

**RESISTÊNCIA E DILATÂNCIA DE SOLOS CIMENTADOS:
UMA ABORDAGEM TEÓRICO-EXPERIMENTAL**

Pedro Domingos Marques Prietto

Porto Alegre
Setembro 2004

PEDRO DOMINGOS MARQUES PRIETTO

**RESISTÊNCIA E DILATÂNCIA DE SOLOS CIMENTADOS:
UMA ABORDAGEM TEÓRICO-EXPERIMENTAL**

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

Porto Alegre
Setembro de 2004

PEDRO DOMINGOS MARQUES PRIETTO

**RESISTÊNCIA E DILATÂNCIA DE SOLOS CIMENTADOS:
UMA ABORDAGEM TEÓRICO-EXPERIMENTAL**

Esta tese de doutorado 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 em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 17 de setembro de 2004.

Prof. Fernando Schnaid
Ph.D. pela Oxford University
orientador

Prof. Nilo Cesar Consoli
Ph.D. pela Concordia University
orientador

Prof. Américo Campos Filho
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Karla Salvagni Heineck (UFRGS)
D.Sc. pela Universidade Federal do Rio
Grande do Sul

Prof. Antônio Thomé (UPF)
D.Sc. pela Universidade Federal do Rio
Grande do Sul

**Prof. Matthew Richard Coop
(Imperial College, University of London)**
Ph.D. pela Oxford University, UK

Dedico este trabalho a minha esposa Adriana
e aos meus pais Pedro Luis e Yedda.

AGRADECIMENTOS

O autor gostaria de externar os seus sinceros agradecimentos às seguintes pessoas e instituições:

Aos professores orientadores Fernando Schnaid e Nilo César Consoli, pela seriedade, competência e, sobretudo, pela amizade e permanente entusiasmo demonstrados durante o já longo período em que trabalhamos juntos.

A todos os demais professores do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (PPGEC-UFRGS), pelos ensinamentos e atenção dispensados ao autor.

A todos os colegas do PPGEC/UFRGS, em especial a Giovani Rotta, Júlio Montardo, Luciane Ulbrich, Márcio Vendruscolo e Karla Heineck, pelo convívio sempre cordial, e pelo aprendizado proporcionado ao autor.

Ao professor Matthew Richard Coop, pela colaboração indispensável, pelo exemplo e incentivo, e pela forma atenciosa com que me recebeu na City University.

Aos funcionários Lloyd e Keith do Laboratório de Mecânica dos Solos da City University, pelo auxílio indispensável no dia a dia do laboratório.

A todos os colegas da City University, Abbas (Irã), Liana, Andréa e Gianfranco (Itália), Beatrice (França), Ulrich (Alemanha), Woyczek (República Tcheca), Stella e Vangelis (Grécia), com quem tive o enorme prazer de conviver durante minha estada em Londres.

A CAPES e a Universidade Católica de Pelotas, pelo indispensável suporte financeiro.

Aos professores, funcionários e alunos do Curso de Engenharia Civil da Universidade Católica de Pelotas, em especial às professoras Maria Luisa Cañas Martins e Ângela Azevedo, pelo incentivo e amizade.

Aos colegas e amigos Antônio Thomé, Gilnei Arnold, Cezar Bastos e Washington Peres Núñez, pelo exemplo, amizade e por sua grande “disponibilidade”.

Aos sogros Expedito e Marisa, e aos cunhados Daniela e André, pelo carinho e apoio irrestrito durante o período do doutorado.

A sua família, Pedro Luis e Yedda, Pedro Antônio, Ana Cláudia e Pedro Manuel, Pedro Augusto, Margarida e Leonardo, por proporcionarem, de todas as formas possíveis, as condições para a realização deste trabalho.

Por fim, a sua adorada esposa, amiga e companheira de todas as horas Adriana, por tudo.

...o Homem é uma criatura frívola e incongruente, e talvez, como um jogador de xadrez, ame mais o processo do jogo do que o seu desfecho. E quem sabe, talvez o único objetivo que a Humanidade busca incansavelmente neste mundo está neste incessante processo de realização, ou em outras palavras, na própria vida...
(tradução livre)

Fiodor Dostoyevski

RESUMO

PRIETTO, P.D.M. Resistência e Dilatância de Solos Cimentados: Uma Abordagem Teórico-Experimental. 2004. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

A busca de soluções racionais para problemas geotécnicos envolvendo solos cimentados, tanto naturais como artificiais, e sua incorporação à prática corrente da Engenharia Geotécnica, requer primordialmente o estabelecimento de critérios de análise, projeto e execução tecnicamente confiáveis e economicamente viáveis, o que, por sua vez, implica na capacidade de prever o comportamento mecânico desses materiais cimentados quando submetidos a condições específicas de trabalho. Neste contexto, o presente trabalho apresenta uma contribuição ao desenvolvimento de um arcabouço teórico fundamental à compreensão do comportamento geotécnico de solos cimentados, através de uma abordagem que contemplou, além da caracterização do comportamento básico de solos cimentados, a investigação teórica e experimental da relação tensão-dilatância-resistência observada na compressão triaxial para uma variada gama de materiais reconstituídos e cimentados. Todos os aspectos analisados do comportamento mecânico dos solos cimentados investigados foram, em maior ou menor grau, influenciados pela variação do grau de cimentação, da tensão efetiva média inicial e do índice de vazios. A análise da resposta dos materiais cimentados no espaço tensão-dilatância permitiu concluir, a partir do reconhecimento de padrões claros de comportamento, que a teoria da tensão-dilatância fornece um arcabouço com potencial para a interpretação do comportamento tensão-deformação e da resistência de materiais cimentados, na medida em que incorpora a dilatância como fator importante do comportamento geotécnico.

Palavras-chave: solos cimentados; cimentação; resistência ao cisalhamento; dilatância; ensaios triaxiais.

ABSTRACT

PRIETTO, P.D.M. Strength and Dilatancy of Cemented Soils: a Theoretical and Experimental Approach. 2004. Thesis (Doctor in Engineering) – Civil Engineering Post-Graduation Program, Porto Alegre.

Searching for rational and practical solutions to geotechnical problems in both naturally and artificially cemented soils requires mainly the establishment of reliable and economical criteria for analysis, design, and construction practice, and also the ability of predicting the cemented soil stress-strain-strength response for specific loading conditions. In this context, the present work was conceived as an effective contribution to a conceptual framework for the overall behaviour of cemented geomaterials. The approach used was, in addition to the characterization of the general stress-strain behaviour, the theoretical and experimental investigation of the stress-dilatancy-strength relationships in triaxial compression for a wide range of naturally and artificially cemented soils. All the aspects of the mechanical behaviour investigated were affected to some extent by the variations imposed to the degree of cementation, the mean effective stress, and the void ratio. Also, the analysis of the cemented soils response in the stress-dilatancy space has allowed to conclude, from the recognition of clear patterns of behaviour, that the stress-dilatancy theories provide an adequate and promising framework for the comprehension and interpretation of the stress-strain-strength response of cemented geomaterials, as they incorporate volumetric response as a fundamental factor of the overall geotechnical behaviour.

Key-words: cemented soils; cementation; shear strength, dilatancy, triaxial tests.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	p.26
1.1 O PROBLEMA E A IMPORTÂNCIA DA PESQUISA.....	p.26
1.2 IDÉIA CENTRAL E REFERENCIAL TEÓRICO	p.28
1.3 OBJETIVOS E ESCOPO.....	p.31
1.4 CONTRIBUIÇÃO AO ESTADO DA ARTE	p.32
1.5 ORGANIZAÇÃO DA TESE.....	p.33
2 PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DE MATERIAIS CIMENTADOS	p.34
2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	p.34
2.2 VARIÁVEIS DO COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO.....	p.36
2.3 CONCEITOS BÁSICOS.....	p.45
2.3.1 Solos Estruturados e Solos Cimentados	p.45
2.3.2 Plastificação e Degradação da Cimentação	p.48
2.4 COMPORTAMENTO NA COMPRESSÃO.....	p.52
2.5 COMPORTAMENTO NO CISALHAMENTO	p.60
2.5.1 Visão Geral	p.60
2.5.2 Comportamento Pré-Ruptura	p.65
2.5.3 Comportamento na Ruptura.....	p.82
2.5.4 Comportamento Pós-Ruptura.....	p.87
2.6 MODELOS CONSTITUTIVOS	p.89
3 TEORIA DA TENSÃO-DILATÂNCIA	p.92
3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS: UMA VISÃO HISTÓRICA	p.92
3.2 O FENÔMENO DA DILATÂNCIA NOS SOLOS	p.93

3.3 A RELAÇÃO TENSÃO-DILATÂNCIA DE ROWE	p.103
3.3.1 Formulação para Materiais Friccionais	p.103
3.3.2 Formulação para Materiais Coesivo-Friccionais	p.109
3.4 EVIDÊNCIAS EXPERIMENTAIS.....	p.109
3.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS	p.114
4 O PROGRAMA DE PESQUISA	p.115
4.1 ESTRATÉGIA ADOTADA	p.115
4.2 VARIÁVEIS INVESTIGADAS	p.116
4.3 OBJETIVOS OPERACIONAIS	p.118
4.4 ETAPAS DA PESQUISA	p.120
4.5 MATERIAIS	p.121
4.5.1 Solos Cimentados	p.122
4.5.2 Solos Reconstituídos.....	p.124
4.5.3 Caracterização dos Solos Matrizes.....	p.124
4.6 ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	p.126
4.6.1 Quadro-Resumo dos Ensaios Existentes.....	p.126
4.6.2 Quadro-Resumo dos Ensaios Complementares	p.127
4.7 PROCEDIMENTOS EXPERIMENTAIS	p.128
4.7.1 Coleta e Preparação das Amostras	p.128
4.7.2 Ensaios de Caracterização Física.....	p.129
4.7.3 Preparação dos Corpos-de-Prova.....	p.129
4.7.4 Ensaios de Compressão Não Confinada.....	p.131
4.7.5 Ensaios de Compressão Isotrópica.....	p.132
4.7.6 Ensaios de Compressão Triaxial.....	p.135
4.7.7 Determinação do Módulo Cisalhante Inicial.....	p.137

5 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	p.140
5.1 ESTRUTURA DA ANÁLISE.....	p.140
5.2 ASPECTOS GERAIS DO COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DOS SOLOS CIMENTADOS	p.141
5.2.1 Resistência à Compressão Não Confinada	p.141
5.2.2 Comportamento na Compressão Isotrópica.....	p.143
5.2.2.1 Módulos de Deformação Volumétrica Iniciais.....	p.148
5.2.2.2 Plastificação e Degradação da Cimentação	p.149
5.2.2.3 Relação entre Plastificação, Compressibilidade e Resistência.....	p.152
5.2.2.4 Padrões Gerais de Comportamento.....	p.152
5.2.3 Comportamento na Compressão Triaxial	p.156
5.2.3.1 Rigidez Inicial.....	p.161
5.2.3.2 Resistência ao Cisalhamento: Estados de Pico.....	p.171
5.2.3.3 Resistência ao Cisalhamento: Estado Último.....	p.179
5.3 ANÁLISE TENSÃO-DILATÂNCIA DOS SOLOS CIMENTADOS	p.182
5.3.1 Comportamento Tensão-Dilatância-Resistência.....	p.183
5.3.2 Lei de Degradação da Cimentação	p.192
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS	p.194
6.1 OBJETIVOS PROPOSTOS VERSUS OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	p.194
6.2 CONCLUSÕES.....	p.194
6.3 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	p.196
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	p.198
APÊNDICE A	p.225

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Comparação entre o comportamento estruturado e desestruturado na compressão isotrópica ou unidimensional	p.46
Figura 2: Ponto de plastificação de um solo natural estruturado.....	p.49
Figura 3: Tipos de plastificação.....	p.50
Figura 4: Comportamento idealizado na compressão isotrópica.....	p.54
Figura 5: Compressão de um solo estruturado	p.55
Figura 6: Trajetória de tensões em carregamento K_o para uma rocha branda	p.57
Figura 7: Curvas tensão-deformação obtidas em ensaios triaxiais para uma rocha branda porosa	p.61
Figura 8: Comportamento idealizado de um solo cimentado onde o efeito da cimentação é preponderante	p.63
Figura 9: Comportamento idealizado de um solo cimentado onde o efeito da componente friccional é preponderante	p.63
Figura 10: Comportamento normalizado de um solo cimentado: (a) efeito da componente de cimentação preponderante; (b) efeito da componente friccional preponderante	p.64
Figura 11: Múltiplas superfícies de plastificação	p.69
Figura 12: Definição experimental dos pontos de plastificação no cisalhamento	p.70
Figura 13: Idealização da plastificação para materiais cimentados	p.70
Figura 14: Comportamento de plastificação e resistência de um solo artificial fracamente cimentados em ensaios triaxiais drenados	p.73
Figura 15: Curvas de variação do módulo tangente com a deformação axial em ensaios triaxiais para um solo artificialmente cimentado	p.74
Figura 16: Efeito do estado do solo (p', v) no módulo de cisalhamento máximo G_{max} para um calcarenito intacto e reconstituído.....	p.77
Figura 17: Resultados típicos de areias na compressão triaxial	p.95
Figura 18: Analogia da serra para o cisalhamento de um solo granular	p.96
Figura 19: Forças externas e deslocamentos no cisalhamento direto	p.97

Figura 20: Comportamento tensão-deformação de um solo granular (● fofo; × denso) observado no cisalhamento direto	p.98
Figura 21: Relação tensão-dilatância-deformação de um solo granular (● fofo; × denso) observada no cisalhamento direto.....	p.99
Figura 22: Tensões e deformações no cisalhamento simples	p.100
Figura 23: Relação tensão-dilatância-deformação de um solo granular (● denso; × fofo) observada no cisalhamento simples	p.101
Figura 24: Arranjo bidimensional analisado por Rowe	p.104
Figura 25: Arranjos tridimensional analisados por Rowe: (a) cúbico; (b) rômbo	p.105
Figura 26: Relações tensão-dilatância: (1) Cam-Clay modificado; (2) Cam-Clay original; (3) Teoria de Rowe	p.106
Figura 27: Faixa de variação de resultados de ensaios de cisalhamento simples em areias fofas a densas comparada com a teoria de Rowe (R)	p.111
Figura 28: Resultados de ensaios drenados de compressão na deformação plana em areias fofas a densas comparados com a teoria de Rowe	p.112
Figura 29: Resultados de ensaios triaxiais convencionais drenados em solos granulares comparados com o modelo Cam-Clay (1) e com a teoria de Rowe (3)...	p.112
Figura 30: Comportamento tensão dilatância para um solo cimentado	p.114
Figura 31: Curvas granulométricas dos solos matrizes	p.125
Figura 32: Visão geral dos equipamentos triaxiais utilizados nos ensaios de compressão isotrópica: (a) para 70 MPa; (b) para 5 MPa.....	p.133
Figura 33: Detalhe da instrumentação local utilizada nos ensaios de compressão isotrópica.....	p.134
Figura 34: Equipamento triaxial Bishop-Wesley utilizado nos ensaios triaxiais: (a) visão geral; (b) detalhe da instrumentação.....	p.136
Figura 35: Detalhe do equipamento utilizado na medição do módulo cisalhante inicial	p.138
Figura 36: Variação da resistência à compressão não confinada com o teor de cimento e o índice de vazios na faixa de 0,40-0,70.....	p.142
Figura 37: Variação da resistência à compressão não confinada com o teor de cimento e o índice de vazios na faixa de 0,55-0,70.....	p.143
Figura 38: Curvas de compressão isotrópica: 1% de cimento (AS-CP)	p.144

Figura 39: Curvas de compressão isotrópica: 2% de cimento (AS-CP)	p.145
Figura 40: Curvas de compressão isotrópica: 3% de cimento (AS-CP)	p.145
Figura 41: Curvas de compressão isotrópica obtidas no programa complementar de ensaios (AS-CP, AS-R e AS-N)	p.147
Figura 42: Variação do módulo de deformação volumétrica inicial com o índice de vazios e o teor de cimento.....	p.149
Figura 43: Determinação do ponto de plastificação na compressão isotrópica.....	p.151
Figura 44: Variação da tensão de plastificação incremental com o índice de vazios e o teor de cimento	p.151
Figura 45: Relação entre o módulo de deformação volumétrica e a resistência à compressão não confinada	p.153
Figura 46: Relação entre a tensão de plastificação incremental e a resistência à compressão não confinada	p.153
Figura 47 Comportamento idealizado de solos cimentados na compressão isotrópica .	p.154
Figura 48: Comportamento tensão deformação para os materiais AS-R e AS-CP: 0% e 1% de cimento	p.157
Figura 49: Comportamento tensão deformação para o material AS-CP: 3% e 5% de cimento.....	p.157
Figura 50: Comportamento tensão deformação para o material AS-R: 0% de cimento	p.158
Figura 51: Comportamento tensão deformação para o material AS-R e AS-CP: 0% e 3% de cimento	p.158
Figura 52: Comportamento tensão deformação para os materiais AFU-R e AFU-CP: 0% e 7% de cimento	p.159
Figura 53: Comportamento tensão deformação para os materiais ARG-CP, ARG-R e ARG-N.....	p.159
Figura 54: Comportamento tensão deformação para o material ARG-CP: 5% e 7% de cimento.....	p.160
Figura 55: Comportamento tensão deformação para o material AS-R: 0% de cimento obtido no programa complementar de ensaios.....	p.163
Figura 56: Trajetórias de tensões seguidas para o AS-R: 0% de cimento (programa complementar de ensaios).....	p.163
Figura 57: Comportamento tensão deformação para o material AS-CP: 3% de cimento obtido no programa complementar de ensaios	p.164

Figura 58: Trajetórias de tensões convencionais seguidas para o AS-CP: 3% de cimento (programa complementar de ensaios).....	p.164
Figura 59: Comportamento tensão deformação para o material AS-CP: 3% de cimento obtido no programa complementar de ensaios	p.165
Figura 60: Trajetórias de tensões especiais seguidas para o AS-CP: 3% de cimento (programa complementar de ensaios).....	p.165
Figura 61: Variação do módulo secante com a deformação axial para os materiais AS-R e AS-CP (baseado em: SCHNAID et al., 2001)	p.166
Figura 62: Variação do módulo secante com o segundo invariante da tensão desvio para o material AS-CP: (a) 1% de cimento; (b) 5% de cimento	p.168
Figura 63: Variação do módulo de deformação tangente inicial com a tensão efetiva média para os materiais AS-R e AS-CP	p.169
Figura 64: Variação do módulo cisalhante inicial com a tensão efetiva média para os materiais AS-R, AS-CP, AS-N e AFU-R	p.172
Figura 65: Trajetórias de tensões no espaço normalizado para o material AS-R, obtidas no programa complementar	p.173
Figura 66: Trajetórias de tensões no espaço normalizado para o material AS-CP, obtidas no programa complementar	p.174
Figura 67: Variação da tensão desvio na ruptura com a resistência não confinada para os materiais AS-R e AS-CP	p.174
Figura 68: Comparação entre valores observados e previstos de q_{rup}	p.176
Figura 69: Distribuição de frequência da relação entre valores previstos e observados de q_{rup}	p.179
Figura 70: Estado último dos corpos-de-prova do material AS-CP no espaço $p':v$...	p.181
Figura 71: Estado último dos corpos-de-prova do material AS-R no espaço $p':v$	p.182
Figura 72: Relação entre a deformação cisalhante e a relação de tensões para os materiais AS-R e AS-CP.....	p.184
Figura 73: Comportamento no espaço tensão dilatância o material AS-R: 0% de cimento.....	p.185
Figura 74: Comportamento no espaço tensão dilatância o material AS-CP: 1% de cimento.....	p.185
Figura 75: Comportamento no espaço tensão dilatância o material AS-CP: 3% de cimento.....	p.186

Figura 76: Comportamento no espaço tensão dilatância o material AS-CP: 5% de cimento.....	p.186
Figura 77: Comportamento no espaço tensão dilatância o material AS-CP: 3% e 5% de cimento	p.187
Figura 78: Comportamento no espaço tensão dilatância do material AS-R: 0% de cimento.....	p.188
Figura 79: Comportamento no espaço tensão dilatância do material AS-CP: 5% de cimento.....	p.189
Figura 80: Comportamento no espaço tensão dilatância do material AS-CP: 1% de cimento.....	p.189
Figura 81: Comportamento no espaço tensão dilatância o material AFU-R: 0% de cimento.....	p.190
Figura 82: Comportamento no espaço tensão dilatância o material AFU-CP: 7% de cimento.....	p.191
Figura 83: Comportamento no espaço tensão dilatância dos materiais ARG-N, ARG-R e ARG-CP: 5% de cimento.....	p.191

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Abordagens no estudo de materiais geotécnicos cimentados.....	p.37
Tabela 2: Variáveis do comportamento de materiais geotécnicos cimentados	p.38
Tabela 3: Propriedades geotécnicas de materiais cimentados	p.40
Tabela 4: Ensaio de laboratório e de campo empregados no estudo de materiais geotécnicos cimentados	p.42
Tabela 5: Tipos de materiais geotécnicos cimentados investigados	p.44
Tabela 6: Relação entre $(\sigma'_m)_{I_b=0}$, q_u e p_y	p.86
Tabela 7: Estudos sobre comportamento tensão-dilatância quanto ao tipo de material investigado	p.110
Tabela 8: Relação dos solos cimentados e reconstituídos investigados.....	p.122
Tabela 9: Faixas de variação das variáveis investigadas para os solos cimentados e reconstituídos	p.123
Tabela 10: Descrição dos solos cimentados e reconstituídos investigados quanto à origem	p.124
Tabela 11: Propriedades físicas médias e classificação geotécnica dos solos matrizes.	p.125
Tabela 12: Número de ensaios de laboratório selecionados a partir de trabalhos anteriores.....	p.127
Tabela 13: Ensaio de laboratório do programa complementar para os materiais AS-CP (cimentado) e AS-R (reconstituído).....	p.127
Tabela 14: Parâmetros de Compactação na Energia Proctor Normal	p.131
Tabela 15: Sumário dos ensaios isotrópicos (AS-R e AS-CP).....	p.146
Tabela 16: Sumário dos ensaios isotrópicos do programa complementar de ensaios (AS-CP, AS-R e AS-N)	p.147
Tabela 17: Parâmetros das linhas de compressão normal do material reconstituído de acordo com a equação $v = N + \lambda \ln p'$	p.148
Tabela 18: Resumo e identificação dos ensaios triaxiais compilados de trabalhos anteriores.....	p.156
Tabela 19: Resumo dos resultados dos ensaios triaxiais compilados de trabalhos anteriores.....	p.162

Tabela 20 Resumo dos resultados dos ensaios triaxiais do programa complementar ...	p.166
Tabela 21: Resumo dos parâmetros de rigidez obtidos nos ensaios triaxiais compilados de trabalhos anteriores.....	p.167
Tabela 22: Valores Observados de K , n e r^2 para os materiais AS-R e AS-CP	p.170
Tabela 23: Resultados experimentais compilados na literatura.....	p.180
Tabela 24: Análise estatística básica da relação entre valores previstos e observados de q_{rup}	p.181

LISTA DE ABREVIATURAS

prof.: professor.

e.g.: por exemplo.

LISTA DE SIGLAS

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ASTM: American Society for Testing and Materials

CI: Compressão Isotrópica

CNC: Compressão Não Confinada

DNER: Departamento Nacional de Estradas de Rodagem

ERE: Envoltória de Resistências da Estrutura

ISSMFE: International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering

LCS: Linha de Compressão de Sedimentação

LCVI ou LCI: Linha de Compressão Virgem Intrínseca

LCN: Linha de Compressão Normal

LCPP: Linha de Compressão Pós-Plastificação

LEC: Linha de Estado Crítico

LVDT: Linear Variable Differential Transformer

PPGEC: Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

SLE: Superfície Limite de Estado

SUCS: Sistema Unificado de Classificação de Solos

TDC: Triaxial Drenado Convencional

UFRGS: Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

LISTA DE SÍMBOLOS

B : parâmetro de poro-pressão de Skempton; Módulo de deformação volumétrica

B_0 : módulo de deformação volumétrica inicial

c' : coesão efetiva

c_f : coesão efetiva mobilizada de Rowe

c_{ult} : coesão última

C : cimentação

C_u : coeficiente de uniformidade

CV : coeficiente de variação

d : parâmetro de dilatância igual ao quociente entre os incrementos de deformação plástica volumétrica e cisalhante

D : parâmetro de dilatância igual a $1+d$

D_{10} : diâmetro efetivo

$D_f, D_{f,parent}$: fatores de dilatância na ruptura para os solos cimentado e reconstituído

D_r, D_R : densidade relativa

e : índice de vazios

e_0 : índice de vazios inicial

E : módulo de deformação axial (Módulo de Young)

E_0 : módulo de deformação axial tangente inicial

E_s : módulo de deformação axial secante

$E_{s(0,5)}$: módulo secante à 0,5% de deformação axial

$E_{s(0,1)}$: módulo secante à 0,1% de deformação axial

$E_{s(0,01)}$: módulo secante à 0,01% de deformação axial

E_{tan} : módulo de deformação axial tangente

G : módulo cisalhante

G_o, G_{\max} : módulo cisalhante máximo

h : altura da amostra

I_B : índice de fragilidade

IP : índice de plasticidade

J_{2D} : segundo invariante de tensões cisalhantes

k_0, k_1, k_2 : coeficientes de regressão linear

k_b : parâmetro do solo relacionado com a cimentação entre partículas

K : valor de E / p_a correspondente a $p'_i / p_a = 1$ na equação de Janbu; constante friccional de Rowe

K_0 : coeficiente de empuxo no repouso

L : distância entre os transdutores no ensaio de *bender elements*

LL : limite de liquidez

LP : limite de plasticidade

M : relação q / p' no estado crítico

n : gradiente da variação linear entre E / p_a e p'_i / p_a em gráfico log-log

N : volume específico correspondente à tensão efetiva média unitária na linha de compressão virgem intrínseca

p_a : pressão atmosférica

p_y, p'_y : tensão efetiva média de plastificação

p' : tensão efetiva normal média

p'_{cura} : tensão efetiva média de cura

p'_e : tensão efetiva média equivalente obtida na linha de compressão intrínseca do solo reconstituído

p'_i : tensão efetiva normal média inicial

p'_p : tensão efetiva média equivalente obtida na linha de compressão intrínseca do solo reconstituído ou cimentado

p'_{rup} : tensão efetiva normal média na ruptura

p'_{ult} : tensão efetiva normal média última

P, Q : forças normal e tangencial no ensaio de cisalhamento direto

q : tensão desvio

q_0 : resistência à compressão não confinada na condição de saturação

q_f, q_{rup} : tensão desvio na ruptura

$q_p, q_{rup/0}$: tensão desvio na ruptura para o solo não cimentado

q_u : resistência à compressão não confinada

q_{ult} : tensão desvio última

r^2 : coeficiente de determinação

R : quociente entre as tensões principais efetivas maior e menor

s : desvio padrão amostral

s' : valor médio das tensões efetivas principais maior e menor; abcissa do centro do círculo de Mohr

S : grau de saturação

t : valor máximo da tensão cisalhante; raio do círculo de Mohr; tempo de viagem da onda de cisalhamento

u : poro-pressão

V_s : velocidade da onda cisalhante

Y_1, Y_2, Y_3 : superfícies ou pontos de plastificação

x, y : deslocamentos no ensaio de cisalhamento direto

α : ângulo formado entre o plano de ruptura e o plano principal maior; parâmetro geométrico dos arranjos investigados por Rowe

β : parâmetro de dilatância igual ao arco-tangente do quociente entre os incrementos de deformação plástica cisalhante e volumétrica

δE : incremento de trabalho interno realizado em um elemento de solo
 $\delta W, \delta W_T$: incremento de trabalho externo realizado sobre um elemento de solo
 $\delta x, \delta y$: incrementos de deslocamentos no ensaio de cisalhamento direto
 $\delta \epsilon_1, \delta \epsilon_3$: incrementos de deformação principal maior e menor
 $\delta \epsilon_a, \delta \epsilon_r$: incrementos de deformação axial e radial
 $\delta \epsilon_p^p$: incremento de deformação volumétrica plástica
 $\delta \epsilon_q^p$: incremento de deformação cisalhante plástica
 $\delta \epsilon_p, d\epsilon_{vol}$: incremento de deformação volumétrica total
 $\delta \epsilon_q, d\epsilon_s$: incremento de deformação cisalhante total
 $\delta \epsilon_{xx}, \delta \epsilon_{yy}, \delta \gamma_{yx}$: incrementos de deformação no cisalhamento simples
 $\delta p'$: incremento de tensão efetiva média
 $\Delta p'$: variação da tensão efetiva média
 $\Delta p'_y$: tensão de plastificação incremental
 ΔW : trabalho total realizado sobre um elemento de solo pelas forças externas
 ΔW_{fric} : trabalho dissipado na fricção
 $\Delta W_{estrutura}$: trabalho dissipado na quebra da estrutura do solo
 ϵ_1, ϵ_3 : deformações principais maior e menor
 ϵ_a : deformação axial
 $\epsilon_{a/rupt}$: deformação axial na ruptura
 ϵ_p, ϵ_v : deformação volumétrica total
 ϵ_q, ϵ_s : deformação cisalhante total
 ϵ_p^e : deformação volumétrica elástica
 ϵ_p^p : deformação volumétrica plástica

ε_q^e : deformação cisalhante elástica

ε_q : deformação cisalhante plástica

ϕ : diâmetro equivalente das partículas de solo

$\phi', \phi'_{\max}, \phi_{\max}$: ângulo de atrito efetivo (de pico)

$\phi'_{cv}, \phi'_{cs}, \phi_{cv}$: ângulo de atrito a volume constante

ϕ'_o : ângulo de atrito efetivo do solo não cimentado

ϕ'_m : ângulo de atrito médio do solo nos estados cimentado e não cimentado; ângulo de atrito efetivo mobilizado

ϕ_f : ângulo de atrito mobilizado de Rowe

ϕ_{ult} : ângulo de atrito último

ϕ_μ : ângulo de atrito mineral

γ_d : densidade seca aparente

γ_s : densidade real dos grãos

Γ : valor do índice de vazios correspondente a $p' = 1$ na linha de estado crítico

κ : gradiente do trecho carga-descarga da curva de compressão isotrópica no espaço $\log p':e$

λ : gradiente da linha de compressão virgem intrínseca no espaço $\log p':v$

v : volume específico

μ : coeficiente de atrito; média populacional

η : quociente entre a tensão desvio e a tensão efetiva média

ρ : massa específica do solo

σ : desvio padrão populacional

σ'_1, σ'_3 : tensões principais efetivas maior e menor

σ_1, σ_3 : tensões principais totais maior e menor

σ_a, σ_r : tensões totais axial e radial

σ'_a, σ'_r : tensões efetivas axial e radial

$(\sigma'_m)_{I_B=0}$: tensão efetiva média para a qual ocorre a transição do comportamento frágil para o comportamento dúctil

τ_f : tensão de cisalhamento máxima (na ruptura)

τ_r : tensão de cisalhamento residual (último)

τ_{xy}, σ_{yy} : tensões tangencial e normal no cisalhamento simples

ψ : ângulo de dilatância

1 INTRODUÇÃO

O presente capítulo apresenta uma visão geral da tese de doutorado detalhada nos capítulos subsequentes: sua motivação, importância, objetivo, delimitações, a abordagem utilizada e sua organização.

1.1 O PROBLEMA E A IMPORTÂNCIA DA PESQUISA

São inúmeros os casos que ilustram a necessidade e a importância da completa compreensão, por parte do engenheiro geotécnico, do comportamento mecânico de solos cimentados naturais e artificiais, bem como da sua repercussão no desempenho de obras de engenharia.

Por exemplo, o desempenho das fundações muitas vezes é condicionado à existência de uma cimentação natural no solo, a qual, por um lado, pode contribuir para a redução dos recalques em função do aumento da rigidez do solo, mas, por outro, pode potencializar problemas de colapsividade em ciclos de umedecimento e secagem. Em condições geotécnicas desfavoráveis, como no caso de estruturas construídas sobre depósitos espessos de solos moles, o adequado desempenho das fundações estará, muitas vezes, associado à utilização de técnicas de melhoramento de solos, como, por exemplo, injeções de cimento (*grouting*), que buscam produzir no solo uma matriz artificialmente cimentada com a redução significativa da sua compressibilidade. Outras soluções nesta linha passam pela utilização de materiais compósitos como o solo-cimento, o solo-cal, o solo-cinza-cal, entre outros (e.g. MITCHELL; KATTI, 1981; SOKOLOVIC et al., 1976 apud MITCHELL; KATTI, 1981; DÉCOURT, 1983; TATSUOKA; KOBAYASHI, 1983; STEFANOFF et al., 1983; EVSTATIEV et al., 1985; JURAN; RICCOBONNO, 1991; KAGA; YONEKURA, 1991; MAHER; HO, 1993; THOMÉ; 1994, 1999; THOMÉ et al.; 1999, 2002, 2003; ROHLFES JR., 1996; VENDRUSCOLO, 1996; SALES et al., 1996; CONSOLI et al.; 1996, 1997, 1998b, 2001, 2002a, 2003a, 2003b, 2004a; CARRARO, 1997; SALES, 1998; TESSARI, 1998; SALES; LIMA, 2001). Também na engenharia rodoviária, em especial na execução de bases para pavimentos, é muito difundido o uso de materiais artificialmente cimentados (e.g. PETRONIUS, 1970; UENG, 1972; INGLES; METCALF, 1972; MACHADO, 1978;

CERATTI; MEDINA, 1983; PITTA, 1984; CONCHA, 1986; ZWONOK; CHIES, 1989; NÚÑEZ, 1991; CERATTI, 1991; ADASKA, 1991; OTTE et al., 1992; CROCKFORD et al., 1993; CAVEY et al., 1995; FOGAÇA, 1996; PRIETTO, 2000; BARTLETT; FARNSWORTH, 2002; CONSOLI et al., 2004a).

Os exemplos citados demonstram claramente a importância prática do estudo científico do comportamento de solos cimentados que, no entanto, vai muito além da aplicação específica em fundações ou pavimentação. Taludes e cortes escavados verticalmente de alturas consideráveis e estáveis por longos períodos são observados com frequência em regiões tropicais e subtropicais, sendo a sua estabilidade geralmente atribuída à influência conjunta da sucção e da cimentação na resistência ao cisalhamento e na deformabilidade do solo. Exemplos adicionais incluem problemas relacionados com a estabilidade de depósitos de solos naturais, em particular daqueles sujeitos a solicitações dinâmicas (e.g. SAXENA; LASTRICO, 1978; DUPAS; PECKER, 1979; FRYDMAN et al., 1980; CLOUGH et al.; 1981, 1989; AVRAMIDIS, 1985; ACAR; EL-TAHIR, 1986; SAXENA et al., 1988a; REDDY; SAXENA, 1992; BAIG et al., 1997), e fundações de estruturas *off-shore* assentes em depósitos sedimentares de origem calcária (e.g. AIREY, 1993; COOP; ATKINSON, 1993; HUANG; AIREY; 1993, 1998; CUCCOVILLO; COOP; 1993, 1997b, 1999a; COOP; AIREY, 2003).

Por fim, o estudo de solos cimentados artificiais ou naturais vem contribuir de forma significativa para uma melhor compreensão do comportamento dos materiais geotécnicos em geral, dentro de uma concepção teórica unificada e abrangente. Neste contexto, incluem-se, por exemplo, os solos residuais ou pedologicamente evoluídos, algumas vezes denominados tropicais, de grande interesse regional tendo em vista que constituem a maior parte do território brasileiro, as rochas brandas ou intemperizadas, as areias cimentadas por processos naturais, os solos de origem calcária ou vulcânica e os solos artificialmente cimentados em geral (e.g. MACCARINI; 1987, 1989; BRESSANI, 1990; LEROUEIL; VAUGHAN, 1990; AVERSA et al., 1993; GENS; NOVA, 1993; PRIETTO, 1996; HEINECK, 1998; CUCCOVILLO; COOP; 1997b, 1999a; ROTTA, 2000; CONSOLI et al., 2000; MALANDRAKI; TOLL; 2000, 2001; SCHNAID et al., 2001; LO; WARDANI, 2002). Neste sentido, são de fundamental importância estudos que contemplem o comportamento elástico de materiais cimentados, o fenômeno da plastificação associado à quebra das cimentações, o

comportamento volumétrico, o comportamento pós-pico e os aspectos relativos à microestrutura dos materiais cimentados.

1.2 IDÉIA CENTRAL E REFERENCIAL TEÓRICO

Do ponto de vista do comportamento mecânico, solos cimentados, rochas brandas e outros materiais similares constituem uma classe de materiais situados em uma área intermediária entre a Mecânica dos Solos tradicional e a Mecânica das Rochas. De acordo com Gens e Nova (1993), existe um “vácuo” que se torna evidente quando se considera a relativa falta de modelos físicos e matemáticos capazes de integrar o comportamento de todos estes materiais de uma maneira consistente e unificada.

Os modelos clássicos da Mecânica dos Solos envolvem basicamente os conceitos de densidade inicial e suas subseqüentes modificações devido à história de tensões. No entanto, hoje já se admite que a resistência e a rigidez da maioria dos solos naturais, inclusive argilas moles e areias, bem como de rochas brandas e alteradas, não podem ser explicadas somente considerando-se estes dois fatores. O outro fator a ser considerado é a chamada estrutura do solo, termo utilizado pioneiramente por Mitchell (1976) para argilas e descrito por Burland (1990) como sendo a combinação da cimentação entre as partículas do solo (*bonding*) com o seu arranjo e distribuição espacial (*fabric*). De acordo com Cuccovillo e Coop (1997b), a estrutura confere aos solos padrões de comportamento que, a princípio, não se enquadram no arcabouço teórico desenvolvido para materiais reconstituídos, como, por exemplo, a Teoria do Estado Crítico (ROSCOE et al., 1958). Para Leroueil e Vaughan (1990), a estrutura e seus efeitos sobre o comportamento geotécnico devem ser tratados como um conceito básico da Mecânica dos Solos, da mesma forma e com a mesma importância que a história de tensões e a densidade inicial.

A partir desta abordagem, Gens e Nova (1993) estabelecem uma interessante discussão a respeito das bases conceituais para o desenvolvimento de modelos constitutivos para materiais cimentados dentro do arcabouço da teoria da plasticidade com endurecimento, cuja idéia central é formada por dois pontos básicos: (1) o papel fundamental desempenhado pelo fenômeno da plastificação e (2) a necessidade de considerar-se o comportamento do material cimentado em relação ao comportamento de um material equivalente não cimentado. Gens e

Nova (1993) sugerem a utilização, como ponto de partida, de um modelo constitutivo para o material não cimentado que é modificado de acordo com a magnitude da cimentação. A este modelo deve ser acoplada uma lei de degradação do solo cimentado, estabelecendo a forma pela qual o grau de cimentação é modificado à medida que o material é deformado. Esta lei passa necessariamente pela determinação de uma relação matemática que contemple a redução da rigidez, através da variação do módulo de deformação, com o nível de deformações cisalhantes.

Dentro da proposta de Gens e Nova (1993), um referencial importante e obrigatório refere-se à bem estabelecida Teoria do Estado Crítico (ROSCOE et al., 1958; SCHOFIELD; WROTH, 1968). Embora originalmente estabelecida para materiais puramente friccionais, evidências experimentais (e.g. NOVELLO; JOHNSTON, 1995; LIU; CARTER; 2002a, 2002b) sugerem que a aplicação, ou a adaptação, dos seus conceitos fundamentais pode ajudar a explicar, de maneira unificada e consistente, o comportamento geral e a transição frágil-dúctil observada em materiais coesivo-friccionais, como solos cimentados e rochas brandas, e até mesmo aspectos do comportamento de materiais predominantemente coesivos, como rochas duras.

Portanto, a abordagem utilizada no presente trabalho, além da caracterização do comportamento geotécnico básico de solos cimentados, foi a da investigação teórica e experimental da relação entre os estados de tensões e de deformações (cisalhantes e volumétricas), observados na compressão triaxial, tendo como ponto de partida o entendimento de que o comportamento mecânico de solos estruturados é comandado pelas contribuições relativas de duas parcelas: uma parcela coesiva, basicamente função da cimentação, e outra parcela essencialmente friccional, relacionada com a dilatância. Quando a parcela coesiva predomina, antes do início da plastificação, o comportamento é comandado pela cimentação. Na medida que a contribuição relativa da parcela friccional aumenta, com a quebra gradual das cimentações, o comportamento passa a ser comandado pelo atrito interno e pela dilatância, que é função principalmente da densidade e da graduação do solo. Em termos de energia (CUCCOVILLO; COOP, 1999), o trabalho total (ΔW) realizado pelas forças externas sobre um elemento de solo cimentado, é parcialmente dissipado na fricção (ΔW_{fric}), em função da dilatância, e parcialmente gasto na quebra da estrutura cimentada do solo ($\Delta W_{estrutura}$). Assim sendo:

$$\Delta W = \Delta W_{fric} + \Delta W_{estrutura} \quad (\text{equação 1})$$

Como o trabalho externo é conhecido durante o cisalhamento, é teoricamente possível, a partir de uma relação tensão-dilatância, determinar a parcela ΔW_{fric} e, por consequência, a parcela $\Delta W_{estrutura}$ (lei de degradação).

Para condições axissimétricas de carregamento e para um volume unitário de solo, a equação 1 pode ser escrita da seguinte forma:

$$q \cdot \delta \varepsilon_q^p + p' \cdot \delta \varepsilon_p^p = M \cdot p' \cdot \delta \varepsilon_q^p + \Delta W_{estrutura} \quad (\text{equação 2})$$

ou:

$$\frac{q}{p'} = M - \frac{\delta \varepsilon_p^p}{\delta \varepsilon_q^p} + \frac{\Delta W_{estrutura}}{p' \cdot \delta \varepsilon_q^p} \quad (\text{equação 3})$$

Para manter o balanço energético da equação 3, uma vez que M é constante, para um dado estado de tensões, se algum trabalho é gasto na degradação da cimentação, a parcela de dilatância $(-\frac{\delta \varepsilon_p^p}{\delta \varepsilon_q^p})$ tem necessariamente que diminuir. Até a ocorrência do ponto de plastificação primário, onde inicia a progressiva desestruturação do material, a cimentação impede que o solo dilate. Após o início da plastificação, a degradação gradual reprime parcialmente a dilatância que seria esperada para o mesmo solo no estado desestruturado, a qual é recuperada mais tarde através de um rápido crescimento até encontrar uma taxa máxima próxima à resistência de pico.

O estudo do comportamento de solos cimentados, naturais e artificiais, no arcabouço da Teoria da Tensão-Dilatância (e.g. ROWE, 1962; BOLTON, 1986; CECCONI et al., 1998; CUCCOVILLO; COOP, 1999a; LO; WARDANI, 2002), inicialmente proposta como lei de

fluxo para materiais puramente friccionais, é, portanto, a idéia central da tese de doutorado apresentada nos capítulos subseqüentes.

1.3 OBJETIVO GERAL E ESCOPO

O objetivo geral do trabalho é o estudo teórico e experimental do comportamento geotécnico de uma ampla gama de solos cimentados, com ênfase para o comportamento tensão-dilatância, visando estabelecer uma base conceitual para o desenvolvimento de modelos teórico-matemáticos que possibilitem a previsão do desempenho mecânico de tais materiais em obras reais de Engenharia.

Os objetivos específicos, estabelecidos visando à operacionalização da pesquisa, são detalhados no Capítulo 4, que apresenta a descrição do programa e planejamento da pesquisa.

A análise do comportamento tensão-dilatância de solos cimentados e sua relação com parâmetros de deformação e resistência foi construída a partir de resultados de ensaios de laboratório, principalmente ensaios de compressão não confinada, ensaios de compressão triaxial drenados e ensaios de compressão isotrópica. Na avaliação dos resultados foram investigados os efeitos das variáveis consideradas principais, isto é, o grau de cimentação, a densidade e o nível de tensões médias atuantes, bem como de suas interações.

Os intervalos de variação e os valores investigados para cada uma das variáveis foram definidos levando-se em consideração a abrangência de valores representativos de situações reais na engenharia geotécnica. Assim, o estudo abrange solos com índices de vazios variando em uma faixa representativa tanto de solos naturais pouco densos como de solos artificialmente cimentados compactados. Quanto ao nível de tensões, foram investigados valores representativos de um grande número de aplicações práticas como taludes naturais e fundações sobre camadas superficiais tratadas. Quanto ao grau de cimentação, foram analisados solos qualificados como fracamente, moderadamente e fortemente cimentados, refletindo assim as condições de muitos depósitos de solos naturalmente cimentados, bem como de camadas de solos estabilizados utilizados como base de pavimentos e reforço de fundações superficiais.

1.4 CONTRIBUIÇÃO AO ESTADO DA ARTE

A busca de soluções racionais para problemas geotécnicos envolvendo solos cimentados, tanto naturais como artificiais, e sua incorporação à prática corrente da Engenharia Geotécnica, requer primordialmente o estabelecimento de critérios de análise, projeto e execução tecnicamente confiáveis e economicamente viáveis, o que, por sua vez, implica na capacidade de prever o comportamento mecânico desses materiais cimentados quando submetidos a condições específicas de trabalho.

Embora se deva reconhecer que estes requisitos não foram ainda totalmente alcançados, reforçando a observação comentada anteriormente sobre a existência de um “vácuo” conceitual e de modelos matemáticos (GENS; NOVA, 1993), o fato é que a contribuição da comunidade técnico-científica nesta área do conhecimento vem crescendo significativamente ao longo das últimas décadas. Além da publicação de inúmeros artigos em periódicos importantes, e que foram objeto de uma criteriosa revisão de literatura para o presente trabalho, eventos específicos tem firmado o estado-da-arte sobre solos cimentados, cabendo destacar os dois simpósios internacionais organizados pela ISSMFE (*International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*) sobre o comportamento geotécnico de solos cimentados e rochas brandas (ISSMFE INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON...; 1993, 1998).

É neste contexto, portanto, que a presente tese foi concebida como uma contribuição efetiva ao desenvolvimento de um arcabouço teórico fundamental à compreensão do comportamento tensão-deformação-resistência de solos cimentados naturais e artificiais.

A abordagem utilizada, baseada na teoria da tensão-dilatância, apenas muito recentemente tem sido objeto de estudos pela comunidade científica internacional, com poucos trabalhos publicados na literatura até o momento (e.g. CECCONI et al., 1998; CUCCOVILO; COOP, 1999a; LO; WARDANI, 2002). Ainda, o estudo abrange uma gama extremamente variada de solos cimentados e de combinações entre as variáveis investigadas (densidade, grau de cimentação, tensões efetivas médias), tornando-o atrativo a diversas áreas da Engenharia Geotécnica, como melhoramento de solos, estabilidade de taludes naturais, engenharia de fundações em solos residuais, etc.

1.5 ORGANIZAÇÃO DA TESE

O Capítulo 2 aborda de forma concisa e crítica o comportamento tensão-deformação de materiais geotécnicos cimentados, apresentando uma revisão dos principais trabalhos publicados sobre o tema. Para facilitar a compreensão, a abordagem foi subdividida nos seguintes tópicos:

- a) plastificação e degradação da cimentação;
- b) compressibilidade;
- c) comportamento pré-ruptura;
- d) ruptura;
- e) comportamento pós-ruptura;
- f) modelos constitutivos.

O Capítulo 3 trata sobre relações tensão-dilatância-resistência, em especial a teoria inicialmente proposta por Rowe (1962) para materiais granulares. Além dos seus fundamentos teóricos, resultados experimentais publicados na literatura, inclusive alguns obtidos para materiais cimentados, são revisados.

No Capítulo 4, o planejamento da pesquisa e o programa experimental são apresentados. As variáveis investigadas, as hipóteses adotadas, a estratégia para avaliação dos resultados, os materiais e os métodos experimentais empregados são definidos e descritos em detalhe.

No Capítulo 5, os resultados obtidos, bem como outros reportados na literatura por vários autores são apresentados, analisados, discutidos e interpretados com base nos objetivos e escopo definidos no item 1.3 do presente capítulo e no planejamento e estratégia detalhados no Capítulo 4.

Finalmente, no Capítulo 6, as considerações e conclusões finais, bem como as sugestões para o prosseguimento da linha de pesquisa são apresentadas.

2 PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DE MATERIAIS CIMENTADOS

No presente capítulo, a partir da discussão preliminar de alguns conceitos básicos, os aspectos fundamentais do comportamento de materiais geotécnicos cimentados são apresentados e discutidos de forma crítica e abrangente à luz da literatura existente. O objetivo fundamental consiste em estabelecer um referencial teórico-experimental sobre o qual o trabalho apresentado nos capítulos subseqüentes é desenvolvido.

2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Durante as três últimas décadas, inúmeras e importantes contribuições ao estudo de materiais geotécnicos cimentados tem sido publicadas na literatura, conforme ilustra a Tabela 1. Dentre todas estas contribuições destacam-se, em relevância, os trabalhos de natureza conceitual (e.g. VAUGHAN, 1985; LEROUEIL; VAUGHAN, 1990; GENS; NOVA, 1993; NOVELLO; JOHNSTON, 1995; CUCCOVILLO; COOP, 1999a; LEROUEIL; HIGHT, 2003) que buscam estabelecer, a partir do arcabouço teórico da Mecânica dos Solos clássica, padrões de comportamento para os materiais geotécnicos cimentados. Igualmente relevantes são os muitos trabalhos de natureza experimental realizados (e.g. SAXENA; LASTRICO, 1978; DUPAS; PECKER, 1979; CLOUGH et al.; 1979, 1981; LADE; OVERTON, 1989; AIREY, 1993; COOP; ATKINSON, 1993; LAGIOIA; NOVA, 1995; CONSOLI et al., 2000; MALANDRAKI; TOLL; 2000, 2001; SCHNAID et al., 2001; LO; WARDANI, 2002), bem como as tentativas de desenvolvimento de modelos constitutivos ou matemáticos para materiais geotécnicos cimentados (e.g. AKAI et al., 1977; HIRAI et al., 1989; PEKAU; GOCEVSKI, 1989; CHANG et al., 1990a; REDDY; SAXENA, 1992; ADACHI; OKA, 1993; RUMPELT; SITAR, 1993; LAGIOIA; NOVA, 1993; GENS; NOVA, 1993; SUN; MATSUOKA, 1994; PUZRIN; BURLAND, 1996; CHAZALLON; HICHER, 1995; ABDULLA; KIOUSIS, 1997b; KAVVADAS; AMOROSI; 1998, 2000; YU et al., 1998; LIU et al., 1999; LIU; CARTER; 2002a, 2002b).

A abordagem experimental constitui a base sólida sobre a qual o arcabouço conceitual e os modelos constitutivos devem ser construídos, pois permite a identificação das diferentes

variáveis do comportamento geotécnico e a avaliação dos seus efeitos -- relativos, isolados e acoplados -- sobre as principais propriedades dos materiais cimentados. As Tabelas 2 e 3 listam, respectivamente, as variáveis do comportamento e as propriedades geotécnicas dos materiais cimentados cuja investigação é relatada na literatura. Outros aspectos importantes deste tipo de abordagem dizem respeito às técnicas de ensaio e aos diferentes materiais utilizados nos programas de investigação experimental (ver Tabelas 4 e 5).

Ao analisar as Tabelas 1 e 4, percebe-se claramente que muito do que é relatado na literatura sobre os efeitos da cimentação no comportamento geotécnico dos materiais está baseado em ensaios de laboratório, especialmente ensaios triaxiais, realizados sobre amostras naturais retiradas diretamente do campo (e.g. BURLAND; 1989, 1990; LEROUEIL; VAUGHAN, 1990; AIREY; FAHEY, 1991; SMITH et al., 1992; CLAYTON et al., 1992; AIREY 1993; PETLEY et al., 1993; CUCCOVILLO; COOP, 1997b; 1999a; KAVVADAS et al., 1993; LAGIOIA; NOVA, 1995; CONSOLI et al., 1998b). Esta abordagem apresenta, no entanto, algumas dificuldades resultantes da perturbação das amostras inerente ao processo de amostragem (CLAYTON et al., 1992). Por exemplo, em areias naturais estruturadas, Stokoe e Santamarina (2000) observaram uma perda de rigidez que os autores creditaram à perturbação dos contatos intergranulares e à quebra parcial das ligações cimentantes. Observações semelhantes foram feitas por Coop e Willson (2002) e Fernandez e Santamarina (2001). Um outro problema associado à utilização de amostras naturais, especialmente em areias, é a grande variabilidade espacial dos parâmetros de estado do solo (grau de cimentação e densidade, por exemplo), relacionada normalmente com a sua origem e história geológica. A alternativa, conforme evidencia a Tabela 1, tem sido a utilização de amostras artificialmente cimentadas, preparadas através da adição ao solo de um agente cimentante, como, por exemplo, o cimento portland, o gesso ou a cal (e.g. DUPAS; PECKER, 1979; CLOUGH et al., 1981; COOP; ATKINSON, 1993; CUCCOVILLO; COOP, 1993; HUANG; AIREY; 1993, 1998; ZHU et al., 1995; PRIETTO, 1996; CONSOLI et al.; 2000, 2001, 2002b; SCHNAID et al., 2001; ROTTA et al., 2003). Esta técnica permite a simulação de materiais naturais em laboratório, bem como a compreensão qualitativa do comportamento de materiais geotécnicos estruturados sem a variabilidade excessiva das amostras naturais e sem qualquer efeito não controlado ou tendência devido à perturbação por amostragem.

2.2 VARIÁVEIS DO COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO

Uma análise superficial do conteúdo da Tabela 2 permite concluir que o comportamento de materiais cimentados é afetado por inúmeras variáveis. Clough et al. (1981) sugerem que, para areias cimentadas, as principais variáveis são a natureza e quantidade de agente cimentante, a densidade, a tensão de confinamento, a distribuição granulométrica e o arranjo estrutural dos grãos. Clough et al. (1981) e Chang e Woods (1992) observaram que solos cimentados com considerável porcentagem de finos e com melhor distribuição granulométrica são mais resistentes que aqueles com poucos finos e mal graduados. Eles acreditam que com estas características os pontos de contatos são mais numerosos permitindo maior número de vínculos cimentantes entre as partículas individuais do solo. Estes mesmos autores verificaram que, para um mesmo teor de cimento, o efeito da cimentação é mais fraco em areias fofas do que em areias densas, provavelmente indicando que a porcentagem de vazios preenchidos pelo cimento é maior para as areias densas. Por outro lado, Gens e Nova (1993) acrescentam que o comportamento dos materiais cimentados é afetado pela história geológica e pela história de tensões e deformações, também dependendo da taxa de deformação, da temperatura e da orientação do solo em relação às tensões principais. No caso de misturas artificiais de solo e cimento, as condições de cura constituem um fator adicional a ser considerado (e.g. INGLES; METCALF, 1972; NÚÑEZ, 1991). Outros trabalhos apontam para a velocidade de carregamento (CLOUGH et al., 1979) e a trajetória de tensões (BRESSANI; VAUGHAN, 1989; REDDY, 1990; REDDY et al., 1992; BRESSANI et al., 1994; MARTINS; 1994, 2001; MALANDRAKI; TOLL; 2000, 2001) como fatores determinantes do comportamento mecânico de materiais geotécnicos cimentados. Chang e Woods (1992) demonstraram ainda a influência da microestrutura e das ligações intergranulares no comportamento mecânico de solos arenosos cimentados. O grau de saturação também é relatado, em alguns casos (e.g. O'ROURKE; CRESPO, 1988), como um fator importante. Por fim, outros autores, como Adachi e Takase (1981) e Ohtsuki et al. (1981), demonstraram que o comportamento de materiais cimentados é dependente do tempo (efeitos de *creep*).

Tabela 1. Abordagens no estudo de materiais geotécnicos cimentados

TIPO DE ABORDAGEM	REFERÊNCIAS
Estudos experimentais utilizando materiais naturais	Akai et al. (1977); Saxena e Lastrico (1978); Frydman et al. (1980); Clough et al. (1981, 1989); Yoshinaka e Yamabe (1981); Ohtsuki et al. (1981); Akai et al. (1981); Adachi e Takase (1981); Dobereiner e Freitas (1986); O'Rourke e Crespo (1988); Chang et al. (1990a); Bressani (1990, 1993); Shibuya et al. (1992); Airey (1993); Barton (1993); Aversa et al. (1993); Coop e Atkinson (1993); Coop e Cuccovillo (1993); Cuccovillo e Coop (1993); Rumpelt e Sitar (1993); Tatsuoka et al. (1993); Rampello et al. (1993); Canetrari e Scarpelli (1993); Bressani et al. (1994); Kohata et al. (1994); Kim et al. (1994); Walsh et al. (1995); Ng et al. (1995); Kohata et al. (1997); Hayano et al. (1997); Consoli et al. (1998b); Cuccovillo e Coop (1997b, 1999a); Barla et al. (1999); Liu e Carter (2000); Lo e Wardani (2002).
Estudos experimentais utilizando materiais artificialmente cimentados	Reinhold (1955); Balmer (1958); Dupas e Pecker (1978); Kolia e Williams (1978); Clough et al. (1981, 1989); Tatsuoka e Kobayashi (1983); Acar e El-Tahir (1986); Rad e Tumay (1986); Akinmusuru (1987); Saxena et al. (1988b); Akili e Al-Joulani (1988); Lade e Overton (1989); Maccarini (1989); Reddy et al. (1992); Shibuya et al. (1992); Chang e Woods (1992); Coop e Atkinson (1993); Cuccovillo e Coop (1993); Huang e Airey (1993); Malandraki e Toll (1994, 2000, 2001); Chazalon e Hicher (1995); Yeoh e Airey (1995); Dass et al. (1994a, 1994b); Zhu et al. (1995); Abdulla e Kioussis (1997a); Baig et al. (1997); Huang e Airey (1998); Barbosa-Cruz e Tatsuoka (1999); Omine et al. (1999); Liu e Carter (2000); Lo e Wardani (2002).
Estudos conceituais	Vaughan (1985, 1988); Coop e Atkinson (1993); Papantonopoulos e Atmatzidis (1993); Luong (1993); Leroueil e Vaughan (1990); Kavvas et al. (1993); Gens e Nova (1993); Novello e Johnston (1995); Cuccovillo e Coop (1997b, 1999a); Kavvas e Anagnostopoulos (1998); Coop e Airey (2003); Leroueil e Hight (2003).
Modelos constitutivos / matemáticos	Akai et al. (1977); Hirai et al. (1989); Pekau e Gocovski (1989); Reddy e Saxena (1992); Reddy et al. (1992); Gens e Nova (1993); Adachi e Oka (1993); Lagioia e Nova (1993, 1995); Kohata et al. (1994); Sun e Matsuoka (1994); Matsuoka e Sun (1994, 1995); Puzrin e Burland (1996); Kohata et al. (1997); Abdulla e Kioussis (1997b); Omine et al. (1998); Yu et al. (1998); Kavvas e Amorosi (1998, 2000); Liu et al. (1999); Puzrin e Kirshenboim (1999); Liu e Carter (2000, 2002).
Técnicas de ensaio	Tatsuoka et al. (1999).
Técnicas de preparação de amostras	Fearon e Coop (2000); Ismail et al. (2000, 2002a);
Estado da arte	Murff (1987); Burland (1989); Tatsuoka et al. (1999); Leroueil e Hight (2003)

Tabela 2. Variáveis do comportamento de materiais geotécnicos cimentados

VARIÁVEL DE COMPORTAMENTO	REFERÊNCIAS
Grau de cimentação	Reinhold (1955); Balmer (1958); Dupas e Pecker (1979); Clough et al. (1981, 1989); Tatsuoka e Kobaiashi (1983); Acar e El-Tahir (1986); Rad e Tumay (1986); Akinmusuru (1987); Akili e Al-Joulani (1988); Saxena et al. (1988); Hirai et al. (1989); Pekau e Gocevski (1989); Chang et al. (1990); Chang e Woods (1992); Airey (1993); Huang e Airey (1993, 1998); Matsuoka e Sun (1995); Dass et al. (1994a, 1994b); Chazalon e Hicher (1995); Walsh et al. (1995); Zhu et al. (1995); Baig et al. (1997); Abdulla e Kioussis (1997a, 1997b); Cuccovillo e Coop (1997b, 1999a); Huang e Airey (1998); Yu et al. (1998); Liu et al. (1999); Omine et al (1999); Barla et al. (1999); Liu e Carter (2000), Schnaid et al. (2001).
Nível de tensões confinantes	Balmer (1958); Townsend et al. (1969); Akai et al. (1977); Saxena e Lastrico (1978); Dupas e Pecker (1979); Clough et al. (1981); Adachi e Takase (1981); Yoshinaka e Yamabe (1981); Ohtsuki et al. (1981); Akai et al. (1981); Tatsuoka e Kobaiashi (1983); Saxena et al. (1988); O'Rourke e Crespo (1988); Hirai et al. (1989); Lade e Overton (1989); Chang et al. (1990b); Leroueil e Vaughan (1990), Reddy e Saxena (1992); Reddy et al. (1992); Chang e Woods (1992); Gens e Nova (1993); Lagioia e Nova (1993); Coop e Atkinson (1993); Airey (1993); Huang e Airey (1993, 1998); Rampello et al. (1993); Canestrari e Scarpelli (1993); Tatsuoka et al. (1993); Cuccovillo e Coop (1993, 1997b, 1999a); Matsuoka e Sun (1994); Kim et al. (1994); Malandraki e Toll (1994, 2000); Chazalon e Hicher (1995); Baig et al. (1997); Abdulla e Kioussis (1997a, 1997b); Cuccovillo e Coop (1997b, 1999a); Kohata et al. (1997); Hayano et al. (1997); Yu et al. (1998); Cecconi et al. (1998); Kavvadas e Amorosi (1998, 2000); Liu et al. (1999); Barla et al. (1999); Lo e Wardani (2002).
Densidade	Frydman et al. (1980); Acar e El-Tahir (1986); Rad e Tumay (1986); Akili e Al-Joulani (1988); Clough et al. (1989); Chang et al. (1990); Rumpelt e Sitar (1993); Airey (1993); Huang e Airey (1993, 1998); Zhu et al. (1995); Baig et al. (1997); Saxena et al. (1988); Barla et al. (1999); Ismail et al. (2002a); Lo e Wardani (2002).
Natureza da cimentação	Pekau e Gocevski (1989); Chang e Woods (1992); Lagioia e Nova (1993); Coop e Atkinson (1993); Cuccovillo e Coop (1997b, 1999a); Ismail et al; (2002b).
Trajetória de tensões	Hirai et al. (1989); Reddy e Saxena (1992); Reddy et al. (1992); Coop e Atkinson (1993); Cuccovillo e Coop (1993); Bressani et al. (1994); Malandraki e Toll (2000, 2001); Matsuoka e Sun (1995).

Tabela 2. Continuação

VARIÁVEL DE COMPORTAMENTO	REFERÊNCIAS
Graduação/Textura	Reinhold (1955); Balmer (1958); Saxena e Lastrico (1978); Dupas e Pecker (1979); Frydman et al. (1980); Yoshinaka e Yamabe (1981); Dobereiner e Freitas (1986); Chang et al. (1990b); Chang e Woods (1992); Puzrin e Burland (1996); Kohata et al. (1997); Yu et al. (1998); Ismail et al. (2002 ^a).
Mineralogia	Dobereiner e Freitas (1986); Rumpelt e Sitar (1993).
Estrutura	Barton (1993); Cuccovillo e Coop (1997b, 1999a); Consoli et al. (1999).
Tensão de formação da cimentação	Zhu et al. (1995); Barbosa-Cruz e Tatsuoka (1999); Consoli et al. (2000); Rotta et al. (2003).
História geológica	Coop e Cuccovillo (1993); Consoli et al. (2000, 2002c); Rotta et al. (2003).
História de tensões / deformações	Diefenthal et al. (1979); Shibuya et al. (1992); Rampello et al. (1993); Zhu et al. (1995); Kavvadas e Amorosi (1998, 2000); Rotta et al (2003).
Taxa de carregamento / deformações	Adachi e Takase (1981); Ohtsuki et al. (1981); Yeoh e Airey (1994); Kim et al. (1994); Lo e Wardani (2002).
Condições de cura	Kolias e Williams (1978); Dupas e Pecker (1979); Tatsuoka e Kobaiyashi (1983); Akinmusuru (1987); Saxena et al. (1988); Saxena et al. (1988); Barbosa-Cruz e Tatsuoka (1999); Omine et al. (1999); Zhu et al. (1995); Yu et al. (1998).
Grau de saturação / teor de umidade	Dobereiner e Freitas (1986); O'Rourke e Crespo (1988); Akinmusuru (1987); Omine et al. (1999); Lo e Wardani (2002).
Sucção	Houston et al. (1997).

Tabela 3. Propriedades geotécnicas de materiais cimentados

PROPRIEDADE	REFERÊNCIAS
Resistência não confinada / resistência à tração	Kolias e Williams (1978); Yoshinaka e Yamabe (1981); O'Rourke e Crespo (1988); Saxena et al. (1988b); Airey (1993); Dass et al. (1994a, 1994b); Schnaid et al. (2001).
Relação tensão-deformação	Diefenthal et al. (1979); Akai et al. (1981); Clough et al. (1981); Akinmusuru (1987); Lade e Overton (1989); Pekau e Gocevski (1989); Leroueil e Vaughan (1990); Reddy e Saxena (1992); Reddy et al. (1992); Adachi e Oka (1993); Aversa et al. (1993); Gens e Nova (1993); Huang e Airey (1993); Kavvadas et al. (1993); Lagioia e Nova (1993, 1995); Canestrari e Scarpelli (1993); Sun e Matsuoka (1994); Matsuoka e Sun (1994, 1995); Chazalon e Hicher (1995); Puzrin e Burland (1996); Abdulla e Kioussis (1997a, 1997b); Kohata et al. (1997); Yu et al. (1998); Barbosa-Cruz e Tatsuoka (1999); Consoli et al. (1999); Liu et al. (1999); Consoli et al. (2000); Malandraki e Toll (2001); Liu e Carter (2002).
Resistência triaxial	Balmer (1958); Townsend et al. (1969); Akai et al. (1977); Saxena e Lastrico (1978); Dupas e Pecker (1979); Ohtsuki et al. (1981); Clough et al. (1981); Yoshinaka e Yamabe (1981); Tatsuoka e Kobayashi (1983); Vaughan (1985); Acar e El-Tahir (1986); Rad e Tumay (1986); Dobereiner e Freitas (1986); Akinmusuru (1987); Akili e Al-Joulani (1988); O'Rourke e Crespo (1988); Saxena et al. (1988b); Hirai et al. (1989); Burland (1989); Lade e Overton (1989); Bressani (1990, 1993); Aversa et al. (1993); Kavvadas et al. (1993); Huang e Airey (1993); Barton (1993); Canestrari e Scarpelli (1993); Gens e Nova (1993); Lagioia e Nova (1993); Rampello et al. (1993); Papantonopoulos e Atmatzidis (1993); Bressani et al. (1994); Kim et al. (1994); Sun e Matsuoka (1994); Malandraki e Toll (1994, 2001); Matsuoka e Sun (1995); Abdulla e Kioussis (1997b, 1997a); Cecconi et al. (1998); Omine et al. (1998, 1999); Kavvadas e Amorosi (1998, 2000); Barbosa-Cruz e Tatsuoka (1999); Barla et al. (1999); Consoli et al. (1999); Cuccovillo e Coop (1999a); Fearon e Coop (2000); Schnaid et al. (2001); Ismail et al. (2002a); Liu e Carter (2002); Lo e Wardani (2002).
Plastificação e degradação da cimentação	Akai et al. (1977); Vaughan (1985); Hirai et al. (1989); Maccarini (1989); Bressani (1990, 1993); Leroueil e Vaughan (1990); Airey (1993); Huang e Airey (1993); Aversa et al. (1993); Kavvadas et al. (1993); Coop e Atkinson (1993); Cuccovillo e Coop (1993, 1997b); Bressani et al. (1994); Malandraki e Toll (1994, 2000, 2001); Lagioia e Nova (1995); Kavvadas e Amorosi (1998, 2000); Kavvadas e Anagnostopoulos (1998); Cuccovillo e Coop (1999a); Tatsuoka et al. (1999); Liu e Carter (2000, 2002); Rotta et al. (2003).

Tabela 3. Continuação

PROPRIEDADE	REFERÊNCIAS
Rigidez inicial e módulos de deformação	Reinhold (1955); Balmer (1958); Dupas e Pecker (1979); Clough et al. (1981); Yoshinaka e Yamabe (1981); Acar e El-Tahir (1986); Dobereiner e Freitas (1986); O'Rourke e Crespo (1988); Saxena et al. (1988a, 1988b); Burland (1989); Chang et al. (1990b); Bressani (1990, 1993); Chang e Woods (1992); Shibuya et al. (1992); Aversa et al. (1993); Coop e Atkinson (1993); Huang e Airey (1993, 1998); Kavvadas et al. (1993); Tatsuoka et al. (1993, 1999); Bressani et al. (1994); Kim et al. (1994); Kohata et al. (1994, 1997); Malandraki e Toll (1994, 2000, 2001); Ng et al. (1994); Lagioia e Nova (1995); Yeoh e Airey (1995); Puzrin e Burland (1996); Abdulla e Kioussis (1997a, 1997b); Baig et al. (1997); Cuccovillo e Coop (1997b); Hayano et al. (1997); Omine et al. (1998, 1999); Kavvadas e Amorosi (1998, 2000); Barbosa-Cruz e Tatsuoka (1999); Barla et al. (1999); Clayton e Heymann (1999); Consoli et al. (1999); Puzrin e Kirshenboim (1999); Jardine et al. (2001); Schnaid et al. (2001); Lo e Wardani (2002);
Dilatância	Reddy e Saxena (1992); Rampello et al. (1993); Aversa et al. (1993); Canestrari e Scarpelli (1993); Cecconi et al. (1998); Cuccovillo e Coop (1999a); Lo e Wardani (2002).
Modo de ruptura	Yoshinaka e Yamabe (1981); Consoli et al. (1999).
Compressibilidade	Towsend et al. (1969); Yoshinaka e Yamabe (1981); Vaughan (1985); Maccarini (1989); Leroueil e Vaughan (1990); Bressani (1990, 1993); Airey (1993); Huang e Airey (1993, 1998); Coop e Atkinson (1993); Coop e Cuccovillo (1993); Cuccovillo e Coop (1993, 1999a); Rumpelt e Sitar (1993); Aversa et al. (1993); Kavvadas et al. (1993); Zhu et al. (1995); Chazalon e Hicher (1995); Lagioia e Nova (1995); Cecconi et al. (1998); Kavvadas e Amorosi (1998, 2000); Fearon e Coop (2000); Liu e Carter (2000, 2002); Malandraki e Toll (2000, 2001); Rotta et al. (2003).
Estado último / crítico	Clough et al. (1981); Airey (1993); Coop e Atkinson (1993); Coop e Cuccovillo (1993); Novello e Johnston (1995); Cuccovillo e Coop (1993, 1999a); Lagioia e Nova (1995); Fearon e Coop (2000).
Absorção de energia de deformação	Akai et al. (1981); Luong (1993).
Fluência	Adachi e Oka (1981); Ohtsuki et al. (1981); Barbosa-Cruz e Tatsuoka (1999).
Liquefação	Frydman et al. (1980); Clough et al. (1989).
Colapsividade	Houston e El-Ehwany (1991); Ferreira e Lacerda (1993); Houston et al. (1995); Schnaid et al. (2003).
Permeabilidade	Dupas e Pecker (1979); Dobereiner e Freitas (1986).
Durabilidade	Dupas e Pecker (1979).

Tabela 4. Ensaios de laboratório e de campo empregados no estudo de materiais geotécnicos cimentados

TIPO DE ENSAIO	REFERÊNCIAS
Ensaios triaxiais drenados	Balmer (1958); Akai et al (1977); Dupas e Pecker (1979); Clough et al. (1981); Yoshinaka e Yamabe (1981); Tatsuoka e Kobayashi (1983); Acar e El-Tahir (1986); Rad e Tumay (1986); Akinmusuru (1987); Akili e Al-Joulani (1988); O'Rourke e Crespo (1988); Saxena et al. (1988b); Hirai et al. (1989); Lade e Overton (1989); Maccarini (1989); Pekau e Gocevski (1989); Leroueil e Vaughan (1990); Adachi e Oka (1993); Airey (1993); Aversa et al. (1993); Canestrari e Scarpelli (1993); Coop e Atkinson (1993); Cuccovillo e Coop (1993, 1999a); Gens e Nova (1993); Huang e Airey (1993, 1998); Lagioia e Nova (1993, 1995); Rampello et al. (1993); Tatsuoka et al. (1993); Kim et al. (1994); Kohata et al (1994, 1997); Matsuoka e Sun (1994, 1995); Ng et al. (1994); Chazalon e Hicher (1995); Puzrin e Burland (1996); Abdulla e Kioussis (1997a, 1997b); Hayano et al. (1997); Cecconi et al. (1998); Kavvadas e Amorosi (1998, 2000); Omine et al. (1998); Yu et al. (1998); Barbosa-Cruz e Tatsuoka (1999); Barla et al. (1999); Clayton e Heymann (1999); Consoli et al. (1999, 2000); Liu et al. (1999); Puzrin e Kirshenboim (1999); Malandraki e Toll (2000, 2001); Schnaid et al. (2001); Liu e Carter (2002); Lo e Wardani (2002).
Ensaios triaxiais não drenados	Akai et al (1977, 1981); Saxena e Lastrico (1978); Yoshinaka e Yamabe (1981); Tatsuoka e Kobayashi (1983); Dobereiner e Freitas (1986); Maccarini (1989); Bressani (1990, 1993); Leroueil e Vaughan (1990); Shibuya et al. (1992); Airey (1993); Aversa et al. (1993); Canestrari e Scarpelli (1993); Coop e Atkinson (1993); Cuccovillo e Coop (1993, 1997b, 1999a); Huang e Airey (1993, 1998); Kavvadas et al. (1993); Rampello et al. (1993); Tatsuoka et al. (1993); Kim et al. (1994); Kohata et al (1994); Malandraki e Toll (1994, 2000); Matsuoka e Sun (1994, 1995); Puzrin e Burland (1996); Cecconi et al. (1998); Kavvadas e Amorosi (1998, 2000); Omine et al. (1998); Barla et al. (1999); Clayton e Heymann (1999); Fearon e Coop (2000); Ismail et al. (2002a); Lo e Wardani (2002).
Ensaios triaxiais verdadeiros	Reddy e Saxena (1992); Reddy et al. (1992); Matsuoka e Sun (1995).
Ensaios de compressão não confinada	Reinhold (1955); Townsend et al. (1969); Clough et al. (1981, 1989); Yoshinaka e Yamabe (1981); Tatsuoka e Kobayashi (1983); Acar e El-Tahir (1986); Dobereiner e Freitas (1986); O'Rourke e Crespo (1988); Saxena et al. (1988b); Barton (1993); Dass et al. (1994a, 1994b); Puzrin e Burland (1996); Huang e Airey (1998); Barbosa-Cruz e Tatsuoka (1999); Schnaid et al. (2001); Ismail et al. (2002a); Lo e Wardani (2002); Consoli et al. (2004).

Tabela 4. Continuação

TIPO DE ENSAIO	REFERÊNCIAS
Ensaio de compressão diametral	Towsend et al. (1969); Clough et al. (1981); O'Rourke e Crespo (1988); Saxena et al. (1988b); Hirai et al. (1989); Maccarini (1989); Dass et al. (1994b); Huang e Airey (1998).
Ensaio de tração direta	Kolias e Williams (1978); Dass et al. (1994a, 1994b).
Ensaio de compressão isotrópica	Maccarini (1989); Bressani (1990, 1993); Leroueil e Vaughan (1990); Airey (1993); Canestrari e Scarpelli (1993); Coop e Atkinson (1993); Coop e Cuccovillo (1993); Cuccovillo e Coop (1993, 1997b, 1999a); Huang e Airey (1993, 1998); Lagioia e Nova (1993, 1995); Cecconi et al. (1998); Kavvadas e Amorosi (1998, 2000); Kavvadas et al. (1993); Fearon e Coop (2000); Liu e Carter (2000, 2002); Rotta et al. (2003).
Ensaio de compressão unidimensional	Maccarini (1989); Bressani (1990, 1993); Leroueil e Vaughan (1990); Aversa et al. (1993); Canestrari e Scarpelli (1993); Coop e Atkinson (1993); Gens e Nova (1993); Kavvadas et al. (1993); Lagioia e Nova (1993); Rumpelt e Sitar (1993); Chazalon e Hicher (1995); Zhu et al. (1995); Cecconi et al. (1998); Huang e Airey (1998); Kavvadas e Anagnostopoulos (1998); Liu e Carter (2000).
Ensaio sísmico / dinâmico	Saxena e Lastrico (1978); Acar e El-Tahir (1986); Saxena et al. (1988a); Chang e Woods (1992); Ng et al. (1994); Baig et al. (1997).
Ensaio de campo	Frydman et al. (1980); Rad e Tumay (1986); Akili e Al-Joulani (1988); Walsh et al. (1995); Clayton e Heymann (1999); Schnaid (1999); Mayne et al. (1999); Viana da Fonseca et al. (2001, 2003); Schnaider et al. (2001).
Outros	Towsend et al. (1969); Akai et al. (1977); Dupas e Pecker (1979); Frydman et al. (1980); Adachi e Takase (1981); Clough et al. (1989); Pekau e Gocevski (1989); Luong (1993); Bressani et al. (1994); Yeoh e Airey (1995); Cuccovillo e Coop (1997b); Kavvadas e Amorosi (1998, 2000); Omine et al. (1998, 1999); Yu et al. (1998); Barbosa-Cruz e Tatsuoka (1999); Puzrin e Kirshenboim (1999).

Tabela 5. Tipos de materiais geotécnicos cimentados investigados

MATERIAL	REFERÊNCIAS
Areias quartzosas	Reinhold (1955); Balmer (1958); Koliás e Williams (1978); Saxena e Lastrico (1978); Dupas e Pecker (1979); Frydman et al. (1980); Clough et al. (1981, 1989); Acar e El-Tahir (1986); Rad e Tumay (1986); Akinmusuru (1987); Akili e Al-Joulani (1988); Saxena et al. (1988a, 1988b); Hirai et al. (1989); Lade e Overton (1989); Pekau e Gocevski (1989); Chang et al. (1990b); Leroueil e Vaughan (1990); Chang e Woods (1992); Reddy e Saxena (1992); Reddy et al. (1992); Shibuya et al. (1992); Rumpelt e Sitar (1993); Dass et al. (1994a, 1994b); Kohata et al (1994, 1997); Matsuoaka e Sun (1994, 1995); Zhu et al. (1995); Abdulla e Kioussis (1997a, 1997b); Baig et al. (1997); Yu et al. (1998); Barbosa-Cruz e Tatsuoka (1999); Consoli et al. (1999, 2000); Schnaid et al. (2001); Ismail et al. (2002a); Rotta et al. (2003).
Areias calcáreas	Murff (1987); Leroueil e Vaughan (1990); Airey (1993); Coop e Atkinson (1993); Coop e Cuccovillo (1993); Cuccovillo e Coop (1993, 1997b, 1999a); Huang e Airey (1993, 1998); Lagioia e Nova (1993, 1995); Yeoh e Airey (1995); Liu et al. (1999); Ismail et al. (2002a, 2002b); Coop e Airey (2003)
Solos argilosos	Reinhold (1955); Townsend et al. (1969); Tatsuoka e Kobayashi (1983); Vaughan (1985); Leroueil e Vaughan (1990); Aversa et al. (1993); Canestrari e Scarpelli (1993); Papantonopoulos e Atmatzidis (1993); Rampello et al. (1993); Ng et al. (1994); Chazalon e Hicher (1995); Kavvadas e Amorosi (1998, 2000); Yu et al. (1998); Clayton e Heymann (1999); Puzrin e Kirshenboim (1999); Fearon e Coop (2000); Liu e Carter (2000, 2002).
Solos siltosos	Balmer (1958); Lo e Wardani (2002).
Solos residuais	Vaughan (1985); O'Rourke e Crespo (1988); Leroueil e Vaughan (1990); Bressani et al. (1994); Consoli et al. (1999, 2000); Schnaid et al. (2001); Rotta et al. (2003).
Rochas brandas	Akai et al (1977, 1981); Adachi e Takase (1981); Ohtsuki et al. (1981); Yoshinaka e Yamabe (1981); Dobereiner e Freitas (1986); Bressani (1990, 1993); Leroueil e Vaughan (1990); Shibuya et al. (1992); Adachi e Oka (1993); Aversa et al. (1993); Coop e Atkinson (1993); Coop e Cuccovillo (1993); Cuccovillo e Coop (1993, 1997b, 1999a); Gens e Nova (1993); Kavvadas et al. (1993); Lagioia e Nova (1993, 1995); Luong (1993); Papantonopoulos e Atmatzidis (1993); Rumpelt e Sitar (1993); Tatsuoka et al. (1993); Kim et al. (1994); Puzrin e Burland (1996); Hayano et al. (1997); Cecconi et al. (1998); Kavvadas e Anagnostopoulos (1998); Barla et al. (1999); Clayton e Heymann (1999); Liu e Carter (2000, 2002).
Solos artificiais	Maccarini (1989); Leroueil e Vaughan (1990); Malandraki e Toll (1994, 2000, 2001); Chazalon e Hicher (1995); Liu e Carter (2000); Ismail et al. (2002a, 2002b).

2.3 CONCEITOS BÁSICOS

Neste item são apresentados e discutidos preliminarmente os conceitos de estrutura e cimentação, bem como os seus efeitos no comportamento de materiais geotécnicos. Ainda, o conceito de plastificação é formalmente introduzido, tendo em vista o caráter fundamental deste fenômeno na descrição e compreensão do comportamento de materiais estruturados em geral e cimentados em particular.

2.3.1 Solos Estruturados e Solos Cimentados

Sob a denominação ampla de solos estruturados podem ser incluídos todos aqueles materiais que tem o seu comportamento geotécnico afetado por outros fatores que não a densidade inicial e a história de tensões (BURLAND, 1990; LEROUEIL; VAUGHAN, 1990). O conjunto destes outros fatores (por exemplo, ligações físico-químicas, cimentação entre as partículas, arranjo espacial e intertravamento dos grãos etc.) compõe a chamada estrutura do solo, cujo conceito já fora introduzido no Capítulo 1.

De maneira geral, a estrutura confere ao material, quando este é comparado ao mesmo material no estado reconstituído (desestruturado), resistência e rigidez notadamente superiores, bem como modifica a relação entre tensões efetivas médias e volume de vazios, permitindo o equilíbrio para estados volumétricos impossíveis de serem sustentados não fosse a presença da estrutura. Este aspecto é ilustrado na Figura 1 para o comportamento na compressão isotrópica ou unidimensional.

Os efeitos da estrutura, no entanto, podem ser totalmente ou parcialmente removidos através da remoldagem ou reconstituição do solo, ou através da aplicação de tensões de compressão, tração ou cisalhamento. O processo de degradação da estrutura em função das solicitações impostas determina, em grande parte, o comportamento tensão-deformação-resistência dos materiais estruturados e possui, para fins práticos, caráter permanente (e.g. MACCARINI; 1987, 1989; BRESSANI, 1990; LEROUEIL; VAUGHAN, 1990; MARTINS, 2001). Embora existam alguns relatos sobre a recuperação parcial da estrutura removida com o tempo (e.g. MITCHELL; SOLYMAR, 1984; DARAMOLA, 1980 apud LEROUEIL; VAUGHAN, 1990),

é pouco provável que a regeneração de uma estrutura criada pela natureza numa escala geológica de tempo, ou mesmo induzida pelo homem por processos artificiais, possa ter qualquer significado prático na escala de tempo dos ensaios de laboratório e das obras de engenharia (CASAGRANDE, 1932 apud LEROUEIL; VAUGHAN, 1990).

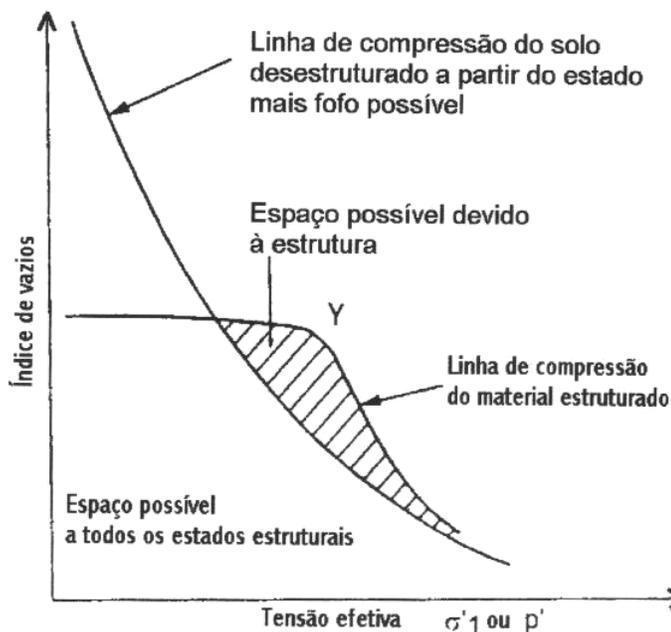


Figura 1. Comparação entre o comportamento estruturado e desestruturado na compressão isotrópica ou unidimensional (baseado em: VAUGHAN et al., 1988)

Os efeitos positivos da estrutura tem sido observados em uma variedade de materiais geotécnicos: solos sedimentares argilosos (e.g. TAVENAS; LEROUEIL, 1985; BURLAND, 1990; RAMPOLLO; SILVESTRI, 1993; CLAYTON; SERRATRICE, 1997; KAVVADAS; ANAGNOSTOPOULOS, 1998); solos residuais (e.g. VARGAS, 1953; VAUGHAN, 1985; BLIGHT, 1997; FERREIRA, 1998; CONSOLI et al., 1998a; MARTINS; 1994, 2001); areias sedimentares quatzosas (e.g. CLOUGH et al., 1981; MITCHELL; SOLIMAR, 1984); areias carbonáticas e sedimentos calcáreos (e.g. SAXENA; LASTRICO, 1978; CLOUGH et al., 1981; AIREY; FAHEY, 1991; COOP; ATKINSON, 1993; AIREY, 1993; ZHU, 1993; ZHU et al., 1995; CUCCOVILLO; COOP, 1999a); e rochas brandas (YOSHINAKA; YAMABE,

1981; ELLIOT; BROWN, 1985; VAUGHAN, 1993; KAVVADAS et al., 1993; CLAYTON; SERRATRICE, 1997; CUCCOVILLO; COOP, 1997b).

Em solos argilosos, a estrutura tem sido muitas vezes definida como a combinação entre o arranjo espacial das partículas e as ligações existentes entre elas (BURLAND, 1990; LEROUEIL; VAUGHAN, 1990). Em areias, a estrutura tem sido frequentemente confundida tão somente com as ligações entre as partículas, isto é, com a cimentação entre elas, embora alguns autores tenham identificado a influência de outros fatores tais como o envelhecimento tanto em areias naturais (DUSSEAULT; MORGENSTERN, 1979; CUCCOVILLO e COOP, 1999a), como em areias submetidas ao efeito do tempo em laboratório (HOWIE et al., 2002).

De acordo com Cuccovillo e Coop (1999a), a estrutura nas areias é a combinação entre a cimentação entre as partículas (*bonding*) e do arranjo intergranular (*fabric*), que por sua vez é função da densidade e do intertravamento entre as partículas (*packing*). Segundo estes autores, o comportamento das areias estruturadas pode ser classificado em dois tipos básicos: (1) dominado pela cimentação (*bonding-dominated*), quando o material apresenta uma resposta predominantemente coesiva durante o cisalhamento; e (2) dominado pelo arranjo intergranular (*fabric-dominated*), quando a resposta do material no cisalhamento é predominantemente friccional. Cuccovillo e Coop (1999a) observam que o comportamento da areia no estado reconstituído, isto é, com a estrutura totalmente removida, é também friccional, porém com diferenças notáveis nos estados de pico e na dilatância. Os autores concluem que o comportamento no cisalhamento de areias estruturadas é controlado por mecanismos que diferem daqueles que controlam o comportamento de areias reconstituídas, contrapondo a abordagem clássica onde o comportamento é função da densidade relativa e do estado de tensões efetivas. É sugerido, portanto, que a estrutura deva ser considerada um parâmetro de estado tão importante quanto o estado de tensões e a densidade, sendo um fator da natureza do solo, assim como a mineralogia, a graduação e a forma das partículas.

Quanto aos processos que originam a estrutura, estes podem ser extremamente variados e complexos: a solução e deposição de sílica nos contatos entre partículas de areia; a união dos contatos entre partículas sob altas pressões; a deposição de carbonatos, hidróxidos e matéria orgânica em solução; a recristalização de minerais durante o intemperismo; a modificação da camada de água adsorvida e forças de atração em solos argilosos (LEROUEIL; VAUGHAN,

1990); e a cimentação artificial, como, por exemplo, nos materiais resultantes da utilização de técnicas de melhoramento de solos (solo-cimento, solo-cal etc.).

Uma descrição detalhada e criteriosa destes processos pode ser encontrada, por exemplo, em Núñez (1991), Rotta (2000) e Martins (2001).

A grande contribuição de Leroueil e Vaughan (1990) foi a de identificar que, apesar da estrutura ter sua origem tão complexa e variada, os seus efeitos são qualitativamente similares para materiais tão distintos quanto uma argila sensitiva, uma areia calcária e uma rocha branda, podendo ser descritos dentro de um arcabouço teórico comum e unificado que envolve um comportamento inicial rígido seguido de plastificação, de maneira similar ao que ocorre devido ao processo de pré-adensamento das argilas.

Para fins do presente trabalho, solos cimentados são, portanto, todos os solos estruturados onde estão presentes os efeitos das ligações ou cimentação entre as partículas, independentemente da sua origem. Dependendo da combinação entre o grau de cimentação e o nível de tensões médias efetivas, o comportamento predominante do solo cimentado, a partir da visão apresentada por Cuccovillo e Coop (1999a), pode ser coesivo ou friccional.

2.3.2 Plastificação e Degradação da Cimentação

Leroueil e Vaughan (1990) descrevem os aspectos gerais do comportamento de solos cimentados e estruturados relacionados com o fenômeno da plastificação (*yielding*). De acordo com estes autores, o conceito de plastificação, desenvolvido inicialmente para descrever os efeitos da história de tensões em argilas sedimentares (ROSCOE et al., 1958; SCHOFIELD; WROTH, 1968 apud LEROUEIL; VAUGHAN, 1990) é igualmente aplicável aos solos estruturados. O ponto de plastificação (*yield point* ou *yield stress*) corresponde a uma descontinuidade no comportamento tensão-deformação sob variações monotônicas de tensão e é caracterizado por uma mudança irreversível na rigidez e na resistência do material, conforme ilustra a Figura 2.

É denominado superfície de plastificação (*yield surface* ou *yield locus*), o local geométrico no espaço de tensões ($p':q$, $s':t$ ou $\sigma'_3:\sigma'_1$ por exemplo) dos pontos de plastificação do material correspondentes às possíveis combinações entre as tensões (LEROUEIL;

VAUGHAN, 1990). A magnitude da tensão de plastificação e a forma da superfície de plastificação refletem principalmente a influência da densidade do solo e da cimentação intergranular (e.g. MACCARINI, 1987; BRESSANI, 1990; HUNG; AIREY; 1993, 1998; ROTTA, 2000; ROTTA et al., 2003).

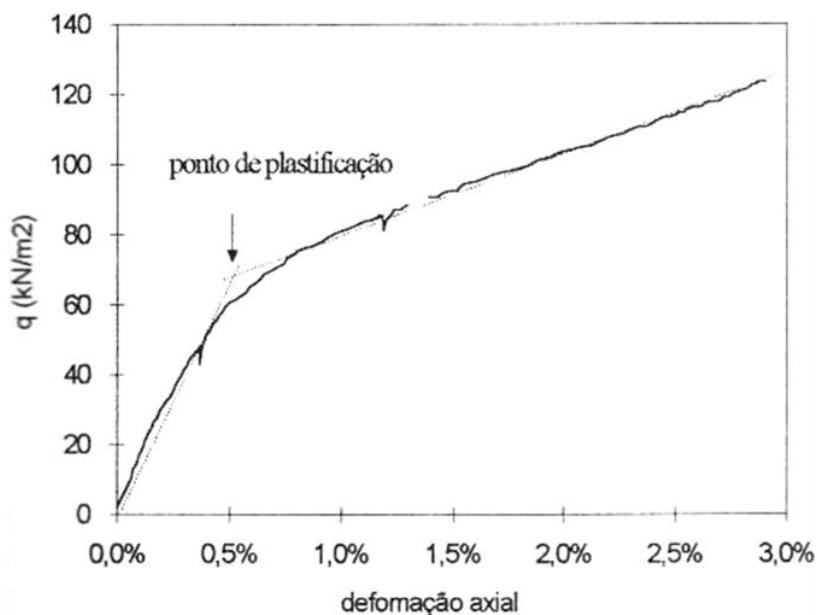


Figura 2. Ponto de plastificação de um solo natural estruturado
(fonte: MARTINS, 2001)

Leroueil e Vaughan (1990), em seu clássico trabalho, apresentam curvas de plastificação típicas de materiais estruturados. Elas são mais ou menos centradas na linha K_0 para argilas sedimentares, as quais possuem estrutura anisotrópica devido à consolidação, ou centradas na linha isotrópica para rochas brandas e solos residuais. Os autores identificam três partes distintas na superfície de plastificação, conforme mostra a Figura 3. A primeira delas, denominada “plastificação na compressão”, corresponde à plastificação que ocorre antes da ruptura, devido ao aumento das tensões efetivas médias e das tensões de cisalhamento; a segunda é denominada “plastificação no cisalhamento”, correspondente à plastificação que ocorre praticamente junto com a ruptura; e finalmente, a “plastificação na expansão”, correspondente à plastificação que ocorre antes da ruptura devido à incapacidade do solo de suportar a energia de deformação armazenada.

De forma semelhante, Futai (2002) e Futai et al. (2004) também identificaram, para um solo naturalmente cimentado de origem residual, três regiões distintas ao investigarem as superfícies limites de estado para o material em ensaios de compressão isotrópica, anisotrópica e triaxiais drenados e não drenados: uma primeira região onde a plastificação ocorre abaixo da linha de estado crítico, uma segunda região onde o material apresenta plastificação acompanhada de ruptura frágil, com a formação de um plano de cisalhamento bem definido, e uma terceira região, para baixos níveis de tensões efetivas médias, onde o solo rompe por tração.

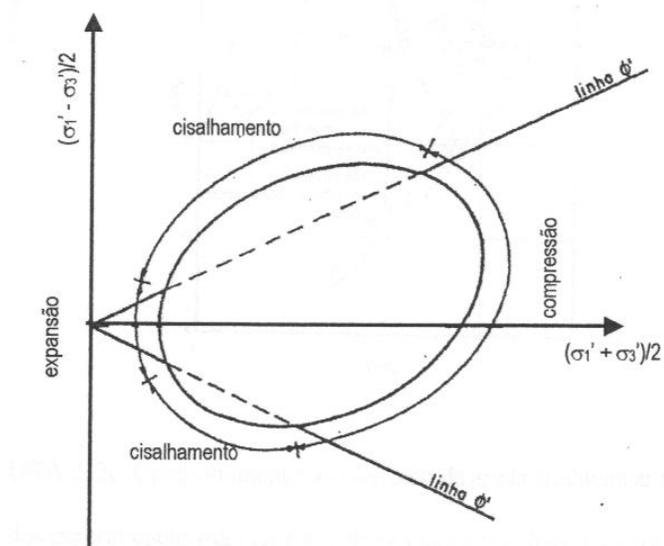


Figura 3. Tipos de plastificação

(fonte: MARTINS, 2001 baseado em LEROUEIL; VAUGHAN, 1990)

Estritamente, a plastificação marca a passagem de um regime tensão-deformação elástico para um regime plástico ou elasto-plástico, onde há o desenvolvimento de deformações permanentes. No caso dos solos estruturados em geral e dos solos cimentados em particular, o fenômeno da plastificação está associado ao início do processo de degradação da estrutura ou quebra das ligações cimentantes. De acordo com Clayton e Serratrice (1997), a perda da estrutura causa perda de rigidez e queda na resistência de pico com a conseqüente contração da envoltória de resistência em direção à envoltória do material desestruturado.

No entanto, de acordo com Leroueil e Vaughan (1990), o comportamento antes da plastificação, embora rígido e aparentemente linear, não é necessariamente elástico, uma vez

que uma parcela da estrutura pode ser perdida em função da variação de tensões dentro da superfície de plastificação. Para superar esta inconsistência do ponto de vista conceitual, alguns autores, como Vaughan et al. (1988), Malandraki e Toll (1994) e Kavvas e Anagnostopoulos (1998), sugerem a existência de duas envoltórias de plastificação: uma correspondente a um ponto de plastificação inicial ou primário da estrutura, caracterizado por uma pequena perda de rigidez na curva tensão-deformação e que corresponderia ao final do regime puramente elástico, e outra, para tensões maiores, onde acontece uma queda mais acentuada da rigidez. De acordo com Maccarini (1989), o segundo ponto de quebra ocorre quando a tensão aplicada às cimentações iguala-se à resistência das cimentações. Após, a resistência das cimentações diminui simultaneamente com as tensões e as respostas tensão-deformação de amostras cimentadas e reconstituídas tendem a convergir. Outros autores chegam a propor a existência de três envoltórias de plastificação (e.g. SMITH et al., 1992; TATSUOKA et al., 1999; MALANDRAKI; TOLL; 2000, 2001).

A desestruturação do solo após o ponto de plastificação, contudo, parece ser um longo e contínuo processo que é completado somente após a imposição ao material de grandes deformações (e.g. MACCARINI, 1989; LEROUEIL; VAUGHAN, 1990; CLAYTON et al., 1992; AIREY, 1993; AVERSA et al., 1993; COOP; ATKINSON, 1993; CLAYTON; SERRATRICE, 1997; CUCCOVILLO; COOP; 1993, 1999a). Vaughan et al. (1988 apud COOP; ATKINSON, 1993) sugerem que mesmo após a matriz de cimentação ter sido totalmente quebrada, uma deformação adicional considerável seria necessária para estabelecer, para o solo estruturado, o mesmo comportamento do solo reconstituído.

De acordo com Clayton et al. (1992), a degradação progressiva é causada por diferenças pontuais na resistência e rigidez das ligações cimentantes e, também, por diferença nos tamanhos dos poros do solo. Segundo estes autores, em uma primeira etapa, ocorre a quebra das cimentações que ligam os agregados de partículas; num segundo momento, as cimentações que ligam as partículas intra-agregados entram em colapso. O comportamento colapsivo muitas vezes observado em solos estruturados (e.g. LAGIOIA; NOVA, 1995) pode estar relacionado com a quebra das cimentações entre os agregados. Em uma terceira etapa, dependendo do nível de tensões efetivas e da mineralogia do solo, pode ocorrer ainda a plastificação devido à quebra das partículas, como observado em algumas areias calcárias naturalmente cimentadas (e.g. AIREY, 1993).

Por fim, deve-se salientar que a desestruturação progressiva da cimentação pode ser causada por outros processos que não variações no estado de tensões; por exemplo, por processos de intemperização durante a formação e evolução de solos naturais (KIMMANCE, 1988 apud BRESSANI, 1990).

Nos itens subseqüentes, que abordam o comportamento de materiais geotécnicos cimentados na compressão e no cisalhamento, o fenômeno da plastificação e o processo de degradação da cimentação são considerados em maior profundidade.

2.4 COMPORTAMENTO NA COMPRESSÃO

A partir da evidência experimental de que as curvas de compressão dos solos estruturados podem penetrar o espaço dos “estados impossíveis”, isto é, percorrer trajetórias além da superfície limite de estado representada pela curva de compressão normal do solo reconstituído (e.g. VAUGHAN et al., 1988; BURLAND, 1990; LEROUEIL;VAUGHAN, 1990), diversos autores tem buscado estabelecer padrões para o comportamento destes materiais tanto na compressão isotrópica como unidimensional (e.g. VAUGHAN et al., 1988; CUCCOVILLO; COOP, 1999a).

De acordo com o modelo conceitual proposto por Vaughan et al. (1988), mostrado anteriormente na Figura 1, existem duas regiões distintas no espaço tensão-volume de vazios: uma limitada pela linha de compressão virgem intrínseca do solo (LCVI) no seu estado desestruturado, e outra na qual o solo pode existir somente devido à existência da estrutura. No espaço permitido a todos os estados estruturais (ver Figura 1), as deformações são puramente elásticas, independentemente da tensão de plastificação do solo estruturado; quando este atinge o ponto de plastificação (ponto Y, na Figura 1), e com o aumento contínuo das tensões, se inicia a quebra progressiva da estrutura (degradação) com a conseqüente perda de rigidez e convergência, após sofrer grandes deformações volumétricas, para o estado desestruturado. Comportamento semelhante tem sido observado em resultados de ensaios isotrópicos e unidimensionais por Airey (1993), Kavvasdas et al. (1993), Coop e Atkinson (1993), Huang e Airey (1993, 1998), Petley et al., (1993), Kawasaki et al. (1993), Barksdale e Blight (1997), Cecconi et al. (1998), Cuccovillo e Coop (1993, 1999a).

Cuccovillo e Coop (1999a) propõem outro padrão a partir de resultados obtidos na compressão isotrópica em areias fortemente e fracamente cimentadas. Diferentemente do modelo sugerido por Vaughan et al. (1988), a concepção de Cuccovillo e Coop (1999a), ilustrada na Figura 4, permite a plastificação antes de alcançar a LCVI do material desestruturado. Isto ocorreria no caso de solos fracamente cimentados (curva w, na Figura 4), caso em que seria possível a ocorrência de deformações plásticas dentro do espaço permitido para todos os estados estruturais. A influência da estrutura neste caso, em comparação com o material desestruturado, estaria no comportamento inicial mais rígido e aparentemente linear. Comportamento semelhante tem sido relatado para outros materiais cimentados por Maccarini (1990), para um solo artificial fracamente cimentado e Bressani (1993), para uma margam (*Corinth marl*). No caso de solos fortemente cimentados, o modelo proposto por Cuccovillo e Coop (1999a) (curva s, na Figura 4) coincide com o sugerido por Vaughan et al. (1988). De acordo com Cuccovillo e Coop (1997b), a comparação da posição do ponto de plastificação do material em relação à LCVI permite estabelecer um critério simples para a classificação dos materiais em fracamente ou fortemente estruturados (cimentados).

Nagaraj et al. (1998, 2000), ao analisarem resultados obtidos em argilas sensíveis cimentadas, apresentam um modelo diferente dos sugeridos por Vaughan (1988) e Cuccovillo e Coop (1999a) ao não considerarem a possibilidade de quebra da cimentação durante o carregamento unidimensional. De acordo com Nagaraj et al. (1998, 2000), as tensões aplicadas até a plastificação, que correspondem à própria resistência das ligações cimentantes, seriam suportadas apenas pela cimentação, com pequena variação volumétrica. Após a plastificação, as ligações cimentantes não seriam quebradas e continuariam suportando uma tensão constante durante o carregamento. As tensões excedentes seriam transferidas para a estrutura granular mobilizando atrito e causando deformações permanentes. Com o carregamento, a parcela da tensão absorvida pela cimentação, que se mantém constante, torna-se cada vez menos significativa em relação à parcela friccional. Isto explicaria, segundo os autores, a tendência de convergência da curva de compressão do material estruturado com a curva do material no estado desestruturado.

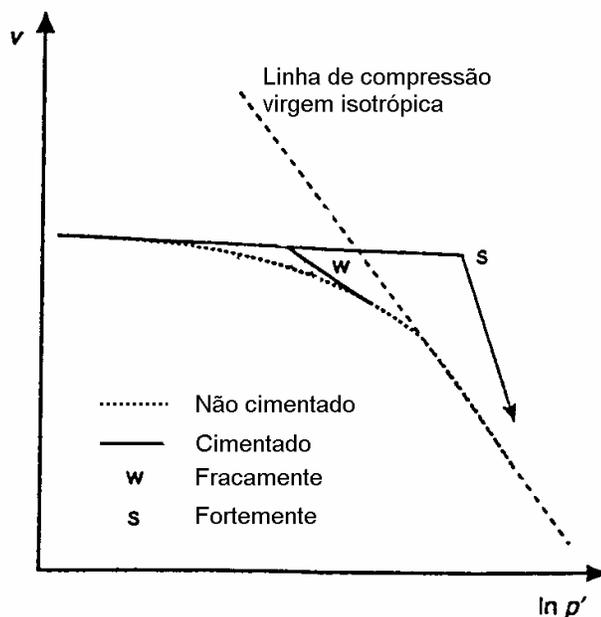


Figura 4. Comportamento idealizado na compressão isotrópica
 (baseado em: CUCCOVILLO; COOP, 1999a)

Em outra abordagem, Kavvadas e Anagnostopoulos (1998) sugerem um modelo teórico para o comportamento na compressão de solos naturais cimentados, ilustrado na Figura 5, e que considera a influência da formação da estrutura acoplada à história de tensões durante o processo de sedimentação e consolidação de um suposto depósito natural. Na Figura 5 é mostrada a linha de compressão virgem intrínseca (LCVI) do solo obtida a partir do estado mais fofo possível, conforme sugerido por Burland (1990). Kavvadas e Anagnostopoulos (1998) consideram que somente esta curva pode verdadeiramente representar o estado desestruturado de um solo. Se em um dado momento do processo de sedimentação-consolidação houver o desenvolvimento de uma estrutura, por cimentação, por exemplo, haverá, como conseqüência, uma redução na compressibilidade do solo. A partir daí, para novos carregamentos oriundos do processo de sedimentação-consolidação, o solo não mais seguirá a LCVI, mas sim uma LCS, isto é, uma linha de compressão de sedimentação, definida originalmente por Burland (1990). A distância entre a LCVI e a LCS dependeria do tempo decorrido entre a formação da estrutura e o final da sedimentação-consolidação, e a diferença de inclinação entre as duas curvas, da relação entre a taxa de formação da cimentação e a taxa de deposição de sedimentos. No modelo proposto, se um solo, cujo estado é caracterizado pelo ponto I na Figura 5, fosse solicitado na compressão, ele apresentaria inicialmente um comportamento bastante rígido até ocorrer a plastificação (ponto Y, na Figura 5), quando se inicia um processo gradual de quebra ou degradação da cimentação. O

ponto S representaria o momento onde a taxa de degradação aumenta significativamente e o material converge para o seu estado desestruturado (LCVI) seguindo a trajetória IYSB ou IYSC, dependendo da taxa de degradação da estrutura. Kavvadas e Anagnostopoulos (1998) sugerem ainda a existência de uma envoltória de resistências da estrutura (ERE) resultante da união dos diferentes pontos S obtidos a partir de diferentes pontos da LCS (representando diferentes profundidades ao longo do perfil sedimentar, por exemplo). Alternativamente, a ERE pode ser entendida, de maneira análoga ao proposto por Leroueil e Vaughan (1990), como uma envoltória dos estados possíveis devido à estrutura do solo.

Outra consideração importante feita por Kavvadas e Anagnostopoulos (1998) diz respeito à separação da tensão efetiva resistida pelo solo ao longo da curva de compressão em duas parcelas: (1) uma parcela friccional dada pela distância horizontal entre o eixo das ordenadas e a LCVI; e (2) uma parcela estrutural obtida diretamente pela distancia horizontal entre a LVCI e a curva de compressão do solo estruturado. Na avaliação de Rotta (2000), que analisou a aplicação do modelo proposto a um conjunto de ensaios de compressão isotrópica realizados sobre amostras artificialmente cimentadas curadas sob diferentes tensões de confinamento, o modelo, embora apresente potencialidade, ainda não foi plenamente comprovado, especialmente no que diz respeito à existência da ERE.

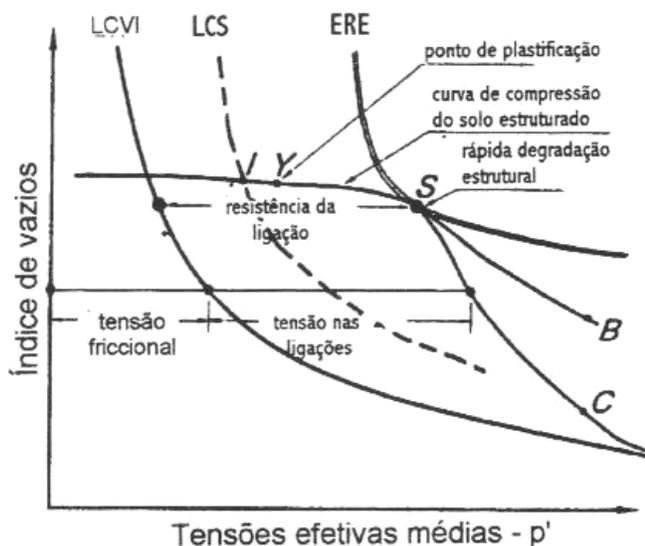


Figura 5. Compressão de um solo estruturado
(baseado em: KAVVADAS; ANAGNOSTOPOULOS, 1998)

O comportamento de materiais geotécnicos cimentados em ensaios K_0 foi descrito por Leroueil e Vaughan (1990) e Petley et al. (1993). Segundo estes autores, dentro da superfície de plastificação os materiais mostram um comportamento rígido com trajetórias de tensões consistentes com materiais elásticos com baixos coeficientes de Poisson; tipicamente, eles encontram a superfície de plastificação próximo à envoltória de ruptura; após, a compressibilidade aumenta marcadamente e, quando a estrutura é destruída, a trajetória de tensões migra em direção àquela do solo não cimentado com $K_0 \approx 1 - \sin \phi'$. Este comportamento, ilustrado na Figura 6 para uma rocha branda (*chalk*), foi observado pelos autores para argilas sensíveis, solos artificialmente cimentados, rochas brandas e solos residuais. Outros autores relatam resultados semelhantes (e.g. MACCARINI, 1987; BRESSANI, 1990).

Zhu et al. (1995), em um trabalho bastante original, avaliaram os valores de K_0 obtidos em ensaios de compressão unidimensional para solos arenosos artificialmente cimentados preparados com diferentes teores de cimento e utilizando amostras curadas com e sem a aplicação de tensões verticais. As amostras curadas da maneira convencional, isto é, sem a aplicação de tensão vertical, indicaram que o valor de K_0 diminuiu com o aumento do teor de cimento e aumentou com o aumento da tensão vertical durante o ensaio, enquanto que a tensão lateral decresceu com a densidade da areia e com o tempo de cura. A aplicação de tensão vertical durante a cura fez o valor de K_0 , medido no descarregamento, aumentar com o grau de pré-consolidação e com o teor de cimento.

Outros autores têm investigado os fatores que influenciam a determinação e a posição do ponto de plastificação na compressão em materiais cimentados, em especial a densidade e a cimentação. Coop e Atkinson (1993) postularam que o solo cimentado apresenta um ponto de plastificação mais pronunciado em relação ao solo não cimentado, e que, segundo Allman e Poulos (1988 apud COOP; ATKINSON, 1993), é tanto mais pronunciado quanto maior for o grau de cimentação.

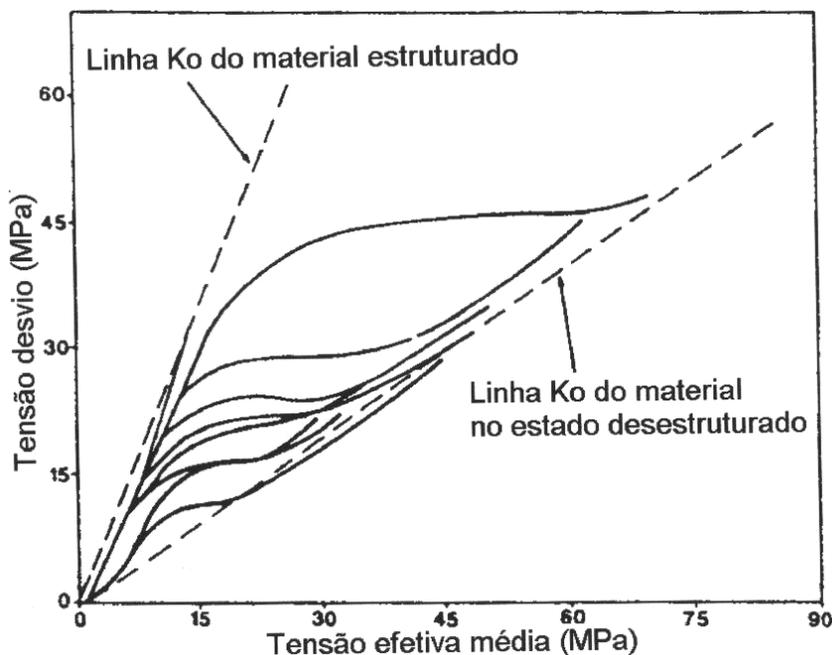


Figura 6. Trajetória de tensões em carregamento K_0 para uma rocha branda (baseado em: PETLEY et al., 1993)

Yoshinaka e Yamabe (1981), ao analisarem 16 curvas de consolidação de diversas rochas brandas e solos com índices de vazios iniciais variando entre 0,34 e 1,21, identificaram dois padrões distintos de comportamento. No primeiro padrão, característico dos materiais com índices de vazios mais elevados, existe um ponto de plastificação perfeitamente definido e que, segundo Yoshinaka e Yamabe (1981), geralmente corresponde ao valor da resistência à compressão não confinada. A compressibilidade muda bruscamente a partir do ponto de plastificação e, além deste limite, parece depender diretamente da resistência das ligações de cimentação. No segundo padrão observado, característico das rochas com menor índice de vazios (0,3-0,5), não existe uma clara distinção do ponto de plastificação. Ao comparar este comportamento com aquele observado em solos não cimentados, os autores concluem que as propriedades de compressão das rochas brandas dependem não somente da densidade inicial e da história de tensões, mas também da cimentação e de fatores de natureza geológica.

Huang e Airey (1993) observaram, para areias carbonáticas cimentadas, que a cimentação causou um deslocamento da curva de compressão normal. No entanto, em contraste com outros estudos (e.g. COOP; ATKINSON, 1993), o ponto de plastificação não foi afetado pela cimentação. Isto pode ser devido, segundo os autores, às densidades mais elevadas utilizadas

no estudo, diminuindo a importância relativa da cimentação. No entanto, os autores observaram o aumento da rigidez inicial com a cimentação.

Cuccovillo e Coop (1993), ao analisarem o comportamento na compressão isotrópica de areias carbonáticas cimentadas, concluíram que a extensão do movimento do estado do solo além da superfície limite de estado depende da relação entre resistência da cimentação e índice de vazios.

Aversa (1991 apud AVERSA et al., 1993) observou que se a tensão de plastificação relacionada com a porosidade é maior do que aquela relacionada à cimentação; uma primeira quebra da estrutura pode ocorrer ainda dentro da superfície limite do solo desestruturado, em concordância com o padrão sugerido por Cuccovillo e Coop (1999a), mascarando o efeito da cimentação. Observações similares foram relatadas por Maccarini (1987) para um solo artificial cimentado com porosidades e graus de cimentação variáveis. Em particular, no caso de solos fracamente cimentados, um primeiro ponto de plastificação dentro do espaço “pré-adensado” foi observado. Bressani (1993), a partir de ensaios K_0 , também observou dois pontos de plastificação na curva de consolidação de uma margá (Corinth marl).

Quanto à convergência, para grandes deformações volumétricas, entre os estados estruturado e desestruturado prevista nos modelos de comportamento propostos por Vaughan et al. (1988), Cuccovillo e Coop (1999a) e Nagaraj et al. (1998), existe alguma controvérsia.

Cecconi et al. (1998), ao analisarem os resultados de ensaios de compressão unidimensional em uma rocha branda de origem piroclástica, com índices de vazios iniciais na faixa de 0,785 a 0,82, observaram que embora as curvas de adensamento tenham convergido para uma única linha de compressão intrínseca (LCVI), para níveis de tensão relativamente elevados, a LCVI do solo desestruturado não coincide com a LCVI do solo reconstituído.

Rotta (2000) e Rotta et al. (2003) relatam resultados de ensaios de compressão isotrópica obtidos sobre amostras artificialmente cimentadas de um solo residual de arenito, de granulometria areno-siltosa. As amostras foram preparadas com teores de cimento variáveis e curadas sob diferentes tensões de confinamento e índices de vazios. Estes autores observaram que a tensão de plastificação é uma função do índice de vazios inicial e do grau de cimentação e que o efeito da cimentação é maior para índices de vazios maiores. Por outro lado, não foi

observada a convergência, para tensões efetivas médias de até 6 MPa, entre os estados cimentado e não cimentado.

Martins (2001) investigou o comportamento em ensaios de compressão unidimensional da mesma areia siltosa de origem residual estudada por Rotta (2000) e Rotta et al. (2003). Os ensaios foram realizados com o material nos estados reconstituído, natural (fracamente cimentado) e artificialmente cimentado. Martins (2001) observou que as curvas de compressão para o solo natural e o artificialmente cimentado não convergiram para uma única linha de compressão intrínseca (LCVI), até a tensão limite de ensaio de 6,7 MPa. Martins (2001) ressalta que o solo residual reconstituído mostrou um comportamento bastante peculiar, não apresentando uma LCVI definida, pois para diferentes índices de vazios iniciais, obteve linhas aproximadamente paralelas entre si, mas que normalizaram em relação ao índice de vazios inicial. Em trabalho recente, Martins et al. (2001) analisaram o comportamento deste solo e argumentam que as causas do comportamento peculiar podem estar associadas à granulometria do material e também à mineralogia da fração fina.

Um último aspecto do comportamento de materiais geotécnicos cimentados na compressão refere-se a sua resposta durante o descarregamento. Airey (1993) relatou o comportamento na compressão isotrópica de amostras de areias carbonáticas naturais, fracamente cimentadas. De acordo com o autor, no descarregamento, todas as amostras apresentaram um comportamento muito rígido ($\kappa = 0,006$). A resposta durante um ciclo descarregamento-recarregamento se aproxima de um comportamento linear elástico, onde haveria uma relação linear entre a pressão efetiva média p' e o módulo volumétrico B (*bulk modulus*). Esta resposta parece não depender do grau de cimentação, uma vez que não foi afetada pelo fato do descarregamento começar antes ou depois do ponto de plastificação. Por outro lado, a relação entre a pressão efetiva média e o módulo volumétrico foi afetada pelo estado inicial da amostra. O autor salienta que os dados obtidos foram insuficientes para se determinar a influência da densidade e do grau de cimentação sobre o módulo volumétrico. Contudo, segundo Huang e Airey (1993, 1998), o efeito da cimentação sobre o valor de κ , e, portanto, sobre o módulo volumétrico, parece ser pequeno.

2.5 COMPORTAMENTO NO CISALHAMENTO

Neste item são abordados os principais aspectos relacionados com o comportamento de materiais geotécnicos cimentados submetidos ao cisalhamento. Para facilitar a compreensão, após a apresentação de uma visão geral, o tema foi dividido em três tópicos básicos: (1) comportamento pré-ruptura, que trata do comportamento a pequenas deformações, módulos de deformação, plastificação, degradação da cimentação e deformações volumétricas; (2) comportamento na ruptura, focando basicamente parâmetros e envoltórias de ruptura, modo de ruptura e contribuição da dilatância; e (3) comportamento pós-pico, que trata da caracterização do estado último ou crítico para solos cimentados.

2.5.1 Visão Geral

De forma geral, o comportamento tensão-deformação de materiais geotécnicos cimentados durante o cisalhamento pode ser descrito como sendo inicialmente rígido, aparentemente linear, até um ponto de plastificação bem definido a partir do qual o solo experimenta deformações plásticas crescentes até a ruptura. Os estudos mostram ainda que os estados de pico de solos naturalmente e artificialmente cimentados, em especial os de matriz arenosa, podem ser adequadamente representados por uma envoltória linear definida pelos valores da coesão (c'), atribuída exclusivamente à cimentação, e do ângulo de atrito interno (ϕ'), que parece não ser significativamente influenciado pelo nível de cimentação.

O efeito da variação da tensão efetiva média inicial no comportamento tensão-deformação de materiais geotécnicos cimentados pode ser claramente observado na Figura 7, onde são mostrados resultados de ensaios triaxiais realizados sobre amostras de uma rocha branda porosa (ELLIOT; BROWN, 1985). O comportamento frágil e dilatante observado para baixas tensões efetivas médias muda, de forma gradual, para um comportamento dúctil e compressivo à medida que a tensão efetiva média aumenta. O comportamento pós-pico sugere a existência de um estado último onde a tensão desvio e a deformação volumétrica tendem a valores estáveis com a deformação axial.

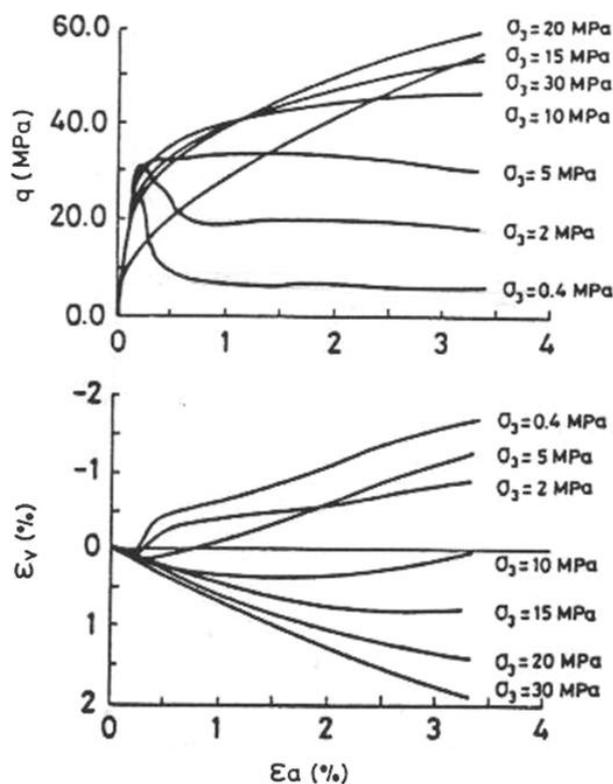


Figura 7. Curvas tensão-deformação obtidas em ensaios triaxiais para uma rocha branda porosa (Fonte: GENS; NOVA, 1993 baseado em ELLIOT; BROWN, 1985)

Ao analisarem o comportamento de uma variedade de materiais cimentados, Leroueil e Vaughan (1990) demonstraram que a resposta tensão-deformação de materiais geotécnicos cimentados depende fundamentalmente do estado inicial do material em relação à curva de plastificação e à linha de estado crítico no estado desestruturado. Com base nisso, Coop e Atkinson (1993) descreveram o comportamento idealizado de um solo cimentado, conforme ilustra a Figura 8, dividindo-o em três diferentes classes. A primeira classe de comportamento (3, na Figura 8) ocorre quando a amostra ultrapassa o seu ponto de plastificação durante a compressão isotrópica; o cisalhamento, neste caso, produz um comportamento similar ao da amostra não cimentada. A segunda classe de comportamento (2, na Figura 8) ocorre para um estado de tensões efetivas intermediário, no qual a quebra das cimentações se dá durante o cisalhamento; a resistência é governada basicamente pela componente friccional do solo, agora não cimentado; a curva tensão-deformação deve apresentar um pronunciado ponto de plastificação após um trecho aparentemente elástico. Na terceira classe (1, na Figura 8) a amostra é cisalhada a baixos níveis de tensão efetiva em relação ao grau de cimentação; um pico ocorre a pequenas deformações e para tensões bem acima da superfície de estado limite

do solo não cimentado. Todas as classes, a grandes deformações, convergem para a linha de estado crítico do solo desestruturado. O comportamento idealizado apresentado na Figura 8 é verificado nos casos em que há predominância na estrutura do solo da cimentação sobre a componente friccional. Para o caso de predominância da componente friccional, quando comportamento do material é governado pela dilatância, Cuccovillo e Coop (1999a) sugerem o padrão de comportamento mostrado na Figura 9. Neste caso, picos de resistência e comportamento tensão-deformação linear são obtidos somente para baixas tensões confinantes (1, na Figura 9); compressão e quebra de partículas estariam limitadas a altas tensões de confinamento (3, na Figura 9). Para tensões confinantes intermediárias, o comportamento tensão-deformação pode ser linear no início do cisalhamento tornando-se não-linear após a quebra da cimentação (2a, na Figura 9), ou ser totalmente não-linear (2b, na Figura 9). Porém, em ambos os casos, o pico é governado pela dilatância do material.

Na Figura 10, as superfícies de plastificação e as trajetórias de tensões associadas aos modelos de comportamento propostos por Coop e Atkinson (1993) e Cuccovillo e Coop (1999a), discutidos anteriormente e apresentados nas Figuras 8 e 9, são representadas no espaço das tensões normalizadas pela tensão equivalente (p'_p), obtida diretamente na curva de compressão do material correspondente, cimentado ou reconstituído. De acordo com Cuccovillo e Coop (1999a), a cimentação faz com que o solo cimentado possua natureza distinta daquela do solo reconstituído, não havendo, portanto, sentido em normalizar o comportamento do solo cimentado em relação à superfície limite de estado (SLE) ou à linha de estado crítico intrínseca (LEC) do material reconstituído. Coop (2000) observa que a plastificação em materiais fortemente cimentados (Figura 10a) ocorre para estados situados além da SLE do material reconstituído (SLE intrínseca). Após a plastificação isotrópica, ocorre uma contração da superfície limite de estado do material cimentado em direção a SLE intrínseca. Para o material fracamente cimentado (Figura 10b), este mesmo comportamento só é observado para baixos níveis de tensão efetiva média. Para tensões maiores, a plastificação ocorre dentro da SLE intrínseca do material reconstituído.

Os padrões de comportamento apresentados nas Figuras 7 a 10 e descritos nos parágrafos anteriores constituem o principal arcabouço teórico sobre o qual o presente trabalho foi concebido e realizado.

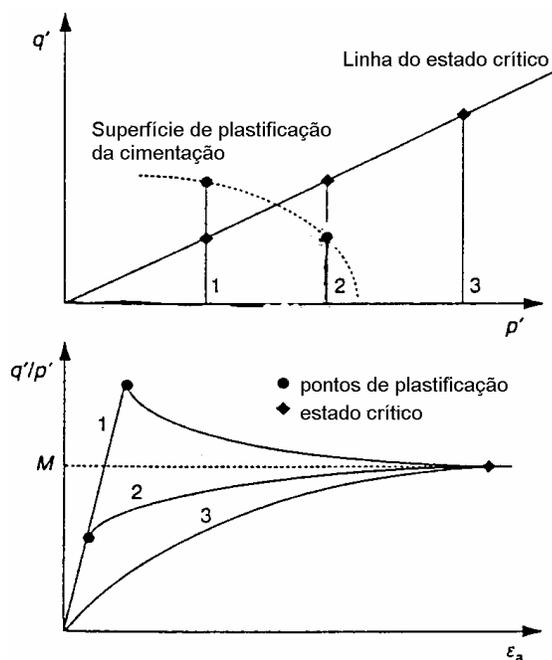


Figura 8. Comportamento idealizado de um solo cimentado onde o efeito da cimentação é preponderante (baseado em: COOP; ATKINSON, 1993; CUCCOVILLO; COOP, 1999a)

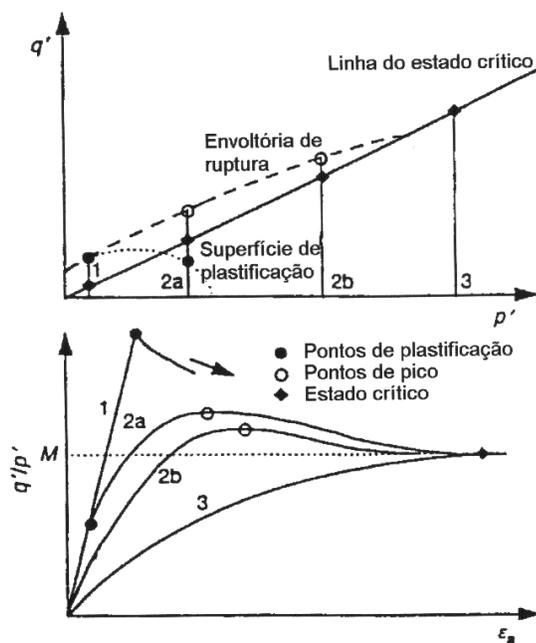


Figura 9. Comportamento idealizado de um solo cimentado onde o efeito da componente friccional é preponderante (baseado em: CUCCOVILLO; COOP, 1999a)

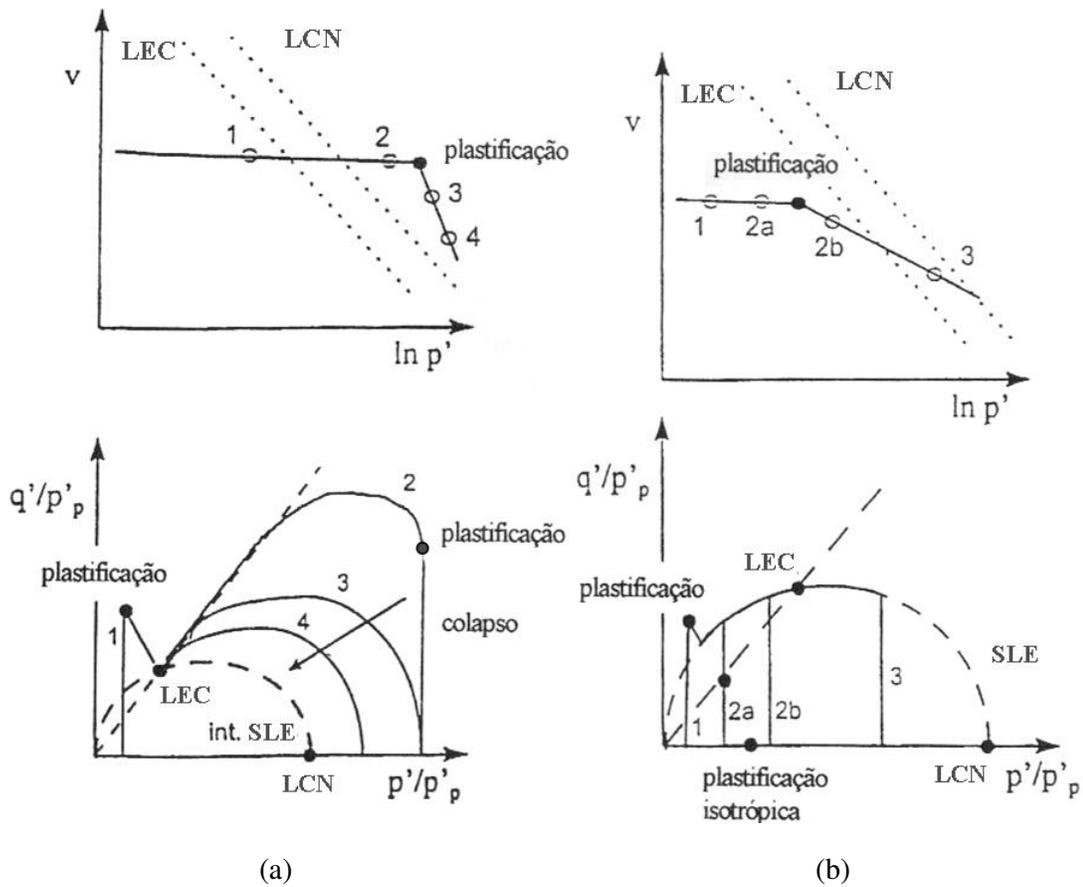


Figura 10. Comportamento normalizado de um solo cimentado:

(a) efeito da componente de cimentação preponderante;

(b) efeito da componente friccional preponderante

(fonte: MARTINS, 2001 baseado em COOP, 2000)

2.5.2 Comportamento Pré-Ruptura

Um dos efeitos mais notáveis da cimentação no comportamento mecânico de materiais geotécnicos é o aumento da rigidez inicial (e.g. CLOUGH et al., 1981; LEROUEIL; VAUGHAN, 1990; CHANG; WOODS, 1992; CONSOLI et al., 2000; SCHNAID et al., 2001; MALANDRAKI; TOLL; 1994, 2000, 2001). Por esta razão, e principalmente em função dos notáveis avanços tecnológicos realizados nas áreas de medição de deformações e de aquisição de dados em laboratório a partir da década de 1980, diversos autores têm se dedicado ao estudo do comportamento a pequenas deformações de materiais geotécnicos cimentados (e.g. AKAI et al., 1981; BRESSANI; 1990, 1993; HIGHT; JARDINE, 1993; TATSUOKA et al., 1993; KIM et al., 1994; BRESSANI et al., 1994; MARTINS; 1994, 2001).

Com exceção de materiais muito deformáveis, como argilas moles e areias fofas, por exemplo, as deformações induzidas pelas estruturas são geralmente menores que 5×10^{-3} , ou seja, abaixo do limite que pode ser investigado em laboratório através de técnicas convencionais. De acordo com Jardine et al. (2001), as técnicas modernas de medição local de deformações (e.g. CLAYTON; KHATRUSH, 1986; CLAYTON et al., 1989; JARDINE et al., 1984; SOARES et al., 1994, SCHOLEY et al., 1995; CUCCOVILLO; COOP, 1997a; BAIG et al., 1997; DA RE et al., 2001) permitem ver de que forma condicionantes experimentais, como o não paralelismo das faces dos corpos-de-prova, por exemplo, levaram a uma falsa interpretação do comportamento a pequenas deformações observado em ensaios triaxiais, especialmente quando se tratava de materiais naturais (estruturados). A resolução dos instrumentos de medição de deformações, necessária à caracterização do comportamento a pequenas deformações, é da ordem de 10^{-5} (TATSUOKA et al., 1999). Pôde-se, desta forma, reconhecer que os solos em geral apresentam um comportamento inicial bem mais rígido e menos linear do que se considerava anteriormente. Ao reconhecer a verdadeira natureza do comportamento dos solos a pequenas deformações, tornou-se possível comparar as medidas obtidas em ensaios de laboratório, especialmente ensaios triaxiais, com dados obtidos através de outras técnicas como ensaios de coluna ressonante e outros métodos geofísicos (e.g. CLAYTON; HEYMANN, 1999).

O fato de que, para pequenas deformações, o solo exhibe freqüentemente um comportamento não-linear traz conseqüências práticas e de caráter fundamental (BURLAND, 1989). Por exemplo, Jardine et al. (1986) mostraram que a não linearidade da relação tensão-deformação do solo produz efeitos muito significativos na interação solo-estrutura, na distribuição de tensões na massa de solo e nos deslocamentos em zonas próximas à áreas carregadas e escavações. Burland (1989) enfatiza que se a natureza não-linear do comportamento do solo a pequenas deformações não é considerada, a interpretação de ensaios de campo pode se tornar confusa e equivocada.

Segundo Tatsuoka e Kohata (1994), a avaliação da rigidez inicial de solos cimentados e de rochas brandas para utilização na previsão de deformações e deslocamentos em estruturas geotécnicas deve considerar vários fatores: (1) a dependência da rigidez em relação ao estado de tensões e deformações; (2) a anisotropia inerente ou induzida e as heterogeneidades do solo; (3) a história de tensões e deformações; (4) a trajetória de tensões, a taxa de deformação, carregamento repetido e condições de drenagem; (5) a perturbação das amostras; e (6) a acurácia nas medições das deformações em laboratório. Tatsuoka e Kohata (1994) afirmam que se os efeitos destes fatores são corretamente considerados, resultados de campo e de laboratório, bem como aqueles obtidos de retro-análise de estruturas reais, conduzirão a valores bastante próximos. De acordo com estes autores, as deformações inferiores a aproximadamente 0,001% são essencialmente elásticas e os módulos de deformação obtidos a partir de ensaios estáticos, com carregamento cíclico e monotônico, são bastante próximos aos valores correspondentes obtidos de ensaios dinâmicos de laboratório e de ensaios sísmicos de campo.

Quanto à natureza das deformações iniciais, Tatsuoka et al. (1993), ao analisarem resultados de ensaios triaxiais em rochas sedimentares e rochas artificiais brandas, com capacidade para medir deformações axiais menores do que 0,001%, observaram que, no estágio inicial ($\epsilon_1 < 0,001\%$), as deformações são reversíveis e independentes da taxa de deformação, caracterizando um comportamento tipicamente elástico. Além deste limite, os materiais exibem considerável não-linearidade. Akai et al. (1981), sobre o processo de transferência de energia durante o cisalhamento de rochas brandas, observaram que mesmo nos estágios iniciais existe uma parcela de energia dissipada, não havendo, portanto, comportamento genuinamente elástico do material.

As características de plastificação de geomateriais submetidos a deformações relativamente grandes tem sido descritas no escopo da teoria clássica da visco-elastoplasticidade através da definição de uma superfície de plastificação. Historicamente, o comportamento dentro desta superfície tem sido considerado como sendo rígido, linear elástico ou linear não elástico. O aperfeiçoamento desta abordagem deveu-se inicialmente a Mroz (1976 apud TATSUOKA et al., 1999), que sugeriu a utilização de superfícies múltiplas de plastificação, de caráter cinemático. Esta abordagem foi seguida por inúmeros outros pesquisadores (e.g. MRÓZ; PIETRUSZCZAK, 1983; POOROOSHASB; PIETRUSZCZAK, 1985; PEKAU; GOCEVSKI, 1989; PUZRIN; KIRSHENBOIM, 1999; KAVVADAS; AMOROSI, 2000) como uma forma de melhor descrever o comportamento elasto-plástico no interior de uma superfície de plastificação mais abrangente. A Figura 11 mostra um exemplo de múltiplas superfícies de plastificação baseado em resultados de argilas obtidos por Jardine (1985, 1992b apud TATSUOKA et al., 1999). No esquema simplificado da Figura 11 são observadas três superfícies de plastificação identificadas respectivamente como Y_1 , Y_2 e Y_3 . Variações do estado de tensões corrente dentro da superfície Y_3 produzem somente pequenas a moderadas deformações, enquanto que a rigidez (módulo tangente) muda abruptamente quando a trajetória de tensões encontra Y_3 . Desta forma, a superfície Y_3 permanece relativamente imóvel e só é afetada por eventos caracterizados por grandes deformações. Quando plotada no espaço de tensões normalizado, por p'_p , por exemplo, a envoltória Y_3 representa uma superfície limite corrente (uma superfície limite de estado (SLE) mais extensiva situa-se externamente à superfície corrente). De acordo com o modelo mostrado na Figura 11, o ponto correspondente ao estado corrente no domínio de Y_3 é circundado por duas sub-superfícies de plastificação, Y_1 e Y_2 . Estas, por sua vez, possuem caráter cinemático, isto é, se a partir do estado corrente de tensões, uma trajetória qualquer encontrar as superfícies iniciais Y_1 ou Y_2 , elas serão arrastadas e expandidas junto com o ponto de tensões corrente. Se o solo é submetido à ação do tempo, mesmo sob um estado de tensões constante, as superfícies Y_1 e Y_2 podem crescer, se expandir, e distanciar-se do ponto de tensões corrente por processos de fluência (*creep*) ou formação de cimentação. A superfície Y_1 representa os limites da região onde o comportamento é predominantemente linear-elástico, mesmo que algumas das condições formais da elasticidade não sejam satisfeitas. Tatsuoka et al. (1999) ressaltam que relações tensão-deformação lineares muitas vezes indicam um comportamento elástico, mas nem sempre. Por esta razão, costuma-se usar o termo quase-elástico para descrever o comportamento tensão-deformação no domínio de Y_1 . Supõe-se que quando Y_1 é atingido,

um número significativo de contatos entre partículas sofrem plastificação localizada devido à concentração de tensões normais, levando a alguma dissipação de energia quando um ciclo carregamento-descarregamento é realizado. De qualquer forma, deformações plásticas significativas não ocorrerão até que a superfície de plastificação Y_2 seja atingida. Neste estágio, provavelmente, um número significativo de contatos romperá por cisalhamento, levando ao deslizamento entre as partículas. Conforme indica a Figura 11, a plastificação em Y_2 é marcada por uma mudança abrupta na direção do vetor incremento de deformação ($\frac{d\epsilon_s}{d\epsilon_{vol}}$). Outra característica de Y_2 é que ela define o limite no qual o carregamento cíclico, drenado ou não-drenado, começa a afetar o solo significativamente. A plastificação em Y_2 é acompanhada de um aumento na relação entre as deformações plásticas e elásticas, na taxa de fluência, na energia dissipada em ciclos carga-descarga e na taxa de poro-pressão desenvolvida em ensaios cíclicos não-drenados. Em direção à Y_3 , as deformações se tornam cada vez mais plásticas e dependentes do tempo. Uma mudança ou reversão da trajetória de tensões pode fazer o solo reentrar nas regiões Y_1 e Y_2 . As Figuras 12 e 13 exemplificam, através de resultados experimentais relatados por Malandraki e Toll (2000, 2001), a ocorrência das múltiplas superfícies de plastificação sugeridas por Jardine (1985, 1992b apud TATSUOKA et al., 1999) no modelo apresentado na Figura 11.

Ainda segundo Tatsuoka et al. (1999), para geomateriais rígidos e resistentes, com regiões Y_1 e Y_2 relativamente grandes, as propriedades quase-elásticas são importantes como referência na sua caracterização geotécnica e para o desenvolvimento de um arcabouço geral para o comportamento pré-ruptura destes materiais. De acordo com Tatsuoka et al. (1999), os fatores que influenciam o tamanho das regiões Y_1 e Y_2 são os seguintes: (1) a história recente de tensões e o tempo decorrido antes da chegada ao estado corrente; (2) a formação, sob o estado de tensões corrente, de uma estrutura devido ao envelhecimento e à cimentação; e (3) a taxa de carregamento e a trajetória das tensões e deformações perturbadoras do estado corrente. Quanto à influência da história recente de tensões, esta pode ser positiva ou negativa. Será positiva, isto é, causará uma expansão das superfícies de plastificação, no caso do envelhecimento ou aumento de densidade, e será negativa no caso de dano ou desestruturação do solo por deformações. De forma geral, as propriedades quase-elásticas dos geomateriais são afetadas pela anisotropia, inerente ou induzida por carregamento, por processos viscosos relacionados com a taxa de deformação e fluência, e por processos de estruturação e desestruturação, estes últimos particularmente importantes para materiais muito cimentados.

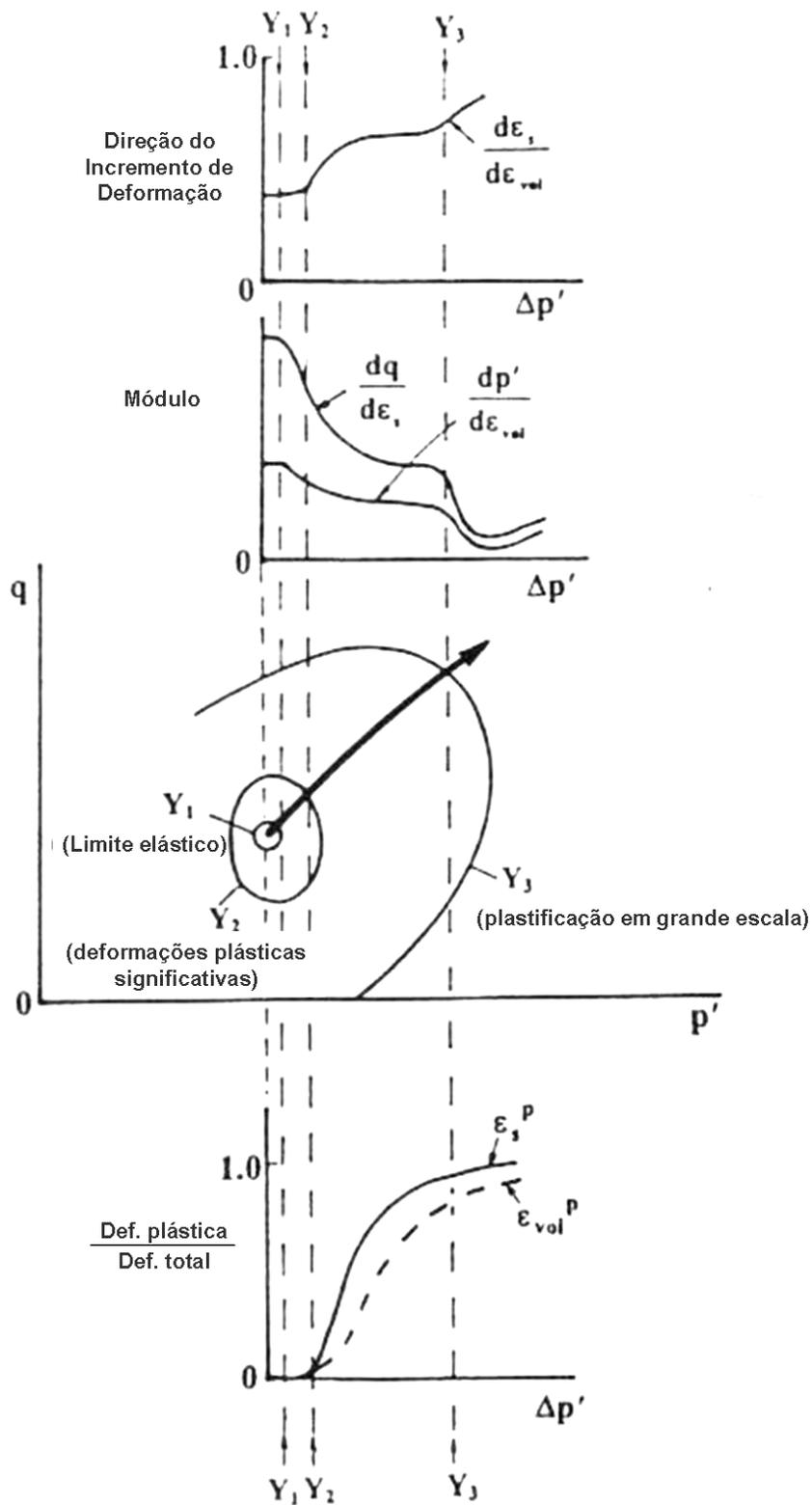


Figura 11. Múltiplas superfícies de plastificação
(baseado em: TATSUOKA et al., 1999)

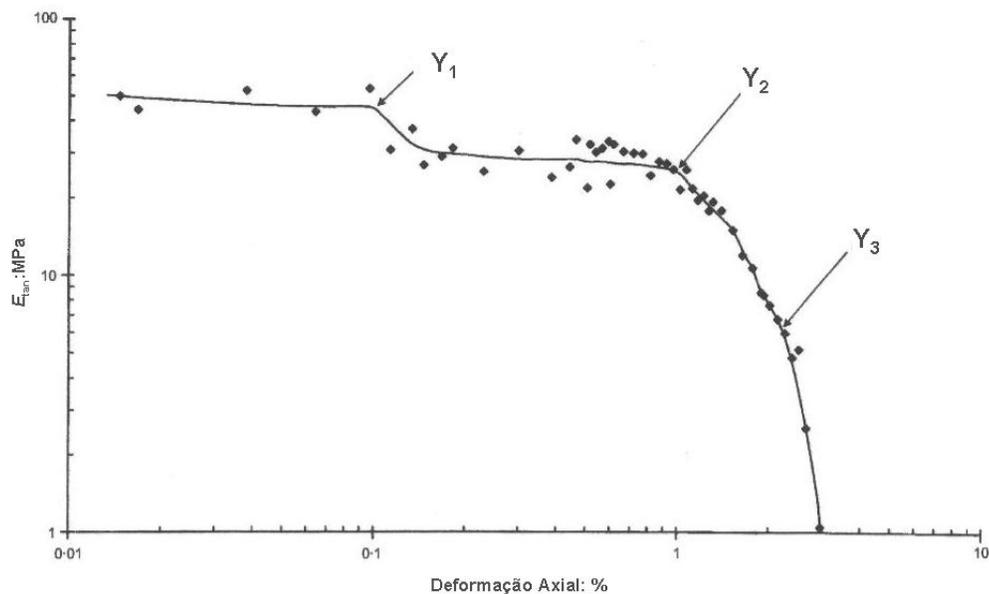


Figura 12. Definição experimental dos pontos de plastificação no cisalhamento (baseado em: MALANDRAKI; TOLL, 2000)

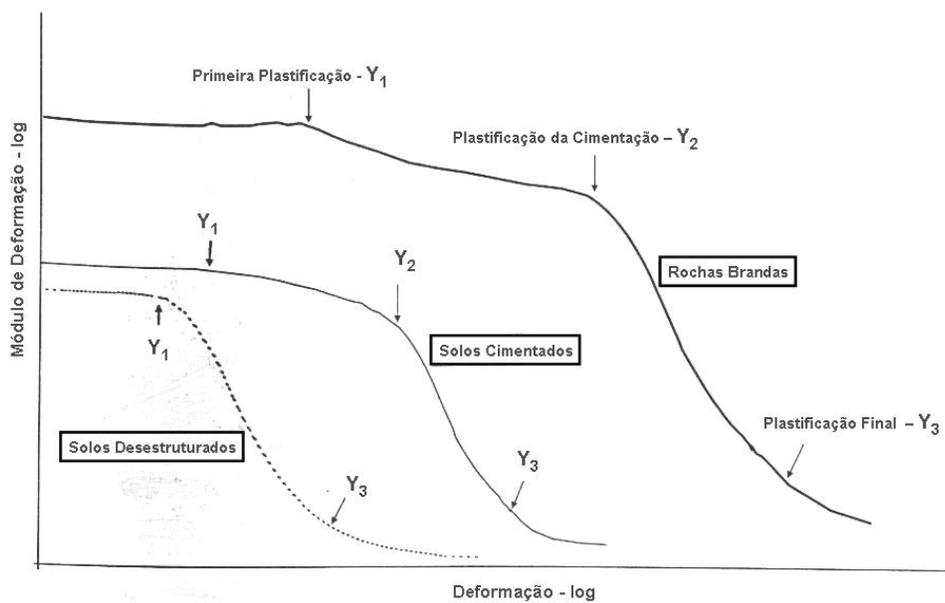


Figura 13. Idealização da plastificação para materiais cimentados (baseado em: MALANDRAKI; TOLL, 2001)

Como a plastificação é acompanhada da degradação da cimentação e de deformações plásticas relativamente grandes, a compreensão dos fatores que a influenciam, bem como a precisa determinação do ponto de plastificação são importantes na previsão do desempenho de estruturas geotécnicas neste tipo de material (VAUGHAN, 1988).

O comportamento na faixa de deformações intermediárias (10^{-5} a 10^{-2}) caracteriza-se por deformações irreversíveis não lineares, muito importantes na avaliação de movimentos em massas de solo e estruturas de engenharia, mas que, porém, são mais difíceis de caracterizar do que as propriedades quase-elásticas. A obtenção de parâmetros adequados para projeto nesta faixa de deformações é normalmente baseada em uma combinação das seguintes abordagens: (1) a combinação de parâmetros de rigidez quase-elásticos obtidos a partir de medidas sísmicas com dados a grandes deformações obtidos em ensaios de carregamento em campo; (2) a análise não linear de resultados de ensaios de placa ou pressiométricos; e (3) ensaios de laboratório com medidas na faixa de deformações de interesse, realizados sobre amostras da melhor qualidade possível e utilizando-se trajetórias de tensões relevantes (TATSUOKA et al., 1999).

Os geomateriais exibem uma enorme gama de comportamentos não-lineares, sendo difícil representar o conjunto todo por um único modelo. De acordo com Tatsuoka et al. (1999), modelos não lineares realísticos devem considerar ao menos: (1) o nível de tensões cisalhantes inicial; (2) o nível de tensões médias efetivas; (3) os efeitos positivos e negativos da história de tensões e deformações recente; (4) as condições tensão-deformação-tempo perturbadoras; e (5) a anisotropia. Uma outra característica importante do comportamento elasto-plástico é o chamado acoplamento das deformações, ou seja, a interdependência entre deformações volumétricas e cisalhantes e tensões normais e cisalhantes. Em outras palavras, deformações volumétricas plásticas podem ser causadas por incrementos de deformação cisalhante e deformações normais podem ser causadas por tensões cisalhantes e vice-versa. Tatsuoka et al. (1999) observam que pouco é conhecido a respeito das características do acoplamento de deformações em solos cimentados.

Toll e Malandraki (1993) e Malandraki e Toll (1994, 1996, 2000, 2001) investigaram o comportamento de um solo artificial fracamente cimentado em ensaios triaxiais drenados e não drenados, submetido a diferentes trajetórias de tensões (p' -constante; σ_1 -constante; σ_3 -constante), bem como à mudanças (no sentido horário) nas trajetórias impostas durante o

cisalhamento. Ao analisarem as superfícies de plastificação e de ruptura obtidas, conforme mostra a Figura 14, estes autores identificaram quatro zonas de comportamento diferenciado no espaço de tensões $p':q$, em função do nível de tensões médias efetivas. Na primeira zona, para baixas tensões, a cimentação controla o comportamento até a ruptura fazendo com que o material possa suportar relações q/p' muito superiores às suportadas pelo solo no estado desestruturado; nesta zona, a superfície limite de estado coincide com as superfícies Y_2 e Y_3 , de acordo com as definições mostradas nas Figuras 12 e 13. Na segunda zona, de transição, a cimentação controla apenas parcialmente o comportamento na ruptura; neste estágio, a plastificação da cimentação (Y_2) ocorre antes da ruptura, porém o material exibe maiores resistências quando comparado com o material desestruturado. Contudo, a superfície final de plastificação (Y_3) posiciona-se bastante próxima à superfície limite de estado. Na terceira zona, para tensões efetivas ainda maiores, a resistência do solo é a mesma obtida no estado desestruturado, isto é, a cimentação não mais contribui para a resistência do material e a superfície de plastificação Y_3 diverge da superfície limite de estado. Finalmente, na quarta zona, a plastificação ocorre durante a compressão isotrópica e a cimentação não contribui para a resistência do solo. De acordo com Malandraki e Toll (2000), e conforme ilustra a Figura 14, os limites inferiores e superiores das diferentes zonas são definidos por trajetórias de tensões posicionadas a um certo valor de tensões médias efetivas, que caracteriza a mudança de comportamento do material observada nos ensaios triaxiais. Quanto ao efeito da mudança de direção da trajetória durante o cisalhamento, Malandraki e Toll (2001) observaram que a plastificação da cimentação ocorreu ao longo de cada direção de trajetória seguida. Quando há uma mudança de direção, mesmo que a plastificação já tenha sido observada anteriormente, um novo ponto de plastificação é alcançado. Segundo Malandraki e Toll (2001), isto evidencia que o processo de quebra da cimentação é anisotrópico por natureza e que nem todas as ligações entre partículas rompem quando uma superfície de plastificação é alcançada. Somente aquelas ligações sujeitas a tensões cisalhantes associadas com a trajetória corrente é que efetivamente romperão. Portanto, ao impor uma rotação na direção da trajetória de tensões corrente, ainda existirão ligações capazes de resistir às novas tensões cisalhantes induzidas. Os autores observaram ainda que a história prévia de tensões cisalhantes não influenciou a posição da superfície de plastificação, sendo esta uma função somente da trajetória corrente, mas afetou as superfícies de ruptura do material. Malandraki e Toll (2001) ressaltam que trajetórias de tensões complexas podem reduzir significativamente a resistência disponível do material. Portanto, na análise de situações reais, onde os

parâmetros de projeto são baseados na resistência limite do material, dados obtidos a partir de ensaios triaxiais convencionais podem conduzir a valores superestimados de resistência e a projetos não conservativos. Por outro lado, concluem os autores, se o fator limitante do projeto é a restrição dos movimentos do terreno, os dados obtidos de ensaios triaxiais convencionais podem ser satisfatórios.

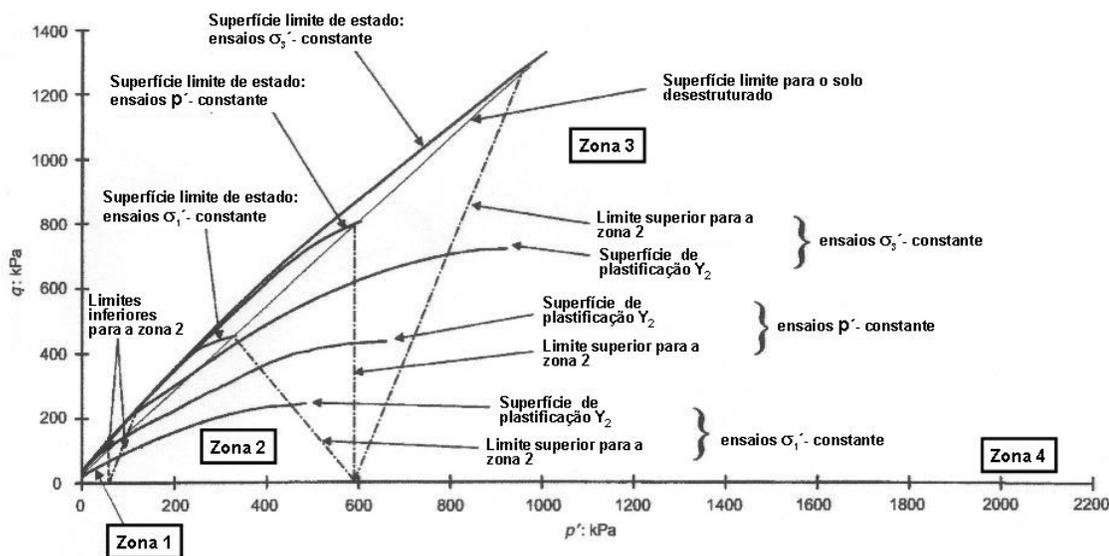


Figura 14. Comportamento de plastificação e resistência de um solo artificial fracamente cimentados em ensaios triaxiais drenados (fonte: MALANDRAKI; TOLL, 2000)

Lo e Wardani (2002) ao investigarem o comportamento de um silte artificialmente cimentado, caracterizado como fracamente cimentado, identificaram o padrão de comportamento mostrado na Figura 15. Em adição aos pontos de plastificação Y_1 e Y_2 (Y_3 não foi identificado) definidos por Jardine (1985, 1992b apud TATSUOKA et al., 1999), Lo e Wardani (2002) observaram um outro ponto (Z, na Figura 15) onde ocorreu uma reversão de curvatura na relação entre o módulo de deformação tangente e a deformação axial, significando uma redução na taxa de degradação da cimentação após a primeira plastificação (Y_1). Os autores explicam a ocorrência do ponto Z, que não foi observada para baixas tensões confinantes, através da mobilização crescente da resistência friccional após o início da degradação da cimentação. O efeito do aumento da tensão de confinamento foi o de reduzir

ambos, o domínio quase-elástico do material (0,01-0,02%) e a taxa de redução do módulo tangente após a ocorrência de Y_1 .

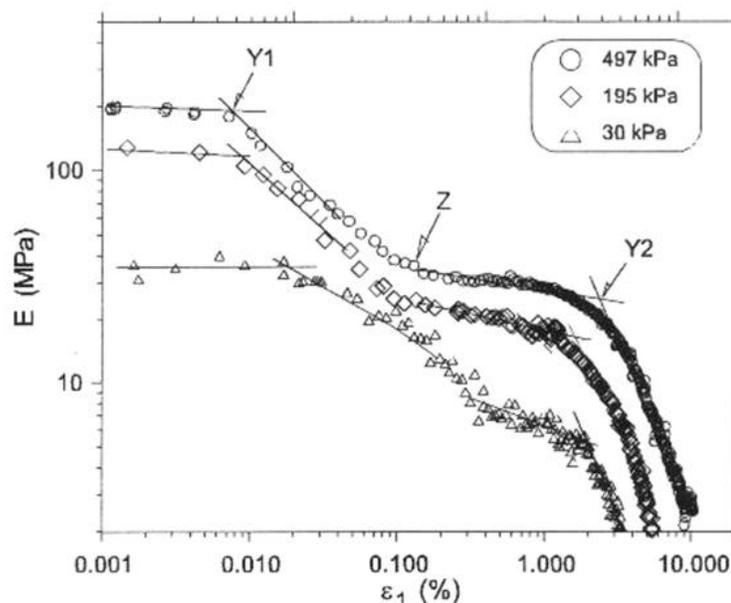


Figura 15. Curvas de variação do módulo tangente com a deformação axial em ensaios triaxiais para um solo artificialmente cimentado (fonte: LO; WARDANI, 2002)

Em uma abordagem semelhante à apresentada por Malandraki e Toll (1995, 1996, 2000, 2001), Cuccovillo e Coop (1997b) propõem um modelo de comportamento pré-ruptura para areias estruturadas contemplando os efeitos relativos das componentes de cimentação (*bonding*) e arranjo intergranular (*fabric*) sobre o comportamento do material. Estes autores investigaram o comportamento de duas rochas brandas de textura arenosa, um arenito e um calcarenito, a partir de ensaios de compressão isotrópica e triaxiais drenados e não-drenados sobre amostras intactas e reconstituídas. Estes ensaios foram realizados para tensões efetivas médias iniciais variando na faixa de 250 a 60000 kPa e com medidas de deformação cisalhante da ordem de 0,0001%, resolução necessária, segundo Cuccovillo e Coop (1997b), à determinação confiável dos pontos de plastificação iniciais (Y_1). A influência da degradação da estrutura na plastificação e na rigidez inicial foi investigada através de ensaios cíclicos não drenados. O calcarenito estudado apresenta grãos fracos, cimentação relativamente forte (resistência não confinada na faixa de 500 a 2000 KPa) e uma estrutura aberta e porosa, com

volumes específicos variando entre 1,675 e 2,030, sendo, portanto, um material onde predomina a componente de cimentação (*bonding*). Já o arenito, constituído basicamente por sílica, apresenta grãos de elevada resistência, elevada densidade, com volume específico médio da ordem de 1,45, e cimentação relativamente fraca (resistência não confinada da ordem de 600 KPa), sendo, portanto, um material onde predomina a componente da estrutura relacionada com o arranjo estrutural (*fabric*). Cuccovillo e Coop (1997b) observaram o seguinte padrão de comportamento:

- a) a contribuição da cimentação na rigidez inicial existe plenamente até o ponto de plastificação inicial; neste domínio, a rigidez é praticamente independente dos estados de tensões e volumétrico do material, podendo ser descrita pelas teorias elásticas;
- b) a plastificação inicial é influenciada pelo nível de tensões efetivas e marcada pela progressiva degradação da cimentação com o desenvolvimento de deformações plásticas crescentes;
- c) o processo de degradação da cimentação é observado inicialmente através da contração do domínio elástico e eventualmente com a redução da rigidez inicial, isto é, do módulo cisalhante máximo G_{\max} ;
- d) na medida em que a cimentação degrada, a rigidez torna-se dependente do estado de tensões e volumétrico do material, caracterizando a progressiva transformação de um material coesivo (cimentado) em friccional;
- e) a forma com que o estado de tensões e volumétrico influencia o comportamento do material após a plastificação depende da componente estrutural predominante;
- f) para materiais onde predomina a cimentação (*bonding*), na medida em que a degradação progride, a contribuição da estrutura sobre a rigidez é significativamente reduzida (*strain softening*), com o valor de G_{\max} diminuindo e convergindo em direção ao valor de G_{\max} do solo reconstituído;

- g) para materiais onde predomina o arranjo estrutural (*fabric*), a despeito da degradação, a influência da estrutura se verifica de tal forma que a rigidez permanece elevada, ou mesmo aumenta com o estado de tensões (*strain-hardening*);
- h) a influência do “*fabric*” parece ser a explicação da grande diferença de rigidez observada entre amostras intactas e reconstituídas do arenito estudado por Cuccovillo e Coop (1997b);

A influência da cimentação e do estado do solo no valor de G_{\max} relatada por Cuccovillo e Coop (1997b) é ilustrada na Figura 16, que mostra a variação do módulo cisalhante máximo obtido em ensaios cíclicos não drenados, com a tensão efetiva média inicial para o calcarenito, material onde predomina a componente estrutural de cimentação. Para o material reconstituído pode ser claramente observada a dependência existente entre o módulo máximo e o estado do solo. Para o solo intacto, antes da plastificação, o módulo não é afetado pelo estado do solo (pontos A1, B1, C1 e D1). A partir do ponto D1, no entanto, o material sofre crescente deterioração da cimentação e G_{\max} reduz significativamente (ponto D3). Daí em diante, um novo aumento da tensão efetiva média com a conseqüente redução de volume do solo causará um aumento em G_{\max} (pontos D3 e E1). Para o arenito, material onde predomina a componente estrutural de “*fabric*”, Cuccovillo e Coop (1997b) observaram que para as amostras cisalhadas a tensões efetivas médias maiores que a tensão de plastificação obtida no ensaio isotrópico, o comportamento é influenciado tanto pelo estado de tensões, da mesma forma que o material desestruturado, como pela componente estrutural de arranjo intergranular (*fabric*). Para as amostras cisalhadas antes da plastificação isotrópica, o módulo cisalhante máximo não foi afetado pelo estado de tensões.

De acordo com Cuccovillo e Coop (1997b), na formulação de modelos constitutivos para materiais estruturados, é necessário (1) considerar os efeitos da degradação da cimentação no valor de G_{\max} e no ponto de plastificação inicial e (2) diferenciar a maneira pela qual os estados de tensões e volumétrico influenciam a rigidez do material em função da componente estrutural predominante.

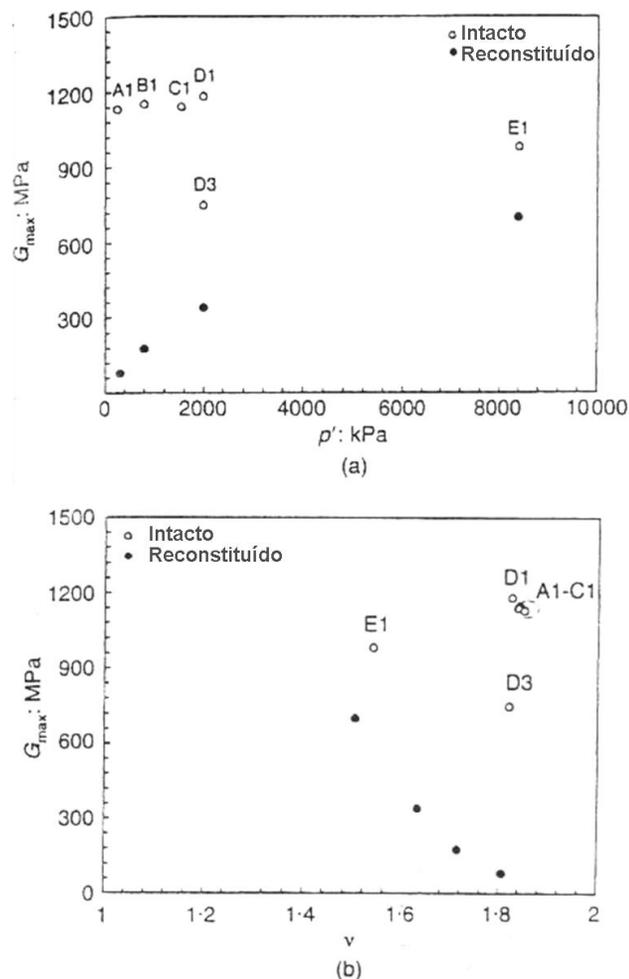


Figura 16. Efeito do estado do solo (p' , v) no módulo de cisalhamento máximo G_{max} para um calcarenito intacto e reconstituído (fonte: CUCCOVILLO; COOP, 1997b)

Nos parágrafos seguintes, são destacadas algumas contribuições experimentais ao estudo do comportamento pré-ruptura de materiais cimentados, destacando-se, além dos aspectos gerais da relação tensão-deformação discutidos até aqui, os efeitos combinados da cimentação com outras importantes variáveis do comportamento geotécnico, tais como o nível de tensões confinantes, a densidade e a trajetória de tensões, entre outras. Ênfase é dada à avaliação da rigidez inicial, da tensão de plastificação e das variações volumétricas.

Airey (1993) observou o comportamento tensão-deformação de areias carbonáticas cimentadas naturais, a partir de ensaios triaxiais convencionais drenados e não-drenados e de ensaios com trajetórias de tensões controladas, com medição externa de deformações. O autor

relata que a deformação axial aumenta linearmente até o ponto de plastificação (*yield point*), enquanto as deformações radiais aumentam linearmente somente até a tensão desvio correspondente a 50% da tensão de plastificação. Uma explicação para este fato é apresentada pelo autor, baseada no comportamento observado em diversas rochas (FARMER, 1983 apud AIREY, 1993). Para as rochas, o desvio da linearidade é associado à formação de microfissuras, cujo crescimento ocorre de forma estável abaixo do ponto de plastificação e de forma rápida e progressiva acima deste ponto, com as fissuras, ou unindo-se para formar uma macrofissura (ruptura frágil), ou ocorrendo de forma uniforme ao longo de toda a amostra (ruptura dúctil). Um mecanismo similar é proposto pelo autor para os solos cimentados em geral: o desvio da linearidade é associado com a quebra das ligações mais fracas e mais solicitadas. Até o ponto de plastificação uma quebra cada vez mais rápida e progressiva das ligações ocorre. O ponto a partir do qual ocorre o desvio da linearidade corresponde ao limite do comportamento realmente elástico, enquanto que o ponto de plastificação marca o limite do comportamento rígido, detectável a partir de uma mudança na curva tensão-deformação.

Segundo Tatsuoka et al. (1993), o módulo de Young máximo determinado nos ensaios triaxiais é muito similar àquele determinado no campo através da medição da velocidade de ondas de cisalhamento. Segundo os autores, o efeito da tensão de confinamento sobre a rigidez inicial foi desprezível para rochas argilosas e considerável para rochas granulares. Comportamento similar foi relatado por Kim et al. (1994). Segundo estes autores, o módulo de Young aplicável à problemas práticos de projeto pode ser menor que o módulo elástico máximo (E_0). No entanto, é improvável que seja muito menor do que $E_0/2$. A relação entre módulo máximo e resistência à compressão triaxial (E_0/q_{rup}) para as rochas sedimentares brandas consideradas no estudo, variou tipicamente na faixa de 400 a 1000. Estes resultados, segundo os autores, estão de acordo com valores relatados para outros materiais naturais. Yoshinaka e Yamabe (1981) observaram, para rochas sedimentares argilosas, uma consistente relação linear entre a resistência à compressão não confinada q_u e o módulo de Young E determinado nesta condição ($\sigma'_3 = 0$) para uma ampla faixa de valores de resistência.

Martins (1994, 2001) e Bressani et al. (1994) estudaram a influência, em ensaios triaxiais, de diferentes trajetórias de tensões no espaço $p':q$ sobre a variação da rigidez de um solo arenoso cimentado natural. Os resultados mostraram que o módulo secante para pequenas deformações é diretamente influenciado pela direção das trajetórias de tensões.

Chang e Woods (1992) estudaram o efeito de diversos tipos de cimentação no módulo de cisalhamento das areias. Os resultados, segundo os autores, mostram claramente que o módulo de cisalhamento sempre cresce com o incremento da cimentação. No entanto, o gradiente desta variação não é constante. Além do grau de cimentação, as características granulométricas do solo e as propriedades do material cimentante também afetam o valor do módulo. Os autores postulam que o aumento do módulo de cisalhamento do solo cimentado normalizado pelo módulo do solo não cimentado pode ser interpretado através das contribuições de dois fatores: (1) a redução do índice de vazios pelo preenchimento parcial ou total dos poros pelo material cimentante e (2) o enrijecimento do esqueleto do solo.

O'Rourke e Crespo (1988) observaram, para uma areia siltosa vulcânica artificialmente cimentada, um decréscimo do módulo de deformação inicial com o aumento do grau de saturação. De acordo com os autores, o aumento do grau de saturação parece ter amolecido a matriz silto-argilosa do solo, causando diminuição da coesão entre as partículas. No entanto, parece mais provável que a influência do grau de saturação observada seja devida principalmente à redução da sucção existente no material.

De acordo com Clough et al. (1981), o módulo de deformação tangente inicial para areias cimentadas pode ser relacionado com a pressão de confinamento, da mesma forma que para areias não cimentadas. Em geral, os valores observados dos módulos aumentaram com a cimentação, mas não foram afetados significativamente pelo confinamento. Comportamento similar foi observado para outros solos granulares cimentados por Akinmusuru, 1987; O'Rourke e Crespo (1988), Maher e Ho (1993).

Acar e El-Tahir (1986) e Saxena e Lastrico (1988) mostraram, para areias cimentadas, que baixos níveis de cimentação aumentam significativamente o módulo de cisalhamento dinâmico para pequenas deformações. De acordo com Saxena e Lastrico (1988), os principais fatores que governam o comportamento dinâmico de areias cimentadas são o grau de cimentação, a tensão de confinamento e a densidade.

Segundo Airey (1993), a cimentação tem dois efeitos principais sobre o comportamento mecânico do solo: aumenta o módulo cisalhante e o tamanho da superfície de plastificação. Foi verificada ainda, a existência de uma região de comportamento elástico, na qual o módulo de cisalhamento é constante e o módulo volumétrico (bulk modulus) varia linearmente com a pressão efetiva média.

Bressani et al. (1994) observaram, para um solo arenoso cimentado natural, uma superfície de plastificação similar a de outros materiais naturais e uma clara mudança de comportamento após o ponto de plastificação.

Huang e Airey (1993) e Huang (1994) relatam comportamento similar para o mesmo tipo de solo cimentado. Um aspecto interessante observado diz respeito à influência da cimentação em relação à densidade. Segundo os autores, na medida que a densidade aumenta, diminui a importância relativa da cimentação na plastificação do solo. Esta conclusão é surpreendente, uma vez que para densidades mais altas existem mais pontos de contato entre as partículas; também a resistência à compressão não confinada mostra que a efetividade da cimentação aumenta com a densidade. Isto sugere, segundo os autores, que a cimentação é relativamente fraca e que ela é menos efetiva para tensões intergranulares mais elevadas, as quais são necessárias para causar a plastificação em solos mais densos.

Yoshinaka e Yamabe (1981) observaram que rochas com elevados valores de resistência à compressão não confinada e tensão de pré-adensamento, a despeito de um índice de vazios alto, cujo comportamento é altamente dependente da cimentação, apresentam uma estrutura sensitiva, uma vez que quando a tensão efetiva média ultrapassa um valor limite, as propriedades mecânicas do material são marcadamente afetadas, em função do processo de quebra da cimentação que pode ocorrer tanto durante a compressão isotrópica como durante o cisalhamento. Além da redução dos módulos de deformação, isto foi verificado através da queda da resistência ao cisalhamento após descarregamento e recarregamento nos ensaios triaxiais.

Um outro aspecto importante do comportamento do solo cimentado diz respeito à variação da rigidez com as deformações e com a tensão de confinamento. Bressani (1990), ao estudar o comportamento de um solo artificial cimentado com diferentes composições, graus de cimentação e índices de vazios, estabeleceu algumas observações a este respeito. Todos os ensaios triaxiais realizados mostraram o mesmo modelo: o decréscimo da rigidez, representada pelo módulo secante, com o logaritmo das deformações axiais. A fim de normalizar o efeito da tensão de confinamento, o autor analisou a variação da relação E/σ'_3 com a tensão de confinamento. Para baixas tensões de confinamento, a rigidez normalizada observada foi bastante alta, comparável a valores para rochas brandas. Os resultados da análise mostraram que o solo artificial exibiu uma queda na rigidez normalizada com a tensão

de confinamento, a qual não é comum para solos não cimentados. O autor observou que a variação do módulo secante, em termos absolutos, não é função direta da tensão de confinamento, dependendo do grau de cimentação, do índice de vazios e da composição mineralógica do solo.

Rotta et al. (1998) e Consoli et al. (2000) investigaram experimentalmente o procedimento usual de obtenção da rigidez de solos cimentados em ensaios triaxiais convencionais, fixando-se na influência da aplicação de tensões confinantes antes e após a cimentação do solo. Os autores verificaram que a degradação da cimentação causou, nas amostras curadas sem confinamento, a queda da rigidez inicial com a tensão de confinamento, ao passo que nas amostras curadas sob tensão verificou-se o aumento da rigidez com a tensão de confinamento.

Yoshinaka e Yamabe (1981) observaram, para diversas rochas sedimentares brandas, que as deformações volumétricas durante o cisalhamento obedecem a padrões distintos de comportamento dependendo do nível de tensões confinantes atuante. Na faixa de tensões onde o material apresenta comportamento frágil, as deformações volumétricas podem ser separadas em dois estágios: (1) uma compressão inicial até um ponto próximo à ruptura e (2) na seqüência, um comportamento expansivo, cuja taxa de dilatância decresce gradualmente a medida que o cisalhamento progride, tendendo finalmente a um estado último onde não há variação volumétrica. Por outro lado, quando as tensões de confinamento aumentam além de um determinado limite, com a quebra das cimentações, são observadas somente deformações de compressão. Este comportamento parece ser típico de materiais cimentados e tem sido observado por diversos autores para outros materiais: areias quartzosas cimentadas (DUPAS; PECKER, 1979; CLOUGH et. al, 1981; LADE; OVERTON, 1989), areia vulcânica artificialmente cimentada (O'ROURKE; CRESPO, 1988), areias carbonáticas cimentadas (HUANG; AIREY, 1993), argamassa (LADE; OVERTON, 1989) etc.

De acordo com Lade e Overton (1989), o aumento de rigidez causado pela cimentação claramente afeta o comportamento volumétrico do solo. Para Juran e Riccobonno (1991), o efeito da cimentação resulta em uma restrição da dilatância do solo no estágio pré-pico. De acordo com estes autores, o pico de resistência, no caso de uma areia cimentada, é atingido quando o comportamento é ainda de contração, e a dilatância é gerada somente em função da desintegração da cimentação ao longo da zona de ruptura.

Esta observação é consistente com o comportamento relatado anteriormente por Vaughan et al. (1988), citado por Coop e Atkinson (1993). Os autores observaram que, para solos cimentados, o pico de tensões não corresponde à máxima taxa de dilatância, como ocorre para solos não cimentados. Comportamento semelhante tem sido relatado por Huang e Airey (1993) e Coop e Atkinson (1993) para areias carbonáticas cimentadas, Aversa et al. (1993) para rochas brandas e argilas sensitivas, Bressani et al. (1994) para uma areia natural cimentada e Clough et al. (1981) para areias quartzosas artificialmente cimentadas. Todos estes autores observaram que a taxa máxima de dilatância ocorre após o pico de tensões. Aversa et al. (1993) explicam que a variação volumétrica, associada à porosidade do material, se desenvolve para deformações mais altas que aquelas correspondentes ao pico de tensões. Contrariamente, O'Rourke e Crespo (1988) observaram, para um solo vulcânico cimentado, que o pico de tensões parece estar relacionado com a dilatância, coincidindo com o gradiente máximo da porção expansiva da curva de variação volumétrica.

Huang e Airey (1993) afirmam que o aumento da cimentação aumenta a dilatância, enquanto Clough et al. (1981) observam que a expansão volumétrica durante o cisalhamento ocorre em uma faixa menor de deformação axial e a uma taxa maior, a medida que a cimentação aumenta.

Huang e Airey (1993) postulam que, em comparação com os efeitos da densidade e da tensão de confinamento, a variação do grau de cimentação tem pouco efeito sobre a resposta volumétrica do solo.

2.5.3 Comportamento na Ruptura

A mobilização da resistência ao cisalhamento de um solo pode ser compreendida através do entendimento de três componentes: coesão, dilatância e atrito. A coesão inclui qualquer cimentação natural ou artificial ou ligações entre as partículas. A fricção e a dilatância são difíceis de separar, mas são ambas funções diretas da tensão efetiva normal atuante no plano de cisalhamento. No caso de solos cimentados, a parcela da coesão é predominante para baixos níveis de deformação. Além de certa deformação, há uma gradual quebra das cimentações e a resistência friccional começa a predominar. Após grandes deformações, com

a quebra total da matriz de cimentação, a resistência ao cisalhamento é de natureza inteiramente friccional.

Lade e Overton (1989) acrescentam mais dois componentes da resistência ao cisalhamento dos solos cimentados: (1) a quebra dos grãos e (2) a remoldagem. No entanto, de acordo com os autores, estes são difíceis de distinguir e quantificar.

Clough et al. (1979, 1981), ao estudarem o comportamento de areias cimentadas naturais e artificiais, concluíram que: (1) a resistência de pico aumenta com o grau de cimentação; (2) as envoltórias de ruptura são essencialmente lineares na faixa de tensões confinantes usuais, podendo ser representadas por retas; (3) o intercepto de coesão é influenciado tanto pelo grau de cimentação como pela densidade relativa; (4) o ângulo de atrito parece não ser influenciado pelo grau de cimentação, mas sim pela densidade relativa e pelo arranjo das partículas, representando, portanto uma componente friccional da resistência; o valor do ângulo de atrito do solo cimentado é da mesma ordem de grandeza do ângulo do solo não cimentado. De acordo com os autores este comportamento é consistente com o relatado por Mitchell (1976 apud CLOUGH et al., 1981) para solos estabilizados com cimento.

Comportamento idêntico foi observado por diversos autores para outros solos granulares cimentados (e.g. BALMER, 1958; ACAR; EL-TAHIR, 1986; RAD; TUMAY, 1986; AKINMUSURU, 1987; O'ROURKE; CRESPO, 1988; CECCONI et al., 1998; CUCCOVILO; COOP, 1999a; SCHNAID et al., 2001; LO; WARDANI, 2002).

Outros autores (e.g. WISSA et al., 1965 apud LADE; OVERTON, 1989; DUPAS; PECKER, 1979; LADE; OVERTON, 1989; AKILI; AL-JOULANI, 1988; JURAN; RICCOBONNO, 1991), embora o comportamento geral observado seja consistente com o relatado por Clough et al. (1979, 1981), divergem quanto à influência do grau de cimentação no ângulo de atrito.

Lade e Overton (1989), ao estudarem o comportamento de um solo granular bem graduado artificialmente cimentado (0, 6 e 12% de cimento portland) em uma ampla faixa de tensões de confinamento (0 até 10,35 MN/m²), mostraram que o aumento da cimentação, para baixas tensões de confinamento, resulta em aumento da coesão e da resistência à tração, bem como do ângulo de atrito. Além disso, as envoltórias de ruptura são inicialmente curvas. A medida que a tensão de confinamento aumenta, em uma faixa intermediária, as envoltórias tornam-se

paralelas e, para elevadas tensões, tendem a se cruzarem, de tal forma que o solo sem cimento torna-se mais resistente que os solos cimentados.

Lade e Overton (1989) analisaram o efeito da cimentação sobre o ângulo de atrito considerando a correção dos dados para o efeito da dilatância, através da aplicação sobre o valor de σ'_1/σ'_3 da redução implícita na teoria da tensão-dilatância (ROWE; 1962, 1971) ou da redução da energia proposta por Bishop (1954 apud LADE; OVERTON, 1989). A correção dos dados indicou uma componente friccional essencialmente constante, independente do grau de cimentação e da pressão de confinamento, confirmando o modelo mecanístico de Lambe para solos cimentados. De acordo com este modelo, o aumento no ângulo de atrito é causado por um aumento na taxa de dilatância, que por sua vez, é causado pelo maior intertravamento (*interlocking*) proporcionado pelos grãos maiores formados a partir da cimentação dos grãos menores.

De acordo com Lade e Overton (1989), é pouco provável que a areia uniforme fracamente cimentada estudada por Clough et al. (1979, 1981), que apresenta envoltórias lineares caracterizadas por um único ângulo de atrito, se comporte de acordo com o modelo mecanístico de Lambe. Esta areia, na realidade, deve comportar-se como um arranjo de partículas discretas cimentadas somente nos contatos intergranulares, não havendo, portanto, aumento da taxa de dilatância em função de um maior intertravamento. O efeito da cimentação nesse caso é similar àquele observado no estudo realizado pelos autores para a faixa intermediária de tensões, onde as envoltórias são essencialmente paralelas.

Envoltórias curvas para materiais geotécnicos cimentados têm sido observadas também por outros autores (e.g. DOBEREINER; FREITAS, 1986; REDDY et al., 1992; PAPANTONOPOULOS; ATMATZIDIS, 1993). De acordo com Reddy et al. (1992), a forma da envoltória de ruptura para areias cimentadas, no plano octaédrico é cônica com seção transversal triangular com vértices curvos, similar àquela proposta por Lade e Duncan (1973 apud LADE; OVERTON, 1989) para areias.

Outro aspecto relevante do comportamento de solos cimentados é a resistência à tração resultante da cimentação. Diversos autores tem relacionado a resistência à tração com a resistência à compressão não confinada (e.g. KOLIAS; WILLIAMS, 1978; CLOUGH et al., 1981; O'ROURKE; CRESPO, 1988; DASS et al., 1994). Esta relação parece ser aproximadamente constante para um determinado tipo de solo. Clough et al. (1981) relatam,

para areias cimentadas, que a resistência à tração é aproximadamente 10% da resistência à compressão não confinada. Já O'Rourke e Crespo (1988) relatam valores na faixa de 18 a 29% para um solo vulcânico artificialmente cimentado.

Uma característica comum a todos os materiais geotécnicos cimentados é o comportamento frágil na ruptura observado em ensaios triaxiais. (e.g. TOWNSEND et al., 1969; YOSHINAKA; YAMABE, 1981; CLOUGH et al.; 1981, 1989; O'ROURKE; CRESPO, 1988; AKILI; AL-JOULANI, 1988; LI; MITCHELL, 1988; JURAN; RICCOBONO, 1989; LADE; OVERTON, 1989; LEROUÉIL; VAUGHAN, 1990; MAHER; HO, 1993; CUCCOVILLO; COOP, 1999a; SCHNAID et al., 2001; VENDRUSCOLO, 2003; CONSOLI et al., 2003b).

Clough et al. (1981) observaram que o comportamento pós-pico de areias cimentadas é altamente dependente da interação entre o grau de cimentação e a tensão de confinamento. Eles notaram que indiferentemente da natureza da cimentação (artificial ou natural) o modo de ruptura para materiais fracamente cimentados é frágil para menores tensões de confinamento e dúctil para maiores tensões de confinamento. Segundo os autores, para baixas tensões de confinamento a contribuição da cimentação é mais significativa que a componente friccional. Para tensões de confinamento maiores, a componente friccional torna-se mais eficiente e o comportamento torna-se dúctil. No caso de areias fortemente cimentadas, a contribuição da cimentação é mais significativa, mesmo para maiores tensões de confinamento, e o comportamento é sempre frágil. Leroueil e Vaughan (1990) corroboram estas observações e postulam que a cimentação aumenta o domínio de tensões onde o solo apresenta comportamento frágil. O mesmo tipo de comportamento é descrito por diversos autores para outros materiais cimentados (e.g. YOSHINAKA; YAMABE, 1981; CLOUGH et al., 1989; O'ROURKE; CRESPO, 1988; AKILI; AL-JOULANI, 1988; LI; MITCHELL, 1988; JURAN; RICCOBONO, 1989; LADE; OVERTON, 1989; MAHER; HO, 1993).

De acordo com Yoshinaka e Yamabe (1981), a maior ou menor fragilidade, para rochas sedimentares brandas, é influenciada diretamente pela tensão de confinamento e secundariamente pela natureza da rocha. Esta avaliação foi realizada pelos autores a partir de um índice denominado índice de fragilidade (BISHOP, 1967 apud YOSHINAKA; YAMABE, 1981):

$$I_B = 1 - (\tau_r / \tau_f), \quad 0 \leq I_B \leq 1 \quad (\text{equação 4})$$

onde τ_f é a tensão de cisalhamento na ruptura e τ_r é a tensão de cisalhamento residual (última); quanto maior o valor de I_B , maior a fragilidade da rocha ($\tau_f \gg \tau_r$), ao passo que $I_B = 0$ significa que o material apresenta comportamento dúctil ($\tau_f = \tau_r$). Os autores observaram que o valor de I_B decresce de forma quase exponencial com o aumento da tensão de confinamento. No entanto, o valor da tensão de confinamento para o qual ocorre a transição do comportamento frágil para o dúctil ($I_B = 0$) depende da natureza do material. De acordo com os autores, para rochas não argilosas, geralmente a transição ocorre para $\sigma'_3 \leq q_u$, enquanto que em materiais argilosos, ocorre para tensões de confinamento relativamente mais elevadas, em função de que estes materiais apresentam baixo ângulo de atrito no estado último.

A Tabela 6, a seguir, apresenta alguns dos resultados obtidos por Yoshinaka e Yamabe (1981), a fim de evidenciar a relação observada pelos autores entre a resistência à compressão não confinada (q_u), o ponto de plastificação na compressão isotrópica (p_y) e a tensão efetiva média para a qual desaparece o comportamento frágil, $(\sigma'_m)_{I_B=0}$. De acordo com os autores, para rochas não argilosas, estes três parâmetros são aproximadamente iguais.

Tabela 6. Relação entre $(\sigma'_m)_{I_B=0}$, q_u e p_y (YOSHINAKA; YAMABE, 1981)

MATERIAL	q_u MN/m ²	p_y MN/m ²	$(\sigma'_m)_{I_B=0}$ MN/m ²	$\frac{(\sigma'_m)_{I_B=0}}{q_u}$	$\frac{(\sigma'_m)_{I_B=0}}{p_y}$
<i>Ohya Tuff</i>	13,6	17,6	18,0	1,37	1,0
<i>Yokohama Siltstone</i>	2,06	1,76	2,16	1,05	1,2
<i>Sano Mudstone</i>	9,02	9,86	7,02	0,78	0,7
<i>Hoshikawa Siltstone</i>	3,45	3,92	4,67	1,36	1,2
<i>London Clay</i>	0,21	3,92	11,9	58,0	3,1
<i>Keuper Marl</i>	0,41	4,41	10,4	25,2	2,4

O'Rourke e Crespo (1988) observaram, para uma areia siltosa vulcânica artificialmente cimentada, que a transição frágil-dúctil, ocorreu para σ_1/σ_3 entre 7,5 e 10. Este dado, segundo os autores está de acordo com aqueles mostrados para areias quartzosas moderadamente cimentadas (CLOUGH et al., 1981), mas é muito mais alto que o relatado por Hoek (1983 apud O'ROURKE; CRESPO, 1988) para rochas duras.

Ao analisarem o processo de transferência de energia durante o cisalhamento de rochas brandas, Akai et al. (1981) observaram que: (1) o pico de carga corresponde ao máximo de energia armazenada no corpo-de-prova, a qual decresce a partir deste ponto; (2) quanto menor a tensão de confinamento, maior é a taxa de decréscimo da parcela de energia elástica após o pico, o que significa que uma maior parte do trabalho realizado pelo carregamento externo é gasta na formação da superfície de ruptura; (3) a energia elástica, após o pico, converge para um valor diferente de zero, indicando a existência de porções elásticas de deformação mesmo no estado último.

2.5.4 Comportamento Pós-Ruptura

Para fins da presente revisão bibliográfica, os termos estado último e estado crítico, utilizados ao longo de todo o trabalho, definem o estado onde tanto a tensão de cisalhamento como a deformação volumétrica não variam com a deformação de cisalhamento.

Novello e Johnston (1995), ao analisarem o comportamento de diferentes materiais geotécnicos cimentados em ensaios triaxiais, incluindo rochas brandas e duras, apresentam evidências sobre a existência de um estado crítico para todos estes materiais. Evidências semelhantes tem sido relatadas por diversos autores (e.g. CLOUGH et al., 1981; AIREY, 1993; COOP; ATKINSON, 1993; COOP; CUCCOVILLO, 1993; CUCCOVILLO; COOP; 1993, 1999a; LAGIOIA; NOVA, 1995; FEARON; COOP, 2000), ao mesmo tempo que dificuldades na caracterização do estado último de materiais cimentados, especialmente quando se verifica a ruptura frágil, tem sido encontradas (e.g. YOSHINAKA; YAMABE, 1981; COOP; ATKINSON, 1993; CUCCOVILLO; COOP, 1993; AIREY, 1993; AVERSA et al., 1993; HUANG; AIREY; 1993).

Clough et al. (1981), ao investigarem o comportamento de areias com graus de cimentação variáveis, relatam que um dos aspectos mais interessantes é a relativa similaridade entre os ângulos de atrito últimos de todos os solos investigados (naturais e artificiais), na faixa de 35° a 36°, em contraste com a diversidade encontrada nos valores de pico. A resistência última das amostras cimentadas é muito próxima da apresentada pelas não cimentadas, embora todas as amostras ensaiadas exibissem uma pequena, porém consistente coesão última. Os autores sustentam que a existência desta coesão pode ser causada (1) pela presença de partículas de silte e argila as quais contribuiriam para uma coesão natural ou (2) por efeitos resultantes da tensão capilar (no caso de amostras não saturadas). Comportamento similar foi observado por O'Rourke e Crespo (1988) para uma areia siltosa vulcânica artificialmente cimentada.

Yoshinaka e Yamabe (1981) relatam que a determinação da deformação volumétrica final e da taxa de dilatância após a ruptura, no caso de ruptura frágil, produz um espectro de valores com grande dispersão, muito pobre quanto à uniformidade. Os autores terminam por concluir que a determinação quantitativa da dilatância, para rochas sedimentares brandas, na faixa de tensões onde a ruptura frágil ocorre, é um problema ainda não resolvido.

Estudos detalhados sobre o comportamento último de areias carbonáticas não cimentadas e cimentadas, de origem natural ou artificial tem sido publicados a partir da última década (e.g. COOP, 1990; COOP; ATKINSON; 1993; CUCCOVILLO; COOP; 1993, 1999a; AIREY, 1993; HUANG; AIREY; 1993, 1998). Segundo Coop (1990), o comportamento básico de areias carbonáticas não cimentadas é comparável ao de outros materiais granulares com índices de vazios similares. Airey (1993) observa que o comportamento de areias carbonáticas artificialmente cimentadas é similar àquele relatado por Clough et al. (1981) para areias artificialmente cimentadas de origem quartzosa. Huang e Airey (1993) concluem que o comportamento geral das areias carbonáticas cimentadas pode ser explicado dentro do arcabouço da teoria do estado crítico estabelecida para materiais não cimentados.

Airey (1993) verificou que as amostras no ensaio triaxial parecem aproximar um valor constante $q/p' = 1,84$, equivalente a um ângulo de atrito último de 44,8°. Porém, segundo o autor, a evidência da existência de uma linha de estado crítico no espaço tensão efetiva média versus volume específico não é tão clara. Isto pode ser devido à formação de planos de ruptura pronunciados em algumas amostras. Quando estas amostras são ignoradas na análise, uma linha de estado crítico pode ser estimada ($\lambda = 0,23$) e comparada com a linha de

compressão isotrópica normal obtida ($\lambda = 0,19$). A divergência encontrada contrasta com resultados obtidos por Coop (1990) para o solo não cimentado, que constatou um paralelismo entre as linhas de compressão normal e de estado crítico. O autor conclui que, após a quebra das cimentações, a amostra se aproxima de um estado crítico quando cisalhada continuamente, embora este fato possa ser obscurecido quando as amostras desenvolvem planos de ruptura. O autor ressalta que, embora ensaios sobre outros solos cimentados (e.g. Clough et al., 1981) mostrem que o ângulo de atrito último não é afetado pela presença de pequenas quantidades de cimento, nenhuma conclusão pôde ser tirada dos ensaios drenados realizados, em parte porque as deformações não foram suficientes para atingir o estado último, e em parte pela formação de planos de ruptura em quase todas as amostras ensaiadas. O mesmo comportamento básico foi observado por Coop e Atkinson (1993), Cuccovillo e Coop (1993) e Huang e Airey (1993, 1998).

Aversa et al. (1993), ao estudarem o comportamento de diversos solos estruturados e rochas brandas em ensaios triaxiais, concluem que o estado crítico é obtido somente para grandes deformações, não obtidas em ensaios triaxiais. Segundo os autores, a envoltória para grandes deformações, obtida em ensaios triaxiais, é afetada pelas variações volumétricas ainda presentes no material. Os autores enfatizam que, para estes materiais, em uma determinada faixa de tensões de confinamento, uma superfície de ruptura bem definida é formada. Neste caso, o conceito de estado crítico, o qual se refere a condições de deformação uniformes, não é totalmente aplicável.

2.6 MODELOS CONSTITUTIVOS PARA SOLOS CIMENTADOS

Diversos trabalhos tem sido publicados a respeito do desenvolvimento de modelos constitutivos para materiais geotécnicos cimentados, incluindo solos cimentados e rochas brandas porosas (e.g. AKAI et al., 1977; HIRAI et al., 1989; PEKAU; GOCEVSKI, 1989; REDDY; SAXENA, 1992; ADACHI; OKA, 1993; RUMPELT; SITAR, 1993; LAGIOIA; NOVA; 1993, 1995; GENS; NOVA, 1993; KOHATA et al., 1994; SUN; MATSUOKA, 1994; MATSUOKA; SUN; 1994, 1995; PUZRIN; BURLAND, 1996; KOHATA et al., 1997; ABDULLA; KIOUSSIS, 1997b; OMINE et al., 1998; YU et al., 1998; KAVVADAS; AMOROSI; 1998, 2000; LIU et al., 1999; PUZRIN; KIRSHENBOIM, 1999; LIU; CARTER; 2000, 2002a, 2002b).

A maioria dos trabalhos se refere à aplicação, com a introdução de modificações a fim de considerar a parcela da cimentação, de relações constitutivas baseadas na elasto-plasticidade de solos não cimentados, como, por exemplo o modelo Cam-Clay modificado (e.g. LIU; CARTER; 2000, 2002a, 2002b). Modelos elasto-plásticos com lei de fluxo não associada tem também sido propostos por diversos autores (e.g. PEKAU; GOCEVSKI, 1989; HIRAI et al., 1989; LAGIOIA; NOVA, 1993; ADACHI; OKA, 1993). Outros autores, como Akai et al. (1977), propõem ainda modelos baseados na elasto-viscoplasticidade. Trabalhos recentes (MANTARAS; SCHNAID, 2002; SCHNAID; MÁNTARAS, 2004) tem utilizado a abordagem da teoria da expansão de cavidade para modelar o comportamento de materiais cimentados incorporando os efeitos da degradação da estrutura.

De acordo com Rumpelt e Sitar (1993), o maior obstáculo no desenvolvimento de modelos constitutivos para materiais geotécnicos cimentados, refere-se à modelagem do comportamento frágil. Adachi e Oka (1993), no entanto, enfatizam a importância do desenvolvimento de modelos que possam descrever este comportamento frágil, uma vez que ele é intimamente relacionado ao fenômeno da ruptura progressiva. Segundo estes autores, existem duas abordagens para este problema. A primeira preconiza que o comportamento frágil deve ser incorporado às relações constitutivas. Os autores ressaltam, no entanto, que a utilização de modelos constitutivos clássicos com “*strain-softening*” apresenta problemas de solução numérica em função do caráter negativo da matriz de rigidez. Uma segunda abordagem é baseada na idéia de que o comportamento frágil é devido exclusivamente ao processo de localização das deformações na amostra, com a formação de bandas de cisalhamento. Adachi e Oka (1993) acreditam que o comportamento frágil é, de fato, função do processo de localização das deformações, mas é também devido à desestruturação do material no estágio pós-pico. Os autores postulam que um modelo constitutivo para materiais cimentados deve ser concebido de forma a permitir a análise de deformações antes e após a ruptura. Adachi e Oka (1993), a partir da hipótese de que a resistência é composta de uma parcela friccional e outra devida à cimentação, propõem um modelo no qual o problema do comportamento de amolecimento com a deformação (*strain-softening*) é considerado a partir da introdução de um tensor da história de tensões, que controla a mobilização da parcela friccional durante o carregamento. Segundo os autores, uma simulação feita a partir de resultados experimentais obtidos em um tufo poroso, indicou que o modelo proposto é aplicável à descrição do comportamento de rochas brandas.

Ainda do ponto de vista conceitual, destaca-se o trabalho de Gens e Nova (1993) que estabelecem uma discussão a respeito das bases para o desenvolvimento de modelos constitutivos para solos cimentados e rochas brandas dentro do arcabouço da teoria da plasticidade com endurecimento (*hardening plasticity*). A proposta dos autores está fundamentada basicamente no arcabouço teórico estabelecido por Leroueil e Vaughan (1990), cuja idéia central é formada por dois pontos básicos: (1) o papel fundamental desempenhado pelo fenômeno da plastificação (*yield*) e (2) a necessidade de considerar-se o comportamento do material cimentado em relação ao comportamento de um material equivalente não cimentado. O modelo apresentado por Gens e Nova (1993) utiliza como ponto de partida uma lei constitutiva para o material não cimentado (NOVA, 1988 apud GENS; NOVA, 1993), que é modificada de acordo com a magnitude da cimentação. A degradação do material é simulada através de uma redução do grau de cimentação que, por sua vez, depende das deformações. Um aspecto importante, ressaltado pelos autores, é que a componente de cimentação da formulação é independente do modelo constitutivo escolhido para o solo não cimentado, e que, portanto, outros modelos poderiam ser utilizados.

3 TEORIA DA TENSÃO-DILATÂNCIA

O presente capítulo apresenta ao leitor uma visão geral a respeito de relações tensão-dilatância, abordando especialmente os trabalhos originais publicados por Peter W. Rowe (ROWE; 1962, 1963a), bem como os seus desdobramentos (e.g. HORNE, 1965; LEE, 1966; BARDEN et al., 1969; DE JOSSELIN DE JONG; 1976, 1977) e suas aplicações posteriores a resultados experimentais para materiais friccionais (e.g. FROSSARD; 1979, 1982; BOLTON; 1986, 1987a, 1987b; HANNA; YOUSSEF, 1987; VAID; SASITHARAN, 1991; LI; DAFALIAS, 2000) e coesivo-friccionais (e.g. RAMPELLO et al., 1993; CANESTRARI; SCARPELLI, 1993; CECCONI et al., 1998; LO; WARDANI, 2002; MÁNTARAS; SCHNAID, 2002; SCHNAID; MÁNTARAS, 2004).

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS: UMA VISÃO HISTÓRICA

O termo dilatância foi utilizado pela primeira vez por Osborne Reynolds, por volta de 1885, para descrever o comportamento volumétrico de areias e outros materiais granulares durante o cisalhamento (ROWE, 1969a). Em seus experimentos pioneiros, Reynolds, que ganhou notoriedade por suas inúmeras contribuições especialmente no campo da Mecânica dos Fluidos, investigou dois arranjos de esferas rígidas uniformes; o primeiro, denominado arranjo cúbico, e o segundo, denominado rômbo, cuja densidade era $\sqrt{2}$ vezes aquela do primeiro arranjo. Ele observou que qualquer distorção induzida aos dois conjuntos de esferas era necessariamente acompanhada de uma mudança de volume: o arranjo cúbico, instável, contraía, enquanto que o arranjo rômbo, mais compacto, expandia.

De acordo com a visão histórica apresentada por Rowe (1969a), a maior preocupação de Reynolds era o fenômeno da dilatância em si, e não a sua relação com o atrito intergranular ou a resistência, embora, nos seus escritos, ele intuitivamente reconhecesse a relação entre a dilatância e o ângulo de atrito da equação proposta por seu contemporâneo Rankine, para o cálculo de pressões laterais de terra. Curiosamente, no entanto, segundo Rowe (1969a), os experimentos e as observações de Reynolds sobre o fenômeno da dilatância não formaram a

base para nenhum trabalho subsequente na Mecânica dos Solos. Somente muitos anos mais tarde, Jenkin (1931 apud ROWE, 1969a) tentou relacionar a dilatação com as pressões laterais de terra.

Na Mecânica dos Solos contemporânea, especialmente a partir dos livros clássicos publicados no período pós-guerra (e.g. TAYLOR, 1948; TERZAGHI; PECK, 1948), o conceito de dilatação, juntamente com os conceitos de tensão efetiva e estado crítico (ROSCOE et al., 1958), formaram a base do entendimento racional da resistência ao cisalhamento dos solos. Contudo, como bem ressalta Rowe (1969a), pouca ou nenhuma referência é feita ao trabalho pioneiro de Reynolds.

3.2 O FENÔMENO DA DILATÂNCIA NOS SOLOS

É geralmente aceito que a teoria geral da plasticidade, aplicável ao cisalhamento de materiais contínuos e puramente coesivos, pode também ser aplicada a arranjos descontínuos e friccionais de partículas como areias, argilas e outros materiais granulares. Em um sistema de partículas, a resistência ao cisalhamento pode ser adequadamente representada pela bem estabelecida equação da ruptura de Coulomb $s = c' + \sigma' \tan \phi'$. Para condições axissimétricas de carregamento, o critério de Mohr-Coulomb, em termos das tensões principais, estabelece para a condição de ruptura que:

$$\sigma_1' = \sigma_3' \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) + 2c' \tan \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (\text{equação 5})$$

onde a ruptura ocorre ao longo de um plano que forma um ângulo $\alpha = 45 + \frac{\phi'}{2}$ com o plano principal maior.

Porém, repetindo as palavras de P.W. Rowe (ROWE, 1962), a aplicação pura e simples do critério de Mohr-Coulomb, juntamente com o conceito de plano de ruptura, poderia erroneamente sugerir que um arranjo de partículas, isto é, um material friccional, na ruptura, não experimenta variação de volume, como no caso do movimento entre dois blocos rígidos

ao longo de um plano de contato (deslizamento puro) ou como se verifica para um material puramente coesivo. No entanto, o referido critério de ruptura é sempre aplicado com a ocorrência de variações volumétricas, já que desde os trabalhos pioneiros de Reynolds, conforme mencionado no item anterior, se observava que as areias densas aumentavam de volume durante o cisalhamento enquanto as areias fofas diminuía, provando que o movimento das partículas durante o cisalhamento não ocorre necessariamente na mesma direção das tensões cisalhantes aplicadas.

A dilatância, portanto, pode ser definida como a capacidade que um material possui, no caso o solo, de variar o seu volume quando submetido a variações na tensão cisalhante. Materiais coesivos, como os metais por exemplo, só apresentam variação volumétrica se submetidos a uma variação da tensão média. A dilatância é, portanto, uma característica dos materiais friccionais.

Uma visão geral sobre o fenômeno da dilatância nos solos pode ser encontrada na literatura clássica da Mecânica dos Solos (e.g. TAYLOR, 1948; WOOD, 1990; BOLTON, 1991; ATKINSON, 1993), bem como nos trabalhos originais de Peter W. Rowe (ROWE; 1962, 1963a, 1963b, 1964a, 1964b, 1969a, 1969b, 1971; ROWE; BARDEN, 1964; ROWE et al.; 1963, 1964) e de seus desdobramentos por outros autores (e.g. HORNE, 1965; BARDEN; KHAYATT, 1966; LEE, 1966; BARDEN et al., 1969; DE JOSSELIN DE JONG; 1976, 1977; MOMEM; GHABOUSSI, 1982). Um breve resumo é apresentado nos parágrafos seguintes baseado no livro contemporâneo de David M. Wood (WOOD, 1990) e no trabalho pioneiro de Rowe (1962), enfatizando-se o comportamento de solos granulares no cisalhamento direto, no cisalhamento simples e no carregamento axissimétrico.

Ao se analisarem resultados típicos de ensaios triaxiais realizados em areias, como aqueles mostrados na Figura 17 (TAYLOR, 1948 apud ROWE, 1962), fica evidente que a mobilização da resistência ao cisalhamento é função da variação volumétrica. O pico observado na areia densa, representado por ϕ_{max} é claramente ligado à expansão da areia no cisalhamento, isto é, à dilatância. Por outro lado, o comportamento último tanto da areia densa como da areia fofa, não é afetado pela variação volumétrica, que não mais ocorre neste ponto. A resistência última do material é, portanto, adequadamente representada por ϕ_{cv} , cuja natureza é essencialmente friccional. Nesta mesma figura, o ângulo ϕ_{μ} , chamado por Rowe de ângulo de atrito verdadeiro do material, que corresponde ao ângulo de deslizamento puro

entre as partículas do solo, é uma propriedade física básica, a qual depende da mineralogia, da natureza superficial e do nível das tensões de contato.

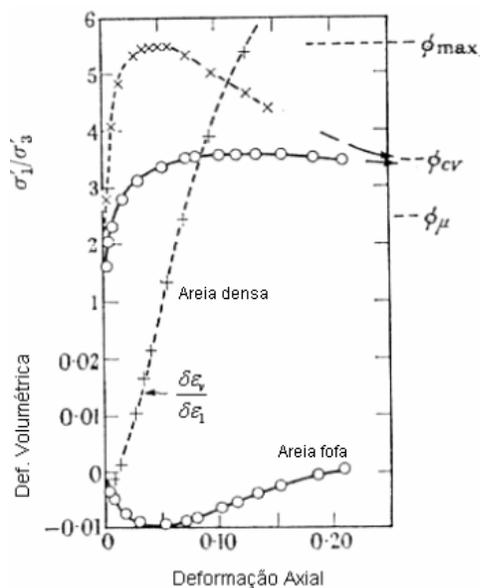


Figura 17. Resultados típicos de areias na compressão triaxial
(adaptado de : WOOD, 1990 baseado em TAYLOR, 1948)

O comportamento de um solo puramente friccional pode ser melhor entendido a partir de uma analogia simples com o deslizamento dos dentes de uma serra sobre superfícies inclinadas, conforme ilustra a Figura 18 a seguir. Uma vez que o solo expande durante o cisalhamento, pode-se supor que o deslizamento entre partículas adjacentes ocorra não ao longo de planos horizontais, mas sim em planos inclinados de um ângulo ψ com a horizontal, denominado ângulo de dilatação. Fica claro, ao se analisarem as forças atuantes, que se o ângulo de atrito real governando o deslizamento nos planos inclinados é φ'_{cv} , então o ângulo de atrito aparente φ'_m mobilizado nos planos horizontais será:

$$\varphi'_m = \varphi'_{cv} + \psi \quad (\text{equação 6})$$

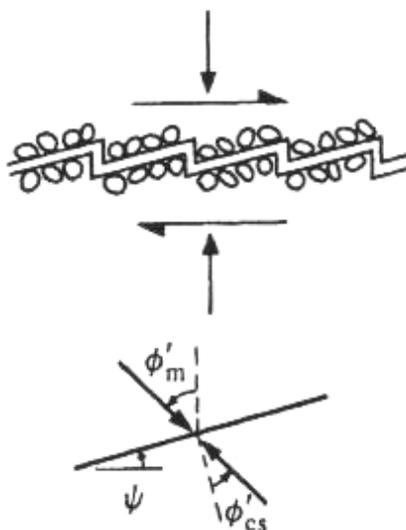


Figura 18. Analogia da serra para o cisalhamento de um solo granular (fonte: WOOD, 1990)

Se o parâmetro ϕ'_{cv} pode ser considerado uma constante do material, a equação 6 expressa, portanto, uma relação tensão-dilatância, ligando ϕ'_m e ψ . O mesmo raciocínio pode ser aplicado à interpretação do comportamento de um solo granular observado no cisalhamento direto, conforme mostra a Figura 19. O trabalho realizado pelas forças externas aplicadas P e Q durante os deslocamentos δy e δx é dado por:

$$\delta W_T = P \cdot \delta y + Q \cdot \delta x \quad (\text{equação 7})$$

onde o termo $Q \cdot \delta x$ corresponde ao trabalho realizado para cisalhar a amostra enquanto o termo $P \cdot \delta y$ está relacionado à variação de volume durante o cisalhamento.

Por causa do intertravamento entre as partículas (em uma areia densa, por exemplo), o solo deve expandir ($\delta y < 0$) uma vez que as partículas terão que rolar umas sobre as outras para que o deslizamento ocorra. Neste caso, parte do trabalho realizado será utilizado para “levantar” o solo contra a força normal P , enquanto o restante é dissipado no atrito entre as partículas ou armazenado na forma de deformações elásticas no solo. Assumindo que todo o trabalho

“líquido” é gasto no atrito interno do solo, e que o atrito mobilizado é controlado pela força P e por uma constante μ , tem-se:

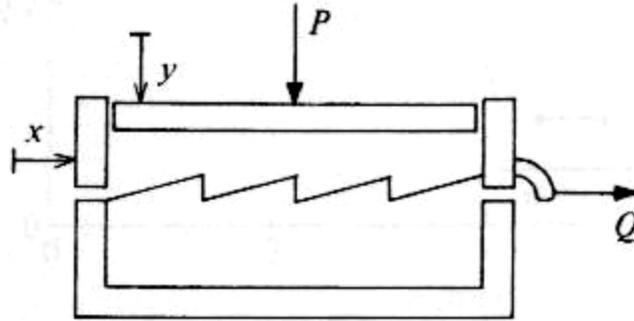


Figura 19. Forças externas e deslocamentos no cisalhamento direto
(fonte: WOOD, 1990)

$$\delta W_T = \mu \cdot P \cdot \delta x \quad (\text{equação 8})$$

Combinando as equações 7 e 8, tem-se que:

$$\frac{Q}{P} + \frac{\delta y}{\delta x} = \mu \quad (\text{equação 9})$$

Mas, a partir das Figuras 18 e 19, $\frac{Q}{P} = \tan \phi'_m$ e $\frac{\delta y}{\delta x} = -\tan \psi$, o que conduz à seguinte relação:

$$\tan \phi'_m = \mu + \tan \psi \quad (\text{equação 10})$$

isto é, a resistência mobilizada é igual à atrito mais dilatância.

As figuras 20 e 21 mostram resultados de cisalhamento direto de areias (*Ottawa sand*) nos estados fofo e compacto (TAYLOR, 1948 apud WOOD, 1990) plotados em termos da relação tensão-dilatância-deformação obtida. Observa-se claramente que após um desvio inicial, os pontos se ajustam satisfatoriamente para um valor $\mu = 0,49$. O desvio inicial é devido provavelmente à parcela de deformação elástica imposta ao solo na fase inicial de ensaio. Deve-se observar que as equações 9 e 10 expressam uma lei de fluxo plástico para o material, devendo conter informações sobre as deformações plásticas e não sobre as deformações totais.

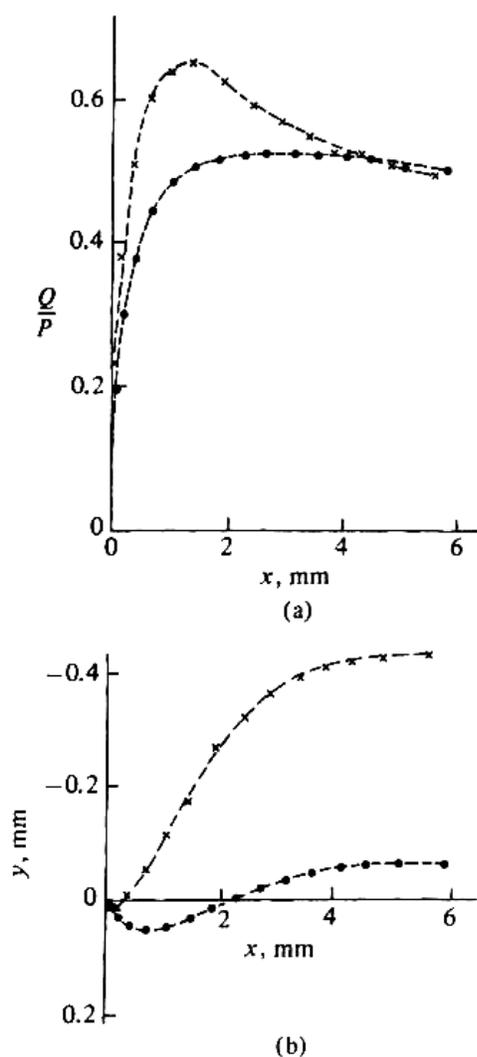


Figura 20. Comportamento tensão-deformação de um solo granular
(• fofo; × denso) observado no cisalhamento direto
(adaptado de: WOOD, 1990 baseado em TAYLOR, 1948)

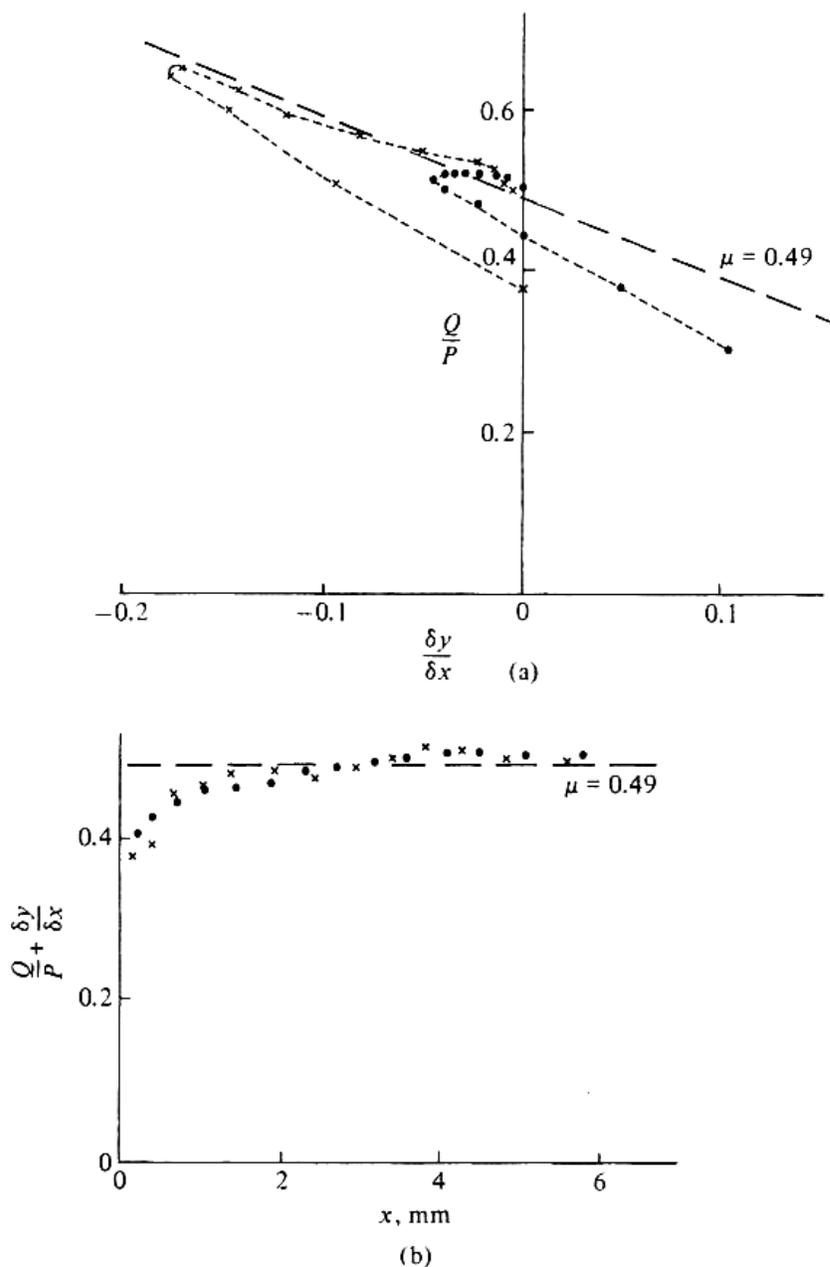


Figura 21. Relação tensão-dilatância-deformação de um solo granular
 (• fofo; × denso) observada no cisalhamento direto
 (adaptado de: WOOD, 1990)

A Figura 22(a) mostra a interpretação da relação tensão-dilatância para a condição de cisalhamento simples, em termos de tensões e deformações. Nesta figura, as deformações são

dadas por $\delta\epsilon_{xx} = 0$, $\delta\epsilon_{yy} = \delta y/h$ e $\delta\gamma_{yx} = \delta x/h$, onde h é a altura da amostra. O ângulo de dilatação, neste caso, pode ser definido a partir do círculo de Mohr de deformações, conforme mostra a Figura 22(b), de forma que $\tan \psi = -\frac{\delta\epsilon_{yy}}{\delta\gamma_{yx}}$.

Para a condição de cisalhamento simples, a relação tensão-dilatância expressa na equação 9 pode ser reescrita como:

$$\frac{\tau_{yx}}{\sigma_{yy}} + \frac{\delta\epsilon_{yy}}{\delta\gamma_{yx}} = \mu \quad (\text{equação 11})$$

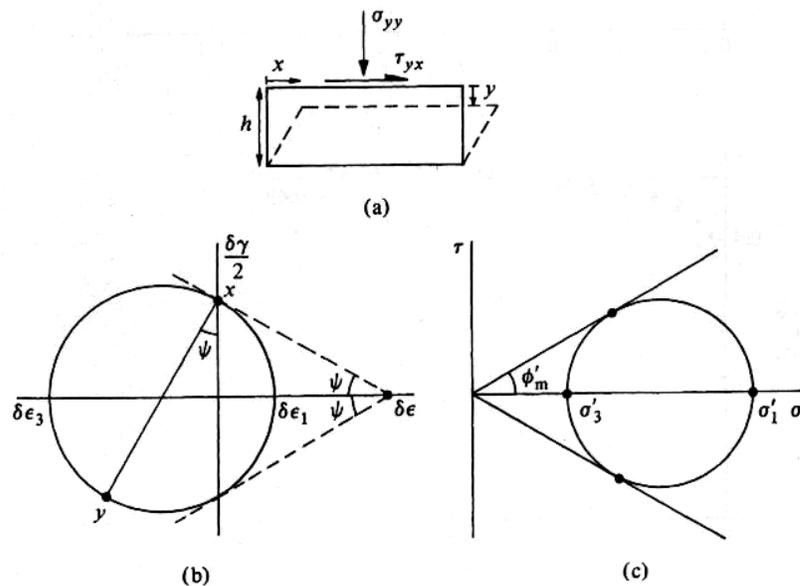


Figura 22. Tensões e deformações no cisalhamento simples

(fonte: WOOD, 1990)

A Figura 23 mostra resultados experimentais observados em ensaios de cisalhamento simples para uma areia (*Leighton Buzzard sand*) nos estados denso e fofo, em termos da relação tensão-dilatância-deformação (STROUD, 1971 apud WOOD, 1990).

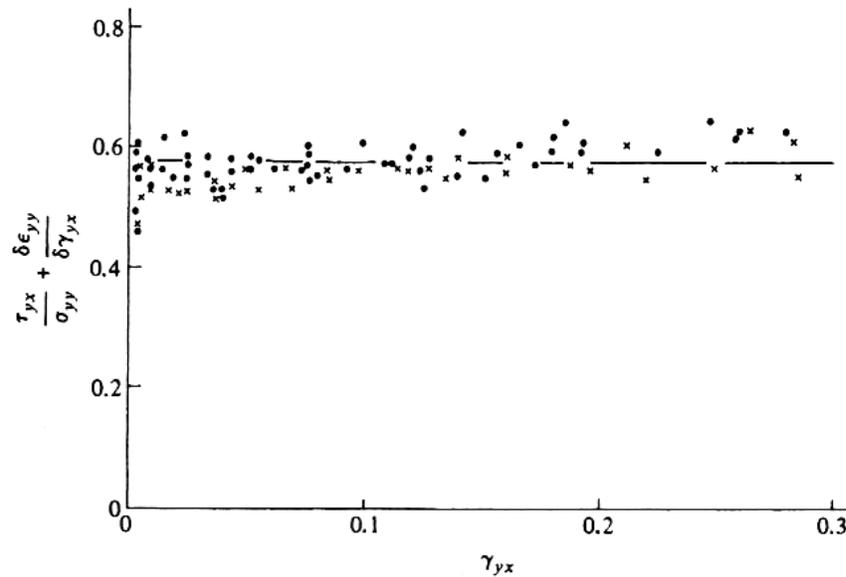


Figura 23. Relação tensão-dilatância-deformação de um solo granular
(• denso; × fofo) observada no cisalhamento simples
(fonte: WOOD, 1990)

Os exemplos mencionados e ilustrados nas Figuras 21 e 23 evidenciam que, independente do estado inicial, fofo ou compacto, os solos granulares apresentam um comportamento único quando a variação volumétrica, através de um parâmetro de dilatância, é incorporada à relação tensão-deformação.

Para a condição axissimétrica de carregamento, uma equação tensão-dilatância análoga à equação 9 pode ser estabelecida a partir da seguinte correspondência: à força normal P corresponde a tensão efetiva média $p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3}$; à força de cisalhamento Q corresponde a tensão desvio $q = \sigma'_1 - \sigma'_3$; aos deslocamentos x e y correspondem, respectivamente, a deformação cisalhante triaxial $\varepsilon_q = \frac{2}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)$ e a deformação volumétrica $\varepsilon_p = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3$. Assim, o incremento de trabalho total por unidade de volume é:

$$\delta W = p' \delta \varepsilon_p + q \delta \varepsilon_q \quad (\text{equação 12})$$

parte do qual é armazenado no solo na forma de deformações elásticas. A energia disponível para dissipação é, portanto:

$$\delta E = p' \delta \epsilon_p^p + q \delta \epsilon_q^p \quad (\text{equação 13})$$

onde o sobrescrito p indica a natureza das deformações, no caso, plásticas.

Supondo que esta energia seja integralmente dissipada no atrito intergranular, tem-se:

$$\delta E = Mp' \delta \epsilon_q^p \quad (\text{equação 14})$$

Combinando as equações 13 e 14 e rearranjando os termos tem-se, finalmente, uma relação tensão-dilatância análoga às equações 9 e 11:

$$\frac{q}{p'} + \frac{\delta \epsilon_p^p}{\delta \epsilon_q^p} = M \quad \text{ou} \quad \frac{\delta \epsilon_p^p}{\delta \epsilon_q^p} = M - \eta \quad (\text{equação 15})$$

onde M é uma constante correspondente ao valor de $\eta = q/p'$ no estado crítico. Novamente, a relação tensão-dilatância obtida mostra que, para materiais friccionais, a soma das componentes de atrito e dilatância é uma constante.

É interessante observar que a equação 15 é, de fato, a lei de fluxo plástico na qual baseia-se o modelo Cam-clay original (ROSCOE; SCHOFIELD, 1963).

Para comparação, no modelo Cam-clay modificado (SCHOFIELD; WROTH, 1968), a lei de fluxo plástico assume uma forma mais complexa, dada pela seguinte expressão:

$$\frac{\delta \epsilon_p^p}{\delta \epsilon_q^p} = \frac{M^2 - \eta^2}{2\eta} \quad (\text{equação 16})$$

3.3 A TEORIA TENSÃO-DILATÂNCIA DE ROWE

Uma abordagem alternativa para as questões relacionadas com o fluxo plástico e com as relações tensão-dilatância discutidas no item anterior, apresentada por Peter W. Rowe (ROWE, 1962; ROWE et al., 1963), é descrita resumidamente nos itens seguintes.

3.3.1 Formulação para Materiais Friccionais

Antes de P. W. Rowe, outros autores (e.g. TAYLOR, 1948; SKEMPTON; BISHOP, 1950; BISHOP, 1954 apud ROWE, 1962; NEWLAND; ALLELY; 1957, 1959), a partir de considerações de conservação de energia, tentaram separar as componentes da resistência devido ao atrito e à dilatância, a partir de resultados obtidos em ensaios de cisalhamento direto e triaxiais. Estas abordagens, no entanto, segundo o próprio Rowe (1962), embora extremamente valiosas, falhavam ao propor que a resistência ao cisalhamento mobilizada fosse obtida a partir do conhecimento do ângulo de atrito de pico ϕ'_{\max} , o qual, ao contrário de ϕ'_{cv} e ϕ'_{μ} , não é uma propriedade intrínseca do material, e sim uma manifestação da própria dilatância. Por outro lado, o comportamento pré-ruptura do material não era considerado.

A abordagem proposta por Rowe (1962) parte da consideração das forças nos contatos entre as partículas a fim de deduzir, analiticamente, expressões relacionando as tensões externas aplicadas, o ângulo de atrito verdadeiro ϕ_{μ} , a geometria do arranjo e a variação volumétrica. Seguindo esta proposta, Rowe (1962) deduziu analiticamente a resistência e as variações volumétricas de arranjos geométricos simples e regulares, isto é, não aleatórios, de partículas uniformes sem qualquer coesão. Ele utilizou, inicialmente, um conjunto de barras uniformes de seção circular formando um arranjo paralelo, conforme ilustra a Figura 24, que simula um sistema bidimensional de tensões (deformação plana), onde o ângulo α é uma propriedade geométrica do arranjo, tal que $\tan \alpha = l_1/l_2$. Depois, Rowe (1962) utilizou dois arranjos distintos de esferas para simular o estado de tensões tridimensional (axissimétrico), um arranjo cúbico e outro rômbico, conforme ilustra a Figura 25.

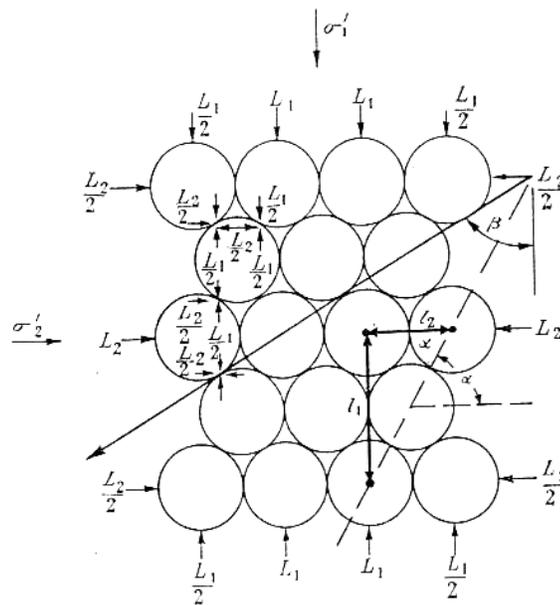


Figura 24. Arranjo bidimensional analisado por Rowe
(adaptado de: ROWE, 1962)

A partir de uma análise teórica dos arranjos descritos nas Figuras 24 e 25, juntamente com a observação experimental de ensaios realizados sobre diferentes materiais friccionais (esferas de aço, esferas de vidro, areia grossa, areia média a fina, silte), Rowe (1962) estabeleceu algumas conclusões, inicialmente para solos granulares, as quais serão brevemente discutidas nos parágrafos seguintes.

De acordo com a teoria de Rowe (1962), o quociente entre os incrementos de trabalho realizados pelas tensões externas que induzem o cisalhamento e pelas tensões externas que o restringem, deve ser igual a uma constante K , supostamente igual para as condições de carregamento triaxial e de deformação plana.

Segundo Rowe (1962), esta constante K está relacionada a um ângulo de atrito mobilizado φ_f do solo através da seguinte expressão:

$$K = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi_f}{2} \right) \quad (\text{equação 17})$$

Para o estado triaxial, o valor mínimo que φ_f pode assumir, quando o arranjo se encontra no seu estado mais denso até a tensão de pico, corresponde ao valor do ângulo de atrito mineral

ϕ_μ (deslizamento puro), o qual depende somente da mineralogia, forma e rugosidade superficial das partículas. Por outro lado, o maior valor possível para ϕ_f , quando o arranjo se encontra no seu estado mais fofo na tensão de pico, corresponde ao ângulo de cisalhamento ϕ_{cv} medido a grandes deformações, quando o arranjo de partículas é continuamente remoldado e rearranjado sem alteração de volume. Portanto, no estado triaxial de deformações, tanto na compressão como na extensão, $\phi_\mu \leq \phi_f \leq \phi_{cv}$. Como consequência, o parâmetro K assume os seus valores máximo e mínimo, respectivamente para os valores de ϕ_{cv} e ϕ_μ . Para a condição plana de deformações, tanto na compressão como na extensão, $\phi_f = \phi_{cv}$.

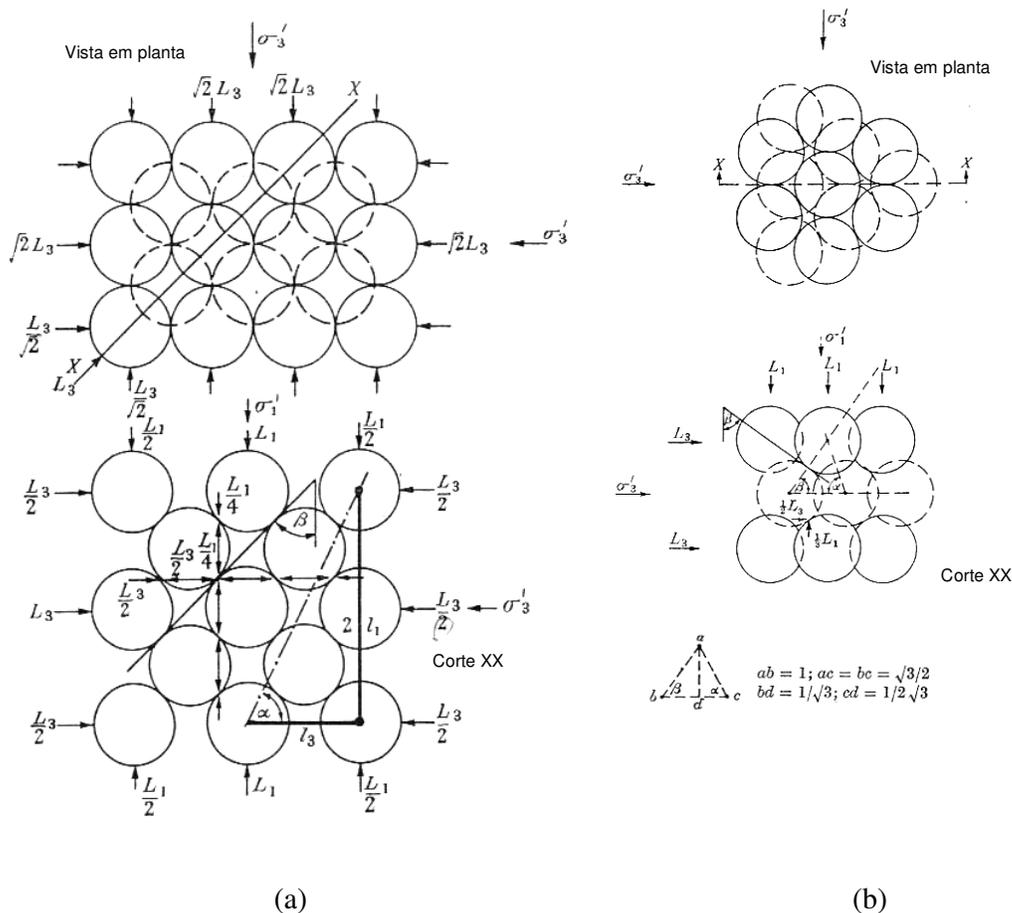


Figura 25. Arranjos tridimensional analisados por Rowe: (a) cúbico; (b) rômico (adaptado de: ROWE, 1962)

Na compressão triaxial, as tensões externas a serem consideradas na determinação da constante K são as tensões axial e radial, às quais correspondem, respectivamente, um incremento de deformação axial e um incremento de deformação radial, de forma que:

$$\frac{\sigma'_a \delta \varepsilon_a}{2\sigma'_r \delta \varepsilon_r} = -K \quad (\text{equação 18})$$

A partir da suposição de que $\varphi_f = \varphi_{cv}$, e considerando que na compressão triaxial $\text{sen} \varphi_{cv} = 3M/(6+M)$, a equação 18 pode ser convenientemente reescrita utilizando-se os invariantes de tensão p' e q , as deformações volumétrica $\delta \varepsilon_p$ e cisalhante $\delta \varepsilon_q$ e o parâmetro do estado crítico M , para produzir uma expressão semelhante, na forma, às equações 15 e 16 apresentadas anteriormente (WOOD, 1990):

$$\frac{\delta \varepsilon_p}{\delta \varepsilon_q} = \frac{9(M-\eta)}{9+3M-2M\eta} \quad (\text{equação 19})$$

Para a extensão triaxial, expressões análogas às equações 18 e 19 podem ser facilmente obtidas:

$$\frac{2\sigma'_r \delta \varepsilon_r}{\sigma'_a \delta \varepsilon_a} = -K \quad (\text{equação 20})$$

$$\frac{\delta \varepsilon_p}{\delta \varepsilon_q} = \frac{3\eta(2K+1)+9(K-1)}{2\eta(1-K)-3(K+2)} \quad (\text{equação 21})$$

Para comparação, a Figura 26 apresenta as relações tensão-dilatância expressas pelas equações 15, 16 e 19 plotadas no espaço $\eta = q/p'$ versus $\beta = \tan^{-1} \delta \varepsilon_q^p / \delta \varepsilon_p^p$, para um valor unitário de M . Pode-se observar que tanto a expressão de Rowe como a do modelo Cam-clay original apresentam uma descontinuidade, isto é, não passam pela origem do gráfico ($\eta = \beta = 0$), significando que estas relações prevêm uma significativa deformação cisalhante

para a condição isotrópica de carregamento. Segundo Wood (1990), a relação tensão-dilatância de Rowe (equações 19 e 21) pode ser adequadamente usada para prever o comportamento tensão-deformação de materiais onde predomina o deslizamento entre as partículas, o que não ocorre para valores de η próximo de zero.

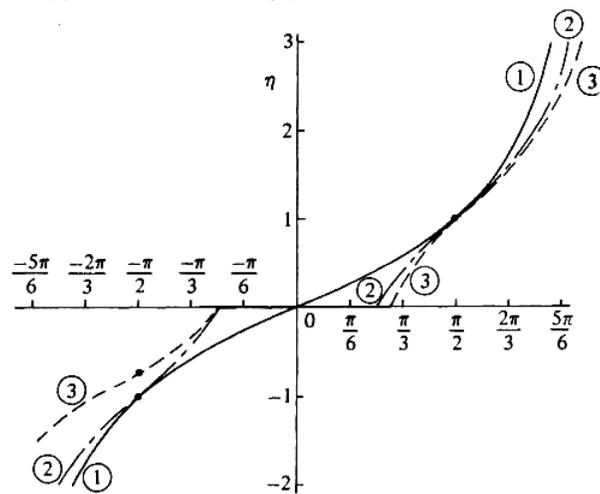


Figura 26. Relações tensão-dilatância: (1) Cam-clay modificado; (2) Cam-clay original; (3) Teoria de Rowe (fonte: WOOD, 1990)

Para a condição de deformação plana, desde que a tensão principal intermediária não realiza trabalho, e assumindo que os eixos de tensões e deformações principais são coaxiais, tem-se que:

$$\frac{\sigma'_1 \delta \varepsilon_1}{\sigma'_3 \delta \varepsilon_3} = -K \quad (\text{equação 22})$$

Como $\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3} = \frac{1 + \text{sen } \varphi'_m}{1 - \text{sen } \varphi'_m}$, $\frac{-\delta \varepsilon_1}{\delta \varepsilon_3} = \frac{1 - \text{sen } \psi}{1 + \text{sen } \psi}$ e considerando $K = \frac{1 + \text{sen } \varphi'_{cv}}{1 - \text{sen } \varphi'_{cv}}$ (ver Figura 22 e

equação 17), o ângulo de atrito mobilizado φ'_m pode ser obtido pela relação tensão-dilatância:

$$\text{sen } \varphi'_m = \frac{\text{sen } \varphi'_{cv} + \text{sen } \psi}{1 + \text{sen } \varphi'_{cv} \text{sen } \psi} \quad (\text{equação 23})$$

Uma forma equivalente, porém mais corriqueira de apresentação da equação de Rowe, utilizada por muitos autores (e.g. HANNA; YOUSSEF, 1987; HANNA et al., 1987; CANESTRARI; SCARPELLI, 1993; RAMPOLLO et al., 1993; CECCONI et al., 1998; LO; WARDANI, 2002), é apresentada a seguir para a compressão triaxial:

$$\frac{R}{D} = K = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi_f}{2} \right) \quad (\text{equação 24})$$

$$R = \frac{\sigma_1}{\sigma_3} \quad (\text{equação 25})$$

$$D = 1 + d = 1 - \frac{\delta \epsilon_p^p}{\delta \epsilon_q^p} \quad (\text{equação 26})$$

onde σ_1 e σ_3 são respectivamente as tensões principais maior e menor atuantes no elemento de solo, $\delta \epsilon_p^p$ e $\delta \epsilon_q^p$ são respectivamente os incrementos de deformação plástica volumétrica e cisalhante, d é a taxa de dilatância, e φ_f é o ângulo de atrito intergranular mobilizado. A taxa de dilatância d é definida como a razão entre os incrementos de deformação plástica volumétrica e cisalhante, correspondendo ao gradiente pontual da curva deformação cisalhante versus deformação volumétrica. Assim $d = \tan \psi$, onde ψ é o chamado ângulo de dilatância. Incrementos negativos de deformação volumétrica (comportamento dilatante) correspondem à valores positivos de d e, portanto, $D > 1$; incrementos positivos de deformação volumétrica (comportamento compressivo) correspondem à valores negativos de d e, portanto, $D < 1$.

Cabe ressaltar, finalmente, que relações semelhantes às de Rowe, as quais foram deduzidas a partir do princípio da energia mínima, foram obtidas por Josselin de Jong (1976, 1977) a partir de considerações de equilíbrio e cinemática das partículas em superfícies de deslizamento inclinadas.

3.3.2 Formulação para Materiais Coesivo-Friccionais

Rowe et al. (1963) propuseram uma versão modificada da teoria da tensão-dilatância, onde o solo é tratado como um arranjo de partículas, no qual os contatos entre as partículas eram caracterizados por um ângulo de atrito ϕ_f e por uma coesão c_f . Para a compressão, a equação 24 torna-se:

$$\frac{R}{D} = K + \frac{2c_f}{\sigma_3} \cdot \sqrt{K} \quad (\text{equação 27})$$

Rowe et al. (1963) assumiram que a coesão entre as partículas era constante enquanto o valor de K dependia do valor mobilizado de ϕ_f , da mesma forma que na equação 24. De acordo com a Equação 27, a relação R/D pode assumir valores maiores do que K dependendo da coesão existente entre as partículas e o nível de tensões efetivas atuante.

3.4 EVIDÊNCIAS EXPERIMENTAIS

A análise do comportamento tensão-dilatância-resistência de materiais geotécnicos, bem como a validação experimental de relações tensão-dilatâncias teóricas, em especial a Teoria de Rowe, tem sido objeto de inúmeros trabalhos nas últimas décadas. A Tabela 7 apresenta uma listagem dos principais trabalhos encontrados na literatura, evidenciando o grande número de estudos aplicados a materiais friccionais em relação aos materiais coesivo-friccionais.

Um aspecto importante em relação aos resultados experimentais reportados na literatura refere-se ao fato de que muitos autores ignoram as deformações elásticas ao calcularem a dilatância, isto é, utilizam diretamente as deformações totais. Este erro, segundo Wood (1990), tende a ser mais significativo quando a trajetória de tensões efetivas seguida em um ensaio percorre o espaço de tensões de forma quase a tangenciar a superfície de plastificação do material.

Tabela 7. Estudos sobre comportamento tensão-dilatância quanto ao tipo de material investigado

TIPO DE MATERIAL	REFERÊNCIAS
Areias e outros materiais granulares	Taylor (1948); Newland e Allely (1957, 1959); Rowe (1962); Rowe et al. (1964); Horne (1965); Lee (1966); Barden e Khayatt (1966); Barden et al. (1969); Procter (1974); Frossard (1979, 1982); Malyshev e Ikramov (1982); Momem e Ghaboussi (1982); Bolton (1986, 1987a, 1987b); Hanna et al. (1987); Hanna e Youssef (1987); Vaid e Sasitharan (1992); Schanz e Vermeer (1996, 1997); Oda e Kazama (1998); Li e Dafalias (2000).
Solos argilosos	Rowe et al. (1963), Canestrari e Scarpelli (1993), Rampello et al. (1993).
Solos cimentados naturais e artificiais	Lo e Wardani (2002); Mántaras e Schnaid (2002); Schnaid e Mántaras (2004).
Rochas brandas	Cecconi et al. (1998); Cuccovillo e Coop (1999a).

No caso de areias e outros materiais granulares, é amplamente aceito que a relação tensão-dilatância de Rowe, quando adequadamente interpretada, fornece uma descrição bastante razoável das deformações plásticas no cisalhamento, particularmente quando o mecanismo dominante é o deslizamento entre as partículas (WOOD, 1990). Ainda, a relação entre resistência, dilatância e o estado inicial de areias tem sido um aspecto bastante explorado (e.g. BOLTON, 1986; VAID; SASITHARAN, 1992).

Wood (1990) apresenta alguns resultados em areias que comprovam a adequação das relações tensão-dilatância teóricas às observações experimentais. Estes resultados são mostrados nas Figuras 27 (STROUD, 1971 apud WOOD, 1990), 28 e 29 (ROWE, 1971 apud WOOD, 1990).

Bolton (1986) analisou dados de resistência e dilatância de 17 areias de diferentes origens. Concluiu que o ângulo de atrito no estado crítico (ϕ'_{cv}) é principalmente uma função da mineralogia, podendo ser experimentalmente determinando com uma margem de 1°, sendo o seu valor de aproximadamente 33° para o quartzo e 40° para o feldspato. A diferença entre este ângulo e o ângulo de atrito de pico (ϕ'_{max}) observado para areias densas está relacionada com a taxa de dilatância na ruptura e, portanto, com a densidade relativa (D_R) e o nível de tensões efetivas médias (p'). Bolton (1986) propõe um novo índice de dilatância $I_R = f(D_R, p')$ e estabelece correlações simples deste com $\phi'_{max} - \phi'_{cv}$, ψ_{max} e $(\delta e_p^p / \delta e_q^p)_{max}$.

Conclui ainda que não há relação unívoca entre o ângulo de atrito de pico ϕ'_{\max} e a densidade relativa D_R , mesmo para um mesmo nível de tensões efetivas médias, uma vez que a componente da resistência devido à dilatância $\phi'_{\max} - \phi'_{cv}$ e ϕ'_{cv} são dependentes da mineralogia.

No caso de solos argilosos, embora o quadro não seja tão claro como no caso das areias, alguns autores como Rampello et al. (1993) apresentam evidências de que é possível relacionar a resistência de amostras remoldadas, normalmente consolidadas e sobre-consolidadas, com a dilatância. Para argilas naturais, contudo, a coesão efetiva não pode ser atribuída somente à dilatância pois outros fatores, como a anisotropia por exemplo, afetam significativamente o comportamento dos solos argilosos.

Rowe et al. (1963) analisaram o comportamento de duas argilas com base na teoria da tensão-dilatância e concluíram que as argilas respondem de maneira similar às areias, e que a coesão interparticular (ver equação 26) se aproxima de zero para amostras consolidadas isotropicamente.

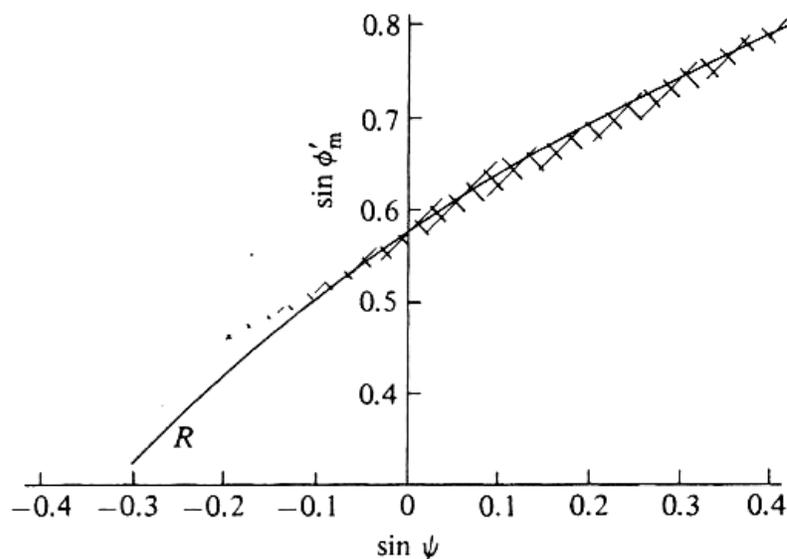


Figura 27. Faixa de variação de resultados de ensaios de cisalhamento simples em areias fofas a densas comparada com a teoria de Rowe (R) (fonte: WOOD, 1990 baseado em STROUD, 1971)

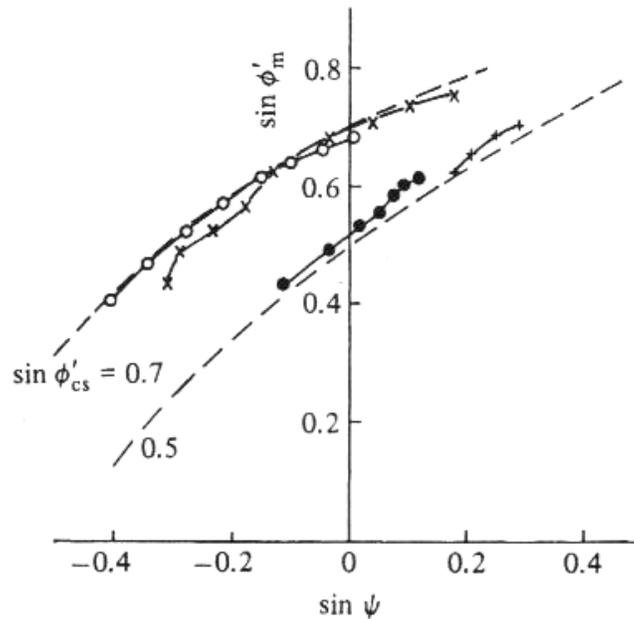


Figura 28. Resultados de ensaios drenados de compressão na deformação plana em areias fofas e densas comparados com a teoria de Rowe (fonte: WOOD, 1990 baseado em ROWE, 1971)

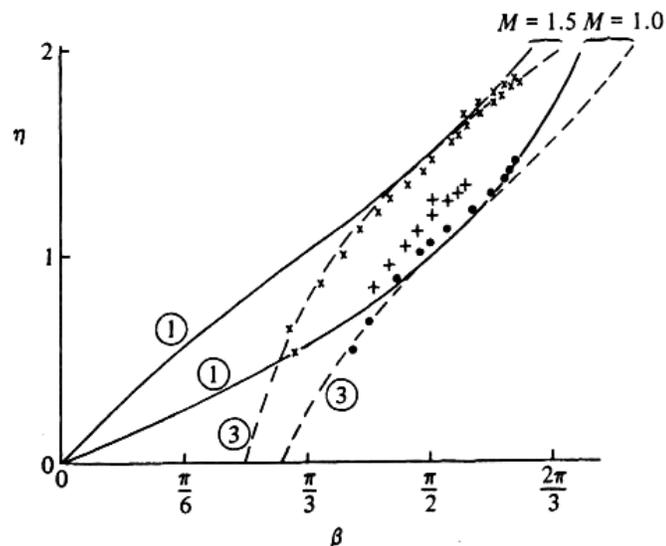


Figura 29. Resultados de ensaios triaxiais convencionais drenados em solos granulares comparados com o modelo Cam-clay (1) e com a teoria de Rowe (3) (fonte: WOOD, 1990 baseado em ROWE, 1971)

Canestrari e Scarpelli (1993) estabeleceram uma relação empírica relacionando o ângulo de atrito máximo de uma argila com diferentes histórias de tensões em função do ângulo de atrito no estado crítico e a dilatância observada no pico, de forma semelhante ao que fora estabelecido por Bolton (1986) para areias, e concluíram que a dilatância pode ser expressa como uma função de um parâmetro de estado semelhante ao proposto por Been e Jefferies (1985) para areias.

Ao investigarem o comportamento mecânico de uma rocha branda piroclástica, Cecconi et al. (1998) concluíram que a análise experimental das relações tensão-dilatância mostrou-se uma ferramenta bastante útil na identificação do papel desempenhado pela degradação das ligações entre as partículas e da influência da taxa de dilatância (d) na resistência do material. Cuccovillo e Coop (1999a) também utilizaram a análise das variações volumétricas, com base na teoria da tensão-dilatância, na descrição dos estados de pico em solos estruturados.

A tendência dos dados experimentais, observada por Cecconi et al. (1998), mostrou-se consistente com a teoria de Rowe modificada para um material coesivo-friccional (ϕ_f, c_f). No entanto, ao contrário da hipótese assumida por Rowe, a coesão parece se deteriorar durante o cisalhamento. Os autores observaram ainda que o pico de resistência sempre ocorre após o processo de degradação ter iniciado, como resultado da interação entre degradação da coesão e dilatância.

Lo e Wardani (2002), ao investigarem a inter-relação dilatância-resistência para um silte estabilizado com cimento e cinza volante, estabeleceram uma função de ruptura que considera a contribuição da cimentação à resistência em duas partes: a ligação real entre as partículas e o aumento da dilatância na ruptura, as quais degradam com o aumento da tensão confinante, porém a diferentes taxas. A Figura 30, apresentada a seguir, mostra alguns resultados obtidos por Lo e Wardani (2002) para amostras cimentadas no espaço tensão-dilatância $R:D$.

Em trabalhos recentes, Mántaras e Schnaid (2002) e Schnaid e Mántaras (2004) utilizaram a relação tensão-dilatância de Rowe (ROWE et al., 1963) para descrever a resposta elasto-plástica de solos coesivo-friccionalis (cimentados) durante a expansão de uma cavidade, com vistas à interpretação de ensaios pressiométricos em solos residuais. Os autores reconhecem que a consideração de uma coesão constante, conforme sugere Rowe et al. (1963), introduz uma certa simplificação e que uma lei de degradação da coesão é necessária à implementação de uma solução mais rigorosa.

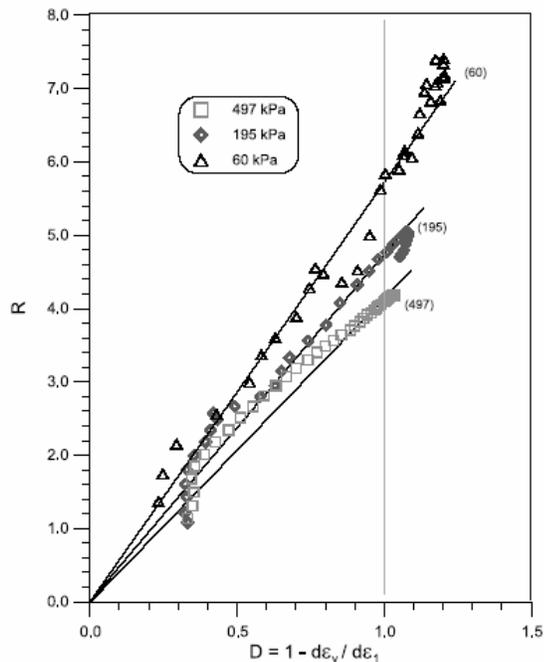


Figura 30. Comportamento tensão dilatância para um solo cimentado
(fonte: LO; WARDANI, 2002)

3.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

As leis de fluxo ou relações tensão-dilatância discutidas no presente capítulo governam as deformações plásticas do solo e indicam, quando conjugadas com o conceito fundamental de estado crítico, que qualquer estado de tensões diferente do estado crítico, isto é, $\eta \neq M$, é acompanhado por variação volumétrica, cuja intensidade depende de quão longe o estado de tensões se encontra do estado crítico. Para um solo que exibe um pico de resistência e que se deforma com $\eta > M$, o cisalhamento é acompanhado por uma expansão volumétrica (WOOD, 1990).

Por fim, Wood (1990) aconselha que, no caso de solos argilosos, nenhuma conclusão definitiva pode ser estabelecida a respeito da adequação de uma ou outra lei de fluxo. Neste caso, e também para solos coesivo-friccionais em geral, a escolha deve sempre ser baseada no julgamento das observações experimentais disponíveis.

4 O PROGRAMA DE PESQUISA

O presente capítulo apresenta ao leitor uma visão geral do programa de pesquisa desenvolvido no presente trabalho, abordando aspectos relevantes relacionados ao seu planejamento -- estratégia adotada, variáveis investigadas e objetivos operacionais -- e desenvolvimento, tais como a descrição dos materiais investigados e os procedimentos experimentais empregados.

4.1 ESTRATÉGIA ADOTADA

O objetivo principal do programa de pesquisa desenvolvido, conforme estabelecido no Capítulo 1, é a investigação do comportamento tensão-dilatância-resistência de solos cimentados, em especial de solos artificialmente cimentados, frente às principais variáveis do comportamento geotécnico, contribuindo, desta forma, para o estabelecimento de uma base conceitual e experimental para o desenvolvimento futuro de modelos teórico-matemáticos que possibilitem a previsão do desempenho mecânico de tais materiais em obras reais de engenharia com satisfatória confiabilidade.

Especificamente, o estudo teórico e experimental do comportamento tensão-dilatância-resistência de uma variada gama de solos cimentados e sua relação com parâmetros de deformação e resistência foi construído a partir (1) da compilação de resultados existentes (ensaios de compressão não confinada, ensaios de compressão isotrópica e ensaios triaxiais convencionais), (2) da realização de novos ensaios de laboratório, principalmente ensaios de compressão triaxial drenados e ensaios de compressão isotrópica, e (3) da investigação dos efeitos sobre o comportamento analisado de algumas importantes variáveis do comportamento geotécnico, bem como de suas possíveis interações.

A análise e a interpretação dos resultados experimentais foi estruturada sobre o referencial teórico exposto no Capítulo 1 (item 1.2) e, sobretudo, baseou-se na comparação entre o comportamento observado para os solos cimentados e para os mesmos solos no estado reconstituído.

4.2 VARIÁVEIS INVESTIGADAS

As variáveis consideradas como principais no presente estudo foram as seguintes: (1) grau de cimentação; (2) densidade; e (3) tensão efetiva média inicial. Secundariamente, foram avaliados os efeitos do tipo de solo.

Os intervalos de variação e os valores investigados para cada uma das variáveis mencionadas no parágrafo anterior foram definidos levando-se em consideração a abrangência de valores representativos de situações reais na engenharia geotécnica. Assim sendo, o estudo abrange solos com índices de vazios variando em uma faixa representativa tanto de solos naturais pouco densos como de solos artificialmente cimentados compactados. Quanto às tensões efetivas médias iniciais, foram investigados valores na faixa de 20 a 800 kN/m², adequada a um grande número de aplicações práticas como estabilidade de taludes naturais e fundações assentes sobre camadas superficiais tratadas. Quanto ao grau de cimentação, foram investigados solos qualificados como fracamente, moderadamente e fortemente cimentados (resistência à compressão não-confinada variando na faixa de 100 até 2000 kN/m²), dependendo dos critérios de classificação adotados (e.g. BECKWITH; HANSEN, 1982; RAD; CLOUGH, 1985; HARDINGHAM, 1994), refletindo, assim, as condições de muitos depósitos de solos naturalmente cimentados, bem como de camadas de solos estabilizados utilizados como base de pavimentos e reforço de base de fundações superficiais.

Como principais variáveis de resposta foram adotadas grandezas obtidas a partir das curvas tensão-deformação-variação volumétrica, de forma a permitir uma completa caracterização do comportamento mecânico dos materiais cimentados, especialmente em termos de ruptura, rigidez inicial, dilatância e estado último. A condição aqui denominada ruptura, refere-se ao ponto da curva tensão-deformação correspondente à máxima tensão cisalhante, isto é, ao pico da curva. Por outro lado, a condição denominada última refere-se a um estado onde não há variações significativas da tensão cisalhante e de volume com a deformação cisalhante.

A seguir são apresentadas algumas definições e notações básicas a respeito dos parâmetros de tensão e deformação utilizados ao longo do presente estudo.

As variáveis p' e q , tensão efetiva média normal e tensão desvio respectivamente, derivadas dos invariantes de tensão utilizados por diversos autores para descrever o estado de tensões no solo (e.g. SCHOFIELD; WROTH, 1968; ZIENKIEWICZ; NAYLOR, 1971; ATKINSON, 1993; BRITTO; GUNN, 1987; LIU et al., 1999), são calculadas, para a compressão triaxial, pelas seguintes expressões:

$$p' = \frac{\sigma_a + 2\sigma_r}{3} - u = \frac{\sigma'_a + 2\sigma'_r}{3} \quad (\text{equação 28})$$

$$q = \sigma_a - \sigma_r \quad (\text{equação 29})$$

onde σ'_a e σ'_r são as tensões efetivas axial e radial, respectivamente; σ_a e σ_r são as tensões totais axial e radial, respectivamente; e u é a poro-pressão.

Os parâmetros de deformação correspondentes, de acordo com a notação sugerida por Wood (1990), são os seguintes:

$$\varepsilon_p = \varepsilon_p^e + \varepsilon_p^p = \varepsilon_a + 2\varepsilon_r \quad (\text{equação 30})$$

$$\varepsilon_q = \varepsilon_q^e + \varepsilon_q^p = \frac{2}{3}(\varepsilon_a - \varepsilon_r) \quad (\text{equação 31})$$

onde ε_p e ε_q são as deformações totais volumétrica e cisalhante, respectivamente; ε_p^e e ε_q^e são as deformações elásticas volumétrica e cisalhante, respectivamente; ε e ε^p são as deformações plásticas volumétrica e cisalhante, respectivamente; e ε_a e ε_r são as deformações totais axial e radial, respectivamente.

Posteriormente, com base nestas medições, parâmetros de rigidez, dilatância e resistência do solo são determinados e analisados. Estes parâmetros e as respectivas notações são definidos ao longo do Capítulo 5 na medida em que são introduzidos na análise dos resultados.

4.3 OBJETIVOS OPERACIONAIS

Visando a operacionalização da pesquisa e a implementação da estratégia formulada no item 4.1, foram inicialmente propostos, ainda na fase de planejamento, os seguintes objetivos específicos:

- a) compilar, a partir de um extenso conjunto de dados existente (e.g. MARTINS, 1994; THOMÉ; 1994, 1999; PRIETTO, 1996; ROHLFES JR., 1996; VENDRUSCOLO; 1996, 2003; ULBRICH, 1997; CARRARO, 1997; HEINECK, 1998; FERREIRA, 1998; SALES, 1998; TESSARI, 1998; MONTARDO, 1999; ROTTA, 2000; FEUERHARMEL, 2000), resultados de ensaios de compressão isotrópica, compressão não confinada e de compressão triaxial, com medição interna das deformações, abrangendo desde solos naturalmente cimentados até solos artificialmente cimentados com diferentes matrizes (areia siltosa, areia uniforme, argila residual, argila sedimentar), graus de cimentação, densidades e faixas de tensão efetiva média inicial;
- b) sistematizar e comparar as características básicas do comportamento tensão-deformação (parâmetros de resistência de pico e última, módulos de deformação, quebra da cimentação, comportamento pós-ruptura) dos materiais compilados;
- c) identificar os fatores que mais influenciam o comportamento tensão-deformação básico dos solos cimentados estudados quando comparados entre si e com os mesmos solos no estado reconstituído (não cimentado);
- d) estabelecer padrões para o comportamento tensão-dilatância-resistência dos solos cimentados (e dos mesmos solos no estado remoldado), em função das variáveis investigadas, relacionando-os qualitativa e quantitativamente com parâmetros de resistência ao cisalhamento e deformação do solo;
- e) comparar os padrões de comportamento estabelecidos com os resultados encontrados na literatura;
- f) a partir de um conjunto de ensaios complementares (ensaios triaxiais convencionais e com trajetórias de tensões especiais, levados a grandes

deformações, e ensaios de compressão isotrópica executados sob altas tensões) realizados sobre um solo com diferentes graus de cimentação (não cimentado inclusive) e densidades, caracterizar a plastificação e verificar a existência de um estado único após a degradação do material, isto é, a existência única da linha de estado crítico e da linha de compressão normal, independentemente da densidade e cimentação inicial; avaliar a variação do módulo cisalhante inicial com o nível das tensões efetivas médias, com base na medição local das deformações axiais em ensaios de cisalhamento monotônicos e ainda, através da medição por *bender elements* do módulo dinâmico durante os ensaios de compressão isotrópica;

- g) avaliar , a partir do balanço de energia (equação 3), a parcela do trabalho gasto na quebra da cimentação durante o cisalhamento e sua variação com o nível das deformações cisalhantes e da tensão efetiva média (lei de degradação do material);
- h) discutir, com base nos resultados obtidos e na revisão da literatura, a definição de uma variável de estado que represente o grau de cimentação inicial do solo;
- i) verificar a validade de relações tensão-dilatância na descrição dos estados de pico para os solos cimentados estudados;
- j) discutir, a luz dos resultados obtidos, a formulação de modelos matemáticos para o comportamento tensão-deformação de solos cimentados no trecho entre o ponto inicial de plastificação e o estado de pico;
- k) identificar campos onde a pesquisa complementar é necessária.

4.4 ETAPAS DA PESQUISA

Para a consecução dos objetivos propostos, a presente tese de doutorado foi dividida nas seguintes etapas, de acordo com as atividades realizadas: (a) revisão bibliográfica; (b) compilação dos dados existentes; (c) definição dos materiais investigados; (d) análise preliminar dos dados; (e) planejamento e realização de ensaios de laboratório complementares; (f) análise final e interpretação dos dados; e (g) elaboração do relatório final. Uma breve descrição de cada uma das etapas realizadas é apresentada a seguir:

- a) revisão bibliográfica: a revisão da literatura, apresentada nos Capítulos 2 e 3, buscou abordar, de forma abrangente e crítica, os tópicos relativos ao comportamento geotécnico de solos cimentados em geral e à teoria da tensão-dilatância e suas aplicações a materiais cimentados;
- b) compilação dos dados existentes: nesta etapa, foram compilados ensaios de compressão não-confinada e triaxiais drenados convencionais realizados sobre solos naturalmente e artificialmente cimentados, publicados em inúmeras dissertações de mestrado e teses de doutorado apresentadas no PPGEC/UFRGS desde 1994;
- c) definição dos materiais investigados: nesta etapa foram selecionados do conjunto de ensaios compilados, os dados que foram efetivamente incluídos na análise. A delimitação do trabalho se fez necessária tendo em vista o expressivo número de ensaios triaxiais disponíveis (acima de 200) e foi feita de modo a produzir um espectro suficientemente amplo, tanto em termos de tipo de solo, como em termos das variáveis do comportamento geotécnico: grau de cimentação, densidade e nível de tensões efetivas;
- d) análise preliminar dos dados: avaliação do comportamento tensão-deformação-resistência dos solos cimentados, naturais e artificiais, em função dos objetivos operacionais definidos no item 4.3, considerando a influência do tipo de solo, do grau de cimentação, da densidade inicial e do nível de tensões efetivas médias;

- e) planejamento e realização de ensaios de laboratório complementares: aprofundamento do estudo experimental relacionado ao comportamento tensão-dilatância-resistência dos solos artificialmente cimentados e não cimentados, de acordo com os objetivos estabelecidos no item 4.3, através da realização de ensaios de compressão isotrópica e ensaios de compressão triaxial drenados;
- f) análise final e interpretação dos dados: nesta etapa, o conjunto completo de resultados experimentais é analisado e discutido em profundidade visando estabelecer padrões de comportamento no cisalhamento para solos cimentados no trecho entre o ponto inicial de plastificação e o estado de pico; para tanto são fundamentais: (1) a definição de uma variável de estado que represente o grau de cimentação inicial do solo; (2) uma lei de degradação da cimentação em função do nível de deformações cisalhantes das tensões efetivas médias; (3) a caracterização do estado crítico para grandes deformações; e (4) a caracterização do fenômeno da plastificação;
- g) elaboração do relatório final.

4.5 MATERIAIS

Nos itens subseqüentes são apresentadas informações básicas a respeito dos materiais geotécnicos utilizados na presente pesquisa, com ênfase para aqueles aspectos de interesse direto no seu desenvolvimento ou que, de alguma maneira, possam fornecer ao leitor elementos adicionais para o seu melhor entendimento.

Inicialmente, os solos cimentados e reconstituídos investigados, que formam a base de dados do presente estudo, são identificados e descritos de acordo com o tipo de solo matriz, a natureza do agente cimentante e o grau de cimentação, para o caso de solo cimentado, as variações de densidade e de tensões efetivas médias iniciais. Após, as características das matrizes, isto é, dos solos utilizados na preparação das amostras, são apresentadas resumidamente.

4.5.1 Solos Cimentados

A Tabela 8, a seguir, identifica e descreve, quanto ao tipo de solo matriz e tipo de cimentação, os solos cimentados considerados no presente estudo. A nomenclatura geral utilizada na identificação dos materiais é composta de duas partes separadas por um hífen, a primeira referente a granulometria e/ou origem do solo matriz (p.ex., AS – areia siltosa) e a segunda referente ao tipo de agente cimentante (CP – cimento portland; N – natural) ou ao estado reconstituído (R – reconstituído), isto é, sem qualquer cimentação.

Tabela 8. Relação dos solos cimentados e reconstituídos investigados

IDENT.	SOLO MATRIZ	TIPO DE CIMENTO	REFERÊNCIAS
AS-CP	Areia siltosa (solo residual de arenito Botucatu)	Cimento portland	Prietto (1996); Rotta (2000); Consoli et al. (2000); Schnaid et al. (2001); Rotta et al. (2003)
AS-N	Idem	Natural	Martins (1994); Ferreira (1998)
AS-R	Idem	Não cimentado	Prietto (1996); Rotta (2000); Consoli et al. (2000, 2001); Schnaid et al. (2001); Casagrande (2001); Casagrande et al. (2002); Casagrande e Consoli (2002); Rotta et al. (2003)
AFU-CP	Areia fina uniforme	Cimento portland	Díaz (1998); Montardo (1999); Montardo et al. (2001); Consoli et al. (2002a)
AFU-R	Idem	Não cimentado	Díaz (1998); Montardo (1999); Montardo et al. (2001); Consoli et al. (2002a); Vendruscolo (2003)
ARG-CP	Argila sedimentar evoluída por processos pedológicos	Cimento portland	Rohlfes Jr. (1996); Consoli et al. (1996); Vendruscolo (1996)
ARG-N	Idem	Natural	Rohlfes Jr. (1996); Consoli et al. (1996)
ARG-R	Idem	Não cimentado	Rohlfes Jr. (1996); Consoli et al. (1996)

Na Tabela 9 são apresentadas informações adicionais sobre os materiais cimentados listados na Tabela 8 referentes às faixas de variação das principais variáveis investigadas definidas no item 4.2, demonstrando a diversidade quanto a tipos de solos, densidades, tensões efetivas médias iniciais e graus de cimentação.

Tabela 9. Faixas de variação das variáveis investigadas para os solos cimentados e reconstituídos

IDENT.	% DE CIMENTO	ÍNDICE DE VAZIOS	TENSÃO EFETIVA MÉDIA INICIAL (KN/m ²)	RESIST. NÃO CONFINADA (KN/m ²)
AS-CP	1 – 5	0,50 – 0,66	20 – 800	250 – 1200
AS-R	0	0,52-0,53	20 – 800	--
AFU-CP	7	0,68 – 0,72	20 – 100	--
AFU-R	0	0,69	20 – 100	--
ARG-CP	5 – 7	--	20 – 100	450-1100
ARG-R	0	--	20 – 100	--

Deve-se ressaltar ainda, em relação às informações contidas nas Tabelas 8 e 9 sobre os solos cimentados, que a maior parte dos dados experimentais disponíveis refere-se aos solos artificialmente cimentados e, em especial, ao solo residual de arenito Botucatu tratado com cimento portland (AS-CP), constituindo-se este último no ponto de partida e principal elemento de referência do presente estudo. A razão para tal fato deve-se ao grande número de trabalhos anteriores realizados com este solo, tanto no estado natural (e.g. MARTINS; 1994, 2001; FERREIRA, 1998), como reconstituído (e.g. NÚÑEZ, 1991; PRIETTO, 1996; ULBRICH, 1997; ROTTA, 2000; MARTINS, 2001; MARTINS et al., 2001; HEINECK, 2002) e artificialmente cimentado (e.g. NÚÑEZ, 1991; PRIETTO, 1996; CARRARO, 1997; HEINECK, 1998; ROTTA, 2000).

4.5.2 Solos Reconstituídos

Na Tabela 9 são também apresentadas informações adicionais sobre os materiais reconstituídos listados na Tabela 8 referentes às faixas de variação das densidades e das tensões efetivas médias iniciais.

4.5.3 Caracterização dos Solos Matrizes

Os solos utilizados como matrizes para os diferentes materiais artificialmente cimentados investigados no presente trabalho, ou ainda utilizados nos estados reconstituído e natural, estão identificados na Tabela 8.

Nas Tabelas 10 e 11, a seguir, são apresentadas, respectivamente, descrições detalhadas a cerca da origem de cada um dos solos matrizes e as suas propriedades físicas médias determinadas em diversos trabalhos anteriores (ver referências na Tabela 11). A Figura 31 mostra as curvas granulométricas correspondentes.

Tabela 10. Descrição dos solos cimentados e reconstituídos investigados quanto à origem

IDENT.	DESCRIÇÃO
AS-	Areia fina a média siltosa; solo residual (horizonte C) de arenito pertencente à formação Botucatu, obtido em uma jazida situada próximo à da rodovia RS 240, na localidade de Vila Scharlau, município de São Leopoldo, RS, a aproximadamente 41 km ao norte de Porto Alegre (NÚÑEZ, 1991),
AFU-	Areia fina quartzosa de granulometria uniforme; solo de origem sedimentar, extraído de uma jazida localizada no município de Osório, RS. Trata-se de um areia fina (DÍAZ, 1998; MONTARDO, 1999).
ARG-	Argila silto-arenosa de coloração avermelhada; solo de origem sedimentar apresentando evolução por processos pedológicos (horizonte B) de granito, obtido no antigo campo experimental da UFRGS situado no município de Cachoeirinha, RS (ROHLFES JR., 1996).

Tabela 11. Propriedades físicas médias e classificação geotécnica dos solos matrizes

PROPRIEDADE	SOLO		
	AS- PRIETTO (1996)	AFU- DÍAZ (1998)	ARG- ROHLFES JR. (1996)
Limite de Liquidez (LL)	22	--	43
Limite de Plasticidade (LP)	15	--	22
Índice de Plasticidade (IP)	7	--	20
Peso Específico Real dos Grãos (γ_s), KN/m^3	27,0	26,3	26,5
Diâmetro Efetivo (D_{10}), mm	0,003	0,16	--
Coefficiente de Uniformidade (C_u)	43	1,9	--
% de Areia Média ($0,2 < \phi < 0,6$ mm)	27,8	0,0	6,0
% de Areia Fina ($0,06 < \phi < 0,2$ mm)	33,4	100,0	38,0
% de Silte ($0,002 < \phi < 0,06$ mm)	31,3	0,0	32,0
% de Argila ($\phi < 0,002$ mm)	7,5	0,0	24,0
Classificação SUCS	SM	SP	CL

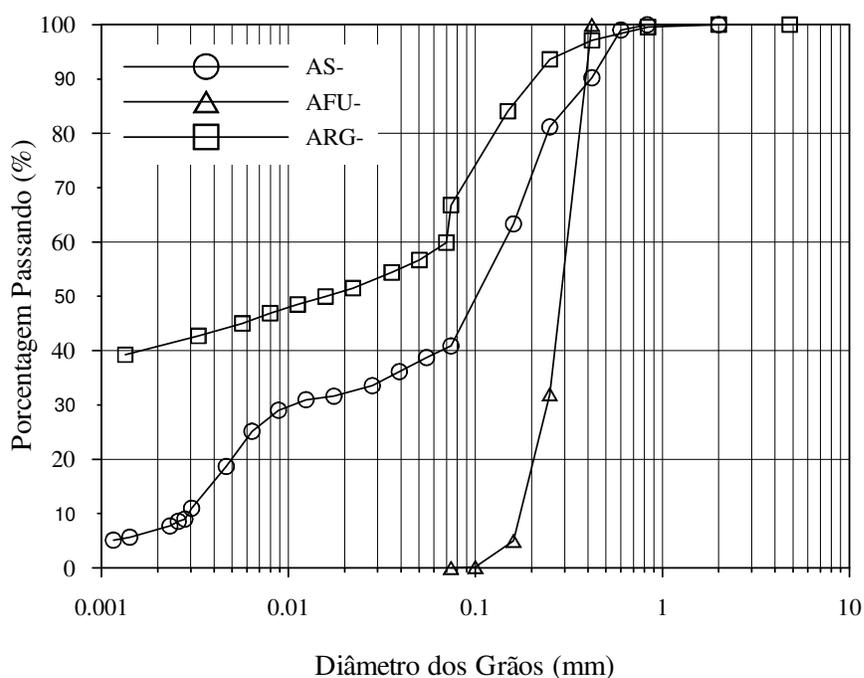


Figura 31. Curvas granulométricas dos solos matrizes

4.6 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Nos itens subseqüentes é apresentado um resumo dos ensaios de laboratório considerados no presente trabalho. Estes ensaios podem ser divididos em dois grupos distintos: (1) ensaios triaxiais convencionais drenados, ensaios de compressão isotrópica e ensaios de compressão não confinada, envolvendo os materiais cimentados e reconstituídos listados nas Tabelas 8 e 9, os quais foram conduzidos por diversos autores em trabalhos anteriores realizados no PPGEC-UFRGS (ver referências na Tabela 12); e (2) ensaios complementares realizados sobre o material AS-CP e AS-R, compreendendo ensaios de compressão triaxial drenados convencionais e com trajetórias de tensões especiais, na maioria trajetórias p' -constante, e ensaios de compressão isotrópica.

O objetivo do programa complementar de ensaios, conforme estabelece a alínea f do item 4.3 que trata dos objetivos específicos da pesquisa, foi o de preencher algumas lacunas no banco de dados existente, como por exemplo, informações mais precisas sobre o comportamento a pequenas deformações e, ainda, sobre o comportamento do material cimentado investigado quando submetido a grandes deformações e a altas tensões na compressão isotrópica.

4.6.1 Quadro-Resumo dos Ensaios Existentes

Na Tabela 12, a seguir, é apresentado um sumário dos ensaios de laboratório considerados na presente pesquisa e que foram compilados a partir de trabalhos anteriores realizados no PPGEC-UFRGS. As faixas de variação das tensões efetivas médias iniciais, dos graus de cimentação e das densidades estão apresentadas na Tabela 9.

4.6.2 Quadro-Resumo dos Ensaios Complementares

Estes ensaios foram realizados durante o estágio de doutorado sanduíche na *City University*, em Londres, sob a supervisão do Prof. Matthew Richard Coop. A Tabela 13, a seguir, apresenta o resumo dos ensaios realizados.

Tabela 12. Número de ensaios de laboratório selecionados a partir de trabalhos anteriores

MATERIAL	TIPO DE ENSAIO ^(*)			REFERÊNCIAS
	TDC	CNC	CI	
AS-CP	9 3	9 60	-- 14	Prietto (1996); Prietto et al. (1997); Schnaid et al. (2001); Rotta (2000); Consoli et al. (2000)
AS-N	--	--	1	Martins (1994)
AS-R	3 3 4	-- -- --	-- 1 --	Prietto (1996); Schnaid et al. (2001) Rotta (2000) Casagrande (2001); Casagrande et al. (2002); Consoli et al. (2003a)
AFU-CP	3	--	--	Montardo (1999); Consoli et al. (2002a)
AFU-R	3 --	-- --	-- 1	Montardo (1999); Consoli et al. (2002a) Vendruscolo (2003)
ARG-CP	2	6	--	Rohlfes Jr. (1996); Consoli et al. (1996)
ARG-N	2	--	--	Rohlfes Jr. (1996)
ARG-R	1	--	--	Rohlfes Jr. (1996)
TOTAIS	33	75	17	

(*) TDC – Ensaio Triaxial Drenado Convencional; CNC – Ensaio de Compressão Não Confinada; CI – Ensaio de Compressão Isotrópica

Tabela 13. Ensaios de laboratório do programa complementar para os materiais AS-CP (cimentado) e AS-R (reconstituído)

TIPO DE ENSAIO	MATERIAIS		TOTAIS
	AS-CP	AS-R	
Ensaio de Compressão Isotrópica	3	3	6
Ensaio de Compressão Triaxial Drenados:			
Convencionais	11	7	18
Trajetória p' constante	--	3	3
Outras trajetórias	--	1	1
TOTAIS	14	14	28

4.7 PROCEDIMENTOS EXPERIMENTAIS

Nos itens subseqüentes são apresentados, de forma resumida, os procedimentos experimentais empregados no presente trabalho. É importante observar que, embora os procedimentos descritos se refiram, em princípio, aos ensaios realizados no programa complementar referido no item 4.6.2, estes geralmente se aplicam, a menos que especificado o contrário, aos ensaios compilados de trabalhos anteriores realizados no PPGEC-UFRGS. Isto se deve a uma relativa homogeneidade dos procedimentos experimentais adotados em todos estes trabalhos. Maiores detalhes, contudo, podem ser encontrados nos trabalhos originais, cujas referências são apresentadas na Tabela 12.

4.7.1 Coleta e Preparação das Amostras

As amostras dos solos utilizados na pesquisa foram coletadas nas jazidas de origem (ver Tabela 10), no estado deformado, mediante escavação com ferramenta manual, ou indeformado, mediante extração de bloco ou cravação e recuperação de amostrador do tipo Shelby, em quantidades suficientes para a realização de todos os ensaios previstos. As amostras assim obtidas eram acondicionadas e transportadas ao laboratório em recipientes adequadamente vedados. Durante a coleta, todos os cuidados foram tomados no sentido de se evitar a contaminação do material.

A preparação das amostras para os ensaios de caracterização e para a moldagem dos corpos-de-prova nos estados reconstituído e artificialmente cimentado, que envolve os procedimentos de secagem ao ar, destorroamento, peneiramento e determinação da umidade higroscópica, seguiu os procedimentos estabelecidos pela norma NBR-6457 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1986a). As amostras assim preparadas eram armazenadas, até a data da sua utilização, em sacos plásticos devidamente identificados e vedados, nas quantidades necessárias para cada um dos ensaios previstos e para a moldagem dos corpos-de-prova.

4.7.2 Ensaio de Caracterização Física

A fim de caracterizar as amostras, foram realizadas determinações de teor de umidade, densidade real dos grãos, limites de consistência e granulometria, conforme os métodos e procedimentos descritos nos parágrafos subseqüentes.

As determinações de teor de umidade realizadas em laboratório para a caracterização dos materiais e também para o controle da moldagem dos corpos-de-prova, seguiram o método descrito no anexo da norma NBR-6457 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1986a).

A densidade real dos grãos foi determinada conforme o método descrito na NBR-6508 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1984b).

Os limites de liquidez (*LL*) e de plasticidade (*LP*) foram determinados através dos métodos descritos nas normas NBR-6459 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1984a) e NBR-7180 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1984c), respectivamente. No presente trabalho não foi determinado o limite de contração (*LC*).

As análises granulométricas por peneiramento e sedimentação dos solos matrizes foram realizadas de acordo com o método descrito na norma NBR-7181 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1984d). Neste procedimento foi empregado, como agente defloculante, uma solução de hexa-metafosfato de sódio.

Por fim, as características de compactação dos solos matrizes, na energia Proctor normal, foram determinadas a partir dos procedimentos gerais descritos na norma NBR-7182/86 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1986b).

4.7.3 Preparação dos Corpos-de-Prova

A preparação dos corpos-de-prova artificialmente cimentados e reconstituídos foi feita de acordo com os procedimentos gerais empregados inicialmente por Núñez (1991) e adotados posteriormente em praticamente todos os trabalhos que se seguiram no PPGEC-UFRGS (e.g. PRIETTO, 1996; ULBRICH, 1997; CARRARO, 1997; HEINECK, 1998; ROTTA, 2000). Uma breve descrição do processo é apresentada nos parágrafos seguintes.

Uma vez procedida à pesagem, com resolução de 0,01 gf, de todos os materiais necessários à mistura, o solo e o cimento, este último no caso das amostras artificialmente cimentadas, eram misturados com o auxílio de uma espátula metálica por cerca de 3 minutos, após o que a água era adicionada, aos poucos, continuando o processo de mistura até que a homogeneidade fosse visualmente obtida. Durante este procedimento, todas as precauções foram tomadas no sentido de se evitar, ao máximo, a perda de umidade por evaporação. As quantidades de cimento e água necessárias para cada mistura foram determinadas em relação ao peso de solo seco utilizado, de tal forma que a quantidade total de mistura permitisse a moldagem de um corpo-de-prova e ainda resultasse uma quantidade suficiente de mistura para duas determinações do teor de umidade médio do corpo-de-prova, uma no início e outra no final da moldagem. Finalizada a mistura, o processo da subcompactação (LADD, 1978) era, então, empregado para produzir corpos-de-prova homogêneos que pudessem ser utilizados em um criterioso programa experimental. As misturas resultantes eram compactadas em três camadas de alturas não necessariamente iguais no interior de um molde cilíndrico metálico tri-partido devidamente lubrificado, de maneira que cada camada atingisse as especificações de teor de umidade e densidade. No presente trabalho, foram empregados tanto moldes com dimensões internas de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura como moldes de 35 mm de diâmetro e 70 mm de altura. Os corpos-de-prova resultantes apresentaram índice de vazios variando entre 0,50 e 0,65, teor de umidade em torno de 16%, grau de saturação de aproximadamente 70% e teores de cimento variando de 1 a 5% em relação ao peso de solo seco. A escolha do teor de umidade de moldagem baseou-se na média dos parâmetros de compactação obtidos por Núñez (1991) para a energia normal, conforme mostra a Tabela 14. A adoção desse valor é justificada na medida em que não se observou influência significativa da variação da porcentagem de cimento, na faixa de 0 a 11%, sobre os parâmetros de compactação das misturas.

Concluído o processo de moldagem, o corpo-de-prova era imediatamente extraído do molde, seu peso e medidas devidamente anotados, com resolução de 0,01 gf e 0,1 mm, respectivamente, e acondicionado em um saco plástico adequadamente identificado e vedado para evitar variações significativas do teor de umidade. Os corpos-de-prova assim obtidos eram, então, curados em condições controladas de temperatura ($23\pm 2^{\circ}\text{C}$) por um período de tempo especificado, usualmente 2 a 7 dias, antes de serem ensaiados na compressão não confinada, na compressão isotrópica ou na compressão triaxial.

Dependendo do tipo de ensaio realizado, dois métodos de cura foram utilizados nos ensaios considerados no presente trabalho. No primeiro, denominado “cura normal”, os corpos-de-prova eram deixados curar em câmara úmida pelo período especificado sem a aplicação de qualquer pressão de confinamento. Este método foi utilizado em todos os ensaios de compressão não confinada reportados e na maioria dos ensaios triaxiais compilados a partir de trabalhos anteriores (ver Tabela 12), com exceção dos resultados de ensaios triaxiais e isotrópicos obtidos por Heineck (1998) e Rotta (2000), que utilizaram o segundo método de cura. Neste método, denominado “cura sob tensão”, empregado também em alguns dos ensaios triaxiais realizados no programa complementar referido no item 4.6.2, os corpos-de-prova eram curados no interior da câmara triaxial sob a aplicação de uma tensão de confinamento constante, antes da realização do ensaio propriamente dito. Maiores detalhes sobre os procedimentos de cura, específicos de cada ensaio, são apresentados nos itens subsequentes.

Tabela 14. Parâmetros de Compactação na Energia Proctor Normal
Fonte: Núñez (1991)

% de CIMENTO	DENSIDADE MÁXIMA (kN/m ³)	UMIDADE ÓTIMA (%)
0	17,40	15,90
3	17,50	16,50
5	17,50	14,70
11	17,48	16,20

4.7.4 Ensaio de Compressão Não Confinada

Todos os ensaios de compressão não confinada reportados no presente trabalho foram compilados a partir de trabalhos anteriores (e.g. PRIETTO, 1996; ROHLFES JR., 1996; ROTA et al., 2003) e seguiram os procedimentos gerais descritos no método ME/DNER 180 (DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, 1987). Nestes ensaios, realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos da UFRGS, foi utilizada uma prensa convencional da marca Wykeham Farrance com capacidade máxima de 5000 kgf, bem como anéis dinamométricos devidamente calibrados, de 400 e 1500 kgf. A velocidade de

deformação utilizada foi de 1,14 mm/min. Os corpos-de-prova foram submetidos ao processo de cura normal por períodos variando de 2 a 7 dias, sendo que, para aproximar a condição de saturação completa, durante as últimas 24 horas, os corpos-de-prova eram mantidos imersos em água. Ainda sobre o processo de saturação, Rotta et al. (2003) verificaram os efeitos da não saturação dos corpos-de-prova na resistência à compressão não confinada através de medidas de sucção antes da imersão. Para graus de saturação da ordem de 80%, valores de sucção de 10-15 kPa e 22 kPa foram obtidos, respectivamente, pela técnica do papel filtro (AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, 1991) e do transdutor de poro-pressão em miniatura (RIDLEY; BURLAND, 1993). Considerando que estes valores devem ser ainda reduzidos devido à imersão, os efeitos da sucção na resposta do solo observada na compressão não confinada podem ser desprezados.

Após o corpo-de-prova ser retirado da imersão, o excesso de água sobre a sua superfície era eliminado com o auxílio de papel filtro e suas medidas e peso anotados com resolução de 0,01 cm e 0,01 gf, respectivamente. Ao final do ensaio, duas amostras retiradas do corpo-de-prova eram destinadas à determinação do teor de umidade.

4.7.5 Ensaio de Compressão Isotrópica

No presente trabalho, são reportados vários resultados de compressão isotrópica para os seguintes materiais cimentados e reconstituídos (ver Tabelas 12 e 13): AS-CP, AS-R e AFU-R. Parte dos resultados referentes ao solo matriz AS (areia siltosa) foram obtidos por Rotta (2000) e os resultados referentes ao solo AFU (areia fina uniforme), por Vendruscolo (2003). Os demais foram obtidos no programa complementar de ensaios referido no item 4.6.2. Os procedimentos descritos a seguir referem-se exclusivamente aos ensaios do programa complementar e àqueles obtidos por Vendruscolo (2003). Ao final, alguns aspectos dos procedimentos empregados por Rotta (2000) são comentados. Uma descrição mais detalhada destes ensaios pode ser encontrada em Rotta (2000) e Rotta et. al (2001a, 2001b, 2003).

Os ensaios foram realizados na *City University*, em Londres, em dois equipamentos triaxiais especiais controlados por computador com capacidades de aplicação de tensões de 5 MPa e 70 MPa, respectivamente. Uma descrição completa e detalhada dos equipamentos e da

instrumentação utilizados nos ensaios isotrópicos pode ser encontrada em Cuccovillo e Coop (1999b). A Figura 32 mostra uma visão geral dos equipamentos utilizados.

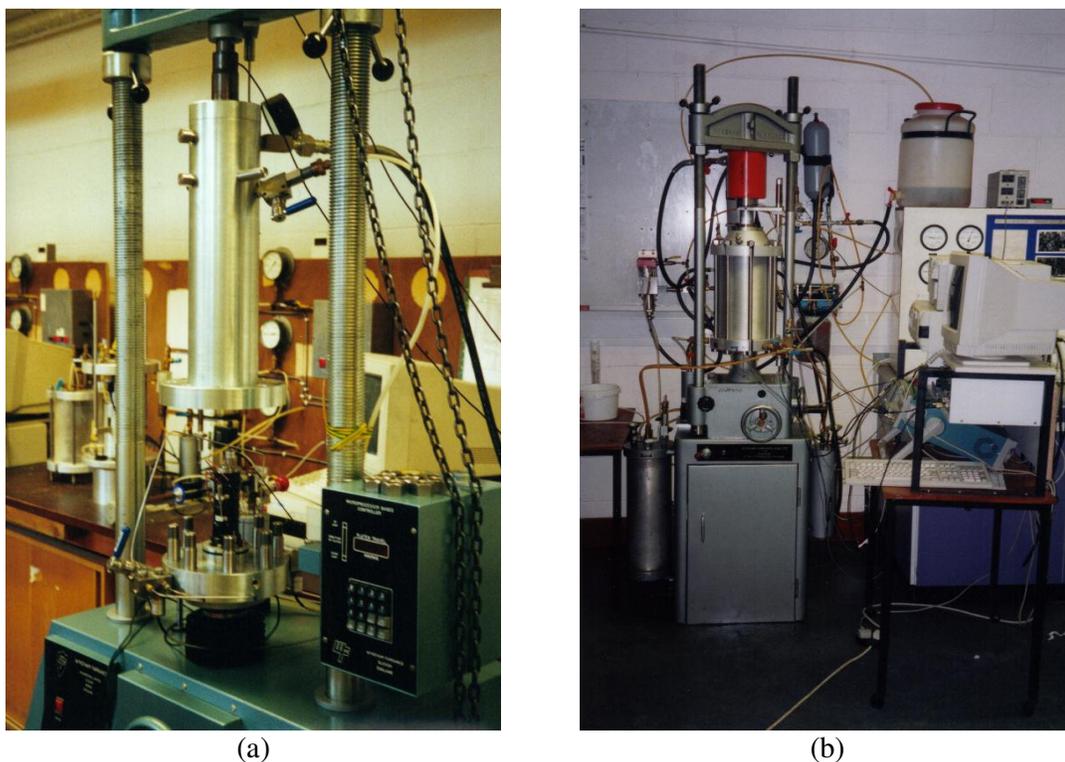


Figura 32. Visão geral dos equipamentos triaxiais utilizados nos ensaios de compressão isotrópica: (a) para 70 MPa; (b) para 5 MPa

Para os ensaios de compressão isotrópica, imediatamente após a moldagem, os corpos-de-prova artificialmente cimentados eram submetidos à cura normal, isto é, sem a aplicação de tensões confinantes, por um período de 48 horas. Os ensaios propriamente ditos foram realizados mediante a aplicação contínua de carregamento ou descarregamento, a uma velocidade suficientemente baixa de tal forma a garantir a condição totalmente drenada durante o ensaio. As deformações volumétricas foram monitoradas externamente através de um medidor do tipo *Imperial College* (MASWOSWE, 1995 apud FERREIRA, 1998) e indiretamente através da medição interna das deformações axiais dentro da célula triaxial usando um par de mini LVDTs (CUCCOVILLO; COOP, 1997a) montados diretamente sobre os corpos-de-prova. Para prevenir vazamentos devido às altas pressões induzidas em alguns ensaios, foram utilizadas, além de membrana comuns de látex, membranas reforçadas de

neoprene. Um detalhe da instrumentação interna e da membrana utilizadas é mostrado na Figura 33.



Figura 33. Detalhe da instrumentação local utilizada nos ensaios de compressão isotrópica

Nos ensaios isotrópicos realizados por Rotta (2000), os corpos-de-prova, após a moldagem, eram imediatamente colocados na câmara triaxial, antes da formação das ligações cimentantes, para serem adensados e curados sob as tensões de confinamento pelo período de 48 horas. O tempo entre a adição de água na mistura solo-cimento e o final do adensamento foi sempre inferior a uma hora, tempo estimado para início de pega do cimento Portland utilizado (alta resistência inicial), garantindo assim a formação da cimentação somente após o adensamento do solo. Nestes ensaios, o carregamento ou o descarregamento foi aplicado não de forma contínua, mas em incrementos de tensão confinante. Somente era aplicado um novo incremento quando a amostra chegava a uma relação entre a poro-pressão remanescente e a diferença entre a pressão confinante aplicada e a de cura menor ou igual a 0,05. O tempo total para a realização do carregamento e descarregamento isotrópico de cada ensaio variou entre 10 e 12 horas. Nestes ensaios, as deformações volumétricas foram monitoradas dentro da

célula triaxial usando um conjunto de LVDTs montados diretamente nos corpos-de-prova (LINGNAU et al., 1995 apud ROTTA et al., 2003).

4.7.6 Ensaio de Compressão Triaxial

Todos os ensaios triaxiais realizados ou reportados ao longo do presente trabalho foram ensaios do tipo estático, isotropicamente consolidados e drenados, com medição interna de deformações e aquisição automática de dados. A relevância de medidas internas de deformação na obtenção de valores realísticos de parâmetros de deformação, em especial de solos cimentados, tem sido amplamente reconhecida pela comunidade científica (e.g. JARDINE et al., 1985; CUCCOVILLO; COOP; 1997a, 1997b; CONSOLI et al., 1998).

Os ensaios que compõem o programa complementar de ensaios referido no item 4.6.2 foram realizados na *City University*, em Londres, em equipamentos do tipo Bishop-Wesley (BISHOP; WESLEY, 1975), com possibilidade, através de software específico e controle computadorizado, de geração de diversas trajetórias de tensão através da aplicação de pressões em interfaces ar/água e com capacidade para realizar ensaios com tensões controladas ou com taxas de deformação controladas. Uma visão geral do tipo de equipamento e instrumentação utilizados é mostrada na Figura 34. Os equipamentos triaxiais Bishop-Wesley se diferem dos equipamentos convencionais basicamente pelo sistema de aplicação das cargas axiais que dispensa a utilização de uma prensa. Neste sistema, a aplicação da carga é feita através de uma interface na forma de um diafragma situada abaixo do pedestal, que se move para cima fazendo com que o corpo-de-prova reaja contra uma célula de carga interna instalada na parte superior da câmara triaxial. Desta forma, a carga axial é aumentada aumentando-se continuamente, e de forma controlada, a pressão na interface situada sob o pedestal.

Nos ensaios triaxiais realizados, o processo de saturação das amostras, realizado através de percolação e aplicação de contrapressão (de até 400 kN/m²), foi monitorado através da obtenção do parâmetro de poro-pressão B (SKEMPTON, 1954). A drenagem completa durante os ensaios foi garantida pela utilização de uma velocidade de deformação suficientemente baixa e monitorada através da medição da poro-pressão no corpo-de-prova durante todo o ensaio. As deformações axiais foram medidas externamente por um LVDT e

internamente, juntamente com as deformações radiais, por um sistema composto por três mini LVDTs instalados diretamente no corpo-de-prova. Quando bem instalados e operados, os LVDTs utilizados (CUCCOVILO; COOP, 1997a) produzem leituras com resolução da ordem de 10^{-6} mm para as medições internas e 10^{-5} mm para as externas em um intervalo de calibração linear de aproximadamente 10 mm. Da mesma forma que nos ensaios isotrópicos, as deformações volumétricas foram medidas externamente por transdutores do tipo *Imperial College* (MASWOSWE, 1995 apud FERREIRA, 1998) conectados à linha de drenagem do corpo-de-prova. Para garantir o alinhamento vertical da amostra e prevenir erros, principalmente no início da fase de cisalhamento, foi utilizado, em todos os ensaios triaxiais realizados, o chamado cabeçote de sucção (ATKINSON; EVANS, 1985; COOP, 1990). Finalmente, foram aplicadas para todos os ensaios realizados, correções de área e de membrana seguindo estritamente a abordagem proposta por La Rochelle et al. (1988). Nos corpos-de-prova cimentados, a correção de membrana foi aplicada somente após a ruptura.

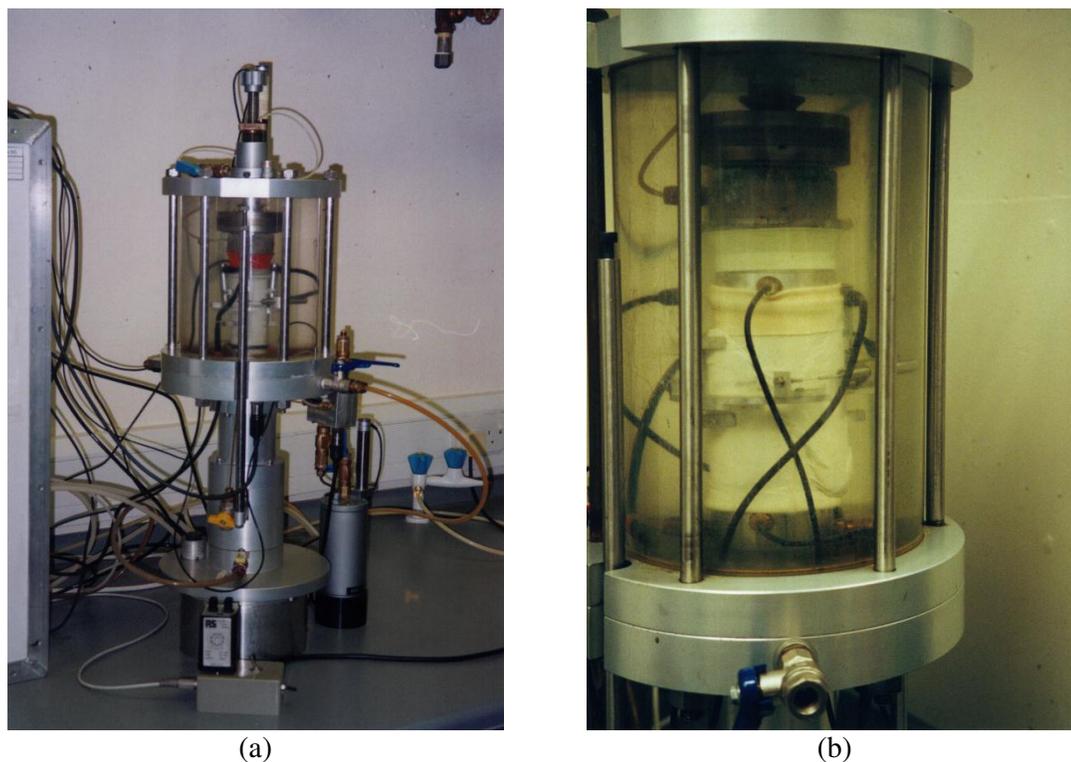


Figura 34. Equipamento triaxial Bishop-Wesley utilizado nos ensaios triaxiais: (a) visão geral; (b) detalhe da instrumentação

Os demais ensaios triaxiais considerados no presente trabalho (ver Tabela 12), compilados a partir de trabalhos anteriores, foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos da UFRGS, em equipamentos convencionais de deformação controlada, tipo GEONOR (ANDERSEN; SIMONS, 1960) ou Wikeham-Farrance. Em ambos os casos, os procedimentos gerais de ensaio seguiram, basicamente, aqueles descritos por Bishop e Henkel (1962) e Baldi et al. (1988). Descrições detalhadas dos equipamentos GEONOR e Wikeham-Farrance utilizados podem ser encontradas em Prietto (1996) e Carraro (1997), respectivamente. Uma das diferenças em relação aos ensaios de trajetória de tensões controladas realizados na *City University* está no sistema de medição das deformações axiais, que foram obtidas por dois sistemas independentes: (1) um sistema interno constituído por dois dispositivos utilizando sensores de efeito Hall (CLAYTON e KHATRUSH, 1986; CLAYTON et al., 1989; SOARES et al., 1994), para a medição das deformações axiais diretamente sobre o corpo-de-prova, com resolução máxima de 1 μ m e intervalo de calibração linear de aproximadamente 2,5 mm; e (2) um sistema externo convencional, constituído por um micrômetro com resolução de 0,001 mm que mediu os deslocamentos relativos da câmara triaxial.

4.7.7 Determinação do Módulo Cisalhante Inicial

Em alguns ensaios de compressão isotrópica e na fase de consolidação de alguns ensaios triaxiais realizados no programa complementar referido no item 4.6.2, a técnica denominada *bender elements*, desenvolvida por Shirley e Hampton (1977 apud JOVICIC; COOP, 1998), foi utilizada na obtenção do módulo cisalhante elástico dos materiais ensaiados. Trata-se de uma técnica bastante simples que permite a determinação do módulo cisalhante a deformações muito pequenas, uma vez que a máxima deformação cisalhante produzida em um ensaio com *bender elements* foi estimada por Dyvik e Madshus (1985) como sendo menor do que 10^{-5} .

Os procedimentos gerais seguidos na realização dos testes e os métodos de interpretação foram baseados em Jovicic et al. (1996) e Viggiani e Atkinson (1995).

Conforme sintetiza Heineck (2002), *bender elements* são transdutores eletro-mecânicos piezoelétricos que são instalados no cabeçote superior da amostra e no pedestal do

equipamento triaxial e que se projetam para dentro da amostra em aproximadamente 4 mm. O transdutor instalado no cabeçote superior, transmissor, é excitado através da aplicação de uma voltagem, causando no mesmo uma vibração normal à face do cabeçote, enviando a onda através da amostra. A chegada da onda na outra extremidade da amostra é captada por outro transdutor, que funciona como receptor. Quando a onda cisalhante atravessa a amostra, o receptor é movido mecanicamente e gera uma pequena voltagem que é mostrada em um osciloscópio digital, juntamente com o sinal transmitido. O tempo entre a transmissão e a recepção da onda é o tempo de viagem da mesma, com o qual pode-se calcular a velocidade da onda cisalhante V_s e o módulo cisalhante elástico G_0 através da equação:

$$G_0 = \rho V_s^2 = \rho \left(\frac{L}{t} \right)^2 \quad (\text{equação 32})$$

onde ρ é a massa específica do solo, L é a distância entre os transdutores e t é o tempo de viagem da onda.



Figura 35. Detalhe do equipamento utilizado na medição do módulo cisalhante inicial

Entre as vantagens do sistema de *bender elements*, Heineck (2002) aponta: (1) pode ser instalado na maioria dos equipamentos de laboratório; (2) é particularmente versátil quando

usado em equipamentos triaxiais; (3) trata-se de uma técnica não destrutiva que permite qualquer número de medições do módulo cisalhante durante um carregamento isotrópico.

Por outro lado, existe a necessidade de, durante a instalação dos *bender elements*, executar-se a abertura prévia de dois sulcos, um na base e outro no topo do corpo-de-prova, onde os transdutores são inseridos e “colados” com o auxílio de uma pasta úmida feita com o mesmo material do corpo-de-prova. Este é um procedimento crítico no ensaio de *bender elements*, uma vez que a confiabilidade das leituras obtidas depende de uma eficiente interação entre os transdutores e o corpo-de-prova.

5 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

O presente capítulo apresenta ao leitor a análise e discussão dos resultados obtidos no presente trabalho ou compilados de trabalhos anteriores visando estabelecer, a partir do reconhecimento de padrões para o comportamento tensão-dilatância-resistência dos solos cimentados investigados, uma base conceitual para o futuro desenvolvimento de modelos constitutivos para materiais cimentados em geral.

5.1 ESTRUTURA DA ANÁLISE

A análise apresentada nos itens subseqüentes foi dividida, didaticamente, em duas partes: na primeira, os aspectos gerais do comportamento tensão-deformação de solos cimentados, frente às principais variáveis do comportamento geotécnico, são revistos e discutidos a partir de resultados de ensaios de compressão não confinada, compressão isotrópica e triaxiais drenados convencionais; na segunda parte são explorados em maior profundidade aspectos específicos relacionados ao comportamento tensão-dilatância-resistência de solos cimentados e sua relação com a degradação da cimentação durante o cisalhamento.

Como forma de tornar a leitura mais agradável e a apresentação dos dados menos repetitiva, os resultados experimentais utilizados na análise são introduzidos ao longo do texto na medida em que se fazem necessários. Na primeira parte da análise, cujo foco é o comportamento tensão-deformação básico de solos cimentados, muitos dos resultados experimentais compilados de trabalhos anteriores são utilizados (ver Tabelas 12 e 13), enquanto que na segunda parte, cujo foco é o comportamento tensão-dilatância-resistência, os resultados obtidos com os materiais AS-CP, AS-R e AS-N, referidos na Tabela 13, por se constituírem no conjunto de dados mais completo e consistente, formam a principal base experimental da análise.

Em todas as análises e discussões que seguem, o comportamento dos materiais cimentados é apresentado conjuntamente com o dos materiais equivalentes no estado reconstituído que

forma a referência comparativa necessária à correta avaliação dos efeitos da cimentação sobre os diversos aspectos do comportamento geotécnico investigados.

5.2 ASPECTOS GERAIS DO COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DOS SOLOS CIMENTADOS

A seguir são apresentadas e discutidas as características gerais do comportamento geotécnico de solos cimentados enfatizando inicialmente a resposta na compressão não confinada e, na seqüência, o comportamento na compressão isotrópica e triaxial, em particular os aspectos relacionados com a rigidez inicial, o fenômeno da plastificação, a ruptura e o estado crítico.

5.2.1 Resistência à Compressão Não Confinada

A avaliação da influência da cimentação na resposta de solos cimentados com base no teor de adição do agente cimentante, em especial quando são considerados conjuntos de ensaios de diferentes origens, não é considerada apropriada, uma vez que este teor se refere usualmente a cimentos de diferentes naturezas ou de diferentes fontes e que, portanto, não necessariamente apresentam as mesmas características físicas e químicas. Por outro lado, a quantidade real de cimento para uma mesma porcentagem de adição, em massa ou volume, depende obviamente da massa ou volume de solo presente na mistura e, assim sendo, da densidade de moldagem do corpo-de-prova.

Há a necessidade, portanto, da utilização de uma variável que reflita o comportamento do material cimentado de uma forma mais abrangente, global, isto é, que incorpore tanto os efeitos da quantidade de cimento, como também da natureza do cimento, da graduação do solo e das suas feições estruturais, permitindo, desta forma, a comparação entre materiais diferentes, inclusive entre materiais artificialmente e naturalmente cimentados. Diversos autores (e.g. AIREY, 1993; GENS; NOVA, 1993; PRIETTO, 1996; SCHNAID et al., 2001) tem sugerido a resistência à compressão não confinada como o parâmetro de referência a ser usado na avaliação do grau de cimentação e de seus efeitos sobre o comportamento geotécnico de materiais cimentados.

Para o solo areno-siltoso residual de arenito Botucatu artificialmente cimentado (AS-CP), Consoli et al. (2004) apresentam um estudo sobre a variação da resistência à compressão não confinada frente à variação do índice de vazios, na faixa de 0,45-0,70, e do teor de adição do agente cimentante (1 a 3% de cimento portland), conforme mostra a Figura 36. Nesta figura, pode ser prontamente observado o aumento aproximadamente linear na resistência não confinada, de forma mais pronunciada para índices de vazios mais baixos, evidenciando claramente o efeito combinado da cimentação e da densidade sobre a resistência de solos cimentados (e.g. HUANG; AIREY, 1993). No entanto, para a faixa de teores de cimento investigada, os valores da resistência não confinada tendem para uma faixa mais estreita, ou seja, o comportamento passa a ser comandado pelo índice de vazios mais do que pela cimentação. Este aspecto pode ser mais bem observado na Figura 37, onde os dados da Figura 36 aparecem plotados apenas na faixa de índices de vazios de 0,55 a 0,70. Nesta figura, embora a dispersão, há evidências de uma relação entre o índice de vazios e a resistência não confinada independente do teor de cimento.

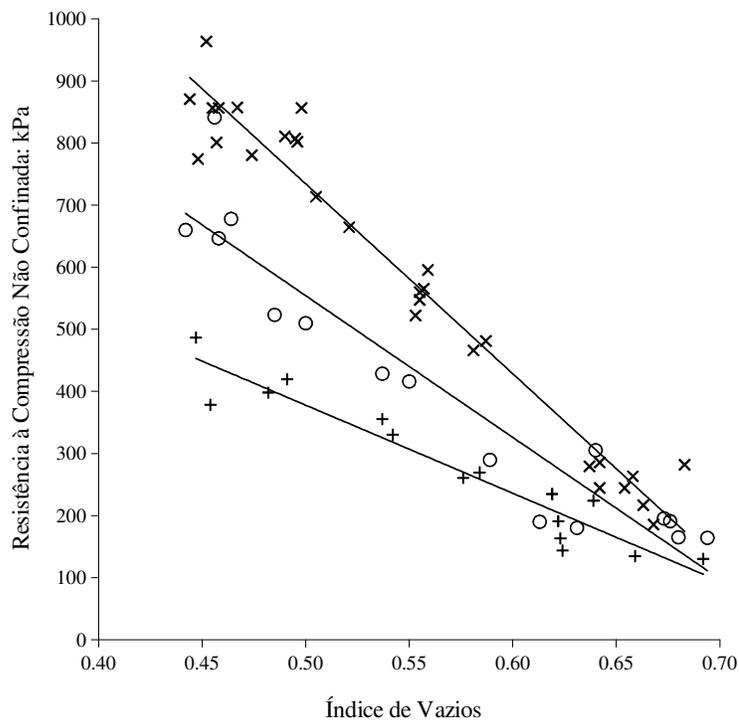


Figura 36. Variação da resistência à compressão não confinada com o teor de cimento e o índice de vazios na faixa de 0,40-0,70

(fonte: CONSOLI et al., 2004)

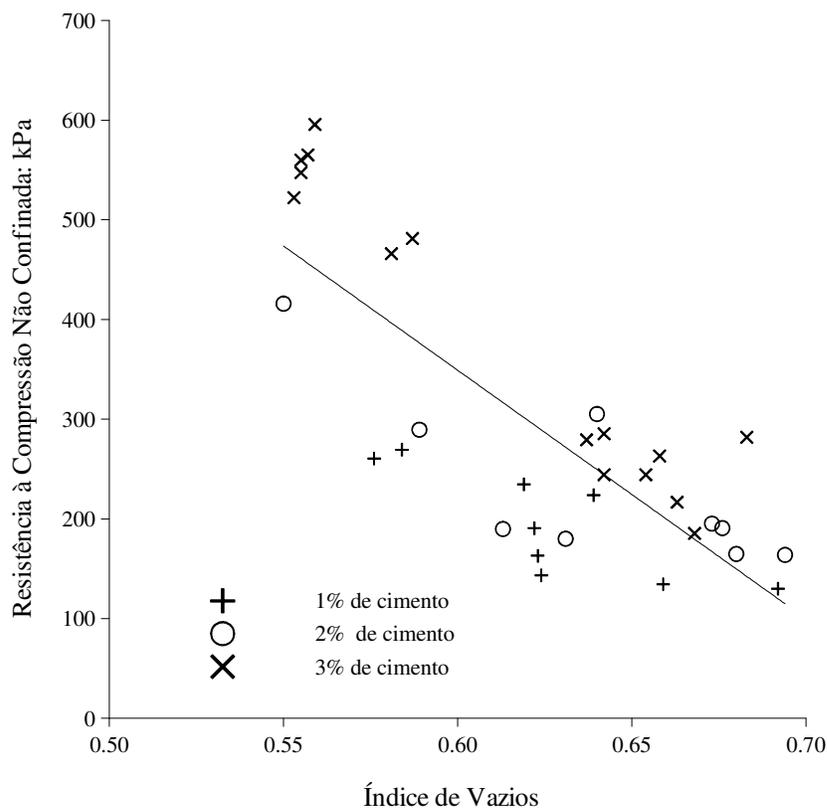


Figura 37. Variação da resistência à compressão não confinada com o teor de cimento e o índice de vazios na faixa de 0,55-0,70 (baseado em: CONSOLI et al., 2004)

5.2.2 Comportamento na Compressão Isotrópica

Os resultados de compressão isotrópica considerados no presente trabalho se referem basicamente a dois conjuntos distintos de ensaios realizados sobre amostras artificialmente cimentadas e reconstituídas do solo areno-siltoso residual de arenito Botucatu (AS-R e AS-CP).

O primeiro destes conjuntos (ROTTA, 2000; ROTTA et al.; 2003, 2004) se refere a ensaios realizados sobre amostras reconstituídas e artificialmente cimentadas preparadas com teores de cimento portland de 1, 2 e 3% e curadas com a aplicação de tensões de confinamento (cura sob tensão). Os resultados destes ensaios estão sumarizados na Tabela 15 e são mostrados nas

Figuras 38 a 40, no espaço logaritmo das tensões efetivas médias versus índice de vazios ($\log p':e$). A nomenclatura empregada por Rotta et al. (2003) para a identificação dos ensaios isotrópicos, mantida no presente trabalho, segue a seguinte descrição geral: $ISO(x)y-z$, onde x é o teor de cimento utilizado, y é a tensão isotrópica aplicada durante a cura (em kN/m^2), e z é a máxima tensão isotrópica aplicada no ensaio (em kN/m^2).

A curva identificada como $ISO(0)0-3000$, incluída nas Figuras 38 a 40, foi obtida a partir de um corpo-de-prova preparado sem a adição de cimento e representa o comportamento do solo no estado reconstituído (AS-R), isto é, representa a linha de compressão normal intrínseca do material (BURLAND, 1990). O primeiro ponto de cada uma das demais curvas representa a posição do material, isto é, o índice de vazios e a tensão efetiva média, ao final do processo de cura e no início do carregamento isotrópico propriamente dito, posição esta que resulta de um adensamento inicial do corpo-de-prova anterior à formação das ligações cimentantes.

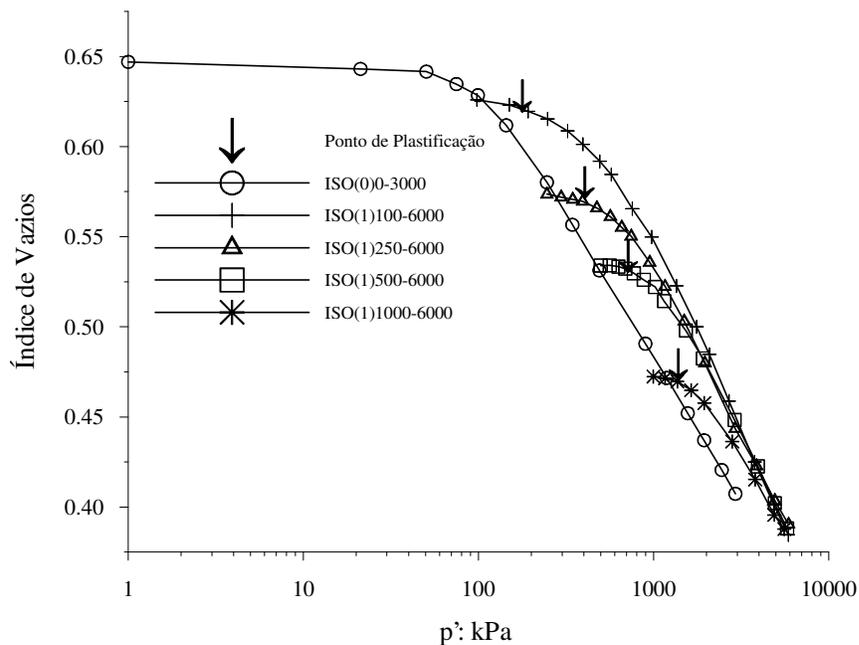


Figura 38. Curvas de compressão isotrópica: 1% de cimento (AS-CP)
(baseado em: ROTTA et al., 2003)

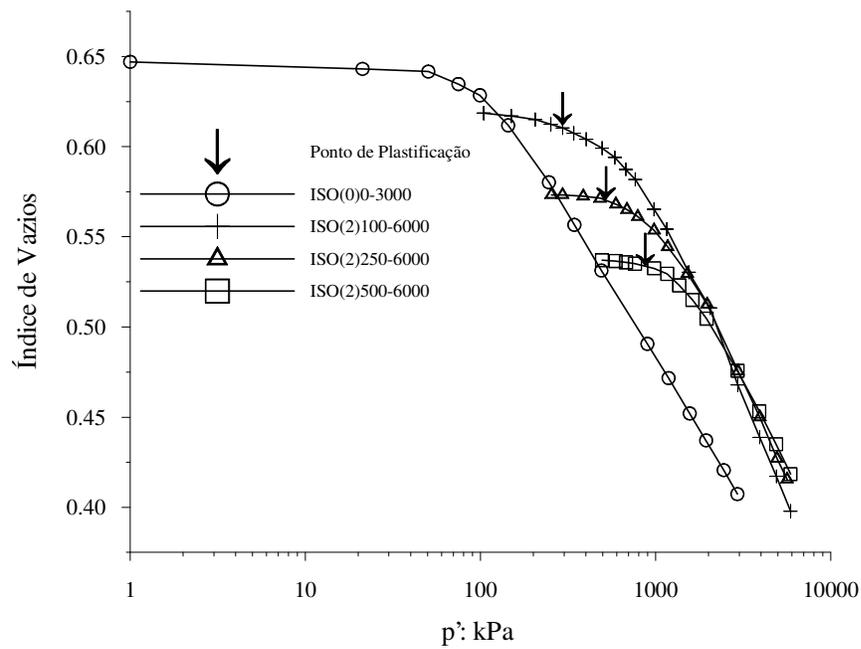


Figura 39. Curvas de compressão isotrópica: 2% de cimento (AS-CP)
(baseado em: ROTTA et al., 2003)

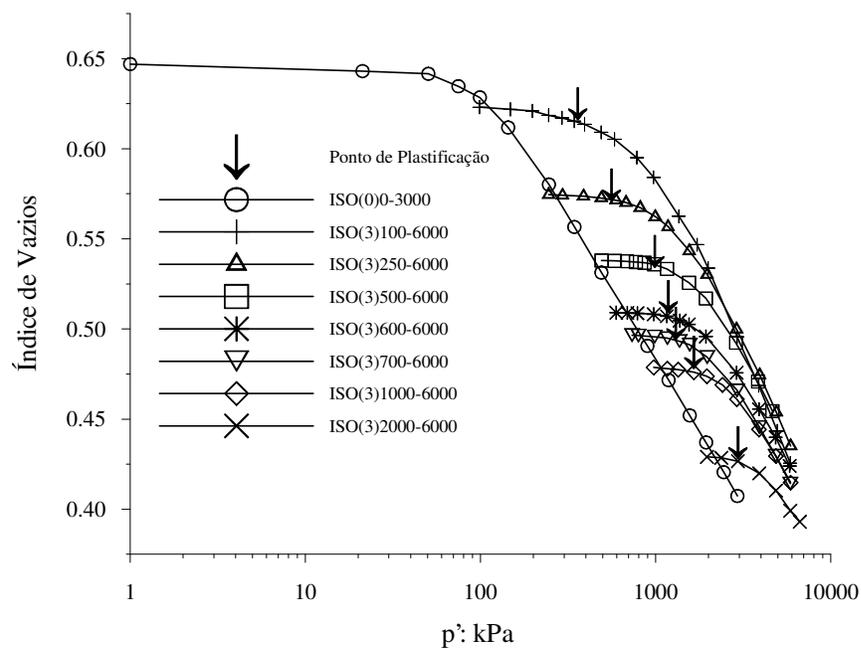


Figura 40. Curvas de compressão isotrópica: 3% de cimento (AS-CP)
(baseado em: ROTTA et al., 2003)

Tabela 15. Sumário dos ensaios isotrópicos (AS-R e AS-CP)
(baseado em: ROTTA et al., 2003)

IDENTIFICAÇÃO DO ENSAIO	TEOR DE CIMENTO (%)	TENSÃO ISOTRÓPICA DE CURA (kN/m ²)	ÍNDICE DE VAZIOS INICIAL	TENSÃO DE PLASTIFICAÇÃO INCREMENTAL (kN/m ²)	MÓDULO VOLUMÉTRICO INICIAL (MN/m ²)
ISO(0)0-3000	0	--	0.65	--	6.0
ISO(1)100-6000	1	98	0.62	80	25.9
ISO(1)250-6000		246	0.57	159	45.7
ISO(1)500-6000		499	0.53	216	57.0
ISO(1)1000-6000		998	0.47	385	79.8
ISO(2)100-6000	2	104	0.62	190	36.4
ISO(2)250-6000		254	0.57	267	68.0
ISO(2)500-6000		494	0.54	380	147.0
ISO(3)100-6000	3	99	0.62	260	48.4
ISO(3)250-6000		245	0.57	315	167.0
ISO(3)500-6000		492	0.54	498	267.2
ISO(3)600-6000		596	0.51	587	393.9
ISO(3)700-6000		733	0.49	572	395.0
ISO(3)1000-6000		974	0.48	679	440.2
ISO(3)2000-6000		1960	0.43	989	563.9

O segundo conjunto de dados de compressão isotrópica foi obtido durante a realização do programa complementar de ensaios na *City University*, em Londres, conforme descrição apresentada na Tabela 13.

Em relação aos resultados de Rotta et al. (2003), os ensaios do programa complementar se diferenciam pelo nível máximo de tensões isotrópicas alcançado nos ensaios, 50 MPa contra 6 MPa nos ensaios de Rotta et al. (2003), bem como pelo tipo de cura dos corpos-de-prova cimentados, cura normal em contraste com a cura sob tensão empregada nos ensaios de Rotta et al. (2003). A Figura 41 mostra, no espaço logaritmo das tensões efetivas médias versus volume específico ($\log p':v$), as curvas obtidas para os corpos-de-prova reconstituídos (AS-R), artificialmente cimentados (AS-CP com 3 e 5% de adição de cimento portland) e para um único corpo-de-prova naturalmente cimentado (AS-N) (MARTINS, 2001). A Tabela 16 apresenta um sumário dos resultados de compressão isotrópica obtidos no programa complementar de ensaios.

A nomenclatura utilizada para estes ensaios identifica, além do material ensaiado, o teor de cimento e o número do ensaio. Por exemplo, *ISO-AS-CP3/1* identifica o ensaio isotrópico n. 1 realizado com o material AS-CP, com 3% de adição do agente cimentante, no caso cimento portland.

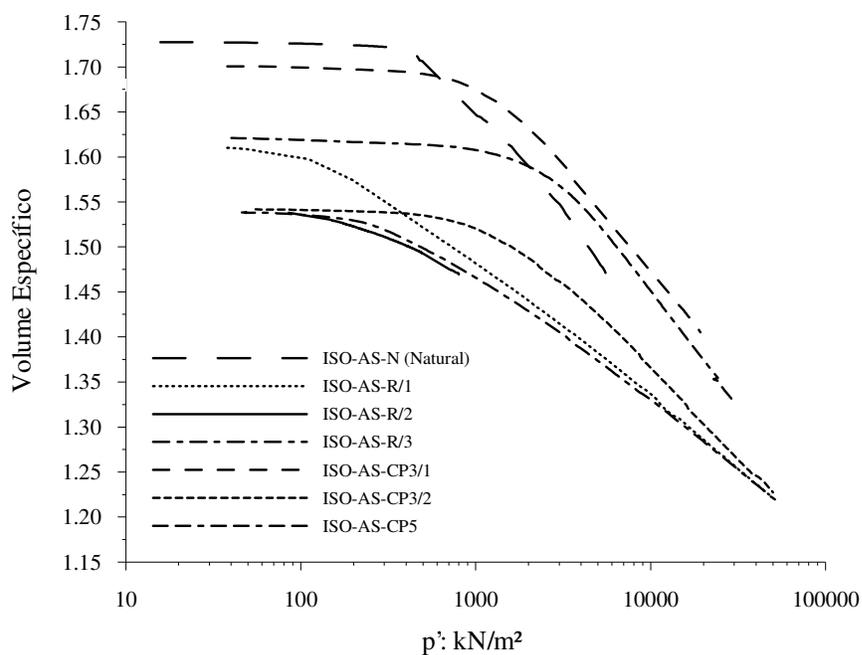


Figura 41. Curvas de compressão isotrópica obtidas no programa complementar de ensaios (AS-CP, AS-R e AS-N)

Tabela 16. Sumário dos ensaios isotrópicos do programa complementar de ensaios (AS-CP, AS-R e AS-N)

IDENTIFICAÇÃO DO ENSAIO	TEOR DE CIMENTO (%)	TENSÃO ISOTRÓPICA DE CURA (kN/m ²)	ÍNDICE DE VAZIOS INICIAL	TENSÃO DE PLASTIFICAÇÃO (kN/m ²)	MÓDULO VOLUMÉTRICO INICIAL (MN/m ²)
ISO-AS-N	--	--	0,73	310	91,2
ISO-AS-R/1	0	--	0,61	110	9,1
ISO-AS-R/2		--	0,54	--	11,2
ISO-AS-R/3		--	0,54	220	24,0
ISO-AS-CP3/1	3	--	0,70	600	95,1
ISO-AS-CP3/2		--	0,54	520	112,7
ISO-AS-CP5		--	0,62	980	152,6

Em relação aos ensaios isotrópicos realizados sobre o material AS-R (reconstituído), os resultados obtidos no programa complementar de ensaios são bastante consistentes em relação aos resultados obtidos por Rotta et al. (2003). A Tabela 17 apresenta os parâmetros N e λ das equações das linhas de compressão normal intrínsecas (LCVI), isto é, do material reconstituído, para os dois conjuntos de ensaios, sendo N o volume específico correspondente a uma tensão isotrópica unitária e λ o gradiente da LCVI.

Tabela 17. Parâmetros das linhas de compressão normal do material reconstituído de acordo com a equação $v = N + \lambda \ln p'$

IDENTIFICAÇÃO DO ENSAIO	N	λ	REFERÊNCIA
ISO(0)0-3000	1,962	-0,0693	Rotta et al. (2003)
ISO-AS-R/1	1,973	-0,0694	--
ISO-AS-R/2	--	--	--
ISO-AS-R/3	1,936	-0,0660	--

5.2.2.1 Módulos de Deformação Volumétrica Iniciais

Valores de módulo de deformação volumétrica inicial ($B_0 = \delta p' / \delta \epsilon_v$) para os ensaios mostrados nas Figuras 38 a 40 e 41, correspondentes ao trecho inicial da curva isotrópica até o ponto de plastificação primário, estão apresentados nas Tabelas 15 e 16, respectivamente. A Figura 42 mostra a influência do índice de vazios inicial ou de cura e do teor de adição de cimento sobre o módulo de deformação volumétrica inicial. Pode ser notado nesta figura que o aumento no módulo de deformação volumétrica causado pelo aumento da cimentação é muito mais pronunciado para baixos valores do índice de vazios e que, para a faixa de graus de cimentação investigada, o módulo tende a um único valor na medida que o índice de vazios aumenta, corroborando o comportamento observado para a resistência à compressão não confinada e demonstrando, mais uma vez, o efeito acoplado da densidade e da cimentação sobre o comportamento geotécnico de materiais cimentados (e.g. HUANG; AIREY, 1998).

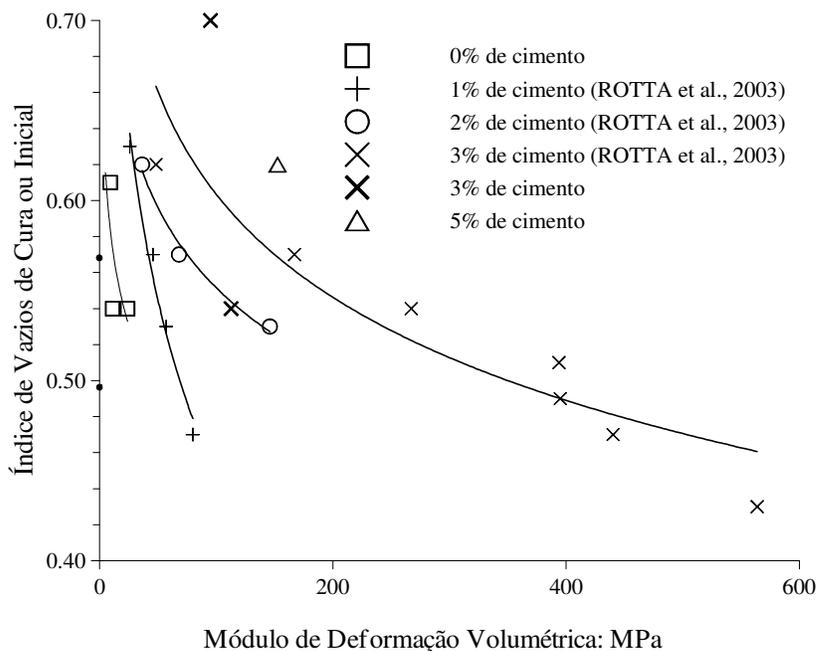


Figura 42. Variação do módulo de deformação volumétrica inicial com o índice de vazios e o teor de cimento

É importante observar que na Figura 42 estão plotados tanto os resultados obtidos no programa complementar de ensaios realizados no presente trabalho como os resultados de Rotta et al. (2003), indicando uma relativa coerência entre os dois programas experimentais, ao menos em relação à avaliação dos módulos de deformação volumétrica iniciais. Isto era esperado, pois além do solo ser o mesmo (AS-), o agente cimentante é do mesmo tipo e proveniente da mesma fonte.

5.2.2.2 Plastificação e Degradação da Cimentação

Em contraste com diversos exemplos da literatura (e.g. LEROUEIL; VAUGHAN, 1990; CUCCOVILLO; COOP, 1997b), não há, nos resultados de Rotta et al. (2003) mostrados nas Figuras 38 a 40, pontos de plastificação claramente definidos. Dificuldades semelhantes na determinação de pontos de plastificação tem sido relatados por diversos autores, como Barksdale e Blight (1997) para solos residuais, Kavvas et al. (1993) para uma margá (Corinth marl) e Cecconi et al. (1998) para rochas brandas, e tem sido explicadas como sendo

o resultado da quebra gradual das ligações cimentantes. Ainda, a graduação do solo (e.g. MARTINS et al., 2001) e as características microestruturais do agente cimentante (e.g. ISMAIL et al., 2002) podem acrescentar dificuldades significativas na identificação de pontos de plastificação em solos cimentados.

No presente trabalho, assim como em Rotta et al. (2003), o ponto de plastificação primário, isto é, o ponto no qual começa a quebra das ligações cimentantes, foi determinado na curva de compressão isotrópica plotada em escala natural quando esta desvia de um comportamento inicial supostamente linear, conforme ilustra a Figura 43. Esta definição é consistente com a abordagem empregada em muitos outros trabalhos encontrados na literatura (e.g. CUCCOVILLO; COOP, 1997b).

Para os resultados obtidos por Rotta et al. (2003), os pontos correspondentes às tensões de plastificação primárias dos materiais cimentados são indicados por setas nas Figuras 38 a 40. Na Tabela 15 são reportados os valores para a tensão de plastificação incremental ($\Delta p'_y$) que, de acordo com a definição de Rotta et al. (2003), é a diferença entre a tensão de plastificação primária p'_y e a tensão isotrópica de cura p'_{cura} , de forma que $p'_y = p'_{cura} + \Delta p'_y$.

Em relação aos resultados mostrados na Figura 41, com exceção do ensaio *ISO-AS-N*, correspondente ao solo naturalmente cimentado (MARTINS, 2001), que apresentou um ponto de plastificação bastante definido, todos os demais ensaios apresentaram dificuldades na determinação das tensões de plastificação semelhantes às aquelas mencionadas anteriormente para os resultados de Rotta et al. (2003). As tensões de plastificação primárias (p'_y) para estes ensaios são apresentadas na Tabela 16.

A Figura 44 mostra a influência combinada do índice de vazios inicial e do teor de adição de cimento sobre a tensão de plastificação incremental, somente para os ensaios realizados com cura sob tensão reportados na Tabela 13 (Rotta et al., 2003). A partir da observação desta figura pode-se concluir que: (1) para corpos-de-prova curados no mesmo índice de vazios, a tensão de plastificação primária na compressão isotrópica aumenta com o aumento da cimentação; (2) para corpos-de-prova com o mesmo teor de cimento, a tensão de plastificação primária aumenta com a redução do índice de vazios de cura; e (3) a contribuição relativa da cimentação no valor da tensão de plastificação primária diminui com a redução do índice de vazios de cura.

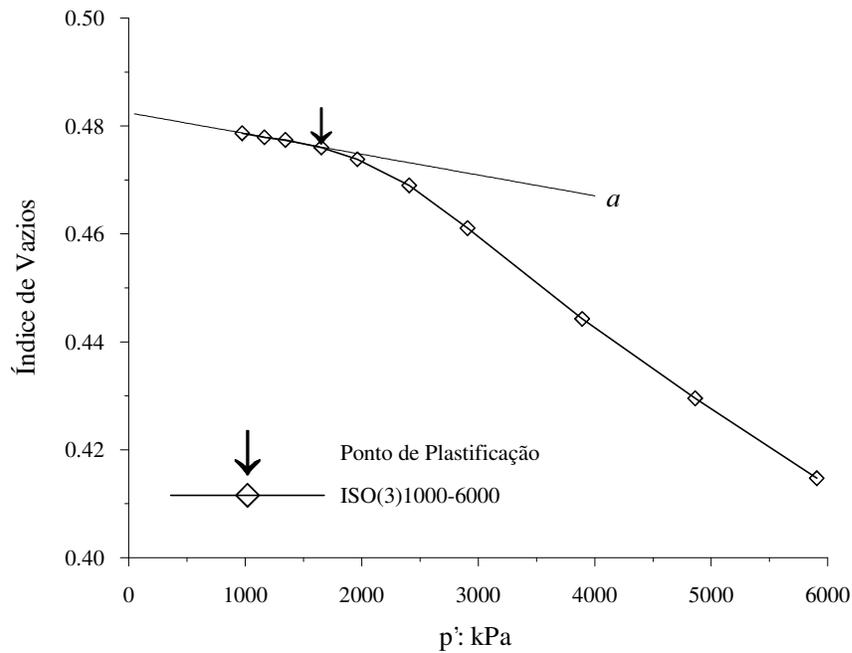


Figura 43. Determinação do ponto de plastificação na compressão isotrópica (fonte: ROTTA et al., 2003)

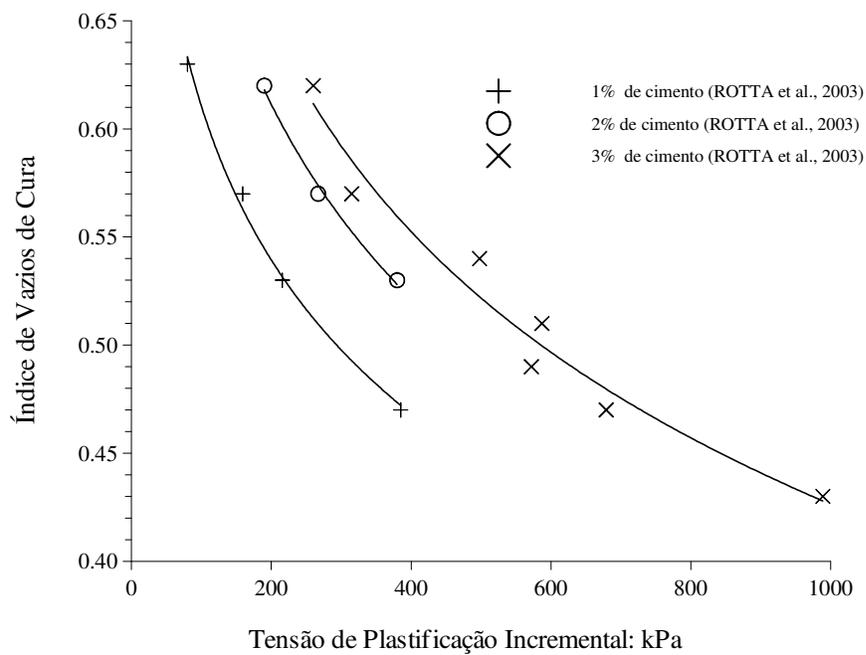


Figura 44. Variação da tensão de plastificação incremental com o índice de vazios e o teor de cimento (baseado em: ROTTA et al., 2003)

5.2.2.3 Relação entre Plastificação, Compressibilidade e Resistência

As Figuras 45 e 46 mostram, para os resultados de Rotta et al. (2003), as relações experimentais observadas da resistência à compressão não confinada com o módulo de deformação volumétrica e com a tensão de plastificação incremental, respectivamente, sugerindo relações aproximadamente lineares e independentes do teor de cimento. Obviamente, relação semelhante pode ser obtida entre o módulo de deformação volumétrica e a tensão de plastificação incremental.

Em trabalho recente, Consoli et al. (2004) sugerem que uma vez que a resistência à compressão não confinada e a história geológica de um determinado estrato cimentado possam ser avaliadas, a rigidez pré-plastificação e a tensão de plastificação primária na compressão poderiam ser obtidas a partir do conhecimento, para um dado material, das relações mostradas nas Figuras 45 e 46. Isto seria de grande importância uma vez que a previsão da tensão de plastificação, a qual representa o início da degradação das ligações cimentantes e uma grande mudança no comportamento geotécnico do material (e.g. LEROUEIL; VAUGHAN, 1990; CUCCOVILLO; COOP, 1997b; CONSOLI et al.; 1998a, 2000), é crucial na análise e modelagem de qualquer estrutura geotécnica que venha a interagir com solos cimentados. Contudo, deve-se salientar que pesquisa adicional é necessária antes que qualquer generalização para outros materiais e condições de carregamento diferentes possa ser feita.

5.2.2.4 Padrões Gerais de Comportamento

As curvas de compressão isotrópicas apresentadas até aqui para o solo cimentado em estudo são similares na forma àquelas reportadas na literatura para solos estruturados em geral, e para solos artificialmente ou naturalmente cimentados em particular (e.g. LEROUEIL; VAUGHAN, 1990). Os corpos-de-prova cimentados apresentam-se inicialmente muito mais rígidos que no estado reconstituído, tornando-se gradualmente mais deformáveis em direção ao estado reconstituído (não cimentado) à medida que a tensão isotrópica aumenta.

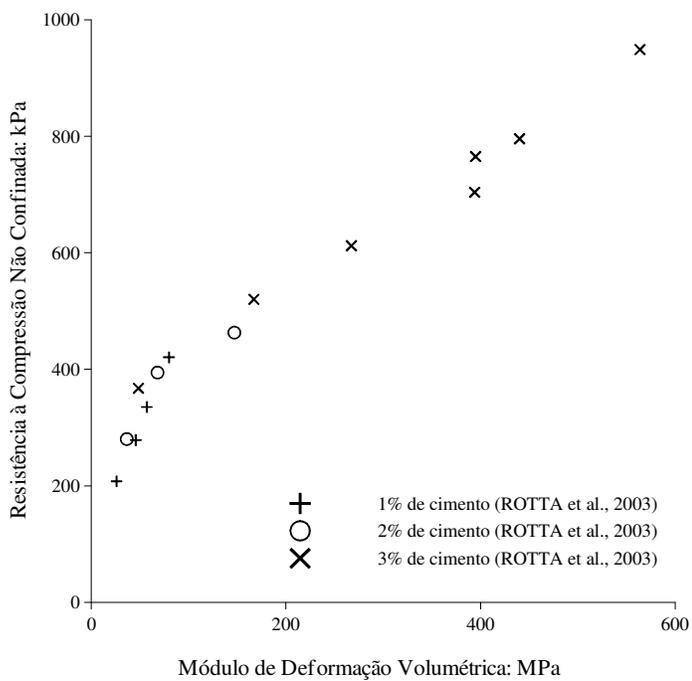


Figura 45. Relação entre o módulo de deformação volumétrica e a resistência à compressão não confinada

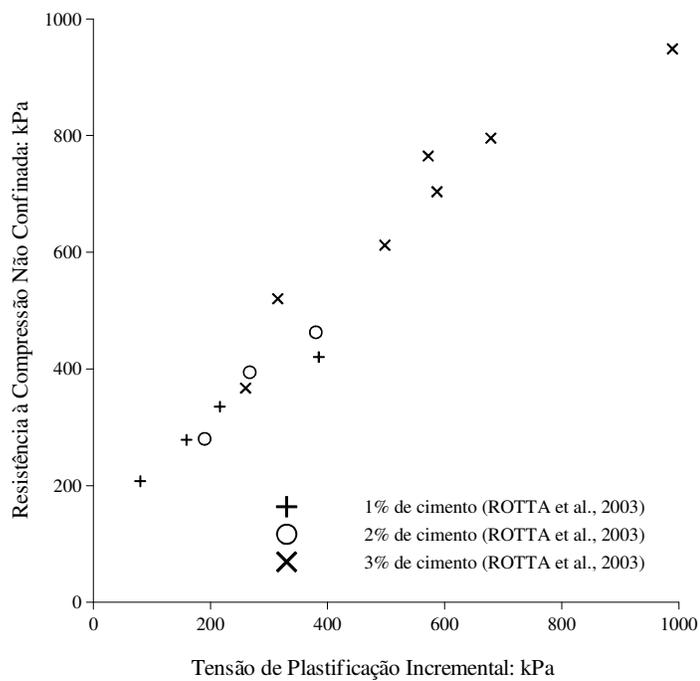


Figura 46. Relação entre a tensão de plastificação incremental e a resistência à compressão não confinada

A Figura 47 mostra, de forma esquemática, o padrão de comportamento observado em ensaios isotrópicos. Embora baseado nos resultados de Rotta et al. (2003), o comportamento descrito a seguir também reflete, qualitativamente, a resposta observada nos ensaios do programa complementar mostrados na Figura 41. Após atingir o ponto de plastificação primário, todos os materiais cimentados, com uma variedade de índices de vazios iniciais, seguem uma linha de compressão pós-plastificação (LCPP) única para cada grau de cimentação, a qual converge com a linha de compressão intrínseca (LCVI ou LCI) do material no estado reconstituído na medida que as tensões efetivas médias aumentam. Esta característica tem sido observada por outros autores, como Cuccovillo e Coop (1999) para calcarenitos naturais com índices de vazios variáveis. A zona entre a linha de compressão pós-plastificação e a linha de compressão intrínseca define o espaço dos estados permissíveis para o material cimentado (LEROUEIL; VAUGHAN, 1990).

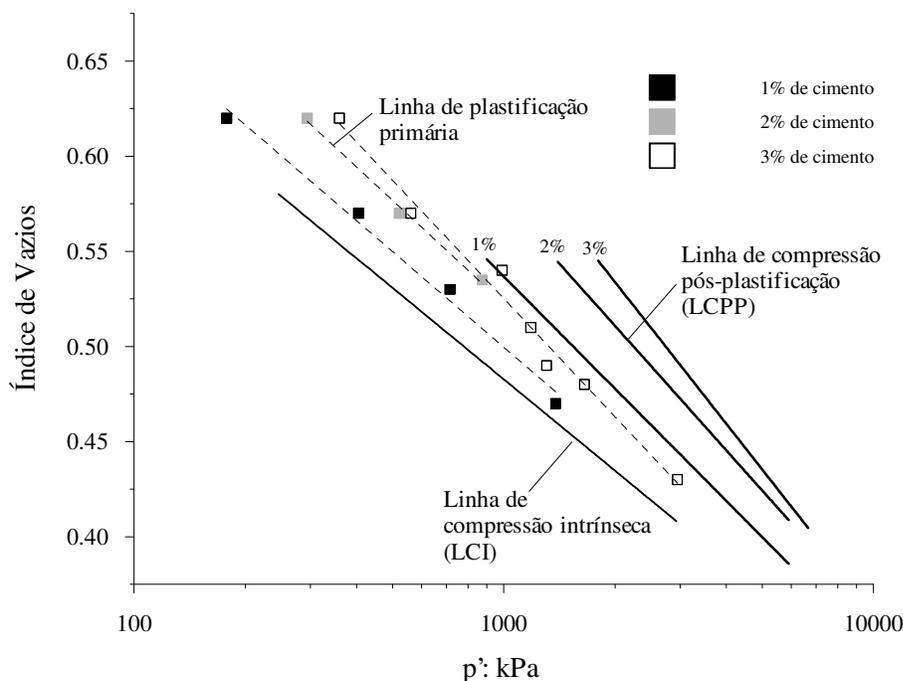


Figura 47. Comportamento idealizado de solos cimentados na compressão isotrópica (baseado em: ROTTA et al., 2003)

A Figura 47 mostra ainda como a linha de compressão pós-plastificação expande com o aumento da cimentação. A extrapolação das linhas LCVI e LCPPs mostradas na Figura 47 sugere que a convergência, isto é, a desestruturação completa do material, ocorreria somente para tensões isotrópicas superiores a 30 MPa, independentemente do grau de cimentação. Os ensaios mostrados na Figura 41, levados a altas tensões efetivas médias, de certa forma confirmam esta hipótese, indicando uma convergência, com exceção do ensaio *ISO-AS-CP3/1*, para tensões iguais ou superiores a 50 MPa.

De acordo com Rotta et al. (2003), tal comportamento não poderia ser integralmente atribuído à quebra gradual das ligações cimentantes após a plastificação primária, podendo estar relacionado, por hipótese, com modificações na textura ou com características granulométricas peculiares do solo matriz, no caso um solo areno-siltoso com granulometria descontínua (e.g. THEVANAYAGAM; MOHAN, 2000; MARTINS et al., 2001).

Também mostradas na Figura 47, as linhas de plastificação primária se situam, para o solo cimentado investigado, entre a LCVI e a LCPP e igualmente convergem para a linha de compressão intrínseca do material reconstituído (LCVI). Para outros materiais, o comportamento relatado na literatura difere do observado no presente trabalho. Para um calcarenito natural ensaiado por Cuccovillo e Coop (1999a), a linha de plastificação praticamente coincidiu com a LCPP, talvez em razão de que o calcarenito estudado tenha sido naturalmente cimentado a pequenas profundidades antes de ser soterrado por camadas subjacentes, e não cimentado sobre a LCVI, como é o caso dos materiais ensaiados por Rotta et al. (2003). Neste caso, as linhas de plastificação necessariamente estão à direita da LCVI.

Embora na Figura 47, tanto as linhas de plastificação com as LCPPs estejam representadas por linhas retas, elas não podem se manter lineares em toda a faixa de tensões, já que estas linhas não podem cruzar com a LCVI, pois sempre haverá, não importa para qual tensão o corpo-de-prova tenha sido curado, uma contribuição positiva da cimentação na tensão de plastificação.

5.2.3 Comportamento na Compressão Triaxial

Curvas típicas tensão-deformação e as correspondentes curvas de variação volumétrica, plotadas no espaço deformação axial versus tensão desvio ($\varepsilon_a : q$) e no espaço deformação axial versus deformação volumétrica ($\varepsilon_a : \varepsilon_p$), são apresentadas a seguir para os vários materiais cimentados e reconstituídos compilados de trabalhos anteriores, conforme identificação mostrada na Tabela 18.

Tabela 18. Resumo e identificação dos ensaios triaxiais compilados de trabalhos anteriores

IDENTIFICAÇÃO DOS GRUPOS DE ENSAIOS	PORCENTAGEM DE CIMENTO (%)	TENSÕES EFETIVAS MÉDIAS INICIAIS p'_i (KN/m ²)	FIGURAS	REFERÊNCIAS
TRI-AS-R-1	0	20, 60 e 100	48	Prietto (1996); Schnaid et al, (2001)
TRI-AS-R-2	0	20, 60, 100 e 200	50	Consoli et al. (2003a); Casagrande et al. (2002); Casagrande (2001)
TRI-AS-R-3	0	50, 250 e 500	51	Consoli et al. (2000); Rotta (2000)
TRI-AS-CP-1	1, 3 e 5	20, 60 e 100	48 e 49	Prietto (1996); Schnaid et al, (2001)
TRI-AS-CP-2	3	50, 250 e 500	51	Consoli et al. (2000); Rotta (2000)
TRI-AFU-R	3	20, 60 e 100	52	Consoli et al. (2002a); Montardo (1999)
TRI-AFU-CP	7	20, 60 e 100	52	Consoli et al. (2002a); Montardo (1999)
TRI-ARG-R	0	20, 60 e 100	53	Rohlfes Jr. (1996)
TRI-ARG-N	--	20, 60 e 100	53	Rohlfes Jr. (1996)
TRI-ARG-CP	5 e 7	20, 60 e 100	54	Rohlfes Jr. (1996); Consoli et al. (1996)

Cabe observar que todos os ensaios listados na Tabela 18 e apresentados nas Figuras 48 a 54 são ensaios triaxiais convencionais drenados. Com exceção dos ensaios mostrados na Figura 51, obtidos por Rotta (2000), todos os demais resultados referentes a solos cimentados foram obtidos a partir de corpos-de-prova preparados com cura normal.

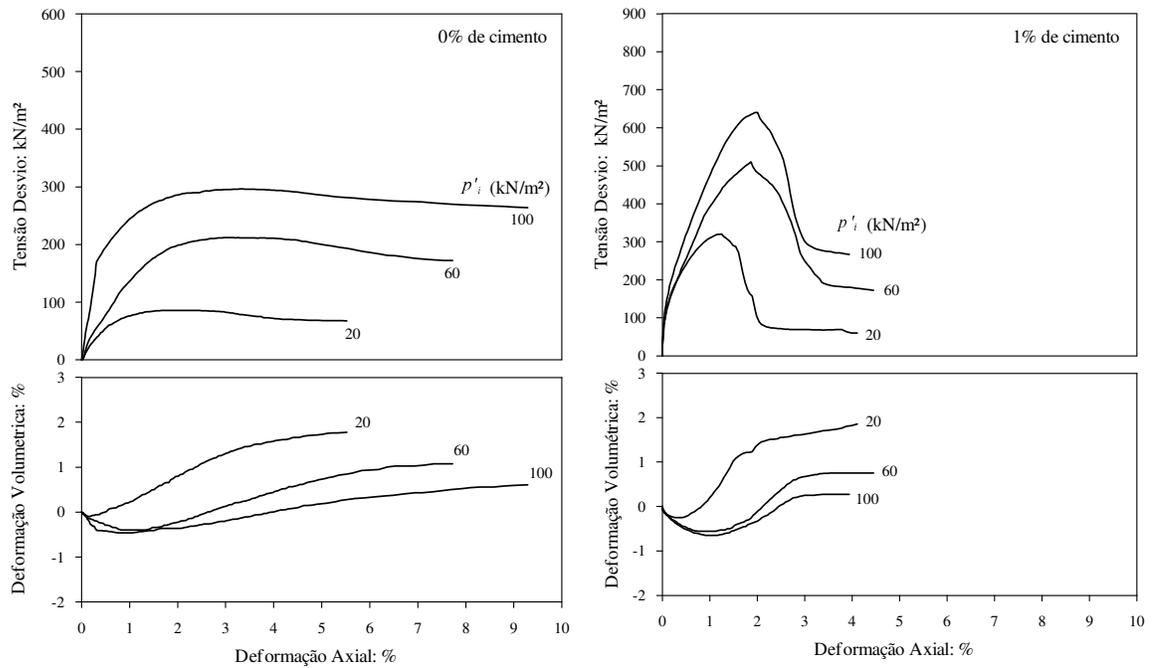


Figura 48. Comportamento tensão deformação para os materiais AS-R e AS-CP: 0% e 1% de cimento (baseado em: SCHNAID et al., 2001)

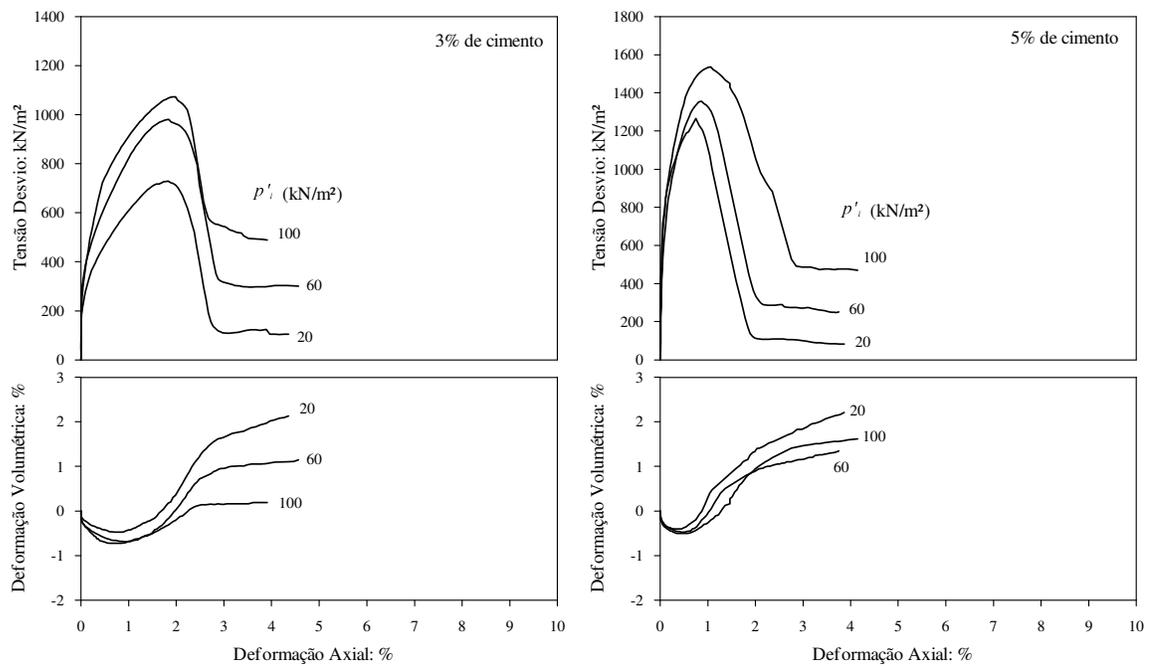


Figura 49. Comportamento tensão deformação para o material AS-CP: 3% e 5% de cimento (baseado em: SCHNAID et al., 2001)

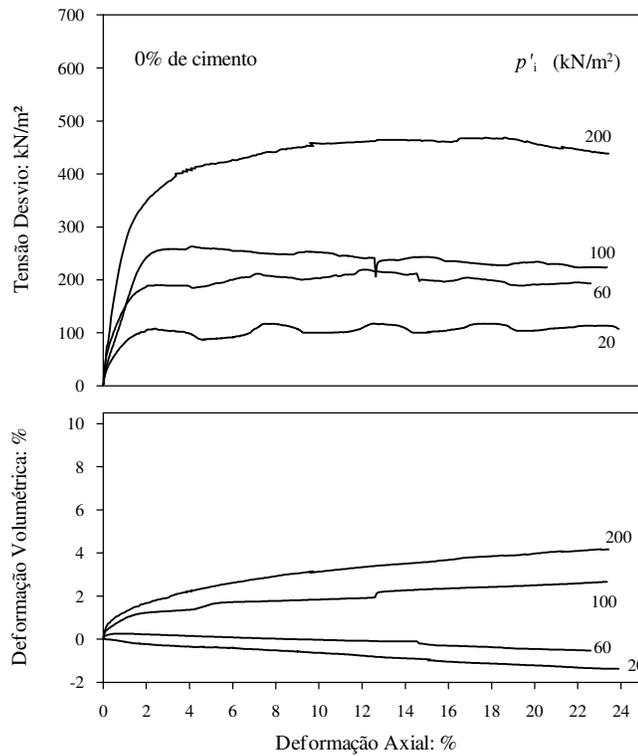


Figura 50. Comportamento tensão deformação para o material AS-R:
0% de cimento (baseado em: CONSOLI et al., 2003a)

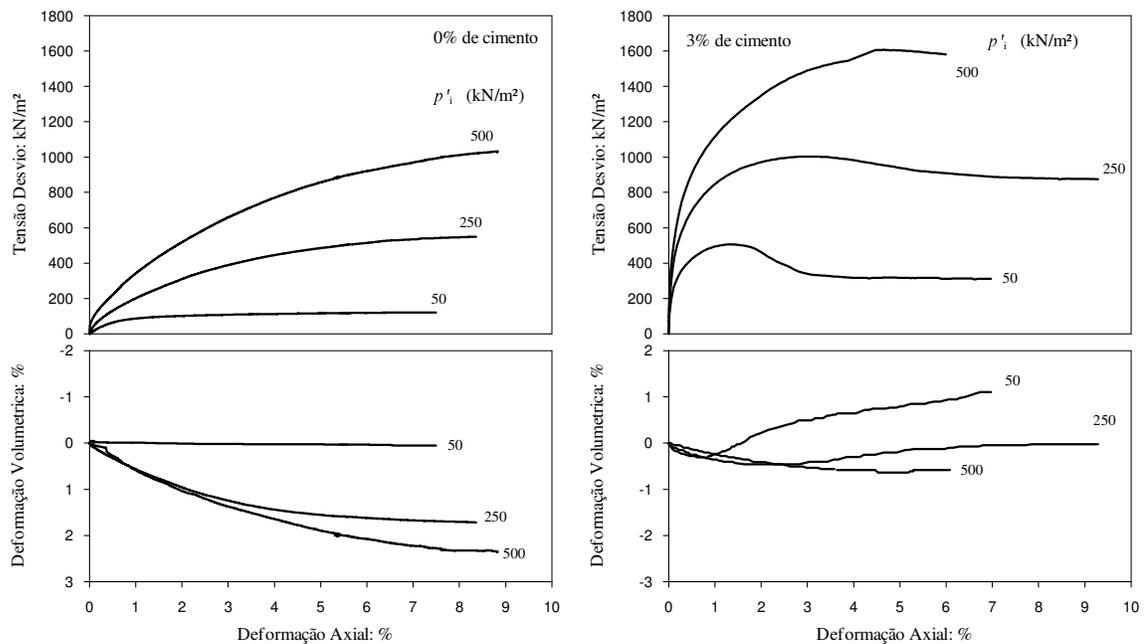


Figura 51. Comportamento tensão deformação para o material AS-R e
AS-CP: 0% e 3% de cimento (fonte: ROTTA, 2000)

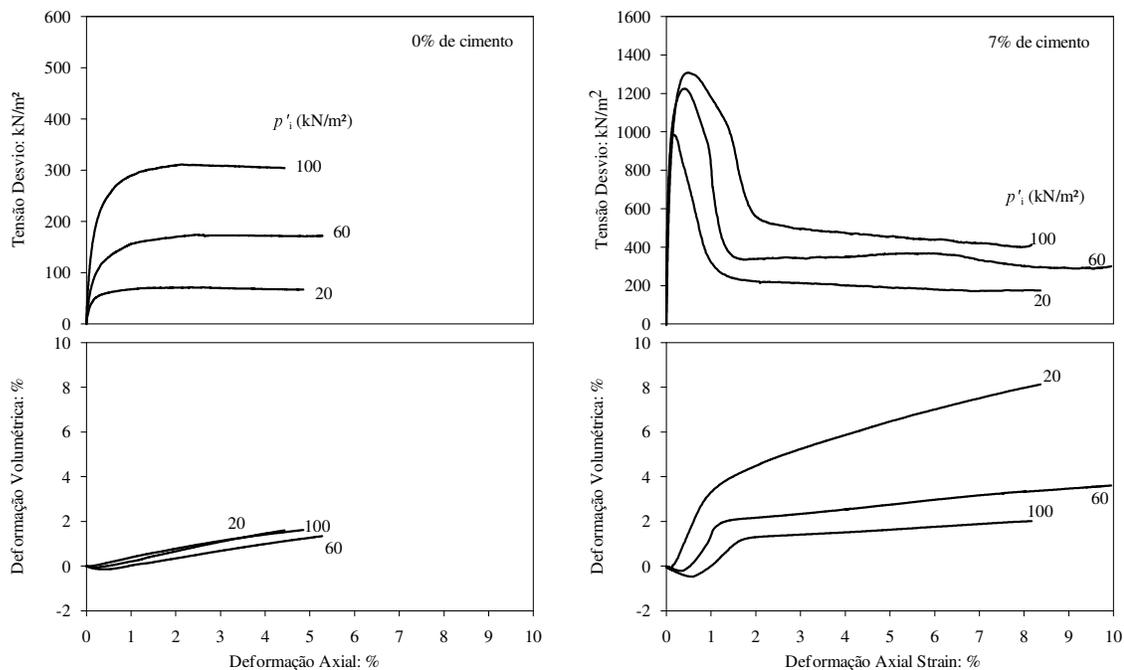


Figura 52. Comportamento tensão deformação para os materiais AFU-R e AFU-CP: 0% e 7% de cimento (baseado em: MONTARDO, 1999)

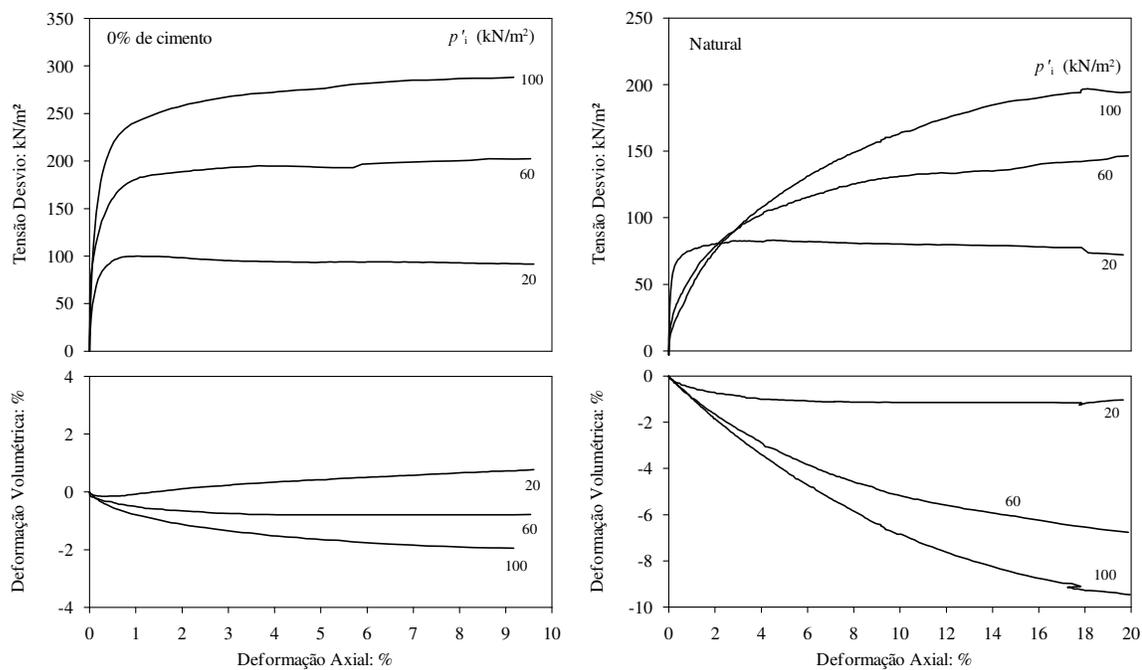


Figura 53. Comportamento tensão deformação para os materiais ARG-R e ARG-N (baseado em: ROHLFES JR., 1996)

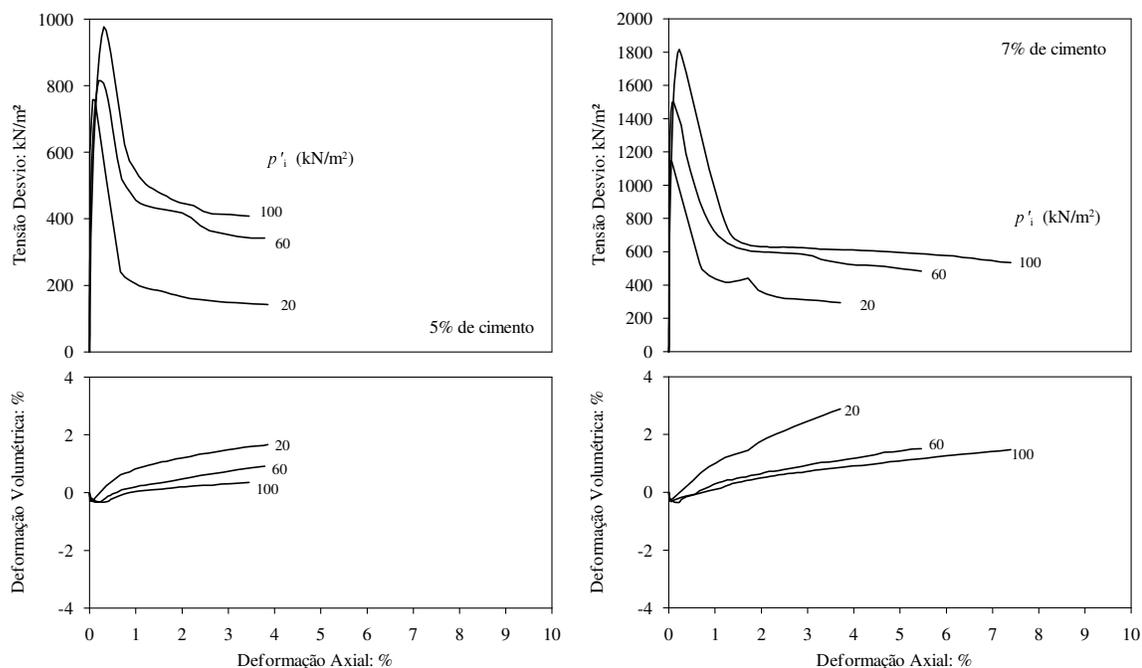


Figura 54. Comportamento tensão deformação para o material ARG-CP:
5% e 7% de cimento (baseado em: ROHLFES JR., 1996)

A Tabela 19 apresenta um panorama geral dos resultados dos ensaios triaxiais compilados a partir de trabalhos anteriores. A coluna (1) apresenta a identificação de cada ensaio; a coluna (2) se refere à resistência não confinada do material; as colunas (3), (4) e (5) dizem respeito às principais variáveis do comportamento geotécnico, respectivamente a cimentação (teor de adição de cimento), a tensão efetiva média inicial e o índice de vazios inicial; as colunas (6), (8) e (9) referem-se à ruptura dos corpos-de-prova, enquanto que as colunas (7), (10) e (11) dizem respeito ao estado último.

Nas Figuras 55 a 60 são mostradas as curvas tensão-deformação e de variação volumétrica para os ensaios do programa complementar realizado durante o presente trabalho, juntamente com as trajetórias seguidas em cada ensaio. Os números entre parênteses indicados junto às curvas indicam os números de ordem dos ensaios conforme especifica a Tabela 20, que apresenta um resumo das características e dos parâmetros de resistência obtidos.

As curvas tensão-deformação apresentadas identificam uma tendência geral comum a todos os ensaios triaxiais analisados. Um exame detalhado destas curvas mostra que, de forma geral, o comportamento tensão-deformação dos solos cimentados investigados, em comparação com o mesmo material no estado reconstituído, pode ser descrito como sendo muito rígido

inicialmente, aparentemente linear, até um ponto de plastificação bem definido, a partir do qual o solo experimenta deformações plásticas crescentes até a ruptura. O comportamento pós-ruptura caracteriza-se por uma queda da tensão desvio, mais intensa e rápida nas amostras de maior grau de cimentação, e pela existência de um estado último, ao que tudo indica independente do grau de cimentação, onde a tensão desvio se aproxima de um valor estável com as deformações axiais crescentes. Quanto à variação de volume, as amostras apresentam uma compressão inicial seguida de uma forte expansão que, após a ruptura, diminui o seu gradiente tendendo, no final, para um valor constante. Observa-se, ainda, que os solos cimentados apresentam um comportamento claramente frágil na ruptura com a observação de planos de cisalhamento perfeitamente definidos. Esta fragilidade parece aumentar com o aumento do grau de cimentação e diminuir com o aumento das tensões efetivas médias iniciais. No entanto, tendo em vista a faixa de tensões utilizada nos ensaios sobre amostras cimentadas, não foi possível observar a transição do comportamento frágil para o dúctil que caracteriza o comportamento de materiais cimentados.

5.2.3.1 Rigidez Inicial

Quanto aos módulos de deformação do solo cimentado, a interpretação dos resultados possui algum grau de complexidade, na medida em que os seus valores variam não só em função do nível de tensões efetivas médias e do grau de cimentação, mas também dependem do nível de deformações (e.g. JARDINE et al.; 1984, 1986; BELOTTI et al., 1989; HIGHT; JARDINE, 1993; TATSUOKA et al., 1993; KIM et al., 1994). Este comportamento é claramente identificado na Figura 61, que apresenta a variação do módulo secante com as deformações axiais, para alguns dos ensaios triaxiais analisados (SCHNAID et al., 2001).

Valores de módulos secantes, calculados para diversos níveis de deformação, são apresentados na Tabela 21. O módulo tangente máximo (E_o) relatado na Tabela 21 para alguns ensaios, corresponde a um valor estimado no trecho inicial da curva de degradação, quando esta é plotada em escala apropriada.

Tabela 19. Resumo dos resultados dos ensaios triaxiais compilados de trabalhos anteriores

IDENTIF. DOS ENSAIOS ¹	q_u (kN/m ²)	C (%)	P'_i (kN/m ²)	e_i	q_{rup} (kN/m ²)	q_{ult} (kN/m ²)	ϕ' (graus)	c' (kN/m ²)	ϕ'_{ult} (graus)	c'_{ult} (kN/m ²)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
TRI-AS-R-1		0	20	0,53	85,8	67,7				
FIG. 48	--	0	60	0,52	212,0	172,0	35	9,9	34	5,4
		0	100	0,52	296,3	263,8				
TRI-AS-R-2		0	20	0,52	108,0	107,3				
FIG. 50	--	0	60	0,53	219,4	193,3	30	23	--	--
		0	100	0,51	263,1	223,5				
		0	200	0,52	468,6	438,4				
TRI-AS-R-3		0	50	0,62	124,6	124,2				
FIG. 51	--	0	250	0,57	548,8	548,8	30	8,3	30	8,5
		0	500	0,54	1033,8	1026,4				
TRI-AS-CP-1		1	20	0,51	320,2	59,7				
FIGS. 48 e 49	305	1	60	0,52	510,2	172,6	41	56,7	34	2,8
		1	100	0,52	640,3	266,7				
		3	20	0,53	729,1	104,4				
	737	3	60	0,52	980,9	300,4	44	137,6	44	3,1
		3	100	0,51	1072,8	488,9				
		5	20	0,51	1266,2	82,9	39	276,7	44	0,0
	1168	5	60	0,52	1355,7	250,2				
		5	100	0,52	1535,8	470,1				
TRI-AS-CP-2	385 ²	3	50	0,62	505,2	310,6				
FIG. 51	540 ²	3	250	0,57	1003,6	875,2	33	104,0	36	43,8
	630 ²	3	500	0,54	1606,6	1583,8				
TRI-AFU-R		0	20	0,65	72,0	63,0				
FIG. 52	--	0	60	0,65	174,0	168,0	37	0,0	36	0,0
		0	100	0,65	311,0	299,0				
TRI-AFU-CP		7	20	0,65	985,0	171,0				
FIG. 52	1100 ²	7	60	0,65	1225,0	300,0	43	200,0	38	15,0
		7	100	0,65	1308,0	380,0				
TRI-ARG-R		0	20	--	99,9	91,6				
FIG. 53	--	0	60	--	202,0	202,0	33	15,0	34	10,1
		0	100	--	288,2	288,2				
TRI-ARG-CP		5	20	--	758,5	142,5				
FIG. 54	449	5	60	--	815,0	342,0	44	123,0	41	23,1
		5	100	--	977,5	407,9				
		7	20	--	1147,4	293,9				
	1066	7	60	--	1500,5	483,0	49	205,0	39	59,0
		7	100	--	1816,7	534,6				
TRI-ARG-N			20	--	83,0	68,8				
FIG. 53	--	--	60	--	147,0	83,0	26	16,2	29	10,0
			100	--	197,0	196,1				

¹ Ver referências de cada grupo de ensaios na Tabela 18; ² Valores estimados.

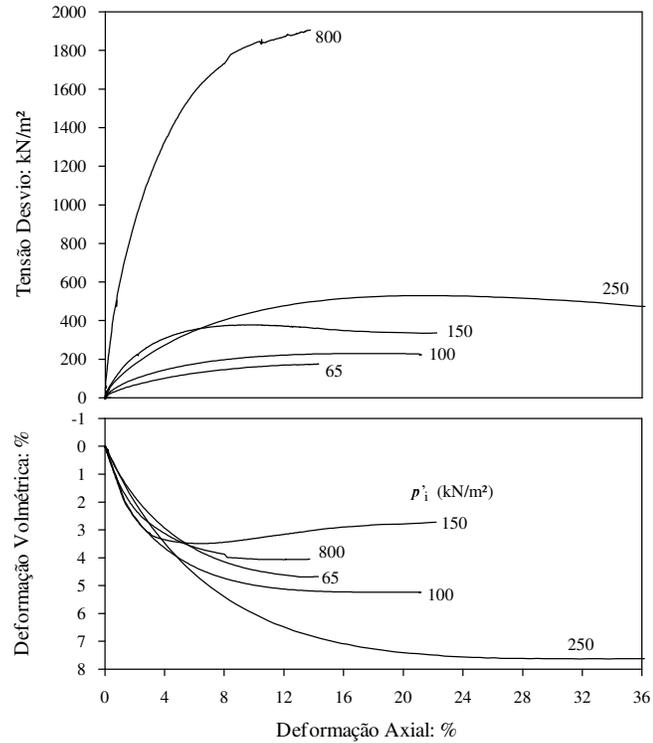


Figura 55. Comportamento tensão deformação para o material AS-R: 0% de cimento obtido no programa complementar de ensaios

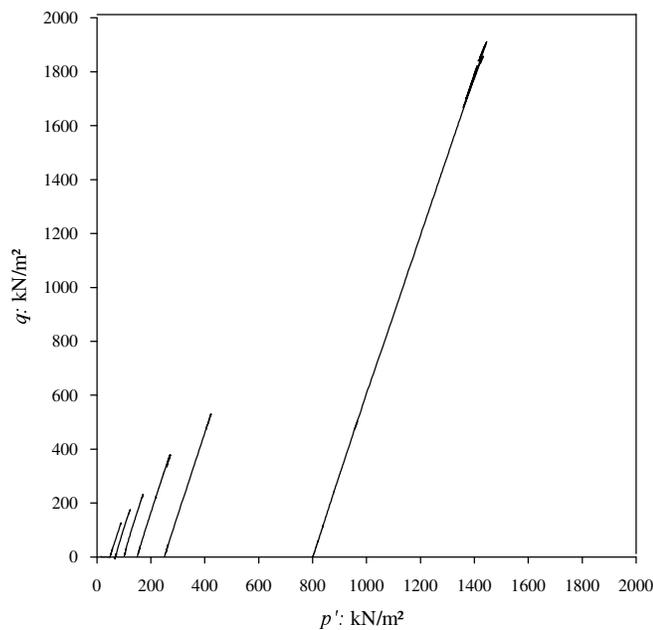


Figura 56. Trajetórias de tensões seguidas para o AS-R: 0% de cimento (programa complementar de ensaios)

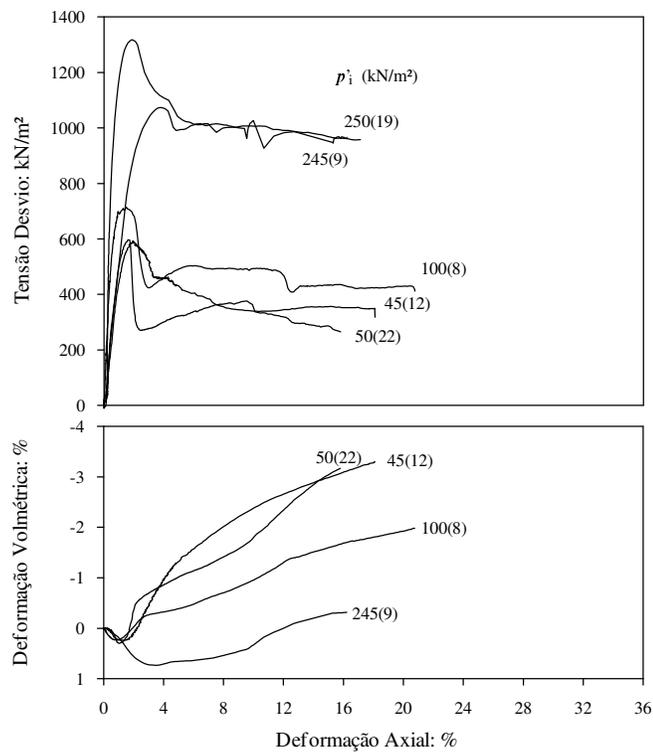


Figura 57. Comportamento tensão deformação para o material AS-CP:
3% de cimento obtido no programa complementar de ensaios

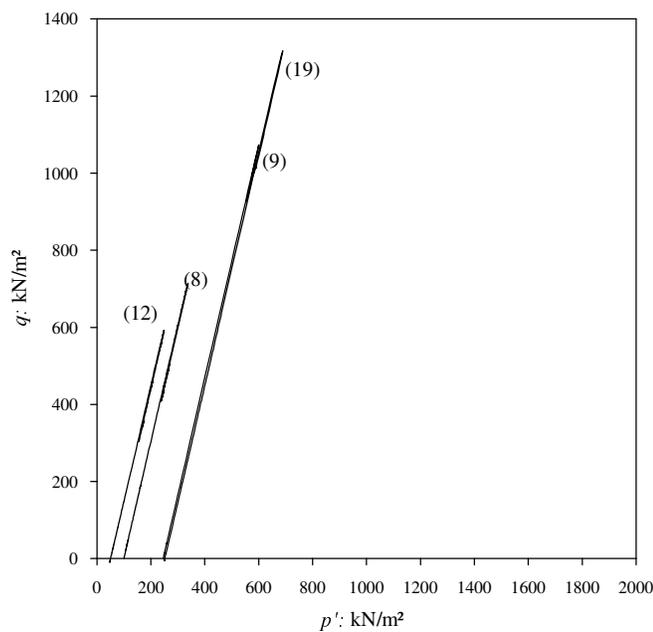


Figura 58. Trajetórias de tensões convencionais seguidas para o AS-CP:
3% de cimento (programa complementar de ensaios)

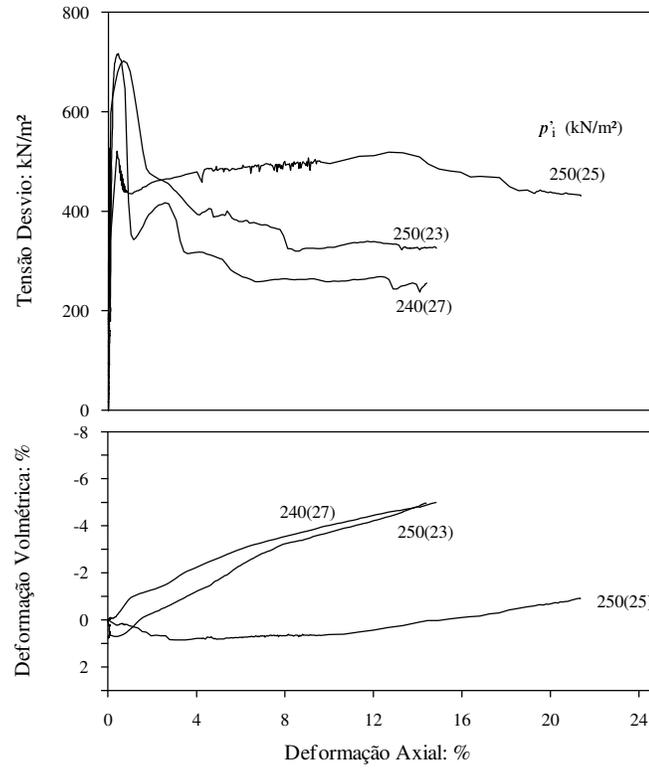


Figura 59. Comportamento tensão deformação para o material AS-CP:
3% de cimento obtido no programa complementar de ensaios

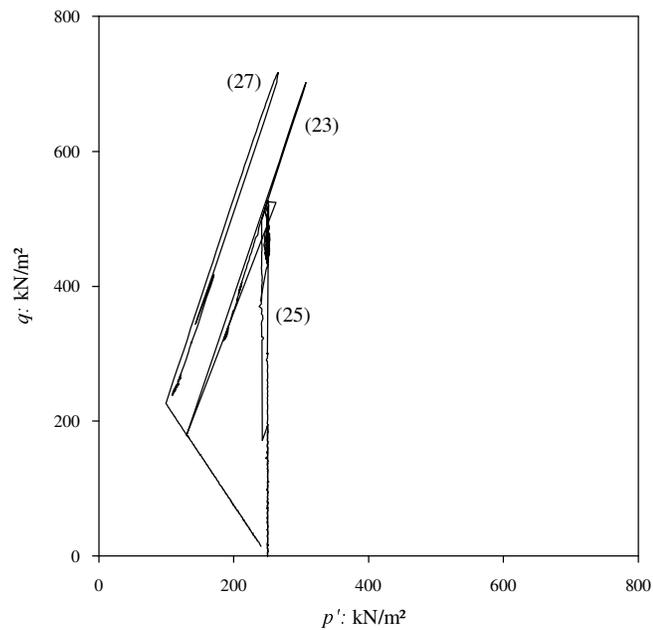


Figura 60. Trajetórias de tensões especiais seguidas para o AS-CP: 3%
de cimento (programa complementar de ensaios)

Tabela 20. Resumo dos resultados dos ensaios triaxiais do programa complementar

IDENTIF. DO MATERIAL	ENSAIO	C (%)	P'_i (kN/m ²)	e_i	q_{rup} (kN/m ²)	q_{ult} (kN/m ²)	ϕ' (graus)	c' (kN/m ²)	ϕ'_{ult} (graus)	c'_{ult} (kN/m ²)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
AS-R	04	0	65	0,61	175,1	175,0				
	03	0	100	0,66	229,5	218,9				
	02	0	150	0,62	378,2	336,0	31	4	33	0
	06	0	250	0,50	529,5	472,4				
	01	0	800	0,52	1911,6	1698,8				
AS-CP	12	3	45	0,63	592,0	303,0				
	22	3	50	0,59	597,1	269,6				
	08	3	100	0,64	714,4	411,7				
	27	3	240	0,57	716,9	256,0				
	09	3	245	0,54	1073,5	966,6	34	148	39	0
	19	3	250	0,53	1318,0	958,3				
	23	3	250	0,53	702,3	326,0				
	25	3	250	0,59	520,9	378,1				

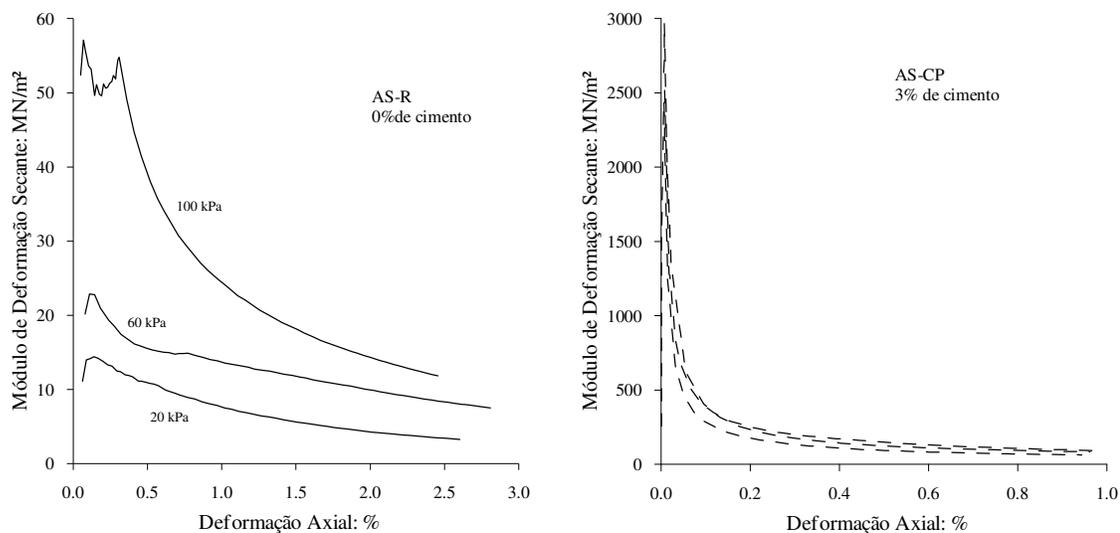


Figura 61. Variação do módulo secante com a deformação axial para os materiais AS-R e AS-CP (baseado em: SCHNAID et al., 2001)

Tabela 21. Resumo dos parâmetros de rigidez obtidos nos ensaios triaxiais compilados de trabalhos anteriores

IDENTIF. DOS ENSAIOS ¹	C (%)	p' (kN/m ²)	e	E_o (MN/m ²)	$E_{s(0,01)}$ (MN/m ²)	$E_{s(0,1)}$ (MN/m ²)	$E_{s(0,5)}$ (MN/m ²)
(1)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	--
TRI-AS-R-1	0	20	0,53	14	--	14,3	--
	0	60	0,52	22	--	22,2	--
	0	100	0,52	53	--	53,6	--
TRI-AS-R-2	0	20	0,52	--	--	--	20,3
	0	60	0,53	--	--	--	38,5
	0	100	0,51	--	--	--	47,0
	0	200	0,52	--	--	--	84,4
TRI-AS-R-3	0	50	0,62	--	--	18,4	--
	0	250	0,57	--	--	47,8	--
	0	500	0,54	--	--	101	--
TRI-AS-CP-1	1	20	0,51	--	397,3	131,0	--
	1	60	0,52	760	486,3	125,0	--
	1	100	0,52	600	495,0	151,7	--
	3	20	0,53	--	1698,2	281,5	--
	3	60	0,52	3275	2529,4	388,5	--
	3	100	0,51	3090	2105,3	384,5	--
	5	20	0,51	9725	3623,5	792,5	--
	5	60	0,52	--	--	669,0	--
	5	100	0,52	--	3298,0	808,2	--
TRI-AS-CP-2	3	50	0,62	--	--	248,4	--
	3	250	0,57	--	1018,0	365,3	--
	3	500	0,54	--	1246,0	463,6	--
TRI-AFU-R	0	20	0,65	--	--	38,0	--
	0	60	0,65	--	--	68,0	--
	0	100	0,65	--	--	132,0	--
TRI-AFU-CP	7	20	0,65	--	--	920,0	--
	7	60	0,65	--	--	964,0	--
	7	100	0,65	--	--	844,0	--

Na Figura 62 são mostradas para o material AS-CP, em escala log-log, curvas típicas de variação do módulo secante com o segundo invariante de tensões cisalhantes, cujo valor, para condições axissimétricas de carregamento, é dado pela expressão:

$$J_{2D} = q^2/3 \quad (\text{equação 33})$$

onde q é a tensão desvio. As curvas de degradação apresentadas na Figura 62, plotadas até o ponto correspondente à ruptura, permitem observar claramente a existência de um patamar inicial limitado por um ponto de plastificação bem definido, onde o valor do módulo secante é aproximadamente constante. Curvas semelhantes foram obtidas por Cuccovillo e Coop (1997b) para um arenito, porém para níveis de tensões efetivas médias bem superiores.

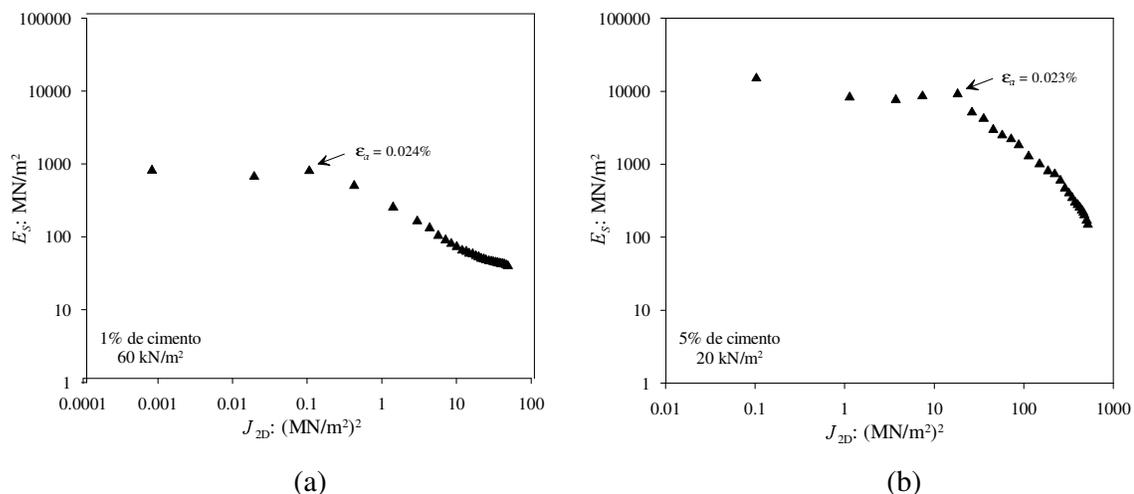


Figura 62. Variação do módulo secante com o segundo invariante da tensão desvio para o material AS-CP: (a) 1% de cimento; (b) 5% de cimento (baseado em: SCHNAID et al., 2001)

A influência da tensão efetiva média inicial e do grau de cimentação sobre o módulo de deformação do solo cimentado, no caso o solo AS-CP, é mostrada no gráfico da Figura 63, onde são plotadas, em escala logarítmica, para diferentes graus de cimentação, as variações do módulo secante, para 0,1% de deformação axial, com a tensão efetiva média inicial, ambos normalizados pela pressão atmosférica (ver dados na Tabela 21). O comportamento observado, similar ao obtido para os demais níveis de deformação, está de acordo com o relatado por diversos autores para materiais geotécnicos cimentados (e.g. DUPAS; PECKER, 1979; CLOUGH et al., 1981; YOSHINAKA; YAMABE, 1981; AKINMUSURU, 1987; O'ROURKE; CRESPO, 1988).

As retas mostradas na Figura 63 podem ser representadas por uma expressão similar àquela proposta por JANBU (1963):

$$\frac{E_o}{p_a} = K \cdot \left(\frac{p'_i}{p_a} \right)^n \quad (\text{equação 34})$$

onde E_o é o módulo de deformação, p_a é a pressão atmosférica, p'_i é a pressão efetiva média inicial, K é o intercepto para $p'_i/p_a = 1$ e n é o gradiente da reta.

A Tabela 22 apresenta os valores de K e n para as retas da Figura 63, correspondentes a 0,1% de deformação axial, e também para os demais níveis de deformação reportados na Tabela 21. São mostrados ainda os correspondentes coeficientes de determinação (r^2).

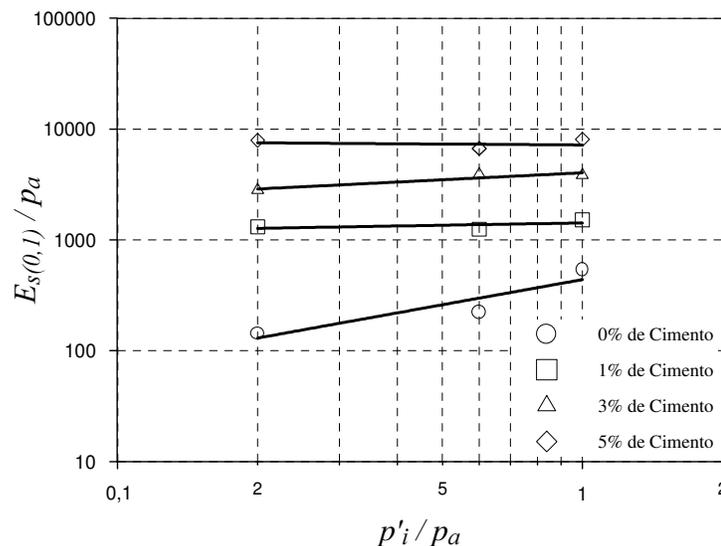


Figura 63. Variação do módulo de deformação tangente inicial com a tensão efetiva média para os materiais AS-R e AS-CP (baseado em SCHNAID et al., 2001)

A análise dos valores apresentados na Tabela 22 parece confirmar o comportamento observado por outros autores (e.g. MITCHELL, 1976 apud CLOUGH et al., 1981; DUPAS; PECKER, 1979; CLOUGH et al., 1981; YOSHINAKA; YAMABE, 1981; AKINMUSURU, 1987; O'ROURKE; CRESPO, 1988): K aumenta sensivelmente com o grau de cimentação enquanto que o coeficiente n , cuja variação não apresenta um padrão muito claro, apresenta tendência à diminuição. Os dados parecem indicar ainda que o nível de deformação axial para

o qual o módulo é determinado não influencia o valor de n , contrariamente ao que se observa em relação ao valor de K . Fica evidenciado na análise global dos valores de n , que o efeito da tensão efetiva média inicial é muito mais significativo para as amostras não cimentadas do que para as amostras cimentadas. Os valores de n obtidos para as amostras cimentadas apresentam alguma dispersão, variando entre -0,019 e 0,356, com valor médio de 0,107. Para as amostras não cimentadas, o valor médio de n é de 0,799.

Tabela 22. Valores Observados de K , n e r^2 para os materiais AS-R e AS-CP (fonte: SCHNAID et al., 2001)

% DE CIMENTO	K	n	r^2	K	n	r^2	K	n	r^2
		$E_{s(0,1)}$			$E_{s(0,01)}$		$E_{s(0,1)}$	(med. externa)	
0	438	0,754	0,849	—	—	—	253	0,845	0,999
1	1423	0,069	0,342	5063	0,144	0,942	392	0,134	0,081
3	4033	0,201	0,886	23494	0,170	0,491	1244	0,356	0,984
5	7190	-0,027	0,030	32981	-0,058	1,0 ¹	1609	-0,019	0,099

¹ Ajuste feito a partir de dois pontos

Contudo, a previsão de módulos de deformação para aplicação em projetos geotécnicos passa necessariamente pela determinação de uma relação matemática que contemple a redução do módulo com o nível de deformações. Diversas alternativas têm sido propostas nas últimas décadas com esta finalidade, tais como as formulações hiperbólicas de Hardin e Drnevich (1972) e Griffiths e Prevost (1990), a solução proposta por Jardine et al. (1986) e, mais recentemente, uma função logarítmica proposta por Puzrin e Burland (1996).

Puzrin e Burland (1996) apresentam uma comparação entre as diversas formulações existentes, incluindo aquelas citadas no parágrafo anterior, e propõem um conjunto de expressões logarítmicas capazes, segundo os autores, de representar de forma mais adequada a relação tensão-deformação e, portanto, a variação do módulo com o nível de deformações, de materiais tão distintos como solos e rochas. Os autores propõem duas formulações diferentes, dependendo da disponibilidade ou não de dados experimentais correspondentes à região das pequenas deformações. No primeiro caso, isto é, quando não há disponibilidade de tais dados, a curva completa é representada por uma única expressão, desprezando-se um provável trecho elástico inicial. No segundo caso, após o trecho elástico, a curva é dividida

em dois intervalos, um para pequenas e outro para grandes deformações, e duas expressões diferentes são utilizadas, mantendo-se a condição de continuidade no ponto de transição.

Prietto (1996) e Schnaid et al. (2001) apresentam algumas simulações utilizando o modelo de ajuste matemático de Puzrin e Burland (1996). Embora os dados experimentais tenham sido bem reproduzidos no aspecto geral, fica claro que no trecho inicial, correspondente às pequenas deformações, existe um afastamento considerável entre os pontos experimentais e o ajuste. Contudo, a utilização prática deste tipo de ajuste, embora possível, vai depender do nível de deformações reais, cuja ordem de grandeza pode ser estimada em função das características específicas do projeto (JAMIOLKOWSKI; ROBERTSON, 1988; BELLOTTI et al., 1989) e da confiabilidade requerida na previsão dos módulos. Na maioria dos casos envolvendo materiais geotécnicos, como solos cimentados artificiais e naturais, as deformações de trabalho não são superiores a 0,1% (JARDINE et al., 1984; BURLAND, 1989; KIM et al., 1994).

No sentido de obter valores de referência para os módulos de deformação à pequenas deformações, foi realizado durante o programa complementar de ensaios, um estudo sobre a variação do módulo cisalhante G_0 com as tensões efetivas médias. Os resultados, obtidos a partir da técnica de *bender elements*, descrita no Capítulo 4, são mostrados na Figura 64. Para comparação são também plotadas na Figura 64 as variações de G_0 para o material AFU-R (areia fina uniforme) e AS-N (solo naturalmente cimentado). Um aspecto bastante interessante diz respeito a convergência dos valores de módulo dos solos AS-R e AS-CP (com diferentes graus de cimentação) para níveis elevados de tensões (acima de 10 MN/m²).

5.2.3.2 Resistência ao Cisalhamento: Estados de Pico

Quanto aos valores de ângulo de atrito mostrados nas Tabelas 19 e 20, verifica-se que o seu valor variou para as amostras cimentadas (33 a 49°) de diferentes tipos. No entanto, a ausência de uma tendência que justificasse esta variação não permite concluir em que medida o grau de cimentação influencia o ângulo de atrito. Este comportamento é consistente com outros resultados relatados na literatura (e.g. DUPAS; PECKER, 1979; CLOUGH, et al.; 1979, 1981, 1989; ACAR; EL-TAHIR; 1986; RAD; TUMAY, 1986; AKINMUSURU, 1987; O'ROURKE; CRESPO, 1988; JURAN; RICCOBONO, 1991).

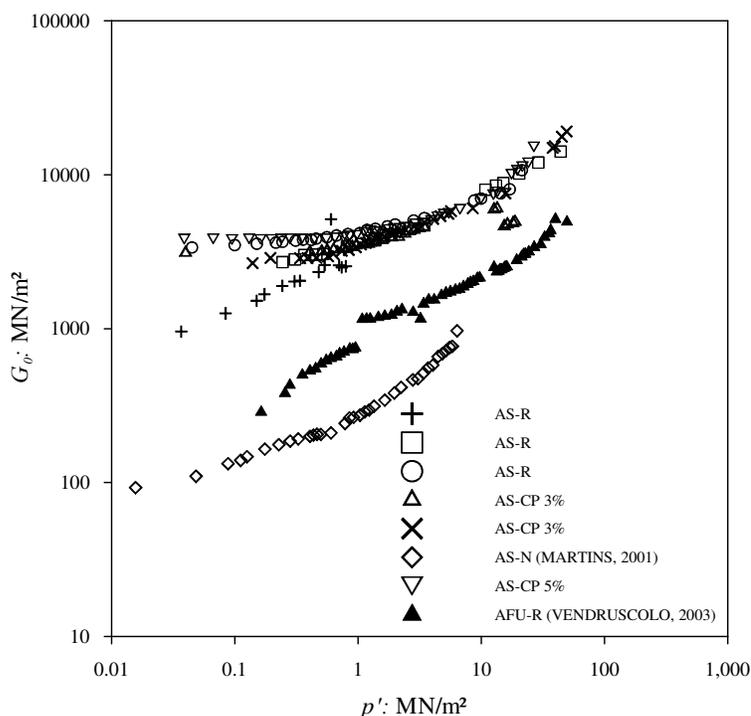


Figura 64. Variação do módulo cisalhante inicial com a tensão efetiva média para os materiais AS-R, AS-CP, AS-N e AFU-R

Por outro lado, o valor do ângulo de atrito para o solo não cimentado ficou sistematicamente abaixo da média do solo cimentado. Este aspecto contrasta com os resultados apresentados por outros autores (e.g. DUPAS; PECKER, 1979; CLOUGH et al.; 1979, 1981, 1989; ACAR; EL-TAHIR, 1986; RAD; TUMAY, 1986; AKINMUSURU, 1987; O'ROURKE; CRESPO, 1988; JURAN; RICCOBONO, 1991) que obtiveram ângulos de atrito da mesma ordem de grandeza, tanto para o solo não cimentado como para o solo cimentado. É provável que o método de confecção dos corpos-de-prova utilizado tenha conferido às amostras não cimentadas uma estrutura diferente daquela das amostras cimentadas, em função, basicamente, da presença adicional de finos nestas últimas. Já o intercepto coesivo reflete primordialmente a coesão verdadeira existente nos corpos-de-prova, sendo, portanto uma medida efetiva do grau de cimentação.

No caso dos ensaios realizados no programa complementar com os materiais AS-R e AS-CP, este com o teor único de adição de 3%, os parâmetros de resistência de pico, tendo em vista a faixa de variação das tensões, foram obtidos por ajustes lineares. No entanto, para tomar em conta a influência do volume específico, as trajetórias seguidas nestes ensaios são plotadas

nas Figuras 65 e 66 no espaço de tensões normalizado pela pressão equivalente p'_e obtida na curva de compressão normal do solo reconstituído, cujos parâmetros são apresentados na Tabela 17.

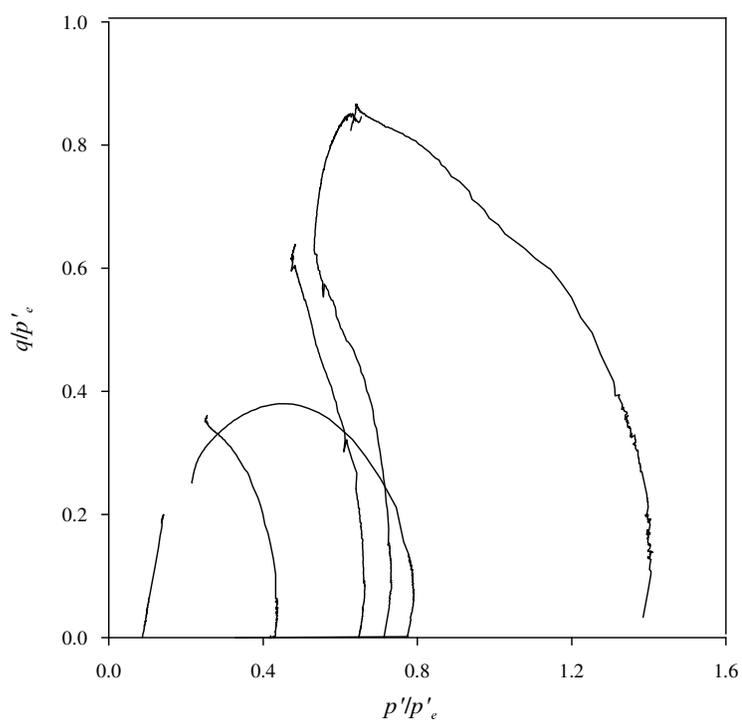


Figura 65. Trajetórias de tensões no espaço normalizado para o material AS-R, obtidas no programa complementar

A Figura 67 apresenta, para o solo AS-CP (SCHNAID et al., 2001), a variação da tensão desvio na ruptura com o grau de cimentação e com a tensão efetiva média inicial. Neste gráfico, o grau de cimentação é representado, conforme sugerido no início deste capítulo, pela resistência à compressão não confinada correspondente a cada porcentagem de adição, conforme os valores indicados na Tabela 19.

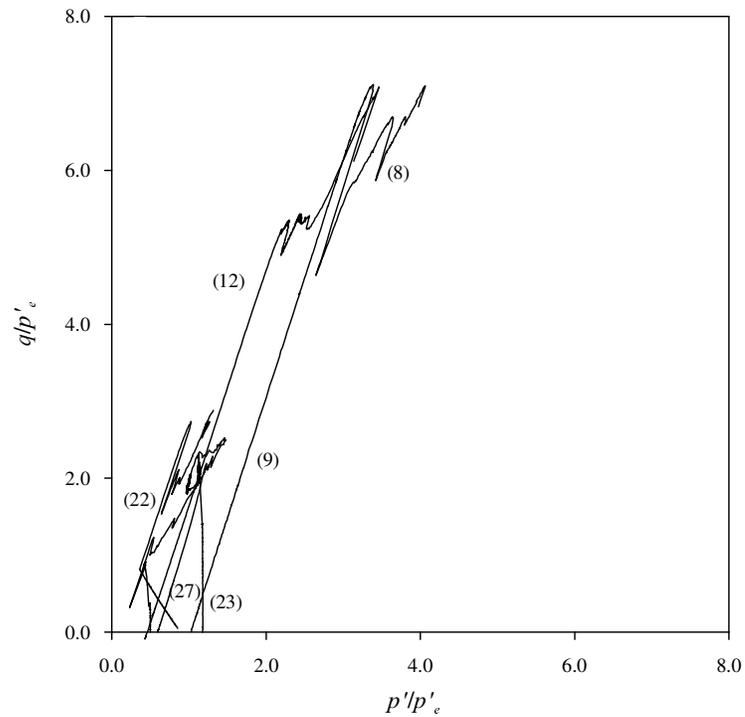


Figura 66. Trajetórias de tensões no espaço normalizado para o material AS-CP, obtidas no programa complementar

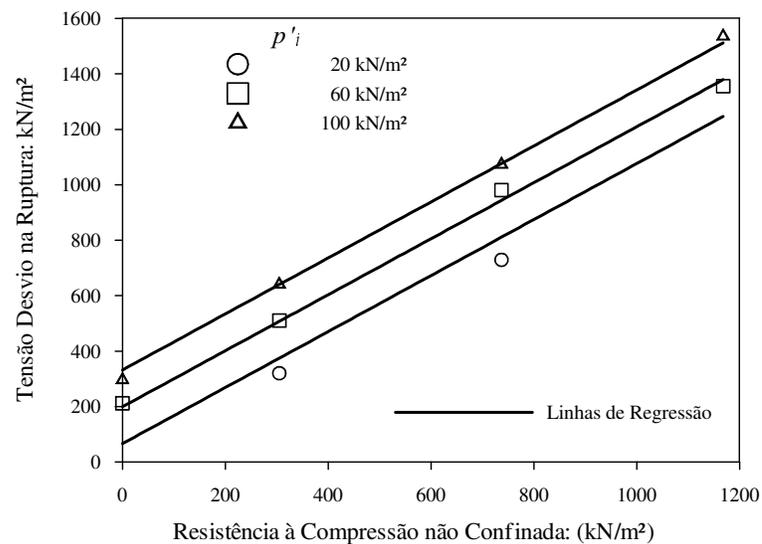


Figura 67. Variação da tensão desvio na ruptura com a resistência não confinada para os materiais AS-R e AS-CP (baseado em SCHNAID et al., 2001)

Analisando-se a Figura 67, observa-se uma correlação essencialmente linear entre as variáveis investigadas e a tensão desvio na ruptura. Nota-se, sobretudo, que o gradiente de todas as retas, obtidas por regressão linear, para os níveis de tensão e graus de cimentação estudados, independe da tensão efetiva média inicial.

As partir de uma análise de regressão múltipla dos dados da Figura 67, Schnaid et al. (2001) estabelecem um modelo qualitativo para a resistência de pico de solos cimentados.

Uma expressão geral $q_{rup} = f(p'_i, q_u)$ pode ser obtida, assumindo-se a seguinte condição de contorno: para $p'_i = 0$ e $q_u = 0$, $q_{rup} = 0$. A equação obtida para os dados da Figura 67, com coeficiente de determinação (r^2) de 0,995, válida inicialmente para a faixa de valores investigados, é expressa como:

$$q_{rup} / \left(\frac{kN}{m^2} \right) = 3,32 \cdot p'_i + 1,01 \cdot q_u \quad (\text{equação 35})$$

Da análise da Figura 67 e das equações de regressão emerge um claro modelo de comportamento, onde a tensão desvio na ruptura, obtida em ensaios triaxiais drenados, pode ser representada por uma equação geral do tipo:

$$q_{rup} = k_1 \cdot p'_i + k_2 \cdot C \quad (\text{equação 36})$$

onde: (1) $k_1 \cdot p'_i$ é a tensão desvio máxima para o solo não cimentado ($q_{rup/0}$) obtida em ensaios triaxiais convencionais do tipo drenado; (2) k_2 corresponde à taxa de variação da tensão desvio com a cimentação, que parece ser independente do nível de tensões efetivas; e (3) C é uma variável que representa o grau de cimentação do solo.

O valor da tensão desvio máxima para o solo não cimentado ($q_{rup/0}$) pode ser determinado analiticamente em função do ângulo de atrito interno (ϕ'_o) do material e da tensão efetiva média inicial (p'_i) pela seguinte expressão:

$$q_{rup/0} = k_1 \cdot p'_i = \frac{2 \cdot \text{sen } \varphi'_o}{1 - \text{sen } \varphi'_o} \cdot p'_i \quad (\text{equação 37})$$

Combinando-se as equações (36) e (37), chega-se à seguinte expressão analítica para a determinação da tensão desvio na ruptura do solo artificialmente cimentado:

$$q_{rup} = \frac{2 \cdot \text{sen } \varphi'_o}{1 - \text{sen } \varphi'_o} \cdot p'_i + q_u \quad (\text{equação 38})$$

As hipóteses implícitas na dedução desta equação são: (a) as envoltórias de resistência são lineares; (b) o ângulo de atrito do solo não cimentado (φ'_o) é da mesma ordem de grandeza do ângulo para o solo cimentado; (c) o solo no estado não cimentado apresenta coesão nula; (d) com base na equação (35), $C = q_u$ e $k_2 = 1$.

A consistência, do ponto de vista conceitual, da equação geral proposta, pode ser demonstrada a partir da análise das equações (39) e (40), apresentadas a seguir, que normalizam a equação (38) respectivamente pela resistência à compressão não confinada (q_u) e pela tensão desvio na ruptura do solo não cimentado ($q_{rup/0}$):

$$\frac{q_{rup}}{q_u} = \frac{2 \cdot \text{sen } \varphi'_o}{1 - \text{sen } \varphi'_o} \cdot \frac{p'_i}{q_u} + 1 \quad (\text{equação 39})$$

$$\frac{q_{rup}}{q_{rup/0}} = 1 + \frac{1 - \text{sen } \varphi'_o}{2 \cdot \text{sen } \varphi'_o} \cdot \frac{q_u}{p'_i} \quad (\text{equação 40})$$

A equação (39) mostra que, a medida que a relação p'_i/q_u tende a zero, a tensão desvio na ruptura em ensaios triaxiais drenados tende ao valor da resistência à compressão não confinada. Por outro lado, a análise da equação (40) evidencia que quando a relação inversa q_u/p'_i tende a zero, a tensão desvio na ruptura da amostra cimentada tende à tensão desvio da amostra não cimentada, nas mesmas condições iniciais de densidade.

Estas observações podem ser interpretadas considerando-se as contribuições relativas na resistência ao cisalhamento, das parcelas correspondentes à cimentação e ao atrito. Quanto maior a contribuição relativa da cimentação, mais se aproxima a resistência medida no ensaio triaxial da resistência medida no ensaio de compressão não confinada, que mede basicamente a coesão do solo. Por outro lado, quanto maior for a contribuição relativa da parcela de atrito, mais se aproxima a resistência medida no ensaio triaxial da resistência da amostra não cimentada, que mede basicamente a parcela de atrito e dilatância.

A partir da equação (38), admitindo-se a sua validade, é possível concluir que: (a) a resistência à compressão não confinada (q_u) é uma medida direta do grau de cimentação na compressão triaxial; (b) o efeito do grau de cimentação pode ser quantitativamente avaliado em relação ao solo no estado não cimentado; (c) a densidade inicial, a granulometria, a graduação, a textura e a mineralogia são variáveis importantes do comportamento mecânico de solos granulares cimentados, pois têm influência direta sobre os parâmetros de resistência do solo no estado não cimentado.

Com o objetivo de generalizar algumas das observações realizadas neste estudo e testar a validade da equação (38), resultados experimentais de outros trabalhos foram incorporados à análise. A Tabela 23 apresenta um resumo dos resultados de 43 ensaios triaxiais convencionais drenados obtidos para vários solos cimentados, artificiais e naturais. Os valores observados foram determinados a partir das curvas tensão-deformação (1,6,7,8,9,10) ou das envoltórias (2,3,4,5) apresentadas pelos autores. Os ângulos de atrito utilizados para o cálculo de q_{rup} correspondem a um valor médio (ϕ'_m) calculado a partir dos ângulos relatados para o solo cimentado e não cimentado. A Figura 68 mostra a comparação entre os valores observados e os valores previstos pela equação (38) para os dados da Tabela 23, juntamente com alguns dos resultados analisados no presente trabalho.

Os solos analisados apresentam consideráveis variações quanto à densidade, nível de tensões, granulometria, mineralogia e natureza da cimentação. Contudo, a reprodução dos dados experimentais dos solos granulares cimentados (1 a 11) é notável. Quanto ao solo argiloso artificialmente cimentado (12), os valores de resistência foram ligeiramente subestimados. A confiabilidade das previsões feitas a partir da equação (38) pode ser verificada analisando-se o conjunto dos valores obtidos para a relação entre a resistência prevista e a observada nos ensaios triaxiais. A Figura 69 e a Tabela 24 apresentam, respectivamente, a distribuição de

freqüência da relação entre os valores previstos e observados de q_{rup} e os correspondentes parâmetros estatísticos básicos, onde somente os solos de matriz arenosa foram considerados (ver Tabela 23, solos 1 a 11, e Tabela 19).

Observa-se claramente que, embora divergente da distribuição normal esperada, os dados estão distribuídos simetricamente em torno de um valor médio virtualmente igual a 1. As medidas de variabilidade demonstram uma concentração significativa de valores próximos à média, com aproximadamente 80% da freqüência situada no intervalo $\mu \pm 1.\sigma$. O coeficiente de variação (CV , definido como o quociente entre o desvio padrão e a média) em torno de 7,5% é totalmente compatível com as margens de segurança usualmente adotadas em projetos geotécnicos. Sugere-se, portanto, que a equação (38) permite prever a resistência de solos cimentados, especialmente os de matriz arenosa, quando submetidos a condições axissimétricas de carregamento estático, com confiabilidade e precisão adequadas, em função apenas da sua resistência à compressão não confinada e do ângulo de atrito do material não cimentado (reconstituído).

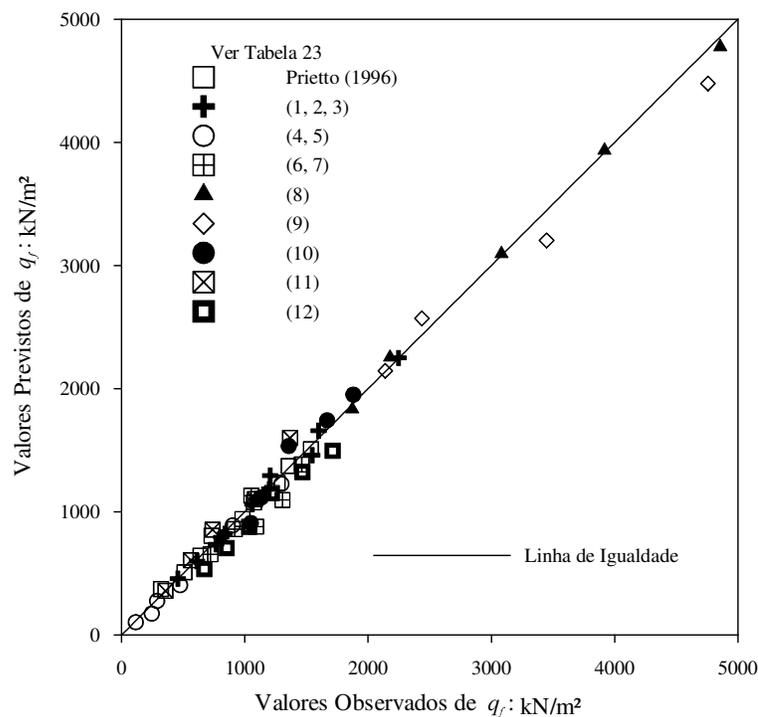


Figura 68. Comparação entre valores observados e previstos de q_{rup}

(baseado em SCHNAID et al., 2001)

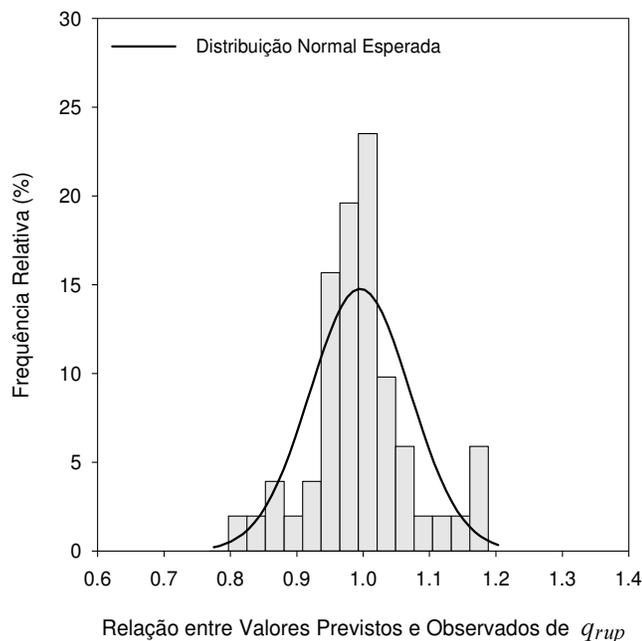


Figura 69. Distribuição de frequência da relação entre valores previstos e observados de q_{rup} (baseado em SCHNAID et al., 2001)

5.2.3.3 Resistência ao Cisalhamento: Estado Último

Tendo em vista as tensões efetivas médias relativamente baixas utilizadas (20-500 kN/m²) para os solos cimentados e os elevados graus de cimentação, não foi possível identificar, ou mesmo investigar, a existência e a forma da linha de estado crítico para os materiais cimentados analisados. Embora no espaço de tensões, envoltórias últimas lineares sejam comumente obtidas, a correspondência no espaço volume específico versus tensão efetiva média não foi caracterizada. Isso se deve, provavelmente, não a simples não existência de um estado crítico, mas sim a problemas de natureza experimental causados pela formação de zonas de concentração de deformações (*shear bands*) nos corpos de prova que apresentaram ruptura frágil. A Figura 70 mostra as trajetórias de alguns dos ensaios do programa complementar no espaço $p':v$ onde pode-se observar a posição final de cada ensaio em relação à suposta linha de compressão normal. Os números entre parênteses se referem aos números de ordem dos ensaios cuja descrição se encontra na Tabela 20. Mesmo para o material reconstituído AS-R, como mostra a Figura 71, não há uma definição clara sobre a posição da linha de estado crítico em relação à linha de compressão normal.

Tabela 23. Resultados experimentais compilados na literatura
(baseado em: SCHNAID et al., 2001)

SOLO	γ_d (kN/m ³)	q_u (kN/m ²)	P'_i (kN/m ²)	q_{rup} (kN/m ²)	q_{ult} (kN/m ²)	c'_o (kN/m ²)	$\phi'_o = \phi'_m$ (graus)	REFERÊNCIA
(1)	15,5	180	103	456	326	0,0	35	Clough et al. (1981)
			207	766	522			
			414	1206	1010			
			103	838	342			
(2)	14,6	405	545	207	1092	0,0	29	Clough et al. (1981)
			414	1598	1240			
			103	611	—			
			207	807	—			
(3)	16,9	670	414	1197	—	0,0	41	Clough et al. (1981)
			103	1060	—			
			207	1547	—			
			414	2246	—			
(4)	<i>Dr=35%</i>	15	35	115	—	0,0	34	Acar e El-Tahir (1986)
			103	288	—			
			345	902	—			
(5)	<i>Dr=80%</i>	55	35	245	—	0,0	39	Acar e El-Tahir (1986)
			103	475	—			
			345	1297	—			
(6)	12,5	452	60	721	517	—	39	O'Rourke e Crespo (1988)
			120	918	688			
			200	1053	908			
(7)	14,5	664	60	1092	692	—	40	O'Rourke e Crespo (1988)
			120	1305	908			
			200	1462	1196			
(8)	—	1413	98	1871	—	—	43	Hirai et al. (1989)
			196	2178	—			
			392	3081	—			
			588	3917	—			
(9)	17,6	1930	784	4856	—	—	49	Clough et al. (1981)
			35	2139	341			
			104	2437	620			
			207	3448	1132			
(10)	17,1	700	414	4756	1437	—	37	Clough et al. (1981)
			69	1049	443			
			138	1133	674			
			276	1356	918			
(11)	16,7	110	345	1667	1135	—	40	Clough et al. (1981)
			414	1880	1437			
			69	356	280			
			138	563	404			
(12)	—	1066	207	738	560	12,2	43	Consoli et al. (1996)
			276	1081	756			
			414	1367	1222			
			20	671	143			
			600	853	343			
(12)	—	1066	100	1035	408	12,2	43	Consoli et al. (1996)
			20	1220	294			
			60	1466	483			
(12)	—	1066	100	1712	535	—	—	—

(1,2,3,4,5,8) - Areias artificialmente cimentadas

(6,7) - Areia siltosa de origem vulcânica, artificialmente cimentada

(9,10,11) - Solos arenosos naturais cimentados

(12) - Solo residual de textura argilosa, artificialmente cimentado

Tabela 24. Análise estatística básica da relação entre valores previstos e observados de q_{rup} (baseado em: SCHNAID et al., 2001)

Tamanho da Amostra (nº de ensaios triaxiais)	52
Valores Espúrios	1
Média (μ)	0,996
Intervalo de Confiança da Média - 95%	$0,974 \leq \mu \leq 1,018$
Desvio Padrão (s)	0,076
Coefficiente de Variação (CV)	7,6%
Coefficiente de Assimetria	-0,096
Coefficiente de Curtose	3,60

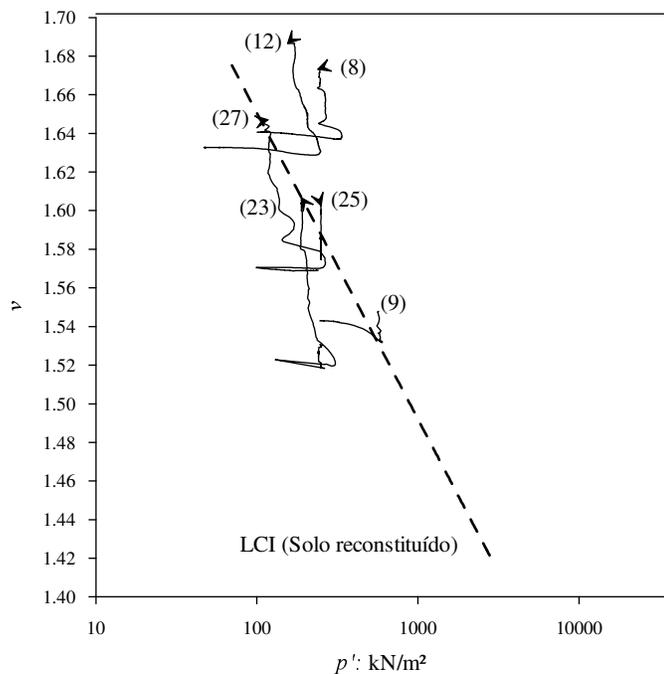


Figura 70. Estado último dos corpos-de-prova do material AS-CP no espaço $p':v$

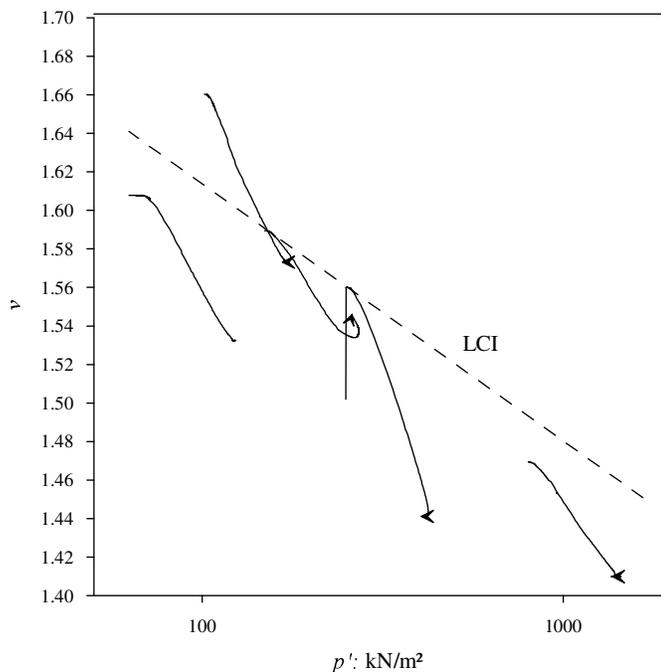


Figura 71. Estado último dos corpos-de-prova do material AS-R no espaço $p':v$

5.3 ANÁLISE TENSÃO-DILATÂNCIA DOS SOLOS CIMENTADOS

A partir da revisão de literatura e dos resultados apresentados até aqui, o comportamento mecânico de uma variada gama de solos cimentados pôde ser compreendido como sendo a soma de duas contribuições distintas: a contribuição de uma parcela predominantemente coesiva, ou seja, a cimentação, e a contribuição de outra parcela predominantemente friccional, relacionada, portanto, com a característica da dilatância. A teoria da tensão-dilatância ou simplesmente as relações tensão-dilatância buscam estabelecer um arcabouço teórico onde a dilatância é considerada explicitamente nas relações tensão-deformação, bem como permitir a avaliação dos seus efeitos sobre as características de rigidez e resistência dos solos.

Uma análise tensão dilatância consiste, num primeiro momento, em examinar as relações existentes entre a relação de tensões $\eta = q/p'$, ou alternativamente $R = \sigma'_1/\sigma'_3$, e a taxa relativa incremental de deformações plásticas, volumétricas e cisalhantes, $(\delta\epsilon_q^p/\delta\epsilon_v^p)$, que

pode ser expressa por diferentes parâmetros de dilatância, conforme discutido no Capítulo 3. As principais formas do parâmetro de dilatância são representadas pelas equações rerepresentadas a seguir:

$$\beta = \tan^{-1} \delta \varepsilon_q^p / \delta \varepsilon_p^p \quad (\text{equação 41})$$

$$D = 1 + d = 1 - \frac{\delta \varepsilon_p^p}{\delta \varepsilon_q^p} \quad (\text{equação 42})$$

É interessante observar que a dilatância é sempre expressa em termos de deformações plásticas, embora muitos autores desprezem as deformações elásticas e, portanto, consideram as deformações totais na análise da dilatância. Segundo Wood (1990), esta simplificação incorre em erro significativo somente quando a trajetória de tensões se move de forma tangencial aproximadamente a superfície de plastificação corrente. No presente trabalho, em razão de que não houve uma preocupação na determinação rigorosa dos parâmetros elásticos dos materiais analisados, a abordagem utilizada é a da consideração das deformações totais na avaliação da dilatância.

5.3.1 Comportamento Tensão-Dilatância-Resistência

Na Figura 72, alguns resultados de ensaios triaxiais drenados (PRIETTO, 1996; SCHNAID et al., 2001), para o solo areno-siltoso residual de arenito artificialmente cimentado (AS-CP) e reconstituído (AS-R), são rerepresentados no espaço $\varepsilon_q : \eta$. Nesta figura, que corresponde a ensaios realizado com tensões efetivas médias iniciais na faixa de 20-100 kN/m², pode-se observar que o solo reconstituído mobiliza, para grandes deformações cisalhantes, uma resistência friccional correspondente a um valor de M de aproximadamente 1,5. Para as amostras mais cimentadas (3 e 5%) os valores de M são um pouco maiores, o que provavelmente está relacionado com o fenômeno da localização de tensões que acompanha a ruptura frágil destes materiais. É de se supor, no entanto, que para tensões confinantes mais altas, que possam induzir uma ruptura dúctil, haja uma convergência para a mesma resistência mobilizada pelo solo reconstituído. De fato, o comportamento é comandado não pelo valor das tensões efetivas médias, mas sim pela relação deste com o grau de cimentação, conforme

sugerido na análise de resistência feita nos itens anteriores. Isto fica evidente quando se analisa as curvas referentes à 1% de cimento na Figura 72.

As Figuras 73 a 77 mostram o comportamento no espaço tensão dilatância para os materiais AS-R e AS-P, tanto no espaço $d:\eta$ como no espaço $D:R$. A Figura 77 mostra, no mesmo gráfico, as curvas para o material AS-CP com 3 e 5% de cimento, onde pode-se observar, além do efeito da cimentação, o efeito das tensões efetivas médias sobre a relação tensão-dilatância.

Enquanto o comportamento do solo reconstituído parece obedecer a uma relação única, com a mesma forma da proposta por Rowe (1962) para areias, isto é, uma relação tensão-dilatância $R = K \cdot D$, onde K é uma função do ângulo de atrito mobilizado, o comportamento dos solos cimentados diverge completamente.

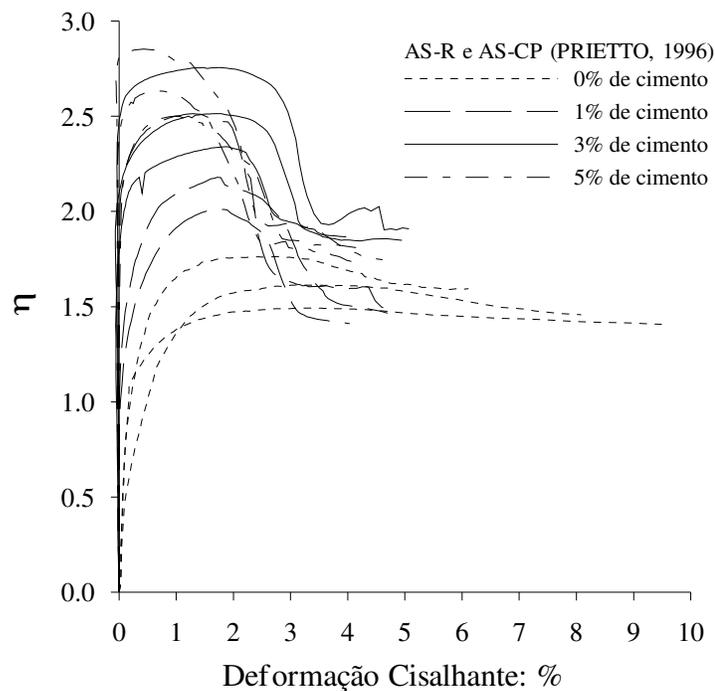


Figura 72. Relação entre a deformação cisalhante e a relação de tensões para os materiais AS-R e AS-CP

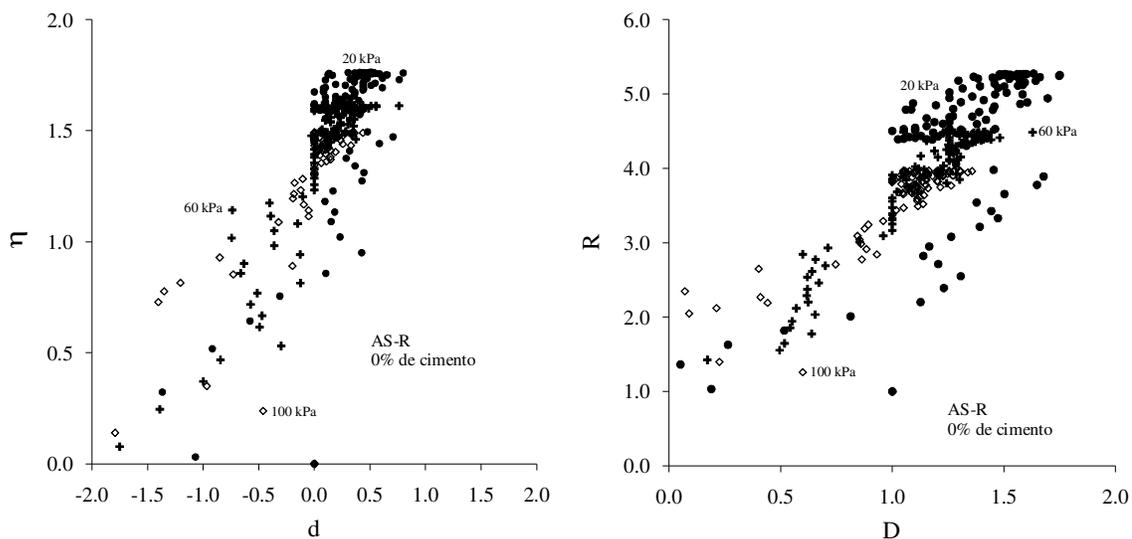


Figura 73. Comportamento no espaço tensão dilatância do material

AS-R: 0% de cimento

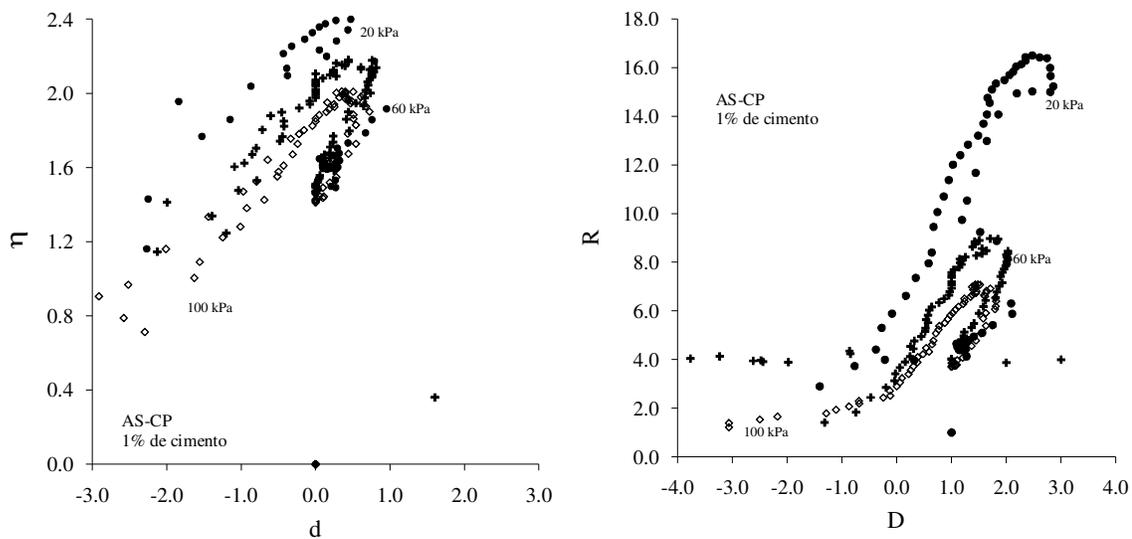


Figura 74. Comportamento no espaço tensão dilatância do material

AS-CP: 1% de cimento

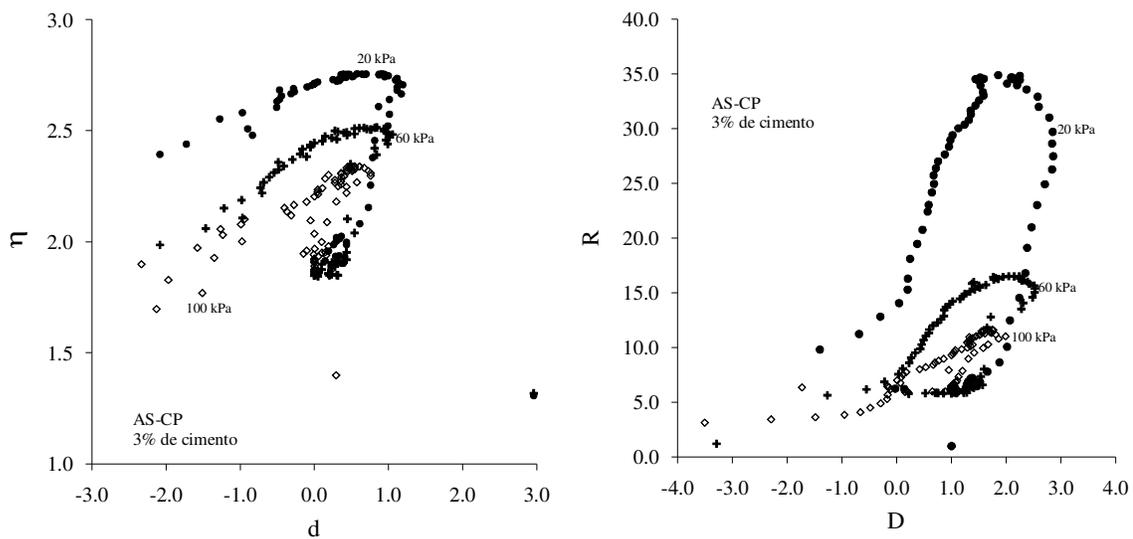


Figura 75. Comportamento no espaço tensão dilatância do material
AS-CP: 3% de cimento

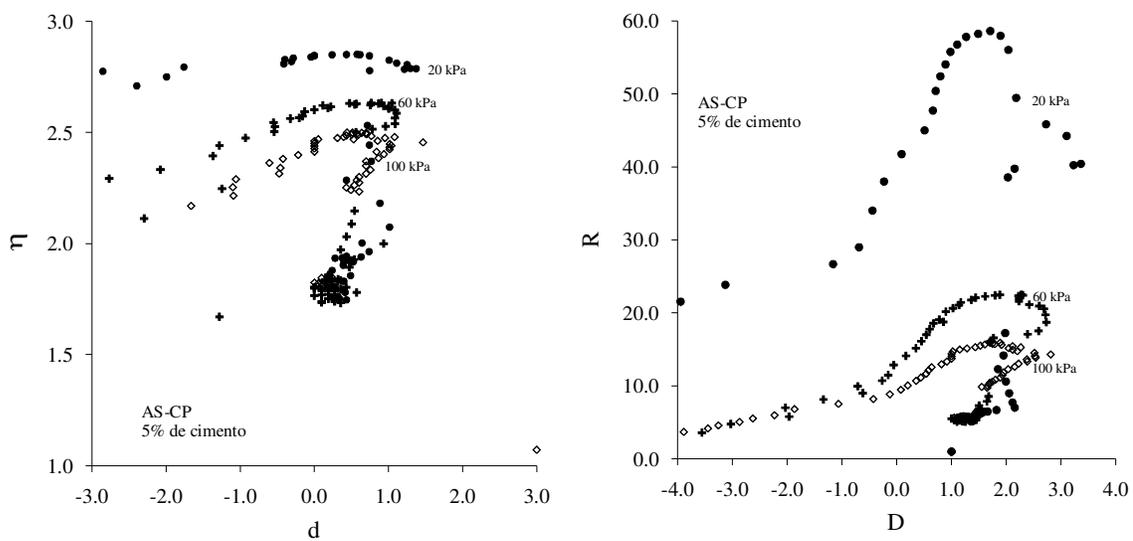


Figura 76. Comportamento no espaço tensão dilatância do material
AS-CP: 5% de cimento

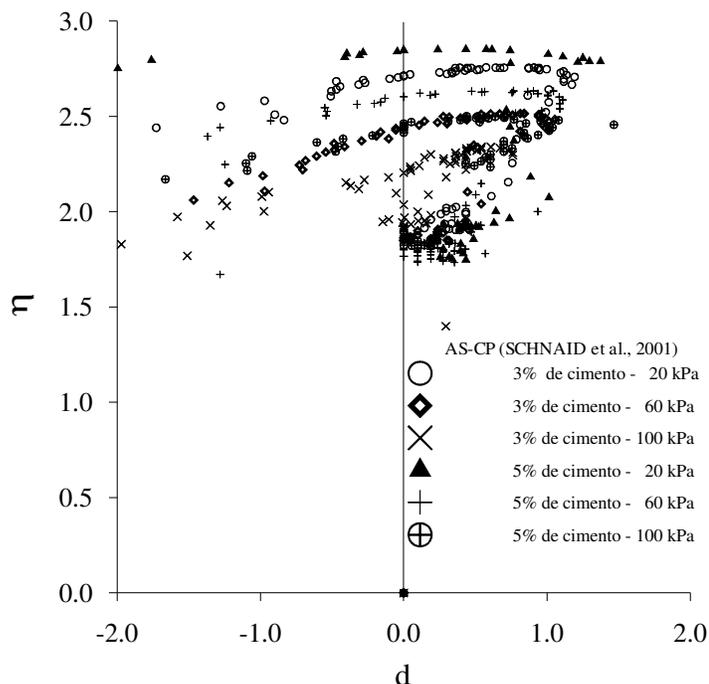


Figura 77. Comportamento no espaço tensão dilatância do material
AS-CP: 3% e 5% de cimento

As Figuras 78, 79 e 80, a seguir, mostram o comportamento para a tensão efetiva média de 60 kN/m^2 e para os solos reconstituído (AS-R) e artificialmente cimentado (AS-CP) com 5% e 1%. Para o material reconstituído, esta figura mostra, de forma mais clara, que o solo, durante todo o carregamento, é governado pela relação R/D que pode ser, para este material, assumida como constante. Teoricamente, esta é uma premissa bastante razoável e parte da consideração que o trabalho realizado pelas forças externas deve ser compensado internamente. A linha tracejada representada nesta figura corresponde a um valor de M de aproximadamente 1,42, ou a um ângulo de atrito de aproximadamente 35° .

Para o solo cimentado, o padrão de comportamento é totalmente distinto. Em primeiro lugar, a forma das curvas é bastante consistente com os demais resultados obtidos e, também com resultados experimentais publicados na literatura por diversos autores para materiais cimentados (e.g. RAMPELLO et al., 1993; CECCONI et al., 1998).

São várias as características interessantes observadas nestas curvas. Inicialmente, fica claro que o papel da cimentação está em restringir, ao menos no início, a dilatância do material. Isto

é resultado, mais uma vez, do balanço de energia que deve ser satisfeito. Em presença da cimentação, o trabalho disponível para ser dissipado no atrito é menor por um período. Assim que o processo de degradação se intensifica, a dilatação progride e aumenta mesmo após a queda da relação de tensões. Ao final, o trabalho é totalmente de natureza friccional e o material percorre a linha tracejada até o ponto onde não há mais variação volumétrica ($D = 1$ ou $d = 0$), isto é, o estado crítico.

Uma outra característica interessante é que os pontos correspondentes à máxima dilatação (D_{\max}) à máxima relação de tensões (R_{\max}) e à máxima relação R/D ocorrem em tempos distintos. Pelo padrão observado, o material atinge inicialmente o ponto onde ocorre $(R/D)_{\max}$, para então atingir o pico de tensões cisalhantes e, logo após, a máxima dilatação, para só então dirigir-se, gradualmente, ao estado último ou crítico.

Na comparação com o solo reconstituído, este se deforma a um valor de R/D aproximadamente constante e atinge o pico de tensões e a máxima dilatação no mesmo ponto.

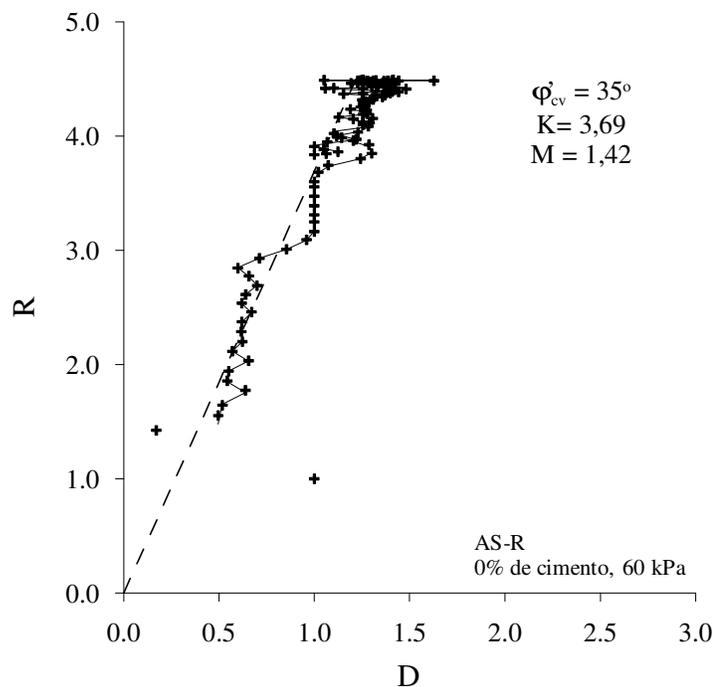


Figura 78. Comportamento no espaço tensão dilatação do material

AS-R: 0% de cimento

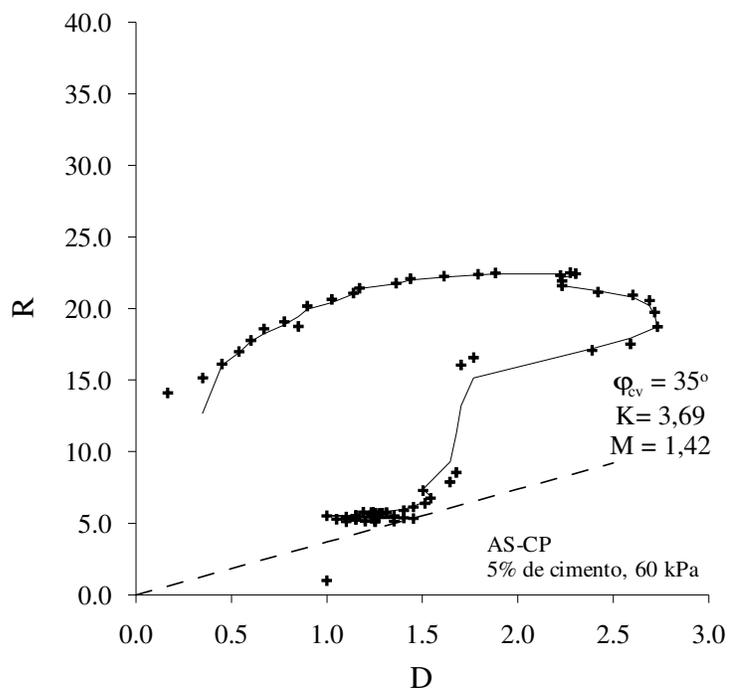


Figura 79. Comportamento no espaço tensão dilatância do material
AS-CP: 5% de cimento

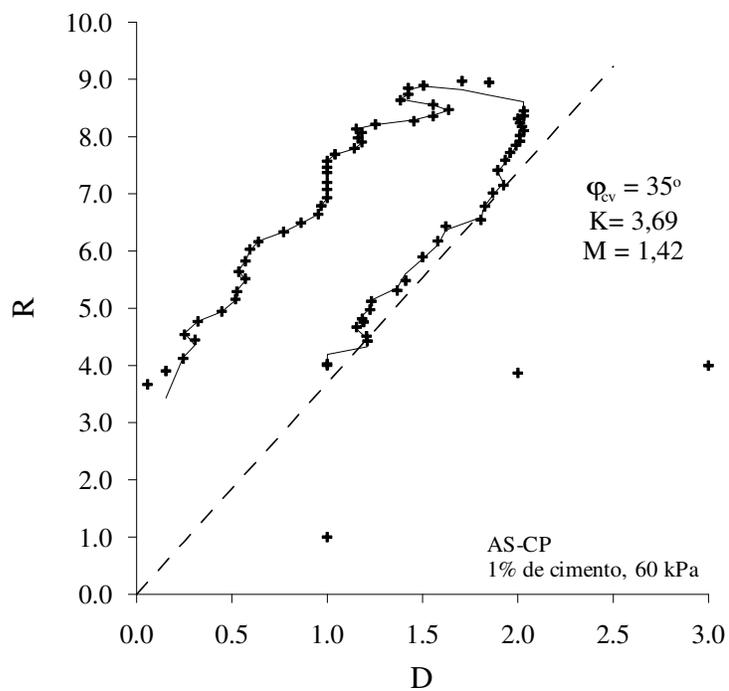


Figura 80. Comportamento no espaço tensão dilatância do material
AS-CP: 1% de cimento

De acordo com Cecconi et al. (1998), o ponto onde R/D atinge o seu valor máximo pode ser entendido como o começo da degradação do material, na medida em que a coesão verdadeira existente entre as partículas é progressivamente perdida e o ângulo de atrito entre as partículas aumenta de φ_{μ} para φ_{cv} , que é o máximo valor de ângulo de atrito que pode ser mobilizado. A resistência de pico resulta da combinação entre a degradação da cimentação ou a queda da coesão, a mobilização do ângulo de atrito e o aumento na taxa de dilatância. No ponto de máxima dilatância, a coesão entre as partículas foi totalmente eliminada e o material percorre uma trajetória de inclinação K onde o comportamento é teoricamente e integralmente friccional.

As Figuras 81 e 82 para os materiais AFU-R e AFU-CP, e a Figura 83 para os materiais ARG-N, ARG-R e ARG-CP, mostram o mesmo tipo de comportamento descrito para a areia siltosa reconstituída e artificialmente cimentada (AS-R e AS-CP).

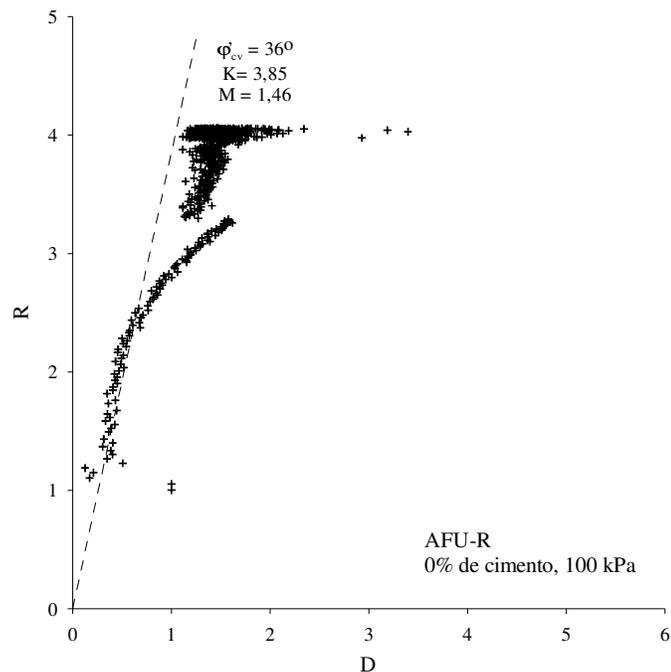


Figura 81. Comportamento no espaço tensão dilatância do material AFU-R: 0% de cimento

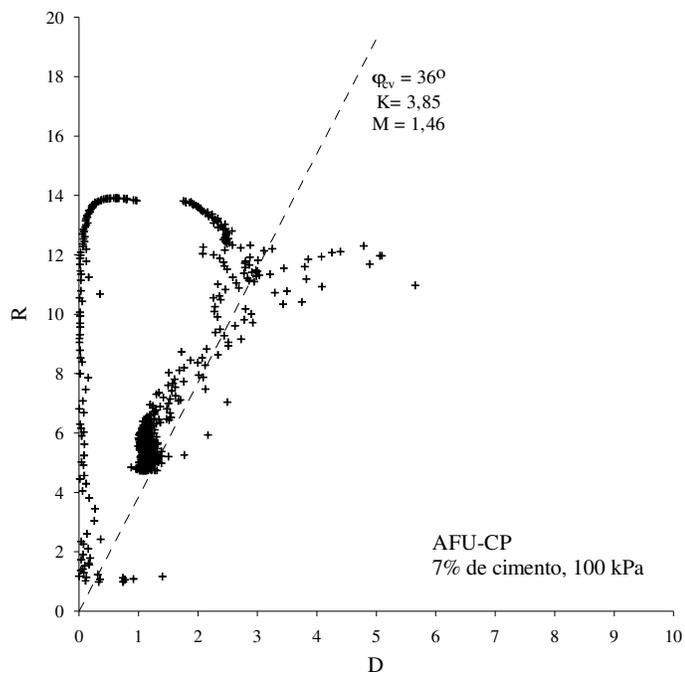


Figura 82. Comportamento no espaço tensão dilatância do material AFU-CP: 7% de cimento

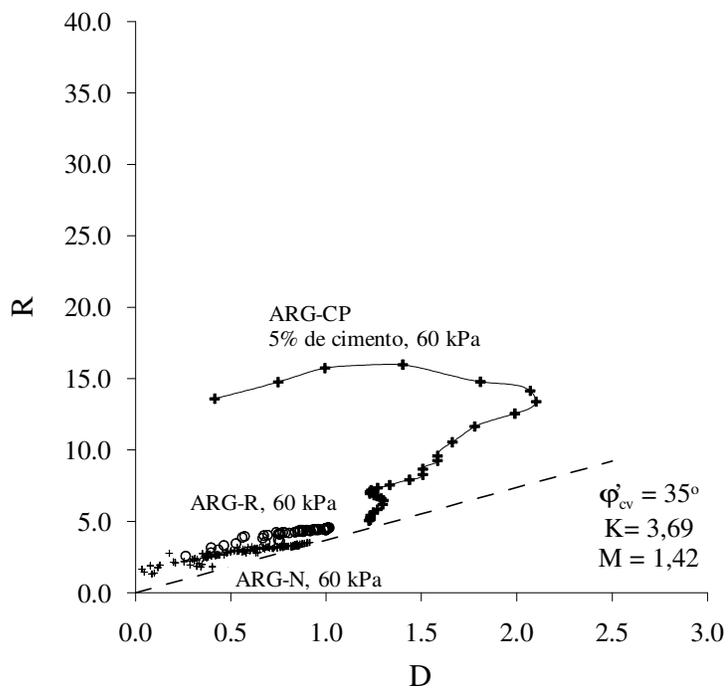


Figura 83. Comportamento no espaço tensão dilatância dos materiais ARG-N, ARG-R e ARG-CP: 5% de cimento

Um outro aspecto relacionado com o estudo da dilatância está na previsão dos estados de pico, isto é, na estimativa do chamado ângulo de atrito máximo ou de pico. Inúmeros são os autores que tem proposto relações empíricas para este fim (e.g. BOLTON, 1986). Em um trabalho relativamente recente, Lo e Wardani (2002) propõem uma relação para a determinação da tensão desvio na ruptura em solos cimentados, através de uma função do tipo:

$$q_f = q_p f\left(\frac{D_f}{D_{f,parent}}\right) + q_0 \exp\left(-k_b \frac{\sigma_3}{p_a}\right) \quad (\text{equação 43})$$

onde q_f é a tensão desvio na ruptura, q_0 é a resistência não confinada obtida na condição de saturação; q_p é a tensão desvio na ruptura no solo no estado reconstituído e no mesmo índice de vazios; f denota uma função; $D_f / D_{f,parent}$ é a relação entre os fatores de dilatância na ruptura para o solo cimentado e o reconstituído; σ_3 é a tensão confinante; p_a é a pressão atmosférica que serve para tornar a expressão adimensional; e k_b é um parâmetro do solo relacionado com a cimentação entre partículas.

A analogia entre a expressão proposta por Lo e Wardani (2002) e a expressão proposta por Schnaid et al. (2001) é clara. De fato, a dilatância é uma medida da mobilização da resistência friccional enquanto que a resistência não confinada é uma medida da cimentação. No entanto, cabe às tensões efetivas médias o papel de governar o comportamento real do solo cimentado.

5.3.2 Lei de Degradação da Cimentação

Rowe (1963), em um de seus trabalhos pioneiros sobre dilatância, propôs uma relação tensão-dilatância na seguinte forma, com a incorporação de uma coesão verdadeira c_f assumida por Rowe como constante em suas análises iniciais:

$$\frac{R}{D} = K + \frac{2c_f}{\sigma'_3} \sqrt{K} \quad (\text{equação 44})$$

Se, no entanto, a coesão é considerada como variável, como de fato é, resultado do processo de degradação das ligações cimentantes, esta equação pode ser trabalhada como uma lei de degradação da cimentação.

A verificação experimental desta hipótese define a continuidade do presente trabalho dentro das linhas de pesquisa estabelecidas pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 OBJETIVOS PROPOSTOS VERSUS OBJETIVOS ALCANÇADOS

O desenvolvimento de uma tese de doutorado é um processo longo que exige contínua reavaliação dos caminhos traçados. Correções de rumo, nova idéias, novos paradigmas, uma constante revisão de conceitos com base na produção científica mais atual, tudo faz parte da construção de um processo chamado pesquisa científica.

Os objetivos gerais e específicos estabelecidos na concepção do trabalho, e que foram reafirmados nos Capítulos 1 e 4 da presente tese, foram satisfatoriamente atingidos, de forma a permitir a conclusão da tese, mas não o esgotamento das questões que motivaram e continuam motivado a linha de pesquisa do PPGEC-UFRGS sobre comportamento geotécnico de materiais cimentados.

6.2 CONCLUSÕES

A partir da análise e discussão dos resultados experimentais obtidos no trabalho e de outros compilados a partir da literatura existente, e tendo como referência a avaliação da influência de algumas variáveis importantes como o grau de cimentação, a tensão efetiva média inicial e a densidade sobre o comportamento geotécnico de solos cimentados, algumas conclusões gerais e outras mais específicas, isto é, válidas dentro das condições e limites específicos do estudo realizado, foram estabelecidas:

- a) de forma geral, o comportamento tensão-deformação de um solo cimentado pode ser descrito como sendo inicialmente muito rígido, aparentemente linear, até um ponto de plastificação bem definido, a partir do qual o solo experimenta deformações plásticas crescentes até a ruptura, que ocorre de modo frágil para a faixa de tensões efetivas médias iniciais estudada. O comportamento pós-pico

observado sugere a existência de um estado último onde a tensão desvio e a deformação volumétrica se tornam estáveis com a deformação axial. As amostras ensaiadas apresentaram, após uma compressão inicial, um comportamento fortemente expansivo durante o cisalhamento;

- b) todos os aspectos analisados do comportamento mecânico do solo artificialmente cimentado foram, em maior ou menor grau, influenciados pela variação do grau de cimentação, da tensão efetiva média inicial e do índice de vazios. Em alguns aspectos, como a resposta na resistência à compressão não confinada, por exemplo, verificou-se uma forte interação entre estas variáveis, isto é, o efeito de uma delas sobre o comportamento do material era dependente do nível da outra variável;
- c) a análise e interpretação dos resultados de compressão isotrópica indicam que após a progressiva degradação do material cimentado há uma lenta, porém efetiva convergência para o estado reconstituído;
- d) a determinação da variação do módulo cisalhante inicial com o nível de tensões efetiva, a partir da técnica de *bender elements*, parece corroborar a idéia de um estado único de convergência, uma vez que para tensões isotrópicas superiores a 10 MPa, há uma forte tendência, independente do nível de cimentação existente e do índice de vazios inicial, para a obtenção de um valor único de módulo cisalhante;
- e) foram obtidas relações experimentais consistentes entre a compressibilidade inicial, a tensão de plastificação e a resistência não confinada para um solo cimentado submetido à compressão isotrópica;
- f) o comportamento de solos cimentados na compressão triaxial é comandado pelas contribuições relativas da cimentação, que compõe a parcela coesiva da resposta do material, e do atrito interno e dilatância, que compõem a parcela friccional da resposta do material; A resposta preponderante do material, no entanto é governada principalmente pelo nível de tensões efetivas e pela densidade inicial;

- g) a resistência à compressão não confinada parece ser uma medida direta do grau de cimentação observado na compressão triaxial; esta observação, no entanto, está restrita a uma determinada faixa de índices de vazios;
- h) o estado crítico não foi caracterizado com rigor para os materiais investigados; para a combinação de tensões efetivas médias iniciais e graus de cimentação avaliados, o comportamento dos materiais cimentados é predominantemente frágil na ruptura, o que dificulta a determinação experimental do comportamento a grandes deformações cisalhantes, tendo em vista o desenvolvimento de zonas de localização de deformações nos corpos-de-prova ensaiados;
- i) a análise da resposta de materiais cimentados no espaço tensão-dilatância estabelece padrões claros de comportamento quando comparados com os materiais equivalentes reconstituídos;
- j) a teoria da tensão-dilatância fornece, portanto, um arcabouço com potencial muito grande na interpretação do comportamento tensão-deformação e da resistência de materiais cimentados, na medida em que incorpora a dilatância como fator importante do comportamento geotécnico de materiais cimentados.

6.3 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A título de sugestões para a ampliação e prosseguimento do estudo do comportamento mecânico de materiais geotécnicos cimentados, o autor propõe a seguinte pauta:

- a) o estabelecimento, através de um programa experimental especificamente planejado para tal, de uma lei de degradação da cimentação no cisalhamento para os materiais cimentados investigados, em especial para aqueles cuja matriz é formada pelo solo areno-siltoso de arenito Botucatu;

- b) o desenvolvimento de estudos sistemáticos sobre o comportamento geotécnico dos solos matrizes, envolvendo especialmente a sua caracterização na compressão isotrópica e no estado crítico;
- c) a incorporação nas análises dos efeitos dos métodos de preparação dos corpos-de-prova, a fim de que os materiais cimentado e reconstituído possam ser efetivamente comparados; Coop e Atkinson (1993) e Fearon e Coop (2000) estabelecem alguns critérios que podem servir como ponto de partida;
- d) o desenvolvimento de modelos constitutivos completos baseados na elasto-plasticidade, que incorporem as características peculiares dos solos cimentados e das rochas brandas; neste sentido, são de fundamental importância estudos que contemplem o comportamento elástico de materiais geotécnicos, o fenômeno da plastificação associado à quebra das cimentações, o comportamento pós-pico e os aspectos relativos à microestrutura dos materiais cimentados; embora um considerável esforço nesta direção venha sendo realizado pela comunidade científica (e.g. LEROUEIL; VAUGHAN, 1990; GENS; NOVA, 1993; CUCCOVILLO; COOP, 1997a), pesquisas adicionais são claramente necessárias para a compreensão de todos os fenômenos físicos envolvidos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABDULLA, A.A.; KIOUSIS, P.D. Behavior of cemented sands – I. Testing. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, New York, v. 21, p. 533-547, 1997a.

ABDULLA, A.A.; KIOUSIS, P.D. Behavior of cemented sands – II. Modelling. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, New York, v. 21, p. 549-568, 1997b.

ACAR, Y.B.; EL-TAHIR, A.E. Low strain dynamic properties of artificially cemented sand. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v. 112, n. 11, p. 1001-1015, 1986.

ADACHI, T.; OKA, F. An elasto-viscoplastic constitutive model for soft rock with strain softening. In: ANAGNASTOPOULOS et al. (Eds.) **Geotechnical Engineering of Hard Soils – Soft Rocks**. Rotterdam: A.A. Balkema, 1993. p. 327-333.

ADACHI, T.; TAKASE, A. Prediction of long term strength of soft sedimentary rock. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON WEAK, SOFT, FRACTURED AND WEATHERED ROCK, 1981, Tokyo. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1981-82. p.99-104.

ADASKA, W.S. Soil-Cement – A material with many applications. **Concrete International**, Farmington Hills, v. 13, n. 1, p. 49-52, 1991.

AIREY, D.W. Triaxial testing of naturally cemented carbonate soil. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v. 119, n. 9, p.1379-1398, 1993.

AIREY, D.W.; FAHEY, M. Cyclic response of calcareous soil from the north-west shelf of Australia. **Géotechnique**, London, v. 41, n. 1, p. 101-121, 1991.

AKAI, K.; ADACHI, T.; FUJIMOTO, K. Constitutive equations for geomechanical materials based on elasto-viscoplasticity. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 9., 1977, Tokyo. **Proceedings...** Tokyo: Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1977. p. 1-10. (Specialty Session 9).

AKAI, K.; OHNISHI, Y.; YASHIMA, A. Strain-softening behavior of soft sedimentary rock. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON WEAK, SOFT, FRACTURED AND WEATHERED ROCK, 1981, Tokyo. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1981-82. p.81-86.

AKILI, W.; AL-JOULANI, N.M.A. Cone penetration tests on artificially cemented sands. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 1., 1988, Orlando. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1988. p.607-613.

AKINMUSURU, J.O. The effects of cementation on the stress-strain behavior of a sand. In: REGIONAL CONFERENCE FOR AFRICA ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 9., 1987, Lagos. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1987. p.435-442.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D5298-91**: standard test method for measurement of soil potential (suction) using paper filter. Philadelphia, 1991.

ANDERSEN, A.; SIMONS, N.E. Norwegian triaxial equipment and technique. In: RESEARCH CONFERENCE ON SHEAR STRENGTH OF COHESIVE SOILS, 1960, Boulder. **Proceedings...** New York: American Society of Civil Engineers, 1960, p.695-709.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: solo - determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508**: grãos de solo que passam na peneira de 4,8 mm - determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1984b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180**: solo - determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1984c.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: solo - análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984d.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: amostras de solo - preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1986a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182**: solo – ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 1986b.

ATKINSON, J.H. **An introduction to the mechanics of soils and foundations**. London: Mc-Graw-Hill International, 1993. 337 p.

ATKINSON, J.H.; EVANS, J.S. Discussion on The measurements of soil stiffness in the triaxial apparatus, by Jardine, R.J.; Symes, N.J.; Burland, J.B. **Géotechnique**, v.35, n.3, p. 378-382, 1985.

AVERSA, S.; EVANGELISTA, A.; LEROUEIL, S; PICARELLI, A. Some aspects of the mechanical behaviour of structured soils and soft rocks. In: ANAGNASTOPOULOS et al. (Eds.) **Geotechnical Engineering of Hard Soils – Soft Rocks**. Rotterdam: A.A. Balkema, 1993. p. 359-366.

AVRAMIDIS, A.S. **Dynamic and static behavior of cemented sands**. 1985. Thesis (Ph. D.), Illinois Institute of Technology, Chicago.

BAIG, S.; PICORNELL, M; NAZARIAN, S. Low strain shear moduli of cemented sands. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Reston, v. 123, n. 6, p.540-545, 1997.

BALDI, G.; HIGHT, D.W.; THOMAS, G.E. A reevaluation of conventional triaxial test methods. In: SYMPOSIUM ON ADVANCED TRIAXIAL TESTING OF SOIL AND ROCK, 1988, Louisville. **Proceedings...** Philadelphia: American Society of Testing and Materials, 1988. p.219-263.

BALMER, G.G. Shear strength and elastic properties of soil cement under triaxial loading. **ASTM Proceedings**, Philadelphia, v. 58, p. 1187-1204, 1958.

BARBOSA-CRUZ, E.R.; TATSUOKA, F. Effects of stress state during curing on stress-strain behavior of cemented-mixed sands. In: JAMIOLKOWSKI; LANCELLOTA; LO PRESTI (Eds.) **Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials**. Rotterdam: A.A. Balkema, 1999. p. 509-516.

BARDEN, L.; ISMAIL, H.; TONG, P. Plane strain deformation of granular material at low and high pressures. **Géotechnique**, London, v. 19, n. 4, p. 441-452, 1969.

BARDEN, L.; KHAYATT, A.J. Incremental strain rate ratios and strength of sand in the triaxial test. **Géotechnique**, London, v. 16, n. 4, p. 338-357, 1966.

BARKSDALE, R.D.; BLIGHT, G.E. Compressibility and settlement of residual soils. In: BLIGHT, G.E. (Ed.) **Mechanics of Residual Soils**. Rotterdam: A.A. Balkema, 1997. Chapter 8, p. 95-154.

BARLA, M.; BARLA, G.; LO PRESTI, D.C.F.; PALLARA, O.; VANDENBUSSCHE, N. Stiffness of soft rocks from laboratory tests. In: JAMIOLKOWSKI; LANCELLOTA; LO PRESTI (Eds.) **Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials**. Rotterdam: A.A. Balkema, 1999. p. 43-50.

BARTLETT, S; FARNSWORTH, C. Performance of Lime Cement-Stabilized Soils for the I-15 Reconstruction Project: Salt Lake City, Utah. **Transportation Research Record**. Washington, D.C., n. 1808, p. 58-66, 2002.

BARTON, M.E. Cohesive sands: the natural transition from sands to sandstones. In: ANAGNASTOPOULOS et al. (Eds.) **Geotechnical Engineering of Hard Soils – Soft Rocks**. Rotterdam: A.A. Balkema, 1993. p. 367-374.

BECKWITH, G.H.; HANSEN, L.A. Calcareous soils of the south-western United States. In: **Geotechnical Properties, Behaviour and Performance of Calcareous Soils**. Philadelphia: ASTM, 1982. p. 16-35.

BEEN, K.; JEFFERIES, M.J. A state parameter for sands. **Géotechnique**, London, v. 36, n. 1, p. 99-112, 1985.

BELLOTTI, R.; GHIONNA, V.; JAMIOLKOWSKI, M.; ROBERTSON, P.K.; PETERSON, R.W. Interpretation of moduli from self-boring pressuremeter test in sand. **Géotechnique**, London, v. 39, n. 2, p. 269-292, 1989.

BISHOP, A.W.; HENKEL, D.J. **The measurements of soil properties in the triaxial test**. 2.ed. London: Edward Arnold, 1962. 227p.

BISHOP, A.W.; WESLEY, L.D. A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing. **Géotechnique**, London, v.25, n.4, p. 657-660, 1975.

BLIGHT, G.E. Origin and formation of residual soils. In: BLIGHT, G.E. (Ed.) **Mechanics of Residual Soils**. Rotterdam: A.A. Balkema, 1997. Chapter 1, p. 1-15.

BOLTON, M.D. The strength and dilatancy of sands. **Géotechnique**, London, v. 36, n. 1, p. 65-78, 1986.

BOLTON, M.D. The strength and dilatancy of sands. Discussion. **Géotechnique**, London, v. 37, n. 2, p. 219-226, 1987a.

BOLTON, M.D. The strength and dilatancy of sands. Discussion. **Géotechnique**, London, v. 37, n. 4, p. 517, 1987b.

BOLTON, M.D. **A guide to soil mechanics**. Cambridge: M D & K Bolton, 1991. 439 p.

BRESSANI, L.A. **Experimental studies of an artificially bonded soil**. 1990. 459p. Thesis (Ph.D.) – Imperial College of Science and Medicine, University of London, London.

BRESSANI, L.A. The secant stiffness behaviour of Corinth marl. In: ANAGNASTOPOULOS et al. (Eds.) **Geotechnical Engineering of Hard Soils – Soft Rocks**. Rotterdam: A.A. Balkema, 1993. p. 391-396.

BRESSANI, L.A.; MARTINS, F.B.; BICA, A.V.D. Mechanical behavior of a residual soil from Botucatu sandstone. In: INTERNATIONAL CONGRESS OF THE INTERNATIONAL ASSOCIATION OF ENGINEERING GEOLOGY, 7., 1994, Lisbon. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1994. p. 315-322.

BRESSANI, L.A.; VAUGHAN, P.R. Damage to soil during triaxial testing. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 12., 1989, Rio de Janeiro. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1989. p.17-20.

BRITTO, A.M.; GUNN, M.J. **Critical state soil mechanics via finite elements**. Chichester: Ellis Horwood Limited, 1987. 488p.

BURLAND, J.B. Small is Beautiful – the stiffness of soils at small strains. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v. 26, p. 499-516, 1989.

BURLAND, J.B. On the compressibility and shear strength of natural clays. **Géotechnique**, London, v. 40, n. 3, p. 329-378, 1990.

CANESTRARI, F.; SCARPELLI, G. Stress-dilatancy and strength of Ancona clay. In: ANAGNASTOPOULOS et al. (Eds.) **Geotechnical Engineering of Hard Soils – Soft Rocks**. Rotterdam: A.A. Balkema, 1993. p. 417-424.

CARRARO, J.A.H. **Utilização de resíduos industriais na estabilização de um solo residual de arenito**. 1997. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

CASAGRANDE, M.D.T. **Estudo do comportamento de um solo reforçado com fibras de polipropileno visando o uso como base de fundações superficiais**. 2001. 94p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

CASAGRANDE, M.D.T.; CONSOLI, N.C. Estudo do comportamento se um solo residual areno-siltoso reforçado com fibras de polipropileno. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, vol. 25, n. 3, p. 223-230, 2002.

CASAGRANDE, M.D.T.; CONSOLI, N.C.; THOMÉ, A.; PRIETTO, P.D.M. Comportamento em campo e laboratório de um solo reforçado com fibras. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, vol. 25, n. 3, p. 247-255, 2002.

CAVEY, J.K.; KRIZEK, R.J.; SOBHAN, K.; BAKER, W.H. Wasted fiber in cement stabilized recycled aggregate base material. **Transportation Research Record**. Washington, D.C., n. 1486, p. 97-106, 1995.

CECCONI M.; VIGGIANI, G.; RAMPOLLO, S. An experimental investigation of the mechanical behaviour of a pyroclastic soft rock. In: EVANGELISTA; PICARELLI (Eds.) **The Geotechnics of Hard Soils – Soft Rocks**. Rotterdam: A. A. Balkema, 1998. p. 473-482.

CERATTI, J.A.P.; MEDINA, J. Estudo de solos estabilizados com cimento sob ação de cargas repetidas. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 18., 1983, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: ABPv, 1983. p. 233-263.

CERATTI, J.A.P. **Estudo de comportamento a fadiga de solos estabilizados com cimento para utilização em pavimentos**. 1991. 314p. Tese (Doutorado em Engenharia) – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

CHANG, C.S.; MISRA, A.; SUNDARAM, S.S. Micromechanical modeling of cemented sands under low amplitude oscillations. **Géotechnique**, London, v. 40, n. 2, p. 251-263, 1990a.

CHANG, T.; WOODS, R.D.; LI, N.H. Preparation of grouted sand specimens for dynamic testing. **Geotechnical Testing Journal**, Philadelphia, v. 13, n. 3, p. 235-242, 1990b.

CHANG, T.; WOODS, R.D. Effect of particle contact bond on shear modulus. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v. 118, n. 8, p. 1216-1233, 1992.

CHAZALLON, C.; HICHER, P.Y. An elastoplastic model with damage for bonded geomaterials. In PANDE; PIETRUSCZAK (Eds.) **Numerical models in geomechanics**. Rotterdam: A.A. Balkema, 1995. p. 21-26.

CLAYTON, C.R.I.; HEYMANN, G. Stiffness of geomaterials from small strain triaxial and field geophysical tests. In: JAMIOLKOWSKI; LANCELLOTA; LO PRESTI (Eds.) **Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials**. Rotterdam: A.A. Balkema, 1999. p. 65-71.

CLAYTON, C.R.I.; KHATRUSH, S.A. A new device for measuring local axial strain on triaxial specimens. **Géotechnique**, London, v. 25, n. 4, p. 657-670, 1986.

CLAYTON, C.R.I.; KHATRUSH, S.A.; BICA, A.V.D.; SIDDIQUE, A. The use of Hall effect semiconductor in geotechnical instrumentation. **Geotechnical Testing Journal**, Philadelphia, v. 12, n. 1, p. 69-76, 1989.

CLAYTON, C.R.I.; SERRATRICE, J.F. The mechanical properties and behavior of hard soils and soft rocks: general report. In: ANAGNASTOPOULOS et al. (Eds.) **Geotechnical Engineering of Hard Soils – Soft Rocks**. Rotterdam: A.A. Balkema, 1993. p. 1839-1877.

CLAYTON, C.R.I.; HIGHT, D.W.; HOPPER, R.J. Progressive destructuring of Bothkemar clay: implications for sampling and reconsolidation procedures. **Géotechnique**, London, v. 42, n. 2, p. 219-239, 1992.

CLOUGH, G.W.; IWABUCHI, J.; RAD, N.S.; KUPPUSAMY, T. Influence of cementation on liquefaction of sands. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v. 115, n. 8, p. 1102-1117, 1989.

CLOUGH, G.W.; SITAR, N.; BACHUS R.C.; RAD, N.S. Cemented sands under static Loading. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, New York, v. 107, n. 6, p. 799-817, 1981.

CLOUGH, W.G.; KÜCK, W.M.; KASALI, G. Silicate-stabilized sands. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, New York, v. 105, n. 1, p. 65-82, 1979.

CONCHA, L.M.C. **Estudo do comportamento a fadiga de solos estabilizados com cimento para utilização em pavimentos**. 1986. 135p. Dissertação (Mestrado de Engenharia) – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

CONSOLI, N.C.; CARRARO, J.A.C.; PRIETTO, P.D.M.; THOMÉ, A. The effect of compaction on the behaviour of a sandy soil-fly ash-lime mixture. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING, 11., 1999, Foz do Iguaçu. **Proceedings...** São Paulo: ABMS/SAMS/SPG, 1999. p. 411-415.

CONSOLI, N.C.; MONTARDO, J.P.; DONATO, M.; PRIETTO, P.D.M. Effect of material properties on the behaviour of sand-cement-fibre composites. **Ground Improvement**, London, vol. 8, n. 2, p. 77-90, 2004.

CONSOLI, N.C.; MONTARDO, J.P.; PRIETTO, P.D.M.; PASA, G. Engineering behavior of cemented sand reinforced with plastic waste. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Reston, vol. 128, n. 6, p. 462-472, 2002a.

CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M.; CARRARO, J.A.C.; HEINECK, K.S. The behaviour of compacted carbide lime-fly ash-soil mixtures. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Reston, vol. 127, n. 9, p. 774-782, 2001.

CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M.; CARRARO, J.A.C.; HEINECK, K.S. The behaviour of compacted carbide lime-fly ash-soil mixtures. Discussion (Closure). **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Reston, vol. 128, n. 12, p. 1046-1048, 2002b.

CONSOLI, N.C.; ROTTA, G.V.; PRIETTO, P.D.M. The influence of curing under stress on the triaxial response of cemented soils. Technical Note. **Géotechnique**, London, vol. 50, n. 1, p. 99-105, 2000.

CONSOLI, N.C.; ROTTA, G.V.; PRIETTO, P.D.M. The influence of curing under stress on the triaxial response of cemented soils. Discussion (Closure). **Géotechnique**, London, vol. 52, n. 5, p. 382-384, 2002c.

CONSOLI, N.C.; ROTTA, G.V.; PRIETTO, P.D.M. Yielding-compressibility-strength relationship for an artificially cemented soil cured under stress. **Géotechnique**, London, 2004. (submetido para publicação)

CONSOLI, N.C.; SCHNAID, F.; MILITITSKY, J. Interpretation of plate load tests on residual soil site. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Reston, v. 124, n. 9, p. 857-867, 1998a.

CONSOLI, N.C.; SCHNAID, F.; MILITITSKY, J.; VENDRUSCOLO, M. A. Design of shallow foundations on structured and compacted soils based on plate loading tests and finite element analysis. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 14., 1997, Hamburg. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1997. p. 783-784.

CONSOLI, N.C.; SCHNAID, F.; PRIETTO, P.D.M.; ROHLFES JR., J.A. Engineering properties of residual soil-cement mixtures. In: YONEKURA, R.; TERASHI, M.; SHIBAZAKI, M. (Eds.) **Grouting and Deep Mixing**. Rotterdam: A.A. Balkema, 1996. p. 25-30.

CONSOLI, N.C.; SCHNAID, F.; THOMÉ, A.; VENDRUSCOLO, M.A.; SALES, L.F.P. Interpretação de provas de carga de fundações superficiais assentes em camadas de solo-cimento. **Solos e Rochas**, São Paulo, v. 21, n. 1, p. 39-47, 1998b.

CONSOLI, N.C.; CASAGRANDE, M.D.T.; PRIETTO, P.D.M.; THOMÉ, A. Plate load test on fiber-reinforced soil. Technical Note. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Reston, v. 129, n. 10, p. 951-955, 2003a.

CONSOLI, N.C., VENDRUSCOLO, M.A.; PRIETTO, P.D.M. Behavior of plate load tests on soil layers improved with cement and fiber. Technical Note. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Reston, vol. 129, n. 1, p. 96-101, 2003b.

COOP, M.R. The mechanics of uncemented carbonate sands. **Géotechnique**, London, v. 40, n. 4, p. 607-626, 1990.

COOP, M.R. The influence of in-situ state on the behaviour of carbonate sands. In: AL-SHAFAEI (Ed.) **Engineering for Calcareous Sediments**. Rotterdam: A.A. Balkema, 2000, p. 379-400.

COOP, M.R.; AIREY, D.W. Carbonate sands. In: TAN et al. (Eds.) **Characterization and Engineering Properties of Natural Soils**. Lisse: Swets & Zeitlinger, 2003. p. 1049-1086.

COOP, M.R.; ATKINSON, J.H. The mechanics of cemented carbonate sands. **Géotechnique**, London, v. 43, n. 1, p. 53-67, 1993.

COOP, M.R.; CUCCOVILLO, T. The influence of geological origin on the behaviour of carbonate sands. In: YANAGISAWA; MOROTO; MITACHI (Eds.) **Problematic Soils**. Rotterdam: A.A. Balkema, 1993. p. 607-610.

COOP, M.R.; WILSON, S.M. On the behavior of hydrocarbon reservoir sands and sandstones. Accepted for ASCE, **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Reston, v., n., p., 2002.

CROCKFORD W.W.; GROGAN, W.P.; CHILL, D.S. Strength and life of stabilized pavement layers containing fibrillated polypropylene. **Transportation Research Record**, Washington, D.C., n. 1418, p. 60-66, 1993.

CUCCOVILLO, T.; COOP, M.R. The influence of bond strength on the mechanics of carbonate soft rocks. In: ANAGNASTOPOULOS et al. (Eds.) **Geotechnical Engineering of Hard Soils – Soft Rocks**. Rotterdam: A.A. Balkema, 1993. p.447-455.

CUCCOVILLO, T.; COOP, M.R. The measurement of local axial strains in triaxial tests using LVDTs. **Géotechnique**, London, v. 47, n. 1, p. 167-171, 1997a.

CUCCOVILLO, T.; COOP, M.R. Yielding and pre-failure deformation of structured sands. **Géotechnique**, London, v. 47, n. 3, p. 481-508, 1997b.

CUCCOVILLO, T.; COOP, M.R. On the mechanics of structured sands. **Géotechnique**, London, v. 49, n. 6, p. 741-760, 1999a.

CUCCOVILLO, T.; COOP, M.R. Automated triaxial apparatus for elevated pressures. In: **Nondestructive and automated testing for soil and rock properties**. Special Technical Publication n. 1350. Philadelphia: ASTM, 1999b. p. 231-245.

DA RE, G.; SANTAGATA, M. C.; GERMAINE, J. T. LVDT based system for the measurement of the prefailure behavior of geomaterials. **Geotechnical Testing Journal**, Philadelphia, v. 24, n. 3, p. 288-298, 2001.

DASS, R.N.; DAS, B.M.; YEN, S.C.; PURI, V.K.; WRIGHT, M.A. Stress-strain relationship of lightly-cemented sand in tension and compression. In: SHIBUYA; MITACHI; MIURA (Eds.) **Pre-Failure Deformation of Geomaterials**. Rotterdam: A.A. Balkema, 1994a. p. 143-148.

DASS, R.N.; YEN, S.; DAS, B.M.; PURI, V.K.; WRIGHT, M.A. Tensile stress-strain characteristics of lightly cemented sand. **Geotechnical Testing Journal**, Philadelphia, v. 17, n. 3, p. 305-314, 1994b.

DE JOSSELIN DE JONG, G. Rowe's stress-dilatancy relation based on friction. **Géotechnique**, London, v. 26, n. 3, p. 527-534, 1976.

DE JOSSELIN DE JONG, G. Rowe's stress-dilatancy relation based on friction. Discussion. **Géotechnique**, London, v. 27, n. 3, p. 439-440, 1977.

DÉCOURT, L. Session 9. In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 8., 1983, Helsinki. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1983. p. 1305-1306.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **ME/DNER 180**: determinação da resistência à compressão simples de solos estabilizados com cinza volante e cal hidratada. Rio de Janeiro, 1987.

DÍAZ, J.G. **Estudo do comportamento de fundações superficiais em solos cimentados**. 1998. 137p. Dissertação (mestrado em engenharia) - CPGEC/UFRGS, Porto Alegre.

DIEFENTHAL, D.C.; BORDEN, R.H.; BAKER, W.H.; KRIZEK, R.J. Strength and stiffness of silicate grouted sand with different stress histories. **Geotechnical Testing Journal**, Philadelphia, v. 2, n. 4, p. 200-205, 1979.

DOBEREINER, L.; FREITAS, M.H. Geotechnical properties of weak sandstones. **Géotechnique**, London, v. 36, n. 1, p. 79-94, 1986.

DUPAS, J.; PECKER, A. Static and dynamic properties of sand-cement. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, New York, v. 105, n. 3, p. 419-436, 1979.

DUSSEAULT, M.B.; MORGENSTERN, N.R. Locked sands. **Quarterly Journal of Engineering Geology**, Bath, UK, vol. 12, p. 117-131, 1979.

DYVIK, R.; MADSHUS, C. Laboratory measurements of G_{max} using bender elements In: ASCE ANNUAL CONVENTION: ADVANCES IN THE ART OF TESTING SOILS UNDER CYCLIC CONDITIONS, 1985, Detroit. **Proceedings...** New York: American Society of Civil Engineers, 1985.

ELLIOT, G.; BROWN, E.T. Yield of a soft, high-porosity rock. **Géotechnique**, London, v. 35, n. 4, p. 413-423, 1985.

EVSTATIEV, D.; MILEV, G.; KARACHOROV, P. Settlement of TV tower built on stabilized loess. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, 12., 1985, Rio de Janeiro. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1985. p. 1209-1212.

FEARON, R.E.; COOP, M.R. Reconstitution: what makes an appropriate reference material? **Géotechnique**, London, v. 50, n. 4, p. 471-477, 2000.

FERNANDEZ, A.L.; SANTAMARINA, J.C. Effect of cementation on the small-strain parameters of sand. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v. 38, p. 191-199, 2001.

FERREIRA, P.M.V. **Estudo de um solo residual de arenito da Rodovia RS 239: ensaios triaxiais servo-controlados**. 1998. 90p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

FERREIRA, S.R.; LACERDA, W.A. Variações de volume em solo colapsível medidas através de ensaios de laboratório e campo. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, vol. 16, n. 4, p. 245-253, 1993.

FEUERHARMEL, M.R. **Aspectos do comportamento de misturas solo-cimento-fibra de polipropileno**. 2000. 145 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

FOGAÇA, B.C. **Análise paramétrica de estruturas de pavimento utilizando areia do litoral do Rio Grande do Sul estabilizada com cinza volante e cal**. 1996. 143p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

FROSSARD, E. Effect of sand grain shape on interparticle friction; indirect measurements by Rowe's stress dilatancy theory. **Géotechnique**, London, v. 29, n. 3, p. 341-350, 1979.

FROSSARD, E. Effect of sand grain shape on interparticle friction; indirect measurements by Rowe's stress dilatancy theory. Discussion. **Géotechnique**, London, v. 32, n. 2, p. 161-165, 1982.

FRYDMAN, S. et al. Liquefaction study of cemented sand. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, New York, v. 106, n. 3, p. 275-297, 1980.

FUTAI, M.M. **Estudo teórico e experimental do comportamento de um solo tropical não saturado**. 2002. 559p. Tese (Doutorado em Engenharia) – COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro.

FUTAI, M.M.; ALMEIDA, M.S.S.; LACERDA, W.A. Yield, strength and critical state conditions of a tropical saturated soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Reston, v. 130, 2004. (in print)

GENS, A.; NOVA, R. Conceptual bases for a constitutive model for bonded soils and weak rocks. In: ANAGNASTOPOULOS et al. (Eds.) **Geotechnical Engineering of Hard Soils – Soft Rocks**. Rotterdam: A.A. Balkema, 1993. p. 485-494.

GRIFFITHS, D.V.; PREVOST, J.H. Stress-strain curve generation from simple triaxial parameters. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, v. 14, p. 587-594, 1990.

HANNA, A.M.; MASSOUD, N.; YOUSSEF, H. Prediction of plane-strain angles of shear resistance from triaxial test results. In: CONFERENCE ON PREDICTION AND PERFORMANCE IN GEOTECHNICAL ENGINEERING, 1987, Calgary. **Proceedings...** 1987. p. 369-376.

HANNA, A.M.; YOUSSEF, H. Evaluation of dilatancy theories of granular soils. In: CONFERENCE ON PREDICTION AND PERFORMANCE IN GEOTECHNICAL ENGINEERING, 1987, Calgary. **Proceedings...** 1987. p. 227-236.

HARDIN, B.O.; DRNEVICH, V.P. Shear modulus and damping in soils: design equations and curves. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, New York, v. 98, n. 7, p. 667-692, 1972.

HARDINGHAM, A.D. Development of an engineering description of cemented soils and calcrete duricrusts. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ENGINEERING CHARACTERISTICS OF ARID SOILS, 1., 1994. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1994. p. 87-90.

HAYANO, K.; SATO, T.; TATSUOKA, F. Deformation characteristics of a sedimentary soft mudstone from triaxial compression tests using rectangular prism specimens. **Géotechnique**, London, v. 47, n. 3, p. 439-449, 1997.

HEINECK, K. S. **Estudo da influência de cimentações introduzidas sob tensão**. 1998. 115p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

HEINECK, K. S. **Estudo do Comportamento Hidráulico e Mecânico de Materiais Geotécnicos para Barreiras Horizontais Impermeáveis**. 2002. 251p. Tese (Doutorado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

HIGHT D.W.; JARDINE, R.J. Small-strain stiffness and strength characteristics of hard London tertiary clays. In: ANAGNASTOPOULOS et al. (Eds.) **Geotechnical Engineering of Hard Soils – Soft Rocks**. Rotterdam: A.A. Balkema, 1993. p. 533-552.

HIRAI, H.; TAKAHASHI, M.; YAMADA, M. An elastic-plastic constitutive model for the behavior of improved sandy soils. **Soils and Foundations**, Tokyo, v. 29, n. 2, p. 69-84, 1989.

HORNE, M.R. The behavior of an assembly of rotund, rigid, cohesionless particles. **Proc. Royal Society**, London, v. 286A, p. 62-97, 1965.

HOUSTON, S.L.; EL-EHWANY, M. Sample disturbance of cemented collapsible soils. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v. 117, n. 5, p. 731-752, 1991.

HOUSTON, S.L.; MAHMOUND, H.H.; HOUSTON, W.N. Down-hole collapse test system. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v. 121, n. 4, p. 341-349, 1995.

HOUSTON, S.L.; WALSH, K.D.; HOUSTON, W.N. Soil Strength Contribution of Soil Suction in Cemented Soil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS, 1997, Rio de Janeiro. **Proceedings...** Rio de Janeiro: Freitas Bastos Editora, 1997. p. 25-34.

HOWIE, J.A.; SHOZEN, T.; VAID, Y.P. Effect of ageing on stiffness of very loose sand. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v. 39, p. 149-156, 2002.

HUANG, J.T. **Effects of cement and density on cemented sands**. 1994. Thesis (Ph.D.) – University of Sydney, Sydney, Australia.

HUANG, J.T.; AIREY, D.W. Effects of cement and density on an artificially cemented sand. In: ANAGNASTOPOULOS et al. (Eds.) **Geotechnical Engineering of Hard Soils – Soft Rocks**. Rotterdam: A.A. Balkema, 1993. p. 553-560.

HUANG, J.T.; AIREY, D.W. Properties of an artificially cemented carbonate sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Reston, v. 124, n. 6, p. 492-499, 1998.

INGLES, O.G.; METCALF, J.B. **Soil stabilization principles and practice**. Melbourne: Butterworks, 1972.

ISMAIL, M.A.; JOER, H.A.; RANDOLPH, M.F. Sample preparation technique for artificially cemented soils. **Geotechnical Testing Journal**, Philadelphia, v.23, n.2, p. 171-177, 2000.

ISMAIL, M.A.; JOER, H.A.; RANDOLPH, M.F.; MERITT, A. Cementation of porous materials using calcite. **Géotechnique**, London, v. 52, n. 5, p. 313-324, 2002a.

ISMAIL, M.A.; JOER H.A.; RANDOLPH M.F.; SIM, W.H. Effect of cement type on shear behaviour of cemented calcareous soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Reston, v. 128, n. 6, p. 520-529, 2002b.

ISSMFE INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS - SOFT ROCKS, 1., 1993, Athens, Greece. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1993.

ISSMFE INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS - SOFT ROCKS, 2., 1998, Naples, Italy. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1998.

JAMIOLKOWSKI, M.; ROBERTSON, P.K. Future trends for penetration testing (closing address) In: SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING IN UK, 1988, London. **Proceedings...** London: Thomas Telford, 1988. p.21-42.

JANBU, N. Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests. In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3., 1963, Wiesbaden. **Proceedings...** 1963. p. 19-24.

JARDINE, R.J.; FOURIE, A.; MASWOSWE, J.; BURLAND, J.B. Field and laboratory measurements of soil stiffness. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 11., 1985, San Francisco. **Proceedings...** ISSMFE, 1985, 511-514.

JARDINE, R.J.; KUWANO, R.; ZDRAVKOVIC, L.; THORNTON, C. Some fundamental aspects of the pre-failure behaviour of granular soils. In: LANCELLOTA; LO PRESTI (Eds.) **Pre-Failure Deformation of Geomaterials**. Lisse: Swets & Zeitlinger, 2001. p. 1077-1111.

JARDINE, R.J.; POTTS, D.M.; FOURIE, A.B.; BURLAND, J.B. Studies of the influence of non-linear stress-strain characteristics in soil-structure interaction. **Géotechnique**, London, v. 36, n. 3, p. 377-396, 1986.

JARDINE, R.J.; SYMES, M.J.; BURLAND, J.B. The measurement of soil stiffness in the triaxial apparatus. **Géotechnique**, London, v. 34, n. 3, p. 323-340, 1984.

JOVICIC, V.; COOP, M.R. The measurement of stiffness anisotropy in clays with bender elements in the triaxial apparatus. **Geotechnical Testing Journal**, Philadelphia, v.21, n.1, p. 3-10, 1998.

JOVICIC, V.; COOP, M.R.; SIMIC, M. Objective criteria for determining G_{max} from bender element tests. Technical Note. **Géotechnique**, London, v. 46, n. 2, p. 357-362, 1996.

JURAN, I.; RICCOBONO, O. Reinforcing soft soils with artificially cemented compacted-sand columns. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v. 117, n. 7, p. 1042-1060, 1991.

KAGA, M.; YONEKURA, R. Estimation of strength of silicate-grouted sand. **Soils and Foundations**, Tokyo, v. 31, n. 3, p. 43-59, 1991.

KAVVADAS, M.J.; AMOROSI, A. A plasticity approach for the mechanical behaviour of structured soils. In: EVANGELISTA; PICARELLI (Eds.) **The Geotechnics of Hard Soils – Soft Rocks**. Rotterdam: A. A. Balkema, 1998. p. 603-613.

KAVVADAS, M.J.; AMOROSI, A. A constitutive model for structured soils. **Géotechnique**, London, v. 50, n. 3, p. 263-273, 2000.

KAVVADAS, M.J.; ANAGNOSTOPOULOS, A.G. A framework for the mechanical behavior of structured soils. In: EVANGELISTA; PICARELLI (Eds.) **The Geotechnics of Hard Soils – Soft Rocks**. Rotterdam: A. A. Balkema, 1998. p. 591-601.

KAVVADAS, M.J.; ANAGNOSTOPOULOS, A.G.; KALTEZIOTIS, N. A framework for the mechanical behaviour of cemented Corinth marl. In: ANAGNASTOPOULOS et al. (Eds.) **Geotechnical Engineering of Hard Soils – Soft Rocks**. Rotterdam: A.A. Balkema, 1993. p. 577-583.

KAWASAKI, S.; NISHI, K.; FUJIWARA, Y. Mechanical properties of deep soft rock ground in the suburbs of Tokyo. In: ANAGNASTOPOULOS et al. (Eds.) **Geotechnical Engineering of Hard Soils – Soft Rocks**. Rotterdam: A.A. Balkema, 1993. p. 593-600.

KIM, Y.S.; TATSUOKA, F.; OCHI, K. Deformation characteristics at small strain of sedimentary soft rocks by triaxial compression tests. **Géotechnique**, London, v. 44, n. 3, p. 461-478, 1994.

KOHATA, Y.; TATSUOKA, F.; DONG, J.; TEACHAVORASINSKUN, S.; MIZUMOTO, K. Stress states affecting elastic deformation moduli of geomaterials. In: SHIBUYA; MITACHI; MIURA (Eds.) **Pre-Failure Deformation of Geomaterials**. Rotterdam: A.A. Balkema, 1994. p. 3-9.

KOHATA, Y.; TATSUOKA, F.; WANG, L.; JIANG, G.L.; HOQUE, E.; KODAKA, T. Modelling the non-linear deformation properties of stiff geomaterials. **Géotechnique**, London, v. 47, n. 3, p. 563-580, 1997.

KOLIAS, S.; WILLIAMS, R.I.T. Uniaxial tension tests on cement-stabilized granular materials. **Geotechnical Testing Journal**, Philadelphia, v. 1, n. 4, p. 190-198, 1978.

LA ROCHELLE, P.; LEROUEIL, S; TRAK, B.; BLAIS-LEROUX, L.; TAVENAS, F. Observational approach to membrane and area corrections in triaxial tests. In: SYMPOSIUM ON ADVANCED TRIAXIAL TESTING OF SOIL AND ROCK, 1986, Louisville. **Proceedings...** Philadelphia: ASTM, 1988. p. 715-731.

LADD, R.S. Preparing test specimens using under-compaction. **Geotechnical Testing Journal**, Philadelphia, v. 1, n. 1, p. 16-23, 1978.

LADE, P.V.; OVERTON, D.D. Cementation effects in frictional materials. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v. 115, n. 10, p. 1373-1387, 1989.

LAGIOIA, R.; NOVA, R. A constitutive model for soft rocks. In: ANAGNASTOPOULOS et al. (Eds.) **Geotechnical Engineering of Hard Soils – Soft Rocks**. Rotterdam: A.A. Balkema, 1993. p. 625-632.

LAGIOIA, R.; NOVA, R. An experimental and theoretical study of the behavior of a calcarenite in triaxial compression. **Géotechnique**, London, v. 45, n. 4, p. 633-648, 1995.

LEE, I.K. Stress-dilatancy performance of feldspar. **Journal of Soil Mechanics and Foundation Division**, New York, v. 92, n. 2, p. 79-103, 1966.

LEROUEIL, S.; HIGHT, D.W. Behaviour and properties of natural soils and soft rocks. In: TAN et al. (Eds.) **Characterization and Engineering Properties of Natural Soils**. Lisse: Swets & Zeitlinger, 2003. p. 29-254.

LEROUEIL, S.; VAUGHAN, P.R. The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks. **Géotechnique**, London, v. 40, n. 3, p. 467-488, 1990.

LI, X.S.; DAFALIAS, Y.F. Dilatancy for cohesionless soils. **Géotechnique**, London, v. 50, n. 4, p. 449-460, 2000.

LI, L.; MITCHELL, R. Effects of reinforcing elements on the behavior of weakly cemented sands. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v. 25, n.2, p.389-395, 1988.

LIU, M.D.; AIREY, D.W.; CARTER, J.P.; XU, K.I. Explicit stress-strain relations for an artificially cemented carbonate sand. In: JAMIOLKOWSKI; LANCELLOTA; LO PRESTI (Eds.) **Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials**. Rotterdam: A.A. Balkema, 1999. p.475-481.

LIU, M.D.; CARTER, J.P. Modelling the destructuring of soils during virgin compression. **Géotechnique**, London, v. 50, n. 4, p. 479-483, 2000.

LIU, M.D.; CARTER, J.P. **A structured Cam-Clay model**. Research Report n. R814. Sydney, The University of Sidney, 2002a. 68p.

LIU, M.D.; CARTER, J.P. A structured Cam-Clay model. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v. 39, p. 1313-1332, 2002b.

LO, S.R.; WARDANI, S.P.R. Strength and dilatancy of a silt stabilized by a cement and fly ash mixture. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v. 39, n. 1, p. 77-89, 2002.

LUONG, M.P. Dissipative behaviour of hard soils and soft rocks. In: ANAGNASTOPOULOS et al. (Eds.) **Geotechnical Engineering of Hard Soils – Soft Rocks**. Rotterdam: A.A. Balkema, 1993. p. 671-678.

MACCARINI, M. **Laboratory studies of a weakly bonded artificial soil**. 1987. Thesis (Ph.D.) – Imperial College of Science and Medicine, University of London, London.

MACCARINI, M. Estudo da quebra de cimentações de um solo artificial. Uma tentativa de modelo para solos residuais. In: COLÓQUIO DE SOLOS TROPICAIS E SUBTROPICAIS E SUAS APLICAÇÕES EM ENGENHARIA CIVIL, 2., 1989, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: UFRGS, 1989. p. 82-95.

MACHADO, C.F.D. **Estabilização de solo típico regional visando sua utilização como base de pavimentos**. 1978. 68p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

MAHER, M.H.; HO, Y.C. Behavior of fiber-reinforced cemented sand under static and cyclic loads. **Geotechnical Testing Journal**, Philadelphia, v. 16, n. 3, p. 330-338, 1993.

MALANDRAKI, V.; TOLL, D. Yielding of a weakly bonded artificial soil. In: SHIBUYA; MITACHI; MIURA (Eds.) **Pre-Failure Deformation of Geomaterials**. Rotterdam: A.A. Balkema, 1994. p. 315-320.

MALANDRAKI, V.; TOLL, D. The definition of yield for bonded materials. **Geotechnical and Geological Engineering**, Dordrecht, v. 14, n. 1, p. 67-82, 1996.

MALANDRAKI, V.; TOLL, D. Drained probing triaxial tests on a weakly bonded artificial soil. **Géotechnique**, London, v. 50, n. 2, p. 141-151, 2000.

MALANDRAKI, V.; TOLL, D. Triaxial tests on weakly bonded soil with changes in stress path. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Reston, v. 127, n. 3, p. 282-291, 2001.

MALYSHEV, M.V.; IKRAMOV, F.A. Stress-strain relationships for sand under plane strain and dilation. In: IUTAM CONF. ON DEFORMATION AND FAILURE OF GRANULAR MATERIALS, 1982, Delft. **Proceedings...** 1982. p. 247-251.

MÁNTARAS, F.M.; SCHNAID, F. Cylindrical cavity expansion in dilatant cohesive-frictional materials. **Géotechnique**, London, v. 52, n. 5, p. 337-348, 2002.

MARTINS, F.B. **Automação de equipamento triaxial visando o estudo de solos tropicais cimentados**. 1994. 133p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

MARTINS, F.B. **Investigação do comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado**. 2001. 300p. Tese (Doutorado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

MARTINS, F.B.; BRESSANI, L.A.; COOP, M.R.; BICA A.V.D. Some aspects of the compressibility behaviour of a clayey sand. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v. 38, p. 1177-1186, 2001.

MATSUOKA, H.; SUN, D. Shear deformation characteristics of cemented sands in 3-D stresses. In: SHIBUYA; MITACHI; MIURA (Eds.) **Pre-Failure Deformation of Geomaterials**. Rotterdam: A.A. Balkema, 1994. p. 427-432.

MATSUOKA, H.; SUN, D. Extension of spatially mobilized plane (SMP) to frictional and cohesive materials and its application to cemented sands. **Soils and Foundations**, Tokyo, v. 35, n. 4, p. 63-72, 1995.

MAYNE, P.W.; SCHNEIDER, J.A.; MARTIN, G.K. Small- and large-strain soil properties from seismic flat dilatometer tests. In: JAMIOLKOWSKI; LANCELLOTTA; LO PRESTI (Eds.) **Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials**. Rotterdam: A.A. Balkema, 1999. p. 419-426.

MITCHELL, J.K. **Fundamentals of Soil Behavior**. New York: Wiley & Sons, 1976. 422p.

MITCHELL, J.K.; KATTI, R.K. Soil improvement. State-of-the-art report. In: Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 10., 1981, Stockholm. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1981. p. 261-317.

MITCHELL, J.K.; SOLYMAR, Z.V. Time-dependent strength gain in freshly deposited or densified sand. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, New York, v. 110, n. 11, p. 1559-1576, 1984.

MOMEM, H.; GHABOUSSI, J. Stress dilatancy and normalized work for sands. In: IUTAM CONF. ON DEFORMATION AND FAILURE OF GRANULAR MATERIALS, 1982, Delft. **Proceedings...** 1982. p. 265-274.

MONTARDO, J.P. **Comportamento mecânico de compósitos solo-cimento-fibra: estudo do efeito das propriedades dos materiais constituintes**. 1999. 130p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

MONTARDO, J.P.; CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M. Comportamento mecânico de compósitos solo-cimento-fibra: estudo do efeito das propriedades dos materiais constituintes. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, Vol. 24, n. 3, p. 191-209, 2001.

MRÓZ, Z.; PIETRUSZCZAK, S. A constitutive model for sand with anisotropic hardening rule. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, New York, v. 7, p. 305-320, 1983.

MURFF, G.D. Pile capacity in calcareous sands. State-of-the-art. **Journal of Geotechnical Engineering**, ASCE, New York, v.113, p.490-507, 1987.

NAGARAJ; T.S.; PANDIAN; N.S.; NARASHIMA RAJU, P.S.R. Compressibility behaviour of soft cemented soils. **Géotechnique**, London, v. 48, n. 2, p. 281-287,1998.

NAGARAJ; T.S.; PANDIAN; N.S.; NARASHIMA RAJU, P.S.R. Compressibility behaviour of soft cemented soils. Discussion. **Géotechnique**, London, v. 50, n. 3, p. 297-300, 2000.

NEWLAND, P.L.; ALLELY, B.H. Volume changes in drained triaxial tests on granular materials. **Géotechnique**, London, v. 7, n. 1, p. 17-34, 1957.

NEWLAND, P.L.; ALLELY, B.H. Volume changes during undrained triaxial tests on saturated dilatant granular materials. **Géotechnique**, London, v. 9, n. 4, p. 174-182, 1959.

NG, C.; BOLTON, M.; DASARI, G. The small strain stiffness of a carbonate stiff clay. **Soils and Foundations**, Tokyo, v. 35, n. 4, p. 109-114, 1995.

NOVELLO, E.A.; JOHNSTON; I.W. Geotechnical materials and the critical state. **Géotechnique**, London, v. 45, n. 2, p. 223-235, 1995.

NÚÑEZ, W.P. **Estabilização físico-química de um solo de arenito Botucatu, visando o seu emprego na pavimentação**. 1991. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

O'ROURKE, T.D.; CRESPO, E. Geotechnical properties of cemented volcanic soil. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v. 114, n. 10, p. 1126-1147, 1988.

ODA, M.; KAZAMA, H. Microstructure of shear bands and its relation to the mechanics of dilatancy and failure of dense granular soils. **Géotechnique**, London, v. 48, n. 4, p. 465-481, 1998.

OHTSUKI, H.; NISHI, K.; OKAMOTO, T.; TANAKA, S. Time-dependent characteristics of strength and deformation of a mudstone. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON WEAK, SOFT, FRACTURED AND WEATHERED ROCK, 1981, Tokyo. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1981-82. p.119-124.

OMINE, K.; OCHIAI, H.; YOSHIDA, N. Estimation of in-situ strength of cement-treated soils based on a two-phase mixture model. **Soils and Foundations**, Tokyo, v. 38, n. 4, p. 17-29, 1998.

OMINE, K.; OCHIAI, H.; YASUFUKU, N.; SAKKA, H. Prediction of strength-deformation properties of cement-stabilized soils by non-destructive testing. In: JAMIOLKOWSKI; LANCELLOTA; LO PRESTI (Eds.) **Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials**. Rotterdam: A.A. Balkema, 1999. p. 323-330.

OTTE, E.; SAVAGE, P.F.; MONISMITH, C.L. Structural design of cemented pavement layers. **Transportation Engineering Journal**, Reston, vol. 108, n. 4, p. 428-446, 1992.

PAPANTONOPOULOS, C.I.; ATMATZIDIS, D.K. A failure criterion for natural and artificial soft rocks. In: ANAGNASTOPOULOS et al. (Eds.) **Geotechnical Engineering of Hard Soils – Soft Rocks**. Rotterdam: A.A. Balkema, 1993. p. 729-735.

PEKAU, O.A.; GOCEVSKI, V. Elasto-plastic model for cemented and pure sand deposits. **Computers and Geotechnics**, Barking, v. 7, n. 3, p. 155-187, 1989.

PETLEY, D.; JONES, M.; FAN, C.; STAFFORD, C. Deformation and fabric changes in weak fine-grained rocks during high pressure consolidation and shear. In: ANAGNASTOPOULOS et al. (Eds.) **Geotechnical Engineering of Hard Soils – Soft Rocks**. Rotterdam: A.A. Balkema, 1993. p. 737-743.

PETRONIUS, P.C. **Design considerations for pavements containing soil-cement bases**. 1970. 210p. Thesis (Ph. D.), University of California, Berkeley.

PITTA M.R. **Dimensionamento de pavimentos com camadas estabilizadas com cimento**. São Paulo: ABCP, 1984. 77p.

POOROOSHASB, H.B.; PIETRUSZCZAK, S. On yielding and flow of sand: a generalized two-surface model. **Computers and Geotechnics**, Oxford, v. 1, p. 33-58, 1985.

PRIETTO, P.D.M. **Estudo do comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado**. 1996, 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

PRIETTO, P.D.M. **Análise técnico-econômica do emprego de solos estabilizados na pavimentação de estradas vicinais em municípios da Planície Costeira Sul do RS**: relatório técnico de pesquisa. Pelotas, Universidade Católica de Pelotas, 2000. (FAPERGS, proc. n. 97/0314.9).

PRIETTO, P.D.M.; SCHNAID, F.; CONSOLI, N.C. Aspectos do comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, vol. 21, n. 3, p. 145-165, 1997.

PROCTER, D.C. An upper bound value for ϕ_f in the stress-dilatancy equation. **Géotechnique**, London, v. 29, n. 3, p. 269-287, 1974.

PUZRIN A.M.; BURLAND, J.B. A logarithmic stress-strain function for rocks and soils. **Géotechnique**, London, v. 46, n. 1, p. 157-164, 1996.

PUZRIN A.M.; KIRSHENBOIM, U. Evaluation of a small strain model for overconsolidated clays. In: JAMIOLKOWSKI; LANCELLOTA; LO PRESTI (Eds.) **Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials**. Rotterdam: A.A. Balkema, 1999. p. 483-490.

RAD, N.S.; CLOUGH, G.W. Static behavior of variably cemented beach sands. In: **Strength Testing of Marine Soils: Laboratory and In-Situ Measurements**. Philadelphia: ASTM, 1985. p. 306-317.

RAD, N.S.; TUMAY, M.T. Effect of cementation on the cone penetration resistance of sand: a model study. **Geotechnical Testing Journal**, Philadelphia, v. 9, n. 3, p. 117-125, 1986.

RAMPELLO, S.; SILVESTRI, F. The stress-strain behavior of natural and reconstituted samples of two overconsolidated clays. In: ANAGNASTOPOULOS et al. (Eds.) **Geotechnical Engineering of Hard Soils – Soft Rocks**. Rotterdam: A.A. Balkema, 1993. p. 769-778.

RAMPELLO, S.; VIGGIANI, G.; GEORGIANNOU, V.N. Strength and dilatancy of natural and reconstituted Vallerica clay. In: ANAGNASTOPOULOS et al. (Eds.) **Geotechnical Engineering of Hard Soils – Soft Rocks**. Rotterdam: A.A. Balkema, 1993. p. 761-768.

REDDY, K.R. **Behavior of cemented sands under three-dimensional loadings**. 1990. Thesis (Ph. D.), Illinois Institute of Technology, Chicago.

REDDY, K.R.; SAXENA, S.K. Constitutive modelling of cemented sand. **Mechanics of Materials**, v. 14, n. 2, p. 155-178, 1992.

REDDY, K.R.; SAXENA, S.K.; BUDIMAN, J.S. Development of a true triaxial testing apparatus. **Geotechnical Testing Journal**, Philadelphia, v. 15, n. 2, p. 89-105, 1992.

REINHOLD, F. Elastic behavior of soil-cement mixtures. **Highway Research Board Bulletin**, Washington, v. 108, p. 128-137, 1955.

RIDLEY, A.M.; BURLAND, J.B. A new instrument for the measurement of soil moisture suction. **Géotechnique**, London, v. 43, p. 321-324, 1993.

ROHLFES JR., J.A. **Comportamento de um solo cimentado e sua aplicação na engenharia de fundações**. 1996. 128p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

ROSCOE, K.H.; SCHOFIELD, A. N. Mechanical behavior of an idealised “wet clay”. In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3., 1963, Wiesbaden, **Proceedings...** 1963. p.47-54.

ROSCOE, K.H.; SCHOFIELD, A.N.; WROTH, C.P. On the yielding of soils. **Géotechnique**, London, v. 8, n. 1, p. 22-53, 1958.

ROTTA, G.V. **Cimentação introduzida sob tensão: compreendendo a importância do índice de vazios de formação da estrutura no comportamento mecânico de solos cimentados**. 2000. 134p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

ROTTA, G.V.; CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M. Influência da formação da matriz cimentante no comportamento tensão-deformação de solos cimentados. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 12., 1998, Brasília. **Anais...** São Paulo: ABMS/ABGE/UNB, 1998. p. 1125-1132.

ROTTA, G.V.; CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M.; COOP, M.R.; GRAHAM, J. Isotropic yielding in an artificially cemented soil cured under stress. **Géotechnique**, London, v. 53, n. 5, p. 493-501, 2003.

ROTTA, G.V.; FOPA, D.; CONSOLI, N.C. Modelo matemático para a previsão do comportamento mecânico de um solo cimentado submetido à compressão isotrópica. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, vol. 27, n. 1, p. 37-56, 2004.

ROTTA, G.V.; PRIETTO, P.D.M.; CONSOLI, N.C.; GEHLING, W.Y.Y. Influência do índice de vazios de formação da matriz cimentante no comportamento mecânico de solos cimentados. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, vol. 24, n. 1, p. 23-41, 2001a.

ROTTA, G.V.; PRIETTO, P.D.M.; GEHLING, W.Y.Y.; CONSOLI, N.C. Comportamento mecânico de solos cimentados submetidos a compressão isotrópica. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, vol. 24, n. 2, p. 115-128, 2001b.

ROWE, P.W. The stress-dilatancy for static equilibrium of an assembly of particles in contact. **Proceedings of the Royal Society**, London, v. 269A, p. 500-527, 1962.

ROWE, P.W. Stress-dilatancy, earth pressures and slopes. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, New York, v. 89, n. 3, p. 37-61, 1963a.

ROWE, P.W. Stress-dilatancy, earth pressures and slopes. Discussion. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, New York, v. 89, n. 6, p. 127-133, 1963b.

ROWE, P.W. Stress-dilatancy, earth pressures and slopes. Discussion. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, New York, v. 90, n. 1, p. 133-153, 1964a.

ROWE, P.W. Stress-dilatancy, earth pressures and slopes. Discussion. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, New York, v. 90, n. 4, p. 145-180, 1964b.

ROWE, P.W. Osborne Reynolds and dilatancy. **Géotechnique**, London, v. 19, n. 1, p. 1-5, 1969a.

ROWE, P.W. The relation between the shear strength of sands in triaxial compression, plane strain and direct shear. **Géotechnique**, London, v. 19, n. 1, p. 75-86, 1969b.

ROWE, P.W. Theoretical meaning and observed values of deformation parameters for soil. In: PARRY, R.H.G. (Ed.) **Stress-strain behavior of soils**. 1971. 143-194.

ROWE, P.W.; BARDEN. L. Importance of free ends in triaxial testing. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, New York, v. 90, n. 1, p. 1-27, 1964.

ROWE, P.W.; BARDEN. L.; LEE, I.K. Energy components during the triaxial cell and direct shear tests. **Géotechnique**, London, v. 14, n. 3, p. 247-261, 1964.

ROWE, P.W.; OATES, D.B.; SKERMER, N.A. The stress-dilatancy performance of two clays. In: **Laboratory Shear Testing of Soils**. Special Technical Publication n. 361. Philadelphia: ASTM, 1963. p. 134-143.

RUMPELT, T.K.; SITAR; N. The mechanical behaviour of marine bioclastic and siliceous cemented sands: a comparison based on laboratory investigations. In: ANAGNASTOPOULOS et al. (Eds.) **Geotechnical Engineering of Hard Soils – Soft Rocks**. Rotterdam: A.A. Balkema, 1993. p. 779-786.

SALES, L.F.P. **Estudo do comportamento de fundações superficiais assentes em solos tratados**. 1998. 128p. Dissertação (Mestrado em engenharia) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

SALES, L.F.P., VENDRUSCOLO, M.A., CONSOLI, N.C.; SCHNAID, F. Comportamento carga-recalque de fundações superficiais assentes sobre camadas de solo-cimento. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 3., 1996, São Paulo. Anais... São Paulo: ABMS, 1996. p. 357-367.

SALES, M.; LIMA, K.A. Análise numérica de estacas estaqueadas em solo melhorado para obras de pequeno porte. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE APLICAÇÃO DA INFORMÁTICA NA GEOTECNIA. 2001, Curitiba. **Anais...** (em CD-ROM): Curitiba: UFPR, 2001.

SAXENA, S.K.; AVRAMIDIS, A.S.; REDDY, K.R. Dynamic moduli and damping ratios for cemented sands at low strains. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v. 25, n. 6, p. 353-368, 1988a.

SAXENA, S.K.; LASTRICO, R.M. Static properties of lightly cemented sand. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, New York, v. 104, n. 12, p. 1449-1465, Dec. 1978.

SAXENA, S.K.; REDDY, K.R.; AVRAMIDIS, A.S. Static behaviour of artificially cemented sand. **Indian Geotechnical Journal**, v. 18, n. 2, p. 111-141, 1988b.

SCHANZ, T.; VERMEER, P.A. Angles of friction and dilatancy of sand. **Géotechnique**, London, v. 46, n. 1, p. 145-151, 1996.

SCHANZ, T.; VERMEER, P.A. Angles of friction and dilatancy of sand. Discussion. **Géotechnique**, London, v. 47, n. 4, p. 887-892, 1997.

SCHNAID, F. On the interpretation of in situ tests in unusual soil conditions. In: JAMIOLKOWSKI; LANCELLOTA; LO PRESTI (Eds.) **Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials**. Rotterdam: A.A. Balkema, 1999. p. 1339-1345.

SCHNAID, F.; KRATZ DE OLIVEIRA, L.A.; GEHLING, W.Y.Y. Unsaturated constitutive surfaces from pressuremeter tests. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Reston, vol. 129, 2003 (aceito para publicação).

SCHNAID, F.; MÁNTARAS, F.M. Cavity expansion in cemented materials: structure degradation effects. **Géotechnique**, London, 2004. (aceito para publicação)

SCHNAID, F.; PRIETTO, P.D.M.; CONSOLI, N.C. Characterization of cemented sand in triaxial compression. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Reston, vol. 127, n. 10, p. 857-868, 2001.

SCHNAIDER, J.A.; PEUCHEN, J.; MAYNE, P.W.; MCGILLIVRAY, A.V. Piezocone profiling of residual soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON IN SITU MEASUREMENT OF SOIL PROPERTIES AND CASE HISTORIES, 1., 2001, Bali, Indonesia. **Proceedings...** Bali, Indonesia: Parahyangan Catholic University, 2001. p. 593-598.

SCHOFIELD, A.; WROTH, C.P. **Critical state soil mechanics**. London: McGraw-Hill, 1968.

SCHOLEY, G.K.; FROST, J.D., LO PRESTI D.C.F.; JAMIOLKIWSKI, M. A review of instrumentation for measuring small strains during triaxial testing of soil specimens. **Geotechnical Testing Journal**, Philadelphia, v. 18, n. 2, p. 137-156, 1995.

SHIBUYA, S.; TATSUOKA, F.; TEACHAVORASINSKUN, S.; KONG, X.J.; ABE, F.; KIM, Y.; PARK, C. Elastic deformation properties of geomaterials. **Soils and Foundations**, Tokyo, v. 32, n. 3, p. 26-46, 1992.

SKEMPTON, A.W. The pore-pressure coefficients A and B. **Géotechnique**, London, v. 4, p. 113-147, 1954.

SKEMPTON, A.W.; BISHOP, A.W. Measurement of shear strength of soils. Discussion. **Géotechnique**, London, v. 2, p. 113-166, 1950.

SMITH, P.R.; JARDINE, R.J.; HIGHT, D.W. The yielding of Bothkennar clay. **Géotechnique**, London, v. 42, n. 2, p. 257-274, 1992.

SOARES, J.M.D; BICA, A.V.D.; BRESSANI, L.A.; MARTINS, F.B. Medição local de deformações utilizando sensores de efeito Hall. **Solos e Rochas**, São Paulo, v. 17, n. 3, p. 183-188, 1994.

STEFANOFF, G; JELLEV, J.; TSANKOVA, N.; KARACHOROV, P; SLAVOV, P. Stress and strain state of a cement-loess cushion, In: EUROPEAN CONFERENCE OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 8., 1983, Helsinki. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1983. p. 811-816.

STOKOE, K.H.; SANTAMARINA, J.C. (2000). Seismic-wave-based testing in geotechnical engineering. In: GEOENG 2000, 2000, Pennsylvania. **Proceedings...** Pennsylvania: Technomic Publishing Co., 2000. p.1490-1536.

SUN, D.; MATSUOKA, H. An elasto-plastic model for frictional and cohesive materials. In: SHIBUYA; MITACHI; MIURA (Eds.) **Pre-Failure Deformation of Geomaterials**. Rotterdam: A.A. Balkema, 1994. p. 433-438.

TATSUOKA, F.; JARDINE, R.J.; LO PRESTI, D.; DI BENEDETTO, H.; KODAKA, T. Characterising the pre-failure deformation properties of geomaterials – theme lecture. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 14., 1999, Hamburg. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1999. p. 2129-2164.

TATSUOKA, F.; KOHATA, Y. Stiffness of hard soils and soft rocks in engineering applications. In: SHIBUYA, S; MITACHI, T; MIURA, S. (Eds.) **Pre-failure Deformation of Geomaterials**. Rotterdam: A.A. Balkema, 1994. p. 947-1063.

TATSUOKA, F.; KOHATA, Y.; MITSUMOTO K.; KIM, Y.; OCHI, K.; SHI, D. Measuring small strain stiffness of soft rocks. In: ANAGNASTOPOULOS et al. (Eds.) **Geotechnical Engineering of Hard Soils – Soft Rocks**. Rotterdam: A.A. Balkema, 1993. p. 809-816.

TATSUOKA, F; KOBAYASHI, A. Triaxial strength characteristics of cement-treated soft clay. In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 8., 1983, Helsinki. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1983. p. 421-426.

TAVENAS; F.; LEROUÉIL, S. Discussion on theme lecture 2. In: INTERNATIONAL CONFERENCE OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 11., 1985, San Francisco. **Proceedings...** 1985. p. 2693-2694.

TAYLOR, D.W. **Fundamentals of soil mechanics**. New York: Wiley & Sons, 1948.

TERZAGHI, K.; PECK, R.B. **Soil mechanics in engineering practice**. New York: Wiley & Sons, 1948.

TESSARI, M.A. **Ensaio de placas em camadas de cinza pesada de carvão tratadas com cimento**. 1998. 82p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

THEVANAYAGAM, S.; MOHAN, S. Intergranular state variables and stress-strain behaviour of silty sands. **Geotechnique**, London, v. 50, n. 1, p. 1-23, 2000.

THOMÉ, A. **Estudo do comportamento de um solo mole tratado com cal, visando seu uso em fundações superficiais**. 1994. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

THOMÉ, A. **Estudo do comportamento de solos melhorados com resíduos industriais através de ensaios de placa**. 1999. 227p. Tese (Doutorado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

THOMÉ, A.; BALVERDI, D.; PRIETTO, P.D.M.; CONSOLI, N.C. Influência da temperatura e tempo de cura sobre as reações pozolânicas em solo estabilizado com resíduos industriais. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOTECNIA AMBIENTAL, 2., 1999, São José dos Campos. **Anais...** São Paulo: ABMS/ITA, 1999. p. 267-273.

THOMÉ, A.; CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M. Previsão do comportamento de fundações superficiais apoiadas em sistema de dupla camada. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 13., 2002, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2002. p. 1447-1457.

THOMÉ, A.; DONATO, M.; PRIETTO, P.D.M.; CONSOLI, N.C. Análise e proposta de método de dimensionamento de fundações superficiais apoiadas em sistema de dupla camada. **Solos e Rochas**, São Paulo, v. 26, n. 2, p. 141-163, 2003.

TOLL, D.G.; MALANDRAKI, V. Triaxial testing of a weakly bonded soil. In: ANAGNASTOPOULOS et al. (Eds.) **Geotechnical Engineering of Hard Soils – Soft Rocks**. Rotterdam: A.A. Balkema, 1993. p. 817-824.

TOWNSEND, D.I.; SANGREY, D.A.; WALKER, I.K. The brittle behavior of naturally cemented soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 7., 1969, Mexico City. **Proceedings...** Mexico City: Mexican Society of Soil Mechanics, 1969. p. 411-417.

UENG, T. **Performance evaluation of cement-stabilized soil layers and its relationship to pavement design**. 1972. 198p. Thesis (Ph. D.), University of California, Berkeley.

ULBRICH, L.A. **Comportamento macroscópico e microscópico de um solo cimentado reforçado com fibras**. 1997. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

VAID, Y.P.; SASITHARAN, S. The strength and dilatancy of sand. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v. 29, p. 522-526, 1991.

VARGAS; M. Some engineering properties of residual caly soils occurring in southern Brazil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3., 1953, Zurich. **Proceedings...** 1953, p. 67-71.

VAUGHAN, P.R. Mechanical and hydraulic properties of in situ residual soils. General report. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS IN TROPICAL SOILS, 1., 1985, Brasília. **Proceedings...** São Paulo: ABMS, 1985. p. 231-263.

VAUGHAN, P.R. Characterising the properties of in-situ soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS IN TROPICAL SOILS, 2., 1988, Singapore. **Proceedings...** Singapore, 1988. p. 469-487.

VAUGHAN, P.R. Engineering behavior of weak rocks: some answers and some questions. Special lecture. In: ANAGNASTOPOULOS et al. (Eds.) **Geotechnical Engineering of Hard Soils – Soft Rocks**. Rotterdam: A.A. Balkema, 1993. p. 1741-1765.

VAUGHAN, P.R.; MACCARINI, M.; MOKHTAR, S.M. Indexing the engineering properties of residual soils. **Quarterly Journal of Engineering Geology**, Bath, UK, vol. 21, n. 1, p. 69-84, 1988.

VENDRUSCOLO M. A. **Análise numérica e experimental do comportamento de fundações superficiais assentes em solo melhorado**. 1996. 137p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

VENDRUSCOLO M. A. **Estudo do comportamento de materiais compósitos fibrosos para aplicação como reforço de base de fundações superficiais**. 2003. Tese (Doutorado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

VIANA DA FONSECA, A.; FERREIRA, C.; VIEIRA DE SOUSA, J.F. Deriving stiffness parameters from “simple” in situ tests and relating them with reference values on saprolitic soils from granite. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING, 12., 2003, Cambridge. **Proceedings...** Cambridge: Massachusetts Institute of Technology, 2003. p. 321-328.

VIANA DA FONSECA, A.; VIEIRA DE SOUSA, J.F.; BRAVO CRUZ, N. Correlations between SPT, CPT, DP, PMT, DMT, CH, SP, and PLT tests results on a typical profiles of saprolitic soils from granite. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON IN SITU MEASUREMENT OF SOIL PROPERTIES AND CASE HISTORIES, 1., 2001, Bali, Indonesia. **Proceedings...** Bali, Indonesia: Parahyangan Catholic University, 2001. p. 577-584.

VIGGIANI, G.; ATKINSON, J.H. Interpretation of bender element tests. Technical Note. **Géotechnique**, London, v. 45, n. 1, p. 149-154, 1995.

WALSH, K.D.; HOUSTON, S.L.; HOUSTON, W.N. Development of t-z curves for cemented fine-grained soil deposits. **Journal of the Geotechnical Engineering**, New York, v. 121, n. 12, p. 886-895, 1995.

WOOD, D.M. **Soil behaviour and critical state soil mechanics**. Cambridge: Cambridge University Press, 1990. 462 p.

YEOH, C.K.; AIREY, D.W. Undrained cyclic loading of a cemented sand. In: SHIBUYA; MITACHI; MIURA (Eds.) **Pre-Failure Deformation of Geomaterials**. Rotterdam: A.A. Balkema, 1994. p. 95-100.

YOSHINAKA, R.; YAMABE, T. Deformation behavior of soft rocks. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON WEAK, SOFT, FRACTURED AND WEATHERED ROCK, 1981, Tokyo. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1981-82. p. 87-92.

YU, Y; PU, J.; UGAI, K. A damage model for soil-cement mixture. **Soils and Foundations**, Tokyo, v. 38, n. 3, p. 1-12, 1998.

ZHU, F. **An experimental study of at rest lateral stress in cemented sands**. 1993. Thesis (Master in Engineering), Memorial University of Newfoundland, Newfoundland, Canada.

ZHU, F.; CLARK, J.I.; PAULIN, M.J. Factors affecting at-rest lateral stress in artificially cemented sands. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v. 32, p. 195-203, 1995.

ZIENKIEWICZ, O.C.; NAYLOR, D.J. The adaptation of critical state soil mechanics theory for use in finite elements. In: ROSCOE MEMORIAL SYMPOSIUM, 1971, Cambridge. **Proceedings...** London: R.H.G. Parry et al., 1972. p.537-547.

ZWONOK, O., CHIES, F. **Projeto CICASOL - Pavimentos de solos estabilizados com cinza volante e cal**: Publicação interna. Porto Alegre, CIENTEC, 1989.

APÊNDICE A – Produção Científica do Doutorando no Período de Curso

O que se segue é a discriminação da produção científica do doutorando **PEDRO DOMINGOS MARQUES PRIETTO**, realizada a partir do seu ingresso no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC-UFRGS) em 1997, e relacionada com seu tema de tese ou outras atividades desenvolvidas no PPGEC-UFRGS. O encaminhamento para publicação em periódico internacional indexado de ao menos um artigo é parte das exigências atuais do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul para a obtenção do grau de DOUTOR EM ENGENHARIA.

Resumos

ULBRICH, L.A.; PRIETTO, P.D.M.; CONSOLI, N.C. Utilização de fibras de vidro no reforço de um solo artificialmente cimentado. Resumo Técnico, **Boletim da International Geosynthetic Society**, seção Brasil, Brasília, 1998.

Relatórios Técnicos

PRIETTO, P.D.M.; SCHNAID, F.; CONSOLI, N.C. **Comportamento mecânico de solos cimentados**: Relatório de Pesquisa n° 121/97. Porto Alegre, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, 1997.

Artigos Publicados em Congressos ou Simpósios Nacionais

ULBRICH, L.A.; PRIETTO, P.D.M.; CONSOLI, N.C. Comportamento mecânico de compósitos de cimento Portland, fibra e solo. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 28., 1997. São Carlos. **Anais...** São Carlos: EESC/USP, 1997. p. 1957-1966.

MONTARDO, J.P.; VENDRUSCOLO, M.A.; CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M. Características de resistência e deformação de um solo cimentado reforçado com fibras PET: Estudo preliminar. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 12., 1998, Brasília. **Anais...** São Paulo: ABMS/ABGE/UNB, 1998. p. 1163-1167.

CONSOLI, N.C.; CARRARO, J.A.H.; PRIETTO, P.D.M. Aspectos da utilização de resíduos industriais na estabilização de um solo. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 12., 1998, Brasília. **Anais...** São Paulo: ABMS/ABGE/UNB, 1998. p. 1101-1108.

ROTTA, G.V.; CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M. Influência da formação da matriz cimentante no comportamento tensão-deformação de solos cimentados. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 12., 1998, Brasília. **Anais...** São Paulo: ABMS/ABGE/UNB, 1998. p. 1125-1132.

PRIETTO, P.D.M.; CONSOLI, N.C.; ULBRICH, L.A. Aspectos do comportamento mecânico de um compósito reforçado com fibras. In: SIMPÓSIO DE PRÁTICA DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DA REGIÃO SUL, 1., 1998, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: ABMS/ABPv/CPGEC-UFRGS, 1998. p.269-278.

PRIETTO, P.D.M.; MONTARDO, J.P.; CONSOLI, N.C. Comportamento mecânico de uma areia cimentada reforçada com fibras PET. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE GEOSSINTÉTICOS, 3., 1999, Rio de Janeiro. **Anais...** São Paulo: ABMS/IGS/ISSMGE, 1999. p. 199-206.

THOMÉ, A.; BALVERDI, D.; PRIETTO, P.D.M.; CONSOLI, N.C. Influência da temperatura e tempo de cura sobre as reações pozolânicas em solo estabilizado com resíduos industriais. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOTECNIA AMBIENTAL, 2., 1999, São José dos Campos. **Anais...** São Paulo: ABMS/ITA, 1999. p. 267-273.

MONTARDO, J.P.; PRIETTO, P.D.M.; CONSOLI, N.C. Comportamento de um solo reforçado com resíduos plásticos In: SIMPÓSIO DE PRÁTICA DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DA REGIÃO SUL, 2., 2000, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: ABMS/ABPv/CPGEC-UFRGS, 2000. p. 213-225.

THOMÉ, A.; CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M. Previsão do comportamento de fundações superficiais apoiadas em sistema de dupla camada. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 13., 2002, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2002. p. 1447-1457.

Artigos Publicados em Congressos ou Simpósios Internacionais

CONSOLI, N.C.; ULBRICH, L.A.; PRIETTO, P.D.M. Engineering behaviour of randomly distributed fiber-reinforced cemented soil. In: SYMPOSIUM ON RECENT DEVELOPMENTS IN SOIL AND PAVEMENT MECHANICS, 1997, Rio de Janeiro. **Proceedings...** Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 1997. p. 481-486.

PRIETTO, P.D.M.; CARRARO, J.A.H.; VENDRUSCOLO, M.A.; CONSOLI, N.C. Utilization of waste in the improvement of soils. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON ENVIRONMENTAL GEOTECHNICS, 3., 1998, Lisbon. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1998. p. 157-162.

CONSOLI, N.C.; CARRARO, J.A.C.; PRIETTO, P.D.M.; THOMÉ, A. The effects of short and long term reactions on the behavior of a soil-fly ash-carbide lime mixture. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING, 11., 1999, Foz do Iguaçu. **Proceedings...** São Paulo: ABMS/SAMS/SPG, 1999. p. 411-415.

Artigos Publicados em Periódicos Nacionais Indexados

PRIETTO, P.D.M.; SCHNAID, F.; CONSOLI, N.C. Aspectos do comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, vol. 20, n. 3, p. 145-165, 1997.

ROTTA, G.V., PRIETTO, P.D.M., CONSOLI, N.C.; GEHLING, W.Y.Y. Influência do índice de vazios de formação da matriz cimentante no comportamento mecânico de solos cimentados. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, vol. 24, n. 1, p. 23-41, 2001.

ROTTA, G.V., PRIETTO, P.D.M., GEHLING, W.Y.Y.; CONSOLI, N.C. Comportamento mecânico de solos cimentados submetidos a compressão isotrópica. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, vol. 24, n. 2, p. 115-128, 2001.

MONTARDO, J.P.; CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M. Comportamento mecânico de compósitos solo-cimento-fibra: estudo do efeito das propriedades dos materiais constituintes. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, Vol. 24, n. 3, p. 191-209, 2001.

CASAGRANDE, M.D.T.; CONSOLI, N.C.; THOMÉ, A.; PRIETTO, P.D.M. Comportamento em campo e laboratório de um solo reforçado com fibras. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, vol. 25, n. 3, p. 247-255, 2002.

THOMÉ, A.; DONATO, M.; PRIETTO, P.D.M.; CONSOLI, N.C. Análise e proposta de método de dimensionamento de fundações superficiais apoiadas em sistema de dupla camada. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, vol. 26, n. 2, p. 141-163, 2003.

Artigos Publicados em Periódicos Internacionais Indexados

CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M.; ULBRICH, L.A. The influence of fiber and cement addition on the behavior of a sandy soil. Technical Note. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Reston, vol. 124, n. 12, p. 1211-1214, 1998.

CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M.; ULBRICH, L.A. The behaviour of a fibre-reinforced cemented silty sand. **Ground Improvement**, London, vol. 1, n. 3, p. 21-30, 1999.

CONSOLI, N.C.; ROTTA, G.V.; PRIETTO, P.D.M. The influence of curing under stress on the triaxial response of cemented soils. Technical Note. **Géotechnique**, London, vol. 50, n. 1, p. 99-105, 2000.

CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M.; CARRARO, J.A.C.; HEINECK, K.S. The behaviour of compacted carbide lime-fly ash-soil mixtures. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Reston, vol. 127, n. 9, p. 774-782, 2001.

SCHNAID, F.; PRIETTO, P.D.M.; CONSOLI, N.C. Characterization of cemented sand in triaxial compression. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Reston, vol. 127, n. 10, p. 857-868, 2001.

CONSOLI, N.C. MONTARDO, J.P.; PRIETTO, P.D.M.; PASA, G. Engineering behavior of cemented sand reinforced with plastic waste. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Reston, vol. 128, n. 6, p. 462-472, 2002.

CONSOLI, N.C. VENDRUSCOLO, M.A.; PRIETTO, P.D.M. Behavior of plate load tests on soil layers improved with cement and fiber. Technical Note. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Reston, vol. 129, n. 1, p. 96-101, 2003.

CONSOLI, N.C.; CASAGRANDE, M.D.T.; PRIETTO, P.D.M.; THOMÉ, A. Plate load test on fiber-reinforced soil. Technical Note. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Reston, v. 129, n. 10, p. 951-955, 2003.

ROTTA, G.V.; CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M.; COOP, M.R.; GRAHAM, J. Isotropic yielding in an artificially cemented soil cured under stress. **Géotechnique**, London, vol. 53, n. 5, p. 493-501, 2003.

CONSOLI, N.C.; MONTARDO, J.P.; DONATO, M.; PRIETTO, P.D.M. Effect of material properties on the behaviour of sand-cement-fibre composites. **Ground Improvement**, London, vol. 8, n. 2, 2004.

Discussões Publicadas em Periódicos Internacionais Indexados

CONSOLI, N.C.; ROTTA, G.V.; PRIETTO, P.D.M. The influence of curing under stress on the triaxial response of cemented soils. Discussion (Closure). **Géotechnique**, London, vol. 52, n. 5, p. 382-384, 2002.

CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M.; CARRARO, J.A.C.; HEINECK, K.S. The behaviour of compacted carbide lime-fly ash-soil mixtures. Discussion (Closure). **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Reston, vol. 128, n. 12, p. 1046-1048, 2002.

CONSOLI, N.C.; ROTTA, G.V.; PRIETTO, P.D.M. Discussion on Variable Bulk Modulus Constitutive Model for Sand by B.S. Qubain, V.N. Kaliakin and J.P. Martin. Discussion. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Reston, vol. 130, n. 7, p. 772-773, 2004.

Artigos Enviados para Publicação em Periódicos Internacionais Indexados

CONSOLI, N.C.; ROTTA, G.V.; PRIETTO, P.D.M. Yielding-compressibility-strength relationship for an artificially cemented soil cured under stress. **Géotechnique**, London, 2004.

Colaboração na Orientação de Dissertações de Mestrado

ULBRICH, L.A. **Comportamento macroscópico e microscópico de um solo cimentado reforçado com fibras**. Porto Alegre, 1997. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS. (Orientador: Nilo Cesar Consoli).

MONTARDO, J.P. **Comportamento mecânico de compósitos solo-cimento-fibra: estudo do efeito das propriedades dos materiais constituintes**. Porto Alegre, 1999. 130p. Dissertação (Mestrado em Engenharia), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS. (Orientador: Nilo Cesar Consoli).