

CIMENTAÇÃO INTRODUZIDA SOB TENSÃO:
Compreendendo a importância do índice de vazios de formação
da estrutura no comportamento mecânico de solos cimentados

GIOVANI VILNEI ROTTA

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

Porto Alegre

Abril de 2000

Esta dissertação foi julgada adequada para a obtenção do título de **MESTRE EM ENGENHARIA** e aprovada em sua forma final pelos orientadores e pelo Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil – PPGEC.

Prof. Nilo César Consoli
Orientador

Prof. Francisco de Paula Simões Lopes Gastal
Coordenador do PPGEC

BANCA EXAMINADORA

- Prof. Márcio Muniz de Farias
Ph.D. University of Wales, UK

- Prof. Antônio Thomé
D.Sc. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

- Prof. Luis Antônio Bressani
Ph.D. Imperial College, UK

- Prof. Fernando Schnaid
Ph.D. University of Oxford, UK

*Dedico este trabalho
aos meus pais Nei Rotta e Marlí Kronbauer Rotta,
e à minha irmã Gerusa Denise Rotta.*

AGRADECIMENTOS

*“A beleza não está na partida
nem na chegada
mas na travessia”*

Guimarães Rosa

Desejo externar os meus mais sinceros agradecimentos a todos aqueles que, de uma forma ou outra, ajudaram, participaram e fizeram-se presentes, seja pela amizade, apoio, incentivo ou orientação técnica, de forma a tornar tão bela a “travessia” feita.

Agradecimento muito especial aos meus pais, Nei Rotta e Marlí Kronbauer Rotta, que da vida fizeram um dos seus objetivos dar aos seus filhos a melhor educação, amando-nos nos momentos de felicidade e apoiando-nos com incentivo em momentos de dificuldade, propiciando oportunidades muitas vezes inacessíveis ou negadas durante as suas vidas, mas tornando-as possíveis a nós, seus filhos. Muito obrigado pai, muito obrigado mãe.

Ao professor Nilo César Consoli, que não só foi o melhor professor orientador com que trabalhei, mas também um dos meus melhores amigos. Obrigado pela confiança dada a mim no desenvolvimento do tema “cura sob tensão” - semente de toda esta dissertação - mas também pelo seu entusiasmo e otimismo tão decisivos nos momentos em que tudo parecia errado ou perdido.

À Antônio Thomé, o “Mestre” que agora é Doutor, pois seus conselhos, incentivos e ajuda técnica (foi você que me ensinou a usar o triaxial, e a prestar mais atenção no índice de vazios quando mostrei os resultados preliminares, lembra?!) provindas desde a iniciação científica foram fundamentais. Também não posso esquecer e agradecer a sugestão da ida ao Canadá e na ajuda prestada prontamente para a sua realização.

Ao professor James Graham, que abriu as portas da Universidade de Manitoba ao aceitar a co-orientação na realização dos ensaios isotrópicos. Certamente a dissertação não seria a mesma se não tivesse havido tal oportunidade. Serei eternamente agradecido pela sua cordialidade, seus ensinamentos prestados e oportunidades propiciadas. Agradeço também a

James Blatz e Kent Bannister pelo companheirismo durante a minha estada no Canadá, e principalmente pela paciência de ouvir um “inglês colonial santarosense”.

À Pedro Prietto pelo trabalho em conjunto durante todos estes anos. Sua dedicação e capacitação técnica aliada a um pensamento criterioso, metodológico e científico, confere por unanimidade entre os que lhe conhecem ser um expoente dentro do Programa. Obrigado pelas horas de discussão sobre o trabalho, muitas das análises feitas foram fruto de idéias surgidas após estas longas discussões entre nós e o Nilo.

Aos tantos amigos feitos durante estes anos no PPGEC: Celso “Pedras” Pedreira, “Dieguito” C. Nacci, Luciano “Quecas” Specht, Marcelo L. Rigo, Marcos “Ponta de Peito Peposo” Feuerharmel, Tiago da Rosa Homem (Mais Homem que Rosa ou vice versa), Márcio Vendruscolo, Júlio Montardo, Carlos “Shames” Bortoli, Diana Denardin, “Sandrinha” Uchôa Dantas, Leandro “Fitz” Lorenzi dos Santos, Fabiana “Top Less” Camargo, Karla Heineck, Marcelo Tessari, Ranier Barbieri “Raio Laser”, Mara, Rodnny “Boliviano”, Valdenir “Mineiro” de Souza Jr., Rinaldo Pinheiro, Fernando Mantâras e outros agora indesculpavelmente esquecidos por mim, obrigado pelo companheirismo e pelas festas & tragos.

Ao Programa Especial de Treinamento (PET) e todos os seus atuais e ex-participantes, os quais são meus inesquecíveis amigos. Agradeço ao Programa PET e a todos a ele ligados pela formação que me foi proporcionada e ao apoio no início desta pesquisa. Obrigado aos professores tutores Luis Carlos Bonin, que através de seus ensinamentos fez-me compreender e aproveitar a iniciação científica, sem dúvida refletindo neste trabalho, e ao professor Ruy Carlos de Ramos Menezes pelo exemplo de caráter, profissionalismo e atitude ética.

Aos meus “segundo irmãos” Vinícius Mantay e Ana Paula Mantay pelo apoio, amizade e as festas durante todos estes anos.

À CAPES e à UFRGS pelo financiamento prestado para a realização deste mestrado.

E ao Grêmio pelos anos de glória, alegria e gozação em cima dos colorados.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	ix
LISTA DE TABELAS	xiv
LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS	xv
RESUMO	xvii
ABSTRACT	xviii

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO	19
1.1 LINHA DE PESQUISA ADOTADA	19
1.2 OBJETIVOS.....	21
1.2.1 <i>Objetivos gerais</i>	21
1.2.2 <i>Objetivos específicos</i>	22
1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	22

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	24
2.1 MATERIAIS ESTRUTURADOS	24
2.2 SOLOS ESTRUTURADOS POR CIMENTAÇÃO: DEFINIÇÃO E ORIGEM	25
2.2.1 <i>Materiais sedimentares cimentados</i>	25
2.2.2 <i>Solos residuais e rochas brandas</i>	26
2.2.3 <i>Solos cimentados artificialmente</i>	28
2.3 COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS ESTRUTURADOS	29
2.3.1 <i>Variáveis importantes no comportamento mecânico</i>	29
2.3.2 <i>Envoltória de plastificação</i>	30
2.3.3 <i>Comportamento sob carregamento K_o e isotrópico</i>	32
2.3.4. <i>Comportamento sob cisalhamento</i>	36

CAPÍTULO 3

PROGRAMA EXPERIMENTAL	41
3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	41
3.2 ENSAIOS REALIZADOS E VARIÁVEIS ESTUDADAS.....	42
3.3 DESCRIÇÃO DO PROGRAMA EXPERIMENTAL	43
3.4 MATERIAIS UTILIZADOS	46
3.5 EQUIPAMENTOS	48
3.5.1 <i>Ensaio Isotrópicos</i>	48
3.5.2 <i>Ensaio triaxiais CID</i>	50
3.6 PROCEDIMENTOS DE ENSAIO	51
3.6.1 <i>Etapas executivas</i>	51
3.6.2 <i>Considerações sobre as amostras moldadas e o procedimento de execução dos ensaios</i>	55

CAPÍTULO 4

COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS CIMENTADOS SUBMETIDOS A COMPRESSÃO ISOTRÓPICA.....	58
4.1 INTRODUÇÃO.....	58
4.2 EXPLICAÇÃO DA SIMULAÇÃO REALIZADA.....	62
4.3 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS DE COMPRESSÃO ISOTRÓPICA	63
4.4 A ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA DA ESTRUTURA.....	66
4.5 ANÁLISE DA CONTRIBUIÇÃO DA ESTRUTURA NA RESISTÊNCIA DO SOLO CIMENTADO SUBMETIDO A COMPRESSÃO ISOTRÓPICA.....	67
4.5.1 <i>Não Convergência da Curva de Compressão em Direção à Curva do Material Desestruturado</i>	70
4.5.2 <i>Expansão da Superfície de Plastificação com a Diminuição do Índice de Vazios de Cura e Aumento do Teor de Cimento</i>	75
4.5.2.1 Estudos encontrados na literatura	83
4.5.2.2 Influência da microestrutura no valor da tensão de plastificação.....	86

4.6 Plastificação no Descarregamento.....	89
4.7 APLICAÇÃO PARA SOLOS NATURAIS	90

CAPÍTULO 5

A INFLUÊNCIA DO ÍNDICE DE VAZIOS DE FORMAÇÃO DA MATRIZ CIMENTANTE NA RESPOSTA DE ENSAIOS TRIAXIAIS EM SOLOS CIMENTADOS.....	95
5.1 INTRODUÇÃO.....	95
5.2 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	97
5.3 DESESTRUTURAÇÃO PELA APLICAÇÃO DAS TENSÕES CONFINANTES	99
5.4 ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DO ÍNDICE DE VAZIOS E TENSÃO CONFINANTE NA MATRIZ CIMENTANTE	101
5.5 ENVOLTÓRIAS DE RUPTURA E SUPERFÍCIES DE PLASTIFICAÇÃO	107
5.6 ESPAÇO E:LOG(S')	111

CAPÍTULO 6

COMENTÁRIOS FINAIS	113
---------------------------------	------------

CAPÍTULO 7

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS.....	120
7.1 CONCLUSÕES.....	120
7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	123

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	125
---	------------

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1: Variação do índice de vazios, compressibilidade, resistência e quantidade de sesquióxidos num perfil de solo residual (SUEOKA, 1988)	27
FIGURA 2.2: Comparação entre o comportamento de um solo estruturado e desestruturado em ensaios de compressão isotrópica: a) solos estruturados (VAUGHAN et al., 1988, obtido de LEROUEIL & VAUGHAN, 1990); b) areias fortemente e fracamente cimentadas (CUCCOVILLO & COOP, 1999)	34
FIGURA 2.3: Trajetória de tensões em carregamento K_0 em <i>chalk</i> (PETLEY et al., 1993)	34
FIGURA 2.4: Comportamento idealizado para solos cimentados (CUCCOVILLO & COOP, 1999): (a) materiais onde o efeito da cimentação é preponderante; (b) materiais onde o efeito da dilatação é preponderante	39
FIGURA 3.1: Vista geral do equipamento	49
FIGURA 3.2: Detalhe da câmara triaxial	49
FIGURA 3.3: Esquema do sistema externo de medição da variação volumétrica nos ensaios isotrópicos	50
FIGURA 3.4: Esquema geral dos procedimentos de ensaio	52
FIGURA 3.5: Variação da resistência à compressão simples com o tempo e o teor de cimento das amostras solo-cimento	56
FIGURA 4.1: Modelo teórico de formação de depósitos sedimentares estruturados proposto por KAVVADAS & ANAGNOSTOPOULOS (1998): a) mecanismos que causam o desenvolvimento de estrutura; b) curva de compressão de um solo estruturado	59

FIGURA 4.2: Esquema dos ensaios isotrópicos realizados na simulação	62
FIGURA 4.3: Ensaios isotrópicos com 1% de cimento: a) escala natural; b) escala semi-log	64
FIGURA 4.4: Ensaios isotrópicos com 2% de cimento: a) escala natural; b) escala semi-log	64
FIGURA 4.5: Ensaios isotrópicos com 3% de cimento: a) escala natural; b) escala semi-log	64
FIGURA 4.6: Esquema para determinação das tensões resistidas pelo comportamento friccional e pela cimentação em compressão isotrópica	67
FIGURA 4.7: Curvas tensão-deformação da matriz cimentante em compressão isotrópica: a) amostras com 2% de cimento, b) amostras com 1% de cimento, c) amostras com 3% de cimento	69
FIGURA 4.8: Curvas de compressão isotrópicas de amostras com e sem adição de 3% de finos.....	72
FIGURA 4.9: Mecanismo teórico de plastificação da cimentação	73
FIGURA 4.10: Relação entre a parcela de resistência de origem da estrutura cimentante e a parcela de origem friccional durante o carregamento isotrópico em amostras curadas com 3% de cimento	74
FIGURA 4.11: Gráfico de determinação da tensão isotrópica de início de plastificação do material em função do índice de vazios de cura e teor de cimento da amostra.....	76
FIGURA 4.12: Curva de compressão isotrópica de amostras curadas em estado normalmente adensado e pré-adensado com mesmo índice de vazios: a) amostras com OCR igual a 1 e 10, b) amostras com OCR igual a 1 e 20	79
FIGURA 4.13: Determinação dos parâmetros A e B em função do teor de cimento da amostra.....	80

FIGURA 4.14: Exemplo de determinação da tensão de pré-consolidação equivalente.....	82
FIGURA 4.15: Gráfico de determinação da tensão de pré-consolidação equivalente em função do índice de vazios de cura e teor de cimento da amostra	82
FIGURA 4.16: Expansão da superfície de plastificação com a diminuição do índice de vazios para um solo artificial cimentado (MACCARINI, 1987, obtido de LEROUEIL & VAUGHAN, 1990)	83
FIGURA 4.17: Superfícies de plastificação de solos artificiais cimentados (BRESSANI, 1990)	84
FIGURA 4.18: Expansão da superfície de plastificação em areias calcárias cimentadas devido ao aumento do teor de cimento ou diminuição do índice de vazios (HUANG & AIREY, 1993)	84
FIGURA 4.19: Variação da tensão isotrópica de plastificação com a densidade e teor de cimento: a) areia calcária artificialmente cimentada (HUANG & AIREY, 1998); b) resultados do programa experimental desta dissertação	85
FIGURA 4.20: Resultados de amostras solo-cimento moldadas com mesma densidade no ramo seco e umido da curva de compactação (HEINECK, 1998): a) pontos utilizados da curva de compactação , b) ensaios de compressão isotrópica, c) ensaios de compressão triaxial CID	88
FIGURA 4.21: Verificação da possibilidade de plastificação durante um descarregamento isotrópico: a) amostras curadas com 3% de cimento sob tensão de 500 kN/m ² , b) amostras curadas com 1% de cimento sob tensão de 1000 kN/m ²	90
FIGURA 4.22: Variação com a profundidade da tensão vertical máxima, tensão vertical in situ (σ_{vo}), tensão de início de plastificação e tensão de pré-consolidação equivalente (σ_{vc}): a) solo residual de gnaiss (obtido dos resultados de CAMPOS, 1980); b) solo residual de andesito (BARKSDALE & BLIGHT, 1997); c) rocha branda (KAWASAKI et al., 1993)	93

FIGURA 4.23: Variação com a profundidade da tensão máxima aplicada antes da cura, tensão de início de plastificação e tensão de pré-consolidação equivalente para as amostras curadas com 3% de cimento	94
FIGURA 5.1: Pontos ensaiados em compressão triaxial: a) amostras cimentadas, b) amostras não cimentadas.....	97
FIGURA 5.2: Curvas tensão-deformação das amostras cimentadas: a) amostras curadas com 50 kN/m ² , b) amostras curadas com 250 kN/m ² , c) amostras curadas com 500 kN/m ²	98
FIGURA 5.3: Curvas tensão-deformação das amostras não cimentadas: a) amostra NC/50-50, b) amostras NC/250-50 e NC/250-250, c) amostras NC/500-50, NC/500-250 e NC/500-500.....	98
FIGURA 5.4: Comportamento das amostras curadas sob tensões confinantes de 50 kN/m ² : a) tensão desvio versus deformação axial, b) módulo secante versus deformação axial.....	101
FIGURA 5.5: Comportamento tensão-deformação de amostras cisalhadas sob diferentes tensões confinantes e com mesmo índice de vazios: a) amostras cimentadas, b) amostras não cimentadas	102
FIGURA 5.6: Comportamento tensão-deformação de amostras cisalhadas sob mesma tensão confinante e com diferentes índices de vazios: a) amostras cimentadas, b) amostras não cimentadas	103
FIGURA 5.7: Separação da parcela de resistência provinda do arranjo entre partículas e da cimentação.....	104
FIGURA 5.8: Curvas tensão resistida pela estrutura versus deformação axial: a) amostras com mesmo índice de vazios cisalhadas sob diferentes tensões confinantes, b) amostras com diferentes índices de vazios cisalhadas sob mesma tensão confinante	105
FIGURA 5.9: Método utilizado para determinação do ponto de plastificação em ensaios triaxiais CID.....	108

FIGURA 5.10: Envoltória de ruptura e superfície de plastificação: a) amostras curadas a 50 kN/m ² , b) amostras curadas a 250 kN/m ² c) amostras curadas a 500 kN/m ²	109
FIGURA 5.11: Curvas $e:\log(s')$ das amostras cimentadas durante o cisalhamento	111
FIGURA 5.12: Curvas $e:\log(s')$ obtidas de marga (BRESSANI, 1990).....	112
FIGURA 6.1: Expansão da superfície de plastificação com a profundidade para um depósito sedimentar em situação normalmente adensado, pré-adensado e cimentado: a) variação da tensão de plastificação com a profundidade, b) superfícies de plastificação	115
FIGURA 6.2: Variação da tensão de plastificação e quantidade de agente cimentante com a profundidade de um perfil de depósito sedimentar cimentado (BOONE & LUTENEGGER, 1997).....	118
FIGURA 6.3: Variação da tensão de plastificação de uma rocha branda com a profundidade (KAWASAKI et al., 1993): a) através de ensaios oedométricos, b) através de ensaios pressiométricos.....	119

LISTA DE TABELAS

TABELA 3.1: Descrição dos ensaios isotrópicos da 1 ^a etapa do programa experimental.....	43
TABELA 3.2: Descrição dos ensaios triaxiais CID em amostras cimentadas	45
TABELA 3.3: Descrição dos ensaios triaxiais CID em amostras não cimentadas	45
TABELA 3.4: Propriedades físico-químicas e mineralógicas do solo (NÚÑEZ, 1991).....	46
TABELA 3.5: Propriedades físicas do solo determinadas por NÚÑEZ (1991) e PRIETTO (1996).....	47
TABELA 3.6: Parâmetros do solo compactado (NÚÑEZ, 1991)	47
TABELA 5.1: Valores de tensão isotrópica de início de plastificação e tensão de pré-consolidação equivalente	100
TABELA 5.2: Ganho relativo de resistência de pico com a cimentação em amostras curadas em diferentes índices de vazios e cisalhadas sob tensão confinante de 50 kN/m ²	106
TABELA 5.3: Ganho relativo de resistência de pico com a cimentação em amostras com mesmo índice de vazios (0,536) e cisalhadas sob diferentes tensões confinantes	107
TABELA 5.4: Parâmetros de resistência das amostras cimentadas sob diferentes tensões confinantes e índices de vazios de cura	110

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ARI	Alta resistência inicial
C	Compressibilidade
CID	Ensaio triaxial consolidado isotropicamente drenado
c'	Intercepto coesivo no critério de ruptura Mohr-Coulomb
E	Módulo de deformação elástico (Módulo de Young)
E_{sec}	Módulo de deformação axial secante
ERE	Envoltória de resistência da estrutura
e	Índice de vazios
e_{cura}	Índice de vazios de cura
K_o	Coefficiente de empuxo ao repouso
LCS	Linha de compressão de sedimentação
LCV	Linha de compressão virgem
LCVI	Linha de compressão virgem intrínseca
M	Inclinação da linha do estado crítico no espaço de tensões p' : q ou s' : t
OCR	Razão de pré-adensamento
p'	Tensão efetiva média, calculada por $[p' = (\sigma_1' + 2\sigma_3')/3]$
q	Tensão desvio, calculada por $[q = (\sigma_1' - \sigma_3')]$
q_o	Tensão desvio resistida pelo arranjo das partículas de solo
q_{estr}	Tensão desvio resistida pela cimentação
q_u	Resistência à compressão não confinada
r^2	Coefficiente de determinação
RCS	Resistência à compressão simples
s'	tensão efetiva média, calculada por $[s' = 0,5(\sigma_1' + \sigma_3')]$

s_o'	Tensão isotrópica resistida pelo comportamento friccional do solo
s_{eq}'	Tensão de pré-consolidação equivalente
s_{estr}'	Tensão isotrópica resistida pela estrutura
s_{pli}'	Tensão isotrópica de início de plastificação do material
TC	Teor de cimento
t	Metade da tensão desvio, calculada por $[t = 0,5(\sigma_1' - \sigma_3')]$
v	Volume específico $[v = 1 + e]$
Z	Profundidade
ϕ'	Ângulo de atrito
ϕ_{ult}	Ângulo de atrito último
γ_d	Densidade aparente seca
γ_{nat}	Densidade aparente com umidade de campo
ε_a	Deformação axial
ε_v	Deformação volumétrica
σ_1'	Tensão principal maior
σ_3'	Tensão principal menor
σ_c'	Tensão confinante efetiva
σ_{cura}'	Tensão confinante de cura
σ_h'	Tensão horizontal efetiva
σ_v'	Tensão vertical efetiva
ω_{ot}	Umidade ótima de compactação

RESUMO

O trabalho apresenta uma simulação em laboratório da formação de um depósito sedimentar cimentado utilizando amostras artificialmente cimentadas. Na simulação é demonstrado a importância da variação do nível de cimentação e do índice de vazios de formação da cimentação no comportamento mecânico de solos cimentados. Para isso, foram realizados ensaios de compressão isotrópica em amostras artificialmente cimentadas curadas em diversas tensões confinantes entre 0 e 2 MPa e com diferentes teores de cimento. As amostras foram primeiramente adensadas em diferentes tensões de confinamento ao longo da linha de compressão virgem do solo não cimentado e curadas após o adensamento. Cada tensão confinante de cura representa uma diferente profundidade ao longo de um depósito fictício. Carregamentos isotrópicos foram então aplicados após a cura das amostras de forma a avaliar a contribuição da cimentação na resistência do solo durante o carregamento, bem como a variação da tensão de plastificação isotrópica em função do índice de vazios e teor de cimento. Na seqüência foram realizados ensaios triaxiais CID em amostras curadas com tensão confinante entre 50 e 500 kN/m² de forma a analisar as modificações dos parâmetros de resistência e deformabilidade com a profundidade do depósito simulado. Os mesmos ensaios também possibilitaram avaliar separadamente a influência das tensões confinantes utilizadas durante o cisalhamento e o índice de vazios de formação da estrutura cimentante no comportamento tensão-deformação do solo cimentado. Conjuntamente, resultados de amostras não cimentadas cisalhadas sob diferentes índices de vazios e tensões confinantes foram comparados com os de amostras cimentadas para determinação do ganho de resistência e rigidez com a cimentação, e obter qualitativamente a influência da densidade de cura e tensão confinante na resistência adicional proporcionada pela matriz cimentante. Os resultados da simulação mostraram que há expansão da superfície de plastificação e aumento do valor de coesão com a profundidade, enquanto que os valores de ângulo de atrito permanecem inalterados. A desconsideração da expansão de superfície de plastificação e aumento de coesão com a profundidade no projeto geotécnico pode resultar, conforme o caso, numa superestimativa ou subestimativa da resistência e deformabilidade do solo.

ABSTRACT

The work simulates, in laboratory, the formation of a cemented sedimentary deposit using artificially cemented specimens. The work demonstrates the importance of the void ratio during the formation of the cementation structure and also the degree of cementation on the mechanical behavior of cemented soils. Isotropic compression tests were carried out on artificially cemented specimens of different cement contents cured under confining stresses between 0 and 2 MPa. The samples were firstly consolidated under different confining stresses on the normal compression line of the uncemented soil and were then allowed to cure after the consolidation. Each confining stress during curing represents a different depth of a fictitious deposit. Isotropic compression was applied after curing to analyse the contribution of the cementation bonds to the soil resistance during the compression along with the variation of the isotropic yield stress as a function of the void ratio and cement content. Drained triaxial tests (CID) were also carried out with samples cured under confining stress between 50 and 500 kN/m² to analyse the changes in the resistance and stiffness parameters with depth of the fictitious deposit. The effects on the mechanical behaviour of the cemented soils of the confining stress applied during the shearing and the void ratio during the formation of the cementation bonds were also analysed separately with the same triaxial tests. Results of uncemented specimens sheared under different confining stresses and void ratios were compared with the results obtained for cemented samples to determine the increase of resistance and stiffness with the cementation, and also to obtain the influence of curing density and the confining stresses on the additional resistance provided by the bonds. The results of this simulation showed that there is expansion of the yield surface, increase in the cohesion intercept and no change in the friction angle with depth. Depending on the particular geotechnical project, the expansion of the yield surface and the increase in cohesion intercept with depth could result in either an underestimation or overestimation of the resistance and stiffness of the soil.

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 Linha de pesquisa adotada

Solos estruturados são materiais que possuem algum tipo de cimentação ou vínculo entre as suas partículas que lhes conferem um comportamento de deformabilidade, resistência e porosidade superior ao seu estado desestruturado (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990) e que possa ser retirado por tensão ou remoldagem. Tal comportamento pode ser encontrado praticamente em todos os materiais naturais - rochas brandas e intemperizadas, solos residuais, solos granulares e inclusive em argilas moles e rijas - e também em solos artificialmente cimentados.

A aplicação da engenharia como ciência para o estudo de solos requer modelos conceituais e matemáticos que descrevam o comportamento real de tais materiais (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990; VAUGHAN, 1997). A Mecânica dos Solos Clássica desenvolveu-se praticamente toda através do estudo do comportamento de solos transportados - areias e argilas – originando um modelo baseado no conceito de índice de vazios e sua subsequente modificação conforme a história de tensões. Porém, utilizando-se somente do modelo da Mecânica do Solos Clássica não é possível descrever as características de resistência e rigidez que provém da ligação entre as partículas em solos estruturados.

Os materiais estruturados ainda não foram tão extensivamente estudados quanto as areias e as argilas, pois geralmente a sua resistência e deformabilidade fornecem uma adequada resposta às obras civis. Devido ao aumento de obras civis nesses materiais durante as últimas décadas, passou-se a procurar um modelo de comportamento adequado para tais solos de modo não só a evitar problemas geotécnicos pela utilização de um modelo não apropriado para obras de estabilização de taludes, fundações, escavações de túneis, etc., mas a fornecer soluções otimizadas e com maior grau de certeza em segurança.

Muitos trabalhos vem sendo desenvolvidos com o intuito de obter um modelo de comportamento para materiais estruturados. Uma das formas de estudo seguida é a análise do comportamento de amostras naturais (BURLAND, 1989 e 1990; LEROUEIL & VAUGHAN, 1990; AIREY & FAHEY, 1991; SMITH et al., 1992; CLAYTON et al., 1992; AIREY, 1993; PETLEY et al., 1993; CUCCOVILLO & COOP, 1993, 1997 e 1999; COOP & ATKINSON, 1993; KAVVADAS et al., 1993; LAGIOIA & NOVA, 1995; CONSOLI et al., 1998). A grande dificuldade da utilização de amostras naturais consiste basicamente na perturbação da amostra no processo de amostragem causando a sua desestruturação (CLAYTON et al., 1992). Porém, tal linha de estudo torna possível estudar amostras que possuam intrinsecamente todas as características de um natural processo de formação, e, obviamente, o real comportamento.

Outra forma adotada para estudo de materiais estruturados é a utilização de solos artificialmente estruturados através da adição de um agente cimentante (DUPAS & PECKER, 1979; CLOUGH et al., 1981; HUANG & AIREY, 1993 e 1998; ZHU et al., 1995; PRIETTO, 1996; CONSOLI et al., 2000), ou ainda, a utilização de um solo artificial estruturado (BRESSANI, 1990), ambos com o intuito de simular solos naturais em laboratório. Tal técnica possibilita compreender qualitativamente o comportamento dos solos estruturados sem ter a perturbação da amostragem.

A utilização de amostras artificiais vem obtendo certo sucesso no entendimento do comportamento de solos naturalmente estruturados por cimentação (DUPAS & PECKER, 1979; CLOUGH et al., 1981) apesar das dificuldades, incertezas ou até impossibilidade de simulação de certas condições naturais na formação dos solos, tais como lixiviação, intemperismo, precipitação de agente cimentante, etc., e dentre elas, as tensões geostáticas atuantes antes e durante a formação da cimentação.

De fato, a matriz cimentante encontrada em muitos depósitos naturais foi formada sob tensões geostáticas, como pode ser observado em algumas areias cimentadas pela precipitação de material calcário em meio marinho (MURFF, 1987; CLOUGH et al., 1981; AIREY, 1993). Entretanto, nas atuais técnicas de ensaio, cimentação sob tensão não vem sendo considerada. Um dos raros trabalhos na área é o publicado por ZHU et al. (1995) que estudou o comportamento de amostras artificialmente cimentadas curadas sob tensão em ensaios oedométricos, provando a significativa influência das tensões de cura no comportamento das tensões laterais ao repouso em areias cimentadas.

Formação da cimentação sob diferentes tensões pode significar formação da cimentação sob diferentes índices de vazios. E é justamente isso que ocorre ao longo do perfil de um depósito natural cimentado: o índice de vazios existente durante a formação da cimentação varia com a profundidade como resultado das tensões geostáticas atuantes e da história de tensões sofrida pelo depósito durante o seu tempo geológico.

O trabalho desta dissertação segue a segunda linha de estudo (a utilização de amostras artificiais para compreensão do comportamento de solos naturais), porém considera a formação da cimentação sob tensão e a história de tensões pré e pós-cimentação. Assim, realizou-se nove ensaios triaxiais drenados e vinte e um ensaios de compressão isotrópica em amostras de solo artificialmente cimentado curadas sob diversas tensões confinantes aplicadas – cura sob tensão – procurando simular a formação sob tensão da matriz cimentante de solos naturais a diferentes profundidades. Seis ensaios triaxiais CID em amostras não cimentadas também foram realizados para comparação dos resultados das amostras cimentadas e identificação do ganho de resistência e rigidez com a matriz cimentante. Diferentes histórias de tensões também foram geradas nas amostras para análise de sua influência. Desta forma, o trabalho procura auxiliar no entendimento de um modelo conceitual de solos naturais estruturados por cimentação e demonstrar a importância da consideração de tais fatores (tensão de cura e índice de vazios de cura resultante da história de tensões). Tal fato pode resultar numa otimização dos projetos de engenharia em solos estruturados.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivos gerais

O trabalho tem por objetivo demonstrar a importância do nível de cimentação e do índice de vazios existente durante a formação da cimentação no comportamento mecânico de solos naturalmente e artificialmente cimentados.

1.2.2 Objetivos específicos

O trabalho tem por objetivos específicos:

- Realizar uma análise detalhada da contribuição da cimentação na resistência do solo cimentado submetido a compressão isotrópica e compressão triaxial em diferentes índices de vazios de formação da cimentação.
- Identificar o comportamento da tensão de plastificação isotrópica como função do índice de vazios de formação da cimentação e nível de cimentação.
- Provar através de ensaios de compressão isotrópica e ensaios triaxiais drenados em amostras artificialmente cimentadas que a superfície de plastificação em solos naturais e artificiais expande e/ou translada conforme o nível de cimentação e o índice de vazios existente durante a formação da cimentação resultante da história de tensões, e demonstrar sua aplicabilidade para solos naturalmente cimentados.
- Identificar a influência do índice de vazios de formação da estrutura cimentante nos parâmetros de resistência (c' e ϕ') e deformabilidade (E) utilizando ensaios triaxiais em amostras artificialmente cimentadas e demonstrar a sua importância para os procedimentos de amostragem em solos naturalmente cimentados.

1.3 Organização da dissertação

A estrutura do trabalho encontra-se dividida da seguinte forma:

- Capítulo 1 – **Introdução**: apresenta uma introdução justificando a linha de pesquisa adotada e os objetivos gerais e específicos da pesquisa;
- Capítulo 2 – **Revisão Bibliográfica**: é apresentado um breve resumo dos principais tópicos relacionados a solos estruturados por cimentação encontrados na bibliografia recente;

- Capítulo 3 – **Programa Experimental**: apresenta os ensaios realizados, variáveis analisadas e procedimentos de ensaio;
- Capítulo 4 – **Comportamento Mecânico de Solos Cimentados Submetidos a Compressão Isotrópica**: apresenta uma simulação laboratorial da formação de um depósito sedimentar cimentado fictício para demonstrar a influência do nível de cimentação e do índice de vazios de formação da estrutura cimentante no comportamento mecânico de solos naturalmente cimentados submetidos a compressão isotrópica;
- Capítulo 5 – **A Influência do Índice de Vazios de Formação da Matriz Cimentante na Resposta de Ensaio Triaxiais em Solos Cimentados**: apresenta a influência da variação do índice de vazios de formação da estrutura cimentante na resistência, rigidez e superfície de plastificação de solos cimentados;
- Capítulo 6 – **Comentários Finais**: utilizando-se de resultados de ensaios triaxiais drenados em amostras cimentadas curadas a várias tensões confinantes (Capítulo 5) e da análise do comportamento mecânico das mesmas amostras em carregamento isotrópico (Capítulo 4), apresenta-se a importância da consideração, nos procedimentos de amostragem, da expansão da superfície de plastificação ao longo do perfil de solos naturalmente cimentados;
- Capítulo 7 – **Conclusões e Sugestões para Futuros Trabalhos**: apresenta as conclusões obtidas no trabalho e sugestões de trabalhos para o prosseguimento da pesquisa.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Materiais estruturados

Materiais estruturados são materiais que possuem características de resistência, rigidez e porosidade superiores às que teriam se fossem simplesmente depositados ou sedimentados, e que tais características possam ser removidas por tensão ou remoldagem (processos de desestruturação).

Segundo LEROUEIL & VAUGHAN (1990), várias são as origens da formação da estrutura, entre elas, a solução e deposição de sílica nos contatos entre partículas de areia, a união dos contatos entre partículas sob altas pressões, deposição de carbonatos, hidróxidos e matéria orgânica em solução, recristalização de minerais durante o intemperismo, modificação da camada de água adsorvida e forças interpartículas de atração em solos argilosos.

Materiais estruturados não são só encontrados devido à diagênese em rochas sedimentares, mas também das ligações cimentantes remanescentes da intemperização e alteração de rochas ígneas, vulcânicas e metamórficas. Também são encontrados em argilas sensitivas, argilas fortemente pré-consolidadas, “*aged sands*”, areias cimentadas, “*chalks*”, lignitas, turfas vulcânicas, solos residuais, e todo tipo de rocha porosa (CLAYTON & SERRATRICE, 1997).

Apesar da estrutura ter sua origem tão complexa e variada, os seus efeitos são similares em qualquer dos materiais citados anteriormente, e, além disso, podem ser descritos utilizando modelos teóricos simples (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990). Justamente por essa similaridade de comportamento em materiais tão distintos, que vão desde argilas até as rochas brandas, e da difícil identificação da origem da estrutura, a literatura acaba colocando “solo estruturado”, “solo cimentado”, “*bonded soil*”, etc. como sinônimos de um solo que apresenta uma estrutura que lhe confere determinado comportamento. Porém, cabe salientar que nem

todo solo estruturado é solo cimentado. Um solo estruturado pode ter sua estrutura originada devido a um agente cimentante [por exemplo, solos residuais (VARGAS, 1953; VAUGHAN, 1985)] ou por outros fatores como forças interpartículas de atração em solos argilosos (CLAYTON & SERRATRICE, 1997) ou por processos de tixotropia (KAVVADAS & ANAGNOSTOPOULOS, 1998), onde estes não necessariamente estão cimentados.

O presente trabalho procura restringir a um enfoque direcionado a solos estruturados por cimentação (especificamente rochas brandas, solos residuais, materiais sedimentares cimentados e solos artificialmente cimentados), apesar da literatura apresentar um comportamento similar para todos os tipos de solos estruturados.

2.2 Solos estruturados por cimentação: definição e origem

Solos estruturados por cimentação são materiais que apresentam um agente cimentante ligando suas partículas de solo. Tais materiais encontram-se numa faixa intermediária entre solos e rochas, em termos de porosidade, resistência e compressibilidade (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990), sendo o seu comportamento extremamente influenciado pela estrutura, descontinuidades, nível de tensão e confinamento de sua massa (CLAYTON & SERRATRICE, 1997).

2.2.1 Materiais sedimentares cimentados

Grande parte da plataforma marinha é coberta com sedimentos calcários, nas quais são encontradas ligações cimentantes entre as partículas de solo (ZHU et al. 1995).

É possível encontrar tanto areias cimentadas pela precipitação de carbonato de cálcio em meio marinho (SAXENA & LASTRICO, 1978; CLOUGH et al., 1981, CUCCOVILLO & COOP, 1999) quanto argilas (KAVVADAS et al., 1993). Outro material semelhante encontrado na plataforma marinha é apresentado por AIREY & FAHEY (1991), COOP & ATKINSON (1993) e AIREY (1993), como sendo sedimentos calcários cimentados por carbonato de cálcio depositado nos contatos entre os grãos e seus espaços vazios. Neste processo ocorre a combinação simultânea de compactação gravitacional (devido à deposição

de sedimentos) e litificação, que significa a transformação do sedimento em rocha (CLAYTON & SERRATRICE, 1997). Esses tipos de materiais que não apresentam uma litificação completa normalmente apresentam uma porosidade muito maior que a da rocha e grande variabilidade de grau de cimentação devido a não precipitação uniforme do agente cimentante (CLOUGH et al., 1981; CLAYTON & SERRATRICE, 1997).

MITCHELL & SOLIMAR (1984) mostram que areias saturadas limpas, consolidadas ou recém depositadas, podem apresentar cimentação com o tempo devido a solução e precipitação de quartzo, sílica amorfa e outros componentes. Nesses casos, ocorre a formação de uma fina película de gel de sílica ácida na superfície das partículas e a precipitação de sílica ou outro material da solução ou suspensão como um cimento nos contatos entre partículas. Hidrólise pode causar ruptura da superfície de sílica acompanhada pela formação de componentes solúveis e sílica-gel. O gel adere à superfície em uma camada fina e este possui propriedades cimentantes.

2.2.2 Solos residuais e rochas brandas

Solos residuais são materiais derivados da intemperização e decomposição de rocha e que não tenham sido transportados de seu local de origem (BLIGHT, 1997).

Segundo BLIGHT (1997), a intemperização pode ser originada por processos físicos, químicos e biológicos. Os processos físicos (alívio de tensões por erosão, deformação térmica diferencial e pressões de gelo e cristalização de sais) causam trincas e fendas na rocha, expondo superfícies sãs para ataque químico e aumento da permeabilidade do material para a percolação de fluidos quimicamente reativos. Os processos químicos, principalmente hidrólises, troca catiônica e oxidação alteram os minerais da rocha original para formas mais estáveis de minerais argilosos. Já os processos biológicos incluem ambos processos físicos (exemplo, raízes pressionando as fendas) e químicos (exemplo, oxidação bacteriológica).

Segundo CLAYTON & SERRATRICE (1997), a rocha é continuamente desestruturada e desintegrada a solo residual pelo intemperismo físico e químico devido a dissolução da cimentação e expansão de materiais argilosos originados causando aumento de porosidade e perda de resistência e rigidez. Embora intemperizado, o material permanece in situ e mantém a estrutura original da rocha como fissuras, dobramentos e intrusões.

Recristalização pode também ocorrer. Por causa disso, materiais alterados podem ter diferentes características dependendo do seu grau de intemperização. As ligações criadas pela diagênese ou remanescentes da rocha são geram um material estruturado.

Normalmente o perfil de solo apresenta uma graduação contínua que inicia da rocha sã passando a rocha branda (rocha intemperizada), solos rijos (que é reconhecido como o produto da decomposição da rocha original) até solo altamente intemperizado que ainda contém depósitos secundários de ferro, alumina, sílica ou sais de cálcio oriundos da rocha original (BLIGHT, 1997).

A Fig. 2.1 apresenta esquematicamente a progressão do perfil de solo da rocha de origem passando para solo residual e laterita com as respectivas resistências, compressibilidades e graus de sesquióxidos.

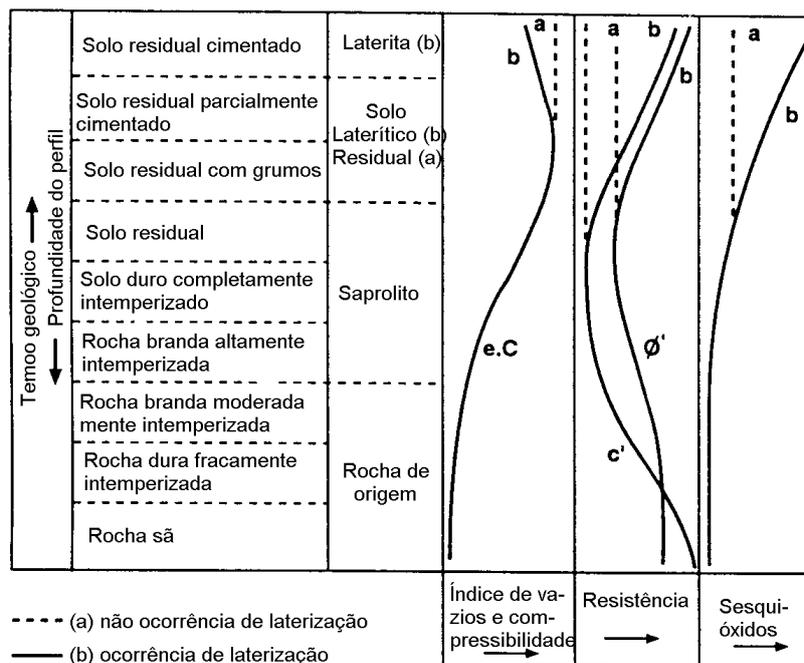


FIGURA 2.1: Variação do índice de vazios, compressibilidade, resistência e quantidade de sesquióxidos num perfil de solo residual (SUEOKA, 1988)

2.2.3 Solos cimentados artificialmente

A estabilização físico-química com a adição de agente cimentante, normalmente associada com estabilização mecânica (compactação), e que resulta num material artificialmente cimentado, é um dos processos largamente utilizados pela Engenharia Geotécnica para melhorar as propriedades mecânicas relacionadas com resistência, deformabilidade, permeabilidade e durabilidade do solo.

Materiais artificialmente cimentados possuem larga utilização na execução de bases para pavimentos, porém vêm estendendo-se a outras áreas da Geotecnia, como na contenção de maciços, na execução de fundações superficiais sobre solos moles, na prevenção de liquefação em areias, etc.

Normalmente, o agente cimentante utilizado para a estabilização do solo é, dependendo o tipo de solo, o cimento Portland ou a cal. Inúmeros trabalhos relatam a melhora das características físicas e mecânicas dos solos com a introdução de um agente cimentante (NÚÑEZ, 1991; THOMÉ, 1994; PRIETTO, 1996; ROHLFES Jr., 1996), ou ainda, com a introdução de outros elementos secundários visando aumentar a eficiência técnica e/ou econômica do processo, como a introdução de cinza volante com a cal (CARRARO, 1997) ou materiais fibrosos com o cimento Portland (ULBRICH, 1997; MONTARDO, 1999; SPECHT, 2000).

A adição de cimento ao solo, de uma forma geral, aumenta a resistência e rigidez do material, diminuindo a sua compressibilidade. A permeabilidade é diminuída em solos granulares, mas é aumentada em solos argilosos.

Os mecanismos da estabilização com adição de cimento Portland ou cal estão muito bem detalhados pela revisão bibliográfica realizada por NÚÑEZ (1991), e descreve as alterações resultantes desta adição nas propriedades mecânicas do solo residual da Formação Botucatu (solo utilizado na presente pesquisa).

2.3 Comportamento mecânico de solos estruturados

2.3.1 Variáveis importantes no comportamento mecânico

O comportamento mecânico de solos estruturados não pode ser totalmente descrito somente com os conceitos da Mecânica dos Solos Clássica de índice de vazios e sua subsequente modificação conforme a história de tensões (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990; VAUGHAN, 1997). A influência da estrutura no comportamento mecânico de materiais geotécnicos estruturados é tão ou mais importante que a densidade e a história de tensões.

LEROUEIL & VAUGHAN (1990) sugerem que a densidade do solo e a resistência das ligações entre partículas são os parâmetros mais importantes que governam o comportamento dos solos estruturados. CLOUGH et al. (1981) também inclui como parâmetros importantes a natureza e quantidade de agente cimentante, a tensão de confinamento, a distribuição granulométrica e o arranjo estrutural dos grãos.

História de tensões e deformações, história geológica e orientação do solo em relação às tensões principais são outros fatores relevantes (GENS & NOVA, 1993), juntamente com o grau de saturação (O'ROUKE & CRESPO, 1988) e composição mineralógica (BRESSANI, 1990).

CLAYTON & SERRATRICE (1997) também apresentam observações relevantes obtidas da literatura sobre o comportamento macroscópico de solos estruturados:

- apresentam não-linearidade no comportamento tensão-deformação;
- resistência e rigidez são dependentes do nível de tensões médias;
- história de tensões é importante para solos argilosos estruturados. Porém LEROUEIL & VAUGHAN (1990) e BARKSDALE & BLIGHT (1997) colocam que tal influência não é significativa em solos residuais;
- anisotropia é criada pela orientação das partículas, história geológica (anisotropia da estrutura, efeitos devido a cimentação e fissuração), e a história de tensões do depósito (compactação gravitacional e pré-consolidação);
- é aplicável o princípio das tensões efetivas de Terzaghi;

- o efeito de *creep* é importante devido a baixa resistência de tais materiais a certos níveis de carregamento utilizados pela Engenharia;
- normalmente são materiais não-saturados e por isso a sucção matricial não deve ser ignorada;
- expansão de materiais argilosos pode ocorrer quando o material é descarregado, e isto leva a sua desestruturação (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990).

NOVELLO & JOHNSTON (1995) concluem que os conceitos de estado crítico são possíveis de aplicação a qualquer material geotécnico, desde solos desestruturados como argilas sedimentares até materiais estruturados como rocha branda e rocha sã.

3.3.2 *Envoltória de plastificação*

Na teoria da plasticidade, “*yield*” é a mudança do comportamento elástico para plástico. Na Mecânica dos Solos, a literatura apresenta “*yield*” como uma descontinuidade no comportamento tensão-deformação sob carregamento monotônico (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990). Porém, cabe salientar que tal descontinuidade é observada em carregamento monotônico tanto em materiais estruturados quanto em argilas sedimentares pré-adensadas (VAUGHAN, 1997), e apesar de terem diferentes origens – uma devido a estrutura e a outra devido à história de tensões – recebem a mesma terminologia. Já observando a diferenciação entre “*yield*” em solos estruturados e “*yield*” em solos pré-adensados, LEROUEIL & VAUGHAN (1990) definem “*yield* de estrutura” como uma mudança irreversível, quando alcançada, na rigidez e resistência do material estruturado. Essa “*yield* de estrutura” é traduzida como **plastificação**, e o local geométrico, por exemplo no espaço $s': t$, onde caracterizam-se os pontos de plastificação são definidos como curva de plastificação ou **envoltória de plastificação**.

Cabe salientar a dificuldade da interpretação em solos argilosos em separar os efeitos devido à estrutura dos efeitos devido à pré-consolidação ou ao adensamento secundário (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990; SMITH et al., 1992). Isso também serve para as areias, onde ISHIHARA & OKADA (1978) demonstraram também em areias a existência de

envoltórias de plastificação devido a um pré-adensamento. O mesmo fato é salientado por AIREY (1993) que demonstrou, em areias calcárias cimentadas, uma mesma envoltória de plastificação para o solo em estado desestruturado com baixo índice de vazios – a origem da superfície de plastificação provém de um pré-adensamento - e para o solo em estado estruturado com alto índice de vazios, onde a superfície de plastificação origina-se de uma estrutura cimentante.

A envoltória de plastificação em argilas, no espaço $s':t$, apresenta-se mais ou menos simétrica com a linha de compressão K_0 devido a anisotropia das tensões durante a sua deposição (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990). Em rochas brandas tal anisotropia não é observada e a envoltória de plastificação torna-se simétrica ao eixo isotrópico.

Os trabalhos apresentados por MACCARINI (1987), citado por BRESSANI (1990), em solo artificial cimentado e por HUANG & AIREY (1993 e 1998) em areias calcárias cimentadas demonstram que a superfície de plastificação expande com o grau de cimentação e a densidade do material.

LEROUEIL & VAUGHAN (1990) apresentam três formas possíveis de ocorrer a plastificação: plastificação por compressão (quando a plastificação ocorre antes de alcançar a envoltória de resistência devido a um cisalhamento ou aumento das tensões médias), plastificação por cisalhamento (quando a plastificação ocorre no pico de resistência durante o cisalhamento, num estado de tensão superior à envoltória de resistência última) e plastificação por descarregamento (quando a cimentação não resiste às tensões geradas pela tendência de expansão das partículas argilosas).

LEROUEIL & VAUGHAN (1990), CLAYTON et al. (1992), COOP & ATKINSON (1993), AIREY (1993), CLAYTON & SERRATRICE (1997) relatam que, em solos estruturados, o processo de desestruturação é um processo contínuo e que a estrutura não é removida imediatamente quando alcançado o ponto de plastificação. A total desestruturação requer substanciais deformações pós-plastificação. Tanto que VAUGHAN et al. (1988), citado por MACCARINI (1990), sugerem a existência de duas envoltórias de plastificação em solos residuais: uma correspondente ao ponto de início de quebra (onde aparece uma pequena perda de rigidez na curva tensão-deformação), e outra onde acontece uma queda brusca da rigidez. SMITH et al. (1992) chegam a propor três envoltórias de plastificação, cujos detalhes encontra-se muito bem detalhados por TATSUOKA et al. (1999).

Desestruturação progressiva também é abordada por CLAYTON et al. (1992), que mostra uma série de colapsos ocorridos durante ensaios de consolidação em argilas estruturadas. A explicação desse comportamento de desestruturação progressiva é dado pelos diferentes tipos de cimentação no solo – e conseqüentemente diferenças na resistência e rigidez das cimentações – e devido à diferença nos tamanhos dos poros do solo, colapsando primeiro as cimentações que ligam os agregados de solo (cimentação inter-agregado) para depois colapsar as cimentações dos agregados (cimentação intra-agregados). O colapso inter-agregado pode, algumas vezes, gerar grandes variações volumétricas e inclusive *softening*, como foi observado por LAGIOIA & NOVA (1995) em ensaios isotrópicos em calcarenito. AIREY (1993) ainda salienta a possibilidade de plastificação devido a quebra dos grãos do solo, como observado em areias calcárias cimentadas.

MACCARINI (1987), citado por BRESSANI (1990), conseguiu demonstrar num solo artificial cimentado o processo contínuo de desestruturação por carregamento. Várias amostras foram carregadas - isotropicamente ou a uma taxa de carregamento (σ_v'/σ_c') constante - a diferentes níveis de carregamento e, após o carregamento, executado ensaio de tração nas mesmas amostras. A resistência à tração não foi afetada nas amostras carregadas até tensões em torno de 280 kN/m², porém, a tensões superiores que 280 kN/m², houve um decréscimo da resistência à tração tanto maior quanto maior fosse o carregamento aplicado anteriormente.

A desestruturação do solo causa, no mesmo nível de confinamento, perda de rigidez e resistência de pico com conseqüente contração progressiva da envoltória de resistência em direção à envoltória do material desestruturado (CLAYTON & SERRATRICE, 1997).

Em solos naturais, a intemperização também causa perda da estrutura como mostra os resultados de KIMMANCE (1988), citados por BRESSANI (1990), onde, através de ensaios de cisalhamento direto em solo residual de granito, mostrou o colapso da superfície de plastificação conforme o grau de intemperização do material.

2.3.3 Comportamento sob carregamento unidimensional e isotrópico

O comportamento observado em ensaios oedométrico para solos residuais (VARGAS, 1953; BURLAND, 1989; BARKSDALE & BLIGHT, 1997), solos sedimentares cimentados

(KAVVADAS et al. 1993), e rochas brandas (PETLEY et al., 1993; KAWASAKI et al., 1993, CECCONI et al., 1998) é semelhante ao comportamento de solos argilosos pré-adensados, porém apresenta uma pressão de “pré-consolidação equivalente” que não está relacionada à história de tensões, mas sim à estrutura do material.

VAUGHAN et al. (1988), citado por LEROUEIL & VAUGHAN (1990), apresentam esquematicamente um modelo para o comportamento de solos estruturados sob carregamento unidimensional ou isotrópico (Fig. 2.2a). O modelo propõem duas regiões tensão versus índice de vazios: a região limitada pela linha do estado mais fofo do solo para o seu estado desestruturado (linha de compressão virgem intrínseca), e a região além desta linha na qual o solo pode existir somente devido a sua estrutura. No espaço permitido para todos os estados estruturais as deformações são somente elásticas, independentemente da resistência da estrutura, permanecendo rígido até a plastificação (ponto Y), onde, a partir de então, com o incremento de tensão e conseqüente quebra progressiva da estrutura, apresentará maiores deformações em direção ao estado desestruturado. A posição do ponto de plastificação Y dependerá da resistência da estrutura.

CUCCOVILLO & COOP (1999) apresentam esquematicamente outro modelo para o comportamento de areias fortemente e fracamente cimentadas sob carregamento isotrópico (Fig. 2.2b). A diferença entre o modelo proposto entre VAUGHAN et al. (1988) e CUCCOVILLO & COOP (1999) é que existe a possibilidade da ocorrência de plastificação, no caso de solos fracamente cimentados (curva w), antes de alcançar a linha de compressão virgem intrínseca do material desestruturado. Desta forma é possível que ocorra deformações plásticas num solo estruturado mesmo estando este dentro do espaço permitido para todos os estados estruturais, e a estrutura seria a responsável por fazer o comportamento inicial ser linear e mais rígido que o do solo desestruturado. Tal comportamento também pode ser observado nos resultados de MACCARINI (1990) em um solo artificial cimentado e BRESSANI (1993) em uma marga (*Corinth marl*). O modelo descrito por VAUGHAN et al. (1988) – Fig. 2.2a - seria representativo somente para materiais fortemente cimentados (curva s da Fig. 2.2b).

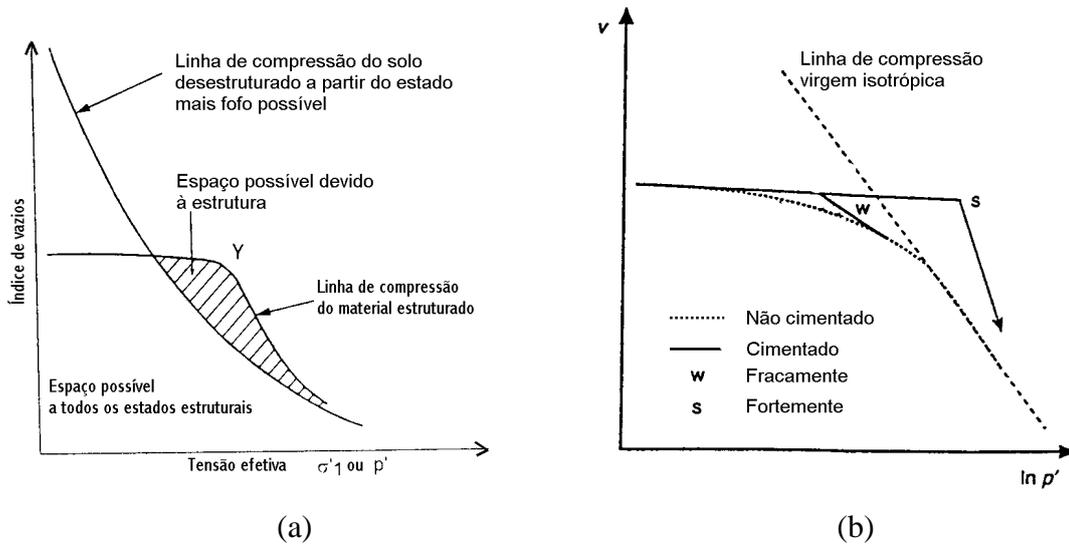


FIGURA 2.2: Comparação entre o comportamento de um solo estruturado e desestruturado em ensaios de compressão isotrópica: a) solos estruturados (VAUGHAN et al., 1988, obtido de LEROUEIL & VAUGHAN, 1990); b) areias fortemente e fracamente cimentadas (CUCCOVILLO & COOP, 1999)

No espaço $s':t$ (Fig. 2.3), o carregamento K_o em solos estruturados apresenta uma trajetória de tensões íngreme até a plastificação, e então decai em direção à linha K_o do material desestruturado (PETLEY et al., 1993). Este comportamento também foi observado em um solo artificial cimentado estudado por MACCARINI (1987), citado por CLAYTON & SERRATRICE (1997).

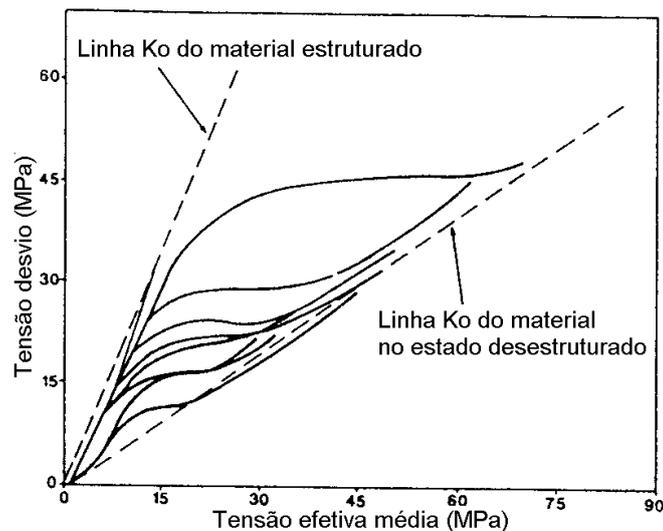


FIGURA 2.3: Trajetória de tensões em carregamento K_o em *chalk* (PETLEY et al., 1993)

O comportamento de solos estruturados apresentados nas Fig. 2.2 e 2.3 foram observados em diferentes materiais estruturados em ensaios oedométricos: “chalk” (BURLAND, 1989; PETLEY et al., 1993), depósitos sedimentares cimentados (KAVVADAS et al., 1993), argilas estruturadas (SMITH et al., 1992), areias calcárias artificialmente cimentadas (COOP & ATKINSON, 1993) e solos residuais (VARGAS, 1953; BARKSDALE & BLIGHT, 1997).

Comportamento muito semelhante ao apresentado na Fig. 2.2 também é verificado em ensaios isotrópicos (KAVVADAS et al., 1993; CUCCOVILLO & COOP, 1993, 1999; HUANG & AIREY, 1993; COOP & ATKINSON, 1993; AIREY, 1993).

NAGARAJ et al. (1998), estudando o comportamento de argilas sensíveis cimentadas em carregamento K_o , apresenta um modelo que não considera a ocorrência de um processo de quebra da cimentação durante o carregamento unidimensional conforme o sugerido por VAUGHAN (1988) e CUCCOVILLO & COOP (1999). Segundo o autor, as tensões aplicadas até o valor de plastificação seriam suportadas apenas pelas ligações cimentantes gerando pequena variação volumétrica. Após a plastificação, que seria o valor de resistência da cimentação, as ligações cimentantes não seriam quebradas e continuariam suportando uma tensão constante durante todo o carregamento. As tensões excedentes à resistência da estrutura seriam então transferidas à matriz de solo mobilizando a resistência de atrito e assim originando maiores deformações. Com o aumento do carregamento, a parcela de resistência fornecida pela cimentação – que mantém-se num valor constante - torna-se cada vez menos significativa em relação à parcela resistida pelo comportamento friccional do solo, e este fato seria a causa da tendência da curva do material estruturado convergir à curva do material no estado desestruturado a maiores tensões no espaço $e:\log(\sigma_v')$. A escala logarítmica utilizada também acentuaria esta impressão de convergência entre as curvas.

ZHU et al. (1995) estudaram os valores de K_o através de ensaios oedométricos em amostras de areia artificialmente cimentada. Foram utilizados diferentes teores de cimento em amostras curadas com e sem tensões verticais aplicadas. O objetivo da cura com tensões verticais aplicadas é de simular a formação das ligações cimentantes sob tensão que ocorre nos depósitos sedimentares. As amostras que não foram curadas sob tensão mostraram que a relação tensão vertical e tensão lateral ao repouso não é linear, o valor de K_o diminui significativamente com o aumento do teor de cimento, o valor de K_o aumenta com o aumento da tensão vertical, e a tensão lateral decresce com a densidade da areia e o tempo de cura. Quando as amostras são curadas sob tensão, o valor de K_o durante a remoção do carregamento

vertical aumenta com o grau de pré-consolidação e teor de cimento e, quando totalmente descarregado, surgem tensões laterais residuais tanto maiores quanto maior o grau de cimentação.

2.3.4 Comportamento sob cisalhamento

Vários autores (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990; COOP & ATKINSON, 1993; VAUGHAN, 1997) sugerem que a influência da estrutura no comportamento do solo pode ser entendida com referência ao comportamento do mesmo material no estado desestruturado. A completa desestruturação envolve uma desagregação do material e nova remoldagem de reconstituição.

CLAYTON & SERRATRICE (1997), através de análise de “*chalk*” em microscopia eletrônica, coloca em dúvida o procedimento de comparação entre solo estruturado e remoldado, pois nova remoldagem pode implicar mudança no tamanho e forma das partículas e, desta forma, originar um novo material. Tal fato impossibilitaria uma normalização com uma linha de compressão virgem única obtida do material remoldado para demonstrar o efeito da estrutura, pois esta linha de compressão pode não ser igual a do material desestruturado original.

Um dos principais efeitos da estrutura em materiais cimentados, quando comparado com o seu estado desestruturado, é o aumento da rigidez inicial (CLOUGH et al., 1981; HIGHT & JARDINE, 1993; CUCCOVILLO & COOP, 1997; VAUGHAN, 1997). Esse aumento mantém-se sempre crescente com o acréscimo de cimentação, mas não a uma taxa constante (CHANG & WOODS, 1992). Porém, deve-se sempre observar que a rigidez de materiais estruturados depende da complexa interação entre porosidade, nível de tensão, grau de cimentação, história de tensões, trajetória de tensões, tempo (nos casos de tixotropia ou *creep*) e nível de deformação (CLAYTON & SERRATRICE, 1997).

CUCCOVILLO & COOP (1997) demonstram, através de estudos em calcarenito e arenito, que o módulo tangente cisalhante (G) é independente das condições de estado do material (combinação entre volume específico e tensões efetivas médias) até a plastificação, podendo nesse caso ser utilizada a teoria da elasticidade. Após a plastificação e com a

deterioração das ligações cimentantes, a rigidez ao cisalhamento passa então a ser dependente do estado do material.

A estrutura oriunda da cimentação, seja ela remanescente da rocha original ou oriunda de processos de litificação, também fornece aumento na resistência do material e expande o domínio de tensões no qual o solo possui comportamento elástico (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990; VAUGHAN, 1997). Este ganho de resistência pode ser identificado pelo aumento dos parâmetros de resistência obtidos por diversos autores. DUPAS & PECKER (1979) e PRIETTO (1996) encontraram aumento de coesão e ângulo de atrito com o aumento do grau de cimentação em amostras de solos compactados artificialmente cimentadas, enquanto que CLOUGH et al. (1981) e MACCARINI (1987), citado por CLAYTON & SERRATRICE (1997), o primeiro com areia artificialmente cimentada e o segundo com um solo artificial cimentado, encontraram apenas aumento na coesão.

CLOUGH et al. (1981) e MACCARINI (1987), citado por CLAYTON & SERRATRICE (1997), observaram também aumento na resistência à tração com o grau de cimentação.

O aumento das tensões confinantes e a diminuição do grau de cimentação fazem com que o solo apresente uma mudança gradual de comportamento frágil para comportamento dúctil, como observado por CLOUGH et al. (1981) em areias cimentadas.

Diversos autores (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990; COOP & ATKINSON, 1993; CLAYTON & SERRATRICE, 1997) também relatam que os solos estruturados apresentam, a baixas tensões de confinamento, um comportamento elástico rígido até a plastificação, quando acontece a ruptura, normalmente formando um plano de cisalhamento, e a resistência tende à linha do estado crítico do solo no estado desestruturado com o aumento das deformações. Quando os ensaios são executados a altas tensões de confinamento, plastificação ocorre ainda na imposição das tensões isotrópicas ou durante o início do cisalhamento, originando um comportamento semelhante ao do solo desestruturado com ruptura em forma de embarrigamento.

CUCCOVILLO & COOP (1999) realçam que os efeitos originados da estrutura sobre a resistência, plastificação e rigidez de areias estruturadas provêm de duas parcelas: 1) da cimentação ou ligação entre partículas (*bonding*), e 2) da dilatância originada do intertravamento e arranjo dos grãos do solo (*fabric*). Considerando o efeito destas duas

parcelas, os autores apresentam um modelo tensão-deformação para areias estruturadas - Fig. 2.4 - diferenciando o comportamento mecânico onde há predomínio do efeito da cimentação do comportamento com predomínio do efeito da dilatância. O esquema apresentado pela Fig. 2.4a, originário do trabalho de COOP & ATKINSON (1993), representa o comportamento onde o efeito da cimentação é preponderante em relação à dilatância. Nela estão representadas três classes possíveis de cisalhamento. Na primeira classe, o pico de resistência é governado pela cimentação e alcança um estado superior à envoltória de ruptura do solo no estado desestruturado. A segunda classe ocorre a tensões confinantes intermediárias, onde a plastificação ocorre durante o cisalhamento, mas o pico de resistência é governado pelo comportamento friccional do solo já no estado desestruturado. A terceira classe ocorre quando a amostra plastifica durante a consolidação isotrópica, produzindo durante o cisalhamento um comportamento similar ao do solo desestruturado, sem a apresentação de um ponto definido de plastificação. Todas as classes, a grandes deformações, convergem para a linha de estado crítico do solo desestruturado. No caso em que a cimentação não é o fator preponderante (Fig. 2.4b), o pico de resistência é governado pela dilatância do material. Neste caso, picos de resistência devido à cimentação com comportamento linear de tensão-deformação são obtidos somente a baixas tensões confinantes (caso 1), e compressão com quebra de partículas estariam limitadas a altas tensões de confinamento (caso 3). Nas tensões confinantes intermediárias, o comportamento tensão-deformação pode ser linear no início do cisalhamento tornando-se não-linear após a quebra da cimentação (caso 2a), ou ser totalmente não-linear (caso 2b). Porém, em ambos os casos, o pico é regido pela dilatância do material.

As deformações volumétricas durante o cisalhamento apresentam padrões distintos de comportamento dependendo do nível de tensões confinantes atuantes. Na faixa de tensões confinantes onde o material apresenta um comportamento frágil, as deformações volumétricas são inicialmente compressivas até um ponto próximo à ruptura, e, a partir de então, apresentam 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. Quando as tensões de confinamento aumentam além de um limite, com a quebra das cimentações, são observadas somente deformações de compressão. Esse comportamento é observado em areias cimentadas (DUPAS & PECKER, 1979; CLOUGH et al., 1981), areias vulcânicas artificialmente cimentadas (O'ROURKE & CRESPO, 1988), areias calcárias cimentadas (HUANG & AIREY, 1993), etc.

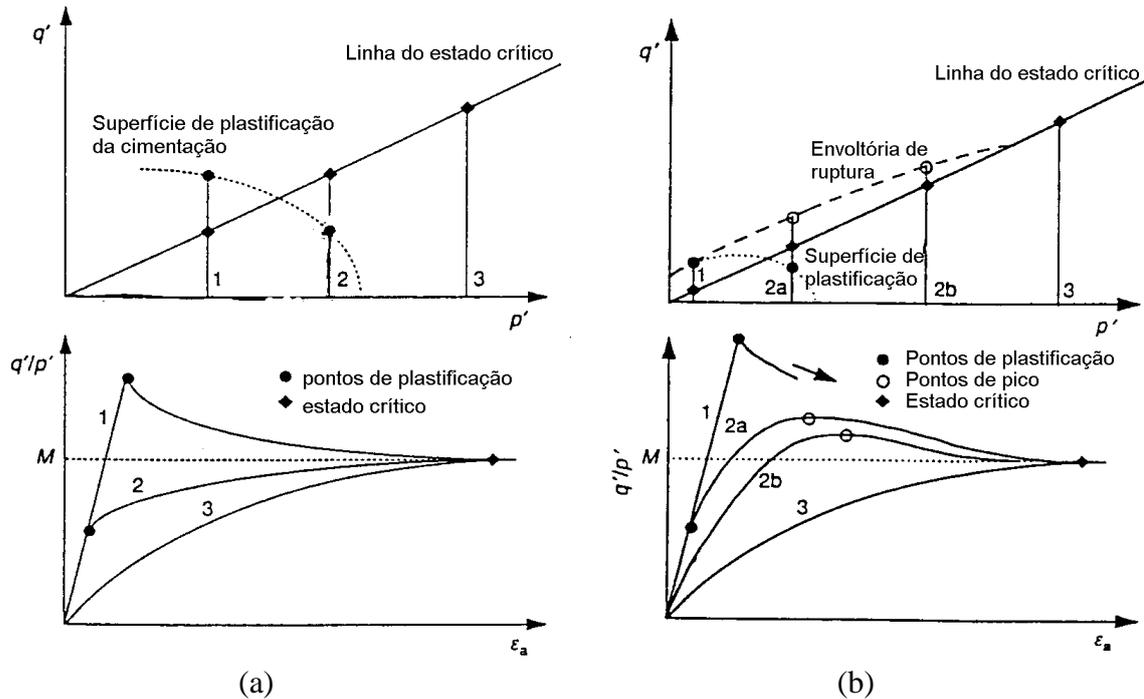


FIGURA 2.4: Comportamento idealizado para solos cimentados (CUCCOVILLO & COOP, 1999): (a) materiais onde o efeito da cimentação é preponderante; (b) materiais onde o efeito da dilatância é preponderante

VAUGHAN (1997) relata que o pico de resistência em materiais cimentados, quando a ruptura é frágil, não está associado com a dilatância. O pico de resistência é mobilizado bem antes da taxa máxima de dilatância. Este comportamento foi observado em areias calcárias cimentadas (HUANG & AIREY, 1993 e COOP & ATKINSON, 1993), areias quartzosas cimentadas (CLOUGH et al., 1981), areia siltosa artificialmente cimentada (PRIETTO, 1996), rochas brandas e argilas sensitivas (AVERSA et al., 1993).

Apesar de o modelo teórico do comportamento de solos estruturados apresentado pela literatura existente ser relativamente simples e de fácil compreensão, representados pelas Fig. 2.2 a 2.4 e descritos por esta revisão bibliográfica, a proposição de um modelo matemático que consiga representar tal comportamento de uma forma global não possui a mesma simplicidade. Determinação da posição e forma da superfície de plastificação, escolha de uma lei de fluxo para determinação das deformações plásticas e consideração dos efeitos acoplados de expansão e contração da superfície de plastificação – o primeiro devido ao aumento da tensão de pré-adensamento e o segundo devido à quebra progressiva da cimentação - durante ciclos de carregamento são apenas alguns exemplos de quão complexo pode ser o modelo. Tal complexidade pode ser observada pelos trabalhos de GENS & NOVA (1993) e LAGIOIA &

NOVA (1995) que apresentam os conceitos básicos para o desenvolvimento de um modelo constitutivo para solos estruturados.

Poucos trabalhos apresentam estudos sobre a influência da história de tensões durante a formação da cimentação na resistência e rigidez do material estruturado sob cisalhamento. Um destes poucos trabalhos é o de BARBOSA-CRUZ & TATSUOKA (1999) que realizaram ensaios triaxiais drenados em misturas areia-cimento modificando o estado de tensões na amostra durante a cura. Amostras foram primeiramente curadas sob pressão atmosférica por diferentes períodos entre 14 e 28 dias. Após esse período inicial, a cura continuou sob uma tensão de confinamento de 200 kN/m^2 e sob diferentes tensões desvios entre 0 e 950 kN/m^2 por um período suplementar variando de 7 a 10 dias. Os autores observaram que a modificação das tensões atuantes após o período de cura sob pressão atmosférica não causou uma influência significativa no comportamento tensão-deformação das amostras areia-cimento.

Contrariamente, ROTTA et al. (1998) e CONSOLI et al. (2000) também apresentam resultados de ensaios triaxiais em amostras de mistura solo-cimento curadas a diferentes tensões de confinamento. Amostras curadas sob tensão confinante aplicada apresentaram comportamento mecânico semelhante ao das amostras curadas sem tensão somente quando ensaiadas a pressões de confinamento inferiores à tensão isotrópica de plastificação. A tensões superiores, as amostras curadas sob tensão apresentaram aumento de rigidez e resistência em relação às amostras curadas sem tensão aplicada. Estes resultados mostram que o estado de tensão atuante durante o processo de formação da matriz cimentante desempenha um papel importante no comportamento mecânico da mistura solo-cimento. Conclusões semelhantes também foram obtidas por HEINECK (1998) em ensaios triaxiais em solo artificialmente cimentado.

CAPÍTULO 3

PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 Considerações Iniciais

A análise da importância das tensões atuantes e do índice de vazios existente durante a formação da cimentação no comportamento de solos estruturados por cimentação – objetivo desse trabalho – poderia ser realizado utilizando como material de estudo amostras de um solo natural ou de um solo artificialmente cimentado.

A grande dificuldade da utilização de amostras naturais no estudo de solos estruturados é a perturbação originada pelo processo de amostragem. Tal perturbação provoca dano ou desestruturação da amostra (CLAYTON et al., 1992) e introduz incertezas na análise dos resultados obtidos, principalmente quando o foco de estudo é a própria estrutura. Então, por conveniência, escolheu-se como material de estudo um solo compactado artificialmente cimentado (solo-cimento) de forma, não só a evitar tal perturbação, mas também a fixar valores de certas variáveis de difícil controle em solos naturais, como densidade, saturação, grau de cimentação e, inclusive, *as tensões atuantes antes, durante e após a formação da cimentação com suas respectivas modificações no índice de vazios do solo.*

A análise do comportamento do solo em função das tensões atuantes durante a formação da sua cimentação pode ser facilmente realizada *curando as amostras de solo-cimento dentro da câmara triaxial com tensões confinantes (e cisalhantes, se desejado) já aplicadas.* Dessa forma pode-se analisar o comportamento das amostras curadas a diferentes níveis de tensões e ainda poder simular uma história de tensões pré ou pós-cimentação, como alívio de tensões devido a uma erosão ou então a uma sobrecarga no solo, simplesmente efetuando descarregamentos/carregamentos na amostra antes e/ou após o período de cura.

Dentro deste contexto que o programa experimental foi elaborado.

3.2 Ensaios Realizados e Variáveis Estudadas

O programa experimental consiste na realização dos seguintes ensaios:

1) ensaios triaxiais drenados consolidados isotropicamente (CID):

- variáveis investigadas:

- tensão confinante aplicada durante a cura (tensões atuantes durante a formação da matriz cimentante);
- tensão confinante aplicada durante o cisalhamento;
- teor de cimento.

- respostas analisadas:

- tensão desvio;
- módulo elástico;
- parâmetros de resistência (c' , ϕ');
- variação volumétrica;
- tensão de plastificação.

2) ensaios de compressão isotrópica:

- variáveis investigadas:

- tensão confinante aplicada durante a cura (tensões atuantes durante a formação da matriz cimentante);
- teor de cimento;

- respostas analisadas:

- variação volumétrica em compressão isotrópica;
- tensão de plastificação.

Todas as demais variáveis foram mantidas constantes: densidade inicial, índice de vazios inicial, grau de saturação inicial, natureza do cimento, granulometria, tempo de cura, etc.

3.3 Descrição do programa experimental

O programa experimental está dividido em duas etapas:

- **1ª etapa)** 21 ensaios isotrópicos: com o objetivo de estudar o comportamento da superfície de plastificação no eixo isotrópico em função da tensão confinante e do índice de vazios de cura utilizados.

A Tab. 3.1 apresenta todos os ensaios realizados nesta 1ª etapa. A nomenclatura dos ensaios segue a seguinte descrição:

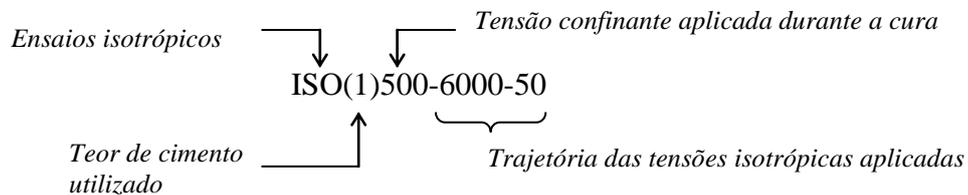


TABELA 3.1: Descrição dos ensaios isotrópicos da 1ª etapa do programa experimental

Ensaio isotrópico:	Teor de cimento	Tensão confinante de cura	Trajetória de tensões isotrópicas utilizadas após a cura(*)
ISO(3)0-500	3%	0 kN/m ²	Carregamento até 500 kN/m ²
ISO(3)50-6000-50	3%	50 kN/m ²	Carregamento até 6000 kN/m ² e descarregamento até 50 kN/m ²
ISO(3)250-6000-50	3%	250 kN/m ²	Carregamento até 6000 kN/m ² e descarregamento até 50 kN/m ²
ISO(3)500-6000-50	3%	500 kN/m ²	Carregamento até 6000 kN/m ² e descarregamento até 50 kN/m ²
ISO(3)600-6000-50	3%	600 kN/m ²	Carregamento até 6000 kN/m ² e descarregamento até 50 kN/m ²
ISO(3)700-6000-50	3%	700 kN/m ²	Carregamento até 6000 kN/m ² e descarregamento até 50 kN/m ²
ISO(3)1000-6000-50	3%	1000 kN/m ²	Carregamento até 6000 kN/m ² e descarregamento até 50 kN/m ²
ISO(3)2000-6000-50	3%	2000 kN/m ²	Carregamento até 6000 kN/m ² e descarregamento até 50 kN/m ²
ISO(3)(500-50)-6000-50	3%	50 kN/m ²	Carregamento até 500 kN/m ² e descarregamento até 50 kN/m ² (cura) Recarregamento até 6000 kN/m ² Descarregamento até 50 kN/m ²

TABELA 3.1: (continuação...)

Ensaio isotrópico:	Teor de cimento	Tensão confinante de cura	Trajectoria de tensões isotrópicas utilizadas após a cura(*)
ISO(3)(1000-50)6000-50	3%	50 kN/m ²	Carregamento até 1000 kN/m ² e descarregamento até 50 kN/m ² (cura) Recarregamento até 6000 kN/m ² Descarregamento até 50 kN/m ²
ISO(3)500-20-6000-50	3%	500 kN/m ²	Descarregamento até 50 kN/m ² , carregamento até 6000 kN/m ² e novo descarregamento até 50 kN/m ²
ISO(0)0-3000-50(**)	0%	- x -	Carregamento até 3000 kN/m ² e descarregamento até 50 kN/m ²
ISO(0)0-500 (***)	0%	- x -	Carregamento até 500 kN/m ²
ISO(1)50-6000-50	1%	50 kN/m ²	Carregamento até 6000 kN/m ² e descarregamento até 50 kN/m ²
ISO(1)250-6000-50	1%	250 kN/m ²	Carregamento até 6000 kN/m ² e descarregamento até 50 kN/m ²
ISO(1)500-6000-50	1%	500 kN/m ²	Carregamento até 6000 kN/m ² e descarregamento até 50 kN/m ²
ISO(1)1000-6000-50	1%	1000 kN/m ²	Carregamento até 6000 kN/m ² e descarregamento até 50 kN/m ²
ISO(1)1000-50-6000	1%	1000 kN/m ²	Descarregamento até 50 kN/m ² e recarregamento até 6000 kN/m ²
ISO(2)50-6000-50	2%	50 kN/m ²	Carregamento até 6000 kN/m ² e descarregamento até 50 kN/m ²
ISO(2)250-6000-50	2%	250 kN/m ²	Carregamento até 6000 kN/m ² e descarregamento até 50 kN/m ²
ISO(2)500-6000-50	2%	500 kN/m ²	Carregamento até 6000 kN/m ² e descarregamento até 50 kN/m ²

(*) o carregamento e descarregamento isotrópico segundo a trajetória descrita foi realizado através de incrementos de tensões até a tensão indicada na tabela

(**) simulando o solo no estado desestruturado.

(***) adicionado 3% de material fino inerte (cinza volante)

- **2ª etapa)** 09 ensaios triaxiais CID em amostras cimentadas e 06 ensaios triaxiais CID em amostras não cimentadas: estudar o comportamento da superfície de plastificação e envoltória de ruptura no espaço $s':t$ em função da tensão confinante e índice de vazios de cura.

A Tab. 3.2 apresenta as tensões confinantes utilizadas durante a cura e durante o cisalhamento para os ensaios em amostras cimentadas. A nomenclatura dos ensaios segue a seguinte descrição:

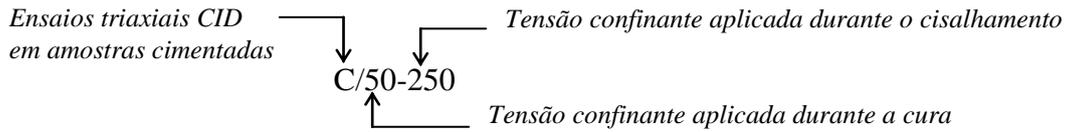


TABELA 3.2: Descrição dos ensaios triaxiais CID em amostras cimentadas

ENSAIOS: 2ª ETAPA AMOSTRAS CIMENTADAS		TENSÃO DE CONFINAMENTO DE CURA		
		50 kN/m ²	250 kN/m ²	500 kN/m ²
TENSÃO DE CONFINAMENTO DO CISALHAMENTO	50 kN/m ²	C/50-50	C/250-50	C/500-50
	250 kN/m ²	C/50-250	C/250-250	C/500-250
	500 kN/m ²	C/50-500	C/250-500	C/500-500

A Tab. 3.3 apresenta as tensões confinantes máximas aplicadas antes do cisalhamento e as tensões confinantes utilizadas durante o cisalhamento para os ensaios em amostras não cimentadas. A nomenclatura dos ensaios segue a seguinte descrição:

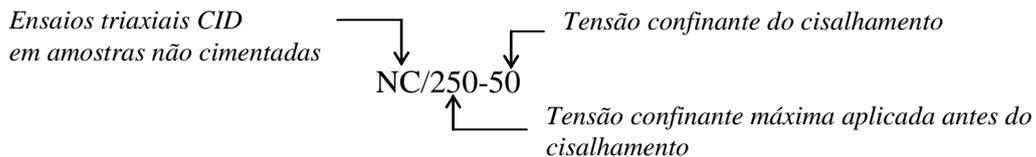


TABELA 3.3: Descrição dos ensaios triaxiais CID em amostras não cimentadas

ENSAIOS: 2ª ETAPA AMOSTRAS NÃO CIMENTADAS		TENSÃO DE CONFINAMENTO MÁXIMA APLICADA ANTES DO CISALHAMENTO		
		50 kN/m ²	250 kN/m ²	500 kN/m ²
TENSÃO DE CONFINAMENTO DO CISALHAMENTO	50 kN/m ²	NC/50-50	NC/250-50	NC/500-50
	250 kN/m ²	- x -	NC/250-250	NC/500-250
	500 kN/m ²	- x -	- x -	NC/500-500

Os resultados e as análises de cada etapa do programa experimental estão descritos consecutivamente nos capítulos 4 e 5.

3.4 Materiais Utilizados

O solo utilizado é uma areia fina siltosa, mal graduada, fracamente plástica, oriundo de solo residual de arenito (horizonte C) da Formação Botucatu, situado na rodovia estadual RS-240, na localidade de Vila Scharlau, Município de São Leopoldo/RS (NÚÑEZ, 1991). As características físicas e o comportamento mecânico do solo natural e do solo compactado com adição de agente cimentante são muito bem conhecidos através dos estudos de NÚÑEZ (1991), PRIETTO (1996) e HEINECK (1998), sendo essa a justificativa da sua escolha.

A caracterização físico-química e mineralógica do solo foi realizada de forma detalhada por NÚÑEZ (1991) conforme Tab. 3.4. PRIETTO (1996) também realizou ensaios de caracterização das propriedades físicas do solo. Os resultados obtidos por ambos os autores são apresentados na Tab. 3.5.

TABELA 3.4: Propriedades físico-químicas e mineralógicas do solo (NÚÑEZ, 1991)

Difratogrametria de Raios-X da Fração Argila	Fração cristalina	15,70 %
	Caolinita	9,20 %
	Hematita	3,20%
	Micas e Ilitas	2,10%
	Quartzo	1,20%
	Fração Amorfa	84,30%
Análise Química da Fração Argila	SiO ₂	9,70%
	Al ₂ O ₃	6,69%
	Fe ₂ O ₃	1,21%
Análise Físico-Química do Solo	pH	4,7 (ácido)
	Matéria Orgânica	0%
	CTC	3,01 mequiv/100g

NÚÑEZ (1991) determinou as curvas de compactação do solo nas energias Proctor Normal e Intermediário. Os parâmetros de compactação obtidos dessas curvas são apresentadas na Tab. 3.6, juntamente com os valores de resistência à compressão simples das amostras compactadas.

TABELA 3.5: Propriedades físicas do solo determinadas por NÚÑEZ (1991) e PRIETTO (1996)

PROPRIEDADES	RESULTADOS OBTIDOS	
	NÚÑEZ (1991)	PRIETTO (1996)
Limite de Liquidez	21%	22 %
Limite de Plasticidade	17%	15 %
Índice de Plasticidade	4%	7 %
Limite de Contração	19%	-x-
Densidade Real dos Grãos	26,7 kN/m ³	27,0 kN/m ³
Diâmetro efetivo	0.003 mm	0,0028 mm
Coeficiente de Uniformidade	43	32
% de Areia Média ($0,42 < \phi < 2$ mm)	4,3 %	2,4 %
% de Areia Fina ($0,074 < \phi < 0,42$ mm)	50,3 %	46,0 %
% de Silte ($0,005 < \phi < 0,074$ mm)	32,4 %	32,6 %
% de Argila ($\phi < 0,005$ mm)	13 %	19,0 %

TABELA 3.6: Parâmetros de compactação do solo (NÚÑEZ, 1991)

ENERGIA DE COMPACTAÇÃO	$\gamma_d^{máx}$ (kN/m ³)	w_{ot} (%)	q_u (kN/m ²)
Proctor Normal	17,40	15,90	190
Proctor Intermediário	18,90	13,90	470

O agente cimentante utilizado para a introdução da cimentação nas amostras foi o cimento Portland CP-V ARI, de alta resistência inicial. O objetivo da utilização do cimento Portland CP-V foi de diminuir o tempo de cura necessário para que as amostras adquirissem o nível de cimentação desejado.

Utilizou-se água destilada para incorporar à mistura solo-cimento a umidade e o grau de saturação desejado.

3.5 Equipamentos

3.5.1 Ensaio Isotrópicos

Os ensaios de compressão isotrópica foram realizados em equipamento triaxial da University of Manitoba, Canadá. A Fig. 3.1 mostra uma visão geral do equipamento. Basicamente, o equipamento consiste de uma câmara triaxial com capacidade de aplicação de tensão confinante de 10 MPa, um conjunto de transdutores de deslocamento linear para medição da variação volumétrica diretamente no corpo-de-prova, um sistema composto por uma bureta e um coletor de ar para medição externa da variação volumétrica, um sistema com interface ar-óleo para aplicação de tensão confinante, dois transdutores de pressão com capacidade de 10 MPa (um conectado ao interior da câmara triaxial para medição da pressão confinante e outro conectado à base do corpo-de-prova para medição da poro-pressão) e um microcomputador com um conversor analógico/digital como sistema de aquisição de dados.

Óleo foi utilizado como fluido na câmara triaxial para a aplicação das tensões confinantes. A utilização de óleo no lugar d'água deve-se a sua maior viscosidade – diminuindo assim vazamentos na câmara quando sob alta pressão – e a sua menor condutividade elétrica – permitindo então o uso de transdutores de deslocamento linear dentro da câmara triaxial sob alta pressão.

Desta forma, utilizou-se três transdutores de deslocamento linear montados dentro da câmara triaxial para a medição diretamente no corpo-de-prova da variação volumétrica total: um medindo a variação da altura do corpo-de-prova (componente 1a da Fig. 3.2), e dois posicionados diametralmente opostos sobre o corpo-de-prova medindo a variação do diâmetro (componente 1b da Fig. 3.2). Os valores de deformação axial foram corrigidos subtraindo-se as deformações geradas pelas pedras porosas e papéis-filtro.

O transdutor de pressão conectado à base do corpo-de-prova monitorava as poro-pressões geradas pelo carregamento determinando o grau de adensamento da amostra durante

o ensaio. O grau de adensamento foi o parâmetro decisório durante a execução do ensaio para aplicação ou não de um novo incremento de pressão confinante.



FIGURA 3.1: Vista geral do equipamento



FIGURA 3.2: Detalhe da câmara triaxial

A drenagem era permitida somente pelo topo do corpo-de-prova e estava conectada a um sistema externo de medição volumétrica composto por um coletor de ar (componente 2 da Fig. 3.1) e uma bureta graduada (componente 3 da Fig. 3.1) conforme o esquema apresentado na Fig. 3.3. O coletor de ar tinha o objetivo de não permitir que o ar drenado do corpo-de-prova ou remanescente da tubulação saísse do sistema e comprometesse a medição obtida pela bureta. Uma fina película de óleo era colocada dentro da bureta para evitar perda de água por evaporação. A bureta era aberta e mantinha a linha de drenagem sob pressão atmosférica. A película de óleo era mantida em nível com o meio do corpo-de-prova através do suporte móvel da bureta.

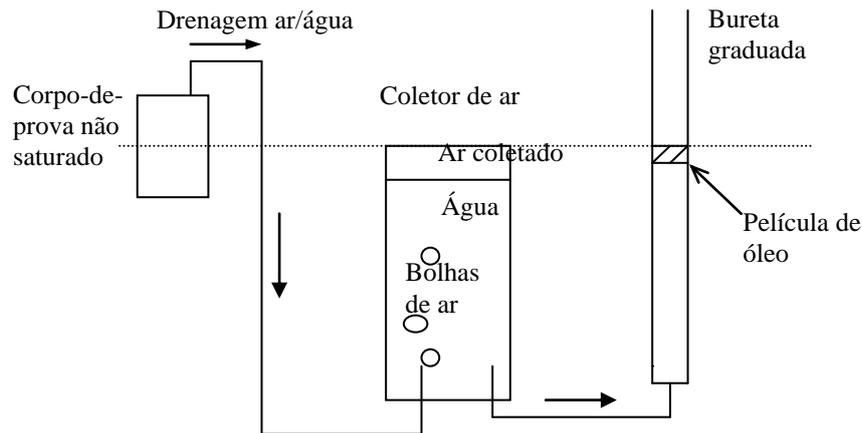


FIGURA 3.3: Esquema do sistema externo de medição da variação volumétrica nos ensaios isotrópicos

3.5.2 Ensaios triaxiais CID

Os ensaios triaxiais CID da 2^a fase do programa experimental foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade Federal do Rio Grande do Sul em equipamento de deformação controlada com as características gerais descritas por ANDERSEN & SIMONS (1960). A capacidade máxima de aplicação de tensão confinante com este equipamento é de 500 kN/m^2 devido a limitações dos registros da tubulação, do sistema de aplicação de pressão e do transdutor de pressão utilizado para medição de poro-pressão.

O equipamento foi dotado de dois transdutores de pressão: um com capacidade de 1000 kN/m^2 interligado com a câmara triaxial para medição da pressão de confinamento, e outro com capacidade de 500 kN/m^2 conectado com a base do corpo-de-prova para monitoramento da poro-pressão.

As deformações axiais foram medidas por dois sistemas independentes: (1) um sistema interno constituído por dois dispositivos utilizando sensores de efeito Hall (CLAYTON et al., 1989) montados sobre o corpo-de-prova em posições diametralmente opostas seguindo os procedimentos propostos por MARTINS (1994) com a finalidade de medir as deformações axiais iniciais; (2) um sistema externo composto por um transdutor de deslocamento linear medindo o deslocamento relativo entre a câmara triaxial e o pistão de carga para a leitura de deformações superiores a 1%.

Um transdutor tipo Imperial College (MASWOSWE, 1995, citado por FERREIRA, 1998) foi utilizado para medição externa da variação volumétrica. O sistema consiste num cilindro hidráulico de dupla ação com um êmbolo usinado em nylon e vedado com duas membranas flexíveis tipo Bellofram fixadas em suas extremidades. A variação volumétrica do corpo-de-prova é determinado a partir da medição do deslocamento linear do êmbolo em relação ao cilindro. Esse medidor era acoplado à linha de drenagem para a medição da variação volumétrica. O medidor externo também não permitia a fuga para a atmosfera do ar drenado do corpo-de-prova ou remanescente na tubulação – o êmbolo aprisionava o ar - garantindo assim a medição da variação volumétrica total.

Não houve saturação por contra-pressão (ver item 3.6.2c) e o sistema de drenagem, o qual era permitida somente pelo topo do corpo-de-prova, encontrava-se sempre sob pressão atmosférica durante todo o ensaio.

A aquisição de dados da célula de carga, transdutores de pressão, transdutores de deformação linear e sensores de efeito Hall era obtida por um conversor analógico/digital e armazenado num microcomputador.

3.6 Procedimentos de Ensaio

3.6.1 Etapas executivas

O esquema apresentado na Fig. 3.4 mostra o procedimento geral adotado para a realização dos ensaios do programa experimental:

- **Preparação do equipamento:** antes da moldagem do corpo-de-prova, deixava-se pronto todo o material necessário para os procedimentos de colocação da amostra no equipamento triaxial (percolação de água pela tubulação para retirada de bolhas de ar, marcação da membrana para colocação dos sensores locais de deformação, saturação das pedras porosas e papel filtro, hardware e software de aquisição de dados em funcionamento para aplicação e medições das tensões a serem aplicadas, etc.) de forma a diminuir ao máximo possível o tempo entre a colocação da água na mistura solo-cimento e a aplicação da tensão confinante de cura;

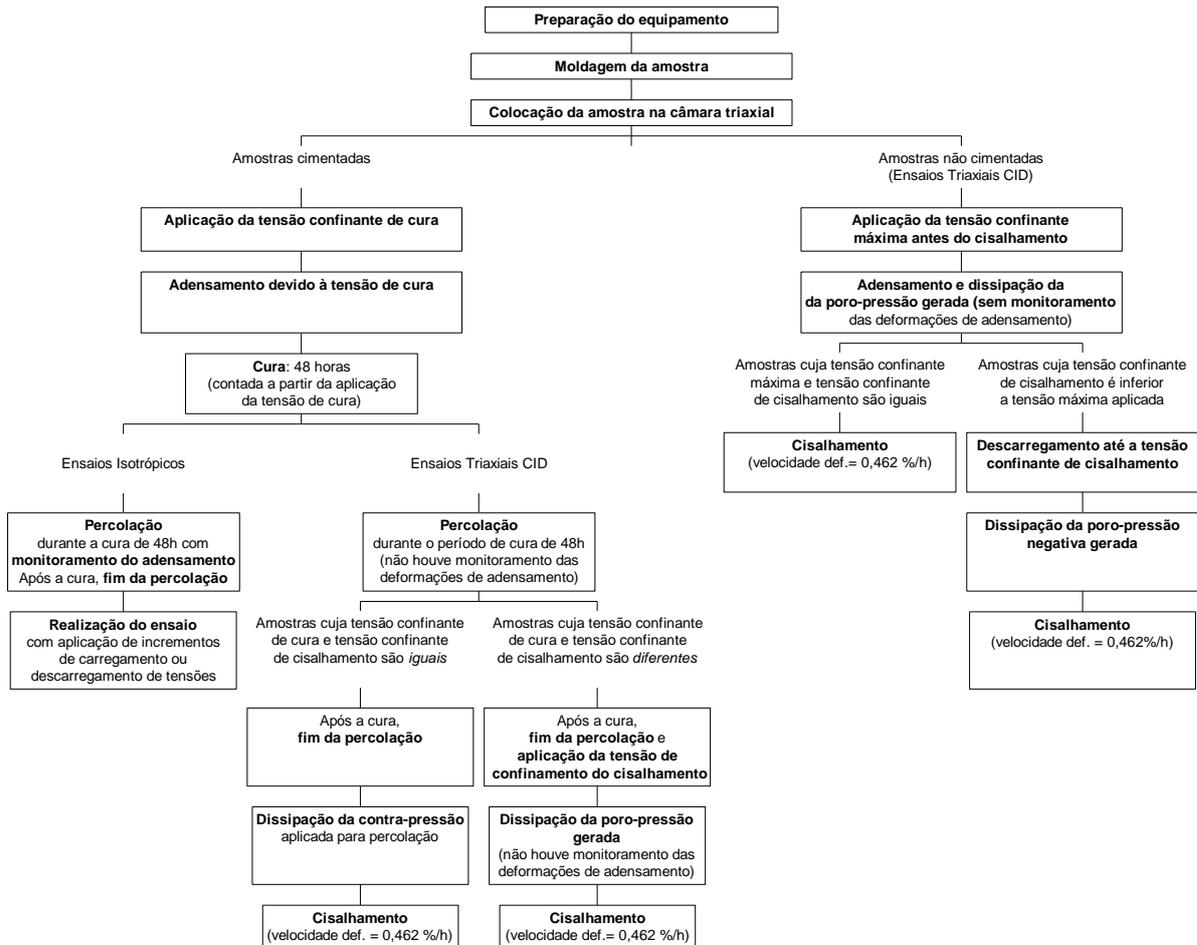


FIGURA 3.4: Esquema geral dos procedimentos de ensaio

- **Moldagem da amostra:** a moldagem da amostra seguiu os seguintes passos:
 - secagem e destorroamento do solo. Utilizou-se a fração que passa pela peneira nº 10;
 - pesagem da quantidade de solo, cimento e água necessária para a mistura (precisão de 0,01g);
 - adição de cimento ao solo (1, 2, ou 3% em relação ao peso seco de solo) e homogeneização;
 - adição de água à mistura solo-cimento (19% de água em relação ao peso seco de solo-cimento) e homogeneização;
 - retirada de parte da mistura para medição da umidade;
 - compactação em molde cilíndrico com dimensões de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura. Compactação estática foi realizada em três camadas

controlando peso da mistura adicionada e altura da compactação de forma a obter a densidade desejada;

- pesagem (precisão de 0,01g) e medição do diâmetro e altura (precisão de 0,01cm) do corpo-de-prova moldado.
- **Colocação da amostra na câmara triaxial:** o corpo-de-prova era então, logo após a moldagem, colocado dentro da câmara triaxial. Também utilizou-se pedra porosa e papel filtro, ambos saturados, no topo e na base da amostra. Em seguida, procedia-se também a colocação da membrana e instrumentação no corpo-de-prova;

Em amostras cimentadas

- **Aplicação da tensão confinante de cura:** após colocado o corpo-de-prova dentro da câmara triaxial com toda a instrumentação necessária, aplicava-se a *tensão confinante de cura*. O sistema de drenagem era deixado aberto de forma a permitir o **adensamento da amostra devido à tensão de cura** (o tempo medido de consolidação da amostra para a tensão de 500 kN/m² foi de aproximadamente 15 min). O adensamento originado pela tensão de cura ocorria *durante* a cura. Nos ensaios isotrópicos, as deformações volumétricas devido à aplicação das tensões de cura eram obtidas pela medição das deformações axiais e radiais através de transdutores de deformação linear (LVDT) postos diretamente sobre o corpo-de-prova. No caso dos ensaios triaxiais, por não haver sensores de deformação radial, adotou-se como variação volumétrica devido ao adensamento as mesmas deformações obtidas nos ensaios isotrópicos;
- **Cura:** a amostra era deixada curando por um período de 48 horas com a *tensão confinante de cura constante com o tempo*. O tempo entre a adição de água na mistura solo-cimento e a aplicação da tensão de confinamento de cura sempre foi *inferior a uma hora*, tempo estipulado pela Norma NBR-5732 (ABNT, 1994) para o início de pega do cimento Portland ARI, garantindo assim o início da cura da amostra sempre após a aplicação da tensão de confinamento de cura;
- **Percolação:** permitiu-se percolação de água *durante* a cura da amostra com o objetivo de aumentar o grau de saturação e diminuir a sucção da amostra. Aplicou-se uma contra-pressão de 15 kN/m² na base do corpo-de-prova e deixou-se o topo do corpo-de-prova sob pressão atmosférica. A percolação era cessada no término do período de cura;

- **Aplicação da tensão de confinamento do cisalhamento** (nos ensaios triaxiais CID): terminado o período de cura e cessada a percolação, aplicava-se um carregamento ou descarregamento isotrópico até alcançar a *tensão confinante do cisalhamento* (no caso dos ensaios onde as tensões confinantes de cura e do cisalhamento eram diferentes). Durante esse carregamento/descarregamento permitiu-se o **adensamento e dissipação da poro-pressão** gerada na amostra. As deformações devido a este novo adensamento foram consideradas como as mesmas obtidas nos ensaios isotrópicos correspondente. Nos ensaios onde a tensão confinante de cura e cisalhamento eram as mesmas, apenas deixou-se, antes de iniciar a etapa de cisalhamento, ocorrer a **dissipação da contra-pressão** de 15 kN/m² utilizada para a percolação de água na amostra;
- **Cisalhamento**: terminada a dissipação das poro-pressões da amostra, iniciava-se a etapa de cisalhamento. Foi realizado cisalhamento com deformação controlada com tensão confinante constante, cujas velocidades de deformações axiais foram 0,462 %/h. Os ensaios foram realizados drenados e monitorado qualquer pequena poro-pressão gerada durante o ensaio. Foi utilizado correção de área e membrana conforme LA ROCHELLE et al. (1988) para determinação das tensões atuantes.
- **Realização do Ensaio Isotrópico**: o ensaio isotrópico foi realizado aplicando incrementos de carregamento ou descarregamento 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, conforme a equação $\Delta U/(\sigma_c' - \sigma_{cura}') < 0,05$.

Em amostras não cimentadas

- **Ensaio triaxiais CID em amostras não cimentadas**: nas amostras não cimentadas, após a sua colocação na câmara triaxial, era aplicada a correspondente tensão confinante máxima anterior ao cisalhamento. A amostra era então deixada em adensamento por um período de 30 minutos (o dobro do tempo de consolidação obtido para as amostras adensadas com 500 kN/m² de confinamento). Por não haver medição das deformações radiais, novamente adotou-se como variação volumétrica devido ao adensamento as deformações obtidas nos ensaios isotrópicos. Não foi realizado percolação. Descarregamento isotrópico era realizado para os ensaios em que a tensão confinante

utilizada durante o cisalhamento era inferior a tensão confinante máxima. Nesse caso, as amostras permaneciam em repouso por um período adicional de 30 minutos para dissipação da poro-pressão negativa gerada. Após a dissipação da poro-pressão, era então realizado os procedimentos de cisalhamento da amostra com deformação controlada (0,462 %/h) e sob tensão confinante constante.

3.6.2 Considerações sobre as amostras moldadas e o procedimento de execução dos ensaios

a) *Características físicas das amostras moldadas*

Todas as amostras foram moldadas com as mesmas características físicas *iniciais*: índice de vazios de 0,65 ($\pm 0,02$), densidade aparente seca de 16,5 kN/m³ ($\pm 0,3$ kN/m³), umidade de 19% ($\pm 0,6\%$), grau de saturação de 80% (± 3) e teor de cimento de 0, 1, 2 ou 3% de peso seco de solo conforme o ensaio realizado. As características físicas iniciais – obtidas após a moldagem - da mistura solo-cimento com 3% de cimento e 2 dias de cura concedem ao material uma característica de solo fracamente a moderadamente cimentado (resistência à compressão simples de 270 kN/m²) dependendo do critério de classificação considerado (e.g. BECKWITH & HANSEN, 1982; RAD & CLOUGH, 1985; HARDINGHAM, 1994), e reflete tanto as condições de muitos depósitos de solos naturais como também as de solos estabilizados usados em pavimentação ou reforço de fundações superficiais.

b) *Influência do tempo de cura*

A Fig. 3.5 mostra a variação da resistência à compressão simples com o tempo de cura em amostras com 1% e 3% de teor de cimento. Os ensaios foram realizados seguindo a norma NBR-12025 (ABNT, 1990). Por questões de operacionalidade e disponibilidade limitada do equipamento, optou-se pela utilização de dois dias de cura. A resistência não-confinada obtida nesse período equivale aproximadamente a 80% do valor de resistência aos 14 dias.

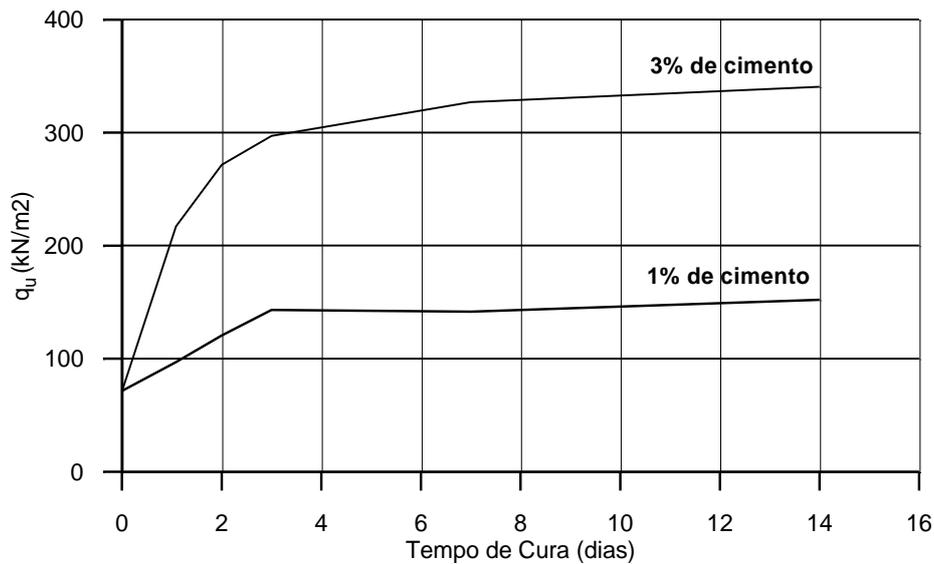


FIGURA 3.5: Variação da resistência à compressão simples com o tempo e o teor de cimento das amostras solo-cimento

c) Saturação da amostra

Não houve saturação das amostras. As amostras foram cisalhadas com o grau de saturação de moldagem – em torno de 80% - sendo esse valor aumentado (não quantificado) devido à percolação e à diminuição do índice de vazios durante o adensamento da amostra. Não adotou-se saturação por contra-pressão pelos seguintes motivos: 1) pequenos ciclos de carregamento isotrópico, tais como são freqüentemente aplicados durante a saturação convencional por contra-pressão, podem danificar a estrutura do material (BRESSANI & VAUGHAN, 1989), 2) não haveria tempo suficiente para a realização do procedimento de adensamento antes do início de cura da amostra caso fosse incluído uma etapa adicional de saturação por contra-pressão nos procedimentos de ensaio.

d) Sucção na amostra

As amostras, em suas condições iniciais de moldagem, apresentaram valores de sucção matricial entre 10 e 15 kN/m² obtidos pela técnica do papel filtro conforme procedimento sugerido por MARINHO (1995) e 22 kN/m² pelo mini-tensiômetro Imperial College (RIDLEY & BURLAND, 1993). Supõe-se que esta seja a maior sucção presente durante os ensaios, pois é em seu estado inicial que a amostra encontra-se no maior índice de vazios e no

menor grau de saturação. Portanto considerou-se que tal sucção não é significativa em relação às tensões desvio efetivas máximas medidas (valores entre 200 e 1600 kN/m²) para a análise da resistência do material. A mesma sucção foi desconsiderada para os ensaios isotrópicos (tensões isotrópicas de 50 a 6000 kN/m²).

e) Sistema externo de medição da variação volumétrica

A realização de ensaios com amostras não saturadas, devido a alta compressibilidade do ar, obrigou a adoção de certos cuidados em relação à medição da variação volumétrica pelo sistema externo.

Nos ensaios de compressão isotrópica, utilizou-se dois sistema de medição de variação volumétrica - um conjunto de transdutores de deformação linear e uma bureta graduada - com o objetivo de verificar a importância da fase ar existente na amostra não saturada nas medições obtidas pelo sistema externo (ver item 3.5.1 e Fig. 3.3). Como o sistema projetado é fechado, não permitindo fuga do ar ou da água drenada do corpo-de-prova, e o sistema encontra-se sob pressão constante até o topo do corpo-de-prova (pressão atmosférica), a diferença entre os valores obtidos pelos transdutores de deslocamento linear e pela bureta deve-se somente à compressão da fase ar existente dentro do solo devido às poro-pressões geradas pelo carregamento. Os resultados mostraram que, nas condições de densidade e saturação das amostras utilizadas neste trabalho, as poro-pressões excessivas geram distorções nas leituras feitas pelo sistema externo de medição da variação volumétrica, porém tornam-se pouco significativas quando encontram-se inferiores a 15 kN/m² na base do corpo-de-prova (causando um erro no cálculo do índice de vazios em torno de 0,005). Então, nos ensaios triaxiais CID, adotou-se uma velocidade de carregamento suficientemente baixa de modo que as pequenas poro-pressões geradas durante o ensaio não ultrapassassem o valor de 15 kN/m², reduzindo ao máximo a compressão do volume de ar dentro da amostra devido à geração de poro-pressão e possibilitando a utilização dos dados obtidos pelo medidor externo de variação volumétrica. Nos ensaios triaxiais CID, o próprio medidor externo de variação volumétrica não permitia a fuga de ar do sistema – não sendo então necessário a adoção de um coletor de ar como nos ensaios isotrópicos – e garantido, assim, a obtenção da medição da variação volumétrica total do corpo-de-prova.

CAPÍTULO 4

COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS CIMENTADOS SUBMETIDOS A COMPRESSÃO ISOTRÓPICA

4.1 Introdução

A revisão bibliográfica mostra que não foram poucos os estudos realizados, principalmente nesta última década, para a compreensão do comportamento mecânico de solos estruturados. Os níveis de influência de diferentes variáveis na resistência e deformabilidade de solos estruturados foram inúmeras vezes analisados em solos naturais e artificialmente cimentados; entre estas variáveis, pode-se citar: tipo de cimentação, grau de cimentação, índice de vazios do solo, granulometria, tipo de solo e origem da cimentação. É usual, na prática corrente da engenharia, adotar valores médios constantes dessas variáveis ao longo do perfil de uma camada de solo estruturado e, desta forma, também adotar parâmetros médios de resistência (c' e ϕ') e deformabilidade (E) ao longo da mesma. Porém, sabe-se que tais variáveis normalmente não são constantes ao longo do perfil e que tal simplificação pode acarretar o uso de um modelo teórico não adequado no projeto geotécnico em solos estruturados.

Este é exatamente um dos pontos em aberto no estudo de solos estruturados: encontrar um modelo teórico que consiga relacionar resistência e deformabilidade de cada elemento do perfil com a mudança contínua dos valores das variáveis (por exemplo, índice de vazios e nível de cimentação) com a profundidade. Um modelo que não apenas descreva o comportamento de um elemento de solo isolado, mas sim o comportamento de todo um perfil de solo.

Sabe-se que tal tarefa não é de fácil sucesso, muitas vezes devido a heterogeneidade normalmente encontrada em muitos solos naturais, mas talvez não impossível se conseguirmos compreender a origem da estrutura e os processos geológicos envolvidos em cada caso.

antes do término da sedimentação (por exemplo, no ponto F). Neste caso a compressibilidade é significativamente reduzida devido às ligações cimentantes formadas e, com qualquer aumento da sobrecarga oriunda da deposição de novos sedimentos, o material seguirá um caminho quase horizontal (tal como FI) para, no final da sedimentação, encontrar-se na Linha de Compressão de Sedimentação (LCS), também sugerida por BURLAND (1990). A distância entre a LCVI e a LCS dependeria do tempo entre a formação da cimentação e o fim da sedimentação, e a inclinação relativa entre as duas curvas dependeria da relação entre a taxa de formação da cimentação e a taxa de deposição de sedimentos.

Terminada a sedimentação, todos os elementos de solo estariam sobre a LCS no caso da formação da cimentação durante o processo de deposição dos sedimentos. Caso um elemento de solo fosse solicitado por um carregamento externo - por exemplo, o ponto I da Fig. 4.1b - ele seguiria o caminho IYSC ou IYSB. No início apresentaria um comportamento rígido até a sua plastificação (ponto Y), a partir do qual passaria a desenvolver uma quebra progressiva de sua estrutura. O ponto S representa o ponto onde a degradação da estrutura torna-se extremamente significativa e o solo dirige-se ao seu estado desestruturado (LCVI). O solo seguiria o caminho IYSB ou IYSC dependendo da taxa de desestruturação pós-pico. Porém, se obtivermos todas as curvas de compressão dos elementos de solo situados inicialmente em diferentes pontos da LCS, teremos um conjunto de pontos S que definiriam a Envoltória de Resistência da Estrutura (ERE). A ERE também poderia ser definida como uma envoltória dos espaços possíveis devido à estrutura, semelhante ao conceito proposto por LEROUEIL & VAUGHAN (1990) na Fig. 2.2a, porém agora considerando todos os elementos ao longo do perfil de solo.

A distinção entre o ponto de plastificação (ponto Y) e o ponto de maior perda de rigidez (ponto S) encontra-se de acordo com as duas superfícies de plastificação propostas por VAUGHAN (1988), citado por KAVVADAS & ANAGNOSTOPOULOS (1998).

Outra consideração importante é que, em qualquer ponto ao longo de todo o caminho IYSB ou IYSC, a tensão efetiva média no solo consiste de duas parcelas: 1) a tensão friccional do solo mobilizada, a qual seria a distância horizontal entre o eixo das ordenadas e a LCVI e, 2) a tensão resistida pelas ligações, obtida pela distância horizontal entre a LCVI e a linha de compressão do solo estruturado.

É óbvio que o modelo sugerido por KAVVADAS & ANAGNOSTOPOULOS (1998) não consegue englobar todos os casos geológicos de formação de solos estruturados, mas

pode descrever, por exemplo, o comportamento mecânico sob compressão unidimensional de depósitos naturais cimentados pela precipitação de agentes cimentantes em meio marinho a partir do entendimento de todo o processo de formação da matriz cimentante durante a história geológica do depósito. Outra virtude é que o modelo não procura explicar apenas o comportamento de *um elemento* de solo, mas sim de todo um *perfil de solo*, visto que cada ponto sobre a LCVI ou LCS significa um elemento a uma diferente profundidade na camada. O trabalho também mostra que outros fatores, como taxa de sedimentação e taxa de formação da cimentação, variáveis que se originam dos processos geológicos do depósito e que dificilmente são considerados nos estudos até então realizados, podem também ser relevantes para o perfeito entendimento do comportamento mecânico de solos naturalmente cimentados.

Apesar do modelo apresentar potencialidade, a sua comprovação científica ainda não foi realizada de forma plenamente satisfatória. O trabalho de BURLAND (1990) apresenta resultados bastante significativos na comprovação da existência da Linha de Compressão de Sedimentação, mas é absolutamente nula a existência de algum trabalho que prove a existência da Envoltória de Resistência da Estrutura.

A dificuldade na determinação de certas variáveis resultantes da história geológica do depósito – história de tensões atuantes antes e depois da formação da estrutura cimentante, tensão e índice de vazios existentes durante a formação da cimentação, taxa de sedimentação e de formação da estrutura, heterogeneidade do grau de cimentação ao longo do perfil, etc. – são alguns dos principais responsáveis pela dificuldade na comprovação deste modelo em solos naturais. Porém, tal comportamento pode ser simulado curando amostras artificialmente cimentadas em diferentes índices de vazios ao longo de uma Linha de Compressão Virgem, e, ainda, poder fixar ou determinar os valores dessas variáveis de difícil controle em solos naturais.

Este capítulo possui justamente o objetivo de tentar provar a existência ou não da Envoltória de Resistência da Estrutura sugerida por KAVVADAS & ANAGNOSTOPOULOS (1998) através de ensaios isotrópicos em amostras artificialmente cimentadas, e analisar detalhadamente as tensões resistidas pela cimentação do solo (distância horizontal entre a LCVI e a curva de compressão) ao longo de todo o carregamento isotrópico.

4.2 Explicação da simulação realizada

O comportamento teórico da Fig. 4.1b para depósitos sedimentares cimentados sugerido por KAVVADAS & ANAGNOSTOPOULOS (1998) pode ser simulado em ensaios isotrópicos utilizando amostras artificialmente cimentadas.

O procedimento adotado para a simulação consistiu em moldar diversas amostras em um mesmo índice de vazios inicial, ponto A da Fig. 4.2, e adensá-las a diferentes tensões confinantes. As amostras então seguem a Linha de Compressão Virgem (LCV) do solo² estabilizando em seus diferentes pontos - A, B, C ou D - conforme a tensão isotrópica aplicada. A cura e conseqüentemente a formação da matriz cimentante ocorrem somente após o adensamento da amostra. Terminado o período de cura, então cada amostra é comprimida isotropicamente e segue a sua Curva de Compressão conforme a Fig. 4.2. Os pontos de maior inflexão no comportamento tensão-deformação definiriam a suposta Envoltória de Resistência da Estrutura (ERE).

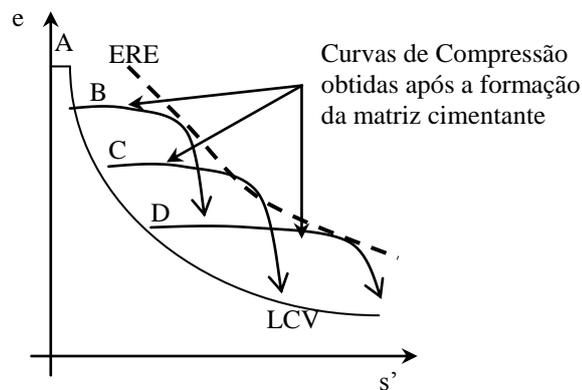


FIGURA 4.2: Esquema dos ensaios isotrópicos realizados na simulação

Todo este procedimento estaria simulando a formação de um depósito sedimentar natural cujos elementos ao longo do seu perfil estariam percorrendo a LCV conforme o aumento da sobrecarga provindo de novos sedimentos depositados em camadas superiores. Cessada a deposição de sedimentos e finalizado o adensamento da camada, uma estrutura cimentante seria então desenvolvida em um breve período de tempo ao longo de todo o perfil do depósito. Tal fato é possível na natureza, por exemplo, quando há uma abrupta mudança de

² As amostras não seguem a Linha de Compressão Virgem Intrínseca, conforme o sugerido na Fig. 4.1, porque as amostras não foram moldadas no seu limite de liquidez.

pH do lençol freático causando a precipitação de carbonatos que atuariam como agente cimentante (KAVVADAS & ANAGNOSTOPOULOS, 1998). É importante enfatizar que os pontos A, B, C e D representariam elementos de solo situados a diferentes profundidades ao longo do perfil, e que a LCS, da Fig. 4.1b, neste caso estaria coincidente com a LCV pois não haveria sedimentação após a formação da cimentação. Após formada a matriz cimentante, as linhas de compressão do solo estruturado representariam a resposta dos diferentes elementos de solo situados a diferentes profundidades quando solicitados por um carregamento externo.

Os ensaios realizados nesta etapa do programa experimental estão descritos no item 3.3 e na Tab. 3.1, e os procedimentos de execução dos ensaios encontram-se no item 3.6 e na Fig. 3.4. O equipamento utilizado encontra-se detalhado no item 3.5.1.

4.3 Apresentação dos Resultados de Compressão Isotrópica

As Fig. 4.3 a 4.5 apresentam os resultados, no espaço $e:s'$ e $e:\log(s')$, obtidos nos ensaios de compressão isotrópica em amostras curadas a diferentes tensões de confinamento com teores de cimento de 1, 2 e 3%.

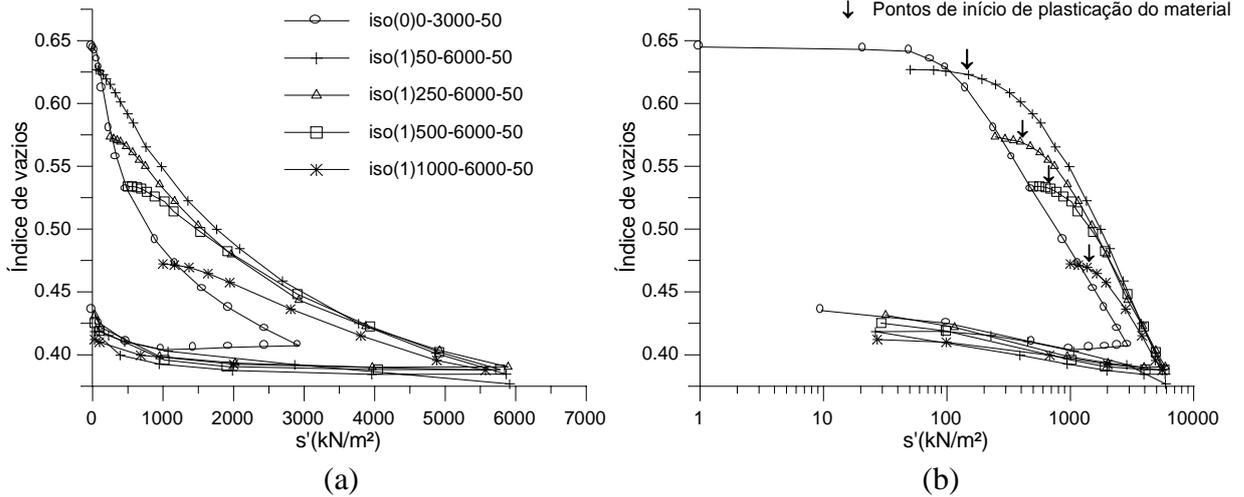


FIGURA 4.3: Ensaios isotrópicos com 1% de cimento: a) escala natural; b) escala semi-log

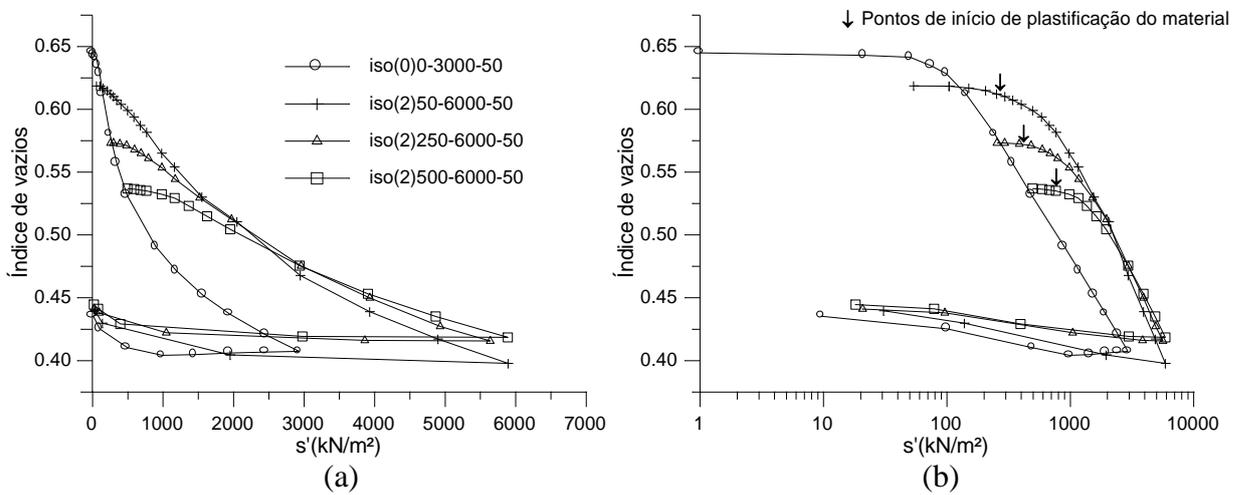


FIGURA 4.4: Ensaios isotrópicos com 2% de cimento: a) escala natural; b) escala semi-log

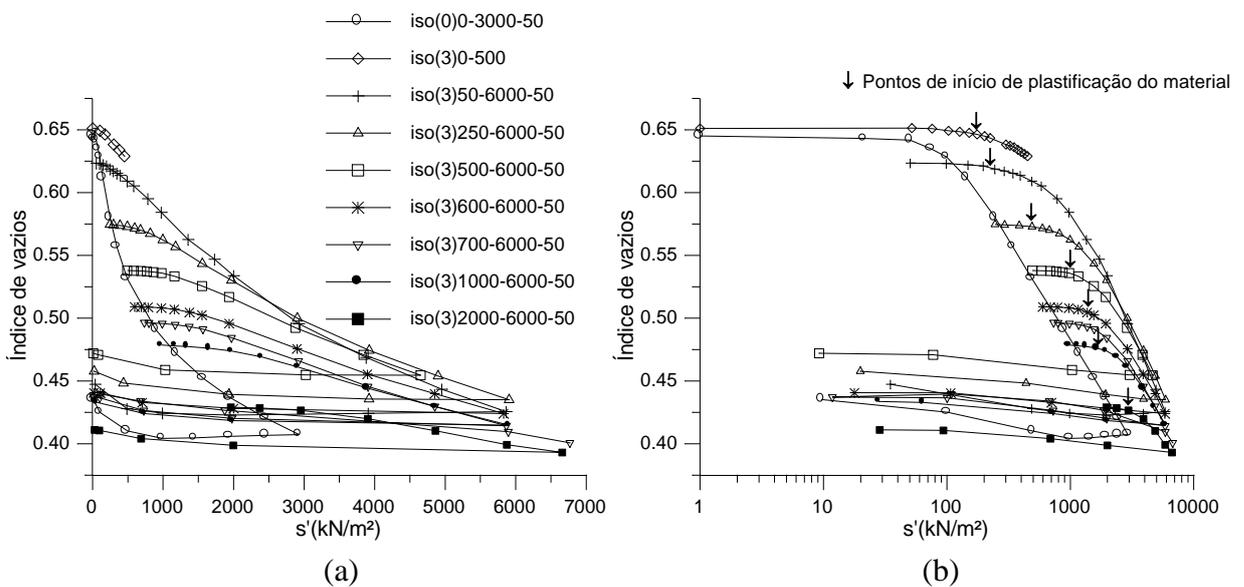


FIGURA 4.5: Ensaios isotrópicos com 3% de cimento: a) escala natural; b) escala semi-log

A curva ISO(0)0-3000-50, apresentada em todos os gráficos das Fig. 4.3 a 4.5, foi obtida a partir de uma amostra moldada sem adição de cimento e procura representar o comportamento do solo no seu estado desestruturado ou sem cimentação, ou seja, a Linha de Compressão Virgem (LCV) esboçada na Fig. 4.2. As demais curvas foram obtidas a partir de amostras moldadas com adição de cimento e adensadas antes do início da formação da cimentação a diferentes tensões de confinamento (ver itens 3.3 - Descrição do Programa Experimental e 3.6 – Procedimentos de Ensaio) e descreve as Curvas de Compressão também representadas na Fig. 4.2. O primeiro ponto de cada curva das amostras moldadas com cimento representa a posição no espaço $e:s'$ ou $e:\log(s')$ no final do adensamento e início do carregamento isotrópico. A quase coincidência desses pontos³ com a curva do material no estado desestruturado demonstra que o solo, durante o adensamento, percorreu tal linha até a sua tensão confinante de cura sem desenvolvimento de uma estrutura cimentante. Essa observação ressalta a consideração inicial de que a cimentação somente é formada após o adensamento das amostras. Outra observação importante é a repetibilidade desses pontos obtidos nas amostras com mesma tensão de cura, mas com diferentes teores de cimento. Tal fato mostra a constância do comportamento do solo durante o seu adensamento e que aparentemente a adição de finos em até 3% (teor máximo de cimento utilizado) não altera significativamente a posição da Linha de Compressão Virgem.

O formato das curvas das amostras cimentadas no espaço $e:\log(s')$ são semelhantes aos resultados encontrados na bibliografia (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990) para diversos solos cimentados (argilas moles, argilas pré-adensadas, solos residuais e solos artificialmente cimentados). As curvas apresentam inicialmente um comportamento extremamente rígido – muito superior ao do solo no estado desestruturado – perdendo gradualmente a sua rigidez conforme o aumento da tensão aplicada e convergindo em direção à curva do solo desestruturado. Ao contrário da maioria dos exemplos apresentados por LEROUEIL & VAUGHAN (1990), não há um ponto que defina claramente o momento da plastificação do material. Dificuldades na determinação do ponto de plastificação também foi observado por diversos autores – BARKSDALE & BLIGHT (1997) em solos residuais, KAVVADAS et al. (1993) em marga (*Corinth marl*), CECCONI et al. (1998) em rochas brandas – e explicado como resultante de um processo gradual de quebra da cimentação. Os pontos definidos como

³ As amostras curadas na tensão de 50 kN/m² encontram-se um pouco abaixo da curva de consolidação do solo natural por terem sido moldadas num índice de vazios ligeiramente inferior ao da amostra sem cimento. Isso posicionou-as num estado mais pré-adensado que o da amostra sem cimento e assim percorreram uma outra linha de pré-adensamento paralela, mas inferior, ao que foi percorrida pela amostra de solo natural.

pontos de início de plastificação estão assinalados com flechas indicativas nas Fig. 4.3b, 4.4b e 4.5b. Os procedimentos de determinação dos pontos de início de plastificação, bem como o conceito da curva de compressão do solo estruturado convergir em direção à curva do solo no estado desestruturado a maiores tensões, serão abordados detalhadamente no item 4.5.

Uma outra observação que pode ser obtida a partir de uma visão global das curvas da Fig. 4.3 a 4.5 é o que diz respeito à compressibilidade das amostras curadas a diferentes índices de vazios. Em todas as amostras com mesmo teor de cimento, nota-se que o incremento de tensão aplicado após a cura para ocasionar uma determinada variação do índice de vazios – por exemplo, $\Delta e = 0,05$ – é tanto maior quanto menor for o índice de vazios em que a amostra foi curada. Isso demonstra que, para um mesmo teor de cimento, o comportamento tensão-deformação é tanto mais rígido quanto mais densa for a amostra no momento da formação de sua cimentação.

4.4 A Envoltória de Resistência da Estrutura

A verificação da existência da Envoltória de Resistência da Estrutura proposta por KAVVADAS & ANAGNOSTOPOULOS (1998) foi feita através das curvas de compressão isotrópicas em escala natural (Fig. 4.3a, 4.4a e 4.5a) conforme o sugerido pelos autores.

As curvas não apresentaram claramente um comportamento semelhante ao sugerido na Fig. 4.1b e nem ao esperado conforme a Fig. 4.2, e a identificação de uma Envoltória de Resistência da Estrutura não ocorreu.

Aparentemente, as curvas das amostras curadas em índices de vazios menores que 0,5 não conseguem transpor as curvas das amostras curadas com índices de vazios superiores. Um exemplo está na Fig. 4.5a, onde as curvas ISO(3)1000-6000-50 e ISO(3)2000-6000-50 sempre encontram-se abaixo da curva ISO(3)250-6000-50 e tendem a ser razoavelmente paralelas a maiores tensões. Desta forma as curvas ISO(3)1000-6000-50 e ISO(3)2000-6000-50 nunca conseguiriam “tocar” a mesma Envoltória de Resistência da Estrutura alcançada pela ISO(3)250-6000-50. O mesmo caso pode ser observado nas amostras ISO(1)250-6000-50 e ISO(1)1000-6000-50 da Fig. 4.3a. Este fato sugere que, para o solo e nível de tensões estudadas, o conceito de Envoltória de Resistência da Estrutura não é aplicável.

4.5 Análise da Contribuição da Estrutura na Resistência do Solo Cimentado Submetido a Compressão Isotrópica

As tensões resistidas pelo solo estruturado por cimentação pode ser dividida, conforme modelo proposto na Fig. 4.1 por KAVVADAS & ANAGNOSTOPOULOS (1998), em duas parcelas: 1) parcela originária do arranjo das partículas de solo (tensão friccional), 2) parcela originária das ligações entre as partículas (tensão resistida pelas ligações). A Fig. 4.6 recoloca o modelo proposto pelos autores adaptando-o aos ensaios realizados. A Linha de Compressão Virgem representa, no espaço $e:\log(s')$ ou $\varepsilon_v:\log(p')$, os estados de equilíbrio entre tensão efetiva média e índice de vazios/variação volumétrica em compressão isotrópica da amostra sem cimentação. Essa linha representa as tensões resistidas somente pela parcela friccional do solo, visto que nenhum tipo de cimentação encontra-se presente. A partir do ponto A, onde ocorre a cura e a formação da matriz cimentante, a amostra percorre a sua Curva de Compressão conforme o aumento das tensões isotrópicas. Ao longo de toda a Curva de Compressão, por exemplo no ponto B, o carregamento isotrópico (s') seria resistido por uma parcela friccional do solo (s_{oB}'), representado pela distância horizontal entre o eixo das ordenadas e a Linha de Compressão Virgem, e uma parcela devido à estrutura cimentante (s_{estr}'), representado pela distância horizontal entre a Curva de Compressão e a Linha de Compressão Virgem ($s' - s_{oB}'$).

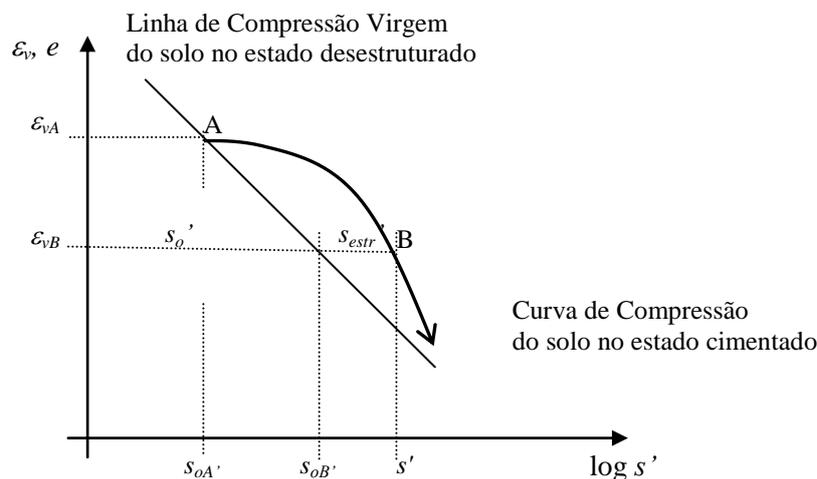


FIGURA 4.6: Esquema para determinação das tensões resistidas pelo comportamento friccional e pela cimentação em compressão isotrópica

Qualquer carregamento isotrópico aplicado, por exemplo, do ponto A para o ponto B, provoca uma deformação volumétrica ($\varepsilon_{vB} - \varepsilon_{vA}$) no corpo-de-prova. Como a matriz cimentante está inserida dentro da amostra, é possível considerar que a deformação volumétrica da matriz cimentante é igual à deformação volumétrica da amostra, pois a diminuição dos espaços vazios onde encontra-se a matriz cimentante é proporcional à diminuição do volume total da amostra. A partir dessa consideração, uma curva tensão-deformação da cimentação em compressão isotrópica pode ser obtida, como na Fig. 4.7, plotando a parcela de tensão resistida somente pela estrutura ($s' - s_o'$) com a sua correspondente deformação volumétrica (ε_v) ao longo de todo o carregamento.

As curvas tensão-deformação da cimentação no espaço $\varepsilon_v : \log(s')$ da Fig. 4.7 apresentaram um formato semelhante a curvas de compressão isotrópica. O início das curvas possuem um comportamento praticamente rígido e as tensões crescem praticamente sem deformação volumétrica até um certo nível de tensão (como um comportamento pré-adensado), onde, a partir de então, uma mudança gradual na rigidez é observado até apresentar um comportamento semelhante a de um solo normalmente adensado. Esse comportamento é observado para os três teores de cimento estudados. Desta forma, parece razoável supor que a curva de compressão do solo cimentado em estudo é formada pela superposição de duas curvas de compressão: 1) a curva de compressão isotrópica do material sem cimentação e, 2) a curva de compressão isotrópica da matriz cimentante.

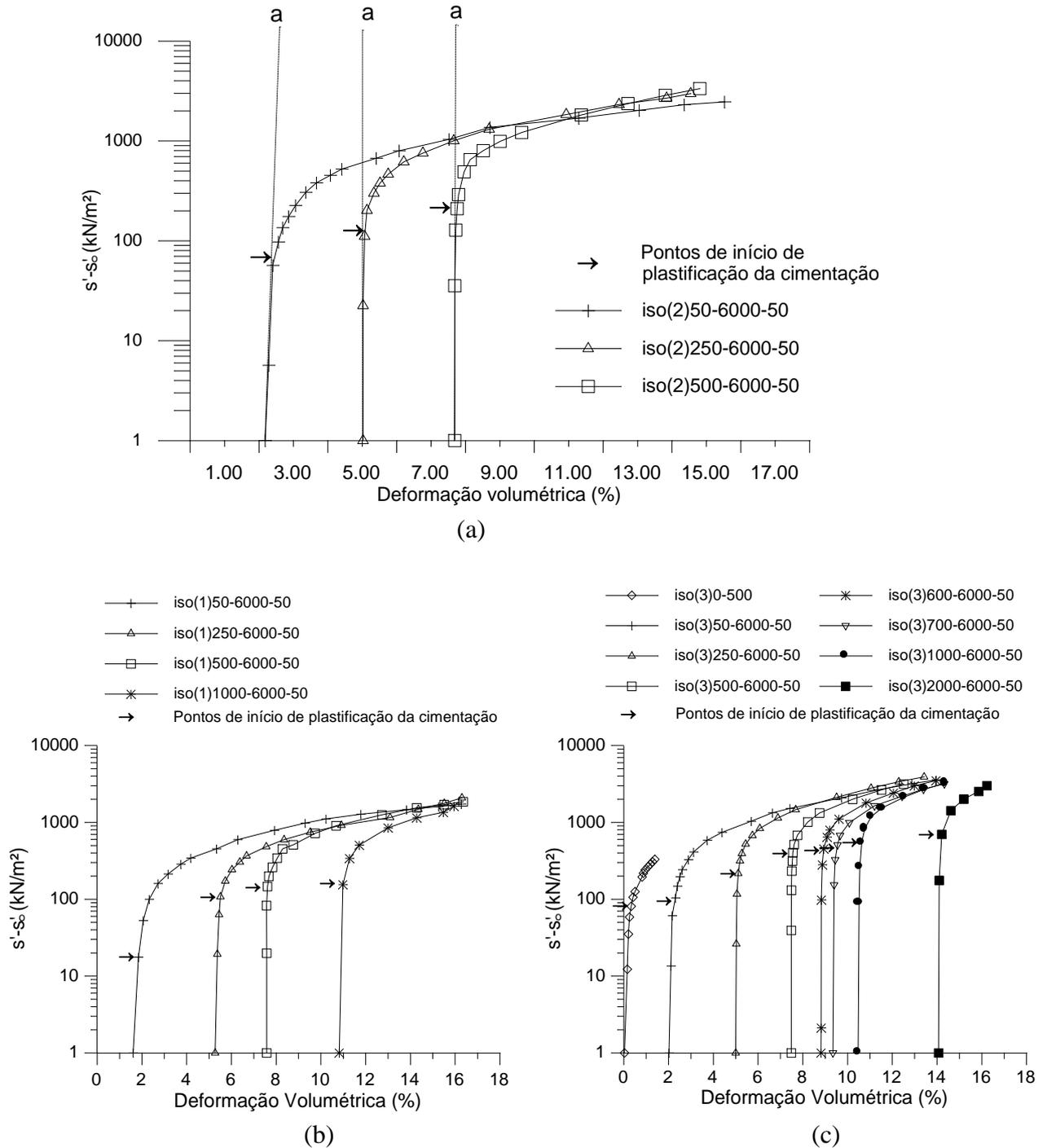


FIGURA 4.7: Curvas tensão-deformação da matriz cimentante em compressão isotrópica: a) amostras com 2% de cimento, b) amostras com 1% de cimento, c) amostras com 3% de cimento

A partir das curvas tensão-deformação da matriz cimentante em compressão isotrópica para diferentes tensões de cura, índice de vazios de cura e teor de cimento de acordo com a Fig. 4.7, uma análise do comportamento do solo cimentado em estudo pode contribuir para o entendimento de dois aspectos importantes no comportamento de solos cimentados: 1) a

dúvida existente na literatura entre a convergência ou não da curva de compressão isotrópica em direção à curva de compressão do material no estado desestruturado quando solicitado a tensões superiores que a da plastificação e, 2) o comportamento da superfície de plastificação do material cimentado em função de seu índice de vazios e nível de cimentação. A análise de cada um desses itens é apresentado a seguir.

4.5.1 Não Convergência da Curva de Compressão em Direção à Curva do Material Desestruturado

O conceito de que, após a plastificação do material estruturado, há uma quebra progressiva das ligações entre as partículas e sua perda gradual de resistência acarretando uma convergência entre as curvas do material estruturado e do material desestruturado com o aumento das tensões aplicadas (Fig. 2.2a, original de LEROUEIL & VAUGHAN, 1990) tem sido aceita praticamente como unanimidade pela comunidade científica a muitos anos.

Apesar do comportamento descrito por LEROUEIL & VAUGHAN (1990) ter sido proposto em escala natural ($e:s$), a mesma teoria foi utilizada para explicar a convergência encontrada para os materiais estruturados quando plotados na escala semi-log ($e:\log s$). Porém, de todos os resultados de compressão obtidos na literatura, apenas no trabalho de CUCCOVILLO & COOP (1999) verificou-se, em escala semi-log, a curva do solo estruturado realmente alcançando a curva do solo desestruturado. Normalmente a justificativa apresentada para o desencontro entre as duas curvas é de que a total desestruturação do material requer substanciais deformações, normalmente muito superiores às obtidas com a faixa de tensão utilizada durante o ensaio.

Os trabalhos realizados em amostras artificialmente cimentadas também utilizaram a mesma teoria de quebra progressiva da cimentação como explicação para a possível convergência entre as curvas do material estruturado e desestruturado a maiores tensões. Nesse caso, a comparação era realizada entre as amostras com cimento (material estruturado) e as amostras sem cimento (material desestruturado). COOP & ATKINSON (1993) foram os primeiros a colocar em dúvida tal comparação entre material com e sem cimento. Os autores demonstraram através de ensaios isotrópicos em areias calcárias artificialmente cimentadas que a inserção de cimento na amostra provoca uma mudança na sua granulometria e, conseqüentemente, a posição da Curva de Compressão do material desestruturado seria

diferente da que é obtida com as amostras não cimentadas. Tal fato poderia ser responsável pelo desencontro das duas curvas.

No caso de materiais naturalmente cimentados, a maioria dos trabalhos compara os resultados obtidos das amostras naturais com os de amostras remoldadas. CLAYTON & SERRATRICE (1997) também questionam a validade da utilização dos resultados das amostras remoldadas como referência para o estado desestruturado das amostras naturais, uma vez que a estrutura do material remoldado será diferente que a do mesmo material em seu estado natural, apesar de possuírem os mesmos índices físicos. Isso também poderia ser um fator determinante pela não visualização do encontro entre as curvas do material estruturado e desestruturado.

O único trabalho a discordar com a teoria proposta por LEROUEIL & VAUGHAN (1990) sobre a quebra das ligações cimentantes e convergência das curvas do solo estruturado e desestruturado a maiores tensões é o apresentado por NAGARAJ et al. (1998). Os autores demonstraram através da análise de seis diferentes tipos de argilas estruturadas em carregamento unidimensional que a parcela de resistência devido à estrutura permanece constante durante todo o carregamento, ou seja, não haveria quebra de cimentação, e que a escala logarítmica é que originaria uma aparente convergência das curvas de consolidação do material estruturado e desestruturado.

O material estudado nesta dissertação apresentou um comportamento que difere, em maior ou menor grau, de todas os casos apresentados acima. Analisando a Fig. 4.7, pode-se observar que, para todos os teores de cimento utilizados e para todos os diferentes índices de vazios de cura estudados, *a parcela de tensão resistida pela cimentação sempre é crescente* ao longo de todo o carregamento isotrópico, mesmo após a plastificação ou quebra da cimentação, ou seja, a curva de compressão do solo estruturado estaria divergindo da curva do material sem cimentação. Isso é contrário ao proposto tanto por NAGARAJ et al. (1998) – cuja parcela seria constante durante todo o carregamento – quanto por LEROUEIL & VAUGHAN (1990), onde a parcela de tensão resistida pela estrutura deveria decrescer devido a quebra das cimentações.

O aumento de finos devido a adição de cimento influenciando a Linha de Compressão Virgem do material desestruturado (COOP & ATKINSON, 1993; HUANG & AIREY, 1994) não parece ser uma justificativa plausível para o comportamento diferenciado observado nos ensaios realizados, visto que todas as amostras, independentemente do teor de cimento

estudado, encontram-se no final do seu adensamento sobre a Linha de Compressão Virgem do material sem cimentação conforme Fig. 4.3 a 4.5. Uma amostra foi ensaiada com 3% de material fino inerte de granulometria semelhante à do cimento (cinza volante) e não foi verificado uma mudança significativa da Linha de Compressão Virgem obtida da amostra sem cimento (Fig. 4.8), ressaltando que a mudança de quantidade de finos adicionada não foi um fator de influência sobre a Linha de Compressão Virgem.

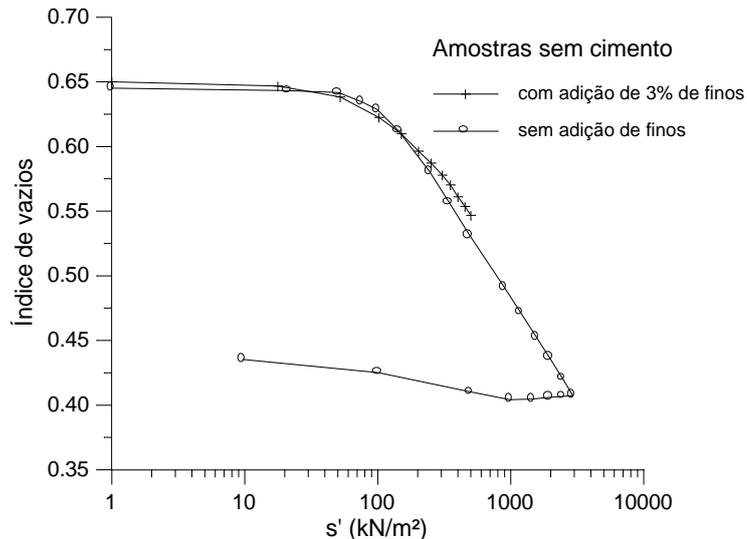


FIGURA 4.8: Curvas de compressão isotrópicas de amostras com e sem adição de 3% de finos

Diferença de estrutura inicial entre material cimentado e não cimentado (CLAYTON & SERRATRICE, 1997) também não parece ser uma causa que originasse o comportamento diferenciado, visto que todas as amostras, tanto cimentadas quanto não cimentadas, seguiram o mesmo procedimento de moldagem.

O comportamento sempre crescente da parcela resistida pela matriz cimentante durante todo o carregamento, mesmo após a plastificação, indica a *não convergência* das curvas de compressão do material estruturado em direção ao estado do material desestruturado para os níveis de tensões ensaiados, apesar da aparente convergência das curvas nas Fig. 4.3b a 4.5b. Esse comportamento sempre crescente da parcela de tensão resistida pela estrutura cimentante talvez possa ser explicado pelo esquema da Fig. 4.9.

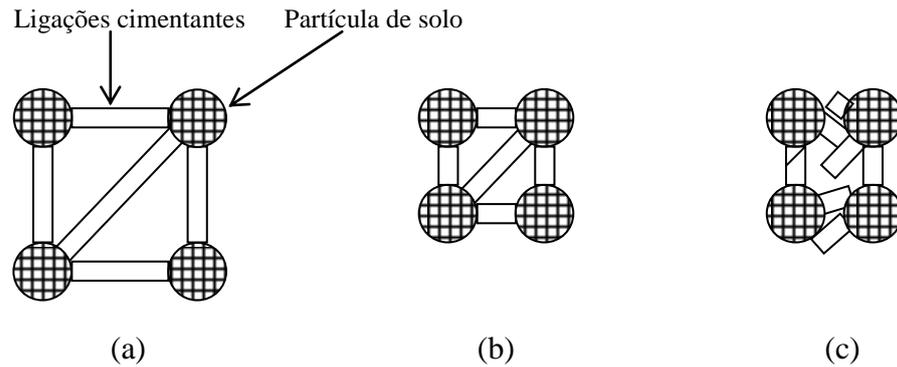


FIGURA 4.9: Mecanismo teórico de plastificação da cimentação

Inicialmente, as partículas de solo encontram-se interconectadas pelas ligações cimentantes formadas – representadas simplificada pela Fig. 4.9a – originando-lhes uma matriz que fornece uma rigidez maior que a de um solo sem cimentação. Até então, nenhum incremento de carregamento externo ainda foi aplicado após o período de cura, e toda a sollicitação continua sendo resistida somente pela parcela friccional do solo deixando as ligações cimentantes sob tensão nula. Ao ser carregado isotropicamente, o elemento de solo é deformado volumetricamente e, conseqüentemente, também a sua estrutura cimentante que passa a contribuir com uma parcela de resistência. A matriz cimentante então deforma-se na mesma proporção que todo o elemento de solo num comportamento linear de tensão-deformação sem quebra de cimentação (Fig. 4.9b) aumentando continuamente a sua parcela de resistência. Quando alcançado o seu ponto de início de plastificação, apresentando uma inflexão no seu comportamento tensão-deformação, a matriz cimentante vai sendo continuamente fissurada e/ou quebrada com o aumento das deformações (Fig. 4.9c), mas a tensão resistida pela cimentação continua sempre crescente. Isso acontece possivelmente por que as ligações cimentantes, apesar de quebradas, se rearranjam e intertravam com outras partículas ou outras ligações e acabam sendo continuamente sollicitadas mesmo após a sua quebra, mas resultando numa rigidez inferior que aquela antes da plastificação.

Um fator que leva a aparente, mas irreal convergência entre as curvas na escala semi-log é a diferença entre a taxa de crescimento da parcela resistida pela estrutura e a taxa de crescimento da parcela resistida pelo comportamento friccional do solo durante o carregamento. A Fig. 4.10 mostra a contribuição relativa entre a parcela de tensão resistida pela estrutura e a parcela de tensão resistida pelo comportamento friccional do solo ao longo do carregamento isotrópico nas amostras curadas com 3% de cimento. Todas as amostras apresentaram um comportamento semelhante durante o carregamento isotrópico. No início do carregamento, a relação aumenta continuamente mostrando que a parcela resistida pela

cimentação cresce a uma taxa superior que a parcela de resistência provinda da parcela friccional do solo, indicando que a maior parte do incremento de carregamento é inicialmente resistido pela matriz cimentante. Esse comportamento prossegue durante o carregamento até a formação de um pico, como exemplo, o da curva ISO(3)50-6000-50, onde a matriz cimentante absorve uma tensão 3,5 vezes superior que a absorvida pela parcela friccional do solo. Após esse pico, o comportamento inverte-se e a parcela friccional passa então a crescer a uma taxa superior que a da estrutura, provavelmente já refletindo uma grande degradação da matriz cimentante. A aparente convergência observada nos gráficos semi-log das Fig. 4.3 a 4.5 ocorre após a formação desse pico, e não é devido a uma diminuição das tensões resistidas pela estrutura (as tensões resistidas pela estrutura são sempre crescentes conforme a Fig. 4.7), mas sim devido a inversão das taxas de crescimento entre as duas parcelas tornando a parcela resistida pela estrutura cada vez menos significativa em relação à parcela friccional ao longo do carregamento.

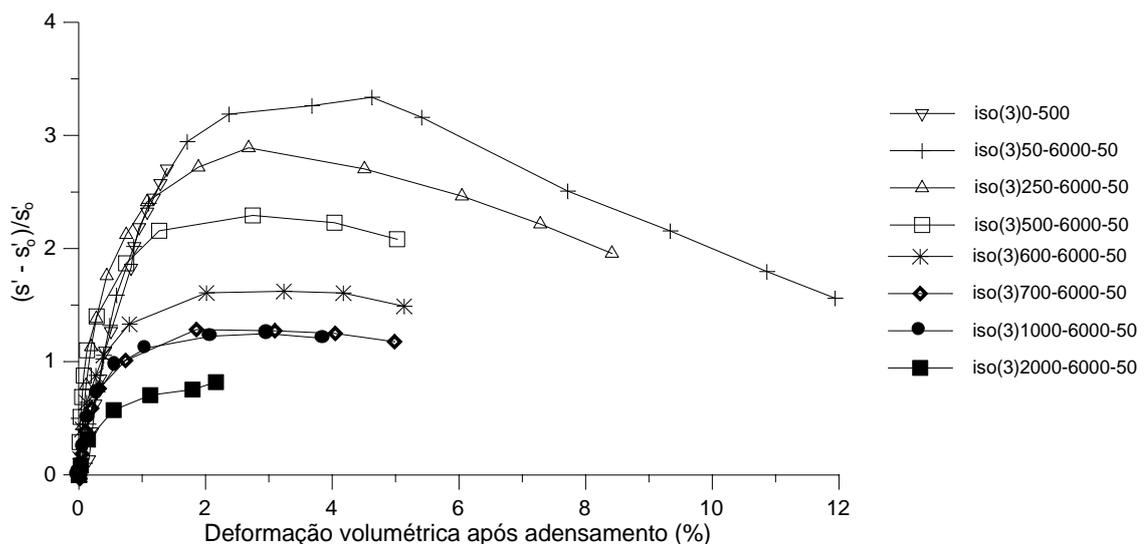


FIGURA 4.10: Relação entre a parcela de resistência de origem da estrutura cimentante e a parcela de origem friccional durante o carregamento isotrópico em amostras curadas com 3% de cimento

Portanto, a aparente convergência das curvas na escala semi-log deve-se a dois motivos: 1) matemático, pois a escala logarítmica diminui a distância entre as duas curvas apesar dela estar crescendo em valor absoluto, 2) após a plastificação, o crescimento da parcela de tensão resistida pela estrutura é menor que o crescimento da tensão friccional acentuando a impressão de convergência. Por isso, um cuidado especial é necessário quando

feita análise, principalmente referindo-se à desestruturação, quando utilizada a escala semi-log.

4.5.2 Expansão da Superfície de Plastificação com a Diminuição do Índice de Vazios de Cura e Aumento do Teor de Cimento

A realização de ensaios isotrópicos com amostras curadas a diferentes tensões de confinamento e a diferentes níveis de cimentação possibilita uma análise do comportamento da tensão isotrópica de plastificação em função do índice de vazios de cura e do teor de cimento da amostra.

A determinação da tensão de início da quebra das cimentações torna-se mais fácil utilizando as curvas da Fig. 4.7, que representam o comportamento tensão-deformação somente da matriz cimentante. A **tensão de início de plastificação da cimentação** foi considerada como sendo a tensão onde a curva tensão-deformação da matriz cimentante separa-se do comportamento linear inicial (exemplificado pelas retas *a* da Fig. 4.7a). Aplicação de tensões inferiores a esta não causam qualquer deformação plástica e o solo comporta-se em regime elástico.

Os pontos de início de plastificação da cimentação das amostras curadas a diversas tensões confinantes e com os teores de cimento estudados estão assinalados com flechas indicativas na Fig. 4.7 e foram obtidos pela mesma metodologia. Os pontos de início de plastificação da cimentação podem ser transportados da Fig. 4.7 para as Fig. 4.3 a 4.5 quando somada com a parcela de tensão friccional do solo na deformação volumétrica correspondente. As setas da Fig. 4.3b a 4.5b indicariam então a **tensão de início de plastificação do material**.

É importante salientar que essa metodologia procura identificar os pontos de plastificação da cimentação diretamente do comportamento tensão-deformação da matriz cimentante, divergindo dos demais procedimentos da bibliografia (VARGAS, 1953; LEROUEIL & VAUGHAN, 1990) que identificam a plastificação num comportamento tensão-deformação onde estão sobrepostos as tensões resistidas pela estrutura cimentante e as tensões resistidas pelo comportamento friccional do solo.

Podemos verificar que as tensões de início de plastificação do material também poderiam ter sido determinadas diretamente nas Fig. 4.3b a 4.5b como sendo a tensão no ponto de separação da curva de compressão do solo com a reta de ajuste do comportamento linear inicial, sem recorrer ao auxílio do gráfico da Fig. 4.7. Talvez essa seja a melhor técnica para a determinação da tensão de início de plastificação em solos naturalmente cimentados, onde a curva do solo desestruturado é de difícil, senão dúbia, determinação.

Os valores das tensões de início de plastificação do material da Fig. 4.3 a 4.5 foram plotados na Fig. 4.11 em função do seu índice de vazios de cura e do teor de cimento da amostra.

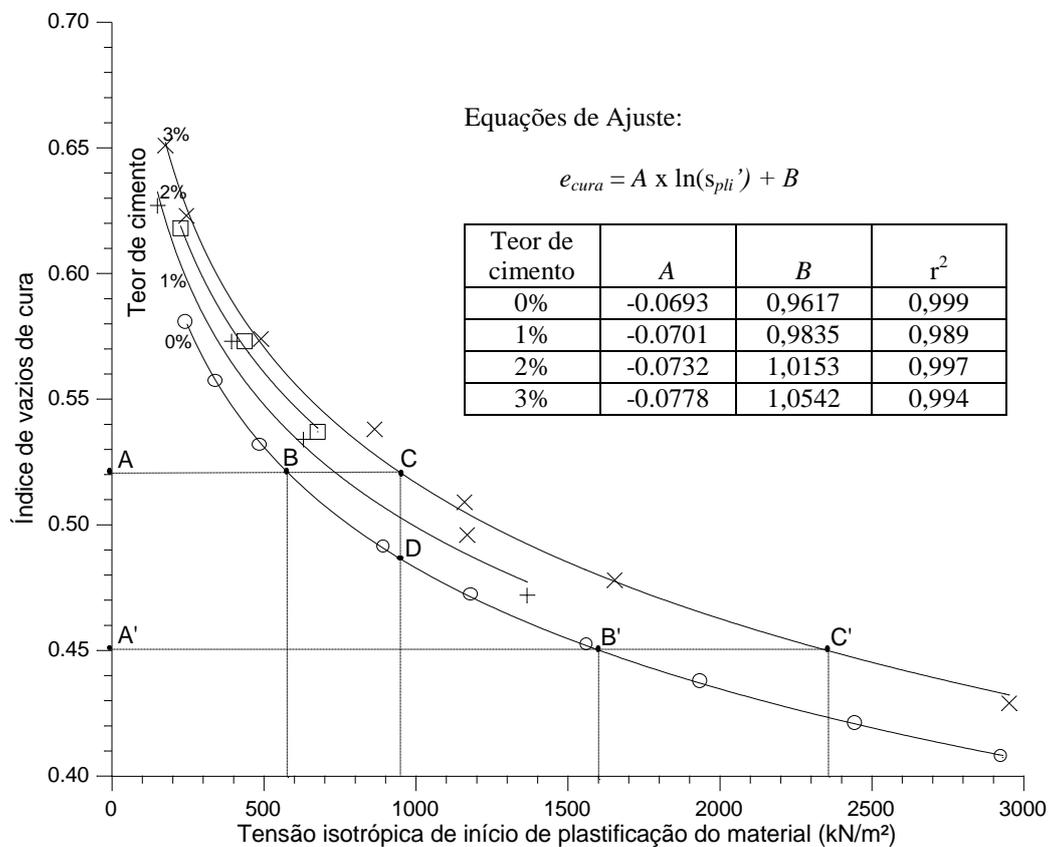


FIGURA 4.11: Gráfico de determinação da tensão isotrópica de início de plastificação do material em função do índice de vazios de cura e teor de cimento da amostra

Os pontos plotados no espaço tensão de início de plastificação do material versus índice de vazios de cura podem ser ajustados, para cada teor de cimento estudado, por funções logarítmicas do tipo:

$$e_{cura} = A \times \ln(s_{pli}') + B \quad (1)$$

onde:

e_{cura} = índice de vazios de cura da amostra

s_{pli}' = tensão isotrópica de início de plastificação do material

A e B = constantes

Os coeficientes A e B de ajuste são apresentados na tabela da Fig. 4.11 e fornecem um coeficiente de determinação (r^2) próximo a 1,0 para todas as curvas.

A partir da análise do gráfico da Fig. 4.11, pode-se chegar a três conclusões:

Em amostras curadas num mesmo índice de vazios, a tensão isotrópica de início de plastificação do material será tanto maior quanto maior for o teor de cimento.

Esse comportamento pode ser observado pela reta ABC da Fig. 4.11. A distância AB representa a tensão aplicada na amostra antes da formação da cimentação. Quando acrescentado cimento na amostra curada com o mesmo índice de vazios, a tensão isotrópica de início de plastificação desloca-se à direita até a curva correspondente ao teor de cimento incorporado na amostra (ponto C, no caso de 3% de cimento). Desta forma, há um incremento na tensão isotrópica de início de plastificação tanto maior quanto maior for o teor de cimento.

Para as amostras com mesmo teor de cimento, a tensão isotrópica de início de plastificação do material será tanto maior quanto menor for o índice de vazios existente durante a formação da cimentação;

As curvas da Fig. 4.11 mostram que a tensão isotrópica de início de plastificação cresce com a diminuição do índice de vazios de cura. Por exemplo, a amostra curada com índice de vazios de 0,52 e teor de 3% de cimento (ponto C) terá uma tensão isotrópica de início de plastificação inferior que uma amostra curada com o mesmo teor de cimento, mas com um índice de vazios de 0,45 (ponto C'). Tal fato parece lógico, visto que o aumento de densidade, ou redução de vazios, para uma mesma quantidade de agente cimentante

aumentará o número de pontos de contato entre matriz cimentante e partículas de solo, aumentando originando um material mais resistente.

A contribuição relativa da cimentação na tensão isotrópica de início de plastificação do material será tanto mais significativa quanto maior for o índice de vazios de formação da cimentação.

A tensão isotrópica de início de plastificação das amostras é composta por duas parcelas: tensão friccional e tensão resistida pela cimentação. Observando duas amostras curadas com o mesmo teor de cimento, mas a dois diferentes índices de vazios (ponto A e A'), a parcela friccional será representada pelas retas AB e A'B' e a parcela devido à estrutura será representada pelas retas BC e B'C', respectivamente. A partir desses dois exemplos podemos ver que a relação tensão na cimentação/tensão friccional é tanto menor quanto menor o índice de vazios de cura. Isso demonstra que a contribuição da cimentação na resistência é tanto mais significativa quanto menos densa a amostra estiver durante a formação da sua estrutura cimentante.

O gráfico da Fig. 4.11 também mostra a possibilidade de um solo em seu estado desestruturado possuir uma tensão de plastificação originada de um pré-adensamento (ponto D) de mesmo valor que a de um solo estruturado num índice de vazios superior (ponto C). Esse fato também já havia sido observado por AIREY (1993) em areias calcárias artificialmente cimentadas.

Uma dúvida permanece a respeito das três conclusões citadas anteriormente: “As conclusões obtidas são válidas para duas amostras curadas num mesmo índice de vazios e com um mesmo teor de cimento, mas uma curada num estado normalmente adensado e outra num estado pré-adensado?” Para responder tal pergunta, duas amostras foram ensaiadas da seguinte forma: 1) a primeira foi adensada a uma tensão de 500 kN/m^2 e então realizada a cura, 2) a segunda foi adensada até 500 kN/m^2 , feito um descarregamento até 50 kN/m^2 e então realizada a cura. Desta forma é possível obter duas amostras com índice de vazios semelhantes, porém curadas em estados diferentes (uma em estado normalmente adensado e outra em estado pré-adensado). Após a cura, ambas as amostras foram carregadas até uma tensão próxima a 6 MPa. Os resultados obtidos para essas duas amostras são apresentados na Fig. 4.12a. O mesmo procedimento foi utilizado para outras duas amostras utilizando tensões de 1000 kN/m^2 , conforme Fig. 4.12b.

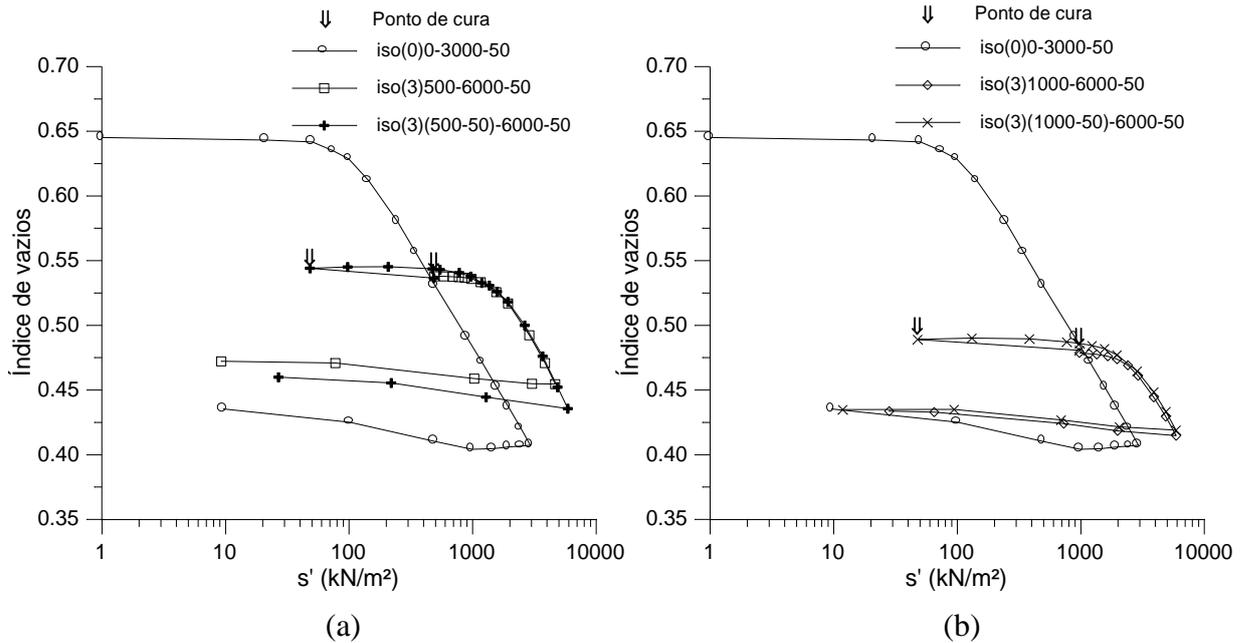


FIGURA 4.12: Curva de compressão isotrópica de amostras curadas em estado normalmente adensado e pré-adensado com mesmo índice de vazios: a) amostras com OCR igual a 1 e 10, b) amostras com OCR igual a 1 e 20

A visualização das curvas da Fig. 4.12 mostram que o comportamento sob compressão isotrópica (rigidez e tensão de início de plastificação) é independente da amostra ter sido curada num estado normalmente adensado ou pré-adensado, mesmo com altas diferenças de OCR (em torno de 20 na amostra ISO(3)(1000-50)-6000-50 da Fig. 4.12b), desde que curadas sob mesmo índice de vazios. Isso demonstra que o que governa, juntamente com o grau de cimentação, o comportamento do solo cimentado sob compressão isotrópica não são as tensões atuantes de cura, mas sim o índice de vazios em que o solo encontra-se durante a formação da cimentação. Desta forma, uma quarta conclusão pode ser adicionada às três anteriores:

O valor da tensão isotrópica de início de plastificação do material é uma função do índice de vazios e do teor de cimento existente durante a formação da cimentação, e não das tensões confinantes atuantes.

As quatro conclusões apresentadas acabam demonstrando que, para o solo e teores de cimento estudado, a tensão de plastificação é regida pelas curvas da Fig. 4.11 como uma função somente do índice de vazios de cura e do grau de cimentação, não dependendo das

tensões de cura e nem em que estado a amostra se encontrava (estado normalmente adensado ou pré-adensado) durante a cura.

Uma expressão matemática que representasse as curvas da Fig. 4.11 e o comportamento da tensão isotrópica de início de plastificação como uma função do índice de vazios de cura e do teor de cimento foi desenvolvida a partir da equação (1) com a inclusão das retas de regressão linear da Fig. 4.13 para obtenção dos valores dos parâmetros A e B em função do teor de cimento.

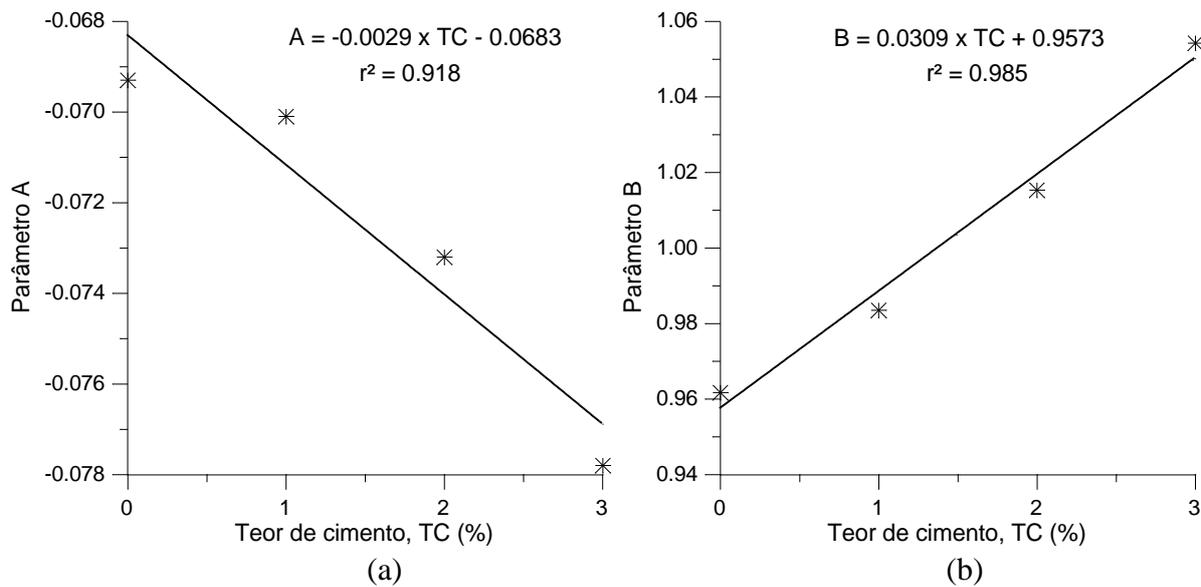


FIGURA 4.13: Determinação dos parâmetros A e B em função do teor de cimento da amostra

A partir da equação (1) e das retas de regressão linear da Fig. 4.13, obteve-se a equação (2) que fornece o valor da tensão isotrópica de início de plastificação do solo cimentado como função do índice de vazios de cura e do teor de cimento para a faixa estudada.

$$s_{pli}' = EXP \left[\frac{0.9573 + 0.0309 \times TC - e_{cura}}{0.0029 \times TC + 0.0683} \right] \quad (2)$$

onde:

s_{pli}' = tensão isotrópica de início de plastificação do material (kN/m²)

e_{cura} = índice de vazios de cura

TC = teor de cimento (%)

A tensão isotrópica de início de plastificação do material obtida pelo gráfico da Fig. 4.11 ou pela equação (2) fornece a posição de interseção da superfície de plastificação com o eixo de carregamento isotrópico (eixo p' ou s') no espaço de tensões $p': q$ ou $s': t$. Portanto, se a diminuição do índice de vazios de cura e/ou o aumento do teor de cimento provocam um aumento na tensão isotrópica de plastificação, isso significa que esses dois fatores também causam *expansão da superfície de plastificação*.

O método utilizado para a determinação da tensão de plastificação isotrópica em solos estruturados a partir da determinação da tensão de início de plastificação do material não é um procedimento usual. A literatura apresenta vários métodos utilizados para a determinação da tensão de plastificação, desde simplesmente o ponto de máxima curvatura no espaço $e:\log(s')$ até a utilização do Método de Casagrande, sempre fazendo analogia com a tensão de pré-adensamento de solos argilosos. Um outro método simples para determinação da tensão de plastificação também foi utilizado neste trabalho seguindo a mesma idéia de obter uma tensão de pré-adensamento equivalente com a tensão de pré-adensamento encontrada no caso de solos argilosos que consiste na interseção das retas de ajuste das curvas no trecho “pré-adensado” e “normalmente adensado” no espaço $e:\log(s')$ (VARGAS, 1953). A interseção das retas forneceria a tensão de plastificação chamada de **tensão de pré-consolidação equivalente**. A Fig. 4.14 exemplifica o método para o caso da amostra ISO(2)250-6000-50.

Analogamente à Fig. 4.11, as tensões de pré-consolidação equivalente obtidas das amostras foram plotadas na Fig. 4.15 em função do índice de vazios de cura e teor de cimento.

A comparação entre a Fig. 4.11 e 4.15 mostra que as tensões de início de plastificação e as tensões de pré-consolidação equivalente das amostras, apesar de serem obtidas por métodos diferentes, apresentam uma mesma tendência. Assim, as quatro conclusões obtidas da Fig. 4.11 para a tensão de início de plastificação do material também são válidas para a tensão de pré-consolidação equivalente.

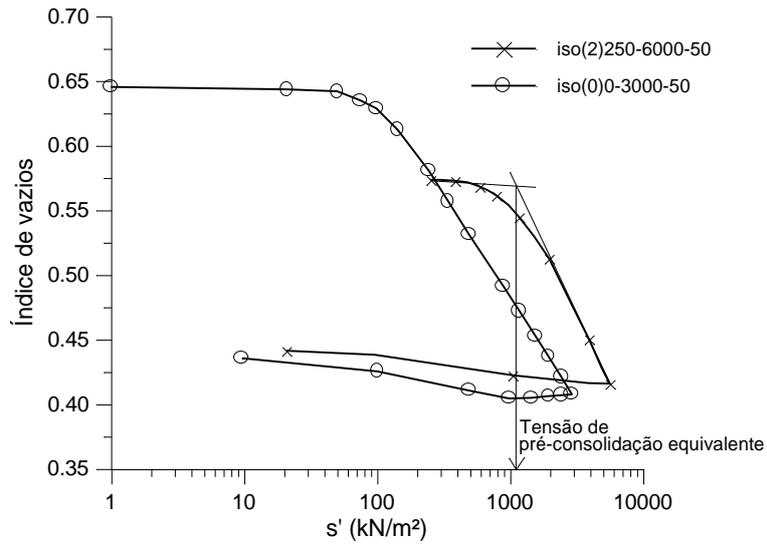


FIGURA 4.14: Exemplo de determinação da tensão de pré-consolidação equivalente

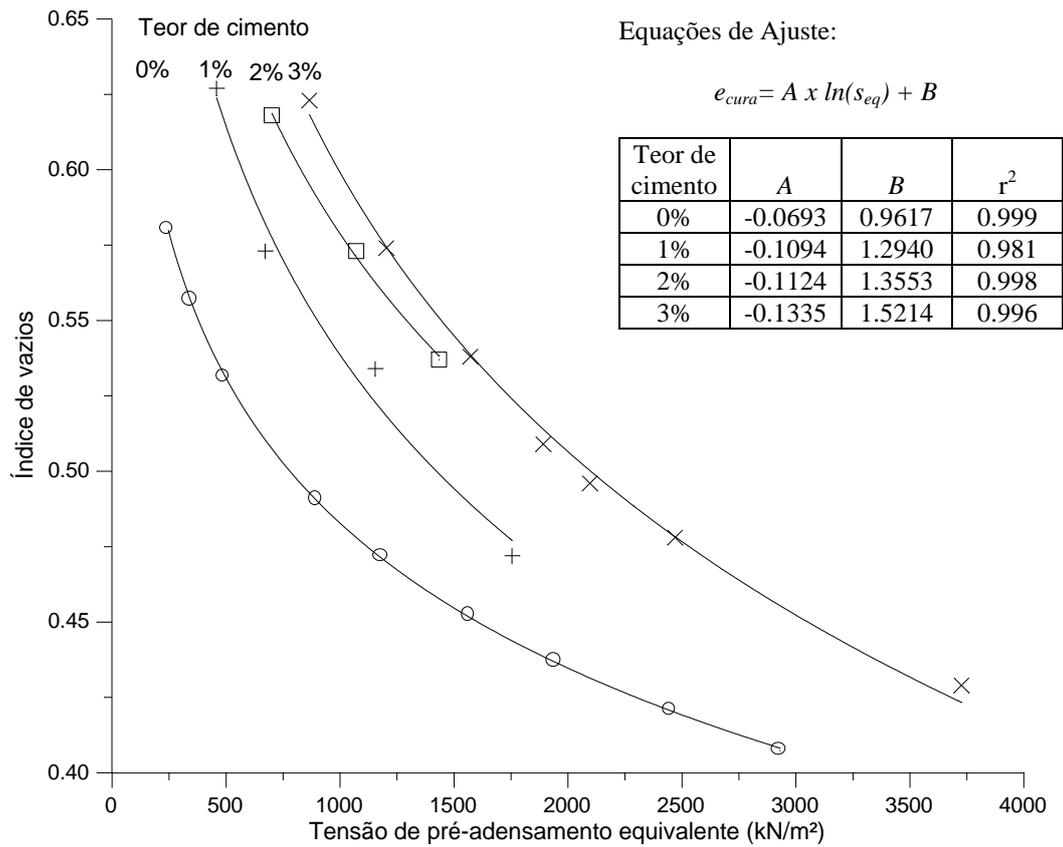


FIGURA 4.15: Gráfico de determinação da tensão de pré-consolidação equivalente em função do índice de vazios de cura e teor de cimento da amostra

4.5.2.1 Estudos encontrados na literatura

A seguir são citados alguns estudos encontrados na literatura sobre a superfície de plastificação em solos artificialmente cimentados que corroboram com as conclusões obtidas a partir da Fig. 4.11 e 4.15.

MACCARINI (1987), citado por LEROUEIL & VAUGHAN (1990), também verificaram a expansão da superfície da plastificação com a diminuição do índice de vazios para um solo artificial cimentado (Fig. 4.16).

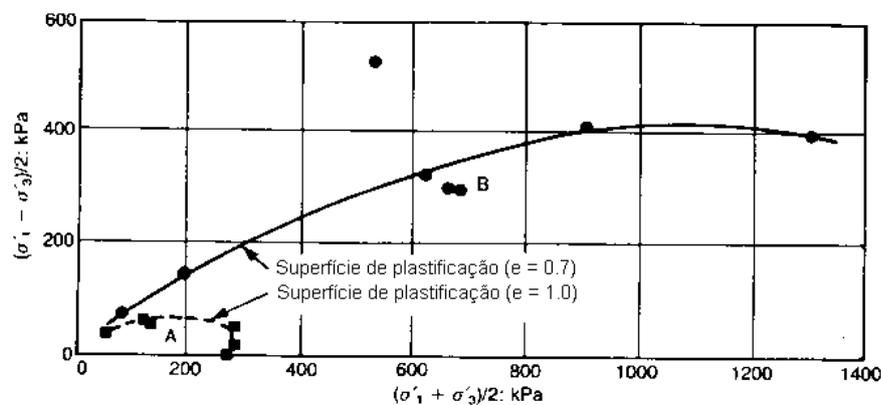


FIGURA 4.16: Expansão da superfície de plastificação com a diminuição do índice de vazios para um solo artificial cimentado (MACCARINI, 1987, obtido de LEROUEIL & VAUGHAN, 1990)

A Fig. 4.17, obtida por BRESSANI (1990), mostra a expansão da superfície de plastificação de um solo artificial cimentado com a diminuição do índice de vazios da amostra e com o aumento do nível de cimentação, corroborando com os resultados obtidos nesta dissertação. As superfícies de plastificação obtidas com as amostras das séries de ensaio 100 e 200 foram moldadas com o mesmo material e com mesma resistência das cimentações, mas com índice de vazios diferentes. As amostras com índice de vazios igual a 1,1 (série 200) tiveram uma superfície de plastificação muito maior que as amostras com índice de vazios igual a 1,5 (série 100), mostrando a expansão da superfície de plastificação com o aumento da densidade da amostra. As amostras da série 200 e 600 foram moldadas com o mesmo índice de vazios, porém mudando a resistência das ligações cimentantes. A série que possuía a maior resistência em suas ligações cimentantes (série 600) apresentou uma maior superfície de

plastificação, mostrando que o aumento no nível de cimentação da amostra também causa uma expansão da superfície de plastificação.

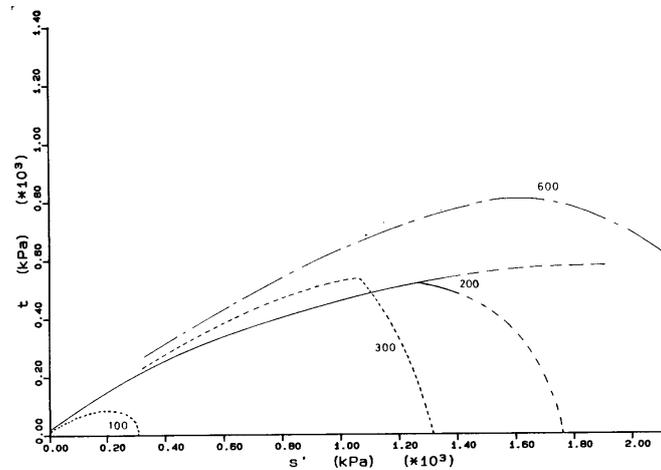


FIGURA 4.17: Superfícies de plastificação de solos artificiais cimentados (BRESSANI, 1990)

Expansão da superfície de plastificação com o aumento do teor de cimento e a diminuição do índice de vazios da amostra também foi observado por HUANG & AIREY (1993) em areias calcárias artificialmente cimentadas (Fig. 4.18).

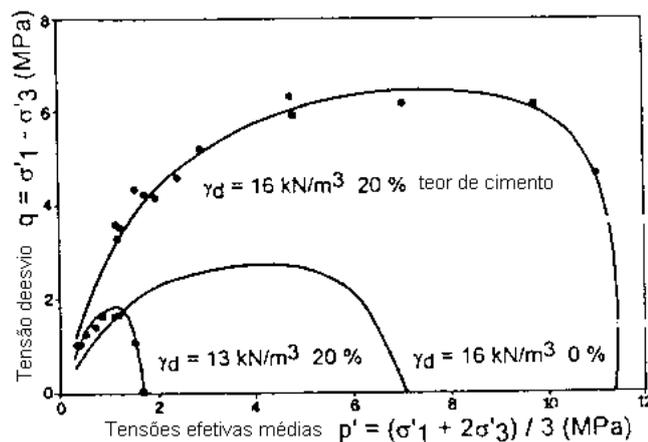


FIGURA 4.18: Expansão da superfície de plastificação em areias calcárias cimentadas devido ao aumento do teor de cimento ou diminuição do índice de vazios (HUANG & AIREY, 1993)

HUANG & AIREY (1998) realizaram diversos ensaios de compressão isotrópicas com amostras de areias calcárias artificialmente cimentadas moldadas a diferentes densidades

e com diferentes teores de cimento. Os autores observaram que a influência da densidade na tensão isotrópica de plastificação (denominada pelos autores de tensão de pré-consolidação aparente) é maior que a influência do teor de cimento, como demonstra a Fig. 4.19a. A partir dos resultados da Fig. 4.19a, observa-se que o aumento de 0% para 20% de cimento provocou um aumento de 100% na tensão isotrópica de plastificação (de 1 MPa para 2 MPa) para as amostras moldadas com a densidade de 13 kN/m^3 . Já nas amostras moldadas na densidade de 19 kN/m^3 , o aumento de 0 para 20% de cimento provocou uma aumento na tensão isotrópica de plastificação de 50 para 80 MPa, representando um aumento de 60%. Esses resultados encontram-se de acordo com a terceira conclusão obtida da Fig. 4.11 de que a cimentação é tanto mais efetiva quanto menor for a densidade da amostra durante a sua cura.

O mesmo gráfico foi plotado utilizando os ensaios realizados neste trabalho - Fig. 4.19b - utilizando as amostras curadas nas tensões de 50, 250, 500 e 1000 kN/m^2 , e apresentaram o mesmo comportamento observado por HUANG & AIREY (1998). Os resultados indicam que o aumento da densidade possui uma influência maior que o aumento na quantidade de cimento na expansão da superfície de plastificação do solo.

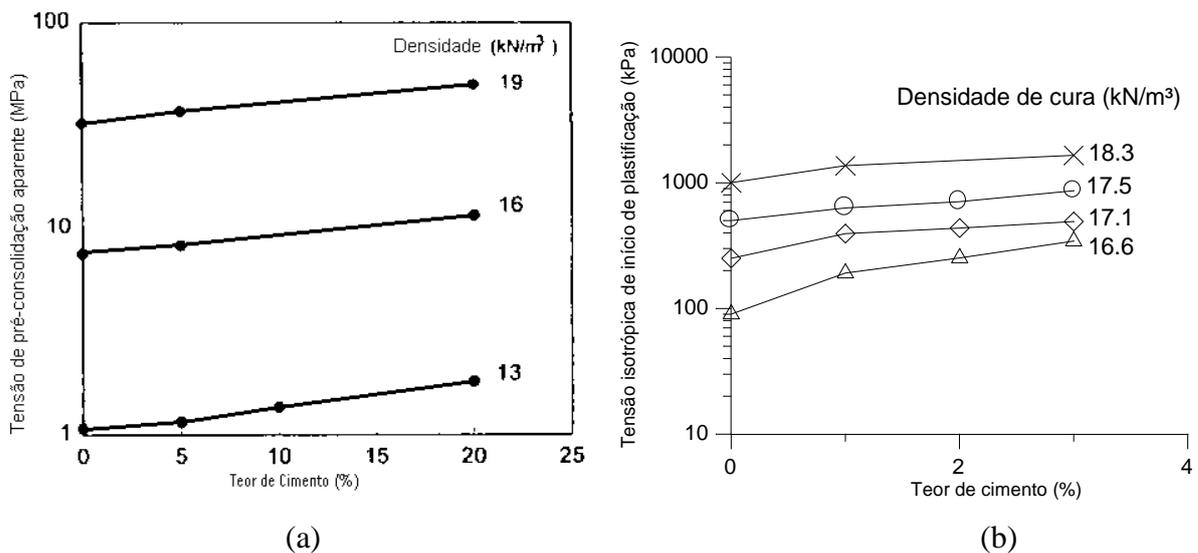


FIGURA 4.19: Variação da tensão isotrópica de plastificação com a densidade e teor de cimento: a) areia calcária artificialmente cimentada (HUANG & AIREY, 1998); b) resultados do programa experimental desta dissertação

Uma visão prática da Fig. 4.19 aplica-se ao emprego de solos compactados artificialmente cimentados em obras de Engenharia, tais como bases de pavimentos rodoviários. Pela Fig. 4.19, percebe-se o quanto mais importante é a densidade de compactação

do material em relação a quantidade de agente cimentante utilizado, e que, para diminuir a deformabilidade da camada solo-cimento, ou aumentar a tensão de pré-consolidação equivalente, mais efetivo é aumentar a energia de compactação que aumentar a quantidade de cimento.

4.5.2.2 Influência da microestrutura no valor da tensão de plastificação

As conclusões obtidas neste item 4.5.2 indicam que a tensão de plastificação isotrópica é função do índice de vazios de formação da matriz cimentante e do nível de cimentação do material. Porém, obter-se-ia o mesmo valor de plastificação se houvessem, duas amostras de um mesmo solo cimentadas num mesmo índice de vazios, porém com diferentes arranjos microestruturais de seus grãos?

Corpos-de-prova compactados sob mesma energia numa mesma densidade, porém um no ramo úmido e outro no ramo seco da curva de compactação possuem o mesmo índice de vazios, mas diferem no seu arranjo microestrutural por terem sido moldados com diferentes teores de umidade. Segundo LAMBE & WHITMAN (1979), baseado na Teoria da Dupla Camada, as amostras de solo compactado moldadas no ramo úmido possuem água suficiente para assegurar o desenvolvimento completo de uma camada dupla de íons atraídos às partículas de argila, ocasionando a repulsão entre as mesmas e proporcionando uma distribuição paralela após a compactação. Já a amostra moldada no ramo seco não possui água suficiente para o desenvolvimento de uma camada dupla, sendo que as partículas passam a ser atraídas por forças de Van der Waals. Esse tipo de atração entre partículas causa a floculação, onde a agregação de partículas forma flocos compressíveis que irão compor a estrutura.

Teor de umidade de moldagem não era uma variável a ser investigada conforme o programa experimental proposto nesta pesquisa, porém uma análise parcial considerando o seu efeito na tensão de plastificação pode ser realizado utilizando os resultados obtidos por HEINECK (1998).

HEINECK (1998) realizou ensaios isotrópicos e triaxiais tipo CID em amostras artificialmente cimentadas moldadas no ramo úmido e no ramo seco da curva de compactação

Proctor Normal (Fig. 4.20a)⁴. Ambas as amostras possuem o mesmo índice de vazios de formação da cimentação, porém, através de análise de fotomicrografia, as amostras moldadas no ramo seco apresentaram um arranjo microestrutural bem mais aberto enquanto que as amostras moldadas no ramo úmido apresentaram orientação de partículas caracterizando um arranjo lamelar. A Fig. 4.20b apresenta as curvas de compressão isotrópica obtidas das amostras moldadas no ramo seco e no ramo úmido da curva de compactação Proctor Normal. A amostra moldada no ramo seco apresentou um comportamento mais rígido e um aumento da tensão de pré-consolidação equivalente (obtida pelo método exemplificado pela Fig. 4.14), porém as tensões de início de plastificação – indicado pelas setas da Fig. 4.20b – apresentaram-se praticamente as mesmas. O aumento da rigidez e da tensão de pré-consolidação equivalente no ramo seco talvez poderia ser explicado não só pela diferença de arranjo microestrutural, mas também devido a um maior nível de sucção existente na amostra moldada no ramo seco, visto que ambas as amostras, segundo o autor, não foram saturadas por contra-pressão. Porém, analisando os dados das amostras ensaiadas em compressão triaxial tipo CID sob tensão confinante de 100 kN/m² (Fig. 4.20c), onde ambas as amostras foram saturadas por contra-pressão e obtiveram um parâmetro B entre 0,5 e 0,6, novamente foram obtidos valores de tensão início de plastificação (separação da curva tensão-deformação axial do comportamento linear inicial na escala $\varepsilon_a: \log(q')$) semelhantes para ambas as amostras, e inclusive semelhantes tensões de pico, sugerindo que as tensões de plastificação são as mesmas independentemente do teor de umidade de moldagem. Porém, novamente a amostra moldada no ramo seco apresentou um comportamento bem mais rígido que a amostra moldada no ramo úmido.

Apesar dos valores de tensão de plastificação obtidos dos ensaios triaxiais realizados por HEINECK (1998) terem sido semelhantes, a diferença significativa de rigidez tanto nos ensaios isotrópicos quanto nos de cisalhamento e a diferença nas tensões de pré-consolidação equivalente colocam sob suspeita a não influência do teor de umidade de compactação na tensão de plastificação do material. Ensaio isotrópicos e de compressão triaxial em diversos pontos ao longo da curva de compactação devem ser feitos para obtenção de uma conclusão definitiva sobre a influência ou não do teor de umidade de moldagem na tensão de plastificação do material. Se esta influência for comprovada, teríamos gráficos semelhantes aos das Fig. 4.11 e 4.15 para cada teor de umidade de moldagem sob uma mesma curva de compactação, e conseqüentemente, para cada teor de umidade de cada energia de

⁴ Os corpos-de-prova artificialmente cimentados foram moldados com o mesmo solo utilizado nesta pesquisa e curados por 48h, porém foi adicionado 2% de cimento Portland ARI.

compactação, tornando a análise da tensão de plastificação do material muito mais complexa que a até então realizada. No caso de depósitos sedimentares naturais, isso significaria que o meio onde ocorre a deposição também influenciaria a resposta da tensão de plastificação do material, pois um depósito cimentado formado sob condições parcialmente saturado teria um arranjo microestrutural diferente daquele formado sob condição saturada (submerso).

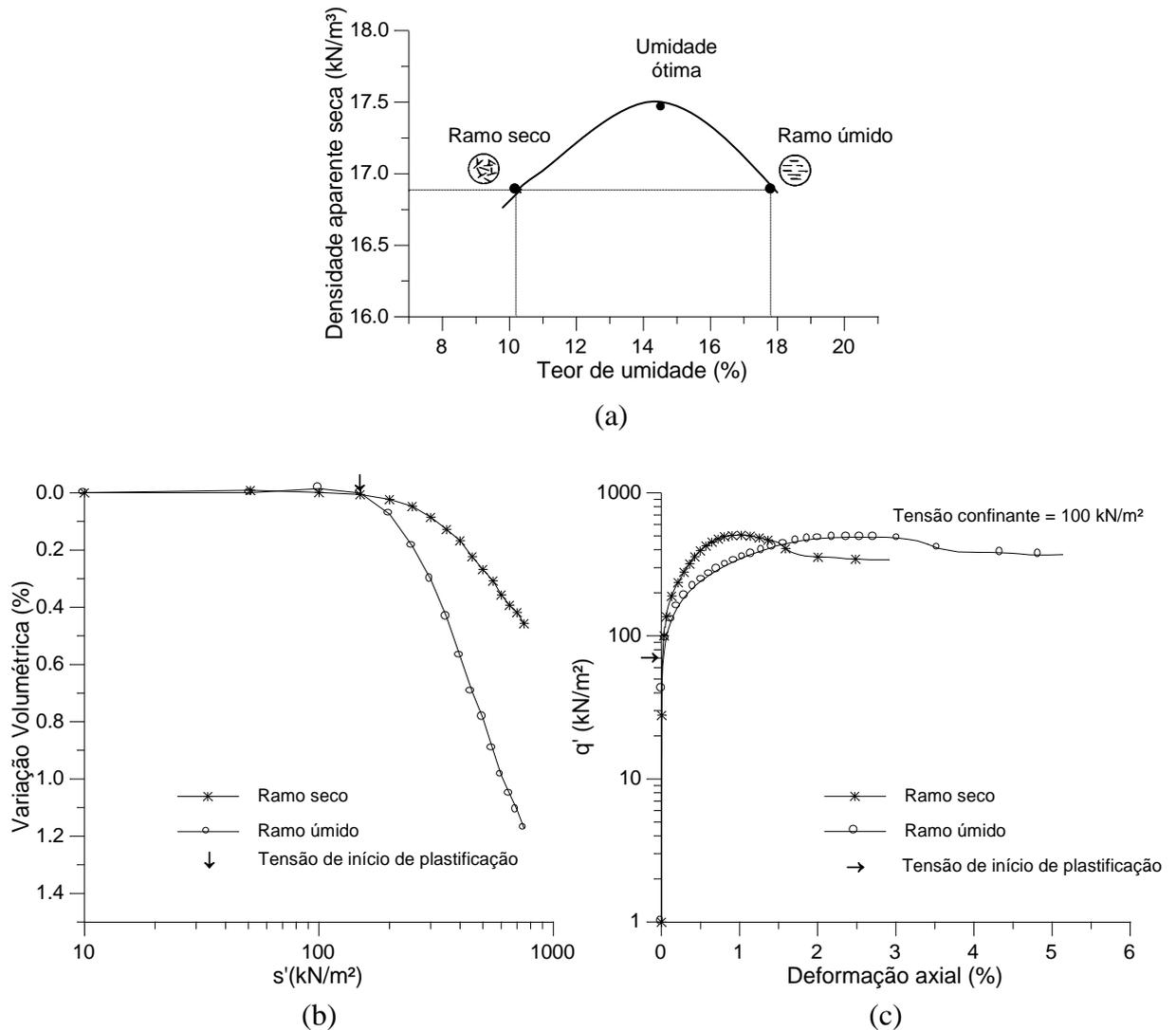


FIGURA 4.20: Resultados de amostras solo-cimento moldadas com mesma densidade no ramo seco e úmido da curva de compactação (HEINECK, 1998): a) pontos utilizados da curva de compactação, b) ensaios de compressão isotrópica, c) ensaios de compressão triaxial CID

4.6 Plastificação no Descarregamento

Plastificação por expansão da amostra devido a um descarregamento é sugerida por LEROUEIL & VAUGHAN (1990) e VAUGHAN (1997) em solos argilosos estruturados. Quando o solo estruturado é descarregado, a expansão das partículas argilosas é restringida pelas ligações cimentantes. Estas acabam sendo tracionadas pelas forças de expansão das partículas argilosas e, inclusive, podem superar a resistência à tração da ligação provocando plastificação. Assim, plastificação por expansão seria causada pela incapacidade da estrutura cimentante de reter a energia de deformação de expansão durante um descarregamento.

Quatro ensaios isotrópicos apresentados na Fig. 4.21 foram realizados com o objetivo de identificar uma possível plastificação durante o descarregamento no solo estudado. A amostra ISO(0)0-3000-50 representa novamente a curva de compressão do solo desestruturado ou sem cimentação. As amostras ISO(3)500-6000-50 e ISO(3)500-50-6000 da Fig. 4.21a foram curadas a uma tensão de 500 kN/m^3 , conforme a flecha indicativa. A segunda amostra foi descarregada logo após a cura até uma tensão em torno de 50 kN/m^2 e recarregada para comparação com a amostra ISO(3)500-6000-50, que não sofreu este descarregamento. Nota-se que ambas as amostras apresentaram o mesmo comportamento durante o carregamento independentemente de ter havido descarregamento ou não logo após o período de cura. Isso prova que não houve uma plastificação durante o descarregamento.

O mesmo procedimento foi adotado nas amostras da Fig. 4.21b, porém elevou-se a tensão de cura para 1000 kN/m^2 para aumentar a tendência de expansão da amostra no descarregamento e diminuiu-se o teor de cimento para 1% com o objetivo de diminuir a resistência da estrutura cimentante. Novamente os resultados das duas amostras foram similares indicando a não plastificação da estrutura durante o descarregamento.

A ausência no solo estudado da plastificação por expansão não significa que esta não possa existir. Caso o solo possuísse uma fração maior de materiais argilosos (e mais expansíveis) e as amostras fossem moldadas com menores teores de cimento, talvez fosse possível observar uma plastificação durante o descarregamento.

Caso houvesse plastificação apenas na amostra curada a 1000 kN/m^2 , isso significaria que, além da expansão da superfície de plastificação, a diminuição do índice de vazios de cura estaria também *transladando-a* à direita pelo eixo isotrópico no espaço $p': q$ ou $s': t$. Isso não seria totalmente impossível quando a cimentação fosse suficientemente capaz de restringir a

expansão das partículas argilosas quando descarregada de 500 para 50 kN/m², mas incapaz quando de 1000 kN/m² para 50 kN/m².

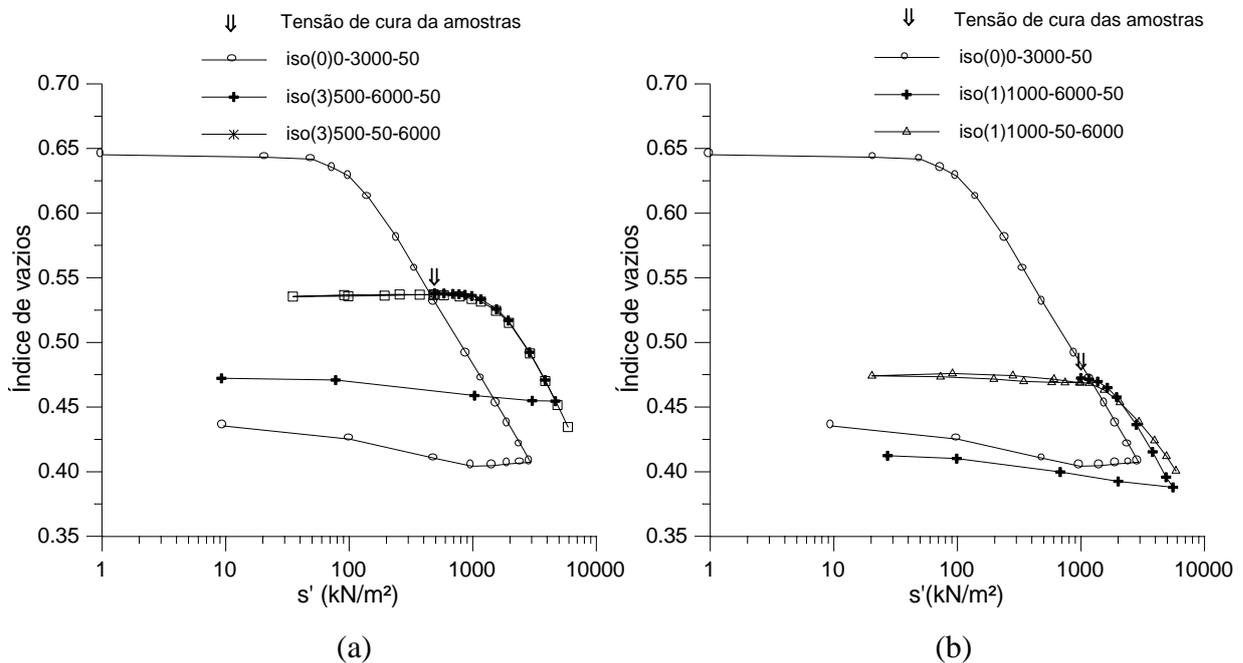


FIGURA 4.21: Verificação da possibilidade de plastificação durante um descarregamento isotrópico: a) amostras curadas com 3% de cimento sob tensão de 500 kN/m², b) amostras curadas com 1% de cimento sob tensão de 1000 kN/m²

Na faixa de índice de vazios de cura e teor de cimento estudado, o solo não apresentou plastificação por expansão e, por isso, deduz-se que o efeito de translação da superfície de plastificação com a diminuição do índice de vazios de cura não está ocorrendo. Ensaio de compressão diametral para determinação da tensão de tração das amostras curadas nos vários índices de vazios e nos diversos teores de cimento deveriam ter sido realizados para um esclarecimento total sobre a possibilidade de translação da superfície de plastificação. Porém, registra-se que tal possibilidade deve ser considerada quando estudado solos com quantidade significativa de material argiloso.

4.7 Aplicação para Solos Naturais

Os ensaios de compressão isotrópica apresentados procuram, utilizando um solo artificialmente cimentado, simular a formação e a resposta a um carregamento externo de um

depósito sedimentar idealizado no qual, após consolidado, uma estrutura cimentante uniforme teria sido formada em quantidade constante - porcentagem em peso de solo seco – ao longo de toda a camada sedimentar conforme explicado no item 4.2 e exemplificado pela Fig. 4.2.

De acordo com a simulação proposta, os elementos de solo mais profundos apresentariam índices de vazios de cura (ou de formação da cimentação) menores devido a maior sobrecarga imposta durante o adensamento da camada. Os resultados de compressão efetuados após a formação da estrutura cimentante mostraram que essa diminuição de índices de vazios com a profundidade provoca uma expansão da superfície de plastificação e é somente função desse índice de vazios de formação da cimentação e do nível de cimentação do elemento. Portanto, para um depósito sedimentar cimentado idealizado, formado nas condições propostas, esperar-se-ia uma expansão da superfície de plastificação com a profundidade.

Vários exemplos da literatura (MACCARINI, 1987; BRESSANI, 1990; HUANG & AIREY, 1993 e 1998) mostraram concordância com as conclusões obtidas da simulação, porém todos os exemplos foram oriundos de ensaios em amostras artificialmente cimentadas.

A simulação realizada utiliza um modelo simples de formação da cimentação na tentativa de formatar conceitos fundamentais e permitir um melhor entendimento do comportamento de solos naturais. Na realidade, a formação e carregamento do depósito idealizado na simulação é de improvável ocorrência na natureza. Normalmente a cimentação não é uniforme ao longo do perfil variando o nível de cimentação com a profundidade, diferentes cimentações podem ser formadas em diferentes períodos geológicos e também em diferentes profundidades, carregamentos e alívios de tensões associados com os diferentes períodos geológicos de formação da estrutura cimentante podem sobrepor camadas cimentadas sem ocorrência de plastificação com camadas que tiveram plastificação. Esses são apenas alguns exemplos da complexidade da formação de um depósito sedimentar natural cimentado que resultam numa grande heterogeneidade da camada e na dificuldade da análise dos resultados das amostras naturais (CLOUGH et al., 1981; AIREY, 1993; HUANG & AIREY, 1993). Talvez devido a essa heterogeneidade que os resultados da simulação não sejam tão claramente observados nos resultados de depósitos naturais cimentados reportados na literatura.

Se a simulação não consegue englobar todas as variáveis de formação de um depósito sedimentar cimentado, o mesmo não pode-se dizer em relação a camadas compactadas de

solo-cimento. A compactação de camadas solo-cimento segue um procedimento semelhante ao simulado nos ensaios de compressão isotrópica; e, portanto, as conclusões obtidas talvez possam ser muito bem aplicáveis, por exemplo, em projeto geotécnico de barragens de concreto rolado.

A simulação realizada foi primeiramente direcionada a compreender o comportamento mecânico de depósitos sedimentares cimentados, porém o comportamento observado parece também ser aplicável a solos residuais e rochas brandas apesar da cimentação ser originada de diferentes processos – do processo de diagênese para depósitos naturais e, no caso de solos residuais e rochas brandas, remanescentes da intemperização da rocha sã. Um estudo de caso é apresentado a seguir demonstrando o comportamento semelhante entre a simulação realizada e solos residuais.

CAMPOS (1980) realizou diversos ensaios de compressão unidimensional em amostras indeformadas coletadas a várias profundidades ao longo de um perfil de solo residual de gnaise. A descrição completa do local de estudo e toda a caracterização física e mineralógica do material encontram-se descrito nos trabalhos de CAMPOS (1980) e MACCARINI (1980).

Utilizando os resultados de compressão unidimensional obtidos por CAMPOS (1980) determinou-se as tensões de início de plastificação do material e tensões de pré-consolidação equivalente para cada amostra. Por não haver uma curva de compressão do solo no estado desestruturado, a tensão de início de plastificação do material foi obtida diretamente das curvas de compressão do solo como sendo a tensão no ponto onde ocorre a separação da curva de compressão com a reta de ajuste do comportamento linear inicial (semelhante ao procedimento da Fig. 4.7a para determinação da tensão de início de plastificação da cimentação). Utilizou-se o mesmo procedimento da Fig. 4.14 para a determinação das tensões de pré-consolidação equivalente das amostras de solo residual.

A Fig. 4.22a apresenta a variação da tensão de início de plastificação do material em compressão unidimensional e a tensão de pré-consolidação equivalente em função da profundidade da amostra coletada. No mesmo gráfico é plotada uma estimativa da tensão vertical máxima a que as amostras foram solicitadas durante a suas histórias de tensões. Essa estimativa foi obtida a partir das médias das densidades aparentes de campo (γ_{nat}) nas diferentes profundidades de amostragem e nas camadas de solo anteriormente existente sobre o local fornecidas por SANDRONI & MACCARINI (1981).

O mesmo comportamento obtido a partir dos ensaios de CAMPOS (1980) também foram observados por BARKSDALE & BLIGHT (1997) em ensaios oedométricos em amostras de três perfis de um solo residual de andesito conforme a Fig. 4.22b e por KAWASAKI et al. (1993) em rocha branda. WANG & BORDEN (1996) também apresentam resultados semelhantes para um perfil de solo residual de gnaiss.

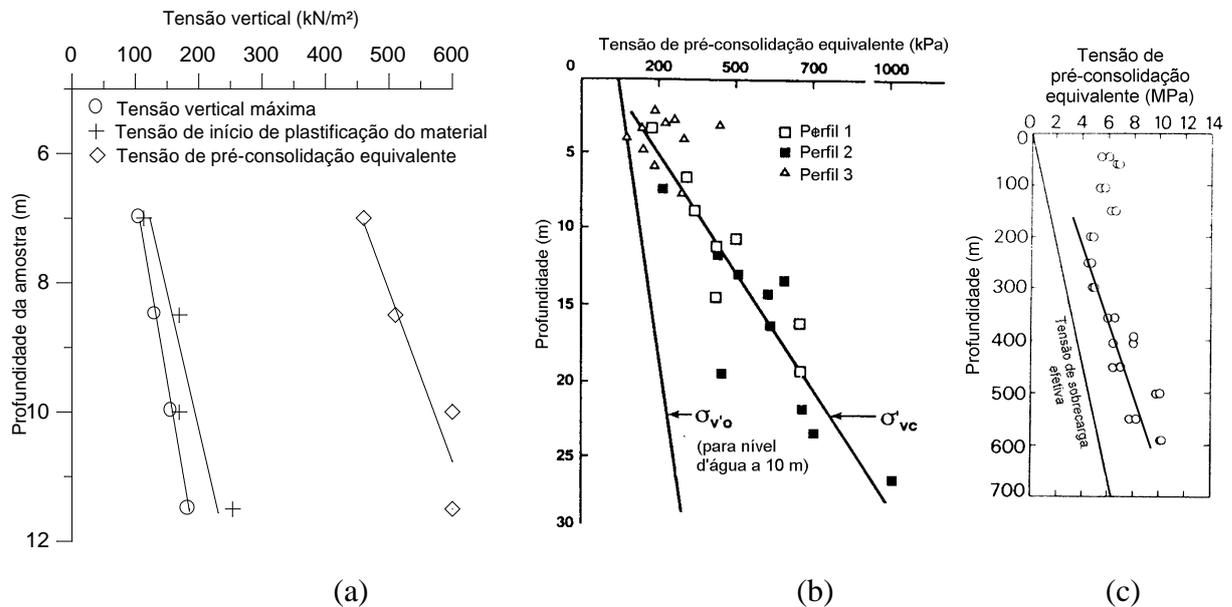


FIGURA 4.22: Variação com a profundidade da tensão vertical máxima, tensão vertical in situ ($\sigma_{v'o}$), tensão de início de plastificação e tensão de pré-consolidação equivalente (σ_{vc}): a) solo residual de gnaiss (obtido dos resultados de CAMPOS, 1980); b) solo residual de andesito (BARKSDALE & BLIGHT, 1997); c) rocha branda (KAWASAKI et al., 1993)

Um artifício foi utilizado para possibilitar a comparação qualitativa entre os resultados de CAMPOS (1980), BARKSDALE & BLIGHT (1997) e KAWASAKI et al. (1993) com os resultados do programa experimental desta dissertação. As amostras ensaiadas foram curadas a diferentes tensões de confinamento com o objetivo de simular amostras a diferentes profundidades de um depósito sedimentar cimentado. Considerando por simplificação que o solo possua $K_o = 1,00$ (portanto $\sigma_v' = \sigma_h' = s'$) e utilizando as densidades aparentes secas (γ_d) obtidas no final do adensamento de cada amostra nas diferentes tensões de cura, calculou-se profundidades fictícias que seriam necessárias para haver uma sobrecarga equivalente às respectivas tensões de cura. Obtidas as profundidades fictícias para cada tensão de cura, foram plotadas as tensões máximas aplicadas antes da cura, tensões de início de plastificação do material e tensões de pré-consolidação equivalente versus a profundidade equivalente para

cada tensão de cura. A Fig. 4.23 apresenta os resultados para as amostras curadas com 3% de cimento. Os teores de 1 e 2% de cimento também apresentaram resultados semelhantes.

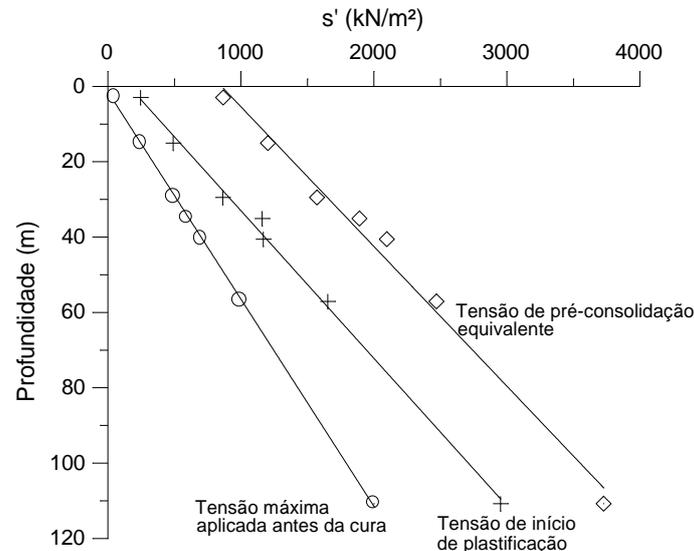


FIGURA 4.23: Variação com a profundidade da tensão máxima aplicada antes da cura, tensão de início de plastificação e tensão de pré-consolidação equivalente para as amostras curadas com 3% de cimento

A semelhança entre as Fig. 4.22 e 4.23 leva a supor que o comportamento da superfície de plastificação observados nos ensaios isotrópicos das amostras artificialmente cimentadas - Fig. 4.11 e 4.15 - possa também representar o comportamento da tensão de plastificação de solos residuais ao longo de seu perfil, significando que *a superfície de plastificação do solo residual está expandindo com a profundidade* num comportamento similar ao obtido com as amostras solo-cimento da simulação.

Sabe-se que alguns solos residuais, tais como graníticos ou em perfis profundos, apresentam uma diminuição do índice de vazios e aumento do grau de cimentação com a profundidade. Mesmo fato ocorre com a simulação realizada onde as amostras curadas com maiores tensões – que significa a maiores profundidades – também apresentam diminuição do índice de vazios. O aumento do grau de cimentação ocorre com a própria diminuição do índice de vazios que, ao reduzir o espaço de vazios para a formação de uma mesma quantidade de cimentação, as amostras mais densas terão seus grãos melhor envolvidos pela estrutura cimentante e aumentado o número de contatos entre partículas e agente cimentante (HUANG & AIREY, 1998). Talvez devido a esses dois fatos, o comportamento da superfície de plastificação encontrado para as amostras de solo-cimento utilizadas na simulação apresentaram um comportamento muito semelhante ao dos solos residuais.

CAPÍTULO 5

A INFLUÊNCIA DO ÍNDICE DE VAZIOS DE FORMAÇÃO DA MATRIZ CIMENTANTE NA RESPOSTA DE ENSAIOS TRIAXIAIS EM SOLOS CIMENTADOS

5.1 Introdução

O Capítulo 4 apresentou uma simulação, através de ensaios isotrópicos, do modelo teórico proposto por KAVVADAS & ANAGNOSTOPOULOS (1998) para descrever o comportamento sob compressão de diversos elementos de solo ao longo do perfil de um depósito sedimentar cimentado (Fig. 4.1 e 4.2). Nessa simulação, amostras foram curadas sob diversas tensões de confinamento procurando representar elementos de solo a diferentes profundidades de uma camada fictícia. Quanto maior a tensão confinante aplicada na amostra antes da cura, maior a profundidade que esta estaria representando, e conseqüentemente menor o seu índice de vazios de formação da matriz cimentante. Os resultados de compressão isotrópica obtidos dessas amostras demonstraram que a diminuição do índice de vazios de formação da cimentação provoca um aumento na tensão isotrópica de início de plastificação e na tensão de pré-consolidação equivalente (Fig. 4.11 e 4.15) e, portanto, nas condições idealizadas pela simulação (formação da cimentação após o adensamento total do depósito sedimentar e com quantidade uniforme de agente cimentante ao longo do perfil), haveria uma expansão da superfície de plastificação com a profundidade.

É intuitivo que, se há expansão da superfície de plastificação com a profundidade devido a essa diminuição do índice de vazios de formação da cimentação, provavelmente os parâmetros de resistência e rigidez do solo, quando submetido ao cisalhamento, também devem modificar-se com a profundidade. Assim, o Capítulo 5 tem justamente o objetivo de identificar a influência dessa diminuição do índice de vazios de formação da estrutura cimentante nos parâmetros de resistência (c' e ϕ') e deformabilidade (E) em ensaios triaxiais.

Uma nova simulação foi então realizada com amostras artificialmente cimentadas cisalhadas a diferentes tensões confinantes e com diferentes índices de vazios conforme a Fig.

5.1a para avaliar a influência do índice de vazios de cura na resposta de ensaios triaxiais. Amostras com 3% de cimento foram moldadas num mesmo índice de vazios (ponto A) e adensadas antes do início de cura a três diferentes tensões confinantes (50, 250 ou 500 kN/m²). Durante o adensamento, as amostras seguem a Linha de Compressão Virgem do solo¹ – pois ainda não há cimentação formada – estabilizando em seus diferentes pontos - B, C ou D - conforme a tensão aplicada. A cura então ocorre após o adensamento obtendo-se assim amostras com cimentação formada em diferentes índices de vazios. Terminada a cura, as amostras foram submetidas a uma das três situações possíveis conforme a Fig. 5.1a: 1) a amostra é cisalhada na mesma tensão confinante de cura (amostras C50-50, C250-250 e C500-500), 2) a amostra é descarregada isotropicamente a uma tensão confinante inferior a de cura (amostras C250-50, C500-250 e C500-50) ou, 3) a amostra é carregada isotropicamente a uma tensão confinante superior a de cura (amostras C50-250, C50-500 e C250-500). Quando há descarregamento ou carregamento isotrópico, as amostras então seguem a curva de compressão do solo cimentado - obtidas dos ensaios isotrópicos² realizados no Capítulo 4 – correspondente à sua tensão de cura. Encerrado o carregamento/d Descarregamento isotrópico, as amostras então foram cisalhadas sob tensão confinante constante.

Utilizando as amostras situadas nos nove pontos iniciais representados pela Figura 5.1a, consegue-se analisar a resposta ao cisalhamento de amostras curadas em três diferentes índices de vazios (que estariam representando três diferentes profundidades de um depósito sedimentar cimentado fictício) e cisalhadas sob três diferentes tensões de confinamento (que estariam representando um aumento na sobrecarga do depósito ou um descarregamento devido, por exemplo, a um processo de erosão após a formação da estrutura cimentante) para avaliar a influência do índice de vazios de cura (ou profundidade) nos parâmetros c' , ϕ' e E .

Amostras não cimentadas também foram ensaiadas nas tensões e índices de vazios indicados na Fig. 5.1b para determinação do ganho de resistência e rigidez das amostras com a cimentação e obter qualitativamente a influência do índice de vazios e tensão de confinamento na resistência adicional proporcionada pela matriz cimentante.

¹ Curva obtida do ensaio ISO(0)0-3000-50

² Curvas obtidas dos ensaios ISO(3)50-6000-50, ISO(3)250-6000-50, ISO(3)500-6000-50 e ISO(3)500-50-6000. O índice de vazios inicial para o ensaio C250-50 foi considerado o mesmo que da amostra C250-250.

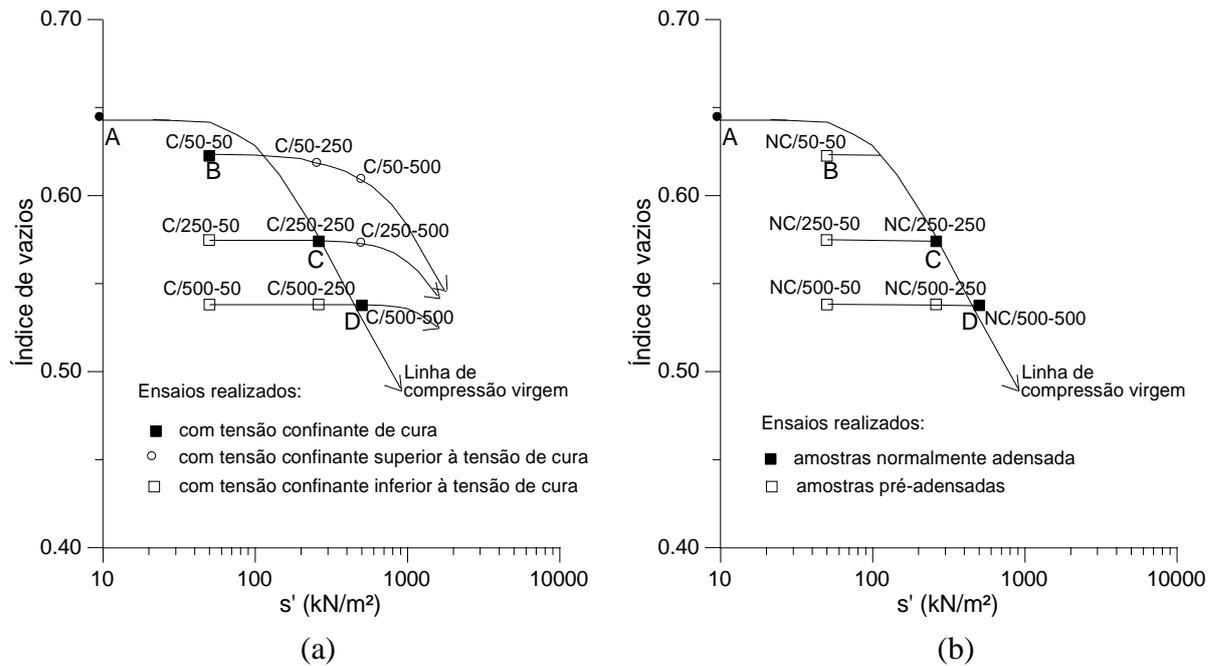


FIGURA 5.1: Pontos ensaiados em compressão triaxial: a) amostras cimentadas, b) amostras não cimentadas

Os ensaios realizados com as amostras representadas pelos pontos da Fig. 5.1 estão descritos no item 3.3 e na Tab. 3.2 e 3.3, e os procedimentos de execução dos ensaios encontram-se no item 3.6 e na Fig. 3.4. O equipamento utilizado encontra-se detalhado no item 3.5.2.

5.2 Apresentação dos resultados

As Fig. 5.2 e 5.3 apresentam as curvas tensão desvio versus deformação axial ($q:\varepsilon_a$) e deformação volumétrica versus deformação axial ($\varepsilon_v:\varepsilon_a$) obtidos dos ensaios triaxiais CID realizados respectivamente nas amostras cimentadas e não cimentadas.

A comparação entre as Fig. 5.2 e 5.3 permite uma visualização das modificações do comportamento tensão-deformação do solo com a adição do agente cimentante. De uma maneira geral, observa-se que a introdução de uma matriz cimentante provocou aumento de resistência de pico, aumento de rigidez e diminuição de compressibilidade.

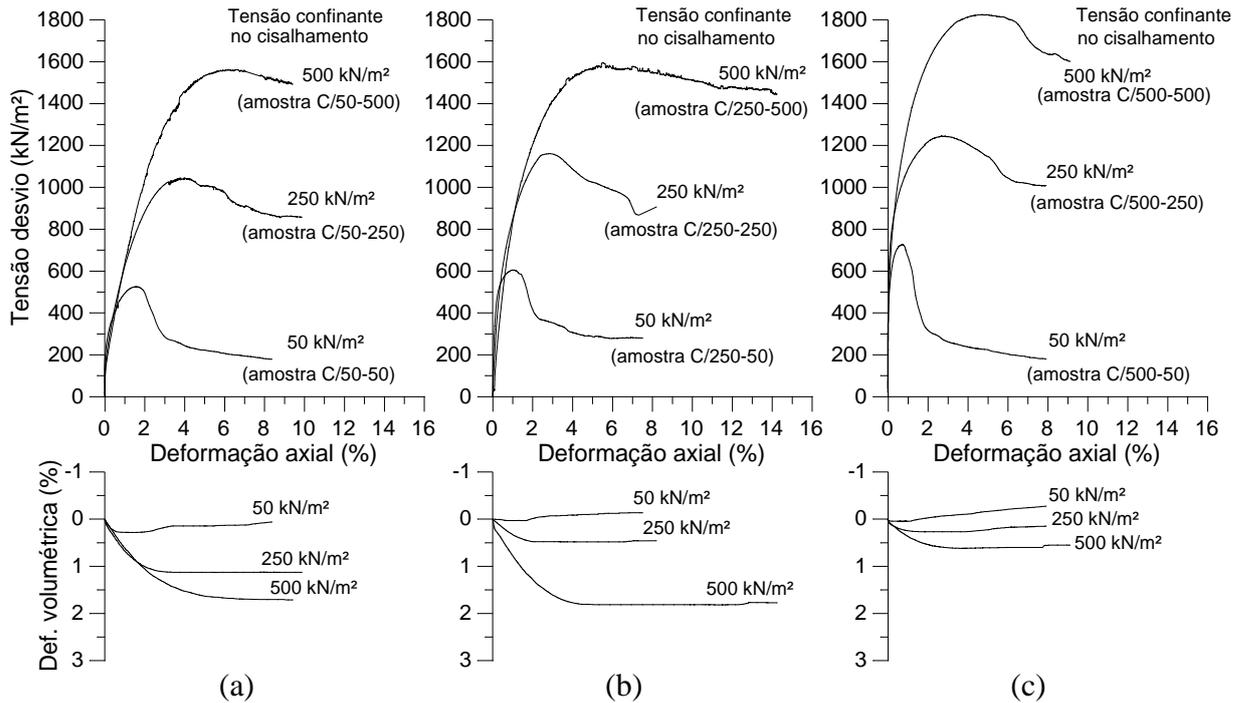


FIGURA 5.2: Curvas tensão-deformação das amostras cimentadas: a) amostras curadas com 50 kN/m^2 , b) amostras curadas com 250 kN/m^2 , c) amostras curadas com 500 kN/m^2

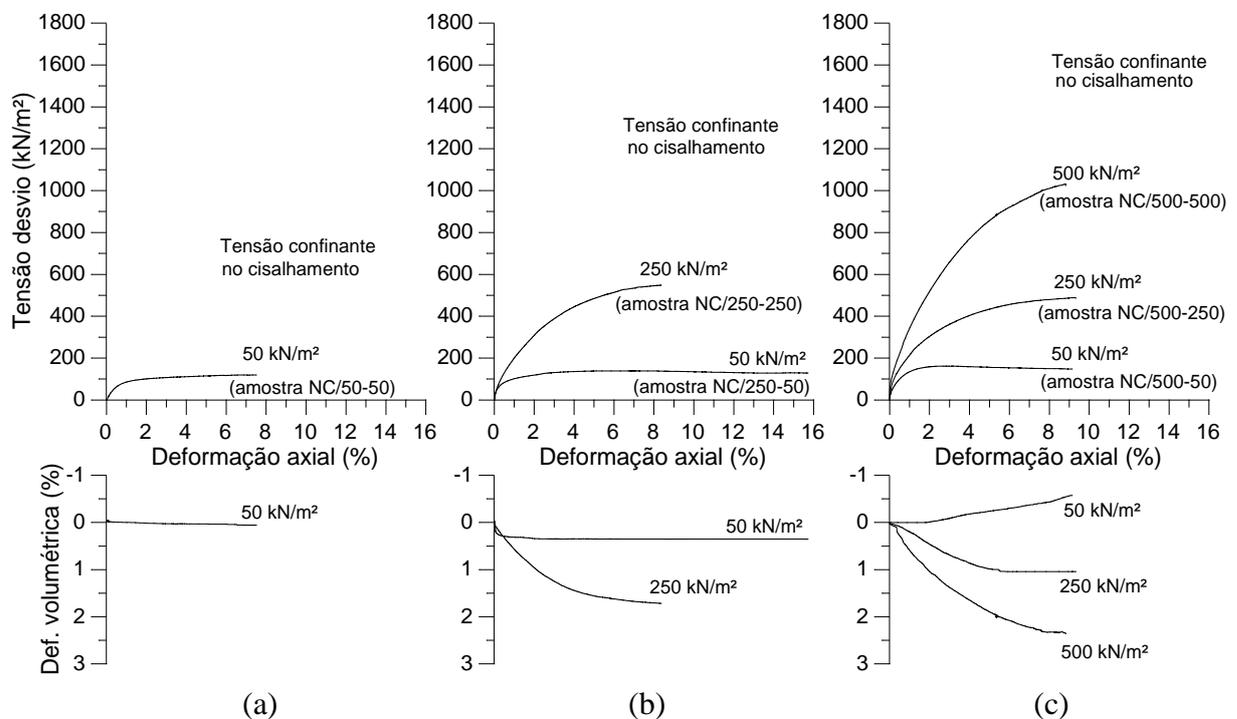


FIGURA 5.3: Curvas tensão-deformação das amostras não cimentadas: a) amostra NC/50-50, b) amostras NC/250-50 e NC/250-250, c) amostras NC/500-50, NC/500-250 e NC/500-500

5.3 Desestruturação pela aplicação das tensões confinantes

Plastificação da matriz cimentante em amostras de solos cimentados pode ocorrer ainda durante a aplicação das tensões confinantes (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990; CONSOLI et al., 1998 e 2000). Portanto, antes da realização da análise dos resultados apresentados na Fig. 5.2, é necessário uma identificação das amostras ensaiadas que sofreram plastificação antes do cisalhamento devido à aplicação de tensões confinantes superiores à sua tensão isotrópica de plastificação. A Tab. 5.1 apresenta os valores de tensão isotrópica de início de plastificação e tensão de pré-consolidação equivalente determinados pelos ensaios isotrópicos realizados no Capítulo 4 (Fig. 4.11 e 4.15) para as amostras cimentadas curadas nas tensões de 50, 250 e 500 kN/m². A partir dos dados da Tabela 5.1 pode-se verificar que as amostras curadas na tensão confinante de 50 kN/m² e cisalhadas a 250 e 500 kN/m² de confinamento (amostras C50-250 e C50-500) foram carregadas com tensões isotrópicas próximas ou superiores à tensão de início de plastificação durante o processo de aplicação das tensões confinantes, e conseqüentemente causando quebra ou dano da matriz cimentante antes da aplicação das tensões cisalhantes. O mesmo pode ser observado na amostra curada com 250 kN/m² e cisalhada com confinamento de 500 kN/m² (amostra C/250-500). As demais amostras não sofreram plastificação durante a aplicação das tensões isotrópicas de confinamento, pois todas tiveram um descarregamento ou mantiveram a mesma tensão confinante após o período de cura. Por outro lado, se utilizado o critério da tensão de pré-consolidação equivalente como critério de identificação de desestruturação [obtida conforme Fig. 4.14 analogamente ao método de VARGAS (1953) para ensaios oedométricos], nenhuma amostra seria considerada plastificada pelas tensões isotrópicas aplicadas.

A Fig. 5.4 apresenta em detalhe as curvas tensão-deformação ($q:\varepsilon_a$) e módulo secante versus deformação axial ($E_{sec}:\varepsilon_a$) para as amostras curadas a 50 kN/m². Apesar do aumento das tensões confinantes causar uma pequena diminuição do índice de vazios (Fig. 5.1), verifica-se que há uma diminuição da rigidez com o aumento das tensões confinantes. Essa perda de rigidez com o aumento das tensões confinantes acontece provavelmente devido à quebra ou dano da matriz cimentante ainda durante a aplicação das tensões de confinamento utilizadas para a etapa de cisalhamento. Percebe-se que tal degradação acontece antes mesmo de alcançada as tensões de pré-consolidação equivalente e, portanto, a utilização de tal método, apesar de sua simplicidade e freqüentemente utilizado pela literatura, não parece ser o mais indicado na determinação da tensão isotrópica de plastificação. Por esse fato, a tensão

isotrópica de plastificação foi considerada para as demais análises como sendo a tensão isotrópica de início de plastificação obtida nos ensaios isotrópicos do Capítulo 4.

TABELA 5.1: Valores de tensão isotrópica de início de plastificação e tensão de pré-consolidação equivalente

Tensão de cura (kN/m ²)	Tensão isotrópica de início de plastificação (kN/m ²)	Tensão de pré-consolidação equivalente (kN/m ²)
50	244	865
250	490	1203
500	863	1571

Amostras cisalhadas sob tensões confinantes superiores à tensão isotrópica de início de plastificação apresentaram uma queda progressiva de rigidez conforme o nível de desestruturação de sua matriz cimentante causada pela própria tensão confinante aplicada (Fig. 5.4). Em amostras cisalhadas com tensões confinantes inferiores às suas tensões confinantes de cura, os módulos secantes encontraram-se dentro de uma mesma faixa de valores e nenhum comportamento claro de aumento ou diminuição da rigidez com a diminuição do valor da tensão confinante foi observado, como pode ser verificado pelas curvas apresentadas na Fig. 5.5a de módulo secante versus deformação axial ($E:\varepsilon_a$) das amostras C/500-50, C/500-250 e C/500-500. Na faixa de tensões confinantes situadas entre a tensão de cura e a tensão isotrópica de início de plastificação, nada pode ser concluído porque nenhum ensaio realizado encontrava-se nessa situação.

A desestruturação durante a aplicação das tensões confinantes não causa apenas diminuição da rigidez da amostra, mas também perda de resistência. O melhor exemplo disso é o apresentado por CONSOLI et al. (1998) para duas amostras de solo residual cisalhadas sob duas condições distintas: 1) cisalhada sob confinamento de 20 kN/m² e, 2) carregada isotropicamente até 100 kN/m², descarregada até 20 kN/m² e então cisalhada. A segunda amostra apresentou menor rigidez, maior deformabilidade volumétrica e também menor resistência de pico em relação à primeira amostra. Esse comportamento foi atribuído pelos autores devido a desestruturação imposta na segunda amostra pelo pré-carregamento isotrópico realizado antes do cisalhamento.

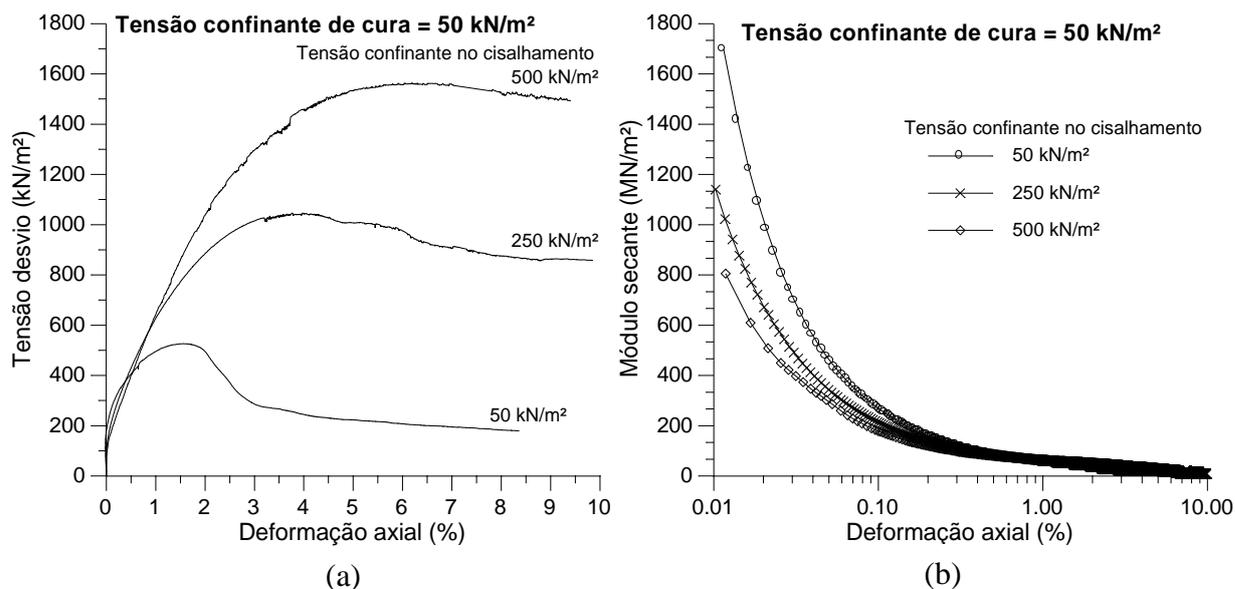


FIGURA 5.4: Comportamento das amostras curadas sob tensões confinantes de 50 kN/m²: a) tensão desvio versus deformação axial, b) módulo secante versus deformação axial

5.4 Análise da influência do índice de vazios e tensão confinante na matriz cimentante

A resistência e rigidez de solos cimentados e não cimentados são diretamente influenciados pelo índice de vazios e pela tensão confinante aplicada. Porém, identificar separadamente os efeitos oriundos do aumento da tensão confinante e da diminuição do índice de vazios em solos que possuem fração argilosa não é algo tão simples. Quando aumenta-se o nível de confinamento da amostra, inevitavelmente também há diminuição do seu índice de vazios, e desta forma não consegue-se identificar precisamente qual a origem dos efeitos observados. Porém, utilizando as amostras cimentadas curadas a 500 kN/m² e cisalhadas a tensões confinantes iguais ou inferiores a de cura (amostras C/500-50, C/500-250 e C/500-500 da Fig. 5.1) onde praticamente não há variação de volume no descarregamento isotrópico, consegue-se avaliar a influência da tensão confinante sem a interferência da variação do índice de vazios. O mesmo pode-se realizar com amostras não cimentadas pré-adensadas até a tensão de 500 kN/m² e cisalhadas a tensões iguais ou inferiores ao de pré-adensamento (amostras NC/500-50, NC/500-250 e NC/500-500 da Fig. 5.1) para comparação entre o comportamento de amostras cimentadas e não cimentadas.

O comportamento tensão-deformação obtido das amostras cimentadas e não cimentadas cisalhadas sob diferentes tensões confinantes num mesmo índice de vazios são apresentados na Fig. 5.5, e indicam que a queda das tensões confinantes resulta em diminuição de resistência de pico e torna o material menos compressível.

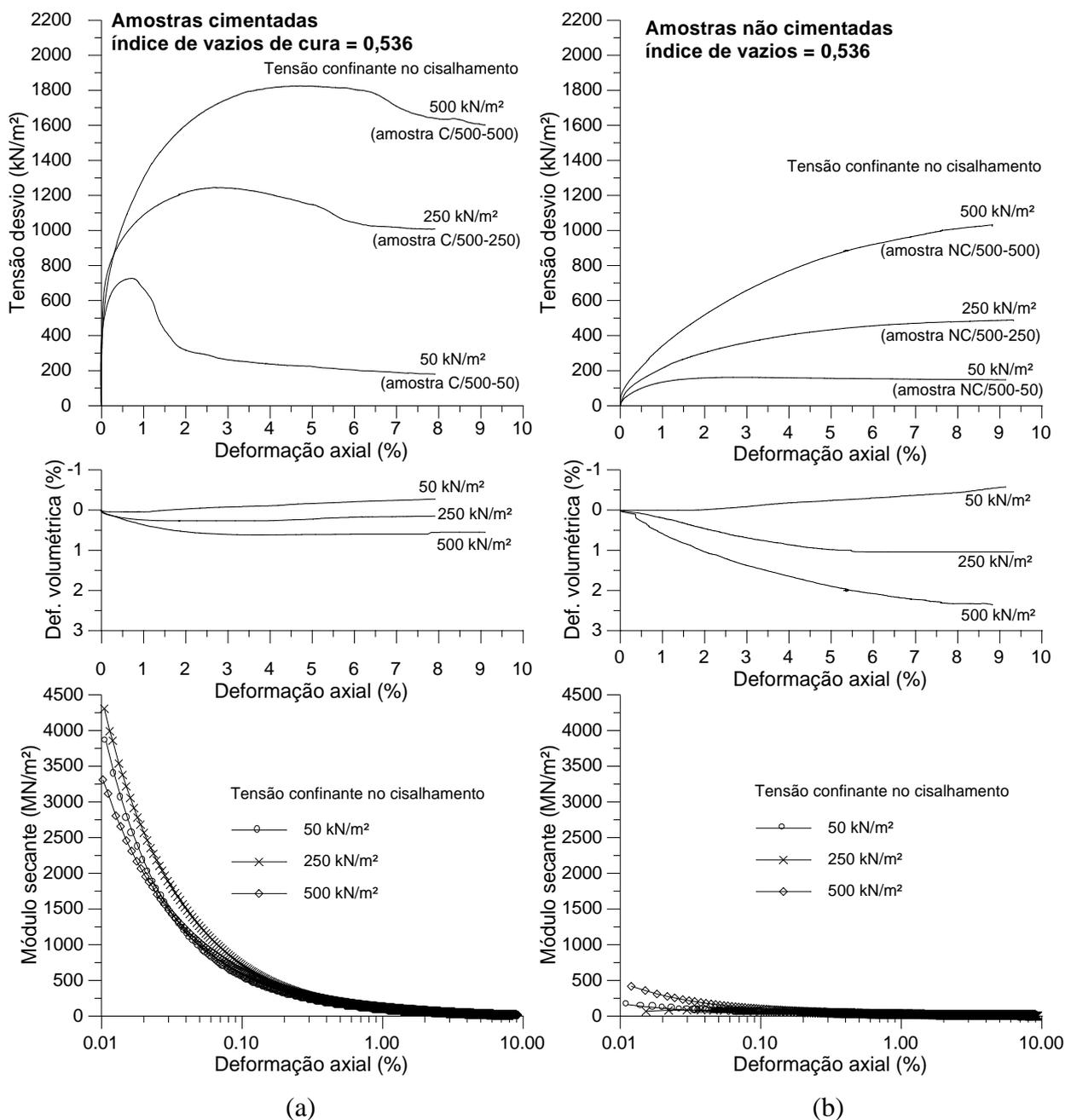


FIGURA 5.5: Comportamento tensão-deformação de amostras cisalhadas sob diferentes tensões confinantes e com mesmo índice de vazios: a) amostras cimentadas, b) amostras não cimentadas

A Fig. 5.6 apresenta os resultados das amostras cimentadas e não cimentadas curadas em diferentes índices de vazios e cisalhadas sob mesma tensão confinante.

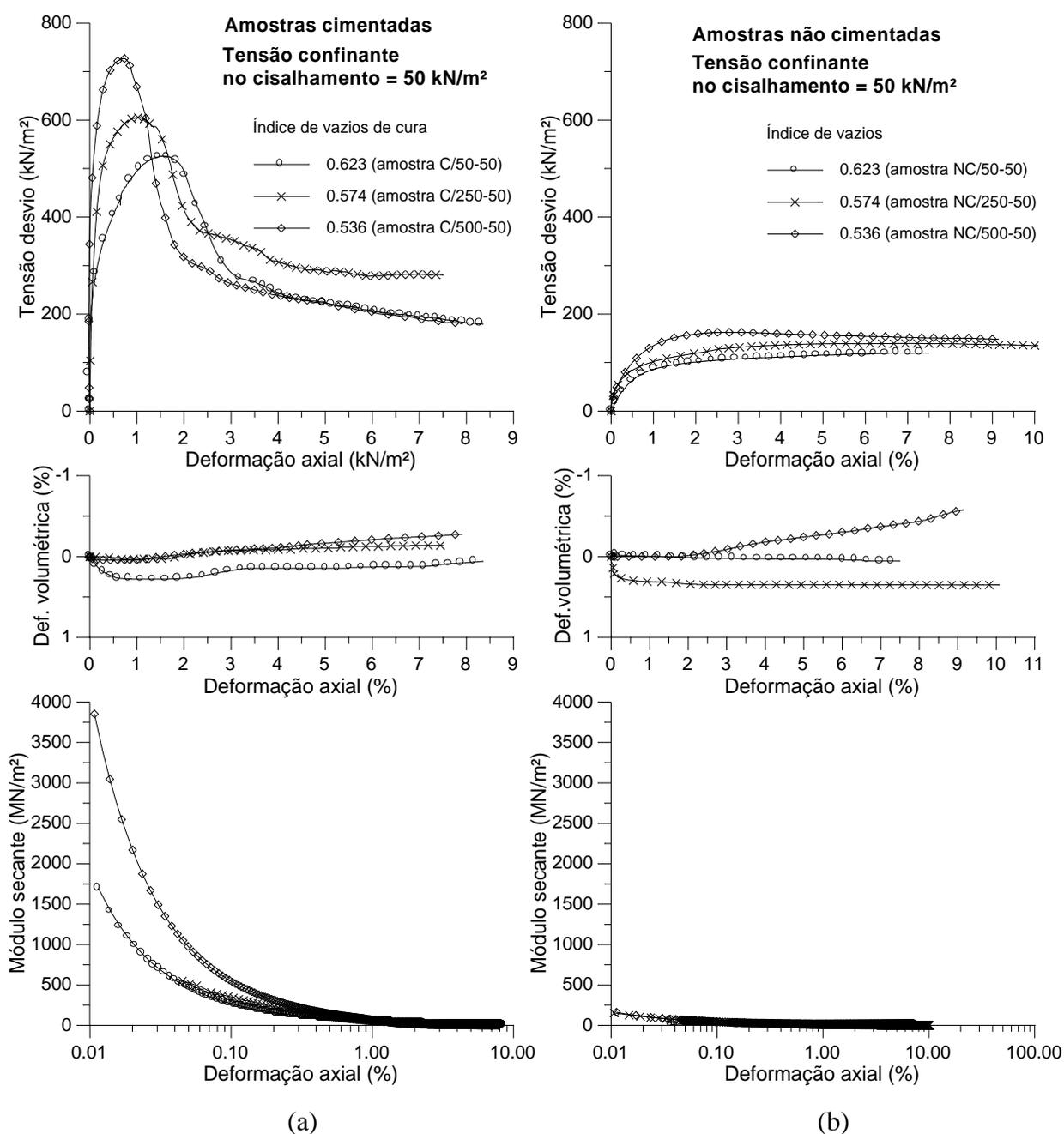


FIGURA 5.6: Comportamento tensão-deformação de amostras cisalhadas sob mesma tensão confinante e com diferentes índices de vazios: a) amostras cimentadas, b) amostras não cimentadas

Os resultados apresentados na Fig. 5.6 mostram que a diminuição do índice de vazios provoca aumento de rigidez e resistência de pico tanto nas amostras cimentadas quanto nas amostras não cimentadas, além de tornar o comportamento do material menos compressível.

A Fig. 5.7 exemplifica uma forma semelhante à adotada nos ensaios isotrópicos (Fig. 4.6) para separar a parcela resistida pelo arranjo das partículas de solo (q_o) da parcela resistida pela matriz cimentante durante o cisalhamento (q_{estr}). A curva 'A' da Fig. 5.7, obtida da amostra cisalhada sem adição de cimento, é utilizada para representar as tensões resistidas somente pela parcela friccional do solo, visto que nenhuma estrutura cimentante encontra-se formada. A distância vertical entre a curva 'A' e a curva 'B', esta obtida de uma amostra cisalhada sob as mesmas condições de índice de vazios e tensão confinante, porém cimentada, representa a parcela de contribuição da cimentação na resistência do solo cimentado.

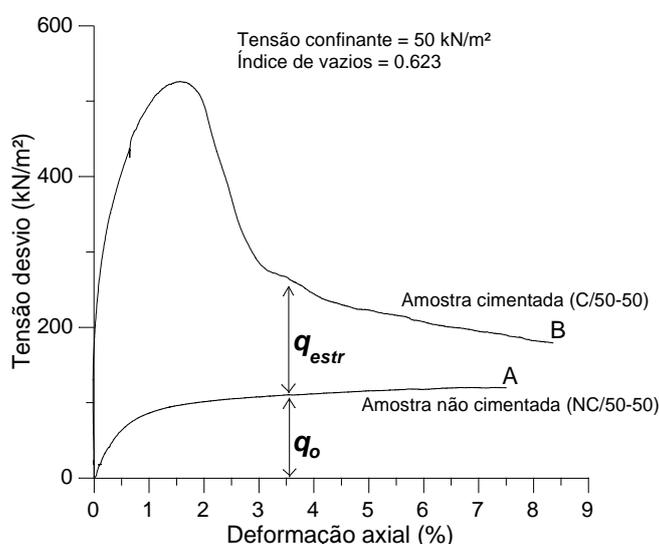


FIGURA 5.7: Separação da parcela de resistência provinda do arranjo entre partículas e da cimentação

O método descrito na Fig. 5.7 para separar a contribuição da estrutura cimentante na resistência do solo foi utilizado nos resultados apresentados na Fig. 5.5 e 5.6 para analisar qualitativamente a influência do índice de vazios da amostra e da tensão confinante de solo diretamente na matriz cimentante. A Fig. 5.8a apresenta as diferenças entre as tensões das amostras cimentadas e das amostras não cimentadas da Fig. 5.5 (mesmo índice de vazios, mas cisalhadas a diferentes tensões confinantes) com a deformação axial, e a Fig. 5.8b as curvas obtidas com as amostras da Fig. 5.6 (amostras com diferentes índices de vazios, mas cisalhadas sob mesma tensão confinante). A partir desses resultados, verifica-se que o aumento das tensões confinantes e/ou a diminuição do índice de vazios de formação da cimentação provocam um aumento no valor absoluto da parcela de contribuição da matriz cimentante na resistência da amostra cimentada.

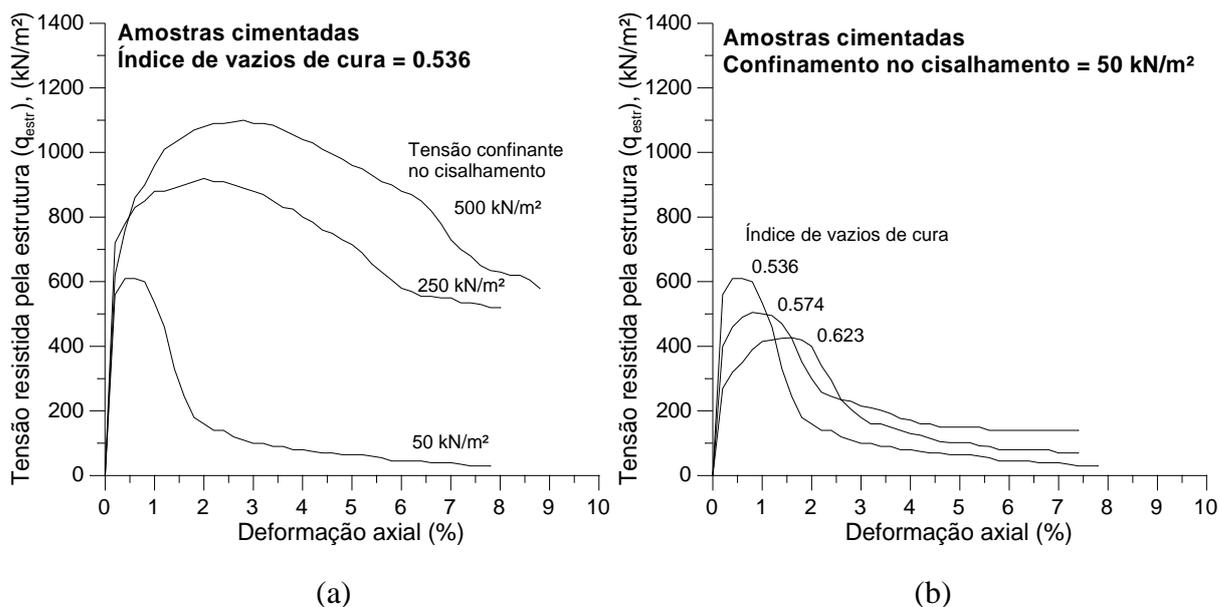


FIGURA 5.8: Curvas tensão resistida pela estrutura versus deformação axial: a) amostras com mesmo índice de vazios cisalhadas sob diferentes tensões confinantes, b) amostras com diferentes índices de vazios cisalhadas sob mesma tensão confinante

Um ponto a ser observado na Fig. 5.8 é a tendência das curvas de convergirem ao eixo das abcissas com o aumento das deformações. Isso significa que as curvas tensão-deformação das amostras cimentadas tendem a convergir em direção à curva tensão-deformação das amostras não cimentadas indicando, diferentemente ao observado nos ensaios isotrópicos, desestruturação e perda de contribuição da cimentação com o aumento das deformações. Comportamento semelhante também foi observado por CLOUGH et al. (1981).

A Fig. 5.8 apresenta em termos absolutos a influência da tensão confinante e do índice de vazios de cura no ganho de resistência com a introdução de uma matriz cimentante. As Tab. 5.2 e 5.3 procuram apresentar em termos relativos a influência do índice de vazios de cura e da tensão confinante no ganho de resistência de pico com a introdução de uma matriz cimentante.

A Tab. 5.2 mostra a contribuição relativa da cimentação no ganho de resistência de pico em amostras curadas em diferentes índices de vazios e cisalhadas sob mesma tensão confinante. Os valores obtidos mostram que há um pequeno aumento de ganho relativo de resistência de pico com a diminuição do índice de vazios de formação da estrutura cimentante. Esse resultado encontra-se em desacordo com as conclusões obtidas por HUANG & AIREY

(1998) que obtiveram em ensaios de compressão não confinada diminuição do ganho relativo de resistência com o aumento da densidade da amostra. Porém, analisando os valores relativos obtidos da Tab. 5.3, observa-se que existe uma diminuição significativa da contribuição relativa de ganho de resistência de pico com o aumento das tensões confinantes utilizadas durante o cisalhamento da amostra. Outro ponto que pode-se citar é que, dentro da faixa de densidades e tensões confinantes utilizadas, as tensões confinantes aplicadas durante o cisalhamento apresentam uma influência muito superior no ganho relativo de resistência de pico que a densidade na qual a amostra teve a sua matriz cimentante formada.

TABELA 5.2: Ganho relativo de resistência de pico com a cimentação em amostras curadas em diferentes índices de vazios e cisalhadas sob tensão confinante de 50 kN/m²

Amostras	Índice de vazios de cura	Tensão desvio máxima (q_p) amostra cimentada	Tensão desvio máxima (q_{op}) Amostra não cimentada	Ganho relativo de resistência de pico com a cimentação $(q_p - q_{op})/q_{op}$
C/50-50 NC/50-50	0,623	506 kN/m ²	124 kN/m ²	3,08
C/250-50 NC/250-50	0,574	612 kN/m ²	146 kN/m ²	3,19
C/500-50 NC/500-50	0,536	730 kN/m ²	168 kN/m ²	3,34

TABELA 5.3: Ganho relativo de resistência de pico com a cimentação em amostras com mesmo índice de vazios (0,536) e cisalhadas sob diferentes tensões confinantes

Amostras	Tensão confinante de ensaio	Tensão desvio máxima (q_p) amostra cimentada	Tensão desvio máxima (q_{op}) Amostra não cimentada	Ganho relativo de resistência de pico com a cimentação ($(q_p - q_{op})/q_{op}$)
C/500-50 NC/500-50	50 kN/m ²	730 kN/m ²	168 kN/m ²	3,34
C/500-250 NC/500-250	250 kN/m ²	1256 kN/m ²	490 kN/m ²	1,56
C/500-500 NC/500-500	500 kN/m ²	1834 kN/m ²	1032 kN/m ²	0,77

Devido ao reduzido número de ensaios, é possível realizar apenas uma análise qualitativa da influência do índice de vazios e tensões confinantes na contribuição da resistência conforme a Fig. 5.8. Um maior número de ensaios utilizando maiores tensões de cura e de confinamento no cisalhamento são necessários para identificar de forma quantitativa o comportamento $q_{estr}:e:\sigma_3'$.

5.5 Envoltórias de ruptura e superfícies de plastificação

Ensaio triaxiais CID foram realizados em amostras cimentadas curadas sob três tensões confinantes distintas, e conseqüentemente em diferentes índices de vazios, conforme Fig. 5.1a (pontos B, C e D), simulando amostras situadas a três diferentes profundidades de um depósito sedimentar cimentado fictício, e cisalhadas sob diferentes valores de confinamento para identificação da variação com a profundidade da superfície de plastificação e envoltória de ruptura.

Ruptura foi considerada como o ponto da curva tensão-deformação correspondente à máxima tensão desvio.

O procedimento utilizado na identificação dos valores de início de plastificação nos ensaios isotrópicos do Capítulo 4 (Fig. 4.7a) foi adotado para a obtenção dos pontos de plastificação no cisalhamento, como sendo o ponto de separação da curva tensão-deformação do comportamento linear inicial no espaço $\varepsilon_a \cdot \log(t)$. Porém, diferentemente ao Capítulo 4, utilizou-se o procedimento diretamente nas curvas tensão-deformação do material, e não nas curvas tensão-deformação da estrutura cimentante, por não serem possíveis de obtenção amostras não cimentadas em índices de vazios correspondentes aos índices de vazios de cura das amostras cimentadas C/50-500, C/50-250 e C/250-500. A Fig. 5.9 exemplifica o método utilizado.

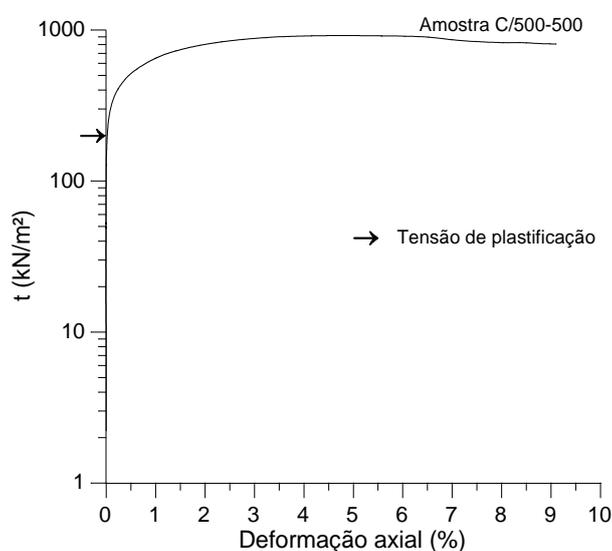
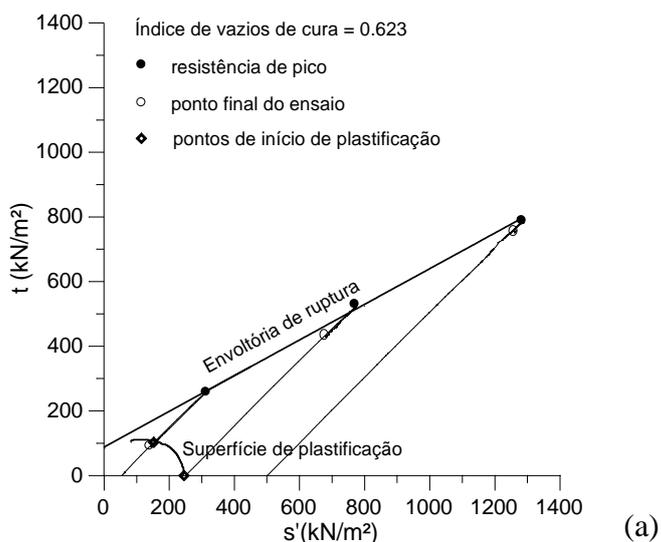


FIGURA 5.9: Método utilizado para determinação do ponto de plastificação em ensaios triaxiais CID

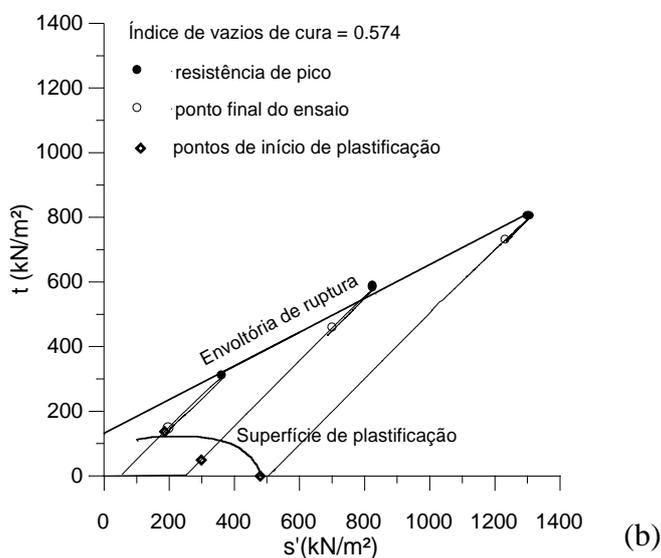
A Fig. 5.10 apresenta as trajetórias de tensões das amostras curadas nas tensões confinantes de 50, 250 e 500 kN/m² e suas respectivas envoltórias de ruptura e superfícies de plastificação.

**Equações de ajuste:**

- envoltória de ruptura

$$y = 0.5413 * x + 95.59$$

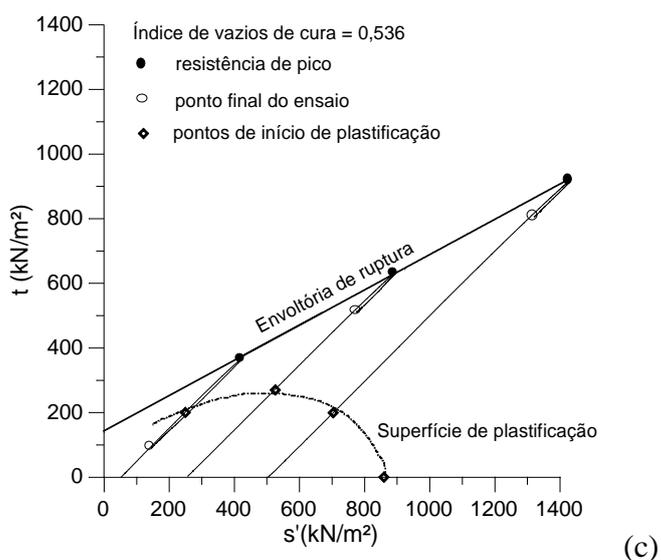
$$r^2 = 0.999$$

**Equações de ajuste:**

- envoltória de ruptura

$$y = 0.524 * x + 125.66$$

$$r^2 = 0.995$$

**Equações de ajuste:**

- envoltória de ruptura

$$y = 0.5459 * x + 138.31$$

$$r^2 = 0.999$$

FIGURA 5.10: Envoltória de ruptura, envoltória no estado último e superfície de plastificação: a) amostras curadas a 50 kN/m², b) amostras curadas a 250 kN/m² c) amostras curadas a 500 kN/m²

O primeiro aspecto que pode ser observado a partir da Fig. 5.10 é a confirmação da conclusão do Capítulo 4 sobre a expansão da superfície de plastificação com a diminuição do índice de vazios de formação da estrutura cimentante. Verifica-se na Fig. 5.10 que a expansão não ocorre apenas na direção do eixo isotrópico, mas também em todas as direções dentro do espaço de tensões $s':t$. Portanto, nas condições de contorno da simulação realizada, novamente vê-se a tendência de expansão da superfície de plastificação com a profundidade da camada que acarretará modificações nos parâmetros de deformabilidade dos elementos de solo ao longo do perfil. Um exemplo dessa modificação pode ser observado no valores de módulo secante das amostras curadas em diferentes índices de vazios de cura e cisalhadas na mesma tensão confinante (Fig. 5.6a).

Os pontos de resistência de pico foram ajustados com retas, também apresentados na Fig. 5.10, fornecendo um coeficiente de correlação (r^2) próximos a 1,0. Os valores dos parâmetros de resistência obtidos das equações de regressão linear para as amostras curadas nos diferentes índices de vazios correlacionados com as tensões confinantes de cura são apresentados na Tab. 5.4.

TABELA 5.4: Parâmetros de resistência das amostras cimentadas sob diferentes tensões confinantes e índices de vazios de cura

Tensão de cura (kN/m ²)	Índice de vazios de cura	c' (kN/m ²)	ϕ' (graus)
50	0.623	113.7	32.8
250	0.574	147.5	31.7
500	0.536	165.1	33.1

Ao contrário do observado por CLOUGH et al. (1981) em amostras de areia artificialmente cimentadas, onde o aumento da densidade com um mesmo teor de agente cimentante provocou também um aumento no valor do ângulo de atrito, os valores das amostras cimentadas deste programa experimental mantiveram-se em torno de $\phi' = 32,5^\circ$, não apresentando uma tendência significativa de aumento ou diminuição do seu valor com a diminuição do índice de vazios de cura.

Porém, a diminuição do índice de vazios de 0,623 para 0,536 provocou um significativo aumento no valor da coesão do material de 113,7 kN/m² para 165,1 kN/m², refletindo o crescimento das resistências de pico das amostras com o aumento da densidade de cura devido ao melhor envolvimento da cimentação nos grãos de solo.

5.6 Espaço $e:\log(s')$

Na Fig. 5.11 estão plotados os caminhos percorridos pelas amostras cimentadas no espaço $e:\log(s')$ durante o cisalhamento juntamente com as curvas de compressão isotrópica obtidas no Capítulo 4 das amostras cimentadas com tensões confinantes de 50, 250 e 500 kN/m². Surpreendentemente, observa-se que durante o cisalhamento as amostras seguem um caminho muito semelhante à curva de compressão isotrópica correspondente à amostra curada na mesma tensão confinante.

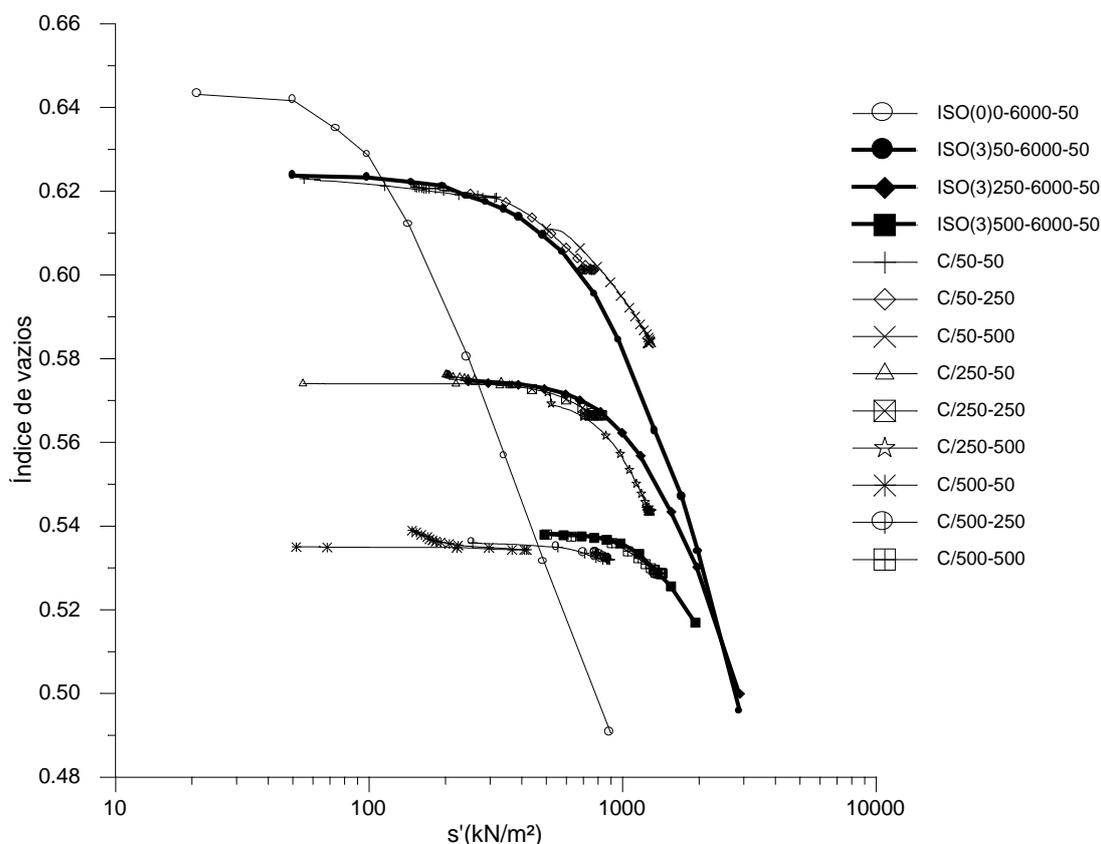


FIGURA 5.11: Curvas $e:\log(s')$ das amostras cimentadas durante o cisalhamento

BRESSANI (1990) também comparou resultados de ensaios triaxiais CID e oedométrico no espaço $e:\log(s')$ em amostras de marga (*Corinth marl*) conforme Fig.5.12. As curvas obtidas durante o cisalhamento encontraram-se todas posicionadas entre as curvas do ensaio oedométrico da amostra estruturada e da amostra remoldada no limite de liquidez. O autor, a partir desses resultados, chega a sugerir a possibilidade da curva do ensaio oedométrico representar uma envoltória limite de estados possíveis no espaço $e:\log(p')$ para o cisalhamento.

Talvez a envoltória no espaço $e:\log(s')$ não seja a curva obtida a partir do ensaio oedométrico como sugerido por BRESSANI (1990), mas sim a curva obtida a partir de ensaios isotrópicos. Isso poderia explicar o comportamento das curvas da Fig. 5.11 obtidas durante o cisalhamento, onde, por não poderem ultrapassar as curvas de compressão isotrópica, acabam seguindo-as e apresentando um comportamento quase que similar.

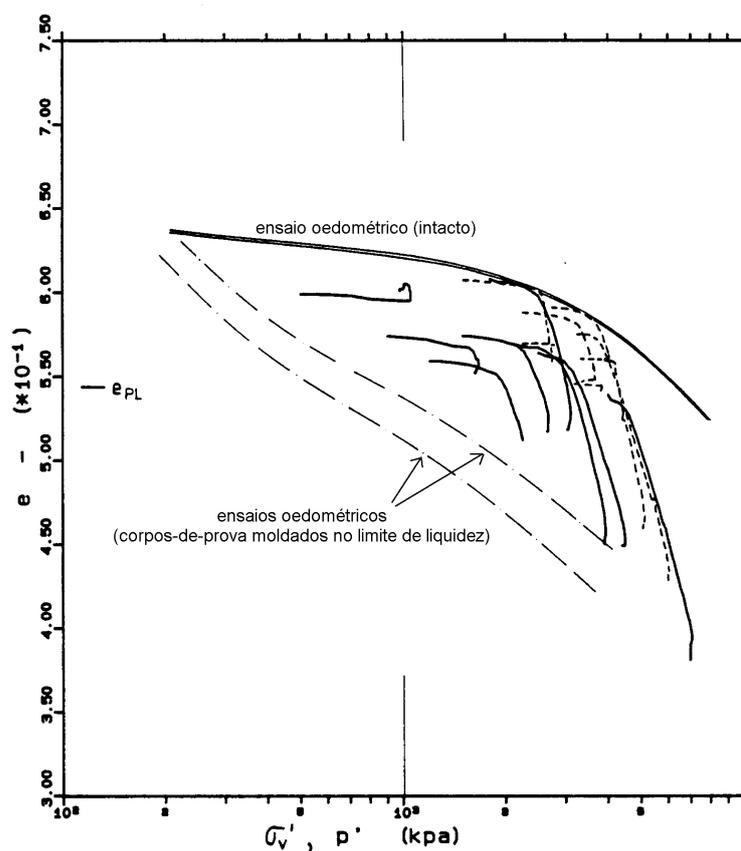


FIGURA 5.12: Curvas $e:\log(s')$ obtidas de marga (BRESSANI, 1990)

CAPÍTULO 6

COMENTÁRIOS FINAIS

A eficácia de um projeto geotécnico é somente obtida quando utilizado um modelo constitutivo que consiga representar o real comportamento tensão-deformação do solo e que neste seja utilizado parâmetros de resistência e deformabilidade do solo obtidos por meio de técnicas adequadas de amostragem e execução de ensaio.

A técnica atual para determinação dos parâmetros de resistência e deformabilidade do solo através de ensaios laboratoriais consiste em obter amostras numa profundidade representativa da camada e ensaiá-las sob diversas tensões confinantes para simular o efeito das tensões geostáticas na rigidez e resistência. Portanto, a determinação das espessuras das camadas e suas respectivas profundidades representativas para extração das amostras exercem papel fundamental no projeto, visto que os parâmetros obtidos dessas amostras são utilizados como parâmetros médios para todos os elementos de solo ao longo da camada.

Uma análise da Fig. 6.1, concebida a partir dos resultados da simulação em laboratório da formação e carregamento de um depósito sedimentar cimentado fictício realizada nos Capítulos 4 e 5, e que será desenvolvida detalhadamente a seguir, sugere que a adoção de parâmetros médios obtidos de uma única profundidade dita representativa para toda a camada pode inserir riscos à eficácia do projeto geotécnico por não considerar a expansão da superfície de plastificação com a profundidade.

A reta 'a' da Fig. 6.1a define a variação das tensões geostáticas com a profundidade – representadas pelas tensões efetivas médias (s') obtidas pela fórmula $s' = 0,5 \cdot (1 + K_o) \cdot Z \cdot \gamma_{nat}$ - para um depósito sedimentar hipotético. Neste caso, os elementos nas profundidades A, B, e C estão submetidos respectivamente às tensões s'_A , s'_B e s'_C sobre a linha K_o . Caso o depósito não possua qualquer tipo de estrutura cimentante, a superfície de plastificação terá a sua origem nas máximas tensões a que este foi submetido na sua história de tensões (tensões de pré-adensamento). Se o depósito encontrar-se normalmente adensado, as tensões máximas a que este foi submetido coincidem com as tensões geostáticas atuantes no momento, ou seja, a interseção da superfície de plastificação com a linha K_o para cada elemento de solo nas

diversas profundidades coincidirá com as tensões efetivas médias geostáticas a que cada um está submetido (Fig. 6.1b1). Como cada elemento está submetido a uma diferente tensão geostática conforme a profundidade em que se encontra, parece claro que haverá diferentes superfícies de plastificação para cada elemento ao longo do perfil, onde os mais profundos (elemento *C*) terão uma superfície de plastificação maior que a de um elemento mais superficial (elemento *A*).

Caso o depósito esteja pré-adensado, as tensões de plastificação ao longo do perfil serão exatamente as tensões de pré-adensamento representadas pelas tensões efetivas médias da reta '*b*' na Fig. 6.1a, que estarão transladadas à direita das tensões geostáticas atuantes (exemplos podem ser encontrados em perfis de argila canadense e do Vale do México apresentados respectivamente nas Fig. 7.11 e 7.13 de LAMBE, 1979). Note que há uma tendência de paralelismo entre as duas retas, pois um alívio de tensões geostáticas durante a história de tensões do depósito devido, por exemplo, a uma erosão é de igual magnitude para todos os elementos independentemente da sua profundidade. Como cada elemento de solo foi solicitado a diferentes tensões geostáticas máximas durante a sua história de tensões, diferentes superfícies de plastificação também serão obtidas conforme a profundidade do elemento no perfil (Fig. 6.1b2).

Se o depósito desenvolver uma estrutura cimentante após a sua total consolidação, as tensões de plastificação na linha K_o variarão com a profundidade conforme a reta '*c*' da Fig. 6.1a, independentemente do depósito encontrar-se em estado pré-adensado ou normalmente adensado durante a formação da cimentação (ver item 4.5.2 e Fig. 4.12). Note que a reta '*c*' afasta-se da reta das tensões geostáticas atuantes conforme o aumento da profundidade, comportamento este observado tanto na simulação realizada (Fig. 4.23) quanto em solos naturalmente cimentados (Fig. 4.22). Novamente, como nos dois casos anteriores, diferentes superfícies de plastificação serão obtidas conforme a profundidade do elemento de solo (Fig. 6.1c3)¹.

¹ Utilizou-se neste caso o modelo proposto por CUCCOVILLO & COOP (1999) para solos cimentados com efeito preponderante da cimentação em relação à dilatância (Fig. 2.4a).

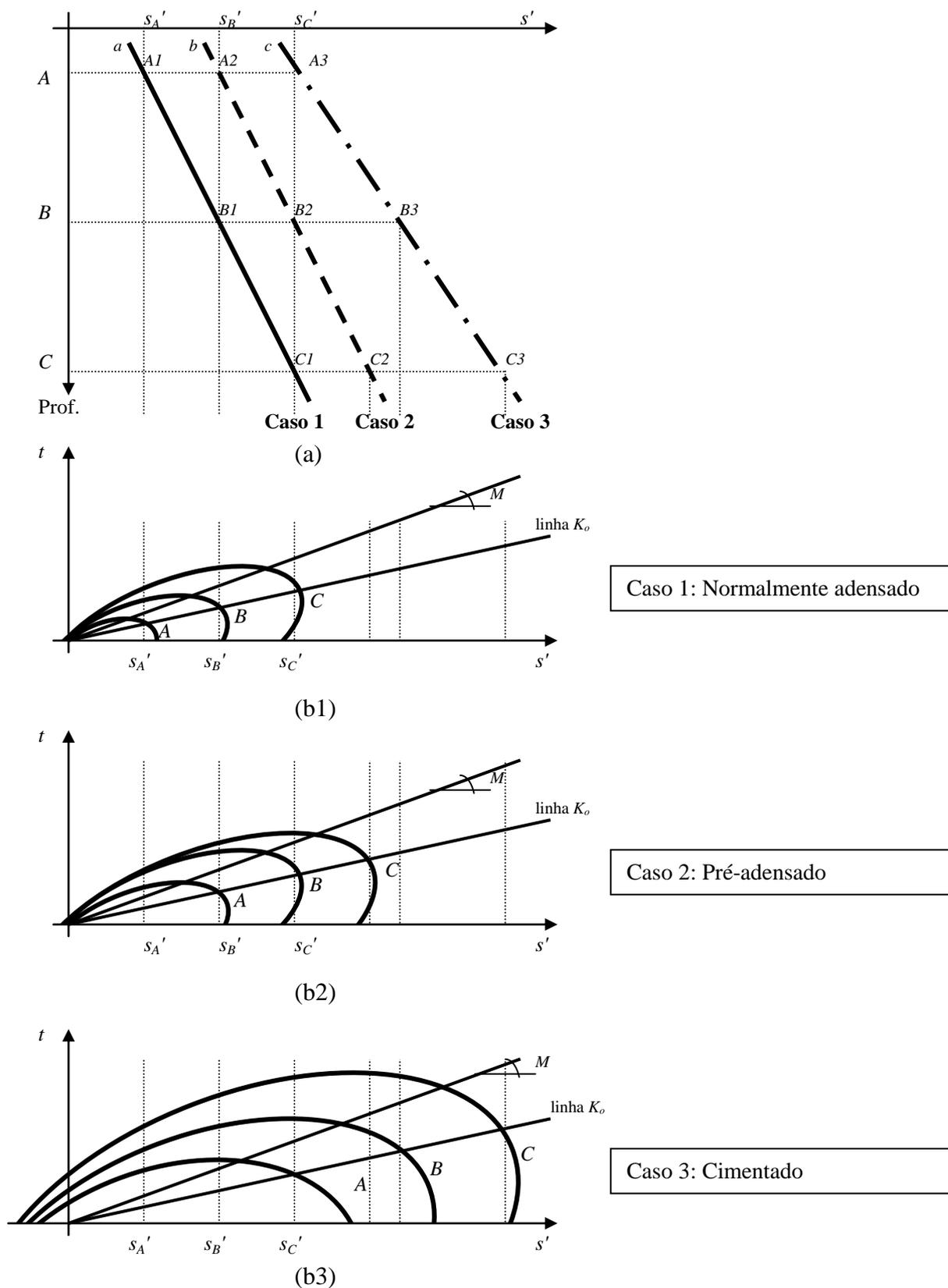


FIGURA 6.1: Expansão da superfície de plastificação com a profundidade para um depósito sedimentar em situação normalmente adensado, pré-adensado e cimentado: a) variação da tensão de plastificação com a profundidade, b) superfícies de plastificação

Analisando apenas um elemento a uma determinada profundidade (por exemplo, o elemento na profundidade A) pode-se observar que um pré-adensamento provoca uma expansão da superfície de plastificação. E essa expansão pode ser ainda maior caso uma estrutura cimentante seja formada.

No Capítulo 4, demonstrou-se que a tensão isotrópica de plastificação provinda da cimentação sempre é superior à máxima tensão isotrópica aplicada antes da formação da estrutura cimentante (Fig. 4.11 e 4.15), e que esta é independente do solo encontrar-se em estado normalmente adensado ou pré-adensado durante a formação da sua cimentação (Fig. 4.12) desde que tenha o mesmo índice de vazios de formação da cimentação. Portanto, a partir dessas conclusões, a superfície de plastificação devido à cimentação formada (superfície A da Fig. 6.1b3) sempre será maior e estará sobreposta à superfície de plastificação originada de um pré-adensamento existente anteriormente (superfície A da Fig. 6.1b1). Isso somente não acontecerá se houver um carregamento após a formação da matriz cimentante que provoque a sua desestruturação.

Porém, analisando os elementos ao longo do perfil, pode-se observar que existe, tanto no caso normalmente adensado, pré-adensado ou cimentado, uma expansão da superfície de plastificação com a profundidade causada pela diminuição do índice de vazios durante o processo de adensamento dos elementos de solo. Note que esta expansão ocorre tanto na direção da linha K_0 e eixo isotrópico quanto nos estados acima do estado crítico [a Fig. 10.4 apresentada no livro de ATKINSON (1993) mostra para o caso de solos pré-adensados e a Fig. 5.10 desta dissertação para o caso de solos cimentados].

Então, se a profundidade B for adotada como a profundidade “representativa” do depósito, estaria sendo considerada a superfície de plastificação do elemento B também válida para os elementos das profundidades A e C , o que não é verdadeiro! A superfície de plastificação do elemento de solo B apresenta-se maior que a do elemento A e menor que a do C , e assim erros serão inseridos na análise de resistência e deformabilidade. Se o elemento de solo amostrado em B for cisalhado sob tensão confinante s_A' para simular o comportamento do elemento A na sua tensão geostática, serão obtidos tensões de pico e módulos maiores que aqueles obtidos diretamente de uma amostra na profundidade A e cisalhada sob a mesma

tensão confinante s_A' .² Isso resultaria numa superestimação da resistência e deformabilidade do solo para aquela profundidade. Por outro lado, se a amostra da profundidade B for cisalhada sob tensões confinantes s_C' para simular o comportamento do elemento C sob suas tensões geostáticas, seriam obtidas tensões de pico e módulos inferiores aos que realmente corresponderiam aos elementos da profundidade C .³ Neste último caso, a própria aplicação de maiores tensões confinantes no elemento B para simular outros elementos ainda mais profundos poderia ultrapassar a tensão de plastificação e danificar a estrutura cimentante (CONSOLI et al., 1998 e 2000) resultando em resistência e deformabilidade ainda menores que as reais (ver item 5.3). Tais considerações, se não forem observadas durante a fase de amostragem, podem resultar, dependendo o caso, numa subestimativa ou superestimativa da resistência e deformabilidade do solo colocando em risco a eficácia do projeto geotécnico.

A superfície de plastificação é influenciada pela tensão de pré-consolidação nos casos de solos argilosos não cimentados e pelo índice de vazios de formação da estrutura e do seu nível de cimentação nos casos de solos cimentados. Porém, a maioria dos solos apresentam algum tipo de estrutura cimentante e, então, determinar índice de vazios de formação da cimentação e nível de cimentação ao longo de um perfil de solo natural para determinar a superfície de plastificação é uma tarefa praticamente impossível, ainda mais quando também é necessário conhecer a história de tensões dos elementos após a formação da cimentação para identificar se já ocorreu ou não plastificação do material devido a um pré-carregamento. Portanto, o caminho mais fácil é tentar identificar a variação da tensão isotrópica de plastificação ou a tensão de pré-consolidação equivalente com a profundidade e utilizá-la como um parâmetro de determinação do tamanho e forma da superfície de plastificação ao longo do perfil do solo. Utilizando essa variação de tensão de plastificação com a profundidade, que pode aumentar ou diminuir ou acontecer ambas intercaladamente conforme aumento ou diminuição do índice de vazios e grau de cimentação do solo, pode-se definir como a superfície de plastificação modifica-se ao longo do perfil. Um exemplo da ocorrência de aumento e diminuição intercalado da tensão de plastificação com a profundidade é apresentado por BOONE & LUTENEGGER (1997) para um depósito sedimentar cimentado (Fig. 6.2), onde constatou-se que as modificações dos valores de plastificação com a profundidade deve-se à quantidade não uniforme de agente cimentante ao longo do perfil.

² Compare as amostras C/250-50 e C/50-50 da Fig. 5.2 que representam respectivamente os elementos nas profundidades A e B cisalhados sob confinamento s_A' .

³ Compare as amostras C/250-500 e C/500-500 da Fig. 5.2 que representam respectivamente os elementos nas profundidades B e C cisalhados sob confinamento s_C' .

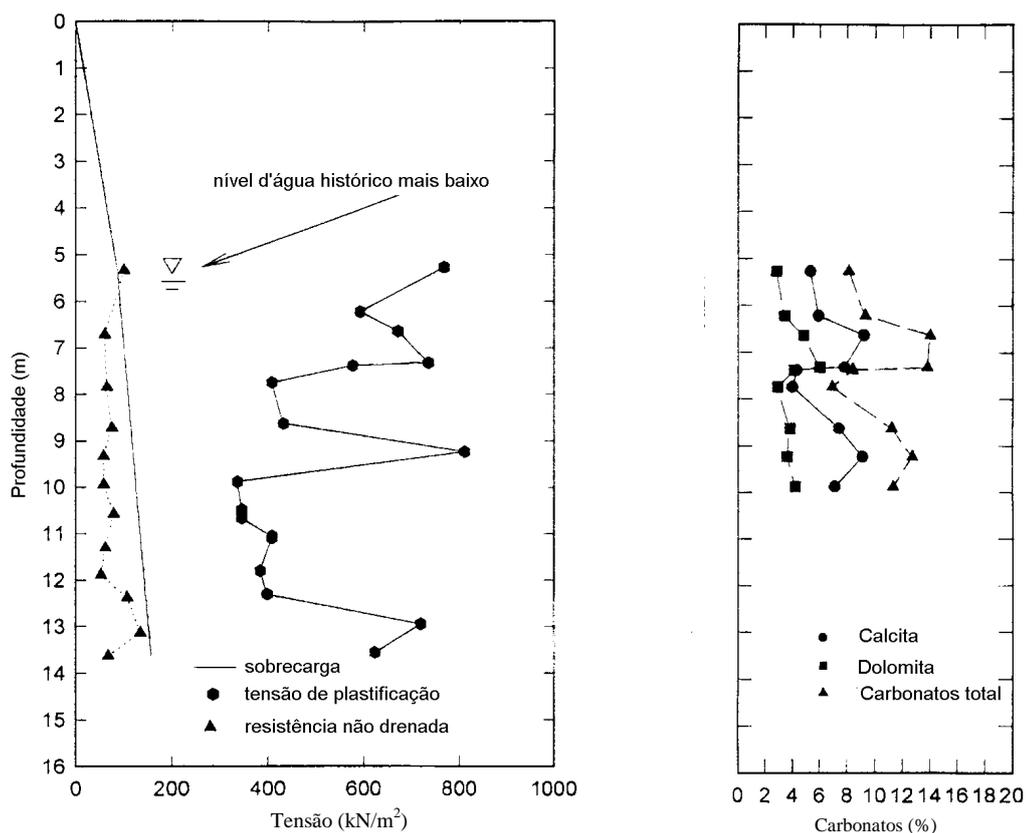


FIGURA 6.2: Variação da tensão de plastificação e quantidade de agente cimentante com a profundidade de um perfil de depósito sedimentar cimentado (BOONE & LUTENEGGER, 1997)

Determinar a tensão de plastificação de um solo residual, sedimentar cimentado ou rocha branda ao longo de todo o perfil através de ensaios isotrópicos ou oedométricos requer uma quantidade razoável de ensaios e, em muitos casos, pode ser inviável por questões econômicas ou de tempo. Os resultados encontrados por KAWASAKI et al. (1993) para determinação da tensão de plastificação ao longo do perfil de uma rocha branda - Fig. 6.3 - mostram que pode haver uma correlação entre os valores de tensão de plastificação obtidos através de ensaios oedométricos e ensaios pressiométricos. Dessa forma, parece ser possível a utilização de ensaios pressiométricos para determinação da variação da tensão de plastificação com a profundidade em solos naturalmente cimentados, e talvez obter vantagens de economia e tempo.

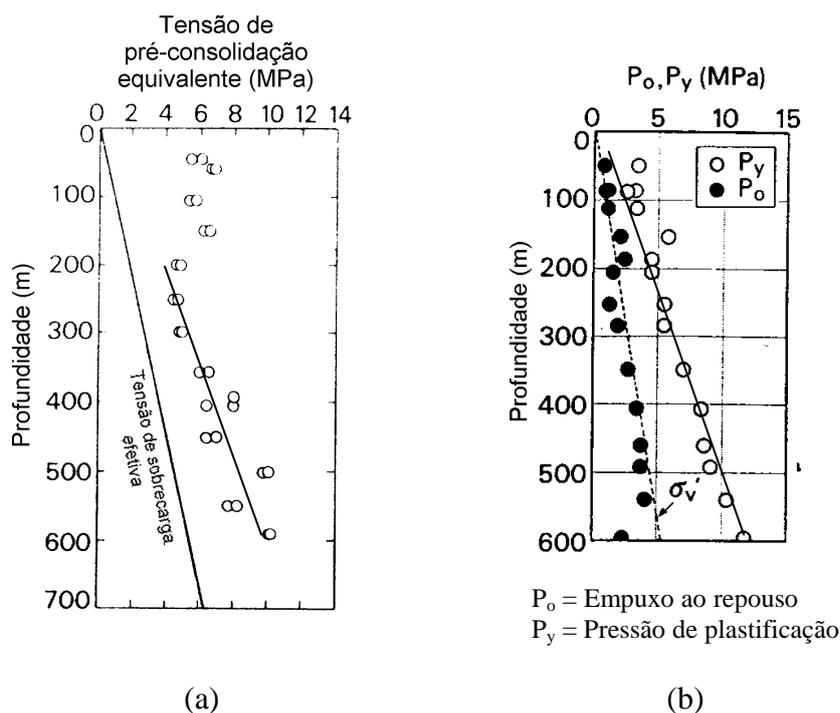


FIGURA 6.3: Variação da tensão de plastificação de uma rocha branda com a profundidade (KAWASAKI et al., 1993): a) através de ensaios oedométricos, b) através de ensaios pressiométricos

O número de casos de solos naturais apresentados são restritos devido à dificuldade de encontrar na literatura trabalhos que estudem a variação da tensão de plastificação com a profundidade da camada. Por isso, a necessidade de maiores estudos direcionados a essa linha de pesquisa é necessário para uma maior comprovação em solos naturalmente cimentados da ocorrência do mesmo comportamento encontrado pela simulação realizada nesta dissertação. A avaliação da possibilidade da utilização da tensão isotrópica de início de plastificação ou da tensão de pré-consolidação equivalente como parâmetro único de determinação da posição e forma da superfície de plastificação também é outro tema para futuros trabalhos. Caso isso seja possível, a variação da superfície de plastificação com a profundidade poderá ser considerada e um modelo mais realístico será então adotado nos projetos geotécnicos.

CAPÍTULO 7

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

7.1 Conclusões

Vinte e um ensaios de compressão isotrópica foram realizados em amostras artificialmente cimentadas curadas em diversas tensões confinantes entre 0 e 2MPa e com diferentes teores de cimento. As amostras foram primeiramente adensadas a vários níveis de tensões de confinamento ao longo da linha de compressão virgem do solo não cimentado e, após o adensamento, curadas com o objetivo de simular a formação de um depósito sedimentar cimentado. Cada tensão confinante de cura representaria uma diferente profundidade ao longo do depósito fictício. Carregamentos isotrópicos foram então aplicados após a cura das amostras de forma a avaliar a contribuição da cimentação na resistência do solo durante o carregamento e a variação da tensão de plastificação em função do índice de vazios e teor de cimento das amostras.

Nove ensaios triaxiais CID foram realizados em amostras curadas com tensão confinante entre 50 e 500 kN/m² de forma a analisar as modificações dos parâmetros de resistência e deformabilidade com a profundidade do depósito simulado. Os mesmos ensaios também possibilitaram avaliar separadamente a influência das tensões confinantes utilizadas durante o cisalhamento e o índice de vazios de formação da estrutura cimentante no comportamento tensão-deformação do solo cimentado. Conjuntamente, seis amostras não cimentadas foram cisalhadas em diferentes índices de vazios e sob diferentes tensões confinantes para determinação do ganho de resistência e rigidez das amostras com a cimentação e obter qualitativamente a influência desses dois fatores na resistência adicional proporcionada pela matriz cimentante.

As conclusões obtidas com os ensaios isotrópicos estão relacionadas a seguir:

- 1) Não observou-se a existência de uma Envoltória de Resistência da Estrutura em compressão conforme o proposto por KAVVADAS & ANAGNOSTOPOULOS (1998).

2) A separação das tensões resistidas pelas amostras de solo-cimento em duas parcelas – friccional e estrutural – indica que a curva de compressão das amostras solo-cimento é formada pela superposição das curvas de compressão isotrópica do solo não cimentado e da curva de compressão isotrópica da estrutura cimentante.

3) As tensões resistidas pela cimentação apresentaram-se sempre crescentes durante todo o carregamento isotrópico, mesmo após a plastificação, indicando a não convergência da curva de compressão isotrópica do material cimentado em direção à curva do material não cimentado. A aparente convergência das duas curvas deve-se à escala semi-log utilizada e à diminuição da relação entre a tensão resistida pela estrutura e a tensão friccional do solo.

4) Nas amostras artificialmente cimentadas estudadas, a tensão isotrópica de início de plastificação e a tensão de pré-consolidação equivalente são função do índice de vazios de cura e do teor de cimento, não dependendo da tensão de cura aplicada e nem de a amostra encontrar-se em estado pré-adensado ou normalmente adensado. Estudos suplementares devem ser realizados de modo a verificar a influência ou não da umidade de moldagem - que acarreta modificações no arranjo microestrutural de solos compactados – nas tensões de plastificação

5) A contribuição relativa da cimentação na resistência do solo foi tanto maior quanto maior o índice de vazios de cura.

6) A diminuição do índice de vazios de formação da estrutura cimentante e/ou aumento do grau de cimentação causam aumento da tensão isotrópica de início de plastificação e de pré-consolidação equivalente, e conseqüentemente expansão da superfície de plastificação do solo. Portanto, conforme a simulação realizada, espera-se que haja expansão da superfície de plastificação dos elementos de solo ao longo da profundidade de um depósito sedimentar homogêneo.

7) Plastificação por expansão durante descarregamento isotrópico não foi verificada na faixa de tensões estudadas indicando a não ocorrência de uma translação da superfície de plastificação com a diminuição do índice de vazios de cura.

8) Resultados em solos residuais e rochas brandas encontrados na literatura apresentaram comportamento semelhante ao obtido pela simulação indicando que também nesses materiais há a expansão da superfície de plastificação ao longo do perfil.

Os resultados obtidos com os ensaios triaxiais permitiram as seguintes conclusões:

1) A introdução de uma matriz cimentante nas amostras provoca aumento de resistência de pico, aumento de rigidez e diminuição de compressibilidade volumétrica.

2) Amostras cisalhadas sob tensões confinantes superiores à tensão isotrópica de início de plastificação apresentam queda progressiva de rigidez conforme o nível de desestruturação de sua matriz cimentante causada pela própria aplicação do confinamento. Portanto, a tensão isotrópica de início de plastificação parece ser a melhor metodologia para determinação da tensão isotrópica de plastificação.

3) Na separação dos efeitos de índice de vazios e confinamento no comportamento mecânico das amostras cimentadas, observou-se que o aumento das tensões confinantes e/ou a diminuição do índice de vazios de formação da estrutura provoca aumento de rigidez e resistência de pico das amostras. Já o aumento das tensões confinantes e/ou aumento do índice de vazios de cura torna o material mais compressível volumetricamente.

4) O aumento das tensões confinantes e/ou a diminuição do índice de vazios de formação da cimentação provocam um aumento absoluto na parcela de contribuição da matriz cimentante na resistência da amostra. Porém, comparando-se relativamente as resistências de pico das amostras cimentadas e não cimentadas, observou-se que há uma maior contribuição relativa de resistência a baixas tensões confinantes de cisalhamento e também quando aumentado a densidade da amostra. Esse aumento relativo de resistência mostrou-se muito mais influenciado pelas tensões confinantes no cisalhamento que pela densidade de cura da amostra..

5) Diferentemente ao observado nos ensaios isotrópicos, há desestruturação e perda de contribuição de resistência da cimentação com o aumento das deformações axiais impostas durante o cisalhamento.

6) Expansão da superfície de plastificação com a diminuição do índice de vazios de formação da cimentação também foi observado nos ensaios triaxiais.

7) A diminuição do índice de vazios de formação da cimentação provocou aumento da coesão, mas não modificou o valor do ângulo de atrito interno (ϕ').

8) Dentro da simulação realizada de um depósito sedimentar no qual forma-se uma matriz cimentante homogênea com a profundidade após a sua total consolidação, espera-se

expansão da superfície de plastificação, aumento de coesão e mesmo valor de ângulo de atrito com a profundidade da camada.

9) Variações das tensões de início de plastificação talvez possam ser utilizadas como parâmetros para determinação da expansão da superfície de plastificação com a profundidade. A desconsideração dessa expansão em um projeto geotécnico pode resultar, conforme o caso, numa superestimativa ou subestimativa da resistência e deformabilidade do solo.

7.2 Sugestões para trabalhos futuros

De modo a dar prosseguimento ao trabalho realizado nesta dissertação e ampliar o conhecimento sobre o comportamento mecânico de materiais geotécnicos cimentados, sugere-se o estudo dos seguintes tópicos:

1) Realização de ensaios triaxiais com diferentes trajetórias de tensões de forma a definir precisamente a variação do formato das superfícies de plastificação com a diminuição do índice de vazios de cura. Também existe a necessidade de complementação dos ensaios triaxiais cisalhando amostras com tensões de cura e confinamento com valores entre 500 e 2000 kN/m² para obter quantitativamente, e não apenas qualitativamente, o comportamento $q_{estr}:e:\sigma_3'$.

2) Estudo da superfície potencial plástica de forma a verificar qual a lei de fluxo que rege o material (lei de fluxo associada ou não associada) para determinação das deformações plásticas e como ela modifica-se com a diminuição do índice de vazios de cura.

3) Realização de ensaios de compressão diametral com as amostras curadas nas tensões confinantes utilizadas no trabalho de forma não só a definir o comportamento da resistência à tração com a diminuição do índice de vazios de cura, mas também para comprovar que a superfície de plastificação também expande na parte negativa do eixo s' com o aumento da densidade de cura.

4) Ensaio de resistência não confinada em amostras também curadas nas tensões confinantes utilizadas no trabalho necessitam ser realizados de forma a verificar se, ao invés do comportamento $e:\log(s_{pli}'):TC$ apresentado na Fig. 4.11, não exista um comportamento

melhor definido no espaço $e:\log(s_{pli}'):RCS$. Se um comportamento bem definido existir, a análise realizada neste trabalho poderia ser melhor comprovada em solos naturais, onde a determinação do teor de agente cimentante natural é de difícil obtenção, mas não a resistência à compressão não confinada.

5) Uma análise da influência do arranjo micro-estrutural no comportamento mecânico vê-se necessária. Isso poderia ser realizado executando o mesmo programa experimental deste trabalho, mas utilizando amostras moldadas ao longo da curva de compactação, ou seja, incluindo a umidade e a densidade de moldagem como variáveis a serem investigadas.

6) A resistência adicional das amostras providas da cimentação apresentaram-se sempre crescentes durante todo o carregamento isotrópico, mesmo após a plastificação, indicando a não convergência da curva de compressão isotrópica do material cimentado em direção à curva do material não cimentado. Porém, tal fato ocorreu quando realizado os ensaios triaxiais CID, indicando aparentemente que tal convergência ocorra somente quando existirem deformações cisalhantes aplicadas. Devido a isso, seria interessante verificar se tal convergência ocorre ou não em compressão unidimensional, onde, apesar de não levar o material à ruptura, também há a geração de deformações cisalhantes durante o ensaio.

7) Um estudo da influência do índice de vazios de cura na condutividade hidráulica do material cimentado.

8) Maiores estudos em amostras naturais buscando identificar a ocorrência em campo do comportamento obtido com a simulação. Especial atenção deve ser dado à obtenção de uma correlação entre os valores de plastificação obtidos em ensaios pressiométrico e isotrópicos visando a utilização direta na prática de engenharia dos conceitos de expansão da superfície de plastificação com a profundidade.

9) Estudo sobre a possibilidade de aplicação dos conceitos apresentados neste trabalho em projetos geotécnicos de barragem de concreto rolado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AIREY, D.W.; FAHEY, M. (1991) Cyclic response of calcareous soil from the North-West Shelf of Australia. **Géotechnique**, London, v.41, n.1, p.101-121.
- AIREY, D.W. (1993) Triaxial testing of naturally cemented carbonate soil. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v.119, p.1379-1398.
- ANDERSEN, A.; SIMONS, N.E. (1960) Norwegian triaxial equipment and technique. In: RESEARCH CONFERENCE ON SHEAR STRENGTH OF COHESIVE SOILS, Boulder. **Proceedings...** New York: American Society of Civil Engineers, 1v., p.695-709.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1990) **Solo-cimento: Ensaio de compressão simples de corpos-de-prova cilíndricos**: NBR 12025. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1994) **Cimento Portland comum – especificações**: NBR 5732. Rio de Janeiro.
- ATKINSON, J. (1993) **An introduction to the mechanics of soils and foundation** London: MacGraw-Hill Book Company, 337p.
- AVERSA, S.; EVANGELISTA, A.; LEROUÉIL, S.; PICARELLI, A. (1993) Some aspects of the mechanical behaviour of 'structured' soils and soft rocks. In: INT. SYMP. ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS, Athens: 1993. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 3v. v.1, p.359-366.
- BARBOSA-CRUZ, E.R.; TATSUOKA, F. (1999) Effects of stress state during curing on stress-strain behavior. In: SYMP. ON PRE-FAILURE DEFORMATION CHARACTERISTICS OF GEOMATERIALS. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, p.509-516.

- BARKSDALE, R.D.; BLIGHT, G.E. (1997) Compressibility and settlement of residual soils. In: BLIGHT, G. E. (Ed.) **Mechanics of residual soils**. Rotterdam: A.A. Balkema, Chapter 8, p.95-154.
- BECKWITH, G.H.; HANSEN, L.A. (1982) Calcareous soils of the south-western United States. In: GEOTECHNICAL PROPERTIES, BEHAVIOUR AND PERFORMANCE OF CALCAREOUS SOILS, Philadelphia: 1982. **Proceedings...** American Society of Testing and Materials, v.1, p.16-35.
- BISHOP, A.W.; HENKEL, D.J. (1962) **The measurement of soil properties in triaxial test**. 2nd ed. London: Edward Arnold.
- BRESSANI, L.A. (1990) **Experimental Studies of an artificially bonded soil**. London. 459p. Thesis (Ph.D.) – University of London
- BRESSANI, L.A. e VAUGHAN, P.R. (1989) Damage to soil during triaxial testing. In: 12nd INT. CONF. ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Rio de Janeiro: 1989. **Proceedings...**, Rotterdam: A. A. Balkema, v.1, p.17-20.
- BRESSANI, L.A. (1993) *The secant stiffness behaviour of Corinth marl*. In: INT. SYMP. ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS, Athens: 1993. **Proceedings...**Rotterdam: A. A. Balkema, 3v. v.1, p.533-552.
- BLIGHT, G.E. (1997) Origin and formation of residual soils. In: BLIGHT, G. E. (Ed) **Mechanics of residual soils**. Rotterdam: A.A. Balkema, Chapter 1, p.1-15.
- BOONE, S.J.; LUTENEGGER, A. J. (1997) Carbonates and cementation of glacially derived cohesive soils in New York State and southern Ontario. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, n.34, p.534-550.
- BURLAND, J.B. (1989) Small is Beautiful – the stiffness of soils at small strains. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, n.26, p.499-516.

- BURLAND, J.B. (1990) On the compressibility and shear strength of natural clays. **Géotechnique**, v.40, n. 3, p.329-378.
- CAMPOS, M.T.P. (1980) **Ensaio de laboratório e provas de carga superficiais instrumentados no solo gnaissico jovem do campo experimental da PUCRJ**. Rio de Janeiro. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – PUCRJ.
- CARRARO, J.A.H. (1997) **Utilização de resíduos industriais na estabilização de um solo residual de arenito**. Porto Alegre. 152p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS.
- CECCONI, M; VIGGIANI, G.; RAMPELLO, S. (1998) An experimental investigation of the mechanical behaviour of a pyroclastic soft rock. In: 2nd INT. SYMP. ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS, Naples: 1998. **Proceedings...**Rotterdam: A. A. Balkema, p.473-482.
- CHANG, T.; WOODS, R.D. (1992) Effect of particle contact bond on shear modulus. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v.118, n.8, p.1216-1233.
- CLAYTON, C.R.I.; KHATRUSH, S.A.; BICA, A.V.D; SIDDIQUE, A. (1989) The use of Hall effect semiconductors in geotechnical instrumentation. **Geotechnical Testing Journal**, Philadelphia, v.12, n.1, p.69-76.
- CLAYTON, C.R.I; HIGHT, D.W.; HOPPER, R.J. (1992) Progressive destructuring of Bothkemar clay: implications for sampling and reconsolidation procedures. **Géotechnique**, London, v.42, n.2, p.219-239.
- CLAYTON, C.R.I., SERRATRICE, J.F. (1997) The mechanical properties and behavior of hard soils and soft rocks - general report. In: INT. SYMP. ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS, Athens: 1993. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 3v. v.3, p. 1839-1877.

- CLOUGH, G.W.; SITAR, N.; BACHUS, R.C.; RAD, N.S. (1981) Cemented sands under static loading. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, New York, v.107, n.6, p.799-817.
- CONSOLI, N.C.; SCHNAID, F.; MILITITSKY, J. (1998) Interpretation of plate load tests on residual soil site. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, New York, v.124, p.857-867.
- CONSOLI, N.C.; ROTTA, G.V.; PRIETTO, P.M.D. (2000) The influence of curing under stress on the triaxial response of cemented soils. **Géotechnique**, London, v.50, n.1, p.99-105.
- COOP, M.R.; ATKINSON, J.H. (1993) The mechanics of cemented carbonate sands. **Géotechnique**, London, v.43, n.1, p.53-67.
- CUCCOVILLO, T.; COOP, M.R. (1993) The influence of bond strength on the mechanics of carbonate soft rocks. In: INT. SYMP. ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS, Athens: 1993. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 3v. v.1, p.447-455.
- CUCCOVILLO, T.; COOP, M.R. (1997) Yielding and pre-failure deformation of structured sands. **Géotechnique**, London, v.43, p.53-67.
- CUCCOVILLO, T.; COOP, M.R. (1999) On the mechanics of structure sands. **Géotechnique**, London.
- DUPAS, J.M.; PECKER, A. (1979) Static and dynamic properties of sand-cement. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, New York, v.105, n.3, p.419-436.
- FERREIRA, P.M.V. (1998) **Estudo de um solo residual de arenito da Rodovia RS 239: ensaios triaxiais servo-controlados**. Porto Alegre. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS.

- GENS, A.; NOVA, R. (1993) Conceptual bases for a constitutive model for bonded soils and weak rocks. In: INT. SYMP. ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS, Athens: 1993. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 3v. v.1, p.485-494.
- HEINECK, K.S. (1998) **Estudo da influência de cimentações introduzidas sob tensão.** Porto Alegre. 118p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS.
- HARDINGHAM, A.D. (1994) Development of an engineering description of cemented soils and calcrete duricrusts. 1st INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ENGINEERING CHARACTERISTICS OF ARID SOILS, Rotterdam,. **Proceedings...** v.1, 87-90.
- HIGHT, D.W.; JARDINE, R.J. (1993) Small-strain stiffness and strength characteristics of hard London tertiary clays. In: INT. SYMP. ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS, Athens: 1993. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 3v. v.1, p.533-552.
- HUANG, J.T.; AIREY, D.W. (1993) Effects of cement and density on an artificially cemented sand. In: INT. SYMP. ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS, Athens: 1993. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 3v. v.1, p.553-560.
- HUANG, J.T.; AIREY, D.W. (1994) Discussion of ‘The mechanics of cemented carbonate sand’. **Géotechnique**, London, n.44, v.3, p.533-535.
- HUANG, J.T.; AIREY, D.W. (1998) Properties of artificially cemented carbonate sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, New York, v. 124, n.6, p.492-499.
- ISHIHARA, K.; OKADA, S. (1978) Yielding of overconsolidated sand and liquefaction model under cyclic stress. **Soils and Foundation**, 18(1), 57-72.
- KAVVADAS, M.J.; ANAGNOSTOPOULOS, A.G.; KALTEZIOTIS, N. (1993) A framework for the mechanical behaviour of cemented Corinth marl. In: INT. SYMP. ON

GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS, Athens: 1993.
Proceedings... Rotterdam: A. A. Balkema, 3v. v.1, p.577-583

KAVVADAS, M.J.; ANAGNOSTOPOULOS, A.G. (1998) A framework for the mechanical behaviour of structure soils. In: 2nd INT. SYMP. ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS, Naples: 1998. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, p.591-601.

KAWASAKI, S.; NISHI, K.; FUJIWARA, Y. (1993) Mechanical properties of deep soft rock ground in the suburbs of Tokyo. In: INT. SYMP. ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS, Athens: 1993. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 3v. v.1, p.593-600.

LAGIOIA, R.; NOVA, R. (1995) An experimental and theoretical study of the behaviour of a calcarenite in triaxial compression. **Géotechnique**, London, v.45, n.4, p.633-648.

LAMBE, T.W.; WHITMAN, R.V. (1979) **Soil mechanics**, SI version. New York: John Wiley & Sons Inc., 553p.

LA ROCHELLE, P.; LEROUEIL, S.; TRAK, B.; BLAIS-LEROUX, L.; TAVENAS, F. (1988) Observational approach to membrane and area correction in triaxial tests. In: SYMPOSIUM ON ADVANCED TRIAXIAL TESTING OF SOIL AND ROCK, Louisville: 1986. **Proceedings...** Philadelphia: American Society of Testing and Materials, p715-731.

LEROUEIL, S.; VAUGHAN, P.R. (1990) The general and congruent effects of structure in natural soil and weak rocks. **Géotechnique**, London, v.40, n.3, p.467-488.

MACCARINI, M. (1980) Ensaio triaxiais e de cisalhamento direto no solo residual gnaissico jovem do campo experimental da PUCRJ, Gavea, RJ. Rio de Janeiro. 236p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – PUC/RJ.

- MACCARINI, M. (1990) Comportamento mecânico de solos residuais. In: IX CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 1990. **Anais...**
- MARINHO, F.A.M. (1995) A técnica do papel filtro para medição de sucção. In: ENCONTRO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS, 1995, Porto Alegre. **Anais...**Porto Alegre, CPGEC/ABMS, p.112-125.
- MARTINS, F.B. (1994) **Automação de equipamento triaxial visando o estudo de solos tropicais cimentados.** Porto Alegre. 133p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS.
- MONTARDO, J.P. (1999) **Comportamento mecânico de compósitos solo-cimento-fibra: estudo de efeito das propriedades dos materiais constituintes.** Porto Alegre. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS.
- MURFF, G.D. (1987) Pile capacity in calcareous sands. State-of-the-art. Journal of Geotechnical Engineering Division, New York, v.113, p.490-507.
- NAGARAJ, T.S.; PANDIAN, N.S.; NARASIMHA RAJU, P.S.R. (1998) Compressibility behaviour of soft cemented soils. **Géotechnique**, London, v.48, n.2, p.281-287.
- NOVELLO, E.A.; JOHNSTON, I.W. (1995) Geotechnical materials and the critical state. **Géotechnique**, London, v.45, n.2, p.223-235.
- NÚÑEZ, W.P. (1991) **Estabilização físico-química de um solo de arenito Botucatu visando o seu emprego na pavimentação.** Porto Alegre. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS.
- O'ROURKE, T.D.; CRESPO, E. (1988) Geotechnical properties of cemented volcanic soil. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, New York, v.114, n.10, p.1126-1147.
- PETLEY, D.; JONES, M.; FAN, C.; STAFFORD, C. (1993) Deformation and fabric changes in weak fine-grained rocks during high pressure consolidation and shear. In: INT. SYMP.

ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS, Athens: 1993. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 3v., v.1, p.737-743.

PRIETTO, P.M.D. (1996) **Estudo do comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado.** Porto Alegre. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia). CPGEC/UFRGS.

RAD, N.S.; CLOUGH, G.W. (1985) Static behaviour of variably cemented beach sands. In: STRENGTH TESTING OF MARINE SOILS: LABORATORY AND IN-SITU MEASUREMENT, American Society of Testing and Materials, Philadelphia, p.306-317.

RIDLEY, A.M.; BURLAND, J.B. (1993) A new instrument for the measurement of soil moisture suction. **Géotechnique**, London, v.43, n.2, p.321-324.

ROHLFES Jr., J.A. (1996) **Estudo do comportamento de um solo residual melhorado através de técnicas mecânicas e físico-químicas e sua aplicação a análise de fundações superficiais.** Porto Alegre. 124p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS.

ROTTA, G.V.; CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M. (1998) Influência da formação da matriz cimentante no comportamento tensão-deformação de solos cimentados. In: XI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 1998, Brasília. **Anais...** Brasília: ABMS, 3v. v 2, 1125-1132.

SANDRONI, S.S.; MACCARINI, M. (1981) Ensaio triaxiais e de cisalhamento direto em uma ocorrência de solo residual gnaissico jovem rico em feldspato. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DO SOLOS TROPICAIS EM ENGENHARIA, 1981, Rio de Janeiro. **Anais...**p.324-339.

SAXENA, S.K.; LASTRICO, R.M. (1978) Static properties of lightly cemented sand. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, New York, v.12, p.1449-1488.

SMITH, P.R.; JARDINE, R.J.; HIGHT, D.W. (1992) The yielding of Bothkennar clay. **Géotechnique**, London, v.42, n.2, p.257-274.

- SPECHT, L. P. (2000) **Comportamento de misturas de solo-cimento-fibra submetidas a carregamentos estáticos e dinâmicos visando à pavimentação** Porto Alegre. 130p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – PPGEC/UFRGS.
- SUEOKA, T. (1988) Identification and classification of granitic residual soils using chemical weathering index. In: 2nd INT. CONF. ON GEOMECHANICS IN TROPICAL SOILS, 1988, Singapore. **Proceedings...** 3v. v.1, p.55-62.
- TATSUOKA, F.; JARDINE, R.J.; PRESTI, D.L.; BENEDETTO, H.D.; TOKADA, T. (1999) Characterising the pre-failure deformation properties of geomaterials - theme lecture. In: 14th INT. CONF. ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Hamburgo, 1999. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, v.4, p.2129-2164.
- THOMÉ, A. (1994) **Estudo do comportamento de um solo mole tratado com cal, visando seu uso em fundações superficiais.** Porto Alegre. 194p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS.
- ULBRICH, L.A. (1997) **Aspectos do comportamento mecânico de um solo reforçado com fibras.** Porto Alegre. 123p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS.
- VARGAS, M. (1953) Some engineering properties of residual clay soils occurring in southern Brazil. In: 3rd INT. CONF. ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Zurich, 1953. **Proceedings...** v1, 67-71.
- VAUGHAN, P.R. (1985) Mechanical and hydraulic properties of in situ residual soils – general report. In: 1st INT. CONF. GEOMECHANICS IN TROPICAL SOILS, 1985, Brasília. **Proceedings...** v.3, p.231-263.
- VAUGHAN, P.R. (1997) Engineering behaviour of weak rocks: Some answers and some questions - special lecture. In: INT. SYMP. ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS, Athens: 1993. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 3v., v.3, p.1741-1765.

WANG, C.E.; BORDEN, R.H. (1996) Deformation Characteristics of Piedmont residual soil. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, New York, v.122, n.10, p.822-830.

ZHU, F.; CLARK, J.I.; PAULIN, M.J. (1995) Factors affecting at-rest lateral stress in artificially cemented sands. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, n.32, p.195-203.