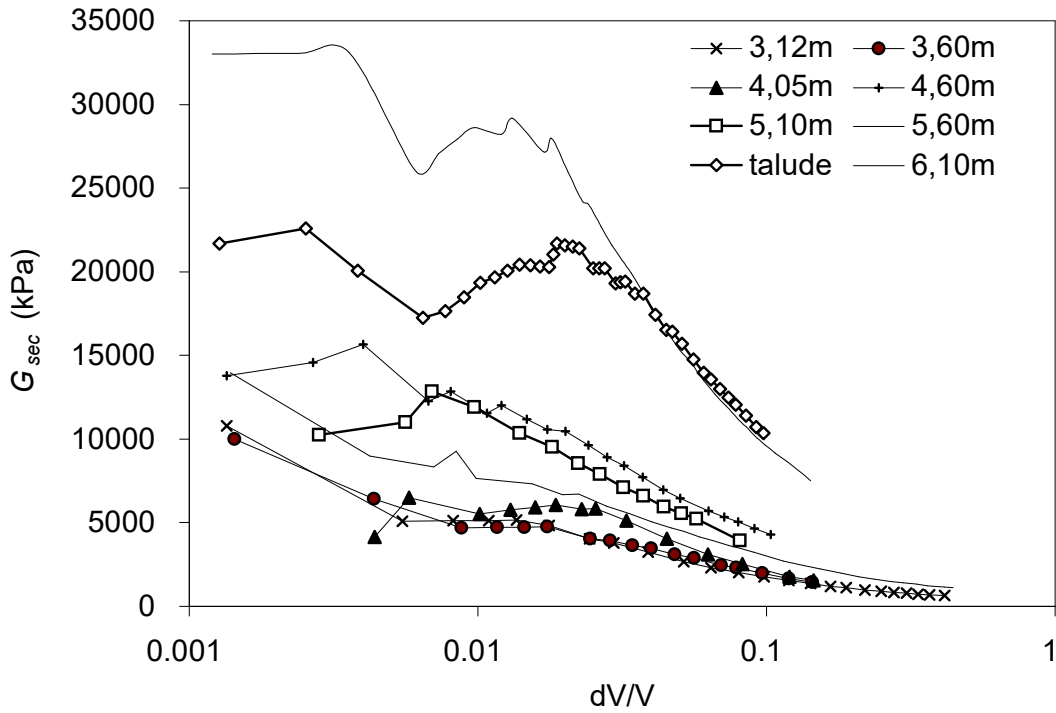


FIGURA 6. 7- Variação de G_{sec} com dV/V para diferentes profundidades de ensaio.

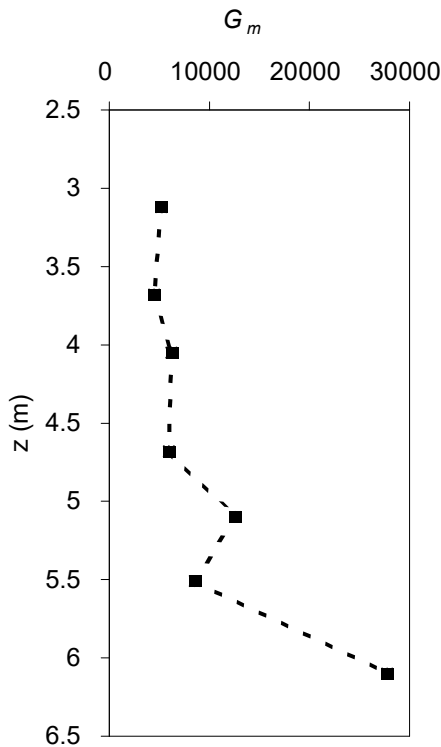


FIGURA 6. 8 –Variação do módulo de cisalhamento G_m com a profundidade

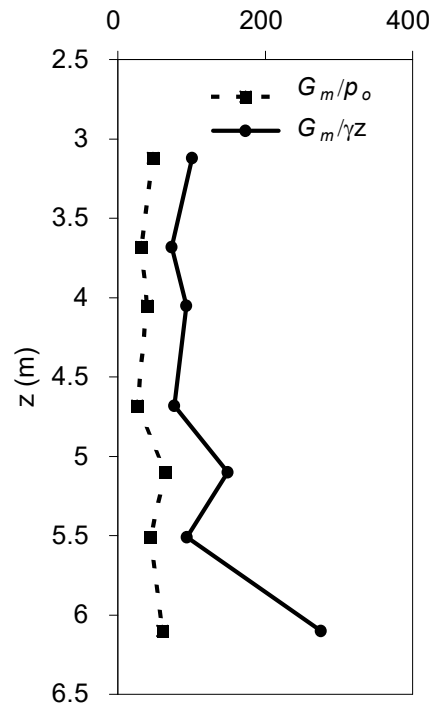


FIGURA 6. 9 – Módulos de cisalhamento G_m normalizados em função de γz e de p_o

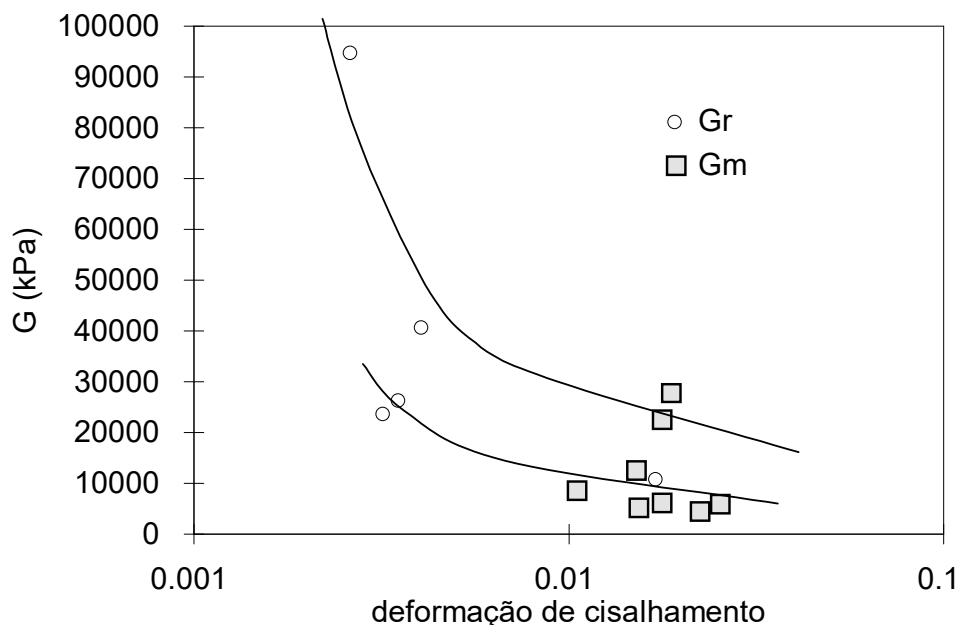


FIGURA 6. 10 Módulos de cisalhamento G_m e G_r em função do nível de deformações cisalhantes

6.2 Determinação de G_o a partir de ensaios de *Cross Hole* e *Bender Elements*

Valores do módulo de cisalhamento inicial G_o a deformações muito pequenas podem ser medidos usando ensaios dinâmicos de campo e laboratório (Atkinson & Sallfors, 1991). Nestes ensaios, o valor de G_o é obtido a partir da velocidade de propagação da onda de cisalhamento v_s . Em laboratório, o mais comum é o ensaio de coluna ressonante, no qual é determinada a frequência natural de vibração de uma amostra cilíndrica sujeita a vibrações torsionais harmônicas, a partir da qual v_s é calculada. O ensaio de coluna ressonante pode ser usado para avaliar G do solo a deformações variando de 10^{-7} a 10^{-2} . Uma técnica alternativa de laboratório envolve a transmissão e recepção de ondas de cisalhamento utilizando pequenos transdutores eletro-mecânicos conhecidos como *bender elements* (Dyvik & Madshus, 1985). Estes transdutores são fixados às extremidades do corpo de prova, possibilitando a propagação de ondas de cisalhamento. No ensaio de *bender elements* as deformações de cisalhamento não são constantes ao longo do corpo de prova devido ao amortecimento geométrico e do material. A máxima deformação de cisalhamento gerada no solo é, todavia, muito pequena e é estimada como sendo menor que 10^{-5} . Nos ensaios dinâmicos de campo, a velocidade de propagação da onda de cisalhamento pode ser medida na superfície do terreno utilizando a técnica de refração, ou em profundidade, utilizando as técnicas de *cross-hole* ou *down-hole*. Novamente, as deformações de cisalhamento envolvidas em ensaios dinâmicos de campo não são constantes, diminuindo a partir de um valor máximo que ocorre junto à fonte emissora. Ensaios dinâmicos de campo utilizando fontes emissoras convencionais geralmente desenvolvem deformações de cisalhamento entre 10^{-6} e 10^{-5} . Neste ensaios, dependendo da geometria da fonte emissora e do tipo de receptor empregado, a velocidade de propagação de onda de

compressão v_p pode também ser determinada. Isto permite a estimativa do coeficiente de Poisson do solo (Giacheti *et al.*, 1993(a)).

Comparações diretas entre valores de G_o obtidos de ensaios dinâmicos e valores de $G_{máx}$ determinados em ensaios triaxiais a deformações muito pequenas apresentam incertezas, já que as velocidades de deformação e os modos de cisalhamento nestes dois tipos de ensaios são muito diferentes. Ensaios de laboratório em areias (Bolton & Wilson, 1989) e argilas (Rampello *et al.*, 1997; Georgiannou *et al.*, 1991) mostram que a rigidez a deformações muito pequenas é praticamente independente da velocidade de carregamento, o que favorece a comparação. Neste contexto, é interessante o trabalho de Goto *et al.* (1991), que desenvolveram um transdutor de deslocamentos a base de *strain-gages*, denominado LDT, que permite a medição local de deformações em ensaios triaxiais para níveis de deformação axial e radial tão baixos quanto 5×10^{-6} . Tatsuoka & Kohata (1995) apresentam resultados experimentais onde os módulos de cisalhamento, determinados com amostras indeformadas de alta qualidade em ensaios triaxiais utilizando LDT's, são comparados aos valores de módulo de cisalhamento obtidos em ensaios dinâmicos de campo. Os autores mostram que estes módulos são similares dentro do intervalo de deformações elástico linear.

No entanto, problemas de amostragem e efeitos de não-uniformidade na massa de solo podem dificultar esta comparação. Visando estimar a curva de degradação $G: \log \varepsilon_s$ do material *in situ*, Tatsuoka & Shibuya (1992) propõem um método de correção da curva $G: \log \varepsilon_s$ obtida em laboratório. Este método é demonstrado na FIGURA 6.11, no qual a curva de campo é obtida considerando-se a proporção entre G_f e $G_{máx}$, onde G_f representa o módulo de cisalhamento inicial de campo obtido a partir de métodos dinâmicos e $G_{máx}$ representa o módulo de cisalhamento inicial de laboratório obtido a partir de ensaios triaxiais com medição local de deformações em amostras indeformadas. Valores de G_{sec} determinados por estes autores através de ensaios pressiométricos (G_{BHLL}) e de placa (G_{PLT}) situaram-se sobre a curva $G_{sec}: \log \varepsilon_s$ obtida pelo procedimento acima descrito. Powell & Butcher (1991) associam estas diferenças ao tipo de material. Estes autores encontraram valores de G/p_o de campo superiores aos de laboratório para argilas fortemente sobreadensadas, aproximadamente iguais para argilas levemente sobreadensadas e inferiores para argilas normalmente adensadas. Estas diferenças podem, portanto, estar associadas ao grau de anisotropia do material, tendo em vista que o ensaio pressiométrico mobiliza deformações na direção horizontal.

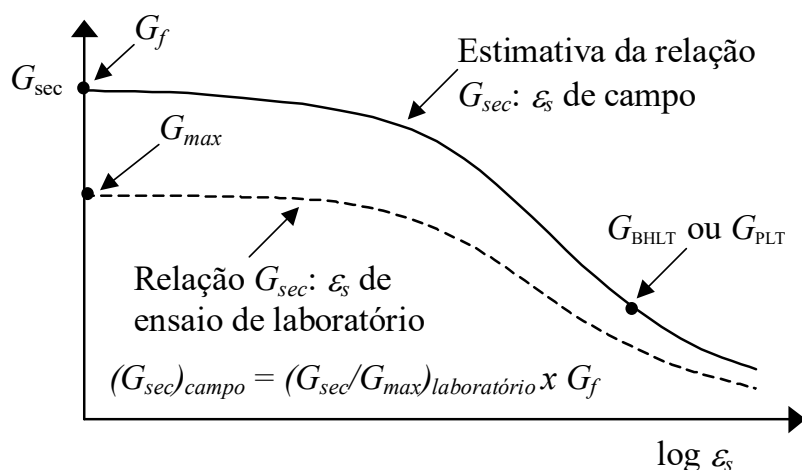


FIGURA 6. 11 Correção do módulo de cisalhamento obtido em ensaios de laboratório em função do módulo G_f obtido em ensaios de campo aplicando métodos sísmicos (Tatsuoka & Shibuya, 1992).

6.2.1 Ensaios de bender elements

A técnica de ensaio de laboratório com *bender elements* tem excelente aplicação em dinâmica de solos e representa uma alternativa ao ensaio de coluna ressonante em muitos experimentos. *Bender elements* são utilizados para determinar o módulo cisalhante a deformações muito pequenas, G_o , a partir da medição da velocidade de propagação de ondas cisalhantes através do corpo de prova. *Bender elements* consistem em transdutores eletro-mecânicos piezoelétricos que podem ser eletricamente condicionados como emissor ou como receptor de ondas. Um transdutor do tipo emissor sofre deformação de flexão quando uma diferença de potencial é aplicada entre suas placas. Um gerador de funções alimenta o emissor com uma voltagem geralmente na forma de pulso senoidal, com amplitude tipicamente de 20V, que se propaga através do solo. Um transdutor do tipo receptor gera uma pequena voltagem ao ser solicitado pela chegada da onda, pois esta gera deformações de flexão no receptor. De Alba *et al.* (1991) apresentam um histórico sobre o desenvolvimento da técnica de *bender elements* aplicada a materiais geotécnicos. Atualmente, a técnica mais utilizada consiste na utilização de *bender elements* adaptados à câmara triaxial, de forma que os transdutores são inseridos nas extremidades do corpo de prova.

Dyvik & Madshus (1985) descrevem em detalhe a técnica de inserção de *bender elements* nas extremidades do corpo de prova. O transdutor emissor e o transdutor receptor são fixados no cabeçote e no pedestal da câmara triaxial de forma a penetrar aproximadamente 3mm dentro de ranhuras abertas no solo. O bom acoplamento entre transdutor e solo requer o preenchimento da ranhura com uma pasta de caulinita e água. Esta técnica tem a vantagem de garantir o bom acoplamento entre o transdutor e o solo, o que torna o sinal de recepção da onda de cisalhamento mais claro e fácil de ser detectado. No entanto, o

transdutor deve ser isolado eletricamente de forma a prevenir curtos circuitos e o isolamento deve ser à prova d'água. A inserção do transdutor no corpo de prova requer cuidado, pois pode danificar o isolamento.

O módulo cisalhante G_0 é calculado pela expressão:

$$G_0 = \rho v_s^2 = \rho \frac{L^2}{t^2} \quad (6.6)$$

onde ρ é massa específica do solo; v_s é a velocidade de propagação da onda cisalhante, determinada a partir do comprimento efetivo L entre emissor e receptor e o tempo t de deslocamento da onda.

Dyvik & Madshus (1985) descrevem os principais detalhes construtivos de transdutores do tipo *bender elements*. Os autores avaliam as incertezas na determinação do tempo de chegada da onda no receptor. A utilização de um pulso senoidal reduz algumas destas incertezas, por ser constituído basicamente de uma frequência. O principal problema com este método consiste, no entanto, na subjetividade na determinação do tempo de chegada da onda. Viggiani & Atkinson (1995) analisam o efeito de uma série de fatores na determinação de G_0 utilizando a técnica de *bender elements*. Segundo estes autores, o erro potencial nesta determinação é magnificado em materiais mais rígidos, nos quais a velocidade de propagação da onda de cisalhamento é elevada. Segundo Jovicic *et al.* (1996), parte dos problemas associados com esta técnica pode ser solucionada com a melhoria na qualidade da recepção. Esta é alcançada com a cuidadosa blindagem dos cabos elétricos visando minimizar ruídos, de tal forma que não seja necessário qualquer tratamento adicional de dados, como a amplificação externa do sinal do osciloscópio e a filtragem analógica ou digital. Jovicici *et al.* (1996) identificam outros problemas associados à interpretação do fenômeno de propagação da onda de cisalhamento através do corpo de prova. Entre estes problemas incluem-se os efeitos de proximidade de campo, de ressonância e de *overshooting* do transdutor. Os autores sugerem que o emprego da técnica de *bender elements* seja precedido de testes para a determinação da frequência ideal, a qual depende do tipo de material.

Nesta tese, foi desenvolvido um sistema de *bender elements* acoplados em uma câmara triaxial. Este sistema é mostrado na FIGURA 6.12, consistindo em um conjunto formado por (1) um gerador de funções digital da marca *Stanford*, modelo DS340, 15MHz, (2) um osciloscópio digital com quatro canais de entrada e com disparo automático da marca *Yokogama*, modelo DL1200, (3) uma câmara triaxial com pedestal e cabeçote instrumentados com *bender elements* e (4) um micro-computador. O corpo de prova mostrado na FIGURA 6.12 foi também instrumentado com sensores de efeito Hall, desenvolvidos para corpos de prova de 200mm de altura, com a finalidade de comparar os valores de

módulos obtidos pelos dois sistemas. Os *bender elements* foram eletricamente configurados, um como emissor e outro como receptor. Estes elementos foram adaptados ao pedestal e ao cabeçote de uma câmara triaxial para corpos de prova de 100mm de diâmetro. A adaptação do elemento à peça metálica requer a usinagem de um alojamento com saída para os fios. Esta peça dispõe de um alojamento no qual foi adaptado uma pedra porosa. Na FIGURA 6.13 é mostrada uma fotografia do pedestal utilizado nesta tese, onde se visualiza que o *bender element* é disposto de forma que parte do transdutor fica saliente. Esta parte saliente é introduzida no corpo de prova. Os *bender elements* foram recobertos com resina epóxi, a qual teve por objetivo a fixação do elemento à peça metálica e o isolamento elétrico do elemento. Os *bender elements* foram conectados a um osciloscópio. O gerador de funções foi conectado simultaneamente ao osciloscópio e ao emissor, de forma a permitir o registro da onda emitida. Com o monitoramento do gerador de funções pelo microcomputador, foi aplicada uma onda senoidal de pulso único. A utilização de um pulso único tornou inequívoca a identificação do momento de chegada da onda no elemento receptor.

6.2.2 Resultados experimentais – ensaios de *bender elements*

Na FIGURA 6.14 são mostrados dois registros de leituras obtidas com o sistema desenvolvido. Para este ensaio, foi utilizado um corpo de prova com altura $\approx 20\text{cm}$ e diâmetro $\approx 10\text{cm}$. A fim de garantir um perfeito acoplamento do *bender element* ao corpo de prova, pequenos orifícios foram escavados no topo e na base, sendo o material escavado substituído pelo mesmo material reconstituído com adição de cimento e água. Durante a montagem do corpo de prova, esta mistura foi colocada no orifício escavado permitindo a perfeita adaptação do elemento, sem danos ao corpo de prova ou ao transdutor. O ensaio era realizado após um período de cura de 24 horas.

Na FIGURA 6.14(a), a determinação do tempo de propagação da onda entre os elementos emissor e receptor é realizada sem dificuldades. Nesta figura, a onda emitida é plotada em uma escala onde cada divisão representa 5V, resultando em uma onda de aproximadamente 20V de pico a pico. Devido ao amortecimento mecânico, a onda recebida apresenta menor amplitude. Para os resultados da FIGURA 6.15(a), a onda recebida é plotada em uma escala onde cada divisão representa 1V, tendo uma amplitude total de aproximadamente 2V de pico a pico. Nota-se, no entanto, que o comprimento de onda utilizado é consideravelmente superior ao tempo de propagação da onda através do solo, correspondente à distância entre os picos das duas ondas. Isto não é desejável, tendo em vista que atuam efeitos de proximidade de campo. Para evitar estes efeitos, é necessário aumentar a frequência da onda. Lamentavelmente, nos testes realizados com este equipamento, as leituras obtidas para maiores frequências apresentaram alguns problemas, os quais não puderam ser solucionados a contento. Um

aumento da frequência da onda resultava em uma redução na amplitude da onda recebida, a qual se aproximava do nível de ruído presente no Laboratório de Mecânica de Solos. Um exemplo deste tipo de registro é mostrado na FIGURA 6.14(b). Por outro lado, os resultados obtidos para frequências menores não se mostraram confiáveis, pois, durante a fase de saturação dos corpos de prova, o tempo de propagação da onda apresentava uma redução significativa, o que resultava na elevação pouco realista dos módulos de cisalhamento estimados. A utilização de cabos blindados e o aterramento dos instrumentos utilizados não foram eficientes na solução destas dificuldades. Outra importante limitação do sistema utilizado nesta tese refere-se ao nível máximo de tensão confinante aplicável, equivalente a 600 kPa. Os registros mostrados na FIGURA 6.14 foram obtidos sob pressão de confinamento de 100 kPa, sendo que o corpo de prova se encontrava com um teor de umidade da ordem de 20%. O módulo de cisalhamento foi estimado em aproximadamente $G_o = 1400$ MPa para o registro da FIGURA 6.14(a) e em $G_o = 140$ MPa para o registro da FIGURA 6.14(b).

Estas dificuldades motivaram a realização de ensaios de *bender elements* na City University, em Londres. Estes ensaios foram realizados em um equipamento triaxial gentilmente cedido pelo Professor Matthew R. Coop. Os ensaios de *bender elements* foram realizados pelo pesquisador Pedro Prietto, em colaboração com esta pesquisa. Para a realização deste ensaio, um corpo de prova de 50mm de diâmetro foi moldado no teor de umidade de campo e cuidadosamente condicionado para o transporte. O equipamento triaxial utilizado nestes ensaios é descrito em detalhe em Prietto (2001). Os resultados dos ensaios de *bender elements* correspondem ao ensaio de compressão isotrópica apresentado no CAPÍTULO 4.

Na FIGURA 6.15 é mostrada a variação do módulo de cisalhamento G_o (escala logarítmica) em função da tensão efetiva isotrópica (escala logarítmica) do solo BRS natural no ensaio de *bender elements* realizado na City University. Este comportamento pode ser comparado com o observado por Viggiani & Atkinson (1995) em amostras reconstituídas de argila, mostrada na FIGURA 2.44. Segundo estes autores, a variação de G_o com p' de um solo situado sobre a NCL pode ser representada por uma reta no plano $\log G_o$: $\log p'$, a qual pode ser expressa pela equação 2.11. Jovicic & Coop (1997) mostram resultados semelhantes para materiais granulares reconstituídos, mas, os autores mostram que a relação $\log G_o$: $\log p'$ pode variar em função do índice de vazios inicial. No entanto, para altos níveis de tensão efetiva, quando estes materiais atingem a NCL, uma mudança na relação $\log G_o$ x $\log p'$ pode também ser identificada. Para maiores níveis de tensão efetiva, a relação $\log G_o$ x $\log p'$ passa a ser única. Resultados semelhantes são apresentados por Jovicic *et al.* (1997) e Cuccovillo & Coop (1997(a)) para rochas brandas (arenitos). Estes autores mostram que, devido à cimentação entre partículas, a rigidez inicial é independente do nível de tensões efetivas e se situa muito acima da reta $\log G_o$ x $\log p'$ definida

para o material reconstituído. No entanto, após a plastificação sob compressão isotrópica, a relação $G_o \times p'$ definida pelo material natural tende a convergir gradualmente para a reta $\log G_o \times \log p'$ definida pelo material reconstituído. Análises similares são apresentadas por Cotecchia & Chandler (1997) para uma argila estruturada.

Os resultados da FIGURA 6.15 sugerem que uma mudança importante de comportamento se verifica para $p' \approx 600$ kPa. Esta mudança de comportamento se assemelha à observada por Jovicic & Coop (1997) para outros solos granulares devido ao fato dos materiais terem alcançado a NCL. No entanto, na FIGURA 4.13 identifica-se que, para este corpo de prova do solo BRS natural, o ponto de plastificação da estrutura ocorre para tensões isotrópicas da ordem de 300 kPa. Portanto, a mudança de comportamento observada na relação $\log G_o: \log p'$ para $p' \approx 600$ kPa no solo BRS não corresponde à plastificação sob compressão isotrópica, como preconizado por outros autores. A reta definida pelo solo BRS a partir de $p' \approx 600$ kPa no plano $\log G_o: \log p'$ pode ser representada pela seguinte equação:

$$\frac{G_o}{p_r} = 4000 \cdot \left(\frac{p'}{p_r}\right)^{0.6} \quad (6.7)$$

Na TABELA 6.2 os parâmetros $A = 4000$ e $n = 0,6$ determinados para o solo BRS natural são comparados com outros determinados por Jovicic & Coop (1997) e Viggiani & Atkinson (1995). É interessante notar que estes parâmetros se assemelham aos obtidos por Jovicic & Coop (1997) para a areia quartzosa Ham River sand. As dúvidas levantadas no CAPÍTULO 4 sobre a existência de uma NCL impossibilitam qualquer conclusão definitiva sobre a representatividade destes parâmetros no comportamento intrínseco do solo BRS. Os resultados mostrados na FIGURA 6.15 mostram que entre $p' \approx 300$ kPa, correspondente ao ponto de plastificação identificado na FIGURA 4.13, e $p' \approx 600$ kPa, o valor de G_o permanece aproximadamente constante, situando-se em torno de 200 MPa. A partir daí a relação $G_o \times p'$ pode ser representada pela Equação 6.7.

TABELA 6.2 Comparação entre os parâmetros A e n obtidos no solo BRS natural e materiais reconstituídos

solo	A	n	referência
BRS natural	4000	0,6	esta tese
Ham River sand	3899	0,593	Jovicic & Coop (1997)
Granito decomposto	763	0,884	Jovicic & Coop (1997)
Dogs Bay sand	3096	0,686	Jovicic & Coop (1997)
Argila reconstituída	1964	0,653	Viggiani & Atkinson (1995)

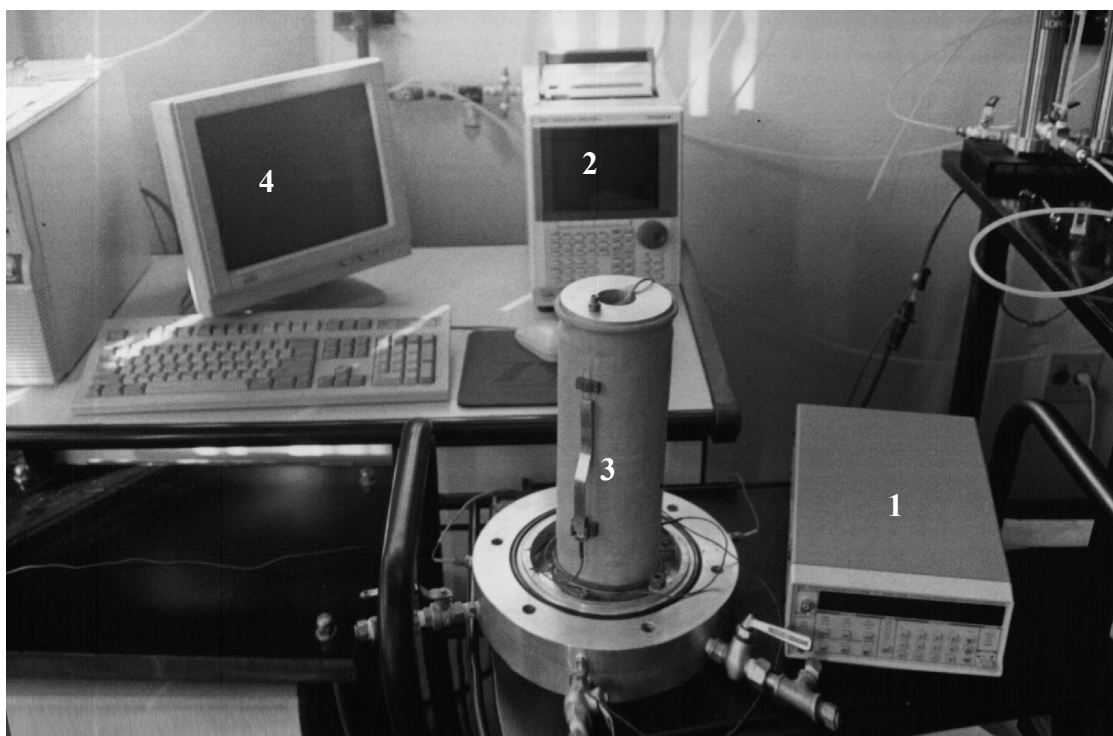


FIGURA 6. 12 Sistema de *bender elements* desenvolvido nesta tese.

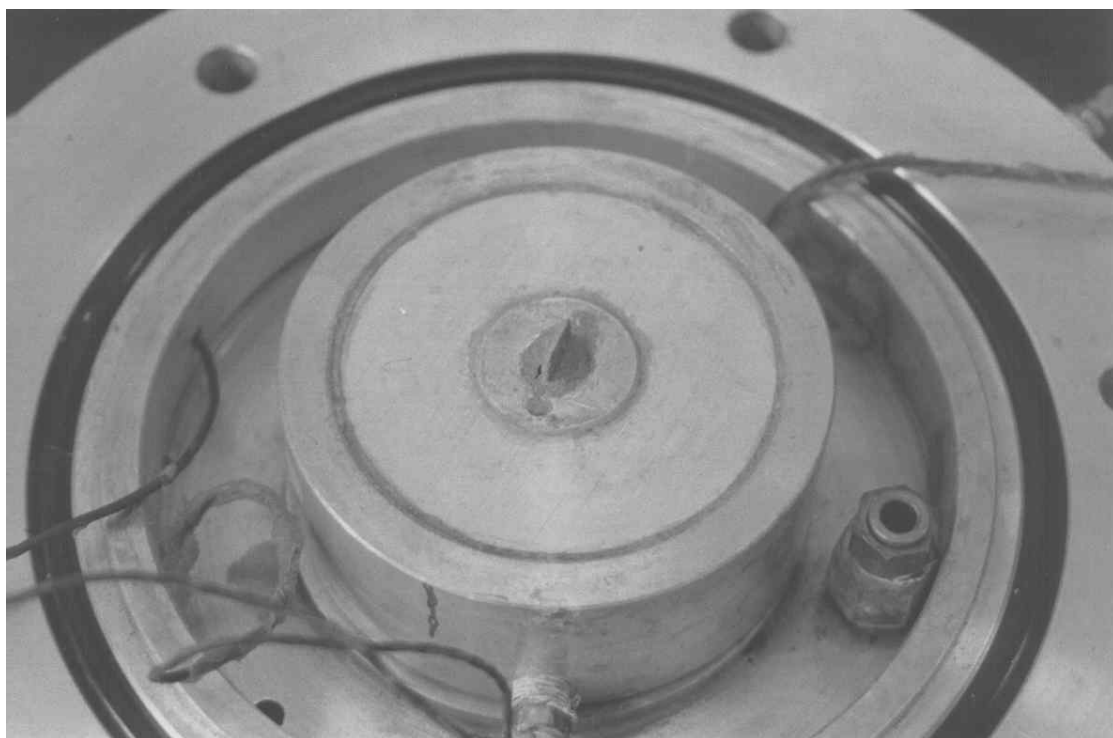


FIGURA 6. 13 Detalhe do acoplamento do *bender element* no pedestal da câmara triaxial.

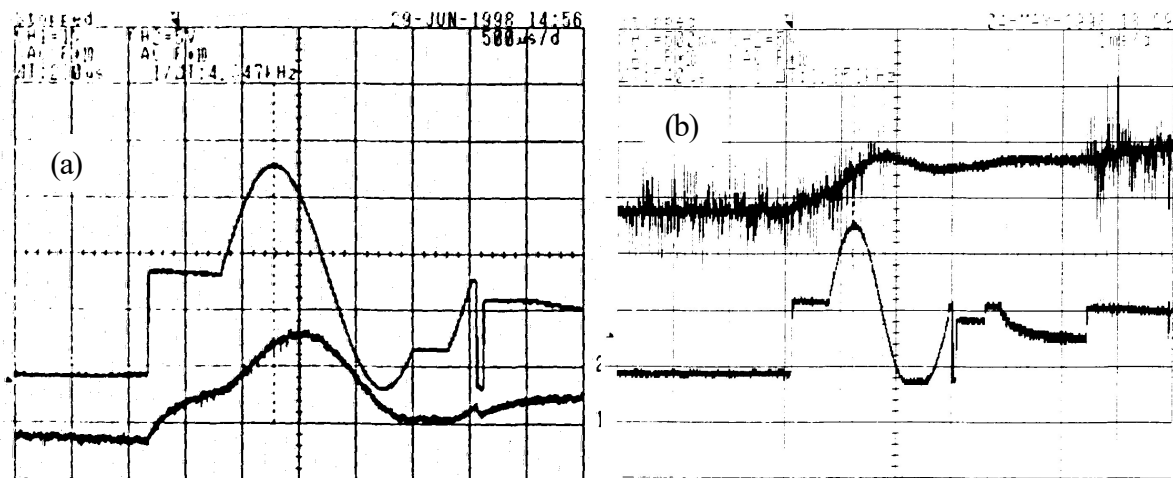


FIGURA 6. 14 Registro da emissão e recepção da onda senoidal através de um corpo de prova do solo BRS natural com o sistema de *bender elements* utilizado nesta tese.

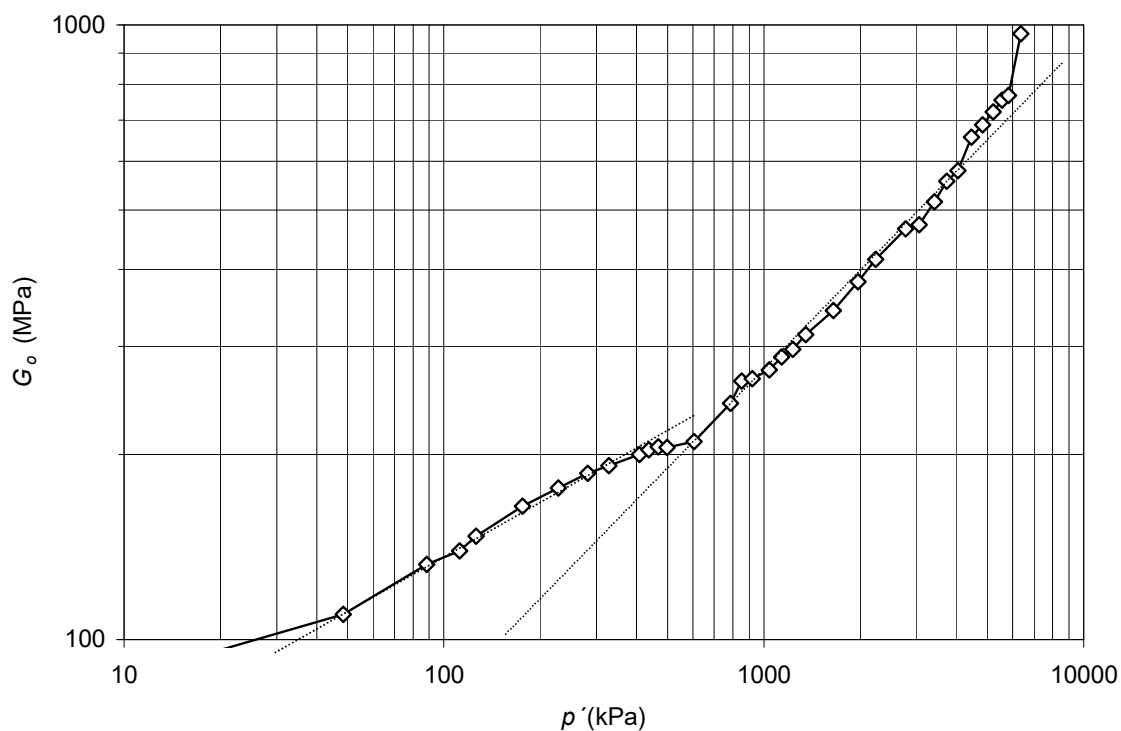


FIGURA 6. 15 Variação de G_o com a tensão isotrópica efetiva p' , obtida para o solo BRS natural com o equipamento para ensaios *bender elements* da City University.

6.2.3 Ensaio de *Cross Hole*

Uma revisão detalhada sobre métodos geofísicos de investigação de campo, incluindo o ensaio *cross hole*, é apresentada por Hebmuller (1999). O ensaio *cross hole* consiste em um método geofísico que se caracteriza pela propagação de ondas na direção horizontal. Neste ensaio, a onda pode ser gerada por impacto mecânico, explosão ou carregamento cíclico. Em função do tipo de sollicitação, o tipo de onda gerado pode ser caracterizado como (a) onda de compressão, (b) onda de cisalhamento, (c) onda de Rayleigh e (d) onda de Love.

Numa onda de compressão, a direção do movimento das partículas coincide com a direção de propagação da onda. A onda de compressão gera uma deformação volumétrica no solo e tem maior velocidade de propagação que as demais ondas, sendo identificada como onda *P*. Em uma onda de cisalhamento, a direção do movimento das partículas é perpendicular à direção de propagação da onda, resultando em uma velocidade de propagação inferior à da onda de compressão. A onda de cisalhamento gera uma deformação de cisalhamento no solo, sendo identificada como onda *S*. A onda de Rayleigh representa o movimento das partículas segundo uma trajetória elíptica, sendo sua velocidade de propagação um pouco inferior à da onda *S*. Esta onda tende a ser mais rapidamente atenuada com a distância da fonte e sua intensidade varia com a profundidade, sendo predominante junto à superfície do terreno. As ondas de Love são ondas que se desenvolvem na interface entre duas camadas com diferente rigidez. Ondas de Love são consideradas de menor importância nos métodos geofísicos (Richard *et al.*, 1970).

Em um meio poroso saturado e sob sollicitações de compressão isotrópica rápidas, a compressibilidade do meio é função, predominantemente, da compressibilidade da água presente nos poros, resultando, daí, uma resposta não representativa do esqueleto mineral. Mesmo em um meio poroso parcialmente saturado, é difícil avaliar de forma inequívoca até que ponto a velocidade de propagação da onda *P* é representativa apenas do comportamento do esqueleto mineral. Por este motivo, o comportamento de materiais geotécnicos é melhor avaliado pela determinação da velocidade de propagação da onda *S*, a qual é transmitida pelo atrito entre as partículas sólidas, não sendo afetada pela presença da água. O ensaio *cross hole* é adequado para esta finalidade.

A primeira versão do equipamento de ensaio *crosshole* utilizado neste trabalho foi desenvolvida por Hebmuller (1999). Nos ensaios realizados por este autor, o sistema de geração de ondas utilizado empregava o amostrador SPT. Este sistema foi utilizado em uma configuração de ensaio *cross hole* com três furos de sondagem alinhados, conforme o esquema mostrado na FIGURA 6.16. No primeiro furo é disposta a fonte emissora de ondas, no caso, o amostrador SPT. Como receptores, foram utilizados dois

acelerômetros piezoelétricos com amplificador interno da marca *Brüel & Kjaer*, modelo 8319. Os acelerômetros foram dispostos na mesma profundidade do amostrador. Para a aquisição de dados foi utilizado um osciloscópio digital com quatro canais de entrada, marca *Yokogama*, modelo DL1200. Na FIGURA 6.17 é mostrado (1) o osciloscópio utilizado, (2) a fonte de alimentação dos acelerômetros e (3) um amplificador de sinal desenvolvido por Hebmuller (1999), o qual permite amplificar em 100 vezes o sinal elétrico proveniente dos acelerômetros.

Os acelerômetros foram inseridos em cápsulas de aço inoxidável, as quais tinham por objetivo proteger os acelerômetros de um possível contato com água. Na FIGURA 6.18 é mostrado um detalhe da cápsula desenvolvida por Hebmuller (1999) e do acelerômetro utilizado. A cápsula é fixada a uma câmara inflável de borracha, a qual possibilita o posicionamento do acelerômetro na profundidade de ensaio desejada. A cápsula representa, também, uma proteção mecânica do acelerômetro contra possíveis danos gerados pela pressão de expansão da câmara inflável. Estas câmaras eram infladas até uma pressão de 200 kPa por meio de um sistema pneumático consistindo de uma bomba manual, um manômetro e válvulas de esfera para direcionamento do fluxo.

Para a determinação de G_o no solo BRS, o equipamento descrito por Hebmuller (1999) foi utilizado com algumas modificações no sistema de geração de ondas. Foi desenvolvido nesta tese um sistema que consiste em um martelo fixado nas paredes laterais do furo de sondagem em qualquer profundidade de ensaio desejada através de uma câmara de borracha inflável. Este sistema permite a imposição de um golpe sem que haja contato do martelo com o fundo do furo, com o objetivo de gerar ondas predominantemente do tipo *S*. O martelo desenvolvido é mostrado na FIGURA 6.19. Este martelo é composto por uma peça metálica bi-partida acoplada a um tubo de aço galvanizado com 1,50m de comprimento e 42mm de diâmetro, o qual serve de guia para a queda de um peso metálico. Um batente situado na extremidade superior do tubo de aço estabelece uma altura máxima de queda de 1,40m para o peso metálico. Este peso tem altura de 100 mm e pesa aproximadamente 50 N. Durante a execução do ensaio, o peso metálico é içado por um cabo de aço trançado até tocar o batente na extremidade superior do tubo guia, e então lançado em queda livre. A queda provoca deformações de cisalhamento na interface entre o martelo e as paredes do furo de sondagem, as quais geram a onda *S*. Na FIGURA 6.20, o martelo desenvolvido é mostrado na condição expandida e, na FIGURA 6.21, apresenta-se o martelo aberto, onde se pode visualizar a face interna da peça bi-partida com a câmara inflável. Uma seção de tubo de PVC é utilizada para evitar a expansão da câmara de borracha para fora dos limites da peça metálica, o que, além de dificultar os procedimentos de reposicionamento e retirada do martelo, poderia causar a perfuração da câmara na aplicação do golpe. A tubulação de ar comprimido passa pelo interior do tubo guia. No interior do furo de sondagem, o conjunto todo é movimentado pelo cabo de aço preso

ao peso metálico, o qual é retido pelo batente na extremidade do tubo guia. Um desenho esquemático deste sistema é mostrado na Figura 6.22.

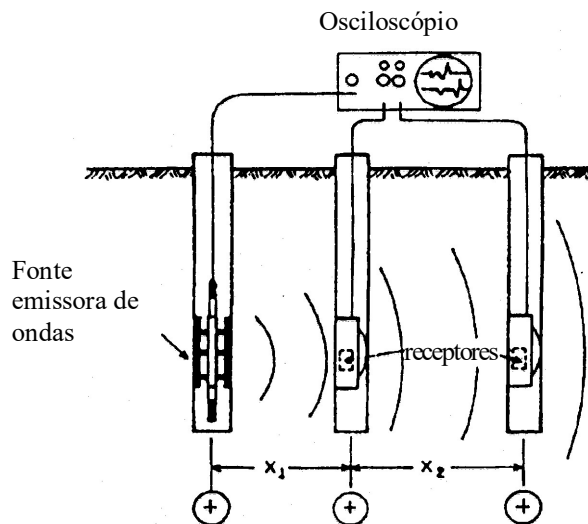


FIGURA 6. 16 Esquema básico do ensaio *cross hole* ((Hebmuller, 1999).

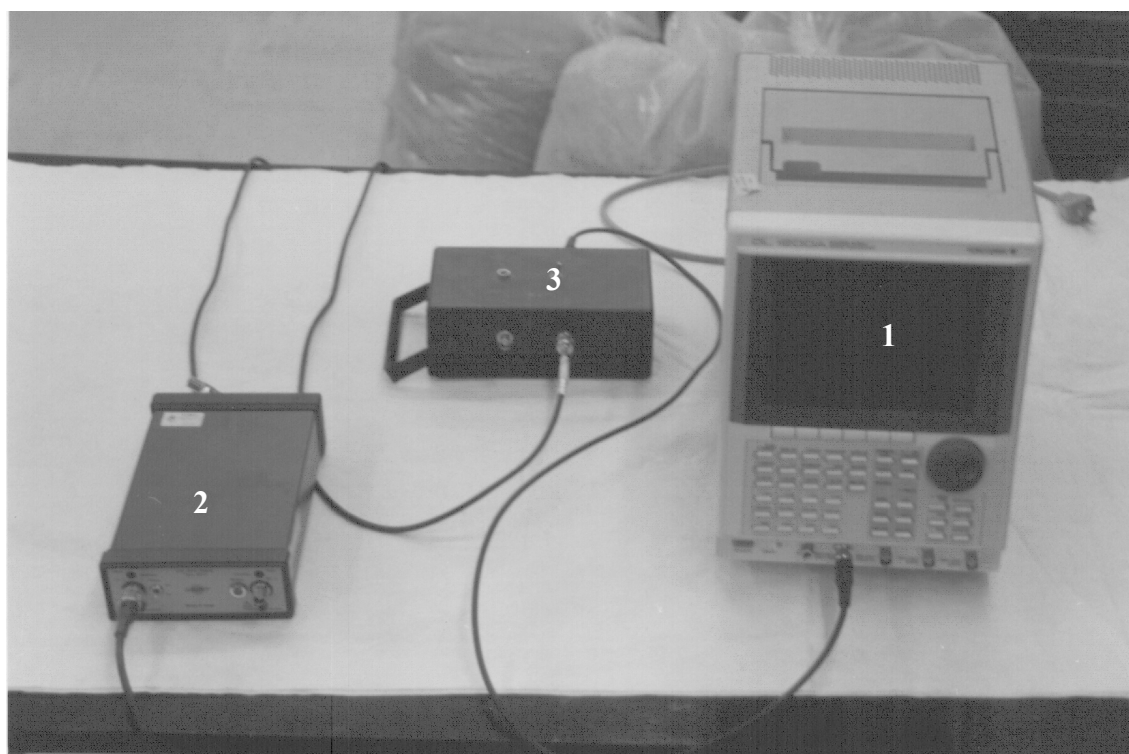


FIGURA 6. 17 Instrumentação de aquisição de dados do ensaio *cross hole* desenvolvida por Hebmuller (1999) e utilizada nesta tese.

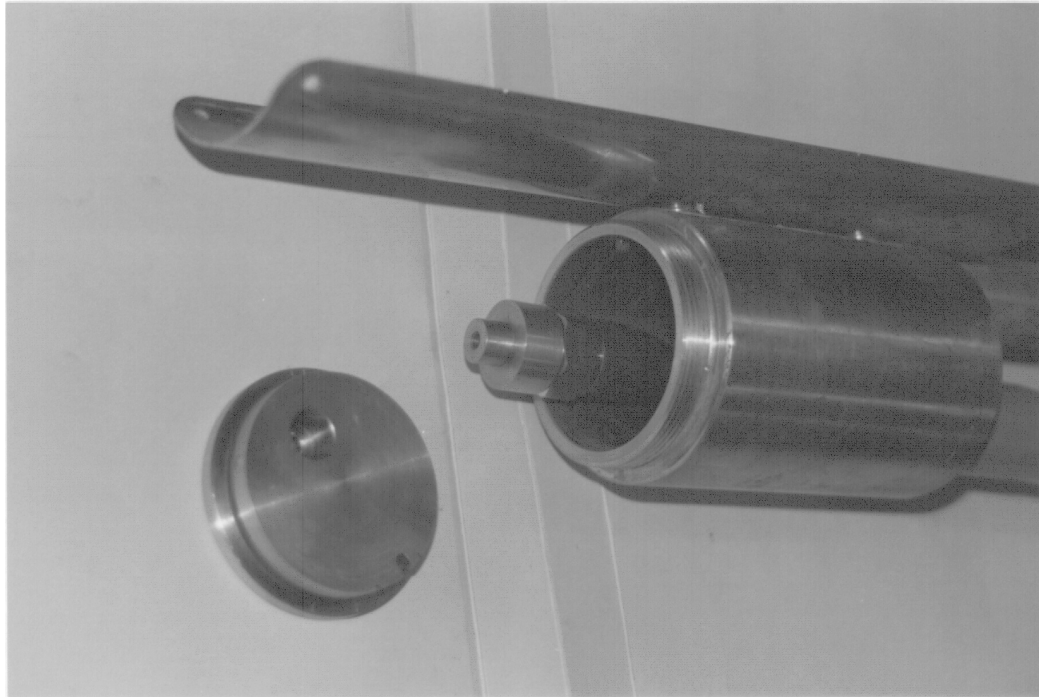


FIGURA 6. 18 Detalhe da capsula desenvolvida por Hebmuller (1999) para a fixação do acelerômetro.



FIGURA 6. 19 Sistema de geração de ondas *S* desenvolvido e cápsulas com acelerômetros.



FIGURA 6. 20 Detalhe do martelo expandido.

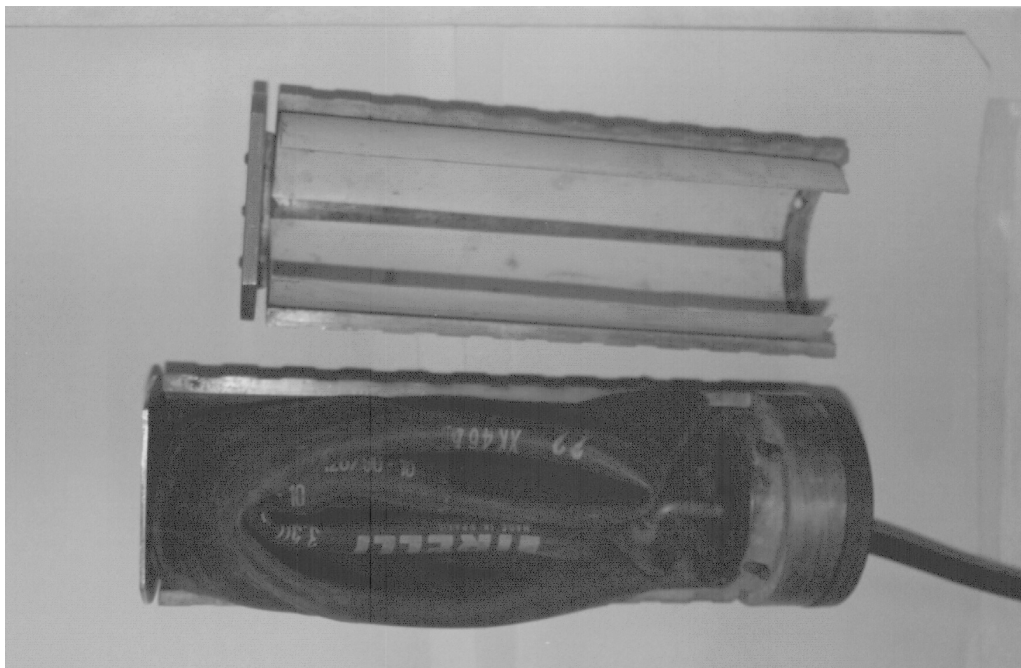


FIGURA 6. 21 Vista interna do martelo desenvolvido.

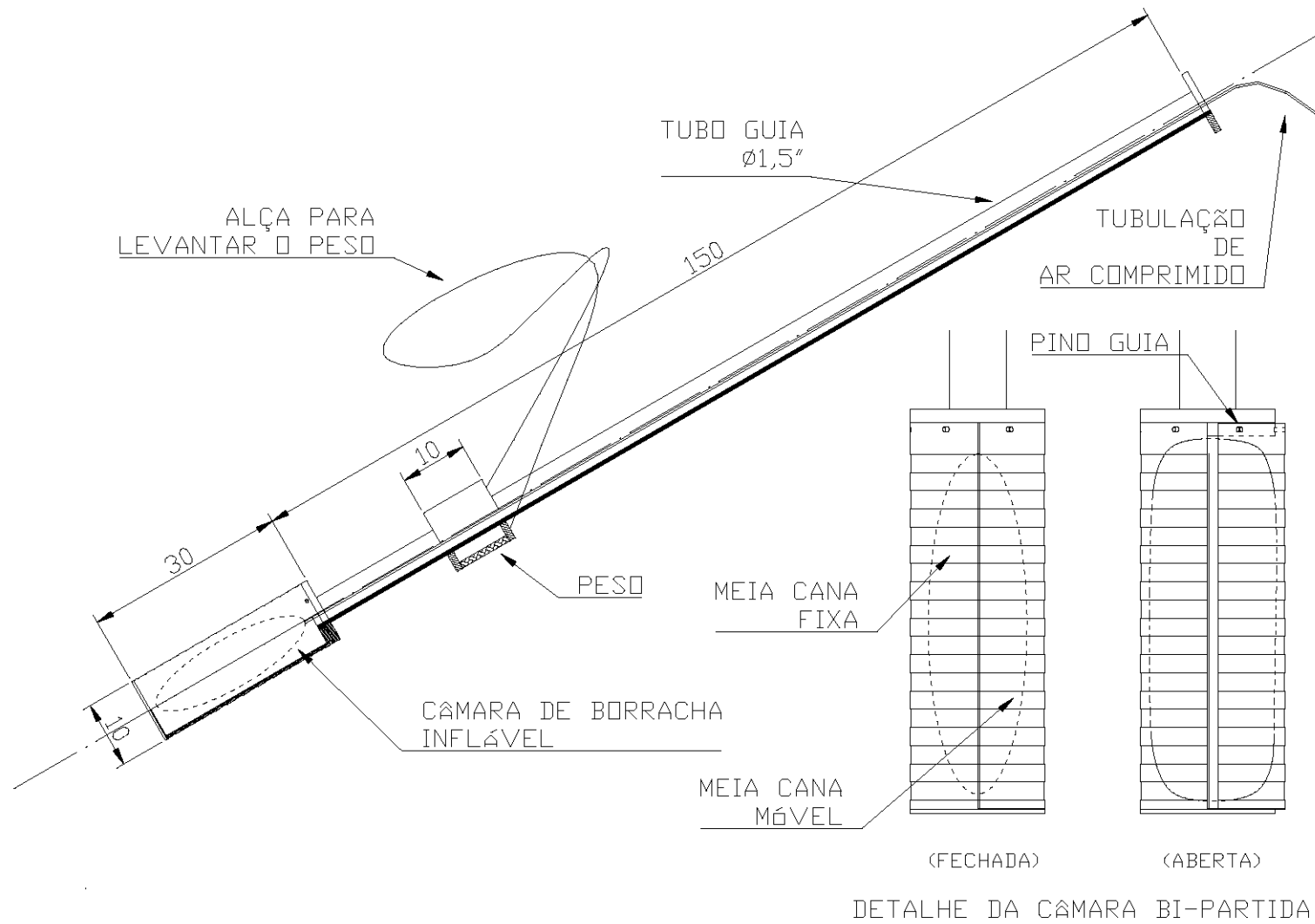


FIGURA 6. 22 Esquema do sistema de geração de ondas tipo *S* desenvolvido.

6.2.4 Resultados experimentais

Para a realização dos ensaios *cross hole* aqui apresentados, foram realizados três furos alinhados com 6m de profundidade, espaçados de 3,5m, distantes de aproximadamente 20m da face do talude da Vila Scharlau. Os furos foram realizados com trado mecanizado de 20cm de diâmetro, dentro dos quais foram instalados tubos de PVC com 100mm de diâmetro, tamponados na base. Para promover uma boa condição de atrito entre o solo e os tubos, a superfície externa dos tubos foi lixada e ranhurada com o auxílio de uma lixa grossa e de uma serra metálica. Após a colocação dos tubos no interior dos furos, o espaço entre o tubo e a parede do furo foi preenchido com solo cuidadosamente compactado com o auxílio de tubos de aço galvanizado de 19 mm de diâmetro ($\frac{3}{4}$ de polegada) tamponados.

Foram realizados ensaios *cross hole* com medições em diferentes profundidades em quatro diferentes ocasiões. A profundidade máxima de realização dos ensaios *cross hole* foi de 5m. Sendo o comprimento dos furos de 6m, profundidades de ensaio superiores a 5m foram evitadas tendo em vista que o contato do martelo com a base do furo poderia gerar ondas de compressão, o que não era desejável. Em duas ocasiões, o teor de umidade foi obtido para diversas profundidades de ensaio a partir da realização de um furo de pequeno diâmetro, com trado manual, até a profundidade de 6m, próximo da área de ensaios. Em uma ocasião, a sucção de campo foi medida com o mini-tensiômetro do tipo *Imperial College*, na profundidade de 6m. Para a realização desta medição, foi desenvolvido nesta tese um sistema para a colocação do tensiômetro na cota desejada. Este sistema foi baseado na descrição apresentada por Ridley & Burland (1995).

Na FIGURA 6.23 são mostrados dois registros de ensaios *cross hole* realizados no solo BRS com o sistema desenvolvido. O osciloscópio utilizado é provido de uma impressora que permite a impressão imediata dos registros durante a execução do ensaio. Um dispositivo de disparo automático no osciloscópio (*trigger*) é acionado no instante da passagem da onda pelo primeiro acelerômetro. Este dispositivo congela a imagem neste instante. Com a imagem na tela, é possível realizar a medida do tempo de propagação da onda entre os acelerômetros pela localização de eventos equivalentes significativos em cada canal. Esta medição é feita pelo ajuste de duas barras verticais sobre os eventos de interesse, sendo o intervalo de tempo entre as barras visualizado na tela. Para os registros apresentados na FIGURA 6.23, nota-se que o nível de ruído é significativo, da ordem de 50mV, o que dificulta a análise dos dados. Felizmente, o sistema desenvolvido gerava uma onda cuja amplitude variava de 500 mV para o primeiro acelerômetro a 200 mV para o segundo acelerômetro. Note que, nesta figura, a escala vertical corresponde a 200mV/divisão para o canal 2 (correspondente ao primeiro acelerômetro) e 100mV/divisão para o canal 1 (correspondente ao segundo acelerômetro). Embora a passagem da onda

pelos acelerômetros seja facilmente identificável em ambos canais de leitura, a avaliação do tempo de propagação da onda não é tão óbvia. Por este motivo, durante a execução do ensaio muitos registros são obtidos para cada ponto, e se busca regular as escalas verticais e horizontais de forma a reduzir as incertezas nesta determinação.

Na TABELA 6.3 são apresentados os módulos de cisalhamento G_o obtidos para as diferentes condições de umidade em função da profundidade. Na FIGURA 6.24 os módulos G_o são comparados aos módulos pressiométricos (G_m) em função da profundidade. Os módulos G_o mostram uma clara tendência de crescimento com a profundidade. São de particular interesse os valores de G_o obtidos para as maiores profundidades, as quais se aproximam da cota de retirada das amostras de laboratório. Na FIGURA 6.25 são mostrados os módulos G_o obtidos para a profundidade de 5m em função do teor de umidade. Nota-se uma redução bastante significativa nos valores de G_o com o aumento do teor de umidade. São apresentados ainda, nesta figura, os valores de sucção correspondentes aos teores de umidade de campo, obtidos da curva característica do solo apresentada no capítulo 3, os quais são relacionados ao eixo secundário.

TABELA 6. 3 Resultados de ensaios *cross hole* obtidos no solo residual BRS da Vila Scharlau

profundidade (m)	tempo (ms)	velocidade (m/s)	G_o (kPa)	teor de umidade (%)
5	10	360	233280	16.8
5	10.4	346	215680	16.8
5	10	360	233280	16.8
5	10	360	233280	16.8
5	10	360	233280	16.8
5	11	327	192790	16.8
5	8.3	434	338630	15.6
5	8.2	439	346940	15.6
5	8.1	444	355550	15.6
4	10	360	233280	15.8
4	10.1	356	228680	15.8
3	14	257	119020	16
3	14.1	255	117340	16
5	6.1	590	626930	13
5	6.2	580	606870	13
4.6	7.6	473	403880	13
3.7	12.2	295	156730	13
3.5	12.8	281	142380	13.5
5	9.6	375	253120	16

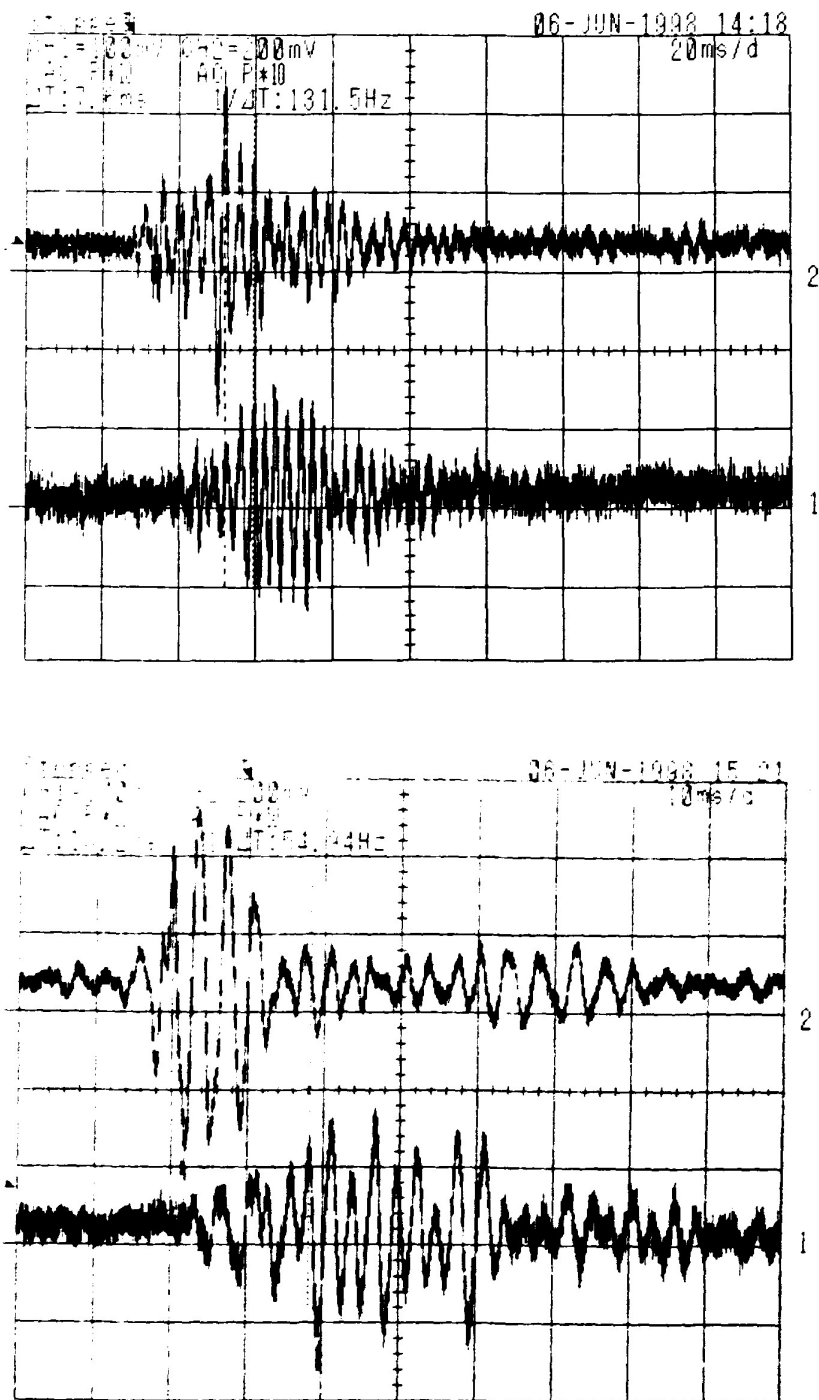


FIGURA 6. 23 Ensaio *cross hole*: exemplos de registros obtidos com a utilização do sistema geração de ondas *S* desenvolvido nesta tese.

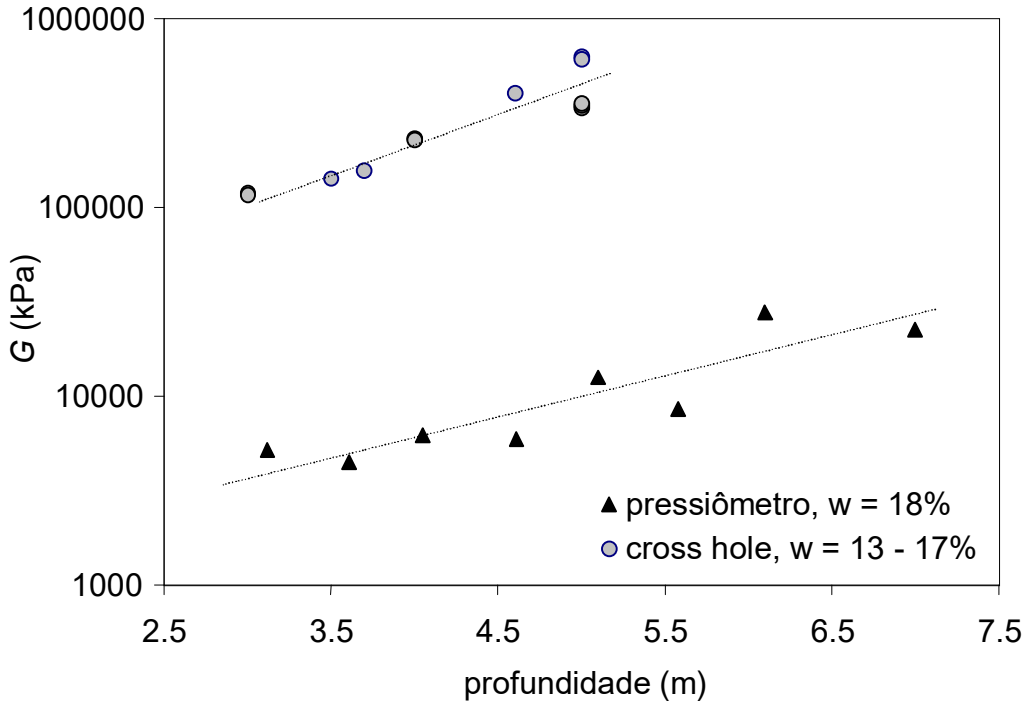


FIGURA 6. 24 Variação dos módulos G_o e G_m com a profundidade de ensaio.

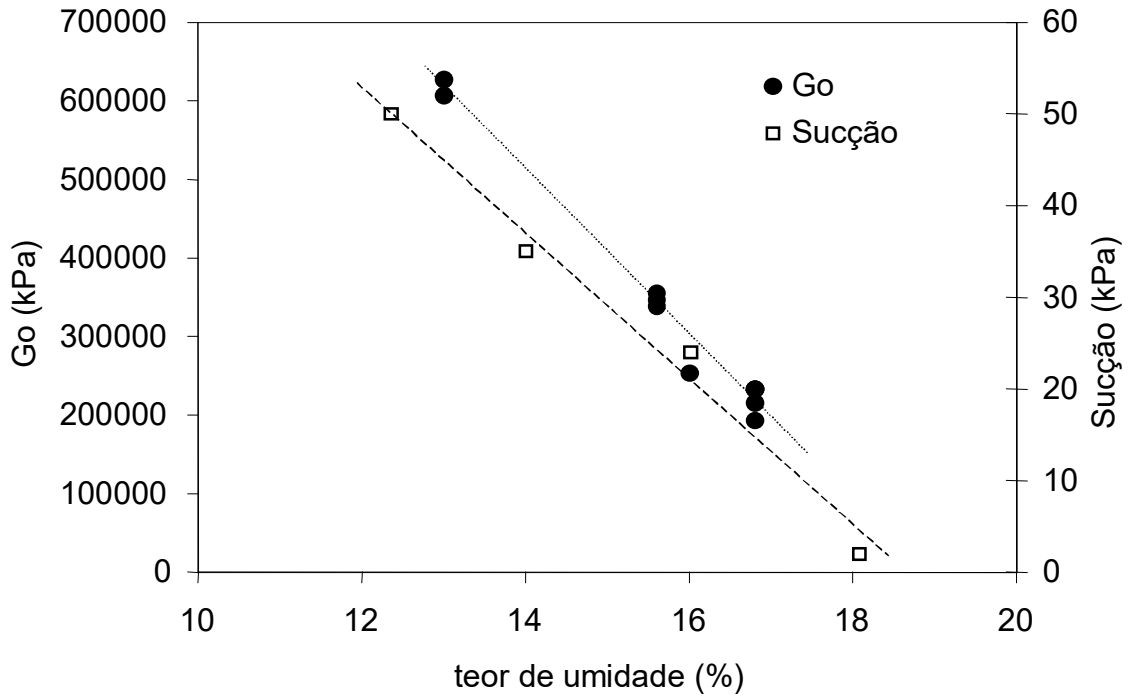


FIGURA 6. 25 Variação de G_o com o teor de umidade, para a profundidade de 5m.

7 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

7.1 *Características gerais*

O solo residual de arenito Botucatu pode ser caracterizado como um solo granular com finos plásticos fracamente estruturado. As análises de microscopia ótica e eletrônica mostram a presença de caulinita nos poros, caracterizando uma matriz secundária argilosa, e cimentação por óxidos de ferro. A estrutura natural tem caráter anisotrópico devido ao arranjo de grãos que intercala bandas rosadas de granulometria fina com bandas brandas de granulometria grossa. A cimentação se distribui de forma não uniforme sobre os grãos, estando concentrada principalmente nas bandas rosadas, onde os grãos são de menor tamanho. Neste material natural estruturado, o comportamento é semelhante em muitos aspectos ao de um solo granular denso, não se adequando satisfatoriamente aos modelos de comportamento de solos estruturados apresentados na literatura. Por este motivo, é difícil diferenciar quais aspectos do comportamento são associados ao comportamento intrínseco do solo e quais são associados à estrutura natural. O trabalho de pesquisa desenvolvido nesta tese permitiu identificar que o comportamento geral do solo residual de arenito Botucatu não pode ser associado de forma genérica à sua estrutura nem à sua porosidade, mas sofre a influência simultânea destas componentes.

7.2 *Compressibilidade*

Os resultados de ensaios de compressão unidimensional no solo BRS reconstituído parecem indicar que existe uma categoria de solos arenosos com finos plásticos que não se comporta, em compressão, de acordo com o comportamento geral descrito na literatura para outros solos. As variações de índice de vazios observadas no primeiro carregamento para ensaios realizados a partir de diferentes e_0 não definem uma única curva de compressão normal (NCL), mesmo para maiores níveis de tensão vertical efetiva. As ferramentas da Teoria do Estado Crítico portanto não podem ser diretamente aplicadas para estes solos arenosos e um novo vocabulário é necessário já que as curvas de compressão do primeiro carregamento não são representativas nem da NCL, nem das curvas de expansão do solo. O comportamento contrasta com o observado para solos com granulometrias similares, mas com finos não plásticos, onde tanto a NCL como a linha do estado crítico (CSL) podem ser definidas experimentalmente (Coop & Lee, 1993). O efeito da presença de finos nestes solos reduz a declividade da NCL e a razão de declividades λ/κ . Este tipo de comportamento é observado em solos com teores de

finos entre 20-30%, dependendo da plasticidade dos finos e da natureza dos grãos de areia. Muitos solos residuais podem estar nesta categoria.

A declividade da NCL de uma amostra reconstituída depende da composição mineralógica do solo e de sua distribuição granulométrica. No caso de areias, a estabilidade do arranjo de grãos para diferentes índices de vazios iniciais é garantida pelos contatos diretos entre grãos. Devido a estes contatos diretos, a compressibilidade do arranjo é muito baixa e as curvas de compressão para diferentes índices de vazios iniciais são aproximadamente paralelas. Somente a quebra de partículas, alcançada para níveis de tensão efetiva elevados, possibilita a convergência das curvas de compressão para uma única NCL. Para areias quartzosas limpas, uma tensão vertical efetiva próxima a 10 MPa pode ser necessária para que estes solos alcancem a NCL. No entanto, para níveis de tensão vertical efetiva bem inferiores a este valor, a curva de compressão relativa ao primeiro carregamento começa a convergir para a NCL. Este comportamento contrasta fortemente com o de solos finos.

Na Seção 2.4 são citados alguns autores que identificaram que, entre teores de 20 – 30% de finos plásticos, ocorre uma transição no comportamento de solos granulares (Thevanayagam & Mohan, 2000; Pitman *et al.*, 1994; Georgiannou *et al.*, 1990). Conforme determinado no Capítulo 3, o solo BRS apresenta em torno de 30% de finos. Segundo Thevanayagam & Mohan (2000), para este teor de finos o comportamento em compressão unidimensional não pode ser associado diretamente a nenhuma das fases (granular ou finos) isoladamente.

É possível supor que a presença de cerca de 30% de finos no solo BRS resulte não apenas no preenchimento dos vazios entre os grãos, mas na modificação dos contatos granulares. Desta forma, os finos recobrem os grãos, preenchem as irregularidades superficiais e aumentam a área de contato. Como consequência, promovem a redistribuição de tensões no interior do solo com redução nas tensões de contato entre grãos. Desta forma, níveis de tensões necessários para promover em areias limpas o esmagamento dos grãos de quartzo em compressão (≈ 10 MPa), não são suficientes para gerar o esmagamento de grãos de quartzo nos solos de granulometria mista. A compressibilidade é claramente afetada pela presença de finos e deformações plásticas consideráveis são notadas no primeiro carregamento. A plasticidade dos finos e a mineralogia dos grãos de areia parecem ser fatores relevantes neste comportamento.

7.3 Resistência ao cisalhamento

A comparação entre os resultados de ensaios triaxiais no solo natural e no solo artificialmente cimentado no mesmo e_o (AC07 e AC07x), apresentada nas FIGURAS 5.18 a 5.23, permitiu

compreender alguns aspectos do comportamento do solo BRS natural. O solo artificialmente cimentado no mesmo e_o que o solo natural e com teor volumétrico de cimento $TVC = 0,01 \text{ g/cm}^3$ (AC07) apresentou resistência ao cisalhamento similar à do solo natural. Tanto neste solo como no solo AC07x, correspondente a um $TVC = 0,015 \text{ g/cm}^3$, o comportamento de pico de resistência ao cisalhamento observado para baixos níveis de σ'_c ($\sigma'_c = 25 \text{ kPa}$) foi associado a um comportamento expansivo, havendo coincidência entre o pico e a máxima taxa de expansão volumétrica, tal como observado para o solo natural. Para os solos AC0725 e AC07x30, o comportamento expansivo cessa imediatamente após a ruptura, havendo, inclusive, uma tendência contrátil do solo AC0725, o que sugere a ocorrência de um colapso estrutural. Já para o solo natural, o comportamento volumétrico tende a estabilizar gradualmente com o aumento das deformações. Fica claro que a resistência ao cisalhamento do solo AC07 e AC07x se deve à cimentação entre partículas, e não ao índice de vazios.

Para maiores níveis de tensão de confinamento, o comportamento dos solos artificialmente cimentados é também semelhante ao do solo natural. Para $\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$, as curvas $q: \varepsilon_a$ não formam pico de resistência, mas a ruptura é claramente definida por uma plastificação brusca para $\varepsilon_a \approx 1\%$. O comportamento volumétrico é inicialmente de compressão e, após a plastificação o solo natural expande, sendo a taxa de expansão pequena. Para o solo AC07x100, o comportamento expansivo inicia um pouco antes da plastificação, mas a máxima taxa de expansão volumétrica ocorre claramente para maiores deformações. Este comportamento contrasta fortemente com o comportamento observado para o solo reconstituído no mesmo índice de vazios do solo natural e ensaiado com $\sigma'_v = 100 \text{ kPa}$ (ensaio NT100r). Este corpo de prova apresentou uma rigidez muito inferior à dos solos natural e artificialmente cimentados, mesmo quando comparado a ensaios realizados com menores níveis de tensão de confinamento. O solo NT100r apresentou um comportamento volumétrico muito compressível, com deformações radiais muito pequenas.

Para níveis de tensão confinante efetiva maiores que 100 kPa , tanto para o solo natural como para o solo artificialmente cimentado, grandes deformações de compressão são necessárias para mobilizar a resistência ao cisalhamento. Para $\sigma'_c = 200 \text{ kPa}$, tanto o solo natural como o solo artificialmente cimentado apresentam um ponto de plastificação da estrutura bem caracterizado e que ocorre antes dos solos atingirem a envoltória de resistência ao cisalhamento. Este comportamento é semelhante ao observado por Martins (1994), e situa a superfície de plastificação em uma região bem abaixo da envoltória de resistência ao cisalhamento para níveis moderados de tensão.

O comportamento do solo AC05 e AC05x é representativo de uma areia densa, com formação de pico de resistência ao cisalhamento coincidente com a máxima taxa de deformação volumétrica para

os níveis de σ'_c ensaiados. Resultados similares foram obtidos por Prietto (1996) no solo BRS artificialmente cimentado e compactado na energia do Proctor Normal, com $e_o \approx 0,52$ e teores de cimento de 1% 3% e 5% em peso seco. O aumento do grau de cimentação neste solo resulta em um crescimento do pico de resistência ao cisalhamento. Já os solos AC09 e AC09x, não apresentaram a formação de pico de resistência ao cisalhamento e o comportamento volumétrico foi de compressão. Nestes solos, a plastificação da estrutura é óbvia para baixos níveis de deformação axial. Os ensaios triaxiais realizados no solo AC com $e_o = 0,5$ e $0,9$ sugerem que o comportamento observado para o solo AC com $e_o = 0,7$ representa um comportamento de transição, para o qual a resistência ao cisalhamento é função simultânea das componentes de índice de vazios e cimentação.

Um estudo semelhante ao desenvolvido nesta tese com o solo BRS da Vila Scharlau foi desenvolvido por Ferreira (1998) utilizando um solo residual de arenito Botucatu obtido de uma jazida situada à Rodovia RS-239. Este solo apresenta um índice de vazios inferior ao da jazida da Vila Scharlau. Ferreira (1998) realizou ensaios triaxiais convencionais drenados no solo BRS da RS-239 para tensões de confinamento de 10, 25, 50, 100, 150, 200 e 300 kPa. Martins *et al.* (1998) comparam os resultados obtidos por Ferreira (1998) no solo BRS da RS-239 com os obtidos nesta tese com o solo BRS da Vila Scharlau. Estes resultados são mostrados na FIGURA 7.1. Na FIGURA 7.1(a) os resultados destes ensaios são comparados para níveis de tensão de confinamento de até 50 kPa. Neste caso, o solo BRS da Vila Scharlau apresentou um pico de resistência ao cisalhamento e um comportamento expansivo, mais representativo, portanto, do comportamento de uma areia densa. Um comportamento muito similar foi observado para o solo BRS da RS-239. Para as tensões de 10 e 25 kPa, as curvas $\sigma'_i: \varepsilon_i$ são praticamente coincidentes, embora o solo BRS da RS-239 seja mais denso. Para $\sigma'_c = 50$ kPa, embora o comportamento inicial de ambos os solos seja similar, o solo BRS da RS-239 apresenta maior resistência ao cisalhamento e o pico de resistência ocorre para níveis de ε_i bem maiores. Estas diferenças são evidenciadas na FIGURA 7.1(b), para maiores níveis de σ'_c . É interessante notar nesta figura que os dois solos apresentam uma rigidez inicial similar, mas a resistência ao cisalhamento de pico é diferente. Ferreira (1998) observou que as superfícies de plastificação devidas à estrutura observadas para estes solos são coincidentes, mas os parâmetros de resistência ao cisalhamento diferem.

A comparação entre estes resultados sugere que, embora os dois solos apresentem algumas peculiaridades de comportamento em comum, o mecanismo de mobilização de resistência ao cisalhamento é diferente. Para baixos níveis de σ'_c , a resistência ao cisalhamento dos dois solos é similar e é função da estrutura cimentante. Para maiores níveis de σ'_c , as curvas tensão x deformação apresentadas por Ferreira (1998) sugerem que um colapso da estrutura ocorre a baixos níveis de deformação axial, após o qual o solo se deforma consideravelmente para mobilizar a resistência ao

cisalhamento de pico, que ocorre para deformações axiais da ordem de 5%. Um comportamento inicial de compressão volumétrica é associado a este colapso estrutural, mas ao mobilizar a resistência ao cisalhamento de pico, o solo expande.

Como observado por Ferreira (1998), fica claro na comparação destes resultados que os dois materiais apresentam uma componente estrutural em comum, provavelmente associada à cimentação, que sofre uma plastificação a baixos níveis de deformação axial. Para o solo BRS da Vila Scharlau, menos denso, esta componente estrutural é mais importante. Estes contrastes são uma forte evidência do caráter estruturado do solo BRS da Vila Scharlau. É, também, um indicativo de que, para baixos níveis de tensão, o pico de resistência do solo BRS da Vila Scharlau se deve à cimentação entre partículas, e não ao índice de vazios inicial.

No modelo de Leroueil & Vaughan (1990), a resistência de pico se deve à estrutura, e não ao índice de vazios. Por outro lado, Cuccovillo & Coop (1990) caracterizam um outro comportamento, que pode ser identificado em solos *fracamente* estruturados, nos quais a resistência de pico se deve ao índice de vazios, mas uma plastificação da estrutura ocorre antes da formação do pico de resistência, a qual é associada ao final do intervalo elástico linear. Mas, para o solo BRS da Vila Scharlau, a resistência de pico a baixos níveis de tensão representa a plastificação da estrutura cimentante e coincide com a máxima taxa de expansão volumétrica. Uma possível justificativa para este comportamento pode estar associada às características granulométricas do solo BRS e à estabilidade dos agregados de partículas. Estes agregados podem ser compostos por grãos de areia ligados por pontes de argilominerais e cimento. Assim, para níveis de tensão confinante relativamente baixos, a cimentação parece ser suficiente para estabilizar agregados de partículas e, a mobilização da resistência ao cisalhamento resulta que o movimento relativo entre os agregados ocorre simultaneamente à destruição dos agregados. Para maiores níveis de tensão confinante, a plastificação que ocorre para tensões cisalhantes inferiores às de ruptura, pode ser associada à destruição destes agregados.

Na FIGURA 7.2 são apresentados resultados obtidos a partir das curvas de deformação volumétrica x deformação axial dos ensaios realizados por Ferreira (1998), no solo BRS da RS-239, por Prietto (1996), no solo BRS artificialmente cimentado e compactado, e aqueles obtidos nesta tese, para o solo BRS da Vila Scharlau. Estes materiais apresentam diferentes índices de vazios iniciais, como indicado na figura. O solo da Vila Scharlau apresenta o mesmo grau de cimentação que o solo da RS-239. Já o solo BRS compactado e artificialmente cimentado, estudado por Prietto (1996), apresenta um índice de vazios da ordem de 0,52, tendo sido compactado com diferentes teores de cimento. A figura relaciona a máxima taxa de expansão volumétrica em função da tensão de confinamento, para diferentes índices de vazios e teores de cimento. É interessante notar que para níveis de tensão confinante de até 50

kPa, os solos BRS da Vila Scharlau e da RS-239 apresentam similaridades de comportamento, embora apresentem índices de vazios diferentes. Para maiores níveis de tensão, o solo da Vila Scharlau passa a apresentar um comportamento compressível, enquanto que o da RS-239 continua a expandir volumetricamente. Novamente, as semelhanças observadas no comportamento volumétrico entre estes dois solos a baixos níveis de tensão indicam que este comportamento não pode ser associado ao índice de vazios inicial.

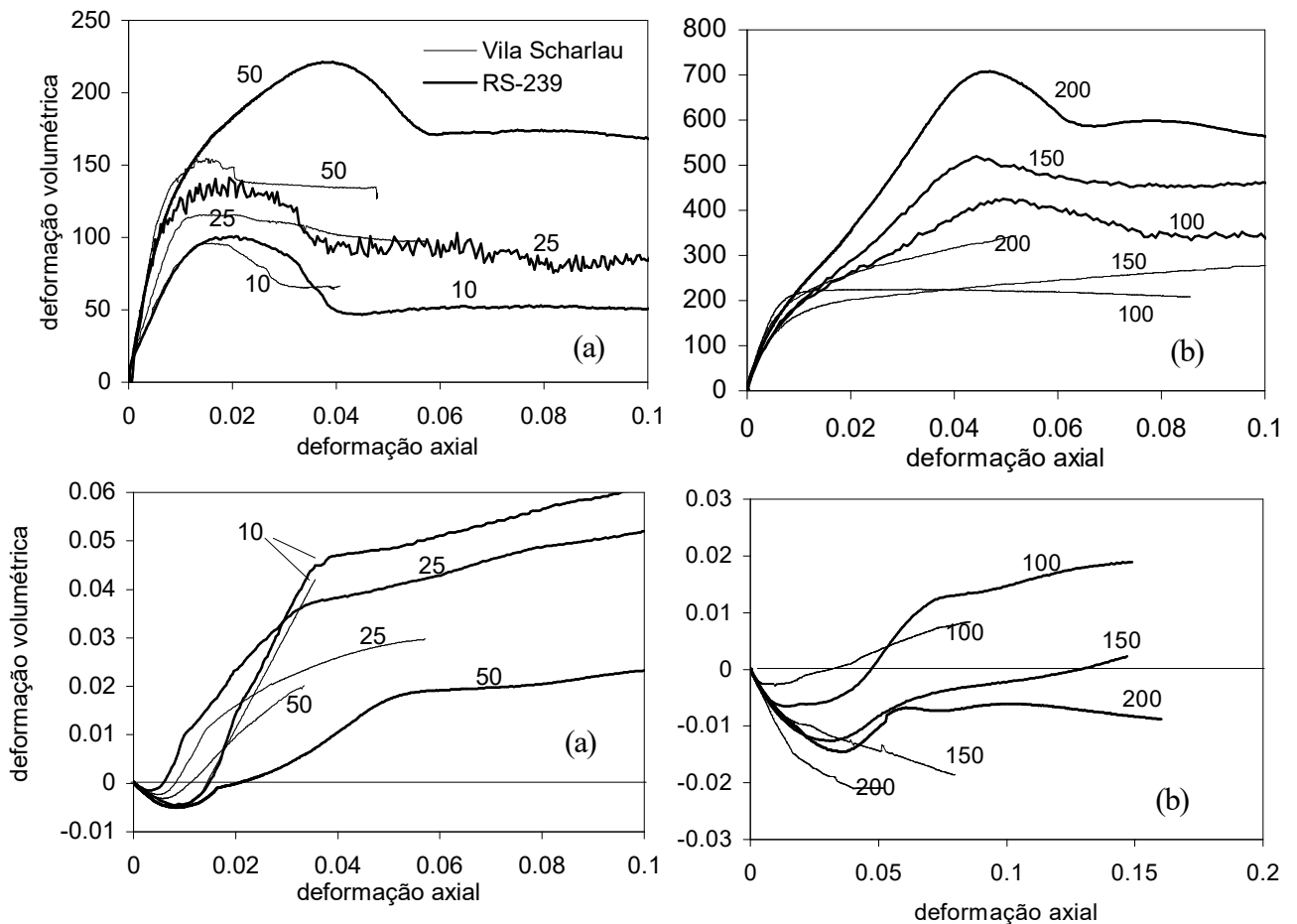


FIGURA 7. 1 Comportamento tensão x deformação do solo BRS: Vila Scharlau x RS-239 (a) ensaios triaxiais para $\sigma'_c = 10, 25$ e 50 kPa; (b) ensaios triaxiais para $\sigma'_c = 100, 150$ e 200 kPa (Martins *et al.*, 1998)

Os resultados referentes aos ensaios realizados por Prietto (1996) permitem evidenciar com maior clareza que existe uma clara associação entre o grau de cimentação e a expansão volumétrica observada neste solo. Estes resultados mostram que para maiores teores de cimento, maiores taxas de expansão volumétrica são observadas. Em todos os ensaios realizados por Prietto (1996), a máxima taxa de expansão volumétrica ocorreu simultaneamente ao pico de resistência ao cisalhamento. Observa-se também que os solos ensaiados por Prietto (1996) apresentam uma variação gradual da taxa de expansibilidade máxima com a tensão confinante. Para os solos naturais da Vila Scharlau e da RS-239, uma variação muito mais significativa da taxa de expansão volumétrica ocorre para tensões confinantes entre 25 e 50 kPa.

Estes resultados reforçam a hipótese anteriormente formulada sobre a estabilidade dos agregados. Esta hipótese justifica o fato de que mesmo quando o solo se caracteriza por uma forte cimentação entre partículas, a máxima taxa de expansão volumétrica coincide com o pico de resistência ao cisalhamento, pois, à medida que os teores de cimento aumentam, tanto a resistência das ligações entre agregados como a estabilidade do próprio agregado aumentam.

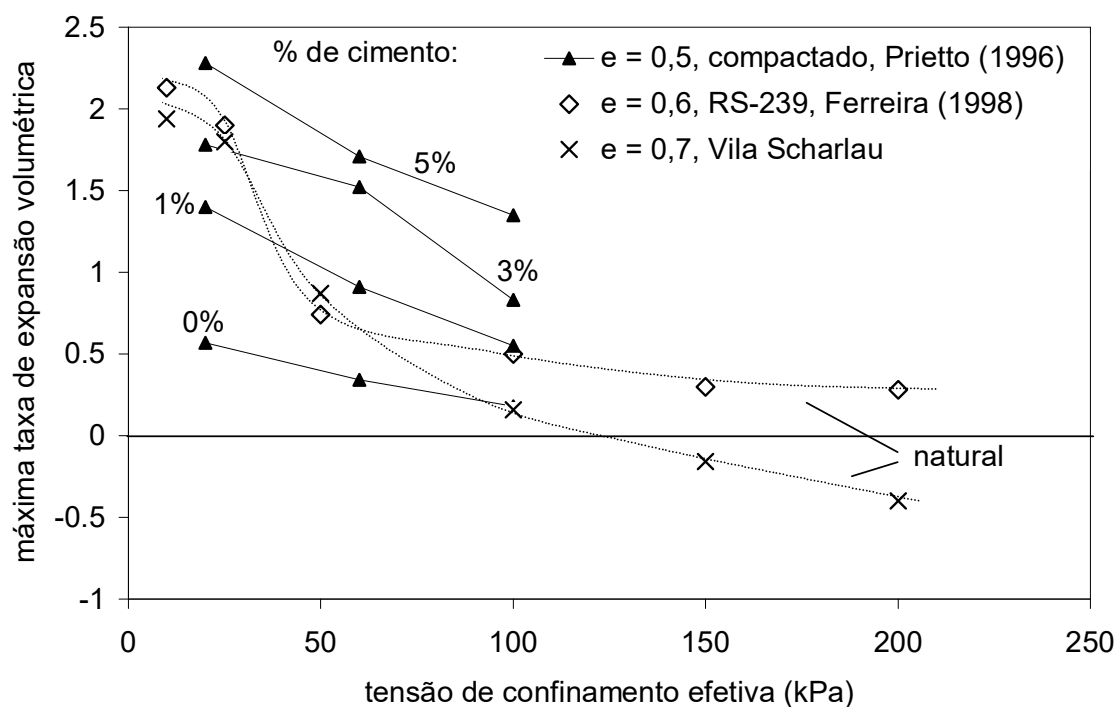


FIGURA 7.2 Variação da máxima taxa de expansão volumétrica com o nível de confinamento para diferentes índices de vazios e teores de cimento. Resultados adaptados de Prietto (1996) e Ferreira (1998) e ainda os obtidos nesta tese, todos referentes ao solo BRS.

7.4 Deformabilidade

Uma importante característica observada nas curvas de degradação do módulo de deformabilidade $\log E$: $\log \varepsilon_a$ do solo residual de arenito Botucatu é a presença de patamares intermediários onde o valor de E se mantém aproximadamente constante ao longo de intervalos de ε_a delimitados por pontos de plastificação. Este padrão somente foi identificado nas trajetórias de tensões convencionais e isotrópicas. Os demais ensaios realizados nesta tese não apresentam tais patamares, incluindo (i) ensaio triaxial no solo reconstituído com trajetória de tensões convencional; (ii) ensaios em solos artificialmente cimentados com trajetória de tensões convencional e (iii) ensaios em solo BRS natural, mas com trajetórias de tensões especiais incluindo componentes de carregamento lateral.

Tipicamente, a curva de degradação de geomateriais se caracteriza por apresentar um intervalo inicial elástico linear, com módulo de deformação constante seguido de um ponto de plastificação a partir do qual a rigidez secante cai continuamente com o nível de deformação. Em materiais estruturados, o intervalo elástico linear pode ser alargado e o final deste intervalo coincide com o ponto de plastificação da estrutura. Na FIGURA 7.3 são mostradas as curvas $G: \log \varepsilon_a$ e $G: \log q$ obtidas para uma rocha branda de origem sedimentar (arenito silicoso, Cuccovillo & Coop, 1997). Estes resultados são muito diferentes dos observados para o solo BRS natural sob dois importantes aspectos: (i) a plastificação da estrutura não coincide com o final do intervalo elástico linear, mas ocorre para níveis de deformação axial muito superiores a este limite; (ii) para a rocha branda estudada por Cuccovillo & Coop (1997), além do intervalo elástico linear, o módulo de deformabilidade cai continuamente com as deformações axiais.

Tatsuoka *et al.* (1993) apresentam resultados de ensaios triaxiais realizados em rochas brandas de origem sedimentar (lamitos) e em um solo arenoso estabilizado com cimento. As curvas de degradação de módulo de deformabilidade de amostras naturais são mostradas na FIGURA 7.4. Estas curvas apresentam uma forma similar às observadas no solo residual de arenito Botucatu, com a formação de um segundo patamar e a definição de dois pontos de plastificação. Nota-se que, para o material artificialmente cimentado, a curva de degradação do módulo de deformabilidade apresenta a forma clássica, e que o intervalo linear no solo artificial se estende para deformações axiais superiores às observadas no solo natural. As setas indicam o pico de resistência ao cisalhamento. As amostras naturais foram retiradas por sonda rotativa de profundidades da ordem de 60m. Os autores não justificam o porque destas diferenças, mas sugerem que o método de amostragem empregado e o descarregamento imposto possam ter gerado microfissuras no material, as quais são fechadas durante o carregamento, gerando uma distorção na curva de degradação do módulo de deformabilidade. É interessante notar que neste material o intervalo elástico linear ocorre para deformações axiais da ordem de 10^{-5} . Uma similaridade entre os materiais estudados por estes autores e o solo natural BRS é que todos estes materiais são de origem sedimentar, apresentando laminações horizontalizadas. É importante notar que o pico de resistência ao cisalhamento, marcado pelas setas na FIGURA 7.4, ocorre para deformações axiais maiores que às associadas ao patamar intermediário no qual o módulo de deformabilidade apresenta uma estabilização em relação às deformações axiais.

Embora estes resultados apresentem muitas semelhanças com o comportamento observado para o solo BRS natural, nesta tese as amostras foram obtidas por amostragem em bloco e após os corpos de prova foram moldados em laboratório. A profundidade de retirada das amostras é relativamente pequena, da ordem de 7m a partir do topo do talude. Exclui-se, portanto, a hipótese de que a forma das

curvas de degradação $\log E$: $\log \varepsilon_a$ obtidas para o solo residual de arenito Botucatu seja devida a sérios problemas de amostragem, como os associados a técnicas de amostragem com sondas rotativas ou ao descarregamento a partir de grandes profundidades.

Novamente é interessante comparar o comportamento do solo BRS da Vila Scharlau com o comportamento do solo BRS da RS-239, estudado por Ferreira (1998). Na FIGURA 7.5 são comparadas as curvas de degradação do módulo com a deformação axial para estes dois solos, relativas aos resultados mostrados na FIGURA 7.1. Ferreira (1998) observou que as curvas de degradação do módulo de deformabilidade apresentavam uma redução contínua de E com ε_a até deformações axiais da ordem de 2%. Para maiores deformações axiais e até o solo atingir o pico de resistência ao cisalhamento ($\varepsilon_a \approx 5\%$), os ensaios com tensões confinantes de 100, 150 e 200 kPa apresentaram uma recuperação dos módulos de deformabilidade secante. As principais diferenças entre o comportamento observado por Ferreira (1998) para o solo BRS da RS-239 e aquele observado nesta tese para o solo BRS da Vila Scharlau são sumarizadas na TABELA 7.1.

TABELA 7.1 Comparação entre os solos BRS da Vila Scharlau e da RS-239

	Vila Scharlau	RS-239 ⁽¹⁾
ϕ'_{cv}	26°	34°
e_o médio	0,72	0,62
pico de resistência ao cisalhamento	Não ocorre fora da superfície de plastificação da estrutura. Para baixos níveis de σ'_c ocorre para $\varepsilon_a < 2\%$ e coincide com a máxima taxa de expansão volumétrica.	Para $\sigma'_c \geq 50\text{kPa}$, ocorre para níveis de q e ε_a maiores que os associados à plastificação da estrutura. Sempre coincide com a máxima taxa de expansão volumétrica.
	Para $\sigma'_c < 50\text{kPa}$, o comportamento é similar ao do solo BRS da Vila Scharlau	
$E \times \varepsilon_a$	Apresenta patamar intermediário E constante pré plastificação da estrutura, para $10^{-4} < \varepsilon_a < 10^{-2}$, cujo final coincide com um aumento de ε_r . Os patamares ocorrem antes do solo expandir volumetricamente.	Para $\sigma'_c \geq 50\text{kPa}$ apresenta um crescimento de E pós plastificação da estrutura, para ε_a correspondentes ao pico de resistência ao cisalhamento, da ordem de 5%, coincidentes com as máximas taxas de expansão volumétrica.
superfície de plastificação da estrutura	a mesma para os dois solos	

Fonte: ⁽¹⁾ Ferreira (1998)

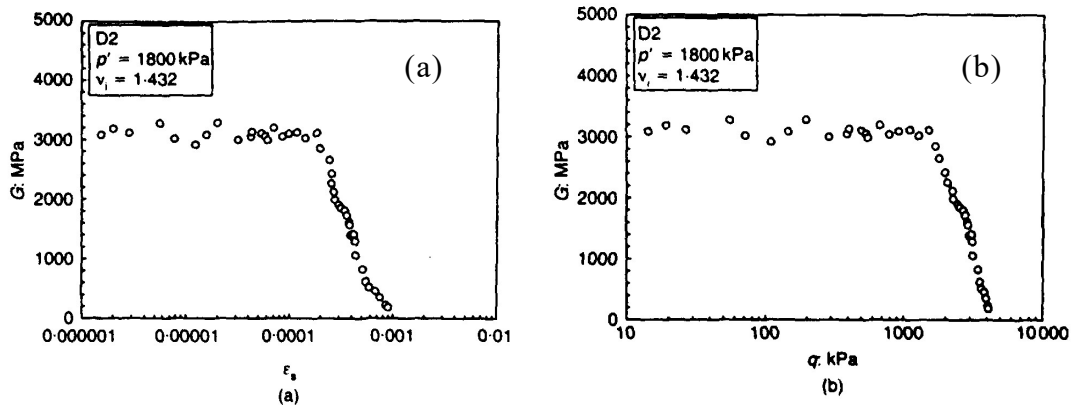


FIGURA 7.3 Curvas de degradação do módulo de cisalhamento de um arenito silicoso (a) $G: \log \epsilon_a$ (b) $G: \log q$ (Cuccovillo & Coop, 1997)

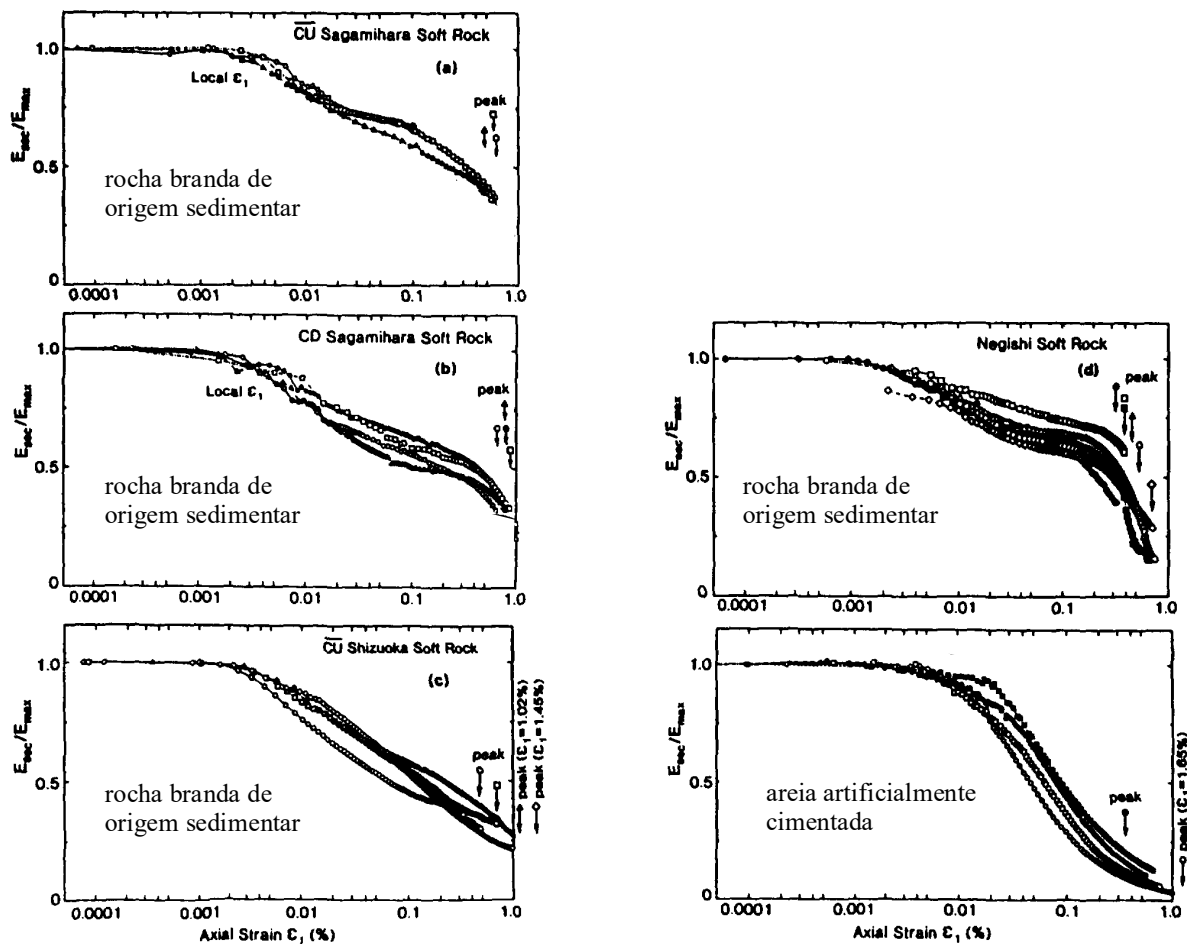


FIGURA 7.4 Curvas de degradação do módulo de deformabilidade com a deformação axial para diversas rochas brandas e um solo artificialmente cimentado (Tatsuoka *et al.*, 1993)

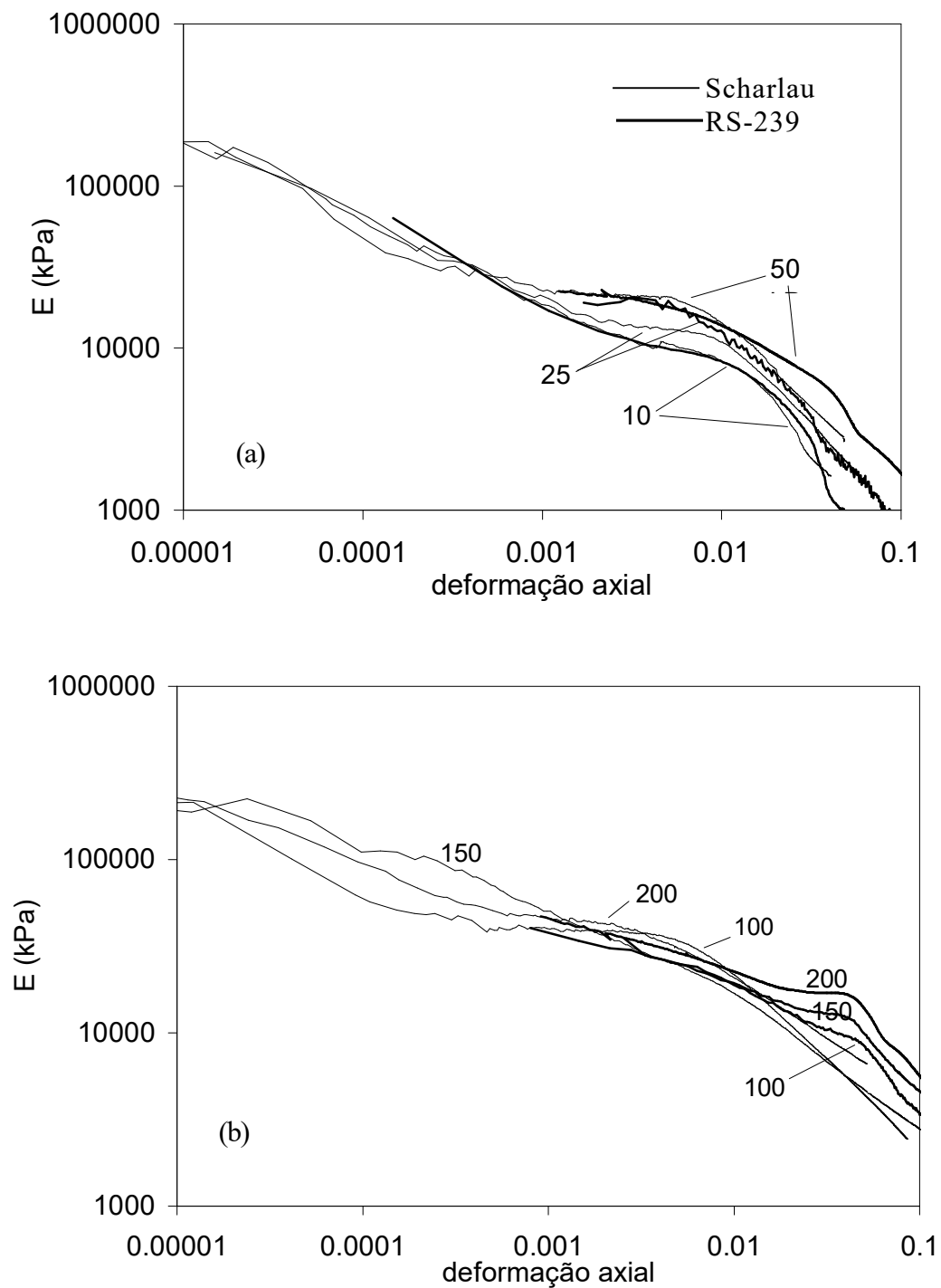


FIGURA 7. 5 Curvas $E: \log \varepsilon_a$ referentes aos ensaios triaxiais realizados nos solos BRS da Vila Scharlau e da RS-239 (Ferreira, 1998) (a) $\sigma'_c = 10, 25$ e 50 kPa; (b) $\sigma'_c = 100, 150$ e 200 kPa.

Algumas diferenças importantes são observadas entre estes os dois solos. O patamar intermediário identificado no solo BRS da Vila Scharlau está associado a um processo de pré plastificação da estrutura que ocorre para pequenos níveis de deformações. Já no solo BRS da RS-239, os módulos iniciais são semelhantes aos observados no solo da Vila Scharlau, mas, para o solo da RS-239 se observa uma recuperação de rigidez associada à mobilização da resistência ao cisalhamento que ocorre após a plastificação da estrutura.

O solo artificialmente cimentado não apresenta distorções nas curvas $E: \log \varepsilon_a$ em relação ao padrão clássico. Isto indica que as anomalias observadas estão associadas ao arranjo de grãos do solo natural. Um aspecto interessante a ser considerado na comparação destes resultados é que, embora a resistência ao cisalhamento do solo AC07 seja similar à do solo natural, sua rigidez inicial é superior à do solo natural. Uma possível justificativa para esta diferença é que a cimentação se distribui uniformemente no solo artificialmente cimentado, enquanto no solo natural, a cimentação é mais concentrada nas bandas rosadas (ver Capítulo 3). É interessante notar, no entanto, que embora a rigidez do solo natural seja inferior à do solo artificialmente cimentado, com o aumento das deformações, as curvas $\log E: \log \varepsilon_a$ do solo BRS natural tendem a se aproximar, ou mesmo ultrapassar, as curvas $\log E: \log \varepsilon_a$ dos solos AC (FIGURAS 5.18(c), 5.19(c) e 5.21(c)), devido à presença do patamar intermediário “ E constante”.

Nos ensaios triaxiais da série NT realizados no solo BRS natural observa-se que o final do patamar intermediário E constante coincide com um aumento significativo das deformações radiais. Por outro lado, as curvas de rigidez dos ensaios triaxiais que seguiam trajetórias de tensões alternativas à convencional não apresentaram qualquer evidência do patamar intermediário. Nos ensaios seguindo a trajetória s' constante, tanto em compressão axial como em extensão axial, deformações radiais significativas são mobilizadas já nos primeiros estágios do carregamento, sendo estas deformações da mesma ordem de grandeza que as deformações axiais observadas. A ausência de patamar intermediário nas curvas $\log E: \log \varepsilon_a$ destes ensaios está, possivelmente, associada à mobilização das deformações na direção radial.

A presença de um patamar intermediário foi também observada no ensaio de compressão isotrópica, na curva $\log K: \log \varepsilon_v$ (FIGURA 4.17) Neste ensaio, as deformações radiais mobilizadas nos primeiros estágios do carregamento são muito menores que as axiais (ver FIGURA 4.16(d)).

Nos ensaios triaxiais seguindo trajetórias alternativas de tensões, não é possível realizar uma comparação direta dos módulos de deformabilidade calculados como q/ε_a , já que nestes ensaios a tensão radial não é mantida constante. Como consequência, a tensão desvio representa a soma das variações da

tensão radial e axial. Por este motivo, o valor do módulo de deformabilidade calculado a partir da relação q/ε_a é maior que o calculado a partir da variação da tensão axial, nas trajetórias onde os incrementos de tensão axiais têm sinal oposto aos incrementos de tensão radial. Por outro lado, para as trajetórias de tensões onde os incrementos de tensão axial são de mesmo sinal que os incrementos de tensão radial, a tensão desvio resulta inferior aos incrementos de tensão axial.

Um aspecto interessante a observar sobre os ensaios triaxiais da série de trajetórias de tensões alternativas é que, para os primeiros estágios do carregamento, a relação $\Delta\sigma_a/\varepsilon_a$ resultou em valores da ordem de 200 MPa, tanto nas trajetórias de extensão axial como nas trajetórias de compressão axial. Este valor se aproxima dos valores iniciais identificados na série convencional NT. Nas trajetórias do tipo s' constante, os incrementos de tensão axiais e radiais são iguais e opostos, resultando que $q = \sigma_a - \sigma_r = (\sigma_a + \Delta\sigma_a) - (\sigma_r - \Delta\sigma_r) = (\sigma_a + \Delta\sigma_a) - (\sigma_a - \Delta\sigma_a) = 2\Delta\sigma_a$, donde $q = 2\Delta\sigma_a$. Consequentemente, a rigidez avaliada pela relação q/ε_a , representa aproximadamente o dobro da rigidez avaliada pela relação $\Delta\sigma_a/\varepsilon_a$, ou seja, um valor inicial de aproximadamente 400 MPa.

7.4.1 Influência do nível de tensão média efetiva

Os ensaios triaxiais realizados tanto no solo natural como nos solos AC mostraram que, inicialmente, a rigidez é pouco influenciada pelo nível médio de tensão efetiva p' . Com o aumento das deformações axiais e com a plastificação da estrutura, os módulos de deformabilidade mostram uma tendência mais nítida de crescimento com o nível de p' . A relação entre o módulo de deformabilidade e a tensão média efetiva pode, para maiores deformações axiais, ser representada por uma reta no plano $\log E: \log p'$ (ver FIGURAS 5.29(a), 5.33(a) e 5.37(a)).

Uma perspectiva mais ampla da influência do nível de tensão média efetiva na deformabilidade do solo BRS natural foi possível com os resultados dos ensaios de *bender elements* realizados na City University, os quais permitiram avaliar a rigidez inicial do solo BRS para um amplo intervalo de tensões. Na FIGURA 7.6 são plotados simultaneamente os módulos de deformabilidade E_o calculados a partir dos resultados dos ensaios de *bender elements* e os módulos de deformabilidade E obtidos nos ensaios triaxiais convencionais realizados no solo BRS natural para vários níveis de deformação axial. Os resultados são consistentes. É importante notar que os valores de E_o foram calculados considerando um coeficiente de Poisson igual a zero, valor próximo ao obtido experimentalmente. Os ensaios de *bender elements* mostram que existe uma variação do módulo com o aumento de p' mesmo para baixos níveis de tensão, mas que a estimativa do módulo inicial em 200 MPa, feita a partir dos resultados de ensaios triaxiais, é razoável para níveis de tensão confinante efetiva de até 200 kPa.

Na FIGURA 7.7 são apresentados os resultados dos ensaios de *bender elements* plotados em escala natural de E e p' no intervalo de $p' = 0$ a 1400 kPa.. Neste plano $E: p'$ observa-se que, ao contrário do que se depreende do gráfico da FIGURA 7.6, o módulo inicial apresenta uma grande variação para baixos níveis de tensão efetiva. No entanto, entre $p' \approx 300$ kPa e $p' \approx 600$ kPa, o módulo apresenta uma estabilização em torno de 400 MPa, a partir do que o módulo torna a crescer com p' . É interessante observar que o valor de $p' = 320$ kPa representa o ponto de plastificação isotrópica identificado na curva $v: \log p'$ do ensaio isotrópico. Esta figura pode ser comparada à da FIGURA 7.8, que reproduz os resultados obtidos por Bressani (1990) para uma rocha branda, no qual houve até mesmo uma redução do módulo associada à plastificação da estrutura. Os resultados no solo BRS natural não mostram uma redução do módulo, mas claramente indicam uma mudança de comportamento associada à estrutura. A comparação dos resultados de ensaios de *bender elements* e triaxiais mostra que os ensaios triaxiais permitiram obter uma estimativa razoável dos módulos iniciais.

Uma melhor estimativa dos módulos iniciais a partir da medição direta de deformações seria possível com um número maior de leituras na fase inicial do ensaio. Uma dificuldade experimental nesta caracterização consiste no fato de que, no equipamento triaxial utilizado, é difícil identificar o momento exato em que o pistão de cargas toca o cabeçote. Note que uma variação de q inferior a 2 kPa é suficiente para que o solo comece a apresentar deformações da ordem de 10^{-5} . Maiores detalhes experimentais sobre o equipamento de ensaio utilizado são apresentados no Anexo I.

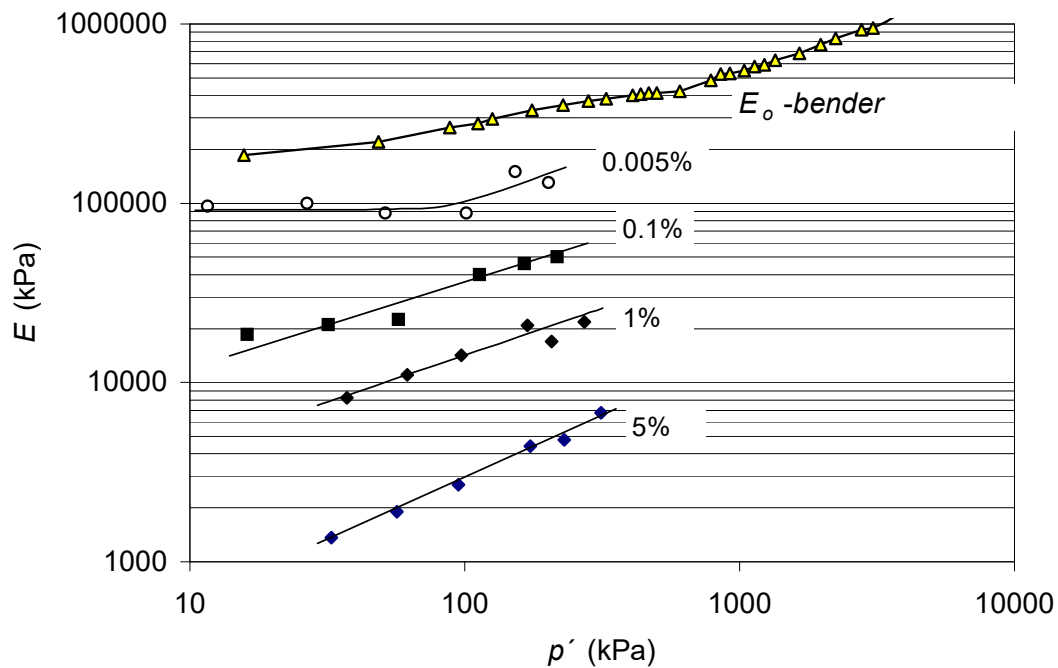


FIGURA 7. 6 Variação do módulo em função do nível de tensões efetivas para vários níveis de deformação axial, obtidos para o solo BRS natural da Vila Scharlau.

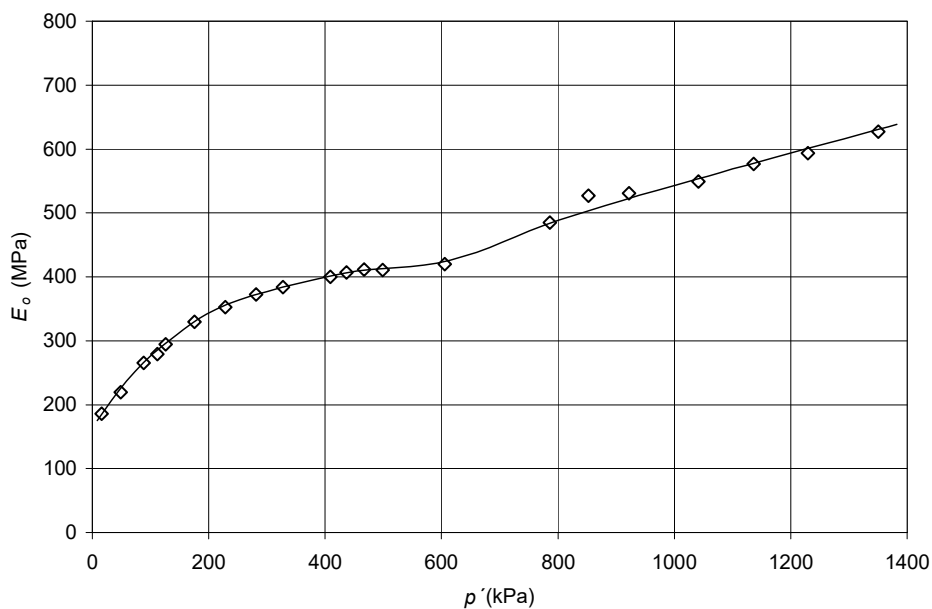


FIGURA 7. 7 Variação do módulo inicial determinados por ensaios de *bender elements* em função da tensão de confinamento efetiva, em escala linear ampliada $E: p'$.

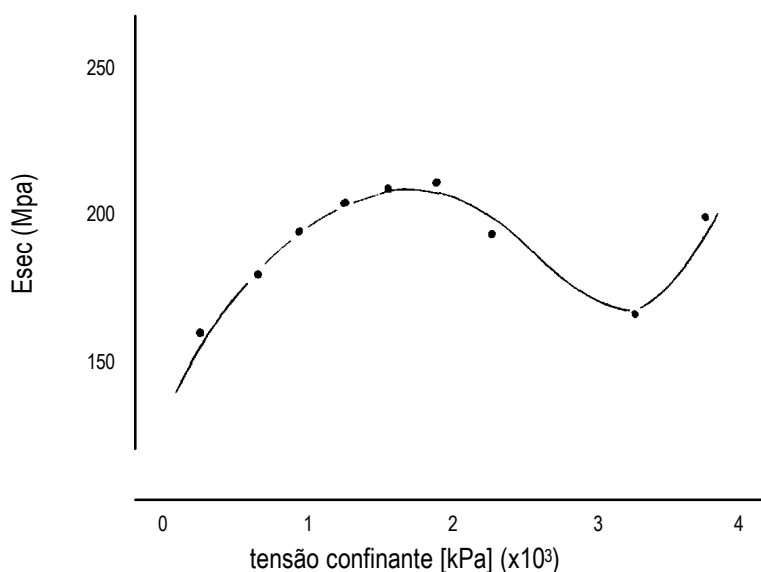


FIGURA 7. 8 Variação do módulo secante em função da tensão de confinamento efetiva obtidas para uma rocha branda (marga de Corinto, Bressani, 1990)

7.5 Anisotropia

Nos ensaios triaxiais com trajetórias de tensões convencionais foi observado que nos primeiros estágios do carregamento as deformações radiais eram significativamente menores que as axiais, mesmo para os menores níveis de σ_c aplicados. Isto resulta em coeficientes de Poisson próximos de zero, caso o modelo elástico linear seja utilizado para interpretar os resultados. Este é um comportamento característico de materiais estruturados, não sendo suficiente para permitir uma avaliação sobre o caráter anisotrópico deste solo. Um comportamento semelhante a este foi observado para os solos artificialmente cimentados no mesmo índice de vazios que o solo natural. A diferença fundamental entre estes comportamentos está mais associada à forma da curva de degradação do módulo de deformabilidade, que no solo natural apresenta um patamar E constante, e nos solos artificialmente cimentados, não.

Os ensaios triaxiais seguindo trajetórias de tensões alternativas à convencional incluíram trajetórias de compressão axial com descarregamento lateral e de compressão radial com descarregamento axial. Estas trajetórias resultam em incrementos de tensão iguais e opostos, $\Delta\sigma_a = -\Delta\sigma_r$. Foram comparadas as relações $\Delta\sigma_a / \varepsilon_a$ e $\Delta\sigma_r / \varepsilon_r$. É interessante notar que nas trajetórias de carregamento axial, as curvas $\sigma_a: \varepsilon_a$ e $\sigma_r: \varepsilon_r$ resultaram similares, sendo as relações $\Delta\sigma_a / \varepsilon_a$ e $\Delta\sigma_r / \varepsilon_r$ comparáveis. Nas trajetórias de carregamento radial, no entanto, as curvas $\sigma_r: \varepsilon_r$ destes ensaios apresentaram-se mais rígidas que as curvas $\sigma_a: \varepsilon_a$.

Evidências mais claras do caráter anisotrópico do solo BRS puderam ser obtidas no ensaio de compressão isotrópica e no ensaio triaxial convencional realizado em um corpo de prova com o plano de estratificação orientado na direção vertical. O ensaio de compressão isotrópica revelou que as deformações radiais resultam inicialmente muito inferiores às axiais, com $\varepsilon_r = 0,05 \cdot \varepsilon_a$. Um colapso radial foi percebido neste ensaio para tensões muito inferiores às associadas à plastificação da estrutura, a partir do qual as deformações radiais tendem a aumentar consideravelmente. Para o ensaio triaxial convencional com carregamento vertical coincidindo com o plano de estratificação, o comportamento foi significativamente mais rígido que para os demais ensaios convencionais realizados no solo natural. Não apenas os valores de E , mas também a resistência ao cisalhamento de pico deste corpo de prova foi superior à dos demais.

Na FIGURA 7.9 são comparados os resultados dos ensaios dos ensaios triaxiais convencionais NT100 e NTV115, correspondentes a corpos de prova com o plano de estratificação orientado na direção horizontal e vertical, respectivamente. Esta comparação é apresentada também na FIGURA 5.48, mas na FIGURA 7.9, os módulos de deformabilidade são expressos em termos de G e ε_s . O módulo de cisalhamento G foi calculado a partir do módulo de deformabilidade E e do coeficiente de Poisson. O coeficiente de Poisson foi estimado a partir da relação $\varepsilon_r / \varepsilon_a$, a qual corresponde à Equação 5.2 para o caso particular em que $\Delta\sigma_r = 0$ (trajetórias convencionais). As deformações de cisalhamento foram calculadas a partir das deformações axiais e radiais como sendo $\varepsilon_s = 2/3 (\varepsilon_a + \varepsilon_r)$. Esta relação equivale à expressão $\varepsilon_s = 2/3 (\varepsilon_a - \varepsilon_r)$ da teoria da elasticidade. No entanto, na teoria da elasticidade, tanto as deformações axiais como as deformações radiais são positivas para compressão. Em mecânica dos solos, o sinal das deformações radiais é convencionalizado como positivo para deformações de expansão radial. Disto resulta que a deformação de cisalhamento deve ser calculada como sendo $2/3$ da soma das deformações de compressão axial e de expansão radial, que representam a distorção imposta ao corpo de prova.

São ainda apresentados nesta figura os resultados obtidos com os ensaios de *cross hole* e *bender elements*. No ensaio de *cross hole*, a direção de propagação da onda cisalhante é paralela à estratificação. No ensaio de *bender elements*, no entanto, a direção de propagação da onda cisalhante é perpendicular à estratificação. Por este motivo, a curva $\log G: \log \varepsilon_s$ do ensaio triaxial NT100 foi associada à rigidez inicial obtida no ensaio de *bender elements*, através de uma linha tracejada. Da mesma forma, o ensaio NTV115 foi associado ao ensaio *cross hole*. São ainda apresentados nesta figura os resultados do ensaio pressiométrico realizado na profundidade de 6m. Estes resultados referem-se aos valores de G_{sec} obtidos no primeiro carregamento. Os resultados pressiométricos e triaxiais mostram coerência e sugerem fortemente que o comportamento do solo residual BRS é anisotrópico para todo o intervalo de

deformações investigado. É interessante notar que os módulos iniciais obtidos no ensaio pressiométrico são iguais aos módulos obtidos no ensaio NTV115. Para maiores níveis de deformação, no entanto, os módulos pressiométricos são superiores aos triaxiais. Uma possível justificativa para estas diferenças é a de que no ensaio pressiométrico a rigidez representa um valor médio obtido para uma região na qual diferentes níveis de deformação de cisalhamento são mobilizados.

O conjunto de resultados de ensaios triaxiais apresentados no capítulo 5 sugere que a presença de patamares nas curvas $E: \log \varepsilon_i$ esteja relacionada às diferentes características de deformabilidade do arranjo de grãos observado nas análises de microestrutura (ver Capítulo 3), isto é, das bandas brancas (com partículas mais grossas pouco cimentadas por óxido de ferro) e das bandas rosas (com partículas mais finas envolvidas por uma matriz secundária argilosa enriquecida com óxidos de ferro). Uma forma de interpretação possível é sugerida a seguir. Os patamares observados nos ensaios com trajetória de tensões do tipo convencional podem significar a ocorrência de um enrijecimento do corpo de prova à medida que a deformabilidade das bandas brancas (supostas inicialmente menos rígidas) se aproxima da deformabilidade das bandas rosas (supostas inicialmente mais rígidas). As restrições à deformação lateral geradas pela cimentação das bandas rosas possivelmente forçam as bandas brancas a seguir localmente uma trajetória de tensões do tipo K_o , com enrijecimento durante a deformação vertical. Continuando o carregamento vertical, o enrijecimento observado é então seguido por uma plastificação intensa de toda a massa de solo, com a subsequente grande redução de rigidez observada nos ensaios. Isto é consistente com o crescimento das deformações laterais do corpo de prova observadas a partir do final do patamar de E constante (FIGURAS 5.5 a 5.10).

Este mecanismo de formação de patamares na curva $E: \log \varepsilon_i$ não ocorre nem no solo reconstituído nem no solo artificialmente cimentado. Conforme mostrado pelas análises de microestrutura, estes materiais não apresentam um arranjo de grãos com intercalação de finas camadas com diferentes texturas e grau de cimentação. Isto é confirmado pelos resultados dos ensaios triaxiais convencionais nestes materiais, que não apresentam patamares. Este mecanismo também não é esperado nos ensaios em que ocorre variação de tensão efetiva lateral. Nestes ensaios, as variações de tensão efetiva são provavelmente transferidas predominantemente às bandas rosa, pela sua maior rigidez. Também neste caso, as curvas $\log E: \log \varepsilon_i$ não apresentaram patamares intermediários. As evidências de anisotropia identificadas pelos diferentes ensaios realizados no solo BRS são consistentes com o tipo de microestrutura observada no Capítulo 3.

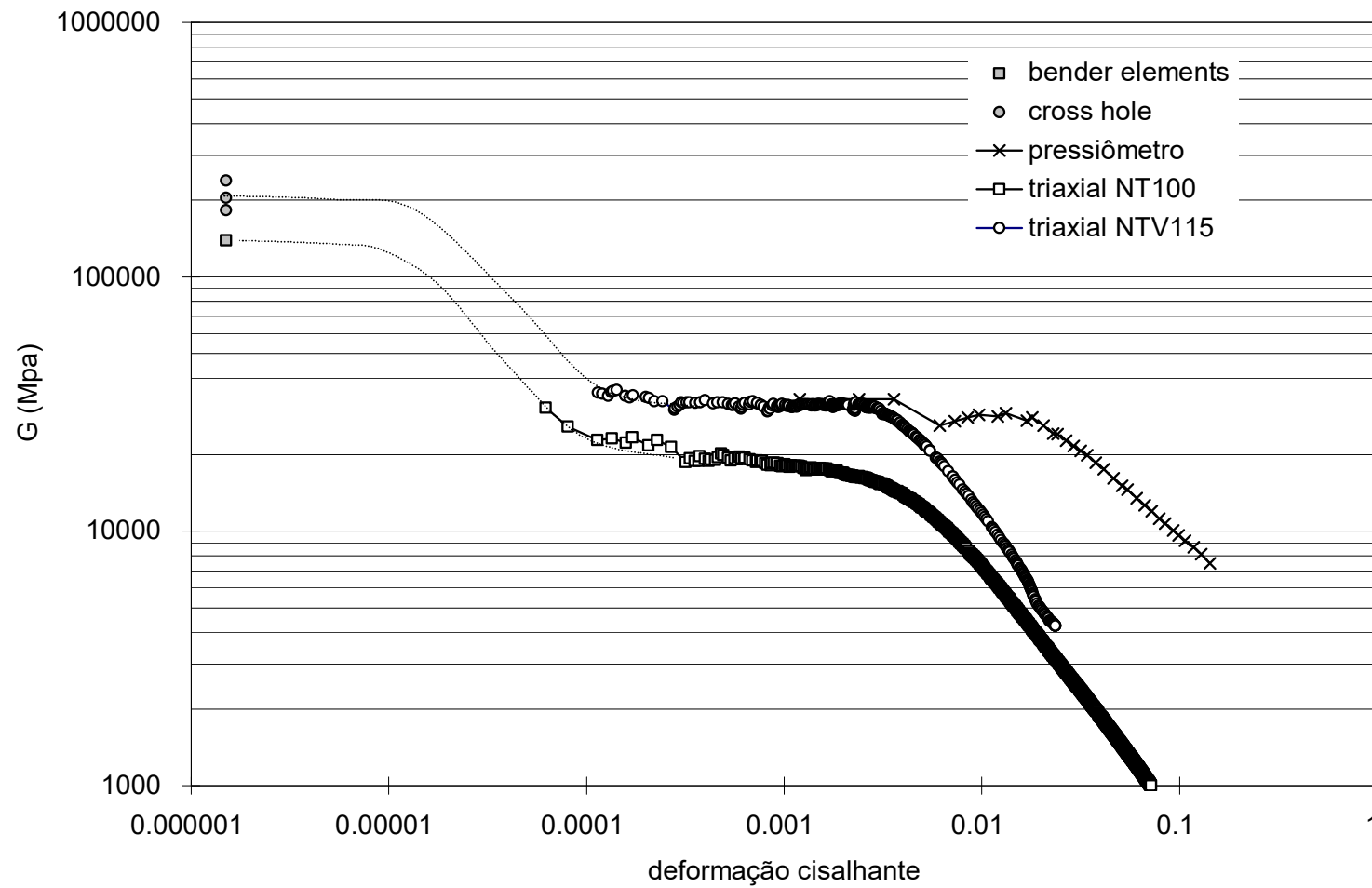


FIGURA 7.9 Curva de degradação do módulo de cisalhamento com a deformação axial, $\log G: \log \varepsilon_a$ obtida a partir de diferentes ensaios de campo e de laboratório realizados no solo BRS natural

7.6 Superfície de Plastificação da Estrutura

Leroueil & Vaughan (1990) descrevem que a *estrutura* de um solo decorre de duas componentes: a cimentação entre partículas e o arranjo de grãos. Nas análises por microscopia ótica e eletrônica estas duas componentes foram identificadas no solo BRS natural da Vila Scharlau. No entanto, é difícil identificar qual a influência isolada de cada uma destas componentes no comportamento mecânico dos solos estruturados. No caso do solo BRS natural, esta dissociação permitiria compreender melhor se o comportamento de pico de resistência observado para baixos níveis de tensão se deve à cimentação ou ao arranjo de grãos. A superfície de plastificação da estrutura estando situada abaixo da envoltória de resistência ao cisalhamento indica claramente a influência de uma componente estrutural no solo BRS natural. No entanto, o comportamento de expansão volumétrica observado para baixos níveis de tensão, sugere que esta componente esteja associada principalmente ao arranjo de grãos, já que em um solo cimentado, a ruptura das ligações entre partículas precede grandes deformações de expansão volumétrica. A realização de ensaios triaxiais em amostras artificialmente cimentadas, nas quais o arranjo de grãos é aleatório, teve por objetivo identificar a importância relativa das componentes estruturais do solo natural.

Na FIGURA 5.46 foi proposta uma forma de superfície de plastificação da estrutura com base nos resultados de ensaios triaxiais realizados nesta tese e em outros trabalhos no solo BRS natural (Martins, 1994; Ferreira, 1998). Na FIGURA 7.10, os mesmos resultados são apresentados em uma escala 1:1 de $q: p'$. Nesta figura é mostrada, também, a trajetória de tensões K_o descrita pelo solo BRS natural e apresentada anteriormente por Martins (1994). É interessante notar que os pontos de plastificação definem uma superfície de plastificação que se aproxima da forma circular. Nota-se que a trajetória K_o contorna internamente esta superfície de plastificação. Martins (1994) descreve que, em dois ensaios triaxiais K_o realizados, o controle da trajetória de tensões foi perdido na região do plano $q: p'$ correspondente ao ponto em que esta trajetória tenderia a ultrapassar a superfície de plastificação, como mostrado na FIGURA 7.10. Este comportamento pode ser comparado ao dos ensaios de extensão axial com simultânea compressão radial apresentados nesta tese, nos quais o solo sofre um significativo colapso radial ao atingir a plastificação (FIGURAS 5.43(b) e 5.44(b)), com brusca redução das tensões verticais e radiais.

Leroueil & Vaughan (1990) argumentam que, em solos de origem sedimentar, a superfície de plastificação se apresenta aproximadamente centrada em relação ao eixo de consolidação K_o , enquanto que, em solos residuais, esta superfície é centrada em torno do eixo isotrópico. No caso do solo BRS as duas condições são observadas, pois se trata de um solo residual de uma rocha de origem sedimentar,

onde o arranjo de grãos original permanece claramente organizado. Isto posto, apresentada-se na FIGURA 7.11 uma forma alternativa para a superfície de plastificação, a qual busca considerar a tendência mostrada pelos poucos pontos definidos na região do eixo isotrópico e abaixo deste. Esta superfície apresenta-se alongada na direção do eixo K_0 definido pelo solo reconstituído (SEÇÃO 4.2). Na FIGURA 7.11 a superfície de plastificação é associada a uma faixa, que representa a região onde possíveis pontos de plastificação da estrutura podem se situar.

Ferreira (1998) apresentou resultados que mostram que para dois diferentes índices de vazios iniciais, o solo BRS natural apresenta uma mesma superfície de plastificação da estrutura. Contudo, na FIGURA 5.38 são apresentadas as superfícies de plastificação da estrutura identificadas para os solos artificialmente cimentados em diferentes e_0 e teores volumétricos de cimento (TVC). Estas superfícies refletem o fato de que, neste material granular artificialmente cimentado, o índice de vazios representa um fator importante e uma redução no índice de vazios implica em um alargamento da superfície de plastificação para um mesmo teor volumétrico de cimento. Desta forma, não é possível estabelecer um paralelo entre a observação de Ferreira (1998) e os resultados obtidos nesta tese com os solos artificialmente cimentados, o que seria importante para permitir melhor compreender os mecanismos de plastificação que ocorrem no solo natural.

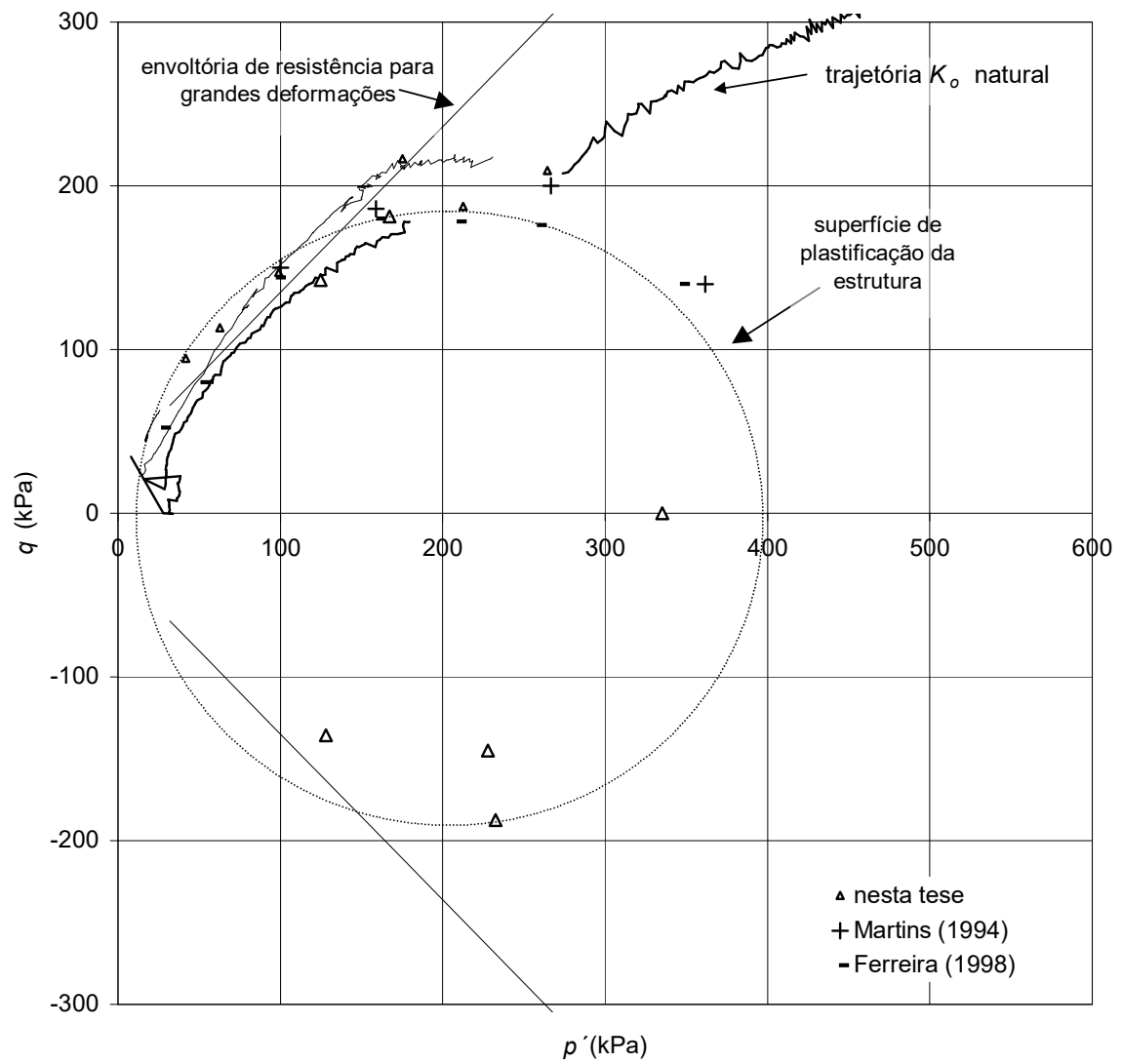


FIGURA 7. 10 – Superfície de plastificação proposta para o solo BRS natural identificada no plano $q: p'$, em escala 1:1.

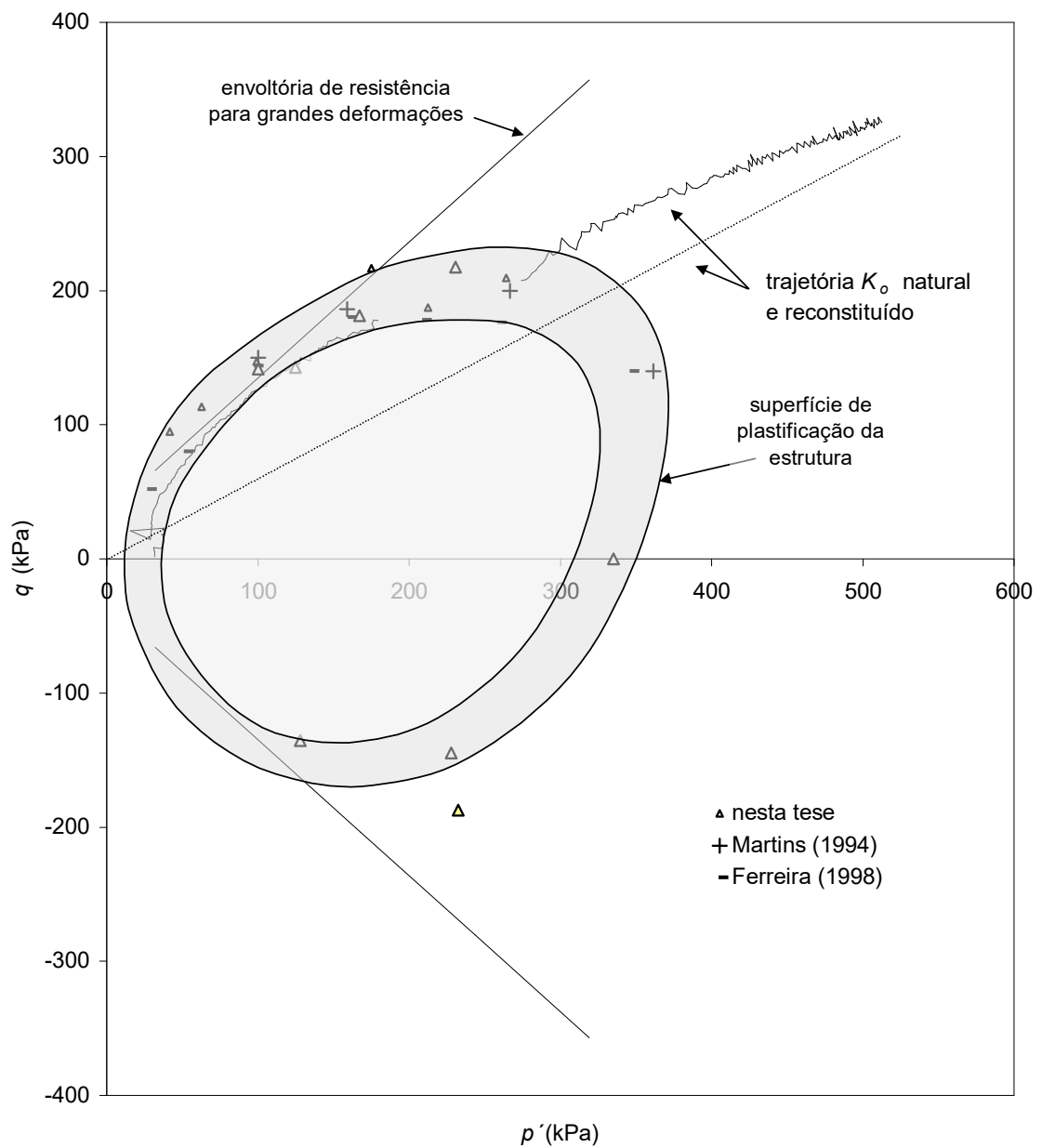


FIGURA 7. 11 Forma alternativa de superfície de plastificação, considerando um possível deslocamento em relação ao eixo de consolidação K_o

7.7 Normalização do comportamento

O principal objetivo das séries de ensaios de compressibilidade e triaxiais realizados em amostras do solo BRS artificialmente cimentado em diferentes porosidade e graus de cimentação foi buscar evidenciar os parâmetros que influenciavam a transição de comportamento entre o modelo proposto por Leroueil & Vaughan (1990) e aquele proposto por Cuccovillo & Coop (1999).

Conforme descrito no Capítulo 2, Seção 2.3.5 e 2.3.6, em função do efeito relativo da porosidade e do grau de cimentação, um solo estruturado pode apresentar diferenças significativas em relação à generalização proposta por Leroueil & Vaughan (1990) para solo estruturados. As principais diferenças incluem: (i) a impossibilidade de caracterizar, através de ensaios de compressão unidimensional, a região à direita da curva de compressão normal (NCL), a qual somente pode ser atingida pelo material estruturado; e (ii) um comportamento de pico de resistência ao cisalhamento associado à dilatação volumétrica para baixos níveis de tensão em compressão triaxial, como postulado pelo modelo de comportamento clássico e que segundo o modelo Leroueil & Vaughan (1990) não se verificaria para solos estruturados. Estas duas dificuldades foram observadas no solo BRS natural, o qual foi, por este motivo, caracterizado nesta tese como um solo *fracamente* estruturado, segundo a definição proposta por Cuccovillo & Coop (1999). No entanto, esta associação é baseada na hipótese de que, havendo uma NCL para o solo BRS, esta linha se situa, certamente, muito à direita da curva de compressão definida pelo solo natural.

A localização das linhas de referência, NCL ou CSL, possibilitaria a normalização do comportamento em relação à estas linhas, como proposto pela Teoria do Estado Crítico, o que possibilitaria verificar (i) a consistência das relações tensão x volume, (ii) a convergência do comportamento para o estado crítico com o aumento do nível de deformação, e (iii) a forma das trajetórias normalizadas, o que permite inferir sobre seu caráter normalmente adensado, sobreadensado ou estruturado (Coop, 2000). Importantes observações sobre o caráter estruturado de um material e seu comportamento podem ser feitas a partir deste tipo de normalização, na qual se colocam em perspectiva as diferenças entre o comportamento intrínseco e o comportamento natural. Para o solo BRS, no entanto, não foi possível definir o estado de referência (NCL). O nível de deformações axiais alcançados nos ensaios triaxiais não permitiu alcançar o estado último. Deformações da ordem de 40% podem ser necessárias em areias estruturadas para alcançar o estado último (Coop, 2000(b)). Em função disto, não foi possível definir a posição da linha do estado crítico (CSL) para o solo BRS.

Parâmetros de normalização do comportamento de solos estruturados tem sido propostos, também, em função da resistência a compressão simples ou da tensão de plastificação da estrutura (Huang & Airey, 1993, Prietto, 1996). Estas normalizações visaram, de forma geral, a definição de parâmetros de modelagem deste comportamento. Burland (1990) propõe uma normalização aplicada a solos argilosos, onde o parâmetro de normalização representa a declividade da curva de compressão unidimensional. Estas propostas são importantes na medida que, alcançada a normalização, pode-se compreender a influência de um determinado parâmetro no comportamento mecânico, a partir do comportamento intrínseco.

A partir dos resultados dos ensaios de compressão unidimensional no solo artificialmente cimentado, foi possível propor uma normalização do comportamento em compressão unidimensional. Esta proposta consiste na normalização do plano $e: \log \sigma'_v$ em relação ao índice de vazios inicial e_o e à tensão de plastificação da estrutura σ'_y , caracterizada neste ensaio. No plano normalizado ($e/e_o: \log (\sigma'_v/\sigma'_y)$), as curvas definidas para diferentes e_o e TVC definem uma única envoltória, a qual ultrapassa as curvas de compressão normalizadas definidas pelo solo reconstituído em diferentes e_o . A região entre estas curvas pode ser, então, comparada à região definida por Leroueil & Vaughan (1990) como espaço permitido para materiais estruturados, localizada à direita da NCL do mesmo material reconstituído.

A FIGURA 4.28 mostra que a tensão de plastificação identificada no ensaio de compressão unidimensional não é função somente do TVC, mas é influenciada ainda pelo índice de vazios inicial. Do mesmo modo, a forma das superfícies de plastificação da estrutura identificadas na FIGURA 5.38 para os solos artificialmente cimentados é função do TVC e do e_o . Na FIGURA 7.12, uma linha de tendência é sugerida para as tensões de plastificação da estrutura σ'_y apresentadas também na FIGURA 4.28. Para as tensões de plastificação da estrutura definidas para o solo artificialmente cimentado com $TVC = 0,01 \text{ g/cm}^3$, alguma dispersão é notada em relação à linha de tendência sugerida. Nota-se que o ponto correspondente à plastificação do solo natural se situa sobre esta linha tracejada. Isto é consistente com os resultados de outros ensaios triaxiais, de resistência à compressão simples e de compressão unidimensional, para os quais o comportamento do solo natural se aproxima do comportamento do solo AC07, correspondente ao mesmo índice de vazios inicial e a um $TVC = 0,01 \text{ g/cm}^3$. Para o solo artificialmente cimentado com $TVC = 0,015 \text{ g/cm}^3$, a tendência identificada na FIGURA 7.12 é mais bem definida.

Na FIGURA 7.13 são apresentadas as superfícies de plastificação da estrutura definidas para diferentes e_o e TVC (FIGURA 5.38) normalizadas em relação aos valores de σ'_y , estimados a partir das linhas de tendência sugeridas na FIGURA 7.12. É importante notar que se dispõe de apenas três pontos

de plastificação para cada combinação de TVC e e_o , sendo que alguma dispersão pode estar associada ao processo de moldagem dos corpos de prova. Os dados referentes aos ensaios da série NT, realizados no solo natural, são também apresentados nesta figura. Caso a tensão de plastificação da estrutura fosse relacionada ao carregamento isotrópico, a superfície normalizada passaria pelo ponto $p'/\sigma'_y = 1, q/\sigma'_y = 0$. Embora alguns pontos apresentem dispersão em relação à superfície de plastificação normalizada, a maioria dos pontos permite considerar que a tensão de plastificação da estrutura definida nos ensaios de compressão unidimensional representa um parâmetro de normalização consistente, que permite normalizar não somente o comportamento em compressão, mas também o comportamento em cisalhamento. Esta normalização demonstra, também, que as superfícies de plastificação definidas nos ensaios triaxiais nos solos artificialmente cimentados são consistentes e representam, de fato, a influência da estrutura no comportamento deste material.

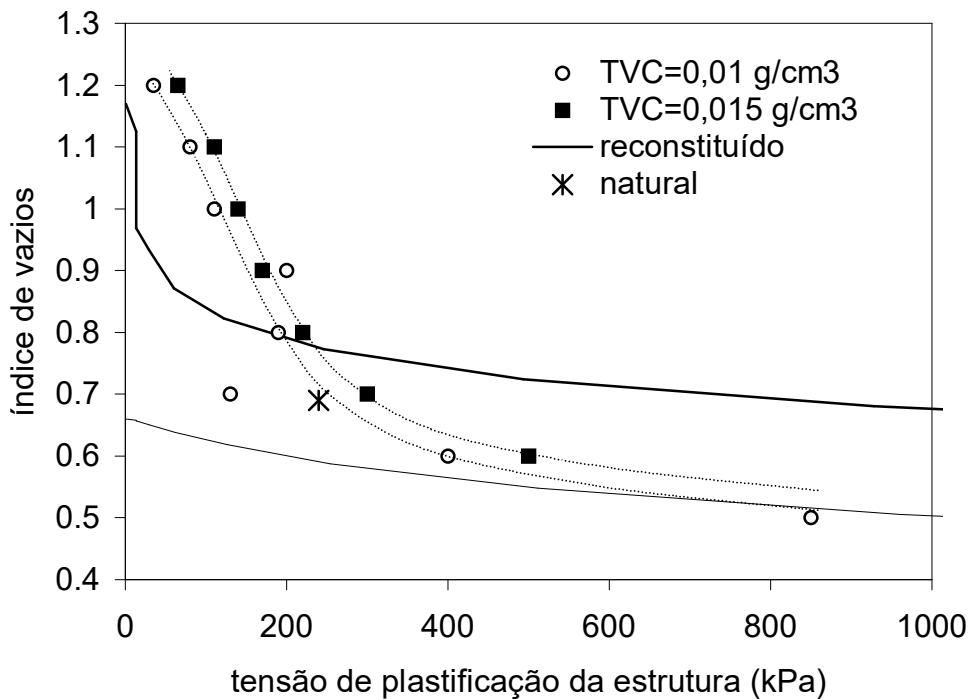


FIGURA 7. 12 Estimativa de σ'_y considerando a tendência identificada pela linha tracejada.

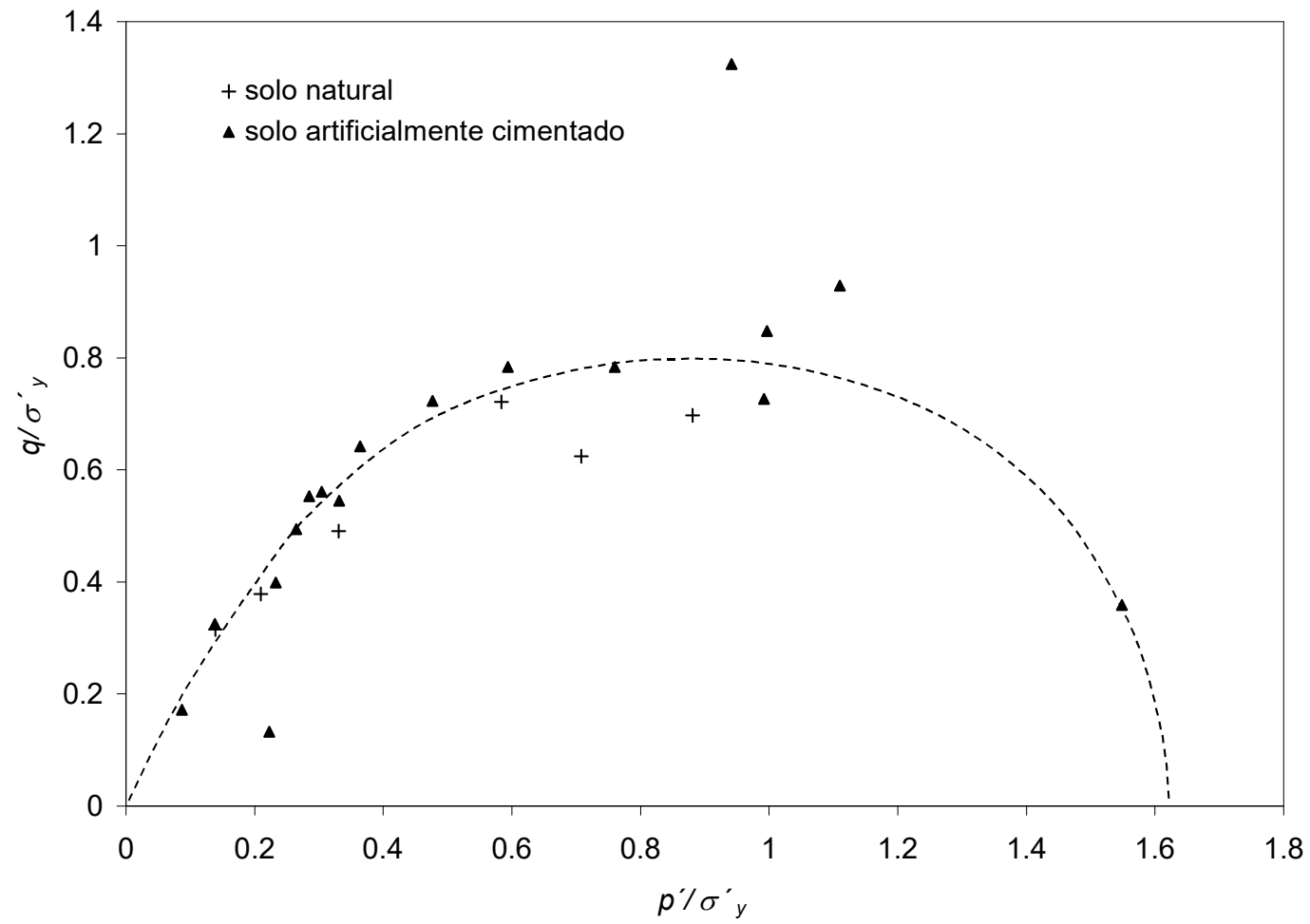


FIGURA 7. 13 Superfícies de plastificação dos solos artificialmente cimentados e solo BRS natural normalizadas em relação à σ'_y

8 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

- O trabalho de tese consistiu na investigação experimental do comportamento mecânico do solo residual de arenito Botucatu (BRS) do sítio da Vila Scharlau/RS. A investigação envolveu ensaios de caracterização, ensaios de compressão unidimensional e de compressão isotrópica, ensaios triaxiais sob diferentes trajetórias de tensão, ensaios pressiométricos e ensaios dinâmicos do tipo *bender elements* e *cross hole*. Estes ensaios foram realizados no solo BRS natural, reconstituído e artificialmente cimentado em diferentes índices de vazios iniciais. Uma investigação da microestrutura por microscopia ótica e eletrônica foi também realizada. A interpretação destes ensaios foi realizada com base em modelos de comportamento desenvolvidos para solos reconstituídos (Teoria do Estado Crítico) e para solos estruturados (Leroueil & Vaughan, 1990; Cuccovillo & Coop, 1999). As principais conclusões deste trabalho são apresentadas a seguir.

8.1 Conclusões

8.1.1 Caracterização do solo

- O solo residual de arenito Botucatu estudado nesta tese é composto por grãos detríticos de forma subarredondada de quartzo mono e policristalinos e por fragmentos de rochas de origem metamórfica (filito e quartzito micáceo, entre outros). Grãos detríticos de feldspato não estão mais presentes devido ao intenso intemperismo atuante no talude estudado, havendo, no entanto, evidências de sua ocorrência prévia (contornos ferruginosos denominados *fantasmas de feldspato*). A decomposição dos feldspatos deu origem a argilominerais neoformados predominantemente do tipo caulinita, os quais constituem uma matriz secundária altamente porosa que preenche parte dos espaços entre os grãos detríticos. Foi identificada cimentação por óxidos de ferro e por crescimento autigênico de quartzo.
- A microestrutura do solo BRS revela a sua origem eólica, sendo composta por bandas de cor branca intercaladas com bandas de cor rosa. As bandas brancas são compostas por grãos de tamanho areia fina a média envolvidos por uma matriz de argilominerais do tipo caulinita. As bandas de cor rosa são compostas por grãos de tamanho areia fina, também envolvidos por argilominerais do tipo caulinita, mas cimentados por óxidos de ferro. Nas bandas de cor rosa, os grãos se encontram mais próximos uns dos outros, em comparação com as bandas de cor branca, sugerindo menor porosidade.

- A microestrutura do solo BRS natural apresenta um aspecto organizado, com grãos de quartzo encaixados na matriz argilosa secundária. Os argilominerais se situam em micro-sítios preferenciais e guardam, ainda, o pacote lamelar original. Grandes poros são visíveis neste entorno. Pontes de argilominerais são identificadas. Em grande parte, a matriz secundária argilosa apresenta um aspecto uniforme devido ao recobrimento por óxidos de ferro.
- No solo BRS reconstituído, os argilominerais passam a envolver os grãos de quartzo que se encontram soltos e distribuídos aleatoriamente. Devido à remoldagem, perde-se as características de uniformidade da matriz secundária argilosa, e os argilominerais se apresentam totalmente dispersos. Não mais são visíveis pontes e pacotes de argilominerais organizados, tais como o empilhamento de lamelas. Os poros são de menor tamanho.
- O ensaio de granulometria por sedimentação indicou uma fração significativa de grãos tamanho silte, os quais não foram observados nas análises de microscopia na forma de grãos individualizados. Possivelmente, esta fração silte é composta por agregados de argilominerais que não puderam ser destruídos pelo procedimento de dispersão utilizado. A caracterização com base nas análises por microscopia ótica e eletrônica indica que os finos presentes no solo BRS são argilominerais do tipo caulinita, ou seja, finos plásticos. A caracterização com base na análise granulométrica e nos limites de consistência realizada segundo as normas brasileiras, indica que o solo BRS constitui-se em um solo não plástico.

8.1.2 Compressibilidade

- Os ensaios oedométricos realizados no solo BRS reconstituído mostraram que as curvas de compressão do primeiro carregamento do solo BRS reconstituído obtidas a partir de diferentes e_0 são paralelas e não apresentam convergência para uma mesma NCL dentro do intervalo de tensões investigado ($\sigma'_v \leq 3,2$ MPa). Esta descrição corresponde ao comportamento esperado para solos arenosos, para níveis de tensão inferiores aos associados à NCL.
- A declividade das curvas de compressão de primeiro carregamento do solo BRS reconstituído é consideravelmente maior que a declividade das curvas de compressão de primeiro carregamento de solos granulares limpos ou com finos não plásticos, para baixos níveis de tensão. A declividade das curvas de compressão do primeiro carregamento do solo BRS reconstituído é comparável à declividade da própria NCL de solos granulares com finos não plásticos.

- Conforme Coop & Lee (1993), a baixos níveis de tensão, a declividade das curvas de primeiro carregamento solos granulares é similar à declividade das correspondentes curvas de expansão, mas para maiores níveis de tensão, as curvas de primeiro carregamento convergem para uma única NCL, cuja declividade é aproximadamente 10 vezes maior que a declividade das curvas de expansão. Para o solo BRS, observa-se que, já no primeiro carregamento, as curvas de compressão apresentam uma declividade da ordem de 10 vezes a declividade das curvas de expansão.
- As evidências acima sugerem fortemente que o solo BRS reconstituído não apresenta uma única NCL, como definida pela Teoria do Estado Crítico. Este comportamento parece estar associado não apenas à granulometria mista do solo BRS, mas à plasticidade dos finos presentes neste solo.
- Em compressão, o solo BRS natural não pode ser caracterizado como um material estruturado segundo o critério proposto por Leroueil & Vaughan (1990), pois a plastificação da estrutura ocorre, na curva $e: \log \sigma'_v$, à esquerda das linhas de compressão definidas pelo solo reconstituído em índices de vazios elevados ($e_o > 0,9$).
- O solo BRS natural enquadra-se melhor no padrão de comportamento proposto por Cuccovillo & Coop (1999) para solos *fracamente* estruturados, mas a indefinição de uma NCL dificulta a aplicação direta deste critério.
- Em decorrência das múltiplas linhas de compressão definidas para o solo BRS reconstituído serem paralelas entre si, o índice de vazios inicial representa um parâmetro de normalização do comportamento em compressão. Apenas para os menores índices de vazios, alcançados por compactação, observa-se que a curva de compressão normalizada apresenta alguma dispersão em relação à definida para os demais e_o .
- Para os solos artificialmente cimentado e natural, a normalização em relação ao e_o não foi satisfatória já que as curvas de compressão definidas nestes materiais não foram paralelas entre si. A normalização deste comportamento foi alcançada no plano $e/e_o: \log \sigma'_v/\sigma'_y$ onde σ'_y representa a tensão de plastificação da estrutura, identificada no ensaio de compressão unidimensional. Esta normalização foi consistente para corpos de prova com diferentes índices de vazios iniciais e teores volumétricos de cimento (TVC), cujas curvas normalizadas definiram uma única relação no plano $e/e_o: \log \sigma'_v/\sigma'_y$, limitada a uma estreita faixa de dispersão. Esta normalização permitiu caracterizar, para o solo BRS natural, uma região no plano normalizado $e/e_o: \log (\sigma'_v/\sigma'_y)$ que somente pode ser alcançada pelo solo estruturado, semelhante, portanto, à região proposta por Leroueil & Vaughan (1990) para caracterizar a estrutura natural de solos e rochas brandas.

- O comportamento em compressão isotrópica do solo BRS natural revelou, antes da plastificação, aspectos significativos de anisotropia ($\varepsilon_r \approx 0,05 \cdot \varepsilon_a$) que somente puderam ser identificados devido à utilização de instrumentação local de deformações radiais e axiais. Entretanto, para maiores níveis de tensão, este comportamento tende a se tornar isotrópico.
- Após a plastificação da estrutura, identificada no ensaio de compressão isotrópica para $p' \approx 320$ kPa, nenhuma mudança significativa foi observada na curva de compressão em relação ao padrão estabelecido nos demais ensaios. Portanto, para níveis de p' de até 6700 kPa não há evidências que indiquem a convergência das diferentes curvas de compressão para uma única NCL.

8.1.3 Resistência ao cisalhamento

- O solo BRS natural apresenta, para baixos níveis de tensão efetiva (< 100 kPa) a formação de pico de resistência ao cisalhamento associado à máxima taxa de expansão volumétrica, o que sugere que a formação do pico de resistência ao cisalhamento está relacionada diretamente ao índice de vazios inicial deste material. No entanto, para o solo BRS natural, existem evidências que sugerem fortemente que este comportamento esteja associado à cimentação entre partículas.
- Para $\sigma'_c = 100$ kPa, o solo natural alcança a ruptura por cisalhamento para níveis de $\varepsilon_a \approx 1\%$, mobilizando deformações de expansão volumétrica somente para maiores níveis de ε_a . O ensaio com o solo reconstituído no mesmo e_o que o solo natural e ensaiado com $\sigma'_c = 100$ kPa (ensaio NT100r), apresentou grandes deformações de compressão volumétrica, não tendo alcançado a ruptura para $\varepsilon_a \approx 2\%$.
- Para maiores níveis de tensão efetiva (> 100 kPa), o comportamento do solo BRS natural é consistente com o modelo de comportamento de solos estruturados descrito por Leroueil & Vaughan (1990), segundo o qual um ponto de plastificação pode ser identificado na curva tensão x deformação antes do solo atingir a envoltória de resistência ao cisalhamento. Neste caso, observou-se que o comportamento do solo BRS natural é de compressão volumétrica e a resistência ao cisalhamento somente é alcançada para elevados níveis de deformação axial, após grandes deformações de compressão.
- O solo artificialmente cimentado apresentou um comportamento similar ao observado para o solo natural para baixos níveis de tensão, com pico de resistência ao cisalhamento coincidindo com a máxima taxa de expansão volumétrica. Ao atingir o pico de resistência ao cisalhamento, a expansão volumétrica cessa bruscamente nos solos artificialmente cimentados. O aumento no teor volumétrico

de cimento resultou em um aumento da resistência de pico, o que indica que esta resistência esta associada ao grau de cimentação.

- Para o solo BRS da RS-239, com menor índice de vazios inicial mas com o mesmo grau de cimentação que o solo BRS da Vila Scharlau (Ferreira, 1998), a resistência ao cisalhamento e a rigidez observadas para baixos níveis de tensão são virtualmente iguais às observadas para o solo BRS da Vila Scharlau. Isto indica que tal comportamento está associado à cimentação entre partículas, e não ao índice de vazios inicial destes materiais.
- Estas evidências indicam que o pico de resistência ao cisalhamento esteja associado à estrutura natural do solo BRS da Vila Scharlau. A coincidência entre o pico e a máxima taxa de expansão volumétrica consiste na segunda diferença importante entre o modelo descrito por Leroueil & Vaughan (1990) para solos estruturados e o solo BRS.
- A determinação do estado último neste solo exige a imposição de grandes deformações de cisalhamento. Para baixos níveis de tensão, no entanto, o comportamento frágil deste solo resulta na concentração das deformações em um plano preferencial de ruptura, o que torna difícil a correta avaliação destas deformações. Isto representa uma grande limitação do equipamento triaxial.

8.1.4 Deformabilidade

- O intervalo elástico linear do solo BRS natural ocorre para deformações axiais da ordem de 10^{-5} . Para maiores deformações axiais, o módulo de deformabilidade cai exponencialmente com a deformação axial, caracterizando um comportamento não linear. No entanto, para deformações axiais entre 10^{-4} e 10^{-3} , as curvas de variação do módulo de deformabilidade E com a deformação axial, obtidas para ensaios triaxiais convencionais definem um patamar intermediário ao longo do qual o módulo de deformabilidade se mantém aproximadamente constante com a deformação axial. Um comportamento semelhante é observado no ensaio de compressão isotrópica, na curva de variação do módulo de compressão volumétrica K com a deformação volumétrica. Este comportamento não pode ser simulado pela cimentação artificial.
- Para os demais ensaios triaxiais realizados no solo BRS natural, seguindo trajetórias de tensões não convencionais, de descarregamento lateral ou de carregamento lateral com descarregamento axial, a presença de um patamar intermediário na curva $\log E: \log \varepsilon_a$, também não é observada.
- A medição das deformações radiais permitiu associar o comportamento acima descrito à microestrutura do solo e ao seu caráter anisotrópico. Nos ensaios convencionais, as deformações

radiais são inicialmente muito pequenas em relação às deformações axiais, mas, a partir do final do patamar E constante, grandes deformações radiais passam a ocorrer. Nos demais ensaios realizados no solo BRS natural, as deformações radiais são da mesma ordem de grandeza que as deformações axiais, desde de os primeiros estágios do carregamento.

- Para uma mesma resistência à compressão simples, o módulo de deformabilidade inicial do solo artificialmente cimentado é maior que o do solo BRS natural devido ao fato de que no solo artificialmente cimentado a cimentação está uniformemente distribuída, enquanto que para o solo natural, a cimentação se concentra nas bandas de cor rosa. Para maiores níveis de deformação, devido à presença do patamar E constante, a rigidez do solo natural se aproxima da do solo artificialmente cimentado.
- A avaliação do módulo de deformabilidade em ensaios triaxiais não convencionais é dificultada devido ao fato de que a tensão de confinamento não é mantida constante durante o ensaio. Muitas vezes, a avaliação da rigidez de ensaios triaxiais é realizada pela comparação direta da relação q/ε_v obtida em ensaios drenado e não drenados ou seguindo trajetórias de tensões não convencionais. Nestes ensaios, a variação da tensão desvio representa a soma das variações das tensões principais, e a relação q/ε_v não é representativa de E .
- Os ensaios de *bender elements* permitiram identificar uma mudança de comportamento na curva de variação do módulo de deformabilidade inicial E_o com o nível de tensão isotrópica efetiva, a qual está associada ao ponto de plastificação observado em compressão isotrópica. Esta curva descreve um padrão já anteriormente observado para outros solos estruturados (Bressani, 1993), no qual o módulo varia significativamente com o nível de tensão isotrópica efetiva até a plastificação da estrutura, quando o colapso estrutural resulta numa mudança desta tendência de crescimento. Para maiores níveis de tensão isotrópica efetiva, o módulo torna a crescer. Este padrão difere daquele descrito para outros solos estruturados e rochas brandas (Cuccovillo & Coop, 1999).
- No solo BRS da Vila Scharlau, o final do intervalo linear elástico não pode ser associado à plastificação da estrutura, como ocorre para outros materiais estruturados descritos na literatura (Cuccovillo & Coop, 1999).

8.1.5 Superfície de plastificação da estrutura

- A plastificação da estrutura do solo BRS natural pode ser associada ao pico de resistência ao cisalhamento em baixos níveis de tensão efetiva. Para maiores níveis de tensão efetiva, a

plastificação da estrutura implica em uma perda de rigidez que pode ser claramente identificada na curva tensão desvio x deformação axial.

- A superfície de plastificação identificada para o solo BRS da Vila Scharlau se deve à componente estrutural de cimentação. Isto foi evidenciado pelos ensaios realizados no solo artificialmente cimentado no mesmo e_o que o solo natural, no qual o arranjo de grãos foi totalmente destruído e para o qual se identifica uma superfície de plastificação da estrutura similar à observada no solo natural.
- Não foi possível normalizar as diversas superfícies de plastificação identificadas para o solo natural e artificialmente cimentado em relação à NCL, já que esta linha não foi identificada. As diversas superfícies de plastificação da estrutura identificadas para o solo natural e para os solos artificialmente cimentados com diferentes e_o e para dois TVC foram satisfatoriamente normalizadas em relação à tensão de plastificação da estrutura σ'_y identificada nos ensaios de compressão unidimensional, no plano $q/\sigma'_y; p'/\sigma'_y$.
- Os diversos pontos de plastificação identificados sugerem que a superfície de plastificação da estrutura natural do solo BRS da Vila Scharlau se apresenta centrada em torno do eixo de compressão K_o .

8.2 Sugestões para futuros trabalhos

- Realizar ensaios de compressão unidimensional no solo reconstituído até níveis de tensão vertical efetiva superiores a 10 MPa, tendo em vista verificar a existência de uma NCL para maiores níveis de tensão efetiva;
- Realizar ensaios triaxiais convencionais para diversos níveis de tensão efetiva inicial no solo reconstituído no mesmo índice de vazios natural, submetendo o solo a grandes deformações axiais e com controle sobre o volume específico do material, tendo em vista (i) definir a posição da linha do estado crítico do solo BRS e (ii) verificar o comportamento em cisalhamento do solo reconstituído;
- Realizar ensaios triaxiais convencionais para diversos níveis de tensão efetiva inicial no solo natural, submetendo o solo a grandes deformações axiais e com controle sobre o volume específico do material, tendo em vista a definição do comportamento para maiores níveis de deformação;
- Realizar ensaios triaxiais de compressão isotrópica com solos naturais obtidos de diferentes profundidades da jazida da Vila Scharlau, de forma a caracterizar o perfil de intemperismo através

da análise da microestrutura e seu relacionamento com o grau de cimentação e o índice de vazios natural;

- Realizar ensaios de compressão isotrópica nos solos artificialmente cimentados a fim de identificar a tensão de plastificação isotrópica, visando a normalização das superfícies de plastificação destes solos em relação à tensão de plastificação isotrópica;
- Realizar ensaios triaxiais que permitam caracterizar melhor a forma da superfície de plastificação da estrutura para valores de $q < 0$;
- Realizar ensaios triaxiais e de compressão unidimensional em corpos de prova moldados com o plano de estratificação orientado na direção vertical;
- Realizar ensaios triaxiais com corpos de prova moldados com diferentes inclinações do plano de estratificação com a horizontal;
- Avaliar a influência da sucção no comportamento geral do solo BRS natural.
- Realizar ensaios triaxiais convencionais no solo BRS natural para maiores níveis de tensões de confinamento, superiores à tensão de plastificação isotrópica.

9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

de ALBA, P.M.; BALDWIN, K. Use of bender elements in soil dynamics experiments. In: RECENT ADVENCES IN INSTRUMENTATION DATA ACQUISITION AND TESTING IN SOIL DYNAMICS. 1991, Florida, **Proc...** - Ed. Bhatia & Blaney, ASCE, Geotechnical Special Publication n. 29, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS **Determinação do limite de plasticidade**: NBR 7180. Rio de Janeiro, 1984.

_____. **Grãos de solo que passam na peneira 4,8mm - determinação da massa específica**: NBR 6508. Rio de Janeiro, 1984.

_____. **Solo - análise granulométrica**: NBR 7181. Rio de Janeiro, 1984.

_____. **Solo - determinação do limite de liquidez**: NBR 6459. Rio de Janeiro, 1984.

ATKINSON, J. **An introduction to the mechanics of Soils and Foundations**. Maidenhead: McGraw-Hill, 1993.

ATKINSON, J.H.; BRANSBY, P.L. **The mechanics of soils – an introduction to critical state soil mechanics**. Maidenhead: McGraw-Hill, 1978.

ATKINSON, J.H.; SALLFORS, O. Experimental determination of soil properties. In: EUROPEAN CONF. ON SOIL MECH. AND FOUNDNS. ENGG, 10th, Florence, 1991, **Proc...**, A.A.Balkema, 1991, v.3, p.915-956.

AVERSA, S.; EVANGELISTA, A.; LEROUEIL, S.; PICARELLI, L. Some aspects of the mechanical behaviour of structured soils and soft rocks. In: GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS - SOFT ROCKS, 1993, Athens, Greece, **Proc...** Rotterdam: Ed. Anagnostopoulos et al., Balkema, 1993, v.1, p.359-366.

BAGUELIN, F. *et al.* Expansion of cylindrical probes in cohesive soils. **J. Soil Mech. Fdn Engng Div.**, ASCE, 98(SM11), 1129-1142, 1972.

BALDI, G.; HIGHT, D.; THOMAS, D. A reevaluation of conventional triaxial test method. In: SYMP. ON ADVANCED TRIAXIAL TESTING OF SOIL AND ROCK, LOUISVILLE, 1988, **Proc...**, Philadelphia: American Society of Testing and Materials, 1988, p. 219-263.

BARTON, M.E. Cohesive sands: the natural transition from sands to sandstone. In: GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS - SOFT ROCKS, 1993, Athens, Greece, **Proc...** Rotterdam: Ed. Anagnostopoulos et al., Balkema, 1993, v.1, p.367-374.

BEEN, K.; JEFFERIES, M.G. A state parameter for sands. **Geotechnique**, 35(2), 99-112, 1985.

BEEN, K.; JEFFERIES, M.G.; HACHEY, J. The critical state of sands. **Geotechnique**, 41(3), 365-381, 1991.

BELLOTTI, R.; GHIONNA, N.; JAMIOLKOWSKI, M.; ROBERTSON, P.K.; PETERSON, W. Interpretation of moduli from self-boring pressuremeter tests on sand. **Geotechnique**, 39(2), 269-293, 1989.

- BELOTTI, R.; JAMIOLKOWSKI, M.; LO PRESTI, D.C.F.; O'NEILL, D.A. Anisotropy of small strain stiffness in Ticini sand. **Geotechnique**, 46(1), 115-131, 1996.
- BICA, A.V.D. Propriedades geotécnicas de alguns solos do Rio Grande do Sul. CURSO DE APLICAÇÕES DE GEOSSINTÉTICOS EM GEOTECNIA E MEIO AMBIENTE, 1999, Porto Alegre, RS. **Anais...** Porto Alegre: IGS, PUCRS, 1999, p.B1-B10 (não publicado).
- BISHOP, A.W.; WESLEY, L.D. A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing. **Geotechnique**, 25(4), 657-670, 1975.
- BISHOP, A.W.; DONALD, I.B. The experimental study of partly saturated soils in triaxial apparatus. In: 5th INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1961, Paris. **Proc ...** Paris, Dunod, 1961, v.1, p.13-21. (citado no Anexo 1).
- BISHOP, A.W.; HENKEL, D.J.. **The measurement of soil properties in triaxial test**. London,: Edward Arnold, 1962. (citado no Anexo 1).
- BOLTON, M.D. The strength and dilatancy of sands. **Geotechnique**, 36(1), 65-78, 1986.
- BOLTON, M.D.; WILSON, J.M.R. An experimental and theoretical comparison between static and dynamic torsional shear tests. **Geotechnique**, 39(4), 585-599, 1989.
- BORTOLI, C.R. **Estudo numérico-experimental da condutividade hidráulica saturada/não saturada de um solo estruturado**. Dissertação de Mestrado. PPGEC/UFRGS, 1999.
- BOSIO, J.J.; KANJI, M.A. Soft Rocks of the Rio de La Plata Basin, South America. In: INTERNATIONAL SYMP. ON HARD SOILS - SOFT ROCKS, 2nd, 1998, **Proc...** Rotterdam: Ed. Anagnostopoulos et al., Balkema, Nápolis, 1998, v.1, p.51-61.
- BRESSANI, L.A. **Experimental properties of bonded soils**. PhD Thesis, University of London, 1990.
- BRESSANI, L.A. The secant stiffness behaviour of Corinth marl. In: GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS - SOFT ROCKS, 1993, Athens, Greece, **Proc...** Rotterdam: Ed. Anagnostopoulos et al., Balkema, 1993, v.1, p.391-396.
- BRESSANI, L.A. The measurement of external axial strain in the triaxial test. **Geotech. Testing J.**, 18(2), 226-240, 1995.
- BRESSANI, L.A.; BICA, A.D.V.; MARTINS, F.B. The use of local strain measurements in triaxial testing to investigate brittleness of residual soil. In: INTERNATIONAL CONF. ON ADVANCES IN SITE INVESTIGATION PRACTICE. March, 1995, London. **Proc...** Ed. C.Craig/ICE, 1995, Thomas Telford., p.867-874.
- BRITO, A.M.; GUNN, M.J. **Critical state soil mechanics via finite elements**. Bristol: Ellis Horwood Series, 1987.
- BURLAND, J.B. The Ninth Bjerrum Memorial Lecture: -Small is beautiful - The stiffness of soils at small strains. **Canad. Geotech. Journal**, 26(4), 499-516, 1989.
- BURLAND, J.B. On the compressibility and shear strength of natural clays. **Geotechnique**, 40(3), 329-378, 1990.
- BURLAND, J.B.; SYMES, M. A simple axial displacement gauge for use in triaxial apparatus. **Geotechnique**, 32(1), 62-65, 1982.

- CALABRESI, G ; SCARPELLI, G. Effects of swelling cause by unloading in over-consolidated clays. In: INTERNATIONAL CONF. ON SOIL MECH. AND FOUNDNS. ENGG, 11th, San Francisco, **Proc...**, 1985, v.1, p.411-414.
- CARTER, J.P.; JOHNSTON, I.W.; FAHEY, M.; CHAPMAN, G.A.; NOVELLO, E.A.; KAGGWA, W.S. Triaxial testing of North Rankin calcarenite. In: INTERNATIONAL CONF. ON CALCAREOUS SEDIMENTS, 1988, Perth, **Proc...**, 1988, v.2, p.515-530.
- CLAYTON, C.R.I.; KHATRUSH, S.A. A new device for measuring local axial strains on triaxial specimens. **Geotechnique**, 36(4), 593-597, 1986.
- CLAYTON, C.R.I.; SERRATRICE, J.F. The mechanical properties and behaviour of hard soils and soft rocks. In: GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS - SOFT ROCKS, 1993, Athens, Greece, **Proc...** Rotterdam: Ed. Anagnostopoulos et al., Balkema, 1993, v.3, 1839-1878.
- CLOUGH, G.W.; SITAR, N.; BACHUS, R.C.; SHAFFI RAD, N. Cemented sands under static loading. **J. Geotech. Eng. Div.**, ASCE, 107(GT6), 799 – 817, 1981.
- COSTA FILHO, L.M. Measuring of axial strains in the triaxial testes of london clay. **Geotechnical Testing Journal**, 8(1), 3-35, 1985.
- COOP, M.R. The mechanics of uncemented carbonate sand. **Geotechnique**, 40(4), 607-626, 1990.
- COOP, M.R. a. The influence of in situ state on the behaviour of carbonate sands. In: INTERNATIONAL CONF ON ENGINEERING FOR CALCAREOUS SEDIMENTS, 2nd, February, 1999, Bahrain. **Proc...** Al-Shafei (ed), Balkema, Rotterdam, 2000, v.2, p.379-400.
- COOP, M.R. b. The influence of particle breakage and state on the behaviour of sands. In: INTERNATIONAL WORKSHOP ON CRUSHABLE SOILS, 2nd, July, 1999, Yamaguchi University, Japan. **Proc...**, 2000, (in press).
- COOP, M.R.; ATKINSON, J.H. The mechanics of cemented carbonate sands. **Geotechnique**, 43(1), 53-67, 1993.
- COOP, M.R.; LEE, I.K. The behavior of granular soils at elevated stress. In: C.P. WROTH MEMORIAL SYMP. - PREDICTIVE SOIL MECHANICS, 1993. **Proc...** Thomas Telford, London, 1993, p.186-198.
- COOP, M.R.; CUCCOVILLO, T. The influence of geological origin on the behaviour of carbonate sands. In: INTERNATIONAL SYMP ON PROBLEMATIC SOILS, 1998, Yanagisawa, Japan, **Proc...** Ed. Moroto & Mitachi, A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 1998, 607-610.
- COTECCHIA, F; CHANDLER, R.J. The influence of structure on the pre-failure behaviour of a natural clay. **Geotechnique**, 47(3), 523-544, 1997.
- CUCCOVILLO, T.; COOP, M.R. The influence of bond strength on the mechanics of carbonate soft rocks. In: GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS - SOFT ROCKS, 1993, Athens, Greece, **Proc...** Rotterdam: Ed. Anagnostopoulos et al., Balkema, 1993, v.1, p.447-456.
- CUCCOVILLO, T.; COOP, M.R. a. Yielding and pre-failure behaviour of structured sands. **Geotechnique**, 47(3), 491-508, 1997.
- CUCCOVILLO, T.; COOP, M.R. b. The measurement of local axial strains in triaxial tests using LVDTs. **Geotechnique**, 47(1), 167-171, 1997.

- CUCCOVILLO, T.; COOP, M.R. On the mechanics of structured sands **Geotechnique**, 49(6), 741-760, 1999.
- CAMPOS, T.M.P. de Instrumentação especial em ensaios triaxiais. *In*: Simpósio sobre novos conceitos em ensaios de campo e de laboratório em geotecnia, 1988, Rio de Janeiro, **Anais ...** Rio de Janeiro: COOPE/ABMS/ABGE, 1988, v.1, p.29-55. (citado no Anexo 1).
- DE ROS, Comunicação pessoal. 1999.
- DOBEREINER, L.; de FREITAS, M.H. Geotechnical properties of weak sandstones. **Geotechnique**, 36(1), 79-94, 1986.
- DOBRY, R.; VUCETIC, M. Dynamic properties and seismic response of soft clay deposits. *In*: INT. SYMP. ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF SOFT SOILS Mexico City, 1987, **Proc...**, 1987, v. 2, p.51-87.
- DUSSEAULT, M.B.; MORGENSTERN, N.R. Locked sands. **Q. J Engng Geol.**, 12, 117-131, 1979.
- DYVIK, R.; MADSHUS, C. Laboratory measurements of G_{max} using bender elements. *In*: ADVANCES IN THE ART OF TESTING SOILS UNDER CYCLIC CONDITIONS, 1985, Detroit, Michigan, **Proc...** ASCE Annual convention, 1985.
- ELLIOT, G.; BROWN, E.T. Yield of a soft, high-porosity rock. **Geotechnique**, 35(4), 413-423, 1985.
- FCEyN/UBA **El mapa geológico de Argentina.** <http://157.92.20.135/aula-gea/mapa1.html>, Facultad de Ciencias Exactas de la Universidad de Buenos Aires, Depto. de Geología - FCEyN - UBA.
- FERREIRA, P.M.V. **Estudo de um solo residual de arenito da rodovia RS 239 - ensaios triaxiais sevo-controlados.** Dissertação de Mestrado, CPGEC/UFRGS, Porto Alegre, 1998, 116p.
- FIORAVANTE, V.; JAMIOLKOWSKI, M.; LO PRESTI, D.C.F.; MANFREDINI, G.; PEDRONI, S. Assessment on coefficient of earth pressure at rest from shear wave velocity measurements. *In*: GEOTECH. SYMP.. **Proc...** (preprint), v.47, n.3, 1997.
- FLORES, J.A.A. Comunicação pessoal. 1999
- FREDLUND, D.G.; RAHARDJO, H. **Soil mechanics for unsaturated soils.** New York: Ed. John Wiley & Sons, 1993, 517p.
- GENS, A.; NOVA, R. Conceptual bases for a constitutive model for bonded soils and weak rocks. *In*: GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS - SOFT ROCKS, 1993, Athens, Greece, **Proc...** Rotterdam: Ed. Anagnostopoulos et al., Balkema, 1993, v.1, p.485-494.
- GEORGIANNOU, V.N.; BURLAND, J.B.; HIGHT, D.W. The undrained behaviour of clayey sand in triaxial compression and extension. **Geotechnique**, 40(3), 431-449, 1990.
- GEORGIANNOU, V.N.; RAMPOLLO, S.; SILVESTRI, F. Static and dynamic measurement of undrained stiffness of natural overconsolidated clays. *In*: EUROPEAN CONF. ON SOIL MECH. AND FOUNDNS. ENGG, 10th, Florence, 1991, **Proc...**, A.A.Balkema, 1991, v. 1, p.91-96.
- GIACHETI, H.L.; RÖHM, S.A.; NOGUEIRA, J.B.; CINTRA, J.C.A. b. Propriedades geotécnicas do sedimento cenozóico. *In*: CINTRA, J.C.A.e ALBIERO, J.H. (Ed.) **Solos do Interior de São Paulo.** São Paulo: ABMS/NRSP, 1993, Cap.6, p.143-175.

- GIACHETTI, H.L.; ZUQUETTE, L.V.; CORDEIRO, R.P.; DOURADO, J.C. a. Parâmetros dinâmicos de solos tropicais determinados a partir da técnica sísmica do cross-hole. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 7, 1993, Poços de Caldas, **Anais ...** São Paulo: ABGE, 1993, v.1, p.241-252.
- GOTO, S.; TATSUOKA, F.; SHIBUYA, S.; KIM, Y.S.; SATO, T. A simple gauge for local small strain measurement in the laboratory. **Soils and Foundations**, 31(1), 169-180, 1991.
- HARDIN, B.O.; DRNEVICH, V.P. Shear modulus and damping in soils: design equations and curves **J. Soil Mech. Fdn Engng Div.**, ASCE, 98(SM7), 667-692, 1972.
- HEBMULLER, A.L. **A realização de ensaios sísmicos crosshole no Aeroporto Internacional Salgado Filho**. Dissertação de Mestrado, CPGEC/UFRGS, Porto Alegre, 1999, 108p.
- HIGHT, D.W.; BENNELL, J.D.; CHANA, B.; DAVIS, P.D.; JARDINE, R.J.; POROVIC, E. Wave velocity and stiffness measurements of the Crag and Lower London Tertiaries at Sizewell. **Geotechnique**, 47(3), 451-474, 1997.
- HIGHT, D.W.; HIGGINS, K.G. An approach to the prediction of ground movements in engineering practice: background and application. In: PRE-FAILURE DEFORMATION OF GEOMATERIALS, 1994, Sapporo, Japan, **Proc...** Rotterdam: Ed. Shibuya, T. Mitachi and S. Miura, Balkema, 1995, v.2, p.909-946.
- HOQUE, E; TATSUOKA, F. Anisotropy in elastic deformation of granular materials. **Soils and Foundations**, 38(1), 163-179, 1998.
- HUANG, J.T.; AIREY, D.W. Effects of cement and density on an artificially cemented sand. In: GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS - SOFT ROCKS, 1993, Athens, Greece, **Proc...** Rotterdam: Ed. Anagnostopoulos et al., Balkema, 1993, v.1, p.553-560.
- HVORSLEV, M.J. Physical components of shear strength of saturated clays. **Proc...** ASCE RES. CONF. ON SHEAR STRENGTH OF COHESIVE SOILS, 169, June, 1960.
- IBGE **Folha SH.22 Porto Alegre e parte das Folhas SH.21 Uruguaiana e SL.22 Lagoa Mirim: geologia, geomorfologia, pedologia, vegetação, uso potencial da terra**. Levantamento de Recursos Naturais, v.33, Rio de Janeiro: IBGE, 1986. 796p.
- IBGE ftp://ftp.ibge.gov.br/Cartas_e_Mapas/Mapas_Tematicos/geologia.zip. 2001
- ISHIHARA, K. Liquefaction and flow failure during earthquakes. **Geotechnique**, 43(3), 351-415, 1993.
- IWASAKI, T.; TATSUOKA, F.; TAKAGI, Y. Shear moduli of sands under cyclic torsional shear loading. **Soils and Foundations**, 18(1), 39-56, 1978.
- JARDINE, R.J. Some observations on the kinematic nature of soil stiffness. **Soils and Foundations**, 32(2), 111-124, 1992.
- JARDINE, R.J. One perspective of the pre-failure deformation characteristics of some geomaterials. In: PRE-FAILURE DEFORMATION OF GEOMATERIALS, 1994, Sapporo, Japan, **Proc...** Rotterdam: Ed. Shibuya, T. Mitachi and S. Miura, Balkema, 1995, v.2, p.855-886.
- JARDINE, R.J.; POTTS.D.M.; ST. JOHN, H.D.; HIGHT, D.W. Some practical applications of a non-linear ground model. In: EUROPEAN CONF. ON SOIL MECH. AND FOUNDNS. ENGG, 10th, Florence, 1991, **Proc...**, A.A.Balkema, 1991, v.1, p.223-228.

- JEFFERIES, M.G.; BEEN, K. Use of critical state representations of sand in the method of stress characteristics. **Canad. Geotech. Journal**, 24(3), 441-446, 1987.
- JEWELL, R.J.; FAHEY, M. Measuring properties of rock with a high pressure pressuremeter. In: AUSTRALIA/NZ CONF. ON GEOMECHANICS, Perth, 1984, **Proc...**, 1984.
- JIANG, G.L; TATSUOKA, F.; FLORA, A.; KOSEKI, J. Inherent and stress-state-induced anisotropy in very small strain stiffness of a sandy gravel. **Geotechnique**, 47(3), 509-521, 1997.
- JOVICIC, V.; COOP, M.R. Stiffness of coarse grained soils at small strains. **Geotechnique**, 47(3), 545-561, 1997.
- JOVICIC, V.; COOP, M.R.; ATKINSON, J.H. Laboratory measurements of small strain stiffness of a soft rock. In: INTERNATIONAL CONF. ON SOIL MECH. AND FOUNDNS. ENGG, 14th, Hamburg, **Proc...**, 1997, p.323-326.
- JOVICIC, V.; COOP, M.R.; SIMIC, M. Objective criteria for determining Gmax from bender elements tests. **Geotechnique**, 46(2), 357-362, 1996.
- KAVVADAS, M.; ANAGNOSTOPOULOS, A.; KALTEZIOTIS, N. a A framework for the mechanical behaviour of the Corinth marl. In: GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS - SOFT ROCKS, 1993, Athens, Greece, **Proc...** Rotterdam: Ed. Anagnostopoulos et al., Balkema, 1993, v.1, p.577-584.
- KAVVADAS, M.; ANAGNOSTOPOULOS, A.; LEONARDOS, M; KARRAS, B. b Mechanical properties of the Ptolemais lignite. In: GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS - SOFT ROCKS, 1993, Athens, Greece, **Proc...** Rotterdam: Ed. Anagnostopoulos et al., Balkema, 1993, v.1, p.585-592.
- KING, R.; LODGE, M. North West Shelf development-the foundation engineering challenge. In: INTERNATIONAL CONF. ON CALCAREOUS SEDIMENTS, 1988, Perth, **Proc...**, 1988, v.2, p.333-342.
- KONDNER, R.L. Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils. **J. Soil Mech. Fdn Engng Div.**, ASCE, 89(SM1), 115-143, 1963.
- LAGIOIA, R.; NOVA, R. An experimental and theoretical study of the behaviour of a calcarenite in triaxial compression. **Geotechnique**, 45(4), 633-648, 1995.
- LAMBE, T.W.; WHITMAN, R.V. **Soil Mechanics**, SI Version. New York: Ed. John Wiley & Sons, 1979. Chap 12 - Stress-strain relationships, 151-161.
- LEONARDS, G.A.; ALTSCHAEFFL, A.G. Compressibility of clay. **J. Soil Mech. Fdn Engng Div.**, ASCE, 90(SM5), 133 - 155, 1964.
- LEONARDS, G.A.; RAMIAH, B.K. Time effects in the consolidation of clay. **ASTM Special Technical publication**, 254, 116-130. Philadelphia: ASTM.
- LEROUEIL, S. 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, 41-80.
- LEROUEIL, S.; VAUGHAN, P.R. The general and congruent effects of structures in natural soils and weak rocks. **Geotechnique**, 40(3), 467-488, 1990.

- LO PRESTI, D.C.F. General Report: Measurement of shear deformation of geomaterials in the laboratory. In: PRE-FAILURE DEFORMATION OF GEOMATERIALS, 1994, Sapporo, Japan, **Proc...** Rotterdam: Ed. Shibuya, T. Mitachi and S. Miura, Balkema, 1995, v.2, p.1067-1088.
- LOCAT, J.; LEFEBVRE, G. The origin of structuration of the Grande-Baleine marine sediments, Quebec, Canadá. **Q. J Engng Geol.**, 19, part 4, 365-374.
- MACCARINI, M. **Laboratory studies of weakly bonded artificial soil.** PhD Thesis, University of London, 1987.
- MAIR, R.J.; WOOD, D.M. Pressuremeter testing: methods and interpretation. CIRIA Ground Engineering Report: **In-situ Testing**, Butterworths, 1987.
- MALANDRAKI, V.; TOLL, D. Drained probing triaxial tests on a weakly bonded artificial soil. **Geotechnique**, 50(2), 141-151, 2000.
- MARINHO, F.A. **Shrinkage behaviour of some plastic soils.** University of London, Imperial College, PhD Thesis, 1994.
- MARTINS, F.B. **Automatização do equipamento triaxial visando o estudo de solos tropicais cimentados.** Dissertação de Mestrado, CPGEC/UFRGS, Porto Alegre, 1994, 133p.
- MARTINS, F.B.; BRESSANI, L.A.; COOP, M.R.; BICA, A.V.D. Some aspects of the compressibility behaviour of a clayey sand. **Canad. Geotech. Journal**, (aceito), 2001.
- MARTINS, F.B.; FERREIRA, P.V.; BRESSANI, L.A.; BICA, A.D.V. Comportamento tensão x deformação de um solo residual de arenito. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, XI. **Proc...** Brasília, nov. 1998, Vol.1, p.27-33.
- MAYNE, P.W.; KULHAWY, F.H. Ko - OCR relationships in soil. **J. Geotech. Eng. Div.**, ASCE, 108(GT6), 851-872, 1982.
- MESRI, G.; ROKHSAR, A.; BOHOR, B.F. Composition and compressibility of typical samples of Mexico City clay. **Geotechnique**, 25(3), 527-554, 1975.
- MITCHELL, J.K. Soil improvement-state-of-the-art report. In: INTERNATIONAL CONF. ON SOIL MECH. AND FOUNDNS. ENGG, 10th, Stockholm, **Proc...**, 1981, v.4, p.509-565.
- MITCHELL, J.K. **Fundamentals of soil behavior.** 2nd. Ed., New York: John Willey Interscience, 1993.
- MITCHELL, J.K.; SOLYMAR, Z.V. Time-dependent strength gain in freshly deposited or densified sand. **J. Geotech. Eng. Div.**, ASCE, 110(GT11), 1559-1576, 1984.
- NÚÑEZ, W.P.; SCHNAID, F. **O pressiômetro de Menárd: interpretação e aplicações.** Porto Alegre, CPGEC-UFRGS, 1994. Caderno de Engenharia.
- NÚÑEZ, W.P.; SOARES, J.M.; NAKAHARA, S.M.; SCHNAID, F. **O pressiômetro de Menárd: Manual de operação e experiência regional.** Porto Alegre, CPGEC-UFRGS, 1994. Caderno de Engenharia.
- OCHI, K.; TSUBOUCHI, T.; TATSUOKA, F. Stiffness of sedimentary soft rock from in situ and laboratory tests and field behaviour. In: GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS - SOFT ROCKS, 1993, Athens, Greece, **Proc...** Rotterdam: Ed. Anagnostopoulos et al., Balkema, 1993, v.1, p.707-714.

- ORLANDINI, R. **Unidades geotécnicas dos municípios de Novo Hamburgo e Campo Bom – RS e caracterização geomecânica de perfis típicos de solos de arenito.** Dissertação de Mestrado, PPGE, UFRGS, 1991, 135 p.
- PALMER, A.C. Undrained plane-strain expansion of a cylindrical cavity in clay: a simple interpretation for the pressuremeter tests. **Geotechnique**, 22, 451-457, 1972.
- PARRY, R.H.G. Triaxial compression and extension tests on remoulded saturated clays. **Geotechnique**, 10, 166-180, 1960.
- PINHEIRO, R.J.B. **Estudo do comportamento geomecânico de perfis oriundos de rochas sedimentares da formação Rosário do Sul.** Dissertação de Mestrado, PPGE, UFRGS, 1991, 144p.
- PRIETTO, P.D.M. **Análise do comportamento tensão-dilatância de solos cimentados.** Tese de doutorado, PPGE/UFRGS, Porto Alegre, 2001.
- PITMAN, T.D.; ROBERTSON, P.K.; SEGO, D.C. Influence of fines on the collapse of loose sands. **Canad. Geotech. Journal**, 31(5), 728-739, 1994.
- POROVIC, E.; JARDINE, R.J. Some observations on the static and dynamic shear stiffness of Ham River sand. In: PRE-FAILURE DEFORMATION OF GEOMATERIALS, 1994, Sapporo, Japan, **Proc...** Rotterdam: Ed. Shibuya, T. Mitachi and S. Miura, Balkema, 1995, v.1, p.25-30.
- POWELL, J.J.M.; BUTCHER, A.P. Assessment of ground stiffness from field and laboratory tests. In: EUROPEAN CONF. ON SOIL MECH. AND FOUNDNS. ENGG, 10th, Florence, 1991, **Proc...**, A.A. Balkema, 1991, v.4, p.153-156.
- PRIETTO, P.D.M. **Estudo do comportamento de um solo artificialmente cimentado.** Dissertação de Mestrado, PPGE/UFRGS, Porto Alegre, 1996, 150p.
- RAMPELLO, S.; SILVESTRI, F. The stress-strain behaviour of natural and reconstituted samples of two overconsolidated clays. In: GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS - SOFT ROCKS, 1993, Athens, Greece, **Proc...** Rotterdam: Ed. Anagnostopoulos et al., Balkema, 1993, v.1, p.769-778.
- RAMPELLO, S.; VIGGIANI, G.M.B.; AMOROSI, A. Small-strain stiffness of reconstituted clay compressed along constant triaxial effective stress ratio paths. **ASTM Special Technical publication**, 254, 116-130. Philadelphia: ASTM.
- RICHARD Jr., F.E.; HALL Jr., J.R.; WOODS, R.D. **Vibrations of soils and foundations.** New Jersey: Prentice-Hall, 1970.
- RICHARDS, N.P.; BARTON, M.E. The Folkstone Bed sands: microfabric and strength. **Q. J. Engng Geol.**, 32, 21-44, 1999.
- RICHART Jr., F.E. Field and laboratory measurements of dynamic soil properties. In: DYNAMICAL METHODS IN SOIL AND ROCK MECHANICS, Karlsruhe, 1978, **Proc...**, Rotterdam: Ed. Balkema, 1978, v.1, p.3-36.
- RIDLEY, A.M.; BURLAND, J.B. A pore pressure probe for the in situ measurements of soil moisture suction. In: INTERNATIONAL CONF. ON ADVANCES IN SITE INVESTIGATION PRACTICE. March, 1995, London. **Proc...** Ed. C. Craig/ICE, 1995, Thomas Telford., 510-520.

- ROCHA CAMPOS, A.C.; CORDANI, U.G.; KAMASHITA, K.; SONOKI, H.M.; SONOKI, I.K. Age of the Parana flood volcanism. **The Mesozoic Flood Volcanism of the Parana Basin**, Eds: Piccirillo and Melfi, 1988.
- ROWE, P.W. The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. In: ROYAL SOCIETY OF LONDON, 1962, **Proc...** London, 1962, A269, p.500-527.E47
- ROWE, P.W. Theoretical meaning and observed values of deformation parameter for soil. In: STRESS-STRAIN BEHAVIOUR OF SOILS, ROSCOE MEMORIAL SYMP., 1971, Cambridge, **Proc...** Ed. Parry, R.H.G., 1971, p.143-190.
- SANDRONI, S.S. Solos residuais – pesquisas realizadas na PUC-RJ. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS TROPICAIS EM ENG., 1981, Rio de Janeiro, **Proc...** COOPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1981, v.2, p.30-65.
- SANDRONI, S.S. Stress relief effects in gneissic saprolitic soils. In: INTERNATIONAL CONF. ON GEOMECHANICS IN TROPICAL SOILS, 1st, 1985, Brasília, **Proc...** Brasília, 1985, v. 3, p.290-296.
- SANTUCCI, F.; SILVESTRI, F.; VINALLI, F. The influence of compaction on the mechanical behaviour of a silty sand. **Soils and Foundations**, 38(4), 41-56, 1998.
- SCHMERTMANN, J.H. The mechanical aging of soils, The twenty-fifth Karl-Terzaghi Lecture. **J. Geotech. Eng.**, 117(9), 1288-1330, 1991.
- SCHOFIELD, A.N.; WROTH, C.P. **Critical state soil mechanics**. London: McGraw Hill, 1968.
- SITAR, N. Slope stability in coarse sediments. In: SYMP. OF GEOLOGICAL ENVIRONMENT AND SOIL PROPERTIES, 1983, Houston, **Proc...**, ASCE, 1983, p.82 – 98.
- SMITH, P.R.; JARDINE, R.J.; HIGHT, D.W. On the yielding of Bothkennar clay. **Geotechnique**, 42(2), 257 – 274, 1992.
- SOARES, J.M.D. **Medição local de deformações com transdutores utilizando o princípio do efeito Hall**. Relatório interno, CPGEC/UFRGS, 1992. (citado no Anexo 1).
- SOUZA PINTO, C.; GOBARA, W.; PERES, J.E.E.; NADER, J.J. Propriedades dos solos residuais. In: CINTRA, J.C.A.e ALBIERO, J.H. (Ed.) **Solos do Interior de São Paulo**. São Paulo: ABMS/NRSP, 1993, Cap.5, p.95-142.
- SULLY, J.P.; CAMPANELLA, R.G. Evaluation of in situ anisotropy from crosshole and downhole shear wave velocity measurements. **Geotechnique**, 45(2), 267-282, 1995.
- TATSUOKA, F.; KOHATA, Y. Stiffness of hard soils and soft rocks in engineering applications. Keynote Paper. In: PRE-FAILURE DEFORMATION OF GEOMATERIALS, 1994, Sapporo, Japan, **Proc...** Rotterdam: Ed. Shibuya, T. Mitachi and S. Miura, Balkema, 1995, v.2, p.947-1066.
- TATSUOKA, F.; KOHATA, Y.; MIZUMOTO, K.; KIM, Y.S.; OCHI, K.; SHI, D. Measuring small strain stiffness of soft rocks. In: GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS - SOFT ROCKS, 1993, Athens, Greece, **Proc...** Rotterdam: Ed. Anagnostopoulos et al., Balkema, 1993, v.1, p.809-816.
- TATSUOKA, F.; KOHATA, Y.; OCHI, K.; TSOUBUCHI, T. Stiffness of soft rocks in Tokyo metropolitan area – from laboratory tests to full scale behaviour. In: INTERNATIONAL

WORKSHOP ON ROCK FOUNDATION OF LARGE SCALED STRUCTURES, **Proc...** September, Tokyo, 1995.

TATSUOKA, F.; SHIBUYA, S. Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests. In: ASIAN REGIONAL CONF. ON SOIL MECH. AND FOUNDNS. ENGG, 9th, 1991, Bangkok, **Proc...** 1991, v.2, p.101-170.

TAVENAS, F.; LEROUIEL, S. Discussion on Theme Lecture 2. In: INTERNATIONAL CONF. ON SOIL MECH. AND FOUNDNS. ENGG, 11th, San Francisco, **Proc...**, 1985, v.5, p.2693-2694

THEVANAYAGAM, S.; MOHAN, S. Intergranular state variables and stress-strain behaviour of silty sands. **Geotechnique**, 50(1), 1-23, 2000.

VARGAS, M. Some engineering properties of residual clay soils occurring in southern Brazil. In: INTERNATIONAL CONF. ON SOIL MECH. AND FOUNDNS. ENGG, 3rd., Zurich, **Proc...**, 1953, v.1, p.259-268.

VARGAS, M. Engineering properties of residual soils from south-central region of Brazil. In: INT. CONGR. ENG. GEOLOGY. **Proc...** São Paulo, 1953, 1, p.5.1-5.26.

VAUGHAN, P.R. Mechanical and hydraulic properties of in situ residual soils – general report. In: INTERNATIONAL CONF. ON GEOMECHANICS IN TROPICAL SOILS, 1st, 1985, Brasília, **Proc...** Brasília, 1985, v.3, p.231 – 263.

VAUGHAN, P.R. Characterising the mechanical properties of in-situ residual soil. In: INTERNATIONAL CONF. ON GEOMECHANICS IN TROPICAL SOILS, 2nd, 1988, Singapore, **Proc...** Singapore, v.2, p.469 – 487.

VAUGHAN, P.R. Contribution to discussion. In: WROTH MEMORIAL SYMP. **Proc...** Oxford, 1993.

VERDUGO, R.; ISHIHARA, K. The steady state of sandy soil. **Soils and Foundations**, 36(2), 81-91, 1996.

VESIC, A.S.; CLOUGH, E.W. Behavior of granular materials under high stresses. **J. Soil Mech. Fdn Engng Div.**, ASCE, 94(SM3), 661-688, 1968.

VIGGIANI, G.; ATKINSON, J.H. Stiffness of fine-grained soil at very small strains. **Geotechnique**, 45(2), 249-265, 1995.

YAMAMURO, J.A.; BOPP, P.A.; LADE, P.V. One-dimensional compression of sands at high pressure. **J. Geotech. Eng.**, 122(2), 147-154, 1996.

YOSHINAKA; YAMABE Deformation behaviour of soft rocks. In: INTERNATIONAL SYMP. ON WEAK ROCK, Tokyo, 1981, **Proc...**, Rotterdam: Ed. Akai, Adachi & Nishimatsu, Balkema, 1981, v.1, p.87-92.

ANEXO I

EQUIPAMENTO TRIAXIAL SERVO-CONTROLADO

A1. EQUIPAMENTO TRIAXIAL SERVO-CONTROLADO

Este anexo fornece informações sobre o equipamento triaxial servo-controlado utilizado nesta tese. Este equipamento consiste essencialmente uma versão aperfeiçoada do equipamento triaxial construído por Martins (1994), o qual permite a realização de ensaios triaxiais seguindo trajetórias de tensões não convencionais.

A.1. DESCRIÇÃO DO EQUIPAMENTO

Um diagrama do equipamento triaxial com controle automático de trajetórias de tensões é mostrado na FIGURA A.1. Do ponto de vista funcional, o equipamento é composto por três sistemas: (i) sistema geotécnico, (ii) conversor-analógico digital e (iii) microcomputador e periféricos. As principais modificações implementadas nesta tese com relação ao equipamento original consistiram na substituição de elementos mecânicos e elétricos tais como válvulas, tubulações, caixas de conexões elétricas e eletrônicas. A descrição a seguir apresentada reproduz, em grande parte, aquela apresentada por Martins (1994), sendo mais simplificada.

A.1.1. Sistema Geotécnico

(a) Servo-mecanismos de controle e câmara triaxial

O sistema geotécnico é composto pela câmara triaxial, pelo sistema de aplicação de pressão e pela instrumentação para medição de forças e deformações. A fim de viabilizar a realização de trajetórias de tensões não convencionais, uma câmara triaxial do tipo Bishop-Wesley (Bishop & Wesley, 1975) foi construída no LMS/UFRGS. Esta câmara é mostrada na FIGURA A.2. A medição da força axial é feita por uma célula de cargas fixada internamente à câmara triaxial não sendo, desta forma, afetada pelo atrito desenvolvido pelo mecanismo de aplicação da carga axial. Este mecanismo consiste em, através do aumento de pressão na câmara hidráulica situada na base da câmara triaxial, deslocar o corpo de prova contra a célula de carga fixada à tampa da câmara.

O sistema de auto-compensação de pressão do tipo potes de mercúrio utilizado na aplicação da contra-pressão foi descrito por Bishop & Henkel (1962) e fabricado pela empresa Wykeham-Farrance Ltd.(modelo WF 12820). Para evitar vazamentos, os potes de mercúrio originais foram substituídos por novos, acrescentando-se um reforço com placas de aço fixadas por tirantes.

A aplicação da pressão confinante e da força axial foi feita por servo-mecanismos de controle implementados nos cilindros de controle de pressão originais de um equipamento Wykeham-Farrance. A FIGURA A.3 mostra o servo-mecanismo de controle de pressão que consiste dos seguintes elementos:

1. *Motor de corrente contínua*, modelo Bosch DHP 12, 48 rpm, 12V. Este motor é alimentado por uma bateria de 56Ah. Esta bateria é ligada a uma fonte que permite a recarga da bateria. A fonte de alimentação da bateria compõe um sistema do tipo "no-break";
2. *Caixa de Redução*, 1:50, marca "Geremia";
3. *Conjunto de polias e correias dentadas*, estes componentes conectam o motor elétrico à caixa de redução e esta ao eixo rosqueado do cilindro de controle de pressão. Este conjunto gera uma redução na velocidade de rotação de 1:4, que, juntamente com a caixa de redução, produzem uma redução total de 1:200.

A introdução de controle automático permite que ensaios de longa duração sejam realizados sem a presença de um operador, exceto para iniciar e interromper o ensaio. Martins (1994) descreve os dispositivos de segurança necessários aos servo-mecanismos utilizados.

(b) Medição de forças, pressões e deformações

A medição de deformações foi feita diretamente sobre o corpo de prova utilizando instrumentação com sensores de efeito Hall. Os transdutores de deformação axial utilizados neste equipamento foram construídos no LMS/UFRGS, com base no modelo desenvolvido originalmente por Clayton & Khatrush (1986) e Clayton *et al.* (1989), mas modificados por Soares (1994). Este transdutor é mostrado na FIGURA A.4(a). Cada transdutor consiste em um sensor de efeito Hall encapsulado em um recipiente metálico, o qual é preenchido com resina epóxi e vedado por uma lamínula de vidro a fim de impedir a entrada de água. Neste sensor, faz-se passar uma corrente a qual produz uma diferença de potencial que é alterada na presença e variação de um campo magnético. O campo magnético é gerado por um par de magnetos fixados a uma haste metálica e esta a uma sapata que se apoia diretamente sobre o corpo de prova. A variação do campo magnético se dá pelo deslocamento dos magnetos em relação ao sensor. A variação do potencial é linear dentro de um curso de aproximadamente 2 mm. Um pino de *teflon* fixado na haste dos magnetos impede o atrito e mantém constante o afastamento entre os magnetos e o sensor. A sapata de apoio do compartimento do sensor possui as laterais salientes as quais definem o curso dos magnetos sobre o sensor, impedindo deslocamentos laterais. As sapatas são coladas diretamente sobre a membrana.

A FIGURA A.4(b) mostra o transdutor utilizado para medição de deformação radial. Este instrumento foi desenvolvido por Bressani (1990). O transdutor de deformação radial consiste de um anel bi-partido vinculado ao corpo de prova através de duas sapatas de apoio. As sapatas possuem uma curvatura para adaptação sobre corpos de prova de 50 mm de diâmetro. Uma pequena modificação do instrumento original desenvolvido por Bressani (1990) consiste na construção de um trilho destinado a guiar o movimento relativo do magneto ao longo de um eixo paralelo ao sensor, definindo, assim, apenas uma calibração ao instrumento.

A medição da poro-pressão e da pressão confinante é feita por transdutores de pressão da marca DRUCK, modelo PDCR 810. Este modelo cobre um intervalo de até 700 kN/m². Nesta tese, os blocos de desaeração originais do equipamento foram substituídos por novos, fixados em um pequeno pórtico de apoio para facilitar a operação das válvulas de conexão destes transdutores com o sistema. Para evitar efeitos de variação volumétrica devido à expansibilidade de tubulações, foram utilizados tubos de cobre para conectar o transdutor de poro-pressão ao corpo de prova.

A força axial foi medida internamente à câmara triaxial por uma célula de carga marca *Wykeham Farrance*, modelo 4958, para forças de até 5 kN. A medição externa de variação volumétrica foi realizada com um bureta de alta resolução (Bishop e Donald, 1961) e um transdutor de variação volumétrica do tipo *Imperial College* (De Campos, 1984). O transdutor de variação volumétrica utilizado originalmente por Martins (1994) apresentou problemas associados ao peso do êmbolo metálico utilizado neste transdutor. Devido a estes problemas, a medição externa das deformações volumétricas com este transdutor não foi realizada para parte dos ensaios realizados nesta tese. Uma modificação proposta por Ferreira (1998), consistindo da substituição do êmbolo metálico por um êmbolo mais leve, de *nylon*, resultou na melhora significativa da medição de deformações volumétricas.

Na TABELA A.1 são apresentadas as constantes de calibração dos transdutores de força, pressão e deslocamento. Calibrações periódicas resultavam sempre em alguma variação destas constantes. Transdutores do mesmo tipo apresentaram constantes semelhantes, como é o caso dos transdutores de pressão confinante e poro-pressão e dos dois transdutores de deformação axial utilizados. A resolução estimada considerando a variabilidade das leituras em decorrência do ruído da rede é também indicada nesta tabela.

TABELA A.1 – Resolução aproximada dos transdutores de força, pressão e deslocamento utilizados.

transdutor	constante de calibração	resolução estimada
célula de carga	0,03348 kg/bit	0,5 kPa
transdutores de pressão	0,02754 kPa/bit	0,5 kPa
transdutores de deformação axial	0,0001725 mm/bit	1 microns
transdutor de deformação radial	0,0000624 mm/bit	0,5 microns
LVDT	0,000785 mm/bit	10 microns

A.1.2. Conversor Analógico-Digital

O conversor analógico-digital é o elemento que permite a interface entre o micro-computador e o sistema geotécnico. O conversor A/D utilizado foi fabricado pela empresa CIL Group (modelo CIL 6580) e é munido de dois sistemas padrões de transferência de dados para o micro-computador, IEEE-488 (paralela) e RS-232 (serial). Possui oito entradas (inputs) analógicas, quatro saídas (outputs) analógicas, quatro relés internos e dezesseis pinos digitais I/O (input/output). Esta interface possui uma memória RAM de 4K livre para manipulação de dados. Para acionamento dos motores foram utilizados os quatro relés disponíveis na interface CIL 6580. Estes relés podem ser acionados diretamente pelo micro-computador, através de um simples comando de operação do conversor. Entretanto, estes relés não podem ser usados para o acionamento direto dos motores, que consomem uma corrente de 10 A, muito maior que a corrente de saída dos relés internos ao conversor. Por isso, quatro relés de alta amperagem (10 A de saída) foram conectados em série aos relés internos do conversor. Estes relés foram montados em uma caixa metálica a qual foi equipada com diodos emissores de luz (leds) destinados a informar ao usuário se os motores elétricos estão ligados ou não, bem como o sentido de giro dos motores. Os relés utilizados para acionamento dos motores são da marca SCHRACK, modelo 300012, 10 amperes, 12 volts.

A.2. PROGRAMA DE CONTROLE

O programa de controle do equipamento triaxial foi desenvolvido por Martins (1994) objetivando um ensaio com controle de trajetórias lineares de tensões. O programa é organizado na forma de sub-rotinas, estruturadas da seguinte maneira:

1. Sub-rotina de entrada de dados
2. Sub-rotina de ajuste das condições iniciais
3. Sub-rotina de controle da trajetória de tensões

Estas sub-rotinas são auxiliadas por sub-rotinas responsáveis pelas operações de comunicação entre o microcomputador e o sistema geotécnico e armazenamento de dados, as quais são denominadas:

4. Sub-rotina de leitura dos dados
5. Sub-rotina de operação dos motores
6. Sub-rotina de gravação de dados
7. Sub-rotina de plotagem dos dados na tela do micro computador.

O programa envolve ainda várias outras sub-rotinas com funções diversas como, por exemplo, promover um tempo de espera para equalização da poro pressão entre o topo e a base do corpo de prova. Um fluxograma genérico do programa de controle é mostrado na FIGURA A.5. Martins (1994) apresenta detalhes sobre cada uma das subrotinas acima.

A.2.1. Entrada de Dados

A entrada de dados também é estruturada na forma de sub-rotinas conforme descrito a seguir:

- a. Sub-rotina Identificação do ensaio
- b. Sub-rotina Informações do corpo de prova
- c. Sub-rotina Definição da trajetória de tensões
- d. Sub-rotina Leitura zero dos transdutores
- e. Sub-rotina Leitura das constantes de calibração

Todas as informações são gravadas em arquivos que tem o mesmo nome do arquivo principal fornecido pelo usuário, porém extensões diversas. Estas informações são resgatadas, por exemplo, no caso do usuário desejar dar continuidade a um ensaio interrompido. Maiores detalhes sobre estas subrotinas são descritos por Martins (1994).

A.2.2. Ajuste das Condições Iniciais

As condições iniciais representam as coordenadas do primeiro ponto da trajetória de tensões. Como condição inicial pode ser definido um estado de tensões isotrópico ou anisotrópico. O programa executa automaticamente o ajuste destas três componentes. No entanto, como o equipamento dispõe de apenas dois sistemas de aplicação de pressão, para o ajuste inicial da contra-pressão o equipamento utiliza o mesmo sistema de aplicação da carga axial. Tendo em vista esta limitação, o programa instrui o usuário no gerenciamento das válvulas do painel de controle, de forma a configurar o fluxo do sistema automático de aplicação de pressão 1 (motor 1) ora ao corpo de prova, ora à câmara hidráulica de aplicação da carga axial. Estabelecido o fluxo entre o sistema de aplicação de pressão e o corpo de prova, o programa ajusta automaticamente as condições iniciais de contra-pressão e pressão de confinamento. Estando ajustada a condição inicial, o programa instrui o usuário a restituir o fluxo com a câmara de

aplicação da carga axial e conectar o corpo de prova ao sistema de pressão constante (potes de mercúrio) que deve estar ajustado à contra-pressão inicial definida pelo usuário.

A.2.3. Controle da Trajetória de Tensões

(a) Procedimento de Aplicação de Carga

O procedimento de aplicação do incremento de carga é feito através de sucessivos ciclos de ligar e desligar os motores, durante um tempo chamado tempo de acionamento dos motores, e subsequente verificação das tensões até que se atinja o incremento desejado. A cada incremento de tensão aplicado à uma componente de tensão, o programa promove o ajuste da outra componente de tensão e, uma vez atingido o alvo, interrompe o procedimento durante o tempo de espera para equalização da poro-pressão. Após este tempo, o processo reinicia com novo incremento de tensão e o ciclo se repete até que o valor alvo da componente sob controle seja alcançado. Martins (1994) apresenta detalhes de programação desenvolvidos para melhorar a eficiência do controle de trajetórias tendo em vista a interdependência entre as tensões na câmara triaxial e na câmara de aplicação da tensão desviatória, situada na base da câmara Bishop-Wesley.

(b) Resolução da Trajetória de Tensões

O servo-mecanismo de controle de pressão implementado no equipamento triaxial não permite, por sua simplicidade, o controle direto do incremento de tensão que se deseja aplicar. Este controle é feito de forma indireta através do controle do tempo de acionamento dos motores. Pode-se definir diferentes incrementos de tensão para diferentes segmentos da trajetória de tensão. O usuário pode também definir tempos diferentes de atuação dos motores elétricos dos cilindros de controle da tensão desvio e da tensão confinante, sendo recomendável que esses tempos sejam da ordem do segundo.

A resolução da trajetória de tensões depende do incremento de tensão especificado e do tempo de acionamento dos motores. Tempos ou incrementos muito altos conduzem a um desvio significativo da trajetória de tensões. Por outro lado, tempos ou incrementos muito pequenos conduzem a um ensaio muito lento.

(c) Velocidade de Ensaio

Por características próprias o sistema não permite um ensaio com velocidade controlada. Porém, o usuário dispõe de alternativas para estabelecer o tempo mínimo para que o ensaio seja realizado. O limite superior do tempo de procedimento do ensaio, porém, não pode ser controlado. Para isto, seria

preciso conhecer o número de ciclos de acionamento do motor necessário para promover um determinado incremento de carga. Isto, porém, é função das características de rigidez do solo, que variam ao longo do ensaio, e do grau de saturação do mesmo. Além dos intervalos de tempo acima mencionados, o programa consome algum tempo nas sub-rotinas de leitura, gravação e plotagem dos dados, que são executadas durante o ciclo incremental de carga. Pode-se, entretanto, afirmar que o programa permite proceder o ensaio a uma velocidade tão pequena quanto se desejar.

(d) Comunicação com o Data-Logger

A partir do monitoramento do corpo de prova através da leitura dos diversos transdutores, o programa executa o controle dos atuadores de pressão de forma a conduzir a trajetória de tensões pré-estabelecida. A comunicação do micro-computador com o *Data-Logger* obedece a comandos específicos deste equipamento (CIL 6580). Os diferentes tipos de transdutores utilizados no equipamento triaxial apresentam diferentes voltagens de saída para uma mesma voltagem de excitação (8 Volts). A precisão da leitura pode ser otimizada em função da amplificação desta voltagem, a partir do comando GANHO. O valor deste comando é definido na comunicação entre o micro-computador e o Data-Logger, associando o número de 32768 bits (2^{16}) ao máximo valor de voltagem de saída do transdutor (vide item 3.2). Para leitura de transdutores com diferentes ganhos, é necessário estabelecer, encerrar e re-estabelecer a comunicação com novo valor de ganho. Devido a velocidade do micro-computador utilizado (33 MHz), esta operação pode implicar em uma variação de voltagem muito rápida para transmissão do sinal ao micro-computador, o que se reflete em erros nas leituras sucessivas. Foi necessário, por isso, a imposição de intervalos de tempo entre estas operações. Um intervalo de 0.2 segundos se mostrou satisfatório. O programa opera alternadamente os motores, controlando seu acionamento, o sentido de giro e o tempo de atuação em função de aumentar ou diminuir cada componente de tensão.

A.3. OPERAÇÃO DO EQUIPAMENTO

(a) Montagem do corpo de prova

Antes de colocar a membrana sobre o corpo de prova, deve-se marcar a posição de colagem das sapatas de apoio da instrumentação local. Os instrumentos devem ser calibrados com antecedência. Os medidores de deformação axial são colados sob o terço médio do corpo de prova em posições simetricamente opostas. A colagem das sapatas à membrana pode ser feita com cola instantânea do tipo *Super Bonder*. Para um perfeito ajuste convém que a colagem seja feita com a aplicação de vácuo ao corpo de prova. Uma vez colados, os transdutores podem ser facilmente ajustados ao intervalo linear

através de um sistema de parafusos que permite a mobilidade e fixação dos sensores e garante a linearidade dos movimentos.

Uma câmara triaxial convencional para corpos de prova de 50mm de diâmetro é estreita para os ensaios com medição local. Neste caso, deve-se tomar cuidados para que o transdutor radial não encoste na câmara triaxial e se posicione o mais próximo possível do corpo de prova. O usuário pode otimizar o ajuste do intervalo dos sensores se tiver em mente, previamente, o tipo de movimento ao qual o corpo de prova será submetido. Por exemplo, quando a trajetória será de compressão ou extensão axial, o sensor de medição axial pode ser fixado nos extremos do intervalo linear, de acordo com o sentido do movimento, de forma a maximizar o curso linear disponível. Neste caso, deve-se lembrar que o corpo de prova sofre compressão na fase de consolidação isotrópica. Caso o usuário desconheça o sentido do movimento, o que é mais comum no caso do sensor de deformação radial, o sensor deve ser fixado no meio do intervalo linear de calibração.

Antes da colocação da tampa da câmara triaxial, o pedestal deve ser abaixado até próximo ao início do curso do pistão para evitar que, quando colocada, a tampa pressione o corpo de prova. A colocação da tampa deve ser feita com muito cuidado para que o pistão da tampa encaixe adequadamente ao cabeçote, sem causar danos ao corpo de prova, e para que o transdutor de deformação radial não seja deslocado de seu curso. Uma vez colocada a tampa da câmara seguem-se os procedimentos convencionais de saturação do corpo de prova que antecedem a realização de ensaios drenados.

(b) Realização do Ensaio Triaxial com Controle Automático

O sistema de controle e aquisição de dados dispõe de um micro-computador, um conversor analógico digital, uma fonte de alimentação dos transdutores e uma caixa de relés. Este sistema controla os motores que são alimentados por uma bateria 12V, a qual é recarregada constantemente por um equipamento *no-break* que, por sua vez é alimentado pela rede elétrica.

Carregado o programa a tecla F5 ativa o modo RUN. A partir disto o programa solicita ao usuário as informações necessárias à execução do ensaio. O operador deve acompanhar o desenvolvimento do ensaio, monitorando a variação de volume do corpo de prova através da leitura da bureta. Para que o usuário possa associar a leitura da bureta às obtidas pelo sistema de aquisição de dados, cada vez que são gravados os dados é mostrado na tela um número associado a um contador. Este valor deve ser anotado ao lado dos valores da bureta para que depois possam ser adequadamente avaliados.

O operador pode interferir no andamento do ensaio modificando o valor de algumas variáveis. Para isto, basta apertar a tecla F3. Duas variáveis podem ser modificadas: o tempo de acionamento do motor 1 e do motor 2 e o tempo de equalização da poro-pressão. Estas variáveis devem ser modificadas a critério do operador para permitir uma melhor performance do programa, tornando-o mais lento ou mais rápido de acordo com a trajetória de tensões a ser seguida e com a resposta do corpo de prova às solicitações impostas. No caso do operador não ter terminado o ensaio ao final do dia, o ensaio deve ser interrompido e o equipamento desligado. Neste caso pode ser conveniente descarregar parcialmente a carga axial aplicada ao corpo de prova. Este descarregamento deve ser feito manualmente.

Além do controle de trajetórias lineares de tensão, o sistema pode ser facilmente programado para conduzir outras trajetórias ou para conduzir e/ou monitorar procedimentos de saturação e consolidação do corpo de prova. Alguns dos procedimentos já realizados no equipamento incluem um ensaio seguindo a trajetória de deformação radial nula, um procedimento automático de saturação do corpo de prova por contra-pressão, percolação e/ou saturação com forma (volume) constante. Com pequena modificação do programa pode-se realizar ensaios não-drenados.

(c) Ensaio K_o

Martins (1994) apresenta resultados de trajetórias de deformação radial nula conduzidas por este equipamento. O programa de controle do ensaio K_o consiste de uma sub-rotina do programa principal. A opção pela trajetória K_o é feita na entrada de dados, quando se define as coordenadas da trajetória de tensões. O programa permite combinar trajetória de tensões e trajetória de deformação radial nula.

A partir de uma leitura de referência do sensor de deformação radial, um pequeno acréscimo de tensão desvio é aplicado. O caliper acusa qualquer mudança de diâmetro do corpo de prova, com uma sensibilidade de $0.05 \mu\text{m}$. O programa monitora a tensão de confinamento no sentido de restituir o diâmetro original, ou, a leitura de referência do sensor radial. Esta seqüência se repete até que o valor máximo de tensão vertical efetiva especificado pelo usuário seja alcançado. Neste equipamento, tendo em vista a disponibilidade de um instrumento de alta resolução, estabeleceu-se o intervalo de tolerância de $\pm 1 \mu\text{m}$ ao desvio da trajetória de deformação radial nula. Um fluxograma do procedimento de ensaio é mostrado na FIGURA A.9.

A.4. Alguns problemas de operação identificados

Na câmara triaxial utilizada, do tipo *stress-path* com controle automático, é possível definir velocidades muito pequenas, as quais são ideais para os primeiros estágios do carregamento desviatório. No entanto, uma definição precoce de velocidade baixa de carregamento resulta que o pistão pode levar muito tempo até tocar o cabeçote, Algumas vezes, como no caso do ensaio NTV115, o trecho inicial do carregamento foi perdido em função desta dificuldade. O sinal zero da célula de cargas não deve ser o único indicador deste contato, pois algumas vezes este sinal sofre oscilações. É importante considerar a resolução da célula de carga utilizada. Pela análise dos dados, não é difícil estabelecer o momento exato em que o solo começa a ser carregado. No entanto, a informação prévia sobre a proximidade do pistão do cabeçote é importante pois permite reduzir a velocidade do carregamento e aumentar o número de leituras quando o pistão está prestes a tocar o cabeçote. O equipamento triaxial com controle automático de trajetórias de tensões utilizado, desenvolvido originalmente por Martins (1994) e aperfeiçoado nesta tese, apresenta algumas limitações importantes associadas principalmente ao nível máximo de tensões admissível e na versatilidade para condução de algumas trajetórias de tensões. Tendo em vista estas limitações, não foi possível realizar trajetórias do tipo σ_a constante e $\Delta\sigma_r > 0$. Por outro lado, o equipamento permitiu conduzir adequadamente outras trajetórias de tensões elaboradas, compostas por diversos segmentos retos no plano $t: s'$.

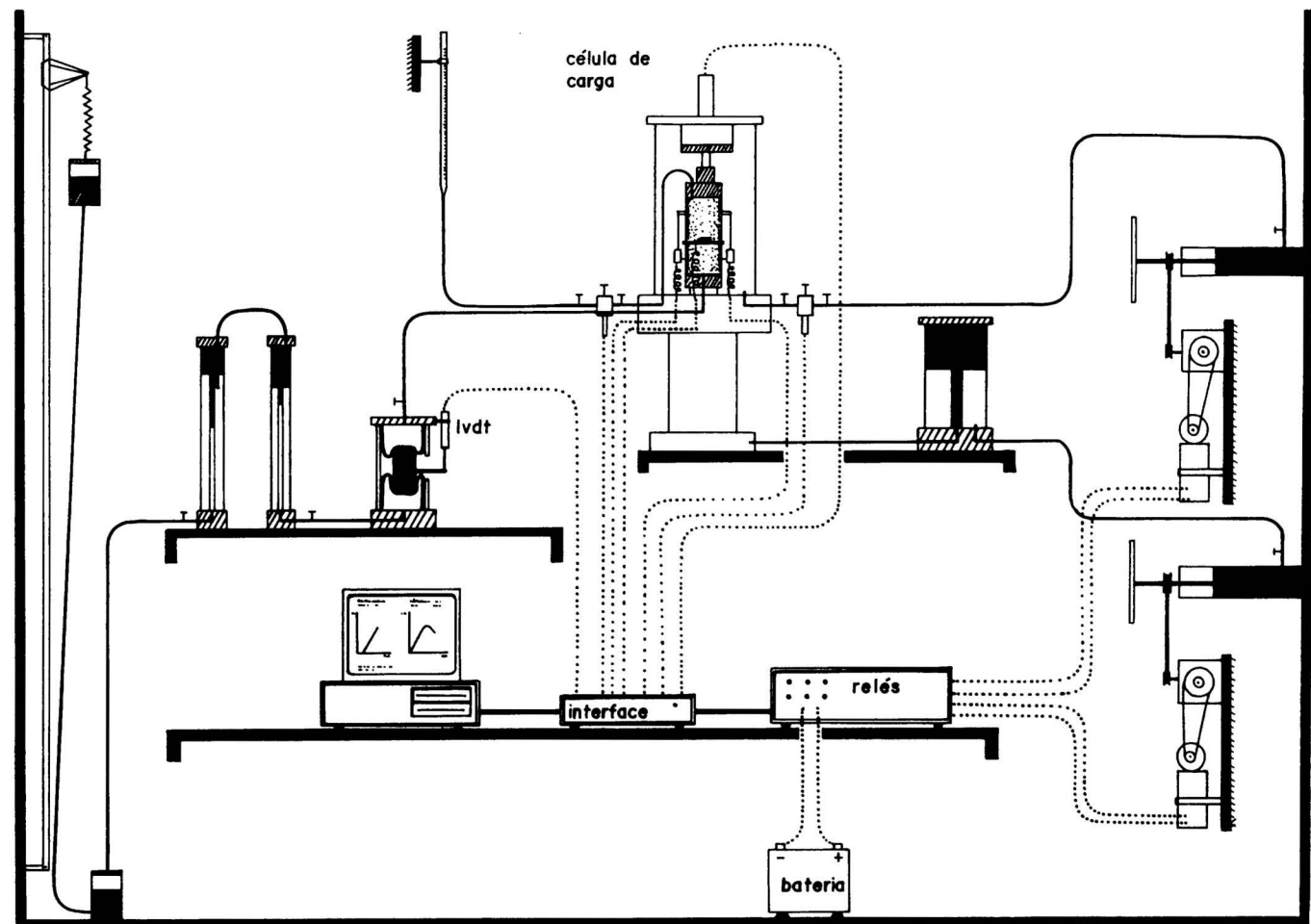


FIGURA A. 1. Esquema geral do sistema automático de controle do equipamento triaxial utilizado (Martins, 1994)

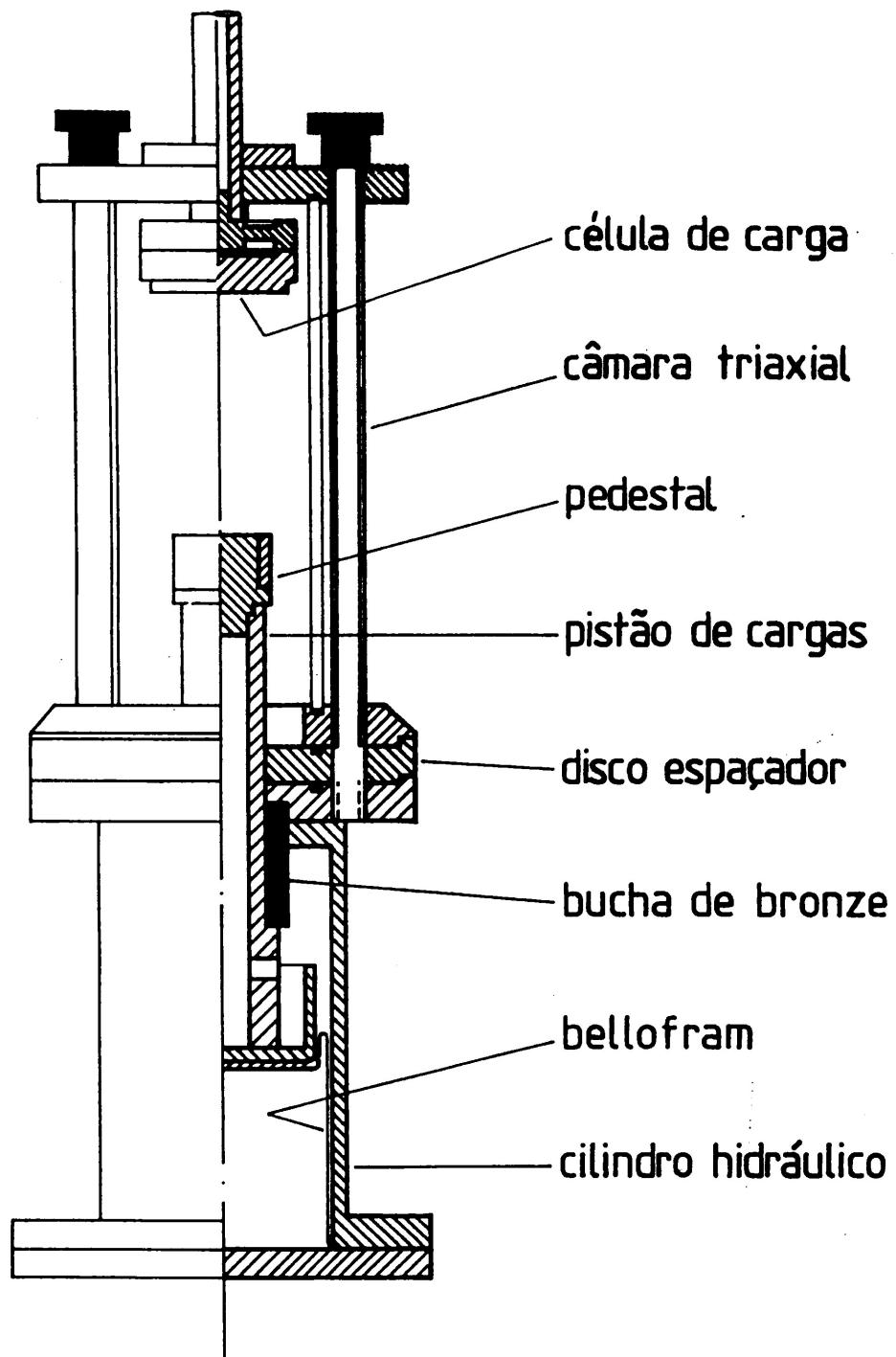


FIGURA A. 2. Câmara triaxial tipo Bishop Wesley utilizada

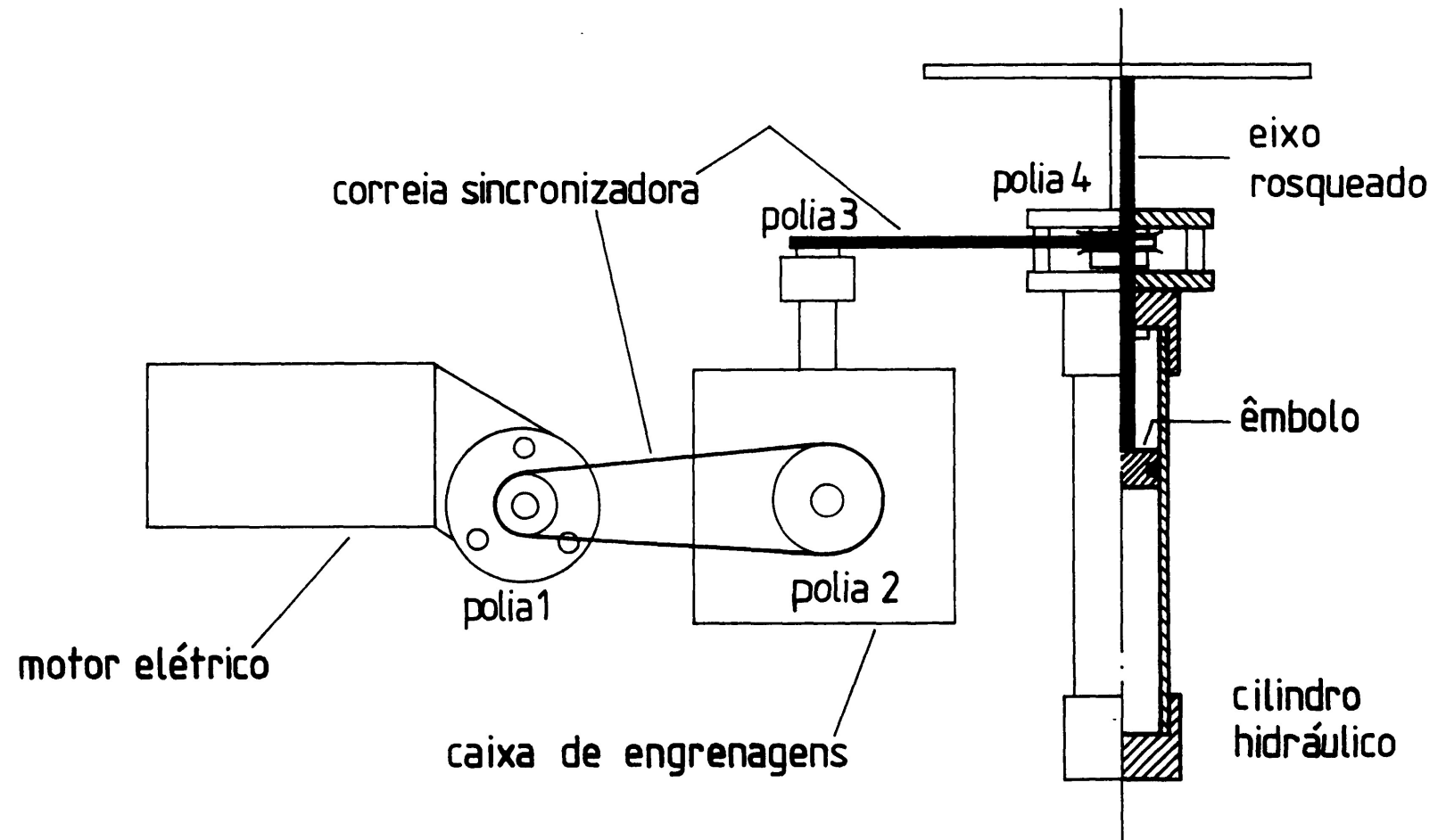


FIGURA A. 3 Esquema do servo-mecanismo de controle de pressão implementado.

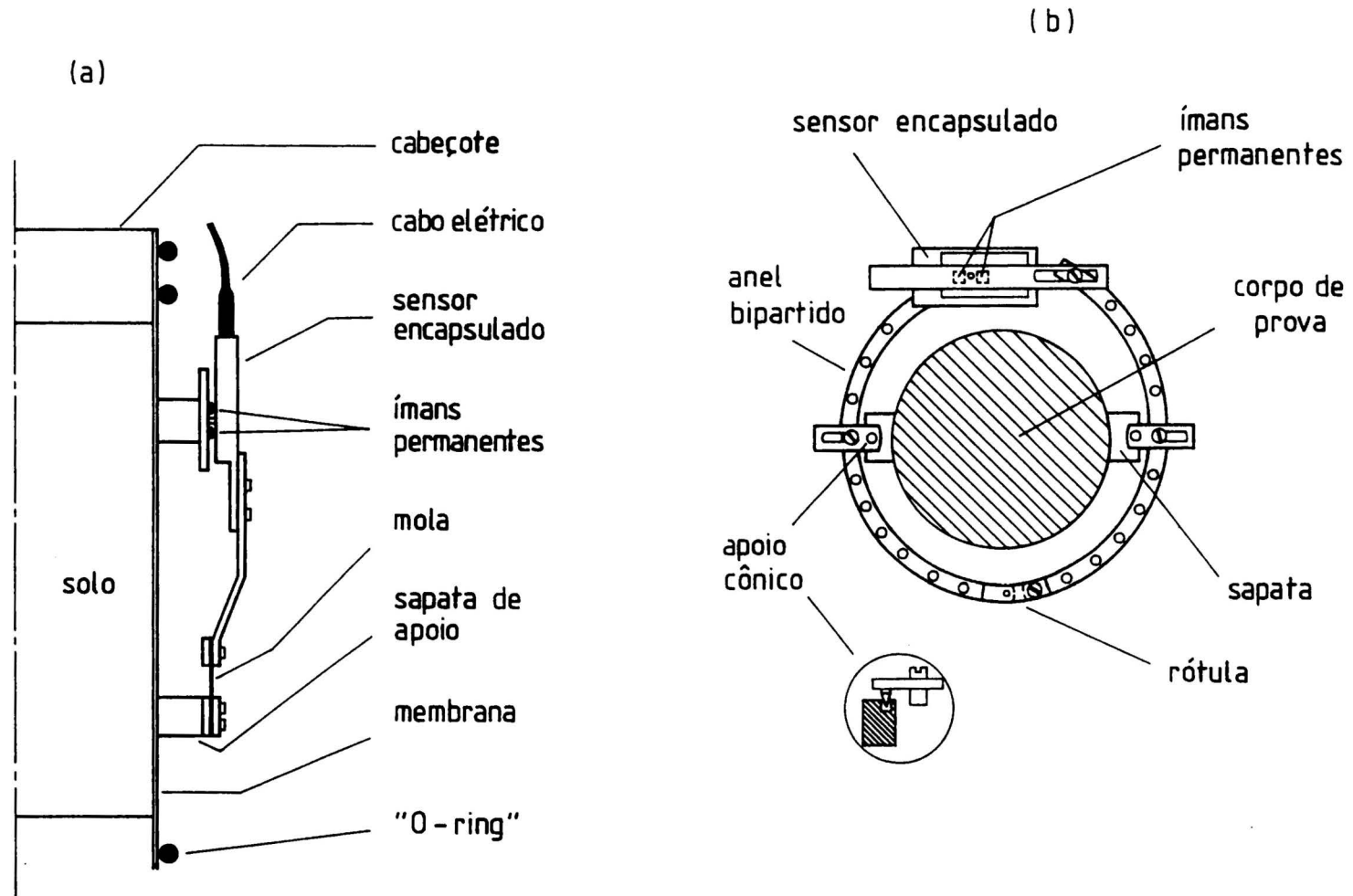


FIGURA A. 4 Transdutores de deformação a base de sensores de efeito Hall utilizados (a) transdutor de deformações axiais (Soares, 1992) e (b) transdutor de deformações radiais (Bressani, 1990).

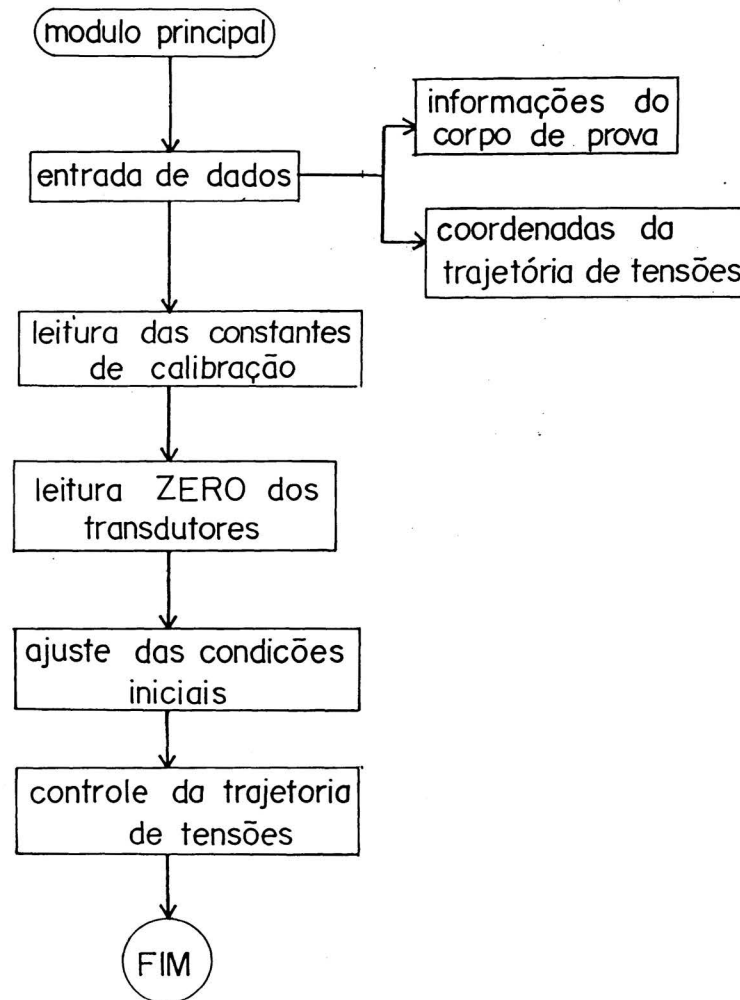


FIGURA A. 5. Fluxograma simplificado do programa de controle de trajetória de tensões (Martins, 1994).

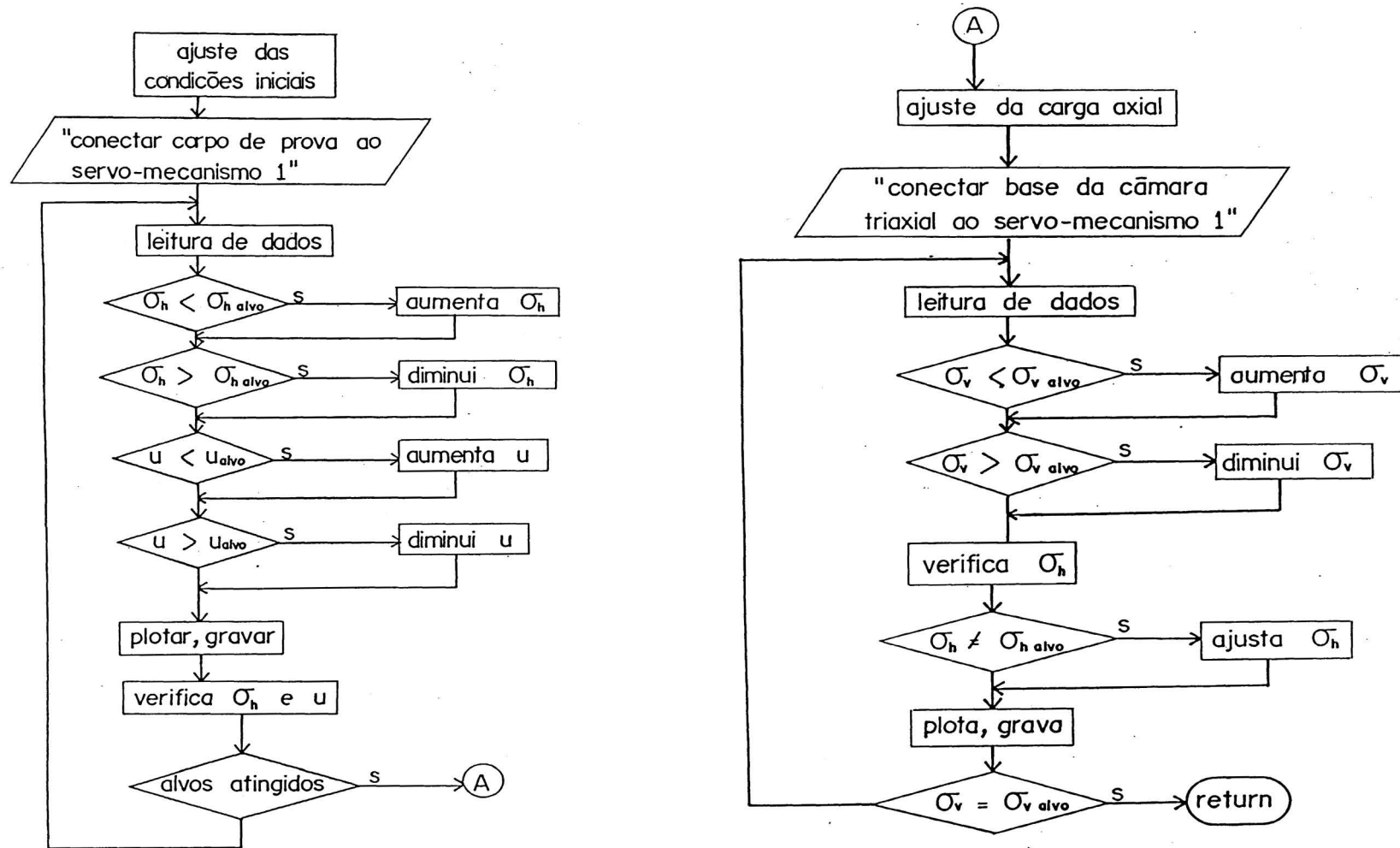


FIGURA A. 6. Fluxograma da sub-rotina de ajuste das condições iniciais.

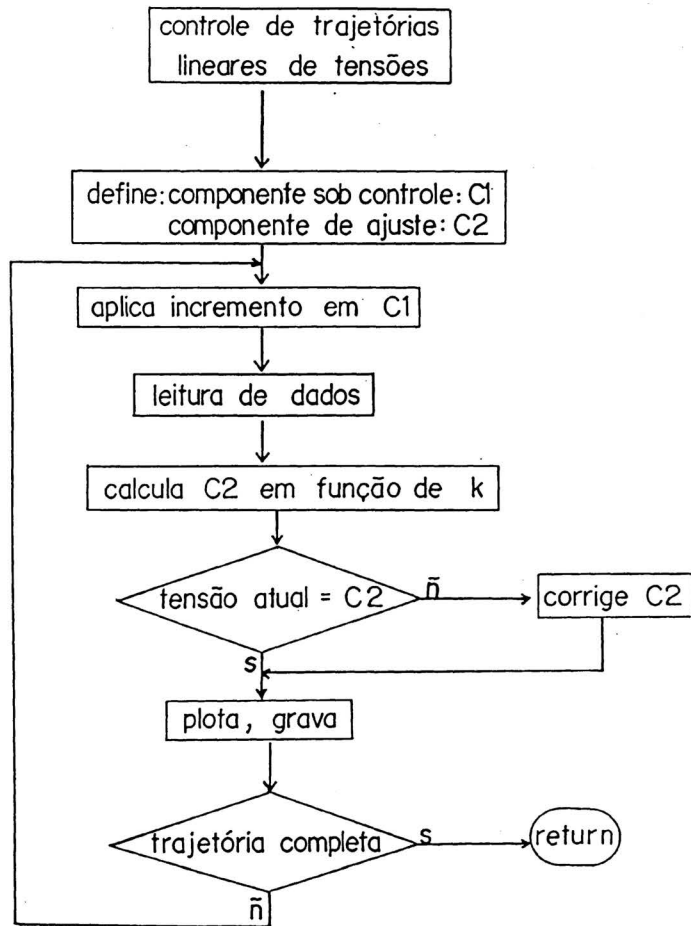


FIGURA A. 7. Fluxograma da sub-rotina de controle de trajetórias lineares de tensões.

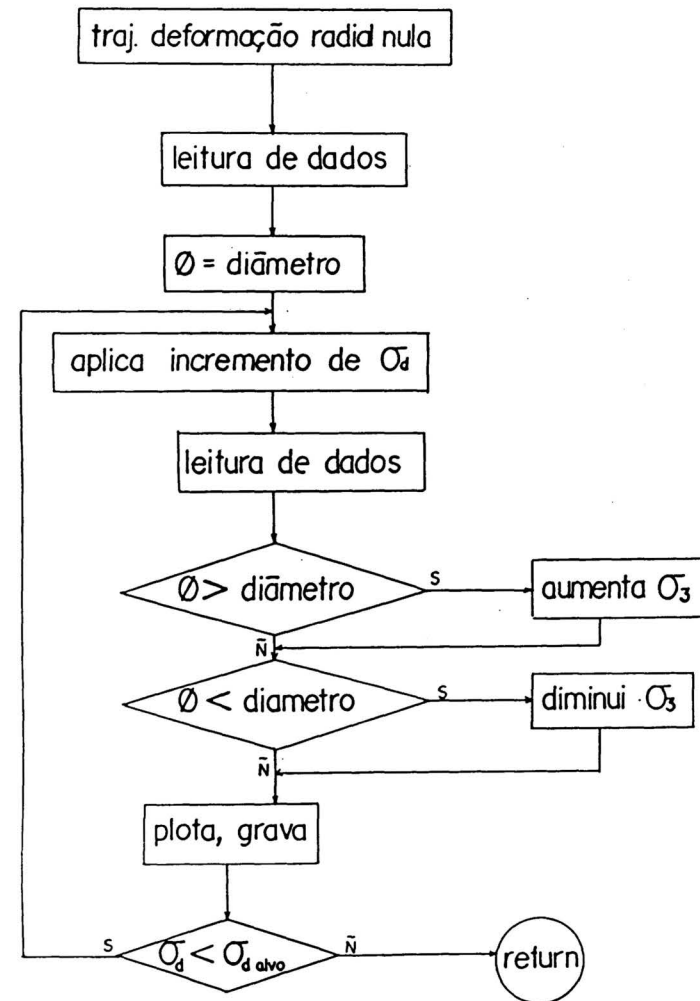


FIGURA A. 8 Fluxograma da sub-rotina de controle da trajetória de deformação radial nula.

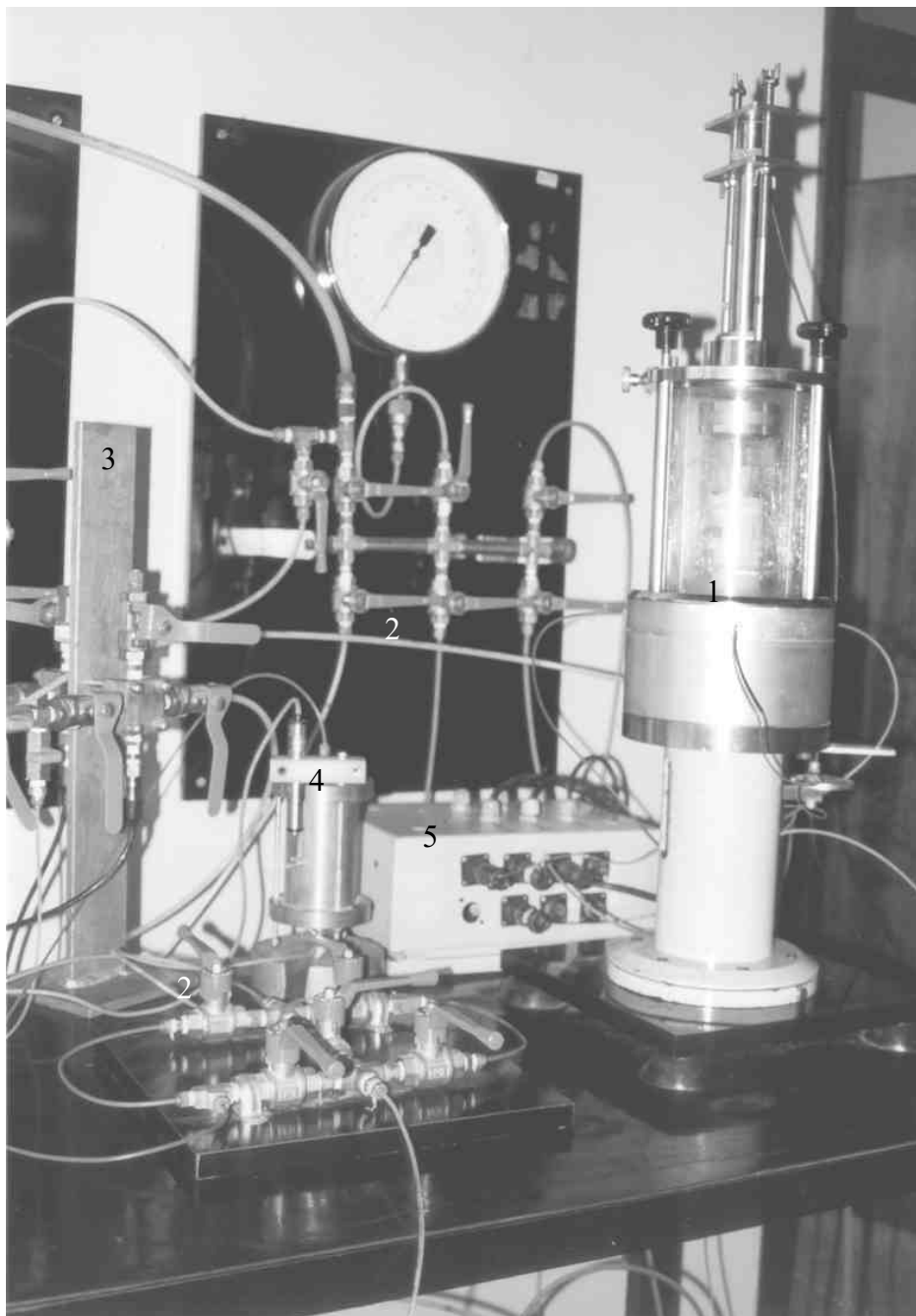


FIGURA A. 9: (1). câmara triaxial (2) válvula de controle de fluxo (3) pórtico de transdutores de pressão (4) transdutor de variação volumétrica tipo *Imperial College* (5) caixa de conexões elétricas

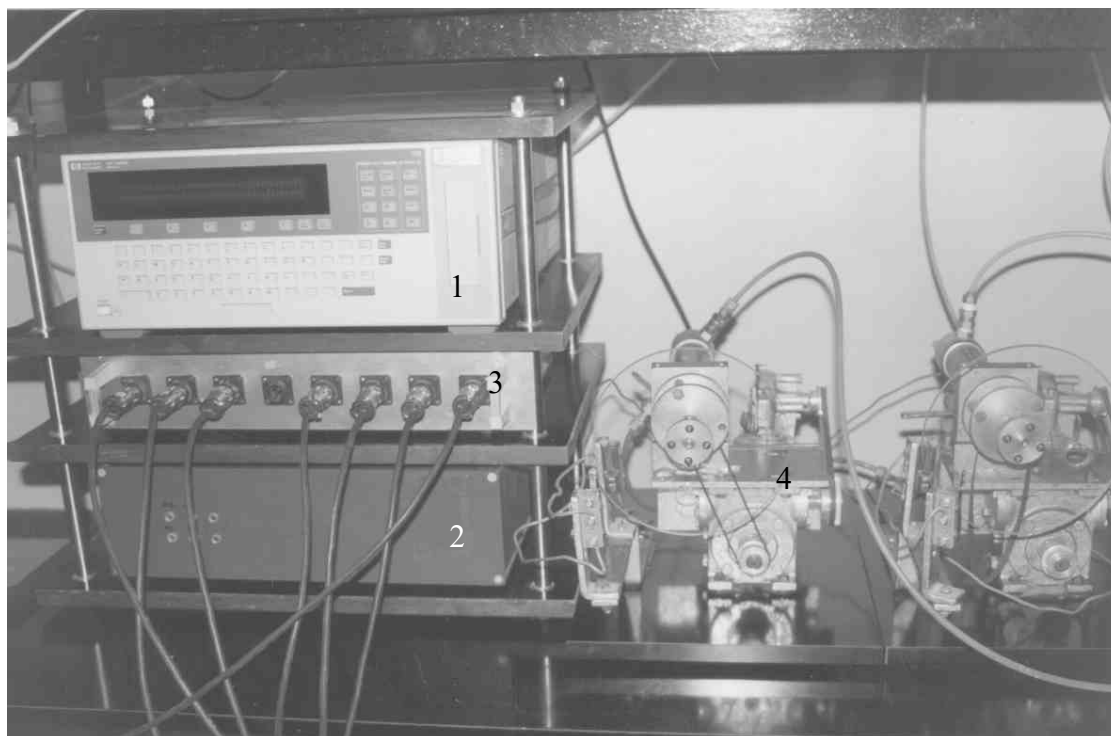


FIGURA A. 10 (1) Conversor A/D (2) Caixa de relés e conexões elétricas com os motores (3) caixa de conexões elétricas com o conversor A/D (4) servo mecanismo de controle de pressão.

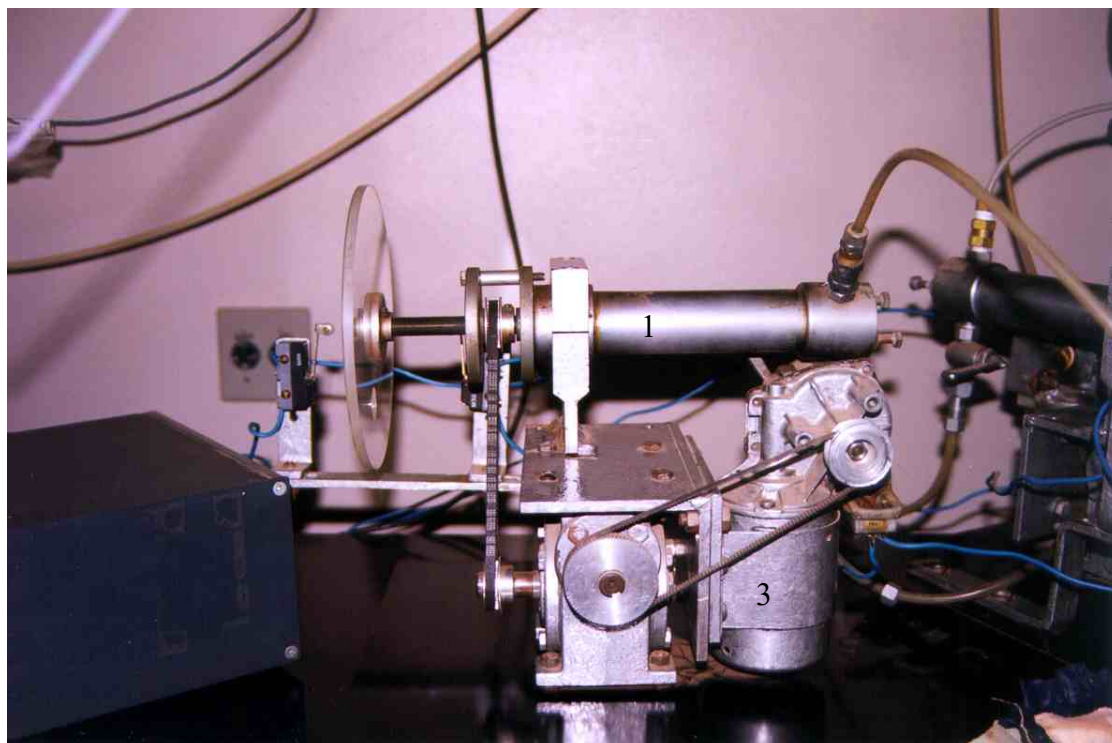


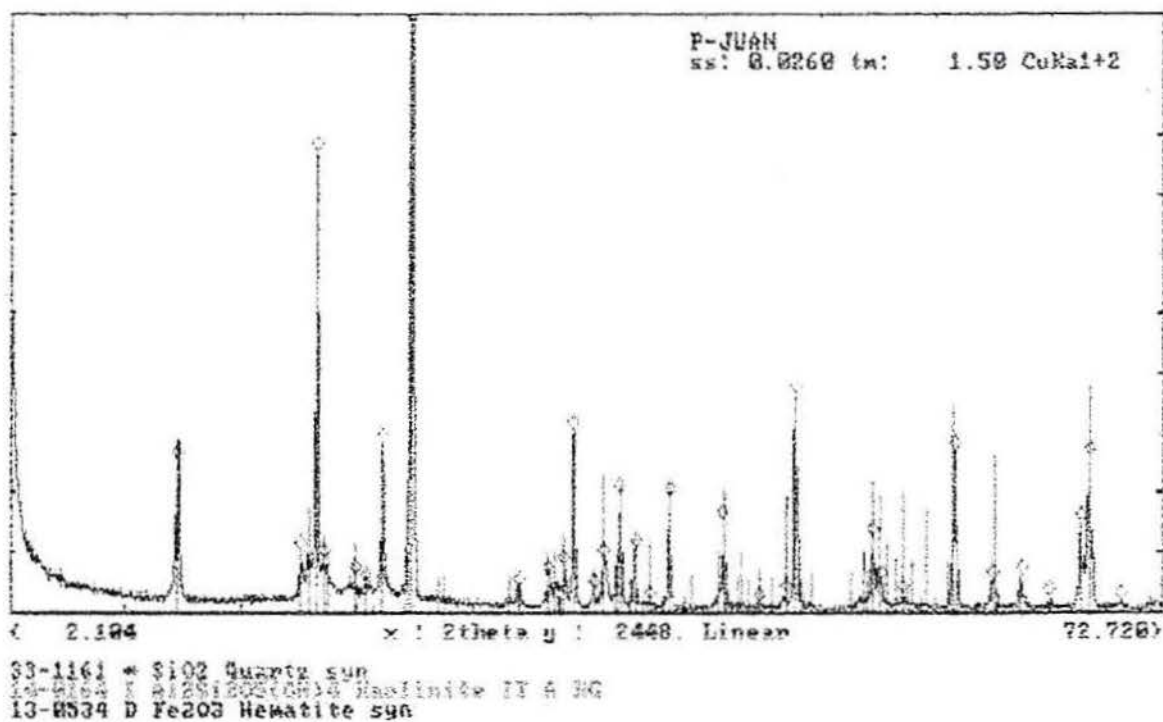
FIGURA A. 11 Servo mecanismo de controle de pressão (1) êmbolo hidráulico (2) caixa de redução (3) motor elétrico.



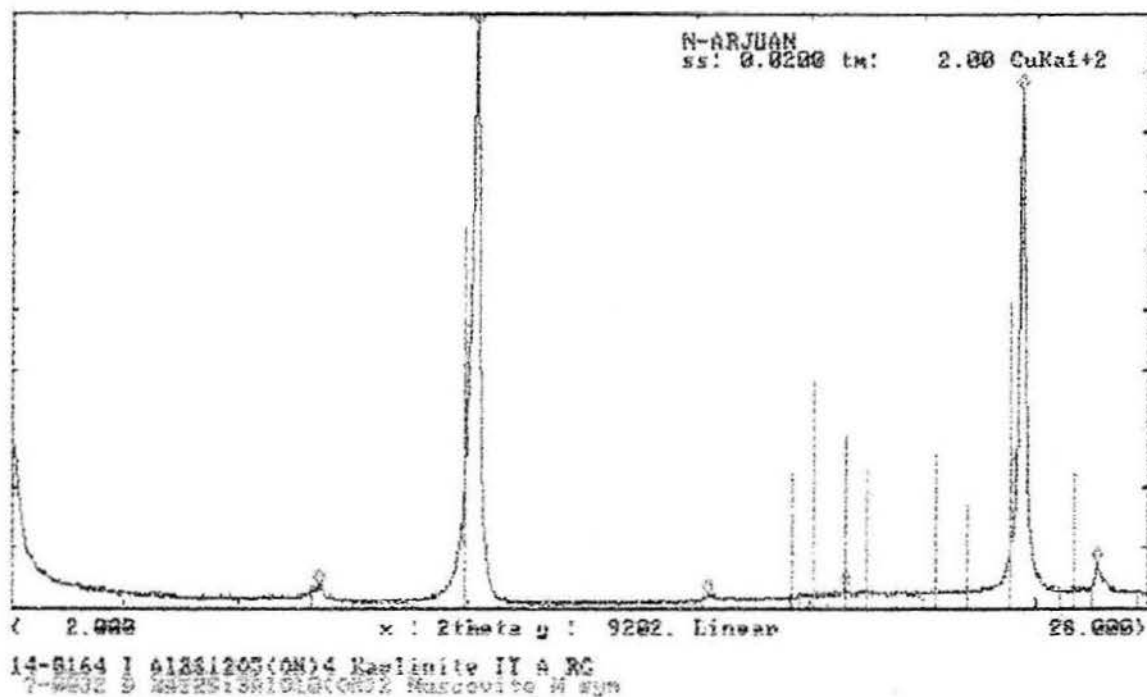
FIGURA A. 12 Detalhe da instrumentação local de deformações radial e axial utilizada, a base de sensores de efeito Hall (Soares, 1992).

ANEXO 2

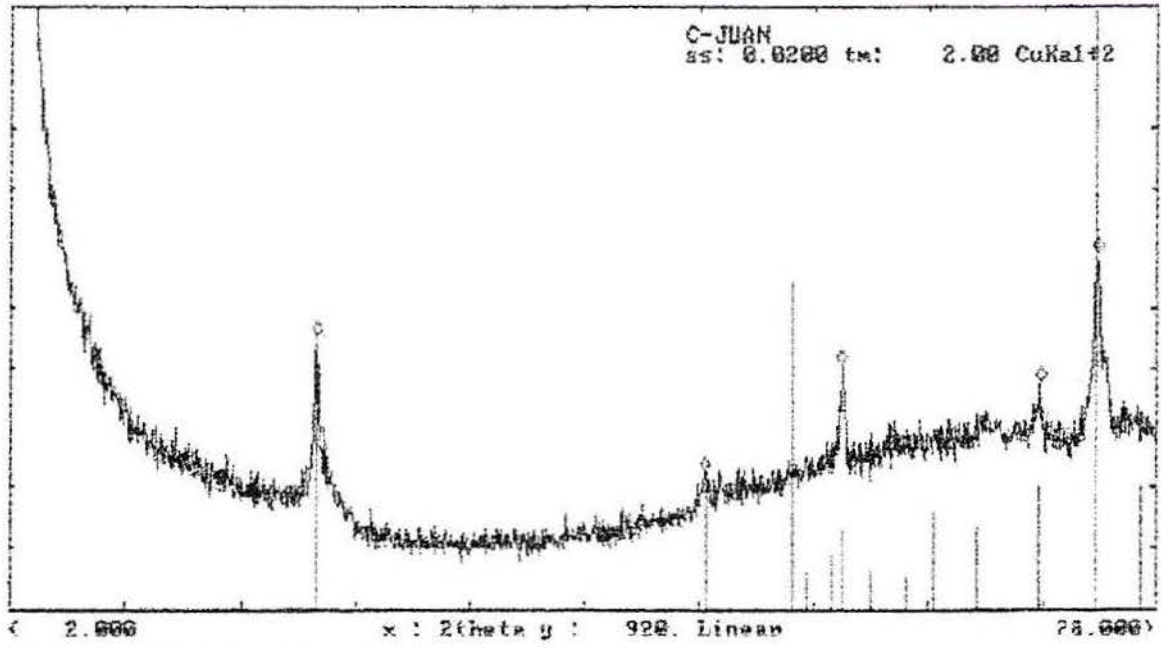
DIFRATOGRAMAS DE RAIOS X



(a) pó/ mineralogia total

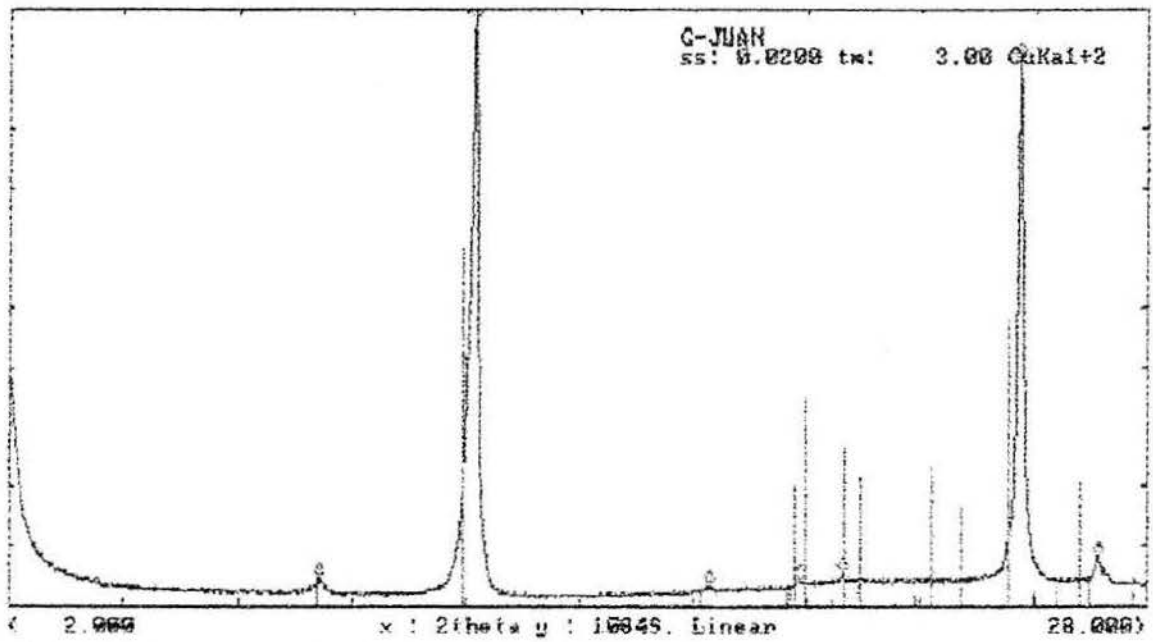


(b) natural



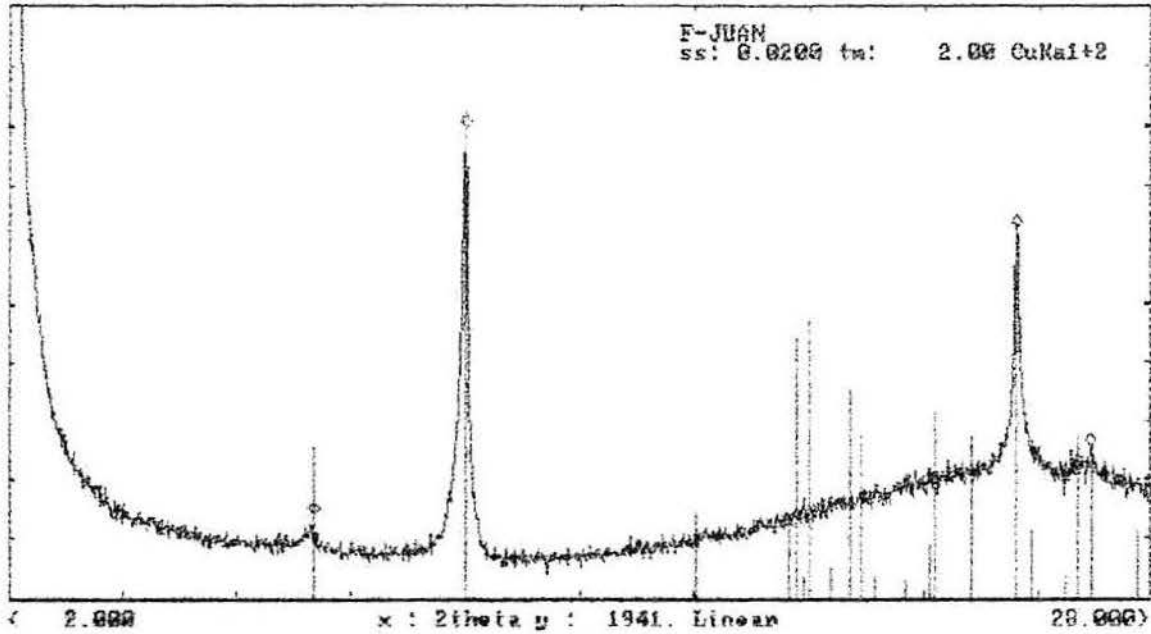
33-1161 * SiO2 Quartz syn
 7-0032 B Al2Si3O10(OH)2 Muscovite K syn

(d) calcinada



14-0164 I Al2Si2O5(OH)4 Kaolinite II A SC
 7-0032 B Al2Si3O10(OH)2 Muscovite K syn

(c) glicolada



14-2164 I 01251805(OW)4 Naolizite II A RG
 7-0002 P 0012518018(OW)2 Mescolite M syn

(e) formamida