

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO
CIMENTADO CURADO SOB TENSÃO EM ENSAIOS
TRIAXIAIS**

Francisco Dalla Rosa

Porto Alegre
Março de 2006

FRANCISCO DALLA ROSA

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO
CIMENTADO CURADO SOB TENSÃO EM ENSAIOS
TRAIXIAIS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul,
como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em
Engenharia na modalidade Acadêmico.

Porto Alegre
Março de 2006

D144c Dalla Rosa, Francisco

Comportamento mecânico de um solo cimentado curado sob tensão em ensaios triaxiais / Francisco Dalla Rosa. – 2005.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, BR-RS, 2006.

Orientação : Prof. Dr. Nilo Cesar Consoli
Prof^a. Dr.^a Karla Salvagni Heineck

1. Solo cimentado – Ensaios. 2. Ensaios triaxiais. I. Consoli, Nilo Cesar, ori. II. Heineck, Karla Savagni. III. Título.

CDU- 624.131.24(043)

FRANCISCO DALLA ROSA

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO
CIMENTADO CURADO SOB TENSÃO A PARTIR DE
ENSAIOS TRIAXIAIS**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 14 de março de 2006.

Nilo Cesar Consoli
Ph.D. pela Concórdia University
Orientador

Profª. Karla Salvagni Heineck
D.Eng. pelo PPGEC/UFRGS
Orientadora

Fernando Schnaid
Ph.D. pela Oxford University
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Antonio Thomé (UPF)
D.Eng. pelo PPGEC/UFRGS

Prof. Pedro D. Marques Prietto (UPF)
D.Eng. pelo PPGEC/UFRGS

Eng. Marcelo Luvison Rigo
D.Eng. pelo PPGEC/UFRGS

Prof. Fernando Schnaid (UFRGS)
Ph.D. pela Oxford University

Dedico este trabalho aos meus pais, Pedro e Ana, minhas
tias Nieze e Ângela, e ao meu irmão e grande amigo,
Fábio.

AGRADECIMENTOS

No caminho que trilhamos nossa vida, sempre contamos com o apoio de grandes amigos, os quais de qualquer forma sempre contribuem na concepção de um projeto como tal aqui apresentado. Assim, fica um pouco difícil neste momento lembrar de todos aqui, mas certamente agradeço de uma forma geral a todos aqueles que estiveram comigo nesse período. Porém, me sinto na necessidade de ressaltar alguns nomes, os quais marcaram papel fundamental no trajeto que fiz até onde cheguei.

Em primeiro lugar, agradeço a Deus e aos meus pais por toda a perseverança e motivação contribuídas a mim, principalmente nos momentos de dificuldade que passei. Também, meus agradecimentos especiais ao meu Irmão pelas contribuições de vida e também pela sua crença no futuro do meu mestrado. Agradecimentos as minhas tias, as quais eu considero praticamente como mães, obrigado pelas suas contribuições de humanidade, força e vontade de me verem crescer profissionalmente e pessoalmente. Com certeza, estas pessoas que citei aqui sabem muito bem o pedaço que doaram de suas vidas para o resultado deste trabalho.

Agradecimento especial aos meus orientadores e amigos, Professor Nilo e Professora Karla pela confiança depositada em mim na execução de um trabalho tão importante como este, meu muito obrigado. Agradecimentos aos Professores Mathew R. Coop e Beatrice Baudet pela incansável ajuda concedida a mim nas análises dos resultados deste estudo, mas também pela boa amizade que construímos. Agradecimento também ao Professor Fernando Schnaid pelas suas contribuições neste trabalho.

Não poderia deixar de agradecer também ao meu ex-professor Antonio Thomé pela suas contribuições não somente como professor, mas principalmente como amigo, e por me despertar o gosto por estudar Geotecnia. Também aos meus Ex-Professores Pedro Prietto, Fernando Pugliero e Mario Paluch pelas suas contribuições no meu amadurecimento profissional.

O meu carinho especial aos meus grandes amigos, Bianca, Álvaro, Marlon, Isac, Lélío, Klaus, Rodrigo Malysz, Juliana Bernardes, Luciana, Thiago, Rafael Zancan e aos demais pela companhia tanto nos bons quanto nos maus momentos durante o período que convivi com

eles. Sinto-me grato a vocês, muito obrigado. Aos meus amigos Maciel Donato e César Ruver não somente pela grande amizade, mas também pelas discussões desenvolvidas dentro da área de geotecnia. A todo o corpo pertencente ao Laboratório ENVIRONGEO/LEGG e do LMS: João Diniz e Jair (laboratoristas), Lucas, Alexandre, Rodrigo Caberlon, Rosemar, Ana Paula, Jucélia, Diego Foppa, Carolina e a todos os bolsistas de iniciação científica.

E por fim, gostaria de agradecer ao programa de fomento realizado pela CAPES, a qual concedeu o apoio financeiro para a realização deste estudo.

São fúteis e cheias de erros as ciências que não nasceram
da experimentação, mãe de todo conhecimento.

Leonardo da Vinci

RESUMO

DALLA ROSA, F. **Comportamento Mecânico de Um Solo Cimentado Curado Sob Tensão Em Ensaio Triaxiais**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

O comportamento de solos estruturados por cimentação é fortemente influenciado pelo estado de tensões existente durante a deposição do agente cimentante. Procedimentos rotineiros de extração e preparação de amostras em laboratório geralmente causam danos à estrutura natural do material, impedindo, muitas vezes a observação do comportamento real do ponto de vista de rigidez e de deformabilidade. A simulação, em laboratório, das condições de confinamento durante a formação da estrutura cimentante, torna-se uma condição necessária para o estudo do comportamento desses materiais. Seguindo essa linha, o trabalho busca avaliar a influência da tensão de confinamento (tensão de cura) existente durante a formação da cimentação no comportamento deste material, a partir de ensaios triaxiais drenados consolidados isotropicamente. Assim, neste estudo propõe-se a utilização de um solo artificialmente curado sob tensão, observando em conjunto a essa variável a influência do nível de cimentação bem como os efeitos oriundos da tensão confinantes utilizada na fase de cisalhamento. Procurou-se avaliar características de deformabilidade e resistência, através de uma análise do comportamento dos materiais. A avaliação das superfícies de plastificação foi realizada a partir da análise de pequenas deformações do solo cimentado. A análise tensão-dilatância se desenvolveu com base no exame do comportamento do material a deformações relativamente grandes. Os resultados mostraram, no geral, que o comportamento do material cimentado foi fortemente influenciado pela variação da tensão de cura, tanto a pequenas bem como a deformações relativamente grandes.

Palavras-chave: Cura sob tensão; Plastificação de solos cimentados; Comportamento tensão-dilatância.

ABSTRACT

DALLA ROSA, F. **Mechanical Behaviour of a Cemented Soil Cured Under Stress In Triaxial Tests**. 1998. Dissertation (M.Eng. in Geotechnics) – Graduate Course in Civil Engineering, UFRGS, Porto Alegre.

The behavior of cemented structured soils is strongly influenced by the existing stress state during the addition of the cementation agent. The common procedures for laboratory sampling usually cause damage to the natural structure of the materials, hindering, many times, the identification of the real behavior in regard to deformability and stiffness properties. The simulation, in laboratory environment, of confining conditions during the cement structure formation turns to be a mandatory circumstance for the study of the material's behavior. Inside this context, this work aims to evaluate the influence of the existing confining stress (stress cure) during the cement formation in the behavior of the material, through isotropic drained triaxial tests. Thus, it suggested in this study the usage of artificially cemented soil cured under stress, with parallel observation of the influence of the cement degree, as well the effects from the confining stress used during the shearing stage. It was also evaluated deformability and strength characteristics through behavior analyses of the materials. An assessment of the yield surfaces was carried on from soil cemented small deformation analysis. The evaluation of stress-dilatancy was developed based on the exam of relatively large deformation behavior. The results showed that the general behavior of this material was strongly influenced by the variation of the stress curing both at small strains and at relatively large strains.

Key-words: Stress curing; Yielding of cemented soils; Stress-Dilatancy behaviour.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	p.13
LISTA DE TABELAS	p.16
SIGLAS	p.17
SÍMBOLOS	p.18
1 INTRODUÇÃO	p.19
1.1 APRESENTÇÃO.....	p.19
1.2 OBJETIVOS.....	p.20
1.2.1 Objetivos gerais.....	p.20
1.2.2 Objetivos específicos.....	p.20
1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	p.21
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	p.23
2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	p.23
2.2 MATERIAIS ESTRUTURADOS.....	p.24
2.3 COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS ESTRUTURADOS E ROCHAS FRÁGEIS.....	p.26
2.3.1 Comportamento sob compressão isotrópica e unidimensional.....	p.26
2.3.2 Comportamento sob compressão triaxial.....	p.29
2.4 PLASTIFICAÇÃO DE SOLOS ESTURUTURADOS.....	p.33
2.5 COMPORTAMENTO TENSÃO – DILATÂNCIA.....	p.38
3 PROGRAMA EXPERIMENTAL	p.42
3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	p.42
3.2 DESCRIÇÃO DO PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	p.43
3.3 MATERIAIS UTILIZADOS.....	p.45
3.4 PROCEDIMENTOS DE ENSAIOS E EQUIPAMENTOS ADOTADOS.....	p.47
3.4.1 Preparação das amostras para os ensaios triaxiais drenados.....	p.47
3.4.2 Procedimento de cura das amostras.....	p.49
3.4.3 Fase de cisalhamento das amostras.....	p.50
4 EFEITOS DA TENSÃO DE CURA E DO NÍVEL DE CIMENTAÇÃO NO COMPORTAMENTO TENSÃO – DEFORMAÇÃO	p.52
4.1 GENERALIDADES.....	p.52
4.2 INFLUÊNCIA DA TENSÃO DE CURA E DO ÍNDICE DE VAZIOS DE CURA.....	p.52

4.2.1	Influência da história de tensões após a cura e degradação da estrutura.....	p.55
4.2.2	Efeitos da tensão de cura para os diferentes níveis de cimentação.....	p.58
4.3	INFLUÊNCIA DO NÍVEL DE CIMENTAÇÃO.....	p.60
4.4	ENVOLTÓRIAS DE RUPUTRA E PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA.....	p.62
5	SUPERFÍCIES DE PLASTIFICAÇÃO E DE ESTADO ÚLTIMO.....	p.66
5.1	GENERALIDADES.....	p.66
5.2	DETERMINAÇÃO DAS TENSÕES DE PLASTIFICAÇÃO.....	p.66
5.3	EFEITO DA TENSÃO DE CURA E DO NÍVEL DE CIMENTAÇÃO NA EXPANSÃO DA SUPERFÍCIE DE PLASTIFICAÇÃO.....	p.68
5.4	COMPORTAMENTO DE ESTADO ÚLTIMO.....	p.73
6	ANÁLISE DO COMPORTAMENTO TENSÃO-DILATÂNCIA PARA AS AMOSTRAS CIMENTADAS CURADAS SOB TENSÃO.....	p.81
6.1	GENERALIDADES.....	p.81
6.2	VARIAÇÃO DA TENSÃO DE CURA E SUAS CONSEQUENCIAS NO COMPORTAMENTO TENSÃO-DILATÂNCIA.....	p.82
6.3	INFLUÊNCIA DO GRAU DE CIMENTAÇÃO E DA TENSÃO DE CONFINAMENTO NA ANÁLISE DE TENSÃO-DILATÂNCIA.....	p.88
6.4	PADRÕES DE COMPORTAMENTO DAS AMOSTRAS CURADAS SOB TENSÃO.....	p.92
7	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTUROS ESTUDOS.....	p.96
7.1	CONCLUSÕES.....	p.96
7.2	SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS.....	p.97
	REFERÊNCIAS.....	p.99

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Comparação entre um solo estruturado e o mesmo quando removida a estrutura, LEROUEIL e VAUGHAN (1990).....	p.27
Figura 2: Influência da tensão confinante no comportamento tensão-deformação uma rocha frágil e porosa, obtido por ELLIOT e BROWN (1985, apud GENS e NOVA 1993).....	p.31
Figura 3: Comportamento idealizado para solos estruturados onde a parcela coesiva é dominante: (COOP e ATKINSON, 1993): (a) Comportamento tensão-deformação; e (b) Trajetória de tensões.....	p.32
Figura 4: Comportamento idealizado para solos estruturados onde a parcela friccional é preponderante: (CUCCOVILLO e COOP, 1999): (a) Comportamento tensão-deformação; e (b) Trajetória de tensões.....	p.33
Figura 5: Possíveis formas de ocorrer a plastificação em solos estruturados apresentadas por LEROUEIL e VAUGHAN (1990).....	p.35
Figura 6: Comportamento dos geomateriais a pequenas deformações, sob a análise de múltiplas superfícies de plastificação (TATSUOKA et al., 1999; apud PRIETTO, 2004).....	p.37
Figura 7: (a) Esquema de lâminas representando o intertravamento das partículas de solo; e (b) Forças resultantes. (Adaptado de WOOD, 1990).....	p.39
Figura 8: Comportamento tensão-dilatância generalizado para solos não coesivos (ATKINSON, 1993).....	p.39
Figura 9: Terminologia utilizada para identificar os ensaios realizados.....	p.43
Figura 10: Tensões isotrópicas de cura apresentadas no espaço $e:ln(p')$	p.44
Figura 11: Prensa triaxial utilizada nos ensaios deste estudo.....	p.48
Figura 12: Sistemas de medições de deformações: (a) Sensores de efeito “Hall”; (b) Medidor de variação volumétrica.....	p.49
Figura 13: Influência da tensão de cura para amostras com um teor de cimento igual a 1%: (a) Tensão de cura de 50 kN/m ² ; (b) Tensão de cura de 250 kN/m ² ; e (c) Tensão de cura de 500 kN/m ²	p.54
Figura 14: Módulo secante observado para as amostras com 1% de cimento, curadas sob tensões de: (a) 50 kN/m ² , (b) 250 kN/m ² e (c) 500 kN/m ²	p.55
Figura 15: Comportamento tensão-deformação axial para amostras com 0% e 1% de cimento, curadas sob 50 kN/m ² , 250 kN/m ² e 500 kN/m ²	p.56
Figura 16: Efeitos relacionados aos danos da estrutura de amostras cisalhadas sob uma tensão confinante de 50 kN/m ² : (a) Comportamento tensão-deformação axial; e (b) Módulo secante-deformação axial.....	p.58
Figura 17: Efeitos da tensão de cura em amostras com diferentes teores de cimento cisalhadas sob uma tensão confinante de 50 kN/m ² no comportamento tensão-deformação: (a) 1% de cimento; (b) 2% de cimento; e (c) 3% cimento.....	p.59
Figura 18: Módulo secante para amostras cisalhadas sob uma tensão confinante igual 50 kN/m ² para: (a) 1% de cimento; (b) 2% de cimento; e (c) 3% cimento....	p.60

Figura 19: Influência do grau de cimentação no comportamento das amostras curadas sob uma tensão de 250 kN/m ² , cisalhadas sob uma tensão confinante de: (a) 50 kN/m ² ; (b) 250 kN/m ² ; e (c) 500 kN/m ²	p.61
Figura 20: Influência do grau de cimentação no módulo secante das amostras curadas sob uma tensão de 250 kN/m ² , cisalhadas sob uma tensão confinante de: (a) 50 kN/m ² ; (b) 250 kN/m ² ; e (c) 500 kN/m ²	p.62
Figura 21: Envoltórias de resistências para as amostras com um teor de cimento igual a 1%: (a) Envoltória de Pico; e (b) Envoltória Última.....	p.63
Figura 22: Envoltórias de resistências para as amostras com um teor de cimento igual a 2%: (a) Envoltória de Pico; e (b) Envoltória Última.....	p.63
Figura 23: Envoltórias de resistências para as amostras com um teor de cimento igual a 3%: (a) Envoltória de Pico; e (b) Envoltória Última.....	p.64
Figura 24: Exemplo da metodologia para a definição da tensão de plastificação.....	p.67
Figura 25: Patamar máximo de deformações axiais onde foi observado o início da quebra da estrutura.....	p.68
Figura 26: Superfície de plastificação encontrada para as amostras que continham 1% de cimento.....	p.70
Figura 27: Superfície de plastificação encontrada para as amostras que continham 2% de cimento.....	p.70
Figura 28: Superfície de plastificação encontrada para as amostras que continham 3% de cimento.....	p.71
Figura 29: Efeitos gerados pela tensão de cura em amostras curadas sob um mesmo índice de vazios (ROTTA, 2005).....	p.72
Figura 30: Localização da superfície de plastificação em solos estruturados: (a) Submetidos à cura sob estado isotrópico de tensões; e (b) Submetidos à cura sob estado anisotrópico de tensões.....	p.73
Figura 31: Linhas de estado crítico e compressão normal no espaço p':v.....	p.74
Figura 32: Parâmetros utilizados para a normalização dos ensaios triaxiais.....	p.75
Figura 33: Resultados de ensaios triaxiais para amostras não cimentadas normalizados: (a) Normalização pela LCN; e (b) Normalização pela LEC.....	p.76
Figura 34: Resultados triaxiais normalizados em relação à linha de compressão normal (LCN): (a) 1% de cimento; (b) 2% de cimento; e (c) 3% de cimento.....	p.77
Figura 35: Resultados triaxiais normalizados em relação à linha de estado crítico (LEC): (a) 1% de cimento; (b) 2% de cimento; e (c) 3% de cimento.....	p.78
Figura 36: Padrão de comportamento observado por ROTTA (2000) para amostras cimentadas sob diferentes tensões de cura.....	p.79
Figura 37: Superfícies de plastificação normalizadas pela pressão equivalente: Influência do grau de cimentação.	p.80
Figura 38: Efeito da tensão de cura no comportamento tensão-dilatância para amostras com um teor de cimento igual a 1%.....	p.82

Figura 39: Efeito da tensão de cura no comportamento tensão-dilatância para amostras com um teor de cimento igual a 2%.....	p.83
Figura 40: Efeito da tensão de cura no comportamento tensão-dilatância para amostras com um teor de cimento igual a 3%.....	p.83
Figura 41: Comportamento de amostras cimentadas e não cimentadas no espaço $\eta: \varepsilon_s$.	p.84
Figura 42: Relações de tensão e dilatância para amostras não cimentadas.....	p.86
Figura 43: Representação do estado de tensões e do plano de ruptura teórico no círculo de Mohr-Coulomb.....	p.86
Figura 44: Esquema de medição do ângulo de ruptura nas amostras.....	p.87
Figura 45: Influência do grau de cimentação para amostras curadas sob uma tensão de cura igual a 50 kN/m ²	p.88
Figura 46: Influência do grau de cimentação para amostras curadas sob uma tensão de cura igual a 250 kN/m ²	p.89
Figura 47: Influência do grau de cimentação para amostras curadas sob uma tensão de cura igual a 500 kN/m ²	p.89
Figura 48: Influência da tensão confinante no comportamento tensão-dilatância para amostras curadas a 50 kN/m ²	p.91
Figura 49: Influência da tensão confinante no comportamento tensão-dilatância para amostras curadas a 250 kN/m ²	p.91
Figura 50: Influência da tensão confinante no comportamento tensão-dilatância para amostras curadas a 500 kN/m ²	p.92
Figura 51: Padrão de comportamento observado para amostras cisalhadas a baixas tensões confinantes.	p.93
Figura 52: Representação da fase de desestruturação das amostras cimentadas cisalhadas sob uma tensão confinantes de 50 kN/m ²	p.94
Figura 53: Padronização do efeito da tensão de cura no comportamento tensão dilatância com respeito à fase de desestruturação.	p.95

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Descrição dos ensaios triaxiais realizados em amostras com 0%, 1%, 2% e 3% de cimento.....	p.44
Tabela 2: Propriedades físico-químicas e mineralógicas do solo (NÚÑEZ, 1991).....	p.45
Tabela 3: Propriedades físicas do solo obtidas por NÚÑEZ (1991) e PRIETTO (1996).	p.46
Tabela 4: Parâmetros de compactação do solo (NÚÑEZ, 1991).....	p.46
Tabela 5: Parâmetros utilizados na moldagem das amostras.....	p.47
Tabela 6: Parâmetros obtidos por ROTTA (2005) referente aos ensaios de compressão isotrópica sob amostras cimentadas curadas sob tensão.....	p.53
Tabela 7: Parâmetros de resistência de ruptura e último medidos para os ensaios realizados.....	p.65
Tabela 8: Ângulos de ruptura medidos na amostras que apresentaram um plano de cisalhamento.....	p.87

LISTA DE SIGLAS

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ARI: Alta resistência inicial

ABMS: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos

CID: Ensaio triaxial drenado consolidado isotropicamente

CP V-ARI: Cimento Portland de alta resistência inicial

PPGEC: Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

UFRGS: Universidade Federal do Rio Grande do Sul

LISTA DE SÍMBOLOS

c'	Intercepto coesivo no critério de ruptura Mohr-Coulomb
d	Dilatância [$d = -\delta\varepsilon_s / \delta\varepsilon_v$]
$d\varepsilon_s$	Incremento de deformação cisalhante
$d\varepsilon_v$	Incremento de deformação volumétrica
e	Índice de vazios
e_{cura}	Índice de vazios de cura
EC	Estado crítico
E_S	Módulo de deformação axial secante
E_T	Módulo de deformação elástico (Módulo de Young)
LCN	Linha de compressão normal
LEC	Linha de estado crítico
M	Estado de tensões η quando atingido o estado crítico
p'	Tensão efetiva média, calculada por [$p' = (\sigma_a + 2\sigma_r) / 3$]
p'_c	Pressão equivalente em relação a linha de estado crítico
p'_{cura}	Tensão efetiva média de cura
p'_e	Pressão equivalente em relação a linha de compressão normal
q	Tensão desvio, calculada por [$q = (\sigma_a - \sigma_r)$]
S	Grau de saturação
SEU	Superfície de estado último
v	Volume específico (1+e)
Γ	Intercepto da linha de estado crítico quando $p' = 1$
N	Intercepto da linha de compressão normal quando $p' = 1$
ε_a	Deformação axial
ε_v	Deformação volumétrica
ϕ_{cv}'	Ângulo de atrito a volume constante (Estado Crítico)
ϕ_m	Ângulo de atrito mobilizado
η	Taxa de tensões [$\eta = q/p'$]
θ	Ângulo de inclinação do plano de cisalhamento
σ	Tensão normal
σ_a' (ou σ_1')	Tensão efetiva principal maior
σ_r' (ou σ_3')	Tensão efetiva principal menor
σ_v'	Tensão vertical efetiva
τ	Tensão tangencial
ω_{ot}	Umidade ótima de compactação
ψ	Ângulo de dilatância

1 INTRODUÇÃO

1.1 APRESENTAÇÃO

O comportamento de solos estruturados se apresenta de forma bem distinta, o qual não pode ser somente descrito pelas formulações clássicas da mecânica dos solos, que levam em consideração a mudança da porosidade com a história de tensões. Tais materiais apresentam características de deformabilidade e resistência, superiores ao seu estado desestruturado em decorrência da existência de algum tipo de cimentação ou vínculo entre as partículas.

Diversos pesquisadores têm empenhado papel fundamental na investigação do comportamento desses materiais que se situam num estado intermediário entre solos e rochas sãs. Trabalhos apresentados por Burland (1989), Leroueil e Vaughan (1990), Aversa et al. (1993), Clayton e Serratrice (1993), Cuccovillo e Coop (1999), Rotta (2000), Leroueil e Hight (2003), Rotta et al. (2003), Prietto (2004) e mais recentemente, estudos desenvolvidos por Rotta (2005) e Consoli et al. (2006), contribuíram significativamente para a compreensão do comportamento destes solos estruturados.

A investigação do comportamento desses solos através de amostras coletadas em campo, normalmente está sujeita a ter sua estrutura comprometida pelos processos que envolvem a extração e preparação de amostras para análise em laboratório. Tal amolgamento compromete diretamente o estudo da rigidez e da deformabilidade destes solos estruturados. Assim, o emprego de técnicas de laboratório capazes de simular o comportamento desses materiais, como a utilização de amostras cimentadas artificialmente se torna uma maneira hábil de identificar as propriedades desses solos no que diz respeito então, a deformabilidade e rigidez.

Uma vasta gama de estudos sobre solos cimentados artificialmente, vem sendo realizada na Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Tais estudos têm contribuído de forma significativa na identificação das propriedades que este solo apresenta ao ser adicionado a ele um agente cimentante. Dentre estes estudos, se tem focado a compreensão do comportamento de solos cimentados, curados sob uma tensão de confinamento.

Porém, apesar de um número significativo de investigações, são poucos os estudos destes solos cimentados no que diz respeito ao comportamento tensão-dilatância e com o fenômeno

de plastificação que estes materiais apresentam ao serem solicitados por esforços mecânicos. A compreensão do comportamento a partir de uma análise de tensão-dilatância pode explicar os processos relacionados com a ruptura frágil, que ocorre em fundações superficiais sobre camadas de solos cimentados artificialmente, bem como o comportamento de fundações profundas e a ruptura brusca de taludes em solos cimentados naturalmente ou mesmo naqueles pouco intemperizados.

Portanto, a identificação das características que definem o comportamento a pequenas e grandes deformações se faz necessária, uma vez que, a compreensão do comportamento real destes solos torna-se peça fundamental no desenvolvimento de modelos capazes de simular de maneira mais precisa o comportamento destes materiais. Isso, sem dúvidas, otimizaria a concepção e a segurança de projetos de obras de terra.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivos gerais

O presente trabalho tem por objetivo identificar a influência da tensão de cura e, conseqüentemente, o índice de vazios de cura, bem como do grau de cimentação existente durante a formação da cimentação no comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado.

1.2.2 Objetivos específicos

Caracterizam-se como objetivos específicos os seguintes:

- Identificar a influência das variáveis – tensão de cura e índice de vazios de cura, bem como o nível de cimentação – nos parâmetros de resistência (c' e ϕ) e deformabilidade (E_{sec});

- Investigar, de forma detalhada, a influência do nível de cimentação no comportamento de solos cimentados a partir de ensaios triaxiais drenados, sob diferentes índices de vazios de formação da cimentação;
- Determinar as superfícies de plastificação, analisando a forma e a expansão das mesmas, em função do grau de cimentação e da tensão de cura existente durante a formação desta cimentação, assim como avaliar as superfícies de comportamento de estado último destes materiais;
- Compreender o comportamento tensão-dilatância deste solo cimentado nos diferentes índices de vazios e tensões confinantes de formação da cimentação.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A dissertação está estruturada da seguinte maneira:

Capítulo 1 – **Introdução:** nesse é apresentado uma introdução sobre o estudo realizado, com a justificativa para a realização da pesquisa, bem como os objetivos gerais e específicos da pesquisa proposta;

Capítulo 2 – **Revisão bibliográfica:** é relatado de forma breve, um resumo dos principais tópicos relacionados com o estudo de solos estruturados por cimentação, e que foram encontrados na bibliografia atual, bem com trabalhos clássicos relacionados ao assunto;

Capítulo 3 – **Programa experimental:** são apresentados os materiais e equipamentos utilizados neste trabalho, bem como toda a metodologia aplicada no desenvolvimento da fase experimental;

Capítulo 4 – **Efeitos da tensão de cura e do nível de cimentação na resistência e deformabilidade das amostras curadas sob tensão:** busca-se a partir de ensaios triaxiais consolidados isotropicamente drenados, identificar a influência da tensão de cura bem como do nível de cimentação, e assim, a combinação de ambas variáveis no comportamento tensão – deformação;

Capítulo 5 – **Superfícies de plastificação e de comportamento de estado último:** nesse capítulo são apresentadas as tensões de plastificação obtidas experimentalmente e realizada uma analogia da influência da tensão de cura e do grau de cimentação na identificação das superfícies de plastificação;

Capítulo 6 – **Análise do comportamento tensão-dilatância para as amostras cimentadas curadas sob tensão:** este capítulo apresenta através das relações que descrevem o comportamento de geomateriais, do ponto de vista da análise tensão-dilatância, os efeitos da cura sob tensão, bem como do nível de cimentação sobre o comportamento deste material.

Capítulo 7 - **Conclusões e Sugestões Para Futuros Trabalhos:** são apresentadas as considerações finais, as conclusões alcançadas e as sugestões para futuros trabalhos dentro da linha de pesquisa.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Materiais estruturados caracterizam-se por apresentarem um comportamento de rigidez, resistência e porosidade, superiores quando comparados com os mesmos, porém, que tenham sido submetidos ao simples processo de deposição ou sedimentação. Ao mesmo tempo, em que, tais características oriundas da estrutura possam ser removidas por uma mudança no estado de tensões ou simplesmente, pela desagregação e remoldagem (BURLAND, 1990; LEROUEIL e VAUGHAN, 1990).

Materiais como Argilas moles e rígidas, solos granulares e residuais, bem como rochas brandas e intemperizadas podem ter sua estrutura originada a partir de vários fatores. Dentre eles estão: a dissolução e deposição de sílica entre os contatos das partículas de areia e/ou quando submetidas a altas pressões. Em outros casos, também pode ser gerado pela deposição de carbonatos, hidróxidos e matéria orgânica em solução, através da recristalização dos minerais durante o processo de intemperização, pela modificação da camada de água absorvida e por forças de atração em solos argilosos (LEROUEIL e VAUGHAN, 1990).

Por mais que os materiais anteriormente citados possam apresentar uma alta complexidade na sua origem de formação, autores como Aversa et al. (1993) e Leroueil e Vaughan (1990) afirmam que o comportamento desses ocorre de uma maneira muito simples e generalizada.

Assim, por apresentarem muitas similaridades no comportamento e apesar de serem materiais distintos, compreendendo desde argilas até rochas brandas, comumente a literatura existente apresenta como sinônimos “solo estruturado”, “solo cimentado”, “*bonded soil*”, etc. e que assim, definem um determinado comportamento característico para tais materiais.

De fato, é necessário compreender que nem todos os solos estruturados apresentam algum tipo de cimentação, pois outros fatores também podem contribuir para a formação da estrutura desses materiais. Isto fica claro comparando os solos residuais que podem ter sua estrutura oriunda de algum tipo de agente cimentante (VARGAS, 1953; VAUGHAN, 1985), e que por

outro lado, alguns solos podem apresentar estrutura, a qual está relacionada com as forças de atração entre partículas, essas, presentes em solos argilosos e também relacionadas com a própria tixotropia (LEROUEIL e VAUGHAN, 1990).

A implementação de modelos constitutivos para a simulação do comportamento desses materiais representa um grande passo na concepção de projetos da área de engenharia geotécnica, em virtude do comportamento peculiar que solos cimentados e rochas frágeis demonstram.

Estudos recentes realizados por Rotta (2005) e anteriormente, apresentados por Baudet e Stallebrass (2004), Liu e Carter (2002), Stallebrass e Taylor (1997), Lagioia e Nova (1995, 1993) e Adachi e Oka (1993) têm permitido aplicar modelos capazes de descrever o comportamento de solos estruturados a partir de resultados de ensaios laboratoriais.

Assim, buscou-se nesta revisão bibliográfica focalizar somente o comportamento de solos estruturados por cimentação, dentre os quais estão rochas frágeis, solos sedimentares cimentados, solos residuais e solos artificialmente cimentados.

2.2 MATERIAIS ESTRUTURADOS POR CIMENTAÇÃO

Os materiais estruturados por cimentação se caracterizam por apresentarem algum tipo de agente cimentante, o qual permite que as partículas estejam conectadas entre si. Segundo Leroueil e Vaughan (1990) e Johnston e Novello (1993), esses materiais se encontram numa faixa intermediária que compreende desde solos até rochas, no que diz respeito à porosidade, resistência e compressibilidade. O comportamento dos mesmos é fortemente influenciado pela estrutura, descontinuidades, nível de tensão e confinamento de sua massa.

Desta forma, Aversa et al. (1993) assim como Leroueil e Vaughan (1990), afirmam que a rigidez e a resistência oriundas da cimentação entre partículas são somente consideradas como uma característica geral na mecânica das rochas. Embora muitos materiais tratados na engenharia como solos estruturados possuam essas mesmas componentes, tais não podem ser somente contabilizadas pela variação da porosidade com a história de tensões, como é feito normalmente na mecânica dos solos.

Segundo Leroueil e Vaughan (1990), a formação de depósitos de areia geralmente se dá de forma muito complexa, mas que suas evidências relacionadas com a estrutura podem ser observadas em laboratório e em campo. Normalmente, a estrutura em solos arenosos é desenvolvida pela ação de altas pressões, pela idade, por processos de compactação e pela dissolução e re-precipitação da sílica entre os contatos das partículas de solo, sendo este último considerado o mais importante.

As características mais comuns observadas em areias estruturadas por cimentação, estão relacionadas com a presença de um pico na curva tensão-deformação, com maior rigidez inicial, caracterizando assim um comportamento frágil e também, alguma resistência à tração (LEROUEIL e VAUGHAN, 1990).

Cuccovillo e Coop (1999) afirmam que em areias, normalmente a estrutura tem sido identificada somente em função das ligações que ocorrem a partir da cimentação existente entre as partículas, sendo que as forças intergranulares em tais solos são desprezadas.

Em rochas frágeis, a influência da estrutura cimentante é realçada pela ação de processos de litificação (transformação de um solo em rocha) quando o índice de vazios é baixo. Esses materiais podem apresentar um comportamento semelhante ao observado para areias estruturadas, no que diz respeito à rigidez, fragilidade e resistência à tração, e um aumento do intercepto coesivo. Quando submetidas a processos de amolgamento, estas se comportam como areias normais (LEROUEIL e VAUGHAN, 1990).

Para Rampello, Viggiani e Georgiannou (1993), a maior diferença existente no comportamento mecânico de solos rígidos e rochas, está relacionada com as diferenças nos mecanismos físicos responsáveis pelas deformações irreversíveis e a resistência cisalhante mobilizada.

Leroueil e Vaughan (1990) afirmam que em solos residuais, a formação da estrutura está associada à formação de novos minerais e/ou à precipitação de sais minerais, os quais permitem a criação de uma cimentação entre as partículas. A formação dessa estrutura também origina um intercepto coesivo na envoltória de resistência, mesmo quando o solo possui um elevado grau de porosidade e um comportamento predominantemente compressivo. Ainda, os autores destacam que a história de tensões pouco influencia nas propriedades desses solos. Em solos artificialmente cimentados, a inclusão do agente cimentante pode

proporcionar notável alteração granulométrica do material, o que acarreta a mudança do comportamento do solo analisado.

2.3 COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS ESTRUTURADOS E ROCHAS FRÁGEIS

2.3.1 Comportamento sob compressão isotrópica e unidimensional

O comportamento observado em solos estruturados quando submetidos à compressão isotrópica ou unidimensional é similar ao comportamento de um solo pré-adensado, onde a estrutura do solo permite que haja uma tensão superior em relação ao mesmo solo quando desestruturado num mesmo índice de vazios.

Leroueil e Vaughan (1990) demonstram, de forma esquemática, um modelo de comportamento de materiais estruturados, quando submetidos a um carregamento isotrópico ou unidimensional, o qual é apresentado na figura 1. De acordo com o modelo proposto pelos autores, é possível identificar duas regiões no espaço tensão média (p') - índice de vazios (e). A primeira é identificada para o solo na condição desestruturada e que compreende o estado mais fofo do material para aquele nível de tensão, limitada pela linha de compressão intrínseca (única para o material). A segunda região é definida pela influência que a estrutura apresenta sobre o material, conferindo assim uma maior tensão para um mesmo índice de vazios, quando comparada à condição desestruturada. Admite-se que o domínio que compreende todos os estados estruturais é elástico, indiferentemente do nível de resistência da estrutura, mantendo-se rígido até que ocorra a sua plastificação (ponto Y apresentado na figura 1), sendo esta dependente do grau de estruturação que o material apresenta. Após a ocorrência da plastificação, os incrementos de tensões posteriores promoverão a quebra progressiva da estrutura do material, até que o mesmo alcance um comportamento similar à sua condição desestruturada.

Tais características também são apontadas por Johnston e Novello (1993), os quais afirmam que a transição entre a compressão elástica para a compressão plástica é dividida por uma

tensão de plastificação. Ainda, os autores afirmam que esta tensão de plastificação aparenta ser a máxima tensão que o material já foi submetido, similar ao comportamento observado em argilas pré-adensadas.

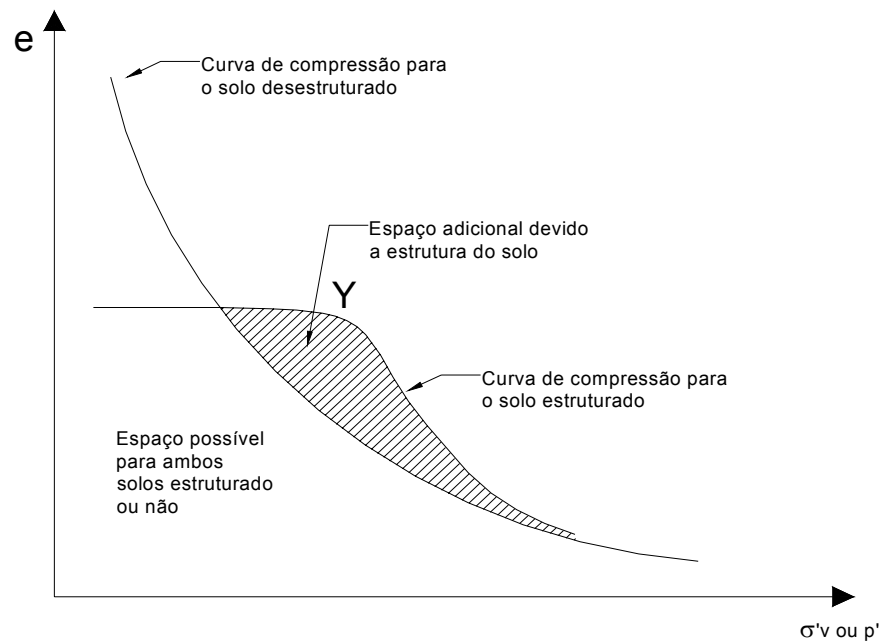


Figura 1: Comparação entre um solo estruturado e o mesmo quando removida a estrutura, adaptado de Leroueil e Vaughan (1990).

Os efeitos da anisotropia desenvolvida nos solos durante o processo de deposição desses materiais, permanecem após a formação da estrutura do material (LEROUEIL e VAUGHAN, 1990). Os mesmos autores observaram que as superfícies de plastificação obtidas para argilas naturais estão mais ou menos centradas sobre a linha de compressão K_0 em virtude de tal anisotropia que esse solo apresentou.

Coop e Atkinson (1993) relataram que em amostras de um solo cimentado, a adição do agente cimentante provocou uma redução do volume específico do material em decorrência do preenchimento dos vazios por finos. Como efeito disso, pode existir duas conseqüências: (1) ao se comparar o comportamento do solo cimentado com um solo não cimentado, é necessário que ambos possuam uma mesma granulometria. (2) está relacionada com a mudança da

posição da linha de compressão normal (LCN) em virtude de o material ter seus vazios preenchidos por material fino, tornando-o assim mais denso.

Porém, Aversa et. al (1993) identificaram que os efeitos da estrutura são mais aparentes somente em elevadas porosidades. Segundo os autores, tal fato foi corroborado a partir de ensaios de compressão isotrópica realizados em uma amostra reconstituída e uma amostra intacta, ambas, com uma baixa porosidade, onde o comportamento de ambas as amostras foram similares.

Rotta (2000) afirma que em um solo cimentado sob confinamento, as tensões resistidas pela cimentação se apresentaram de forma crescente durante todo o carregamento isotrópico, mesmo após a plastificação do solo. Segundo o autor, este fato permitiu a não convergência da curva de compressão isotrópica do material cimentado em direção à curva do material desestruturado.

Observando os resultados apresentados por Rotta (2000), Cecconi, Viggiani e Rampelo e por Coop e Atkinson (1993), referentes a ensaios de compressão isotrópica sob solos cimentados, demonstraram claramente a ocorrência da tensão de plastificação. Porém, ao contrário do que se esperaria de um solo estruturado, nota-se que mesmo após substancial incremento de tensão isotrópica, não foi possível a convergência do solo estruturado com a linha de compressão intrínseca do material no seu estado desestruturado. Este fato pode estar ligado diretamente ao processo de desestruturação durante os ensaios, sendo que seriam necessárias grandes deformações para que o material intacto alcançasse um comportamento similar em seu estado amolgado.

Contrariamente, Cuccovillo e Coop (1999) observaram que um calcarenito bem como para um arenito denominado “*Greensand*”, quando submetidos à compressão isotrópica, uma boa convergência com os resultados obtidos de ambos os materiais na condição desestruturada. Os mesmos autores relatam que a localização da LCN (Linha de Compressão Normal) é dependente diretamente da granulometria inicial e não daquela encontrada no estado atual e que, para uma correta comparação entre o comportamento de um solo reconstituído e o mesmo na condição intacta deveria idealmente levar em conta estas pequenas diferenças encontradas nas granulometrias iniciais.

Coop e Atkinson (1993) realizaram ensaios de compressão unidimensional em amostras de um solo cimentado artificialmente. Os autores observaram que o solo estruturado foi capaz de atingir um espaço fora daquele permitido para o material não cimentado, apresentando inicialmente um comportamento extremamente rígido, ultrapassando rapidamente a linha de estado crítico do solo não cimentado. Os autores ainda constataram que a máxima taxa de tensões (q/p') obtida para o ensaio de compressão unidimensional, é similar a aquela medida a partir de ensaios triaxiais drenados.

Recentemente, Consoli et al. (2006) identificaram a partir de uma análise de ensaios de compressão isotrópica em amostras de um solo residual cimentado curado sob tensão, quando comparados com os resultados de ensaios de compressão simples, uma relação intrínseca entre o incremento da tensão de plastificação, módulo inicial volumétrico (*bulk modulus*) e a resistência não confinada. Segundo os autores, esta relação pode ser dada para qualquer teor de cimento. Por outro lado, os mesmos têm identificado que a relação entre o módulo de variação volumétrica, a resistência à compressão não confinada e a tensão de início de plastificação parece estar intimamente ligadas à variação do grau de cimentação. Ainda, segundo os autores, uma relação como esta poderia apresentar grandes facilidades na identificação de parâmetros de resistência, deformabilidade e plastificação de amostras de solos naturais, uma vez que somente seria necessário o conhecimento da resistência a compressão não confinada deste material.

2.3.2 Comportamento sob compressão triaxial

Diversos autores (LEROUEIL e VAUGHAN, 1990; GENS e NOVA, 1993; ROTTA, 2000, 2005; CONSOLI et. al, 2006) têm apresentado os diferentes comportamentos que solos estruturados quando submetidos a compressão triaxial.

Gens e Nova (1993), bem como Leroueil e Vaughan (1990), afirmam que o comportamento destes materiais estruturados em compressão triaxial, quando submetidos a tensões confinantes baixas, apresenta como características, uma resistência de pico seguida de deformações do tipo “*strain-softening*” como aquelas observadas para um solo denso e não coesivo seguido de notável deformação de expansão. Sob altas tensões de confinamento, o comportamento observado se apresenta de forma dúctil, podendo a plastificação ocorrer ainda

durante a fase de aplicação do confinamento do solo. Nesse caso, a máxima resistência é alcançada somente após grandes deformações, acompanhado de considerável contração do material.

Da mesma forma, Cecconi, Viggiani e Rampello (1998) também definem que o comportamento destes materiais está diretamente ligado ao nível de tensões de confinamento, sendo que quando submetidos à compressão triaxial sob baixas tensões confinantes, esses materiais tendem a se comportar como rochas. Do contrário, esses mesmos materiais submetidos ao cisalhamento sob altas tensões confinantes, comportam-se similarmente a um solo. Ainda, os autores afirmam que a região onde estes materiais comportam-se como rochas é sempre dependente da trajetória de tensões, porém, a amplitude desta região é controlada mais pelas ligações cimentantes do que pelo índice de vazios inicial, estado e história de tensões como no caso de solos sedimentares.

Os resultados de ensaios triaxiais (figura 2) realizados em uma rocha frágil e porosa apresentados por Elliot e Brown (1985, apud GENS e NOVA 1993) conseguem demonstrar a influência do nível de tensões confinantes no comportamento tensão-deformação deste tipo de material. Nota-se uma clara transição de um comportamento frágil e dilatante observado a baixas tensões confinantes e caracterizado pela presença de deformações do tipo “*strain-softening*”, para um comportamento totalmente dúctil e compressivo o qual apresenta deformações do tipo “*strain-hardening*”, esse último quando submetido a altas tensões confinantes de ensaio.

Coop e Atkinson (1993) afirmam que a resistência de pico obtida para um solo artificialmente cimentado a baixas tensões de confinamento é resultado da componente coesiva que a cimentação proporciona. Porém, quando essas amostras são cimentadas cisalhadas sob altas tensões de confinamento começam a apresentar um comportamento puramente friccional. Assim, com o aumento da tensão de confinamento, ocorre uma redução da taxa de resistência de pico pela resistência no estado crítico, permitindo que essa resistência seja alcançada a grandes deformações.

Aversa et al. (1993), assim como Cuccovillo e Coop (1999), têm observado que a envoltória de resistência para materiais estruturados se apresenta de forma curva. Segundo os autores, esse caso está relacionado com o fato de o estado crítico não ter sido alcançado mesmo a grandes deformações, mostrando que amostras cisalhadas sob baixas tensões de confinamento

apresentam um comportamento dilatante enquanto que em amostras cisalhadas sob altas tensões confinantes, o comportamento deste material se dá de forma compressiva.

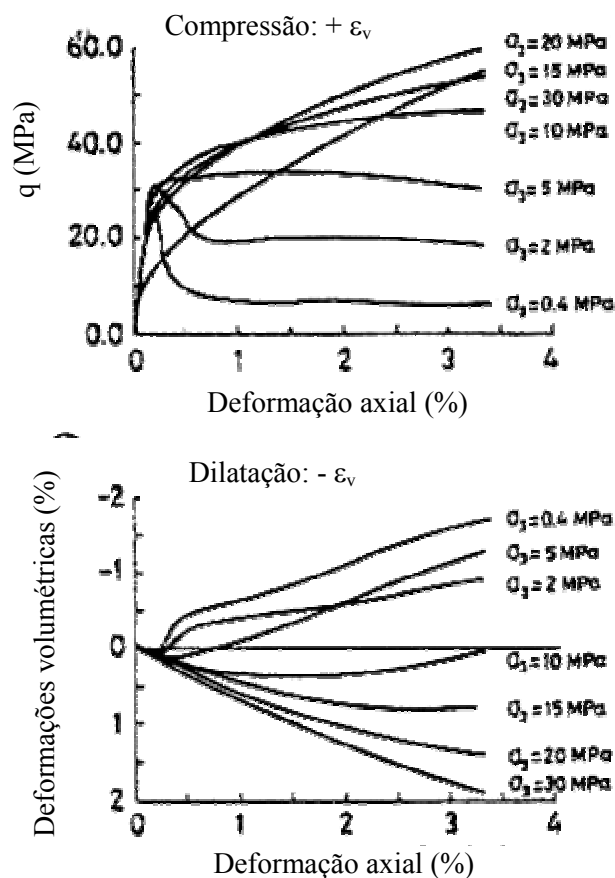


Figura 2: Influência da tensão confinante no comportamento tensão-deformação de uma rocha frágil e porosa, obtido por Elliot e Brown (1985, apud GENS e NOVA 1993).

Assim, seguindo essa mesma analogia, Coop e Atkinson (1993) definem três classes de comportamento de solos estruturados durante o ensaio de compressão triaxial. (A) esta classe de comportamento ocorre quando a tensão de confinamento no cisalhamento ultrapassa a tensão isotrópica de plastificação. Desta forma, o comportamento apresentado pelo solo será similar ao encontrado na condição desestruturada; (B) a segunda classe de comportamento ocorre a tensões de confinamento intermediárias, tal que a estrutura cimentante do material ainda se encontra intacta antes do início do cisalhamento propriamente dito. Nessa classe, a plastificação ocorre durante a fase de cisalhamento da amostra e a resistência de pico é governada pelo comportamento friccional do solo não cimentado; (C) e por fim, a terceira

classe para amostras que são cisalhadas com baixas tensões de confinamento, na qual, a resistência de pico ocorre a pequenas deformações, alcançando um estado fora de região que limita o estado de tensões para o solo não cimentado. A figura 3 mostra de forma esquemática o comportamento idealizado pelos autores e que foi descrito acima, para solos estruturados onde a parcela da cimentação está mais presente.

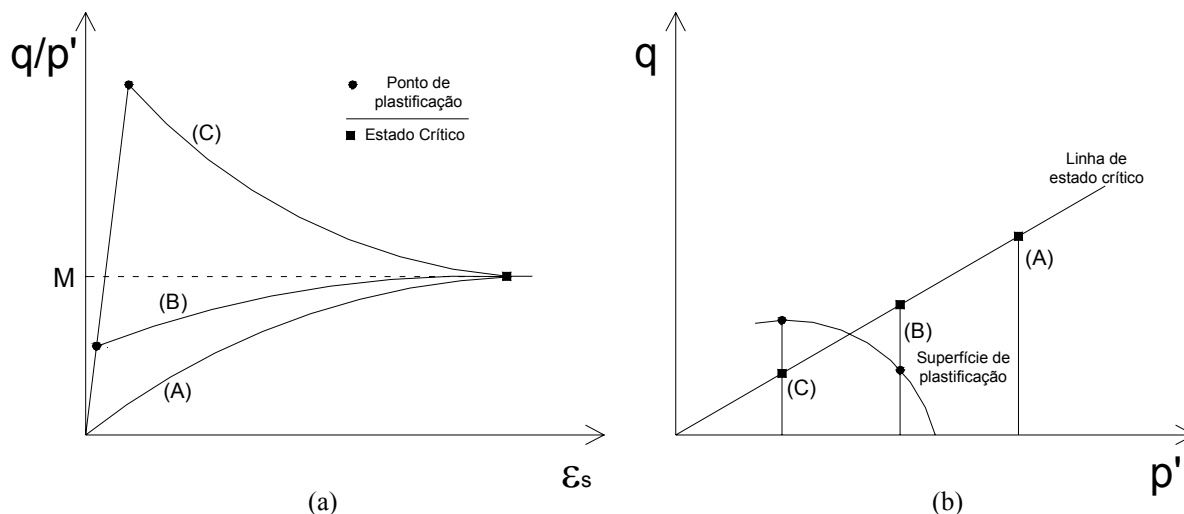


Figura 3: Comportamento idealizado para solos estruturados onde a parcela coesiva é dominante: (COOP e ATKINSON, 1993): (a) Comportamento tensão-deformação; e (b) Trajetória de tensões.

No caso onde o comportamento friccional se apresenta com maior influência, Cuccovillo e Coop (1999) demonstram que este padrão de comportamento segue o esquema apresentado na figura 4. Para esses materiais, os autores afirmam que pode ser observado pico de resistência e um comportamento tensão-deformação linear quando amostras dos mesmos são cisalhadas sob baixas tensões confinantes (A). Sob médias tensões, poderia ser observado um comportamento linear no trecho inicial da curva tensão-deformação (B1) de forma que após a plastificação, esse comportamento seria não linear, ou mesmo não linear em todo o seu trecho (B2), onde ambos os casos a resistência de pico é diretamente governada pela dilatância do material. E por fim, (C) caso onde sob altas tensões confinantes, onde se daria a compressão ou mesmo a quebra de partículas.

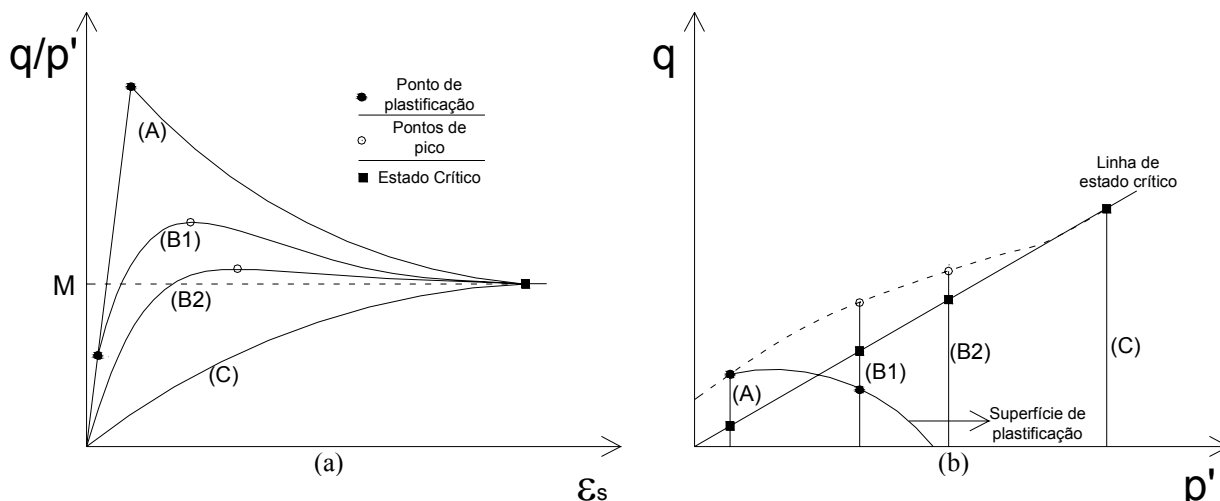


Figura 4: Comportamento idealizado para solos estruturados onde a parcela friccional é preponderante: (CUCCOVILLO e COOP, 1999): (a) Comportamento tensão-deformação; e (b) Trajetória de tensões.

2.4 PLASTIFICAÇÃO DE SOLOS ESTRUTURADOS

O fenômeno da plastificação em solos estruturados está diretamente ligado à quebra da estrutura, que se reflete na forma de deformações plásticas ou irreversíveis, seguidas de queda da rigidez e resistência do material. Tal comportamento é definido pela descontinuidade na curva tensão-deformação. Leroueil e Hight (2003) descrevem os aspectos que envolvem a plastificação de solos estruturados.

Airey e Fahey (1991) observaram que o comportamento de uma rocha calcária quando submetida à compressão isotrópica apresenta uma tensão de plastificação muito bem definida, e que, segundo os autores, esse tipo de comportamento pode ser atribuído à quebra das ligações cimentantes entre as partículas e posterior colapso da estrutura.

Leroueil e Vaughan (1990) afirmam que vários estudos têm mostrado que a plastificação em argilas moles é facilmente definida, mesmo quando sob compressão isotrópica. Porém, os mesmos autores afirmam que para as argilas pré-adensadas, argilas xistosas e siltitos, a obtenção da tensão de pré-adensamento e da tensão de plastificação é frequentemente difícil.

Porém, numa situação onde além do pré-adensamento há a presença de uma estrutura no material, torna-se mais aparente a identificação do aumento desses dois parâmetros.

Huang e Airey (1993), em um estudo sobre a influência da densidade e do grau de cimentação, observaram que o aumento do nível de cimentação provoca a expansão da superfície de plastificação em relação ao estado desestruturado. Assim, isso estaria ligado ao aumento da tensão de pré-adensamento e ao mesmo tempo, relacionado ao aumento das ligações cimentantes. Os autores observaram também que com o aumento da densidade, a efetividade das ligações cimentantes entre as partículas diminui, provocando ao mesmo tempo, uma mudança da forma da superfície de plastificação. Já para Rotta (2000), que da mesma forma, constatou que a redução do índice de vazios ou o aumento do grau de cimentação possibilitaram o aumento da tensão isotrópica de plastificação, e assim, a expansão da superfície de plastificação. Porém, o autor tem demonstrado que contrariamente aos demais citados neste parágrafo, que a redução do índice de vazios promove uma melhor interação entre as partículas de solo e o agente cimentante.

Diversos autores têm buscado a compreensão do fenômeno da plastificação em solos estruturados quando submetidos à compressão triaxial (LEROUEIL e VAUGHAN, 1990; HUANG e AIREY, 1993; CUCCOVILLO e COOP, 1999; LEROUEIL e HIGHT, 2003; entre outros).

Coop e Atkinson (1993) identificaram em ensaios triaxiais, que amostras de um solo artificialmente cimentado que não tenham alcançado a plastificação por compressão isotrópica, apresentaram um comportamento tensão-deformação inicial elástico e ponto de plastificação bem definidos. Tal nível de tensão marca o início da quebra das ligações cimentantes entre as partículas. Ainda, os autores afirmam que a tensão de plastificação corresponde ao ponto onde as deformações plásticas iniciam, as quais são seguidas de notável variação volumétrica com o afastamento da trajetória linear na curva tensão-deformação.

Cuccovillo e Coop (1999) observaram em ensaios triaxiais em dois solos cimentados naturalmente que o fim do trecho linear da curva tensão-deformação foi o suficiente para definir o ponto onde ocorre a tensão de plastificação. Após esse ponto de plastificação, os autores têm observado a ocorrência de uma progressiva degradação da estrutura, permitindo que ao final do ensaio, os comportamentos dos materiais na condição intacta e reconstituída se apresentassem de forma similar.

Leroueil e Vaughan (1990) definem que a plastificação de um solo estruturado pode ocorrer de três maneiras muito bem distintas e que são apresentadas no esquema na figura 5. A primeira classe de plastificação da estrutura ocorre por compressão, em virtude do aumento das tensões médias e de cisalhamento antes de ser alcançada a ruptura do solo. Já a plastificação por cisalhamento ocorre junto ou muito próximo da tensão de ruptura enquanto que a plastificação da estrutura por expansão, ocorre pela ausência de suporte da energia de deformação armazenada no solo.

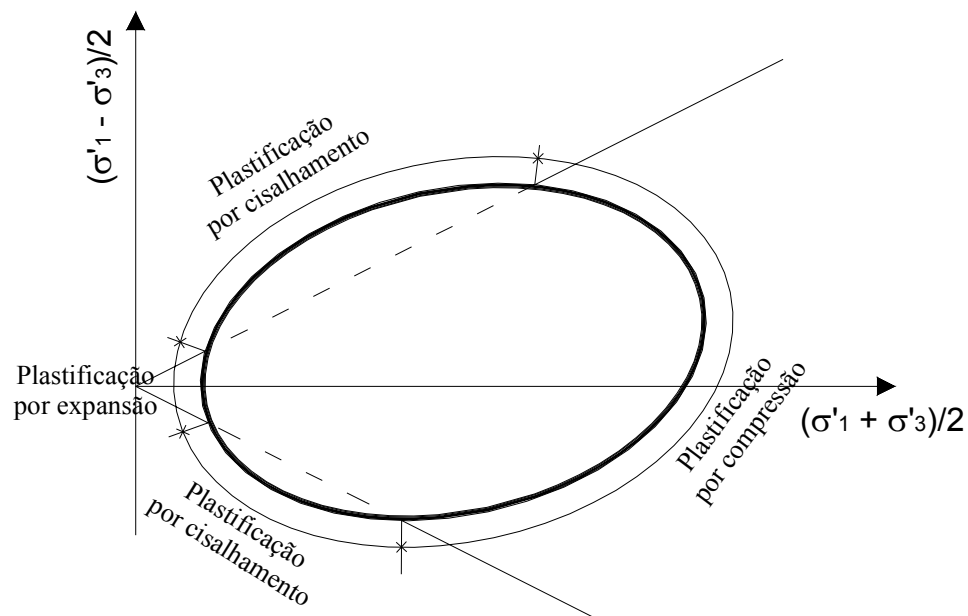


Figura 5: Possíveis formas de ocorrer a plastificação em solos estruturados apresentadas por Leroueil e Vaughan (1990).

Segundo Leroueil e Vaughan (1990), a tensão de plastificação é dependente diretamente da taxa de deformação, sendo essa tensão de plastificação incrementada à medida que há um aumento da taxa de deformação cisalhante. Segundo os autores, durante o processo de plastificação de um solo estruturado, a energia de deformação acumulada pelas ligações entre as partículas durante o processo de formação do solo “*in situ*” é dissipada durante processo de degradação da estrutura do solo.

Gens e Nova (1993) afirmam que a plastificação de solos estruturados quando submetidos a baixas tensões confinantes, geralmente é alcançada quase que instantaneamente, e essa coincide com a ruptura e a formação da superfície de cisalhamento.

Coop e Atkinson (1993) observaram em amostras artificialmente cimentadas, que mesmo após ter sido ultrapassada a tensão de plastificação, a estrutura cimentante continua a ter forte influência no comportamento do solo, mostrando que a transição do solo cimentado para a condição desestruturada não pode ser bem definida. Ainda, os autores verificaram que a resistência de pico é fortemente influenciada pela direção da trajetória de tensões, das condições de drenagem bem como da tensão de confinamento.

Em função do aprimoramento das técnicas de medição das deformações, estudos recentes sobre o comportamento de solos estruturados a pequenas deformações têm mostrado que a plastificação nesses materiais não ocorre por uma simples transição do comportamento elástico para um comportamento plástico. Trabalhos citados por Leroueil e Hight (2003) (JARDINE et al., 1991; JARDINE 1992; HIGHT e HIGGINS, 1994), tem demonstrado com muitos detalhes o comportamento desses materiais dentro da região que demarca o estado limite para os mesmos. Assim, vários estudos têm proposto a utilização de um modelo de comportamento baseado em múltiplas superfícies de plastificação, aperfeiçoando assim a concepção do comportamento desses materiais a pequenas deformações. Um esquema de múltiplas superfícies de plastificação é apresentado na figura 6.

A identificação de três superfícies de plastificação define o comportamento do material, onde a plastificação primária (Y_1) determina o limite das deformações elásticas, onde é possível observar que a variação do módulo de variação volumétrica ou cisalhante parece permanecer constante. Neste estágio, as deformações máximas que delimitam esta região são normalmente inferiores a 0,001% (TATSUOKA et al., 1993; apud PRIETTO, 2004).

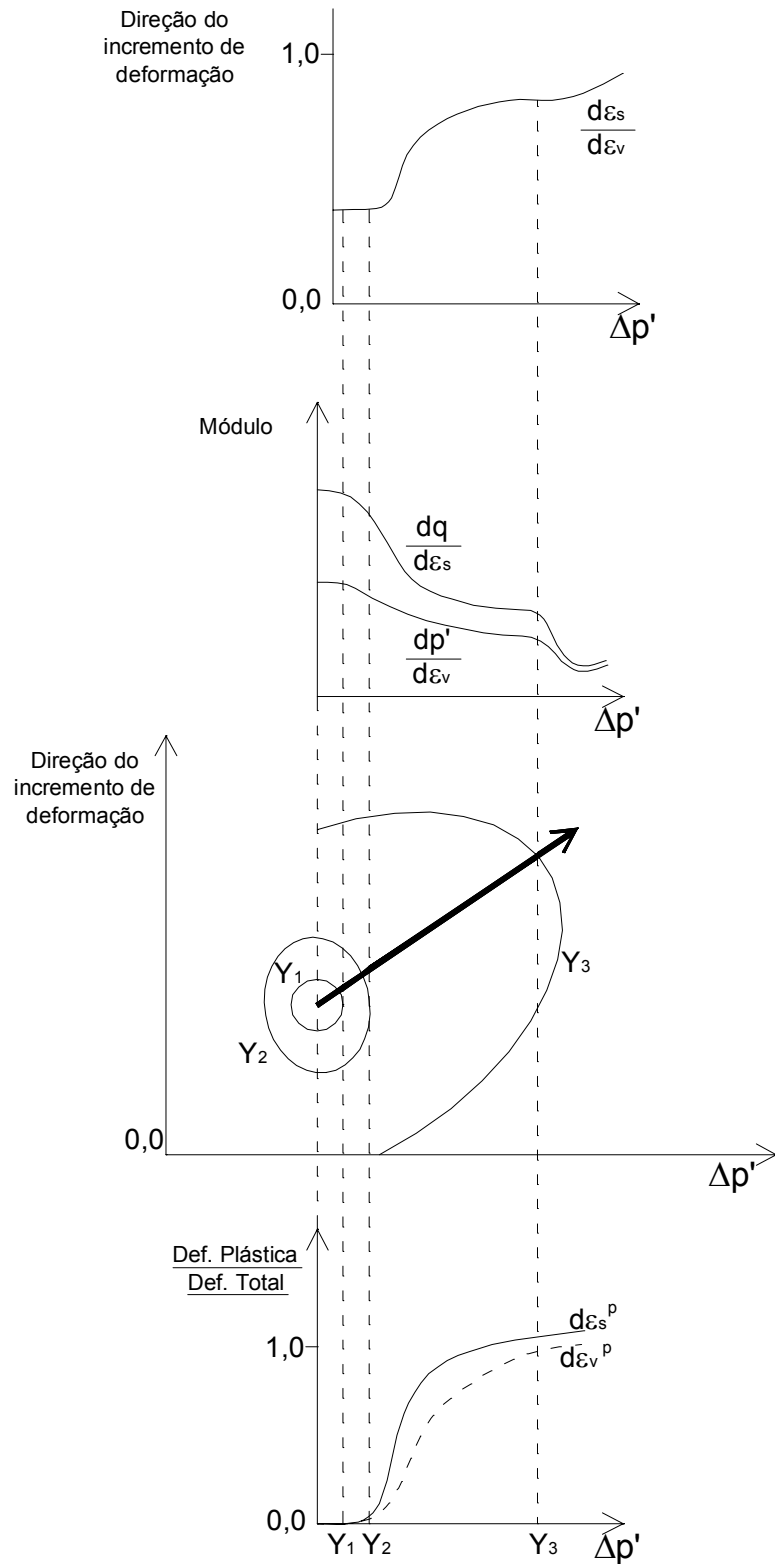


Figura 6: Comportamento dos geomateriais a pequenas deformações, sob a análise de múltiplas superfícies de plastificação (TATSUOKA et al., 1999; apud PRIETTO, 2004).

Uma superfície secundária (Y_2) descreve a região onde ainda não ocorrem deformações plásticas em grande escala, porém essa região é marcada pela quebra das ligações cimentantes entre os contatos das partículas, sendo que quando superada a mesma, notáveis mudanças no vetor de incremento de deformações plásticas ($d\varepsilon_x/d\varepsilon_y$) são constatadas.

Por final, uma terceira superfície (Y_3) define o limite onde a partir desse ponto, deformações em larga escala são observadas, e como consequência, à progressiva degradação da estrutura cimentante.

2.5 COMPORTAMENTO TENSÃO-DILATÂNCIA

O fenômeno da dilatância pode ser definido como sendo a capacidade de um material mudar de volume quando submetido à variação de tensões cisalhantes, sendo esta uma característica intrínseca dos materiais não coesivos. Trabalhos clássicos como aqueles apresentados por Bolton (1986, apud PRIETTO, 2004) e Rowe (1962, apud PRIETTO, 2004) têm possibilitado a compreensão dos mecanismos que envolvem o fenômeno da dilatância em solos com comportamento puramente friccional.

Uma maneira mais fácil de compreender como ocorre o fenômeno da dilatância pode ser demonstrada a partir de uma análise de deformações num plano de tensões, onde, o intertravamento das partículas é representado por um conjunto de lâminas, como está apresentado na figura 7.

Desta maneira, é possível entender que o ângulo de atrito mobilizado (ϕ'_m) é constituído de duas parcelas, onde uma é representada pelo ângulo de atrito no estado crítico (ϕ'_{cs}) e que pode ser considerado como sendo uma constante do material, e por uma outra parcela que representa o ângulo de dilatação (ψ).

Em uma análise qualitativa, a partir da figura 8 é possível visualizar que os efeitos provocados pela dilatância são facilmente notados, uma vez que em materiais não coesivos a máxima taxa de dilatância é somente alcançada quando a máxima taxa de tensões η (q/p') é obtida.

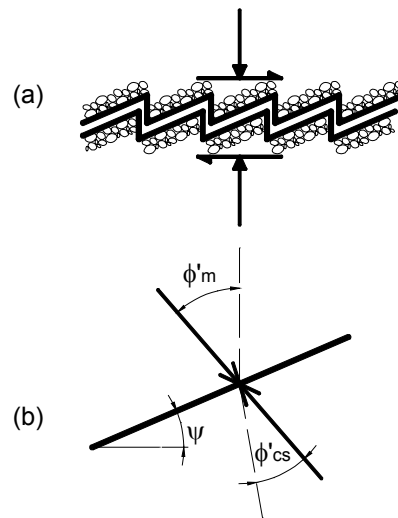


Figura 7: (a) Esquema de lâminas representando o intertravamento das partículas de solo; e (b) Forças resultantes. (Adaptado de WOOD, 1990).

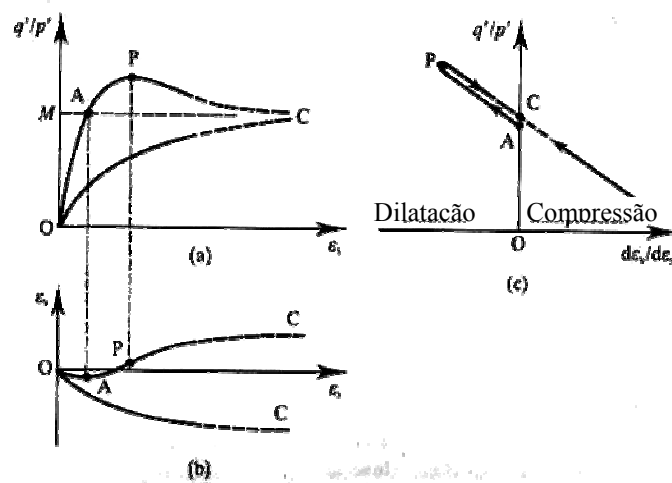


Figura 8: Comportamento tensão-dilatância generalizado para solos não coesivos (ATKINSON, 1993)

De fato, os conceitos apresentados acima sobre a dilatância foram criados a partir de materiais onde o comportamento é puramente friccional. Os trabalhos citados a seguir, permitem então uma melhor compreensão do fenômeno da dilatância em materiais onde além da parcela friccional, existe também uma parcela de contribuição da parte coesiva, que nesse estudo, tem se dado relevância como sendo a cimentação entre as partículas.

Leroueil e Vaughan (1990), bem como Aversa et al. (1993) afirmam que a dilatação observada em solos estruturados é bastante forte quando cisalhados sob baixas tensões confinantes. Entretanto, a máxima taxa de dilatação não ocorre quando é alcançada a resistência de pico, mas sim, a deformações maiores, indicando que a estrutura possui maior influência do que a densidade propriamente dita no comportamento tensão-dilatação.

Da mesma forma, Cecconi, Viggiani e Rampello (1998) afirmam que o comportamento dilatante de materiais estruturados é influenciado diretamente pelo nível das tensões de confinamento, à medida que, com o aumento destas tensões, ocorre uma transição de um comportamento dilatante para um comportamento compressivo, embora, o pico da curva tensão-deformação não corresponde à máxima taxa de dilatação.

Cuccovillo e Coop (1999) ao analisarem dois solos naturalmente cimentados, constataram que a tensão de pico praticamente coincide com a tensão de plastificação da estrutura, e posteriormente, seguiu-se de uma rápida perda de resistência associada com notáveis deformações de compressão, o que caracterizaria uma forte influência da cimentação na resistência do material. Já para o segundo solo estudado, as tensões de pico somente foram observadas sob tensões confinantes muito baixas, seguida de considerável dilatação e de deformações plásticas logo após o solo ter alcançado a plastificação. A partir desse ponto iniciou-se a degradação, mostrando a forte influência que nesse caso, que o arranjo intergranular possui sobre o comportamento do material. Segundo os autores, a máxima taxa de dilatação encontrada para o segundo solo ocorreu no momento em que foi alcançada a máxima resistência, indicando que nesse caso, o comportamento foi puramente friccional. Assim, os autores observaram que a cimentação somente contribuiu para que houvesse um aumento da rigidez inicial.

Coop e Atkinson (1993) identificaram que algumas amostras de um solo cimentado artificialmente quando cisalhadas sob baixas tensões de confinamento, nem sempre alcançaram um estado crítico bem definido, em relação àquele apresentado pelo solo não cimentado. Os autores acreditam que mesmo após serem atingidos níveis de deformações cisalhantes relativamente grandes, essa continua a apresentar forte influência no comportamento do material. Também, constataram que as amostras cimentadas, quando cisalhadas nesse nível de tensões, ocorre a formação de um plano de cisalhamento bem definido, permitindo que, para essa condição, ocorra uma menor confiabilidade dos resultados obtidos.

Cecconi, Viggiani e Rampello (1998) observaram claramente a influência da cimentação entre as partículas e o colapso natural da estrutura na resistência de uma rocha vulcânica frágil. Tais autores afirmam que a quebra da cimentação entre as partículas e o fenômeno da dilatação tem efeitos totalmente opostos na resistência ao cisalhamento do material. Ainda, os mesmos observaram um comportamento dilatante para amostras cisalhadas sob baixas tensões confinantes. Tal comportamento foi seguido pela formação de um plano de cisalhamento muito bem definido, mostrando que depois de atingida a máxima tensão desvio, essa reduz rapidamente para a tensão desvio última. Porém, os autores afirmam que é necessário que se tenha cuidado na avaliação do comportamento tensão-deformação, em virtude da não homogeneidade das deformações que ocorrem na amostra. Problemas com concentração de deformações, bem como os efeitos que a membrana e o pistão podem também apresentar forte influência na determinação das deformações que o material sob comportamento dilatante que ocorrem durante o cisalhamento.

Cuccovillo e Coop (1993) constataram que em um arenito submetido ao cisalhamento foi possível alcançar similares estados de tensões (q/p') obtidos para o mesmo material na condição desestruturada, mas que, em virtude da presença de um plano de cisalhamento localizado, não foi possível a identificação de um estado crítico em termos de variação volumétrica, onde tal seria nula.

Aversa et al. (1993) afirmam que o conceito de estado crítico não pode ser aplicado à situação onde não se observa um estado de deformações uniformes durante o cisalhamento. Ainda, os autores relatam que o comportamento caracterizado por deformações do tipo “*strain-softening*” pode estar relacionado com a dilatância do material, ou mesmo, com o colapso das ligações cimentantes entre as partículas.

Cuccovillo e Coop (1999) sugerem a partir de considerações qualitativas do balanço de energia, que a dilatação de um solo na condição intacta é inibida pelo intertravamento e pela contínua presença de alguma cimentação. Dessa forma, após ser alcançado o ponto de plastificação, ocorre gradualmente um processo de desestruturação da cimentação existente, permitindo assim que a dilatância aumente até alcançar um valor máximo. Isto pode justificar o fato de que solos cimentados apresentam a máxima taxa de dilatância somente após ser alcançada a máxima tensão desvio durante a fase de cisalhamento.

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O estudo do comportamento de solos estruturados em amostras naturalmente cimentadas é de difícil realização, pois o processo que envolve a amostragem, geralmente promove danos à própria estrutura do material. Segundo Clayton, Hight e Hopper (1992), bem como Atkinson (1993) esta perturbação ocasiona incertezas na análise dos resultados, ainda mais quando esses são direcionados ao estudo da própria estrutura do solo. Assim, buscou-se criar um material artificialmente cimentado que pudesse suprir as condições necessárias para o estudo de um solo estruturado, de maneira que a perturbação descrita acima pudesse ser reduzida ao máximo. A criação deste tipo de material também possibilita o controle de variáveis, tais como nível de cimentação, densidade, saturação e também da história de tensões que durante e após a formação da estrutura do solo.

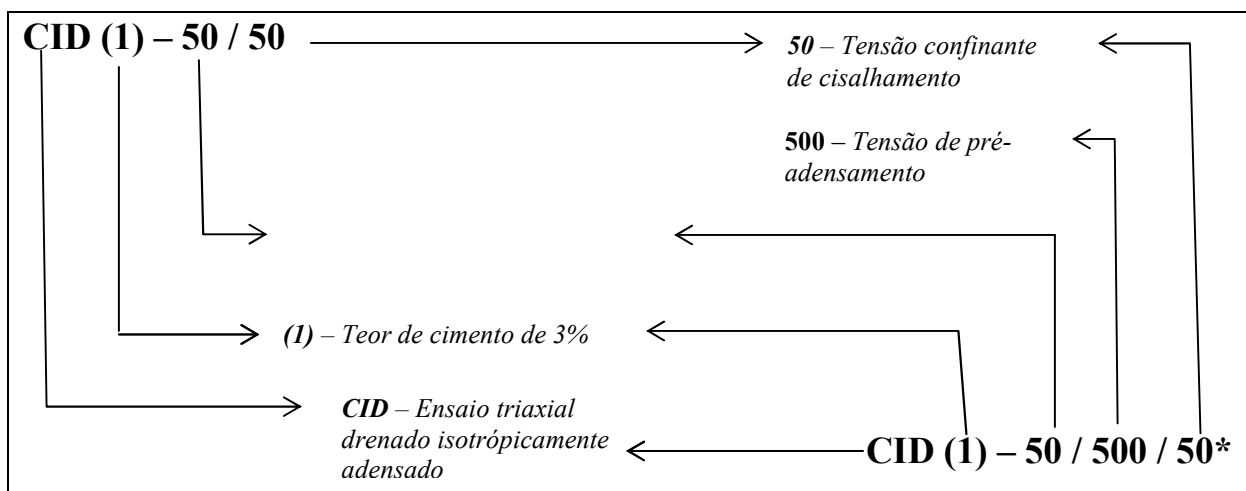
A criação das condições necessárias para o desenvolvimento de um solo estruturado similar ao encontrado no seu estado natural, como as tensões de confinamento que esse sofre durante e após a sua cimentação podem ser facilmente reproduzidas a partir de amostras de solo-cimento curadas dentro de uma câmara triaxial, de forma isotrópica ou anisotrópica. Assim, além da investigação do comportamento deste material estruturado sob diferentes tensões é possível analisar a história de tensões ocorrida antes e depois da formação da estrutura cimentante, como o alívio (no caso de uma erosão) ou mesmo através de uma sobrecarga imposta ao solo. Isso poderia ser realizado por meio de carregamentos e, ou descarregamentos da amostra antes ou depois do processo de cura. Seguindo esta analogia, este capítulo visa descrever os procedimentos que foram adotados na etapa experimental deste trabalho.

3.2 DESCRIÇÃO DO PROGRAMA EXPERIMENTAL

A etapa experimental compreendeu uma bateria de ensaios triaxiais drenados, consolidados isotropicamente (CID) em amostras com e sem cimentação. As variáveis investigadas englobam a identificação da influência da tensão confinante de cura, e por consequência o índice de vazios de cura, em amostras com diferentes níveis de cimentação sob diferentes tensões confinantes de cisalhamento.

Baseado nas variáveis acima descritas buscou-se então analisar as respostas relacionadas à tensão desvio, módulo secante, parâmetros de resistência de pico e último (c' e ϕ') e variação volumétrica. Da mesma forma, investigou-se a tensão de plastificação e posteriormente as superfícies de plastificação juntamente com as envoltórias de ruptura no espaço $p':q$ em função do teor de cimento, do índice de vazios de cura e da tensão confinante utilizada no cisalhamento das amostras. Outras variáveis, como densidade inicial, índice de vazios inicial, grau de saturação inicial, natureza do cimento, granulometria, tempo de cura, etc., foram mantidas constantes em todas as amostras.

Assim, na tabela 1 são apresentadas às tensões confinantes de cura bem como as tensões confinantes aplicadas durante a fase de cisalhamento para as amostras testadas. A definição da nomenclatura dos ensaios é descrita logo abaixo. Na figura 9 é apresentado de forma esquemática, a terminologia utilizada na identificação dos ensaios.



* Ensaios que sofreram o pré-adensamento após a cura

Figura 9: Terminologia utilizada para identificar os ensaios realizados

Tabela 1: Descrição dos ensaios triaxiais realizados em amostras com 0%, 1%, 2% e 3% de cimento.

ENSAIOS CID		TENSÃO DE CURA		
		50	250	500
TENSÃO DE CONFINAMENTO NO CISALHAMENTO	50	CID (0) - 50/50	CID (0) - 250/50	CID (0) - 500/50
		CID (1) - 50/50	CID (1) - 250/50	CID (1) - 500/50
		CID (2) - 50/50	CID (2) - 250/50	CID (2) - 500/50
		CID (3) - 50/50	CID (3) - 250/50	CID (3) - 500/50
	250	- X -	CID (0) - 250/250	CID (0) - 500/250
		CID (1) - 50/250	CID (1) - 250/250	CID (1) - 500/250
		CID (1) - 50/250/50*	- X -	- X -
		CID (2) - 50/250	CID (2) - 250/250	CID (2) - 500/250
		CID (3) - 50/250	CID (3) - 250/250	CID (3) - 500/250
	500	- X -	- X -	CID (0) - 500/500
		CID (1) - 50/500	CID (1) - 250/500	CID (1) - 500/500
		CID (1) - 50/500/50*	- X -	- X -
		CID (2) - 50/500	CID (2) - 250/500	CID (2) - 500/500
		CID (3) - 50/500	CID (3) - 250/500	CID (3) - 500/500
	750	- X -	- X -	CID (2) - 500/750
		- X -	- X -	CID (3) - 500/750

* Ensaios que sofreram o pré-adensamento após a cura

A figura 10 mostra no espaço $e:\ln p'$, as tensões de cura e os respectivos índices de vazios de cura, adotados no programa experimental. A descrição dos resultados dos ensaios que compreendem a etapa experimental, bem como as análises dos mesmos serão discutidas nos próximos capítulos.

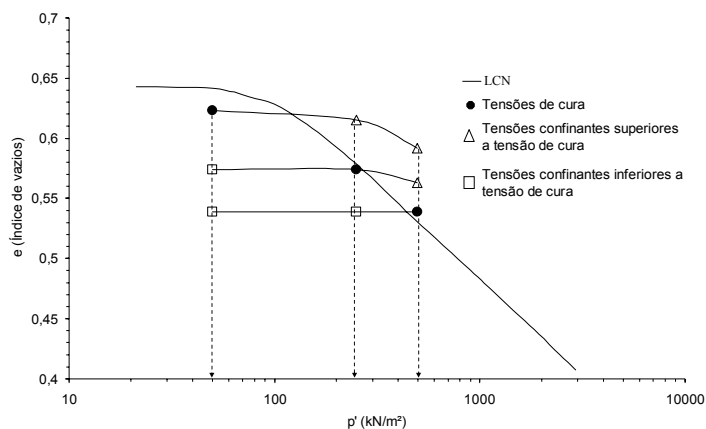


Figura 10: Tensões isotrópicas de cura apresentadas no espaço $e:\ln(p')$

3.3 MATERIAIS UTILIZADOS

Utilizou-se neste trabalho, um solo residual de horizonte C, caracterizado por ser uma areia fina siltosa, mal graduada, fracamente plástica, oriundo da Formação Botucatu, localizado nas proximidades da rodovia estadual RS-240, localidade de Vila Scharlau, Município de São Leopoldo/RS (NÚÑEZ, 1991). As características físicas bem como o comportamento mecânico do solo natural e compactado, com e sem a adição de agente cimentante foram, obtidos a partir de estudos realizados por Núñez (1991), Heineck (1998) e Prietto (1996), assim justificando a escolha desse material.

A tabela 2 mostra a caracterização físico-química e mineralógica detalhada do solo apresentada por Núñez (1991). Prietto (1996) também realizou ensaios de caracterização das propriedades físicas do solo, sendo os resultados de ambos os autores apresentados na tabela 3.

Tabela 2: 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

Tabela 3: Propriedades físicas do solo obtidas por Núñez (1991) e Prietto (1996).

PROPRIEDADES	RESULTADOS OBTIDOS	
	NÚÑEZ (1991)	PRIETTO (1996)
Limite de liquidez	21,0%	22,0%
Limite de plasticidade	17,0%	15,0%
Índice de plasticidade	4,0%	7,0%
Limite de contração	19,0%	-
Peso específico real dos grãos	26,7 kN/m ³	27,0 kN/m ³
Diâmetro efetivo	0,003 mm	0,0028 mm
Coefficiente de uniformidade	43	32
% de areia média (0,42 < ϕ < 2 mm)	4,3%	2,4%
% de areia fina (0,074 < ϕ < 0,42 mm)	50,3%	46,0%
% de silte (0,002 < ϕ < ,074 mm)	32,4%	32,6%
% de argila (ϕ < 0,002 mm)	13,0%	19,0%

Os parâmetros de compactação do solo estudado foram determinados a partir dos resultados obtidos por Núñez (1991), os quais são apresentados na tabela 4, juntamente com os valores de resistência a compressão simples para as respectivas energias de compactação.

Tabela 4: Parâmetros de compactação do solo (NÚÑEZ, 1991)

ENERGIA DE COMPACTAÇÃO	γ_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

A fim de induzir a cimentação nas amostras, utilizou-se como agente estabilizante o cimento Portland CP-V ARI, de alta resistência inicial. A aplicação do cimento CP-V como agente estabilizante teve por objetivo reduzir o tempo de cura necessário para que as amostras testadas apresentassem o nível de cimentação desejado.

Em todas as amostras, utilizou-se água destilada para a realização das misturas de solo-cimento dentro das especificações de umidade e saturação apresentadas neste trabalho.

3.4 PROCEDIMENTOS DE ENSAIOS E EQUIPAMENTOS ADOTADOS

3.4.1 Preparação das amostras para os ensaios triaxiais drenados

Inicialmente, todo o material necessário para os procedimentos de colocação das amostras no equipamento triaxial, tais como a percolação de água pela tubulação para a retirada de bolhas de ar, marcação de membranas para posterior fixação dos sensores locais de deformação, saturação das pedras porosas e papel filtro foram realizados antes da mistura dos materiais. Hardware e software do sistema de aquisição de dados para as medições das tensões a serem aplicadas também foram previamente preparados. Tudo isso, com o intuito de reduzir ao máximo o tempo entre a colocação da água na mistura solo-cimento e a aplicação das tensões confinantes de cura.

Foram adotadas características físicas, como índice de vazios inicial, teor de umidade, grau de saturação e teor de cimento, similares às utilizadas por Rotta (2000), as quais estão apresentadas na tabela 5 juntamente com a faixa de variação destas propriedades.

Tabela 5: Parâmetros utilizados na moldagem das amostras

Propriedade	Valor	Faixa de variação
Índice de vazios inicial	0,65	± 0,02
Grau de saturação	80%	± 3,00%
Umidade de moldagem	19%	±0,60%
Densidade aparente seca	16,5 kN/m ³	± 0,3 kN/m ³

Para a confecção das amostras a serem ensaiadas, sempre se seguiu à metodologia que está apresentada nos tópicos a seguir:

- Procedeu-se a extração, secagem, destorroamento e quarteamento do solo, utilizando somente a fração de solo passante na peneira com diâmetro máximo de 2 mm para a confecção das amostras;
- Pesagem do solo, cimento e água, necessários para realizar as misturas, com uma precisão de 0,01g;
- No caso das amostras cimentadas, foi realizada a adição do cimento ao solo nos teores de 1%, 2% e 3% do peso seco do solo e posterior homogeneização. Seguindo, água destilada foi então adicionada completando-se assim a mistura. Marcou-se o tempo com o auxílio de um cronômetro a partir do momento em que a água foi adicionada à mistura;
- Compactaram-se as amostras em três camadas de igual altura em um cilindro tri-partido, tendo cada amostra um diâmetro e uma altura aproximadamente igual a 5 cm e 10 cm, respectivamente;
- Ao final da moldagem, as amostras foram pesadas e suas dimensões medidas. Coletaram-se também três amostras de material para a verificação do teor de umidade da mistura.

Os ensaios triaxiais realizados seguiram trajetórias convencionais (tensão confinante constante com somente acréscimo da tensão axial). Na figura 10 é apresentado o equipamento utilizado nos ensaios.



Figura 11: Prensa triaxial utilizada nos ensaios deste estudo

Em conjunto com o sistema externo de medição de deformações axiais, utilizaram-se dois sensores de efeito “*Hall*”, os quais foram posicionados diretamente sobre a amostra como mostrado na figura 12a. Estes sensores permitiram a medição de deformações muito pequenas, não perceptíveis ao sensor de deslocamento externo. As deformações volumétricas foram realizadas com o auxílio de um medidor do tipo “*Imperial College*” como apresentado na figura 12b.

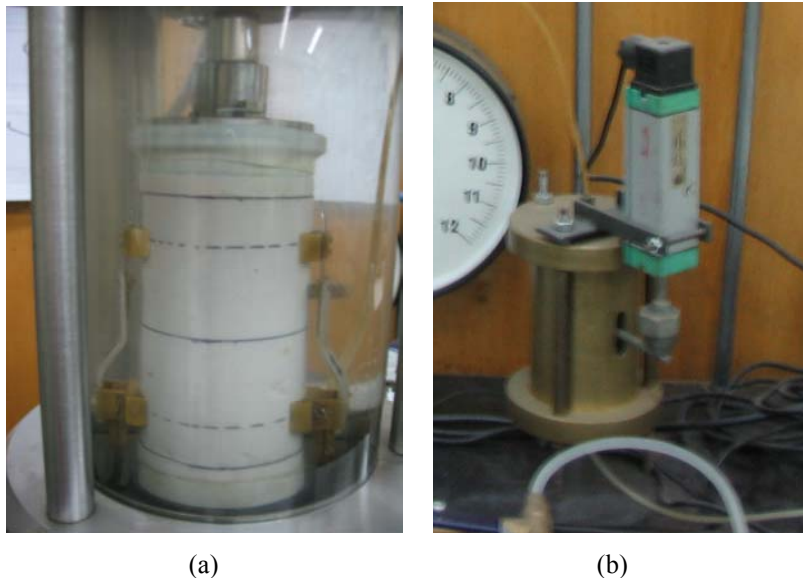


Figura 12: Sistemas de medições de deformações: (a) Sensores de efeito “*Hall*”; (b) Medidor de variação volumétrica.

3.4.2 Procedimento de cura das amostras

Depois de preparada às amostras, essas foram posicionadas junto ao equipamento triaxial, onde se seguiram os procedimentos padrões para a montagem do equipamento para a realização do ensaio, tais como a colocação da membrana e dos sensores de deslocamento (descritos posteriormente). Ao final da montagem do equipamento triaxial, aplicou-se então a tensão de confinamento de cura e esperou-se que o adensamento ocorresse durante um período de 30 min (tempo normalmente restante até o início da pega do cimento).

O sistema de drenagem permaneceu aberto durante o tempo de adensamento das amostras, bem como durante a fase de cura das mesmas. As variações volumétricas neste estágio não foram contabilizadas. Assim, os valores referentes ao índice de vazios obtidos no final dos ensaios foram considerados iguais aos obtidos em ensaios isotrópicos apresentados por Rotta (2000). Tais ensaios foram realizados com um sistema de medições locais da variação volumétrica, o que então, permitiu a correta interpretação do valor do índice de vazios ao final do processo de cura das amostras.

A cura, então foi realizada durante um período de 48 horas sob constante tensão isotrópica. Em todas as amostras, o tempo entre a adição de água à mistura solo-cimento e a aplicação da tensão de cura foi de no máximo igual há 30 minutos, garantindo assim um tempo mínimo de adensamento da amostra de aproximadamente 30 minutos. Dessa forma, seguindo as prescrições da norma NBR-5732 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1994), a qual estipula que o tempo de início da pega do cimento CP-V ARI é igual á 1 hora, garantiu-se então que as reações pozolânicas do cimento somente ocorressem após a aplicação das respectivas tensões confinantes de cura.

A percolação de água foi realizada durante todo o processo de adensamento e cura das amostras, tendo essa a finalidade de aumentar o grau de saturação e ao mesmo tempo diminuir a sucção junto às amostras. Segundo Rotta (2000) os níveis máximos de sucção mátrica medidos, ficaram na faixa de 10kN/m^2 a 22kN/m^2 para as condições iniciais das amostras.

3.4.3 Fase de cisalhamento das amostras

Depois de passado o período de 48 horas de cura das amostras e cessada a percolação, aplicou-se então um carregamento/descarregamento isotrópico até alcançar a tensão confinante de cisalhamento (para o caso em que as tensões confinantes de cisalhamento foram diferentes das utilizadas durante a cura). Permitiu-se, ao longo do carregamento ou descarregamento, o adensamento das amostras e a dissipação do excesso de poro pressão gerada nas amostras. Em função desse carregamento ser isotrópico, novamente as variações volumétricas foram consideradas como sendo iguais àquelas encontradas nas curvas de compressão isotrópica (ROTTA, 2000) para a respectiva tensão de confinamento. No caso das amostras curadas e cisalhadas sob a mesma tensão confinante, apenas aplicou-se uma tensão

de contra pressão igual a 32kN/m^2 e um acréscimo de igual valor na pressão confinante, garantindo assim uma mesma tensão efetiva inicial.

Da mesma forma considerada por Rotta (2000), não houve a saturação das amostras. Todas as amostras foram cisalhadas com um grau de saturação com um valor ao mínimo adotado no processo de moldagem (próximo a 80%), sendo que este valor teve um aumento em virtude do processo de percolação durante a cura e pela redução do índice de vazios durante o adensamento das amostras, mas que esse acréscimo não foi quantificado. O fato de não se ter adotado a saturação por contrapressão está ligado a dois motivos:

1. Segundo Bressani e Vaughan (1989), ciclos pequenos de carregamento isotrópicos convencionalmente adotados na fase de saturação pela aplicação de contra-pressão podem danificar a estrutura do material; e
2. Em virtude do tempo de início das reações pozolânicas se darem num prazo inferior à uma hora, não haveria tempo suficiente para que houvesse o adensamento das amostras antes que ocorressem tais reações, caso fosse incluída a etapa de saturação das amostras por contra-pressão antes do processo de cura.

Em qualquer um dos ensaios, não se permitiu à fuga de ar remanescente dentro das amostras durante a fase de cisalhamento para fora do sistema. Rotta (2000), afirma que nas condições de densidade e saturação das amostras utilizadas por ele (e que são as mesmas adotadas neste trabalho), que o excesso de poro pressões poderia gerar distorções na medição do sistema externo de variação volumétrica. Para um valor de 15kN/m^2 medido na base da amostra, o autor constatou que o erro apresentado na medição do índice de vazios estaria próximo a 0,005. Assim, nos ensaios triaxiais realizados neste estudo, adotou-se uma velocidade de carregamento suficientemente baixa (próximo a 1%/h) a fim de evitar que excessos de poro pressão fossem gerados durante a etapa de cisalhamento das amostras.

4 EFEITOS DA TENSÃO DE CURA E DO NÍVEL DE CIMENTAÇÃO NO COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO

4.1 GENERALIDADES

A cimentação existente em solos sedimentares muitas vezes se forma sob diferentes tensões geostáticas, o que possibilita que essa cimentação seja criada sob diferentes níveis de confinamento e ao mesmo tempo distintos valores de índice de vazios. Contudo, a análise em laboratório de amostras indeformadas extraídas em diferentes profundidades, normalmente envolve danos a sua estrutura durante a preparação das mesmas. Assim, a técnica da cura sob tensão permite que amostras sejam preparadas em laboratório com características conhecidas, tais como porosidade, grau de cimentação e outras, sem a perturbação descrita anteriormente para amostras indeformadas.

Desta forma, o presente capítulo tem por objetivo apresentar os efeitos do nível de tensão de cura e seus respectivos índices de vazios de cura, bem como o nível de cimentação apresenta no comportamento tensão-deformação (axial e volumétrica). Para isso, foram avaliadas amostras curadas sob três diferentes tensões de cura e três níveis de cimentação distintos, como descrito no capítulo referente aos materiais e métodos adotados nesse trabalho.

4.2 INFLUÊNCIA DA TENSÃO DE CURA E DO ÍNDICE DE VAZIOS DE CURA

A tensão de cura e a conseqüente redução do índice de vazios têm apresentado notáveis efeitos sobre o comportamento tensão-deformação do material estudado. Para análises apresentadas neste capítulo e nos demais, serão utilizados os resultados de compressão isotrópica apresentados por Rotta (2005) e Rotta et. al (2003). Esses resultados são demonstrados de forma resumida na tabela 6, onde se dá ênfase aos valores de tensão isotrópica de plastificação.

Tabela 6: Parâmetros obtidos por Rotta (2005) referente aos ensaios de compressão isotrópica sob amostras cimentadas curadas sob tensão.

Notação	Teor de Cimento (%)	Índice de Vazios Inicial / de Cura	Tensão Isotrópica Inicial / de Cura (kN/m ²)	Incremento de Tensão de Plastificação (kN/m ²)	Tensão de Início de Plastificação (kN/m ²)	<i>Bulk Modulus</i> Inicial (MPa)
ISO(0)0-3000	0	0,650	--	--	--	6,0
ISO(1)100-6000	1	0,627	98	80	178	25,9
ISO(1)250-6000		0,573	246	159	405	45,7
ISO(1)500-6000		0,534	499	216	715	57,0
ISO(2)100-6000	2	0,618	104	190	294	36,4
ISO(2)250-6000		0,573	254	267	521	68,0
ISO(2)500-6000		0,547	494	380	874	147,0
ISO(3)100-6000	3	0,623	99	260	359	48,4
ISO(3)250-6000		0,574	245	315	560	167,0
ISO(3)500-6000		0,537	492	498	990	267,2

A figura 13 apresenta os resultados para as amostras com um grau de cimentação correspondente o teor de 1 % de cimento, curadas sob tensões de cura iguais a 50 kN/m², 250 kN/m² e 500 kN/m², e cisalhadas sob três tensões confinantes de ensaio.

Analisando os resultados apresentados, é possível notar que há uma considerável mudança do comportamento à medida que tensões de cura maiores foram adotadas. Têm-se observado uma transição de um comportamento dúctil e ao mesmo tempo compressivo, para um comportamento frágil e dilatante. Amostras curadas sob baixas tensões e cisalhadas sob altas tensões confinantes, apresentaram uma compressibilidade maior que aquelas observadas para as amostras curadas sob altas tensões de cura. De fato, em consequência da redução do índice de vazios imposta no momento da aplicação da tensão de cura, as amostras mais densas tendem a apresentar um comportamento mais frágil e dilatante quando cisalhadas sob baixas tensões confinantes. Este mesmo fato, também foi observado por Huang e Airey (1993), os quais constataram que com o aumento da densidade de uma areia cimentada, houve considerável mudança do comportamento do material, seguido de considerável expansão durante a fase de cisalhamento em relação àquelas que possuíam baixas densidades.

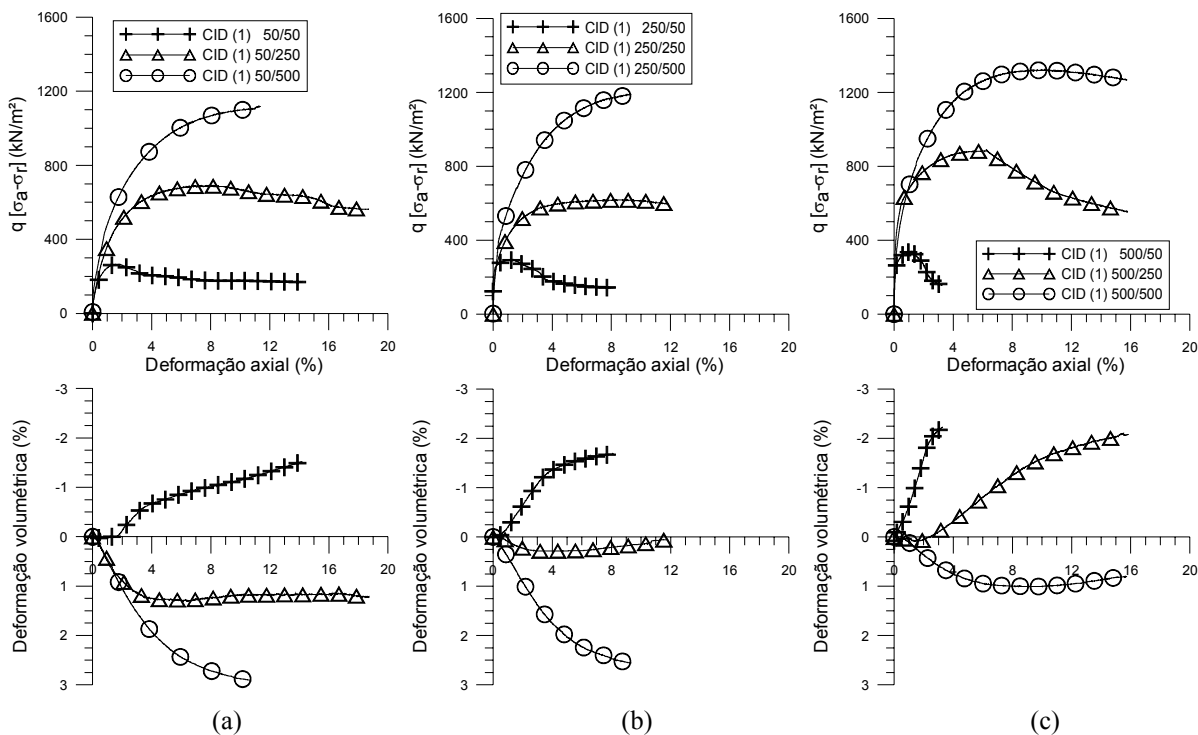


Figura 13: Influência da tensão de cura para amostras com um teor de cimento igual a 1%: (a) Tensão de cura de 50 kN/m²; (b) Tensão de cura de 250 kN/m²; e (c) Tensão de cura de 500 kN/m².

Observando-se ainda os resultados da figura 13, porém agora do ponto de vista de resistência, foi constatado que o ganho mais pronunciado foi para aquelas amostras curadas sob altas tensões. O aumento da tensão de cura e conseqüente redução do índice de vazios permitiram que a máxima tensão desvio alcançada ocorresse há deformações menores de acordo com o aumento da tensão de cura. Um fato interessante é observado com o comportamento $q: \varepsilon_a$ para o ensaio CID (1) 250/250, onde se constata que não houve um acréscimo significativo da tensão desvio em comparação ao ensaio na mesma tensão de cisalhamento, porém curada a uma tensão de 50 kN/m². A hipótese é a de que problemas na medição da tensão desvio tenham ocorrido inviabilizando assim a observação correta da mesma ao logo do ensaio. Mesmo assim, procurou-se apresentar os resultados deste ensaio com o intuito de demonstrar o comportamento relacionado com a variação volumétrica, o qual seguiu a tendência apresentada pelos demais ensaios.

Na figura 14 são apresentadas às curvas de módulo secante obtidas para os ensaios descritos na figura 13. Constata-se que as amostras que foram curadas sob altas tensões de cura demonstraram uma rigidez inicial superior a aquelas encontradas para as baixas tensões de

cura. Tal fato estaria ligado aos efeitos do pré-adensamento que essas amostras sofreram pelo processo de cura, ao mesmo tempo em que no caso das amostras curadas sob baixas tensões de cura e tiveram sua estrutura danificada pela aplicação da tensão confinante, quando esta superou a tensão de plastificação sob compressão isotrópica.

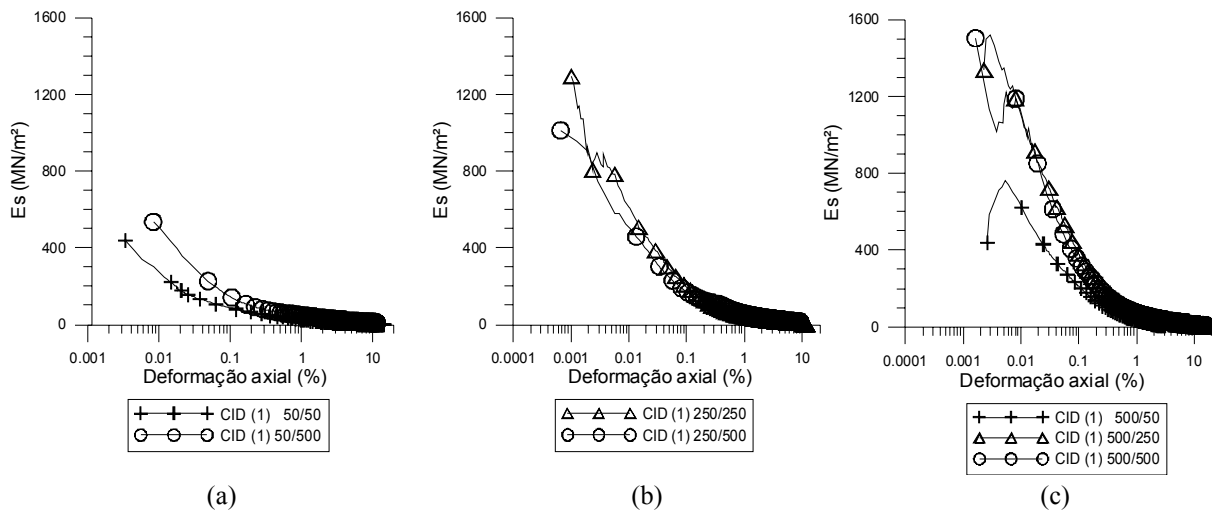


Figura 14: Módulo secante observado para as amostras com 1% de cimento, curadas sob tensões de: (a) 50 kN/m², (b) 250 kN/m² e (c) 500 kN/m².

4.2.1 Influência da história de tensões após a cura e degradação da estrutura

A figura 15 mostra a comparação entre os resultados das curvas tensão-deformação, obtidas para as amostras que sofreram danos na estrutura em função da aplicação das tensões confinantes de ensaio. No caso do ensaio CID (1) 50/500, foi observado que o comportamento tensão-deformação apresentado, está muito próximo daquele obtido para o solo na condição não cimentada. Tal comportamento está diretamente ligado ao processo de quebra da estrutura que a amostra cimentada sofreu durante a aplicação da tensão confinante. De acordo com os resultados de ensaios de compressão isotrópica apresentados por Rotta (2005) e que foram realizados com os mesmos procedimentos apresentados neste estudo, o valor da tensão de

plastificação na compressão isotrópica foi próximo a 178 kN/m^2 , o que pode justificar o comportamento que o ensaio CID (1) 50/500 apresentou durante a fase de cisalhamento.

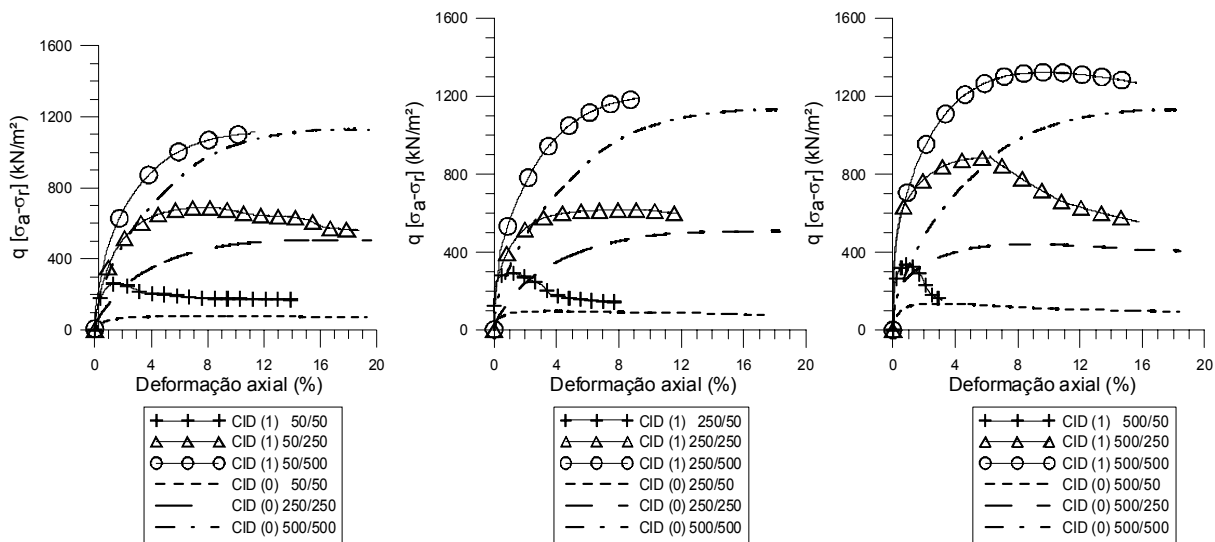


Figura 15: Comportamento tensão-deformação axial para amostras com 0% e 1% de cimento, curadas sob 50 kN/m^2 , 250 kN/m^2 e 500 kN/m^2 .

Um fato interessante está relacionado com o ensaio CID (1) 50/250, o qual também deveria ter se apresentado muito próximo daquele que foi encontrado para o ensaio CID (0) 250/250 e que o mesmo não pode ser constatado. Dessa maneira, a quebra da estrutura em virtude da aplicação das tensões confinantes, não ocorre em um único momento, logo que é superada a tensão isotrópica de plastificação. Assim, essa quebra se dá de forma gradual de maneira que para tensões confinantes superiores a tensão de plastificação, o comportamento do material tenderia estar mais próximo daquele encontrado para amostras do solo não cimentado, quando cisalhadas sob tensões confinantes comparáveis. Isto fica claro quando comparamos os comportamentos das amostras CID (1) 50/250 e CID (1) 50/500 em relação ao comportamento apresentado pelas amostras CID (0) 250/250 e CID (0) 500/500. A progressiva desestruturação por deformações volumétrica também foram observadas por autores como Rotta (2005), Consoli, Rotta e Prietto (2000) bem como, por Clayton, Hight e Hopper (1992) em amostras cisalhadas sob tensões confinantes superiores a tensão de plastificação isotrópica.

Em relação à rigidez inicial das amostras curadas sob altas tensões e que não foram submetidas a tensões confinantes superiores as tensão de plastificação isotrópica, verifica-se o crescente aumento da rigidez com o acréscimo das tensões confinantes. Esse comportamento é similar ao de uma argila normalmente adensada ou uma areia fofa, como apresentado por (LAMBE e WHITMAN, 1969), ou seja, módulos maiores para tensões confinantes maiores. Porém como já comentado anteriormente, as amostras que sofreram danos na sua estrutura durante a aplicação da tensão confinante de ensaio, têm apresentado valores de módulo secante inferiores, quando comparados com amostras cisalhadas sob tensões confinantes menores que a tensão isotrópica de plastificação. No caso do ensaio CID (1) 50/500 (figura 15), pode-se observar que mesmo após a amostra ter sofrido consideráveis danos em sua estrutura, apresentou uma rigidez inicial superior a aquela encontrada para o ensaio CID (1) 50/50. Esta ocorrência pode estar ligada ao processo de densificação que a amostra sofreu durante a aplicação da tensão confinante, de forma que essa alta tensão confinante permitiu que a amostra do ensaio CID (1) 50/500 obtivesse um arranjo intergranular mais compacto e conseqüentemente, este fato poderia influenciar na rigidez inicial da amostra.

A fim de averiguar este fenômeno com mais detalhes, procurou-se então realizar um ensaio extra com uma amostra com um teor de 1% de cimento, curada sob uma tensão de cura igual a 50 kN/m². A peculiaridade desse ensaio é de que a amostra foi carregada a uma tensão confinante igual a 500 kN/m², onde se permitiu a quebra da estrutura. Após a dissipação da poro-pressão gerada durante esse processo, procedeu-se o descarregamento das amostras até uma tensão confinante de ensaio igual a 50 kN/m², onde então, as mesmas foram cisalhadas. Assim, com esses procedimentos, foi possível obter então amostras cimentadas submetidas a diferentes histórias de tensões após a cura, com uma razão de pré-adensamento igual a 10 para o ensaio CID (1) 50/500/50* em relação ao ensaio CID (1) 50/50. Os resultados de tais ensaios extras podem ser observados na figura 16.

Um dos principais aspectos que podem ser observados está relacionado com a notável queda de resistência que a amostra submetida ao processo de desestruturação em relação ao comportamento apresentado pela amostra íntegra demonstrou durante a fase de cisalhamento das amostras. Outro fato, é que diferentemente dos resultados apresentados pela a amostra íntegra, observa-se que o comportamento tensão-deformação axial pós-pico das amostras que experimentaram danos a sua estrutura, têm mostrado uma convergência muito boa em relação ao solo não cimentado, ao passo que a grandes deformações, o comportamento de ambas as amostras são praticamente iguais.

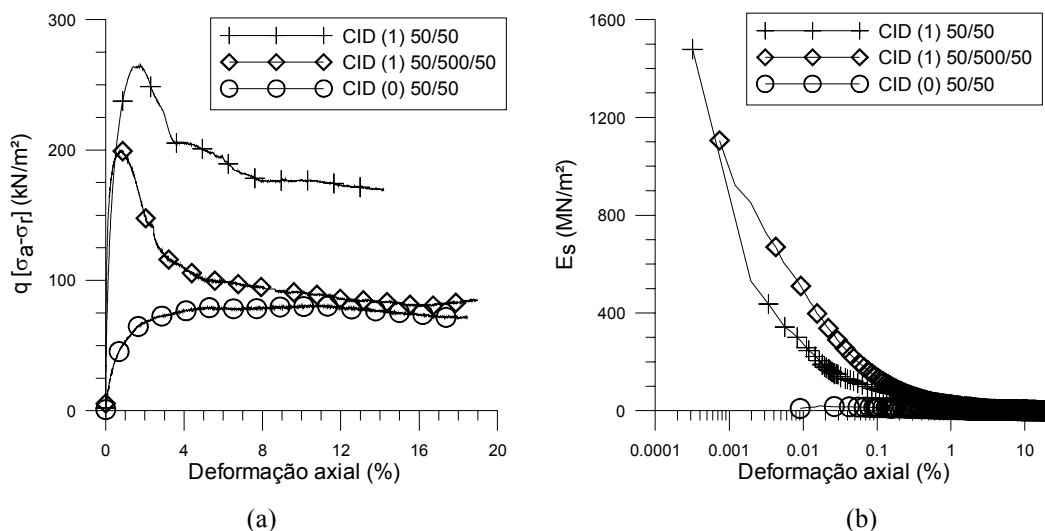


Figura 16: Efeitos relacionados aos danos da estrutura de amostras cisalhadas sob uma tensão confinante de 50 kN/m²: (a) Comportamento tensão-deformação axial; e (b) Módulo secante-deformação axial.

Com relação aos resultados de deformabilidade apresentados na figura 16b, observa-se que mesmo a amostra sofrendo danos consideráveis a sua estrutura, a mesma apresentou um comportamento mais rígido quando comparado com a amostra íntegra. Isto pode ser explicado, uma vez que, quando a amostra sofreu danos a sua estrutura, a mesma foi submetida a um forte processo de pré-adensamento, o qual então permitiu que a amostra desestruturada demonstrasse uma rigidez superior ao estado não desestruturado.

4.2.2 Efeitos da tensão de cura para os diferentes níveis de cimentação

Outra ocorrência importante a ser observada, está relacionada com a efetividade que as tensões de cura apresentam de acordo com o aumento do grau de cimentação. Na figura 17 são comparadas amostras curadas sob diferentes tensões de cura e com diferentes níveis de cimentação, cisalhadas sob uma tensão confinante igual a 50 kPa. De fato, tem sido observado que o acréscimo da tensão de cura permitiu que amostras com os diferentes níveis de cimentação apresentassem um considerável aumento da tensão de pico, de tal maneira que, esta característica ficou mais pronunciada para as amostras com um teor de 3% de cimento.

Da mesma maneira, constata-se para os três níveis de cimentação que houve um progressivo aumento dos valores de módulo secante. Isto pode ser vislumbrado ao se observar a figura 18, identificando assim, que o aumento da tensão de cura tem possibilitado que maiores módulos secantes fossem observados para aquelas amostras com 3% de cimento. Em amostras curadas sob uma tensão de cura igual a 500 kN/m^2 , ou seja, o aumento da tensão de cura junto com o aumento do teor de cimento tem proporcionado uma mudança considerável na deformabilidade do material.

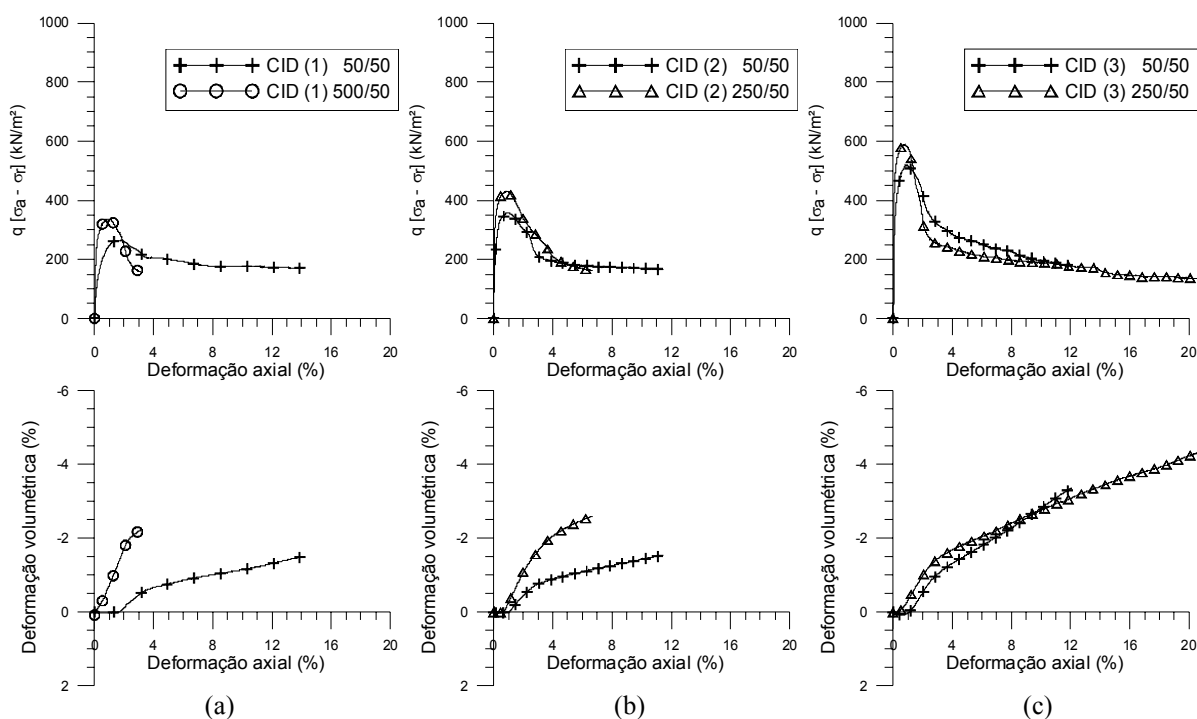


Figura 17: Efeitos da tensão de cura em amostras com diferentes teores de cimento cisalhadas sob uma tensão confinante de 50 kN/m^2 no comportamento tensão-deformação: (a) 1% de cimento; (b) 2% de cimento; e (c) 3% cimento.

Em relação às deformações volumétricas, tem sido observada a presença de alguns distúrbios nas medições, onde, para as amostras com 2% de cimento, curadas sob tensões de cura iguais a 250 kN/m^2 e 500 kN/m^2 , ambas cisalhadas sob uma tensão confinante de 50 kN/m^2 apresentaram comportamentos praticamente iguais. De fato, durante as medições volumétricas, possivelmente algum atrito gerado entre a membrana do “Bellofram” e o êmbolo influenciaram diretamente nas leituras da mudança de volume das amostras.

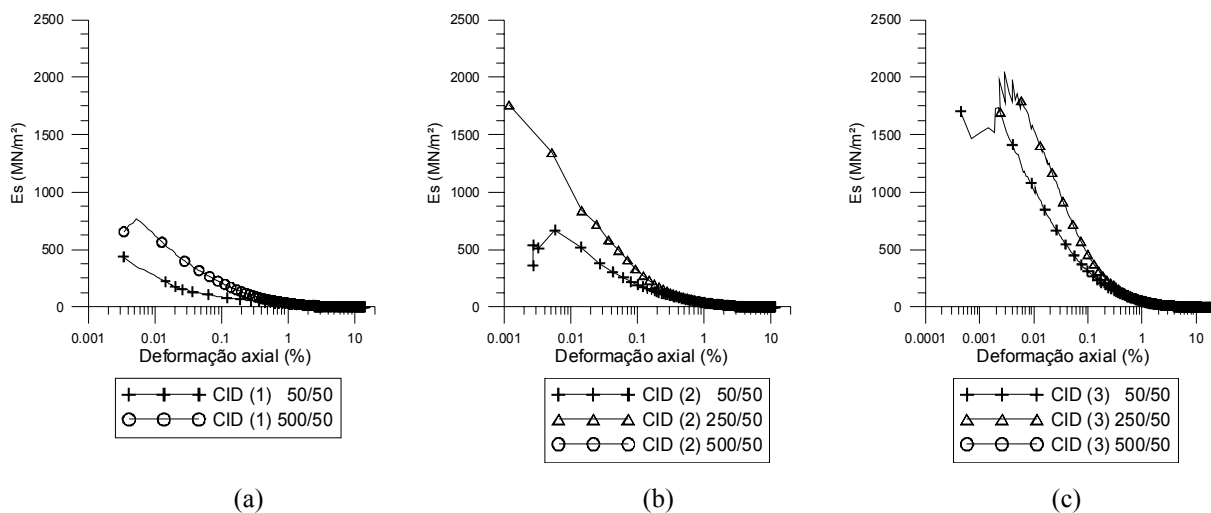


Figura 18: Módulo secante para amostras cisalhadas sob uma tensão confinante igual 50 kN/m² para: (a) 1% de cimento; (b) 2% de cimento; e (c) 3% cimento.

4.3 INFLUÊNCIA DO NÍVEL DE CIMENTAÇÃO

Muitos autores (ROTTA et al., 2003; HUANG e AIREY, 1993; LEROUEIL e VAUGHAN, 1990; e outros) tem relatado que o aumento do grau de cimentação apresenta significativa influência no comportamento de solos estruturados por cimentação. Normalmente, esses efeitos estão ligados diretamente ao aumento da tensão de pico na curva tensão-deformação, com aumento também da rigidez inicial e aumento da fragilidade.

Observando os resultados que estão apresentados na figura 19, pode-se claramente visualizar os efeitos que o aumento do grau de cimentação apresenta no comportamento tensão-deformação. Amostras que foram curadas sob uma tensão de 250 kN/m² e cisalhadas sob uma tensão confinante de 50 kN/m², apresentaram uma tensão de pico a deformações muito pequenas e ao mesmo tempo, uma rigidez inicial muito superior àquelas medidas para as amostras cisalhadas sob tensões confinantes maiores. Juntamente a esse comportamento, foram também identificadas notáveis deformações de expansão, e que estas tendem a ser menos significativas para tensões confinantes maiores. Um exemplo pode ser observado tomando as curvas de deformação volumétrica versus deformação axial para as amostras com um grau de cimentação correspondente a 3% de cimento (CID (3) 250/50, CID (3) 250/250 e CID (3) 250/500). Assim, constata-se que para a tensão de confinamento de 50 kN/m² o nível de deformações volumétricas de expansão são maiores e ao mesmo tempo, a máxima taxa de

expansão é observada a tensões axiais menores que aquelas apresentadas para a tensão de confinamento de 500 kN/m².

Características de deformabilidade dos ensaios apresentados na figura 19 podem ser observadas na figura 20. A partir de tais resultados, é possível identificar que o aumento do nível de cimentação tem permitido acréscimos sucessivos da rigidez inicial. Têm se observado a partir dos resultados apresentados até o momento, que os valores de módulo secante para deformações inferiores a 0,01% não se apresentam de forma monotônica. Provavelmente, isto ocorreu em virtude da precisão que os instrumentos de medição das pequenas deformações tiveram ao longo do início dos ensaios.

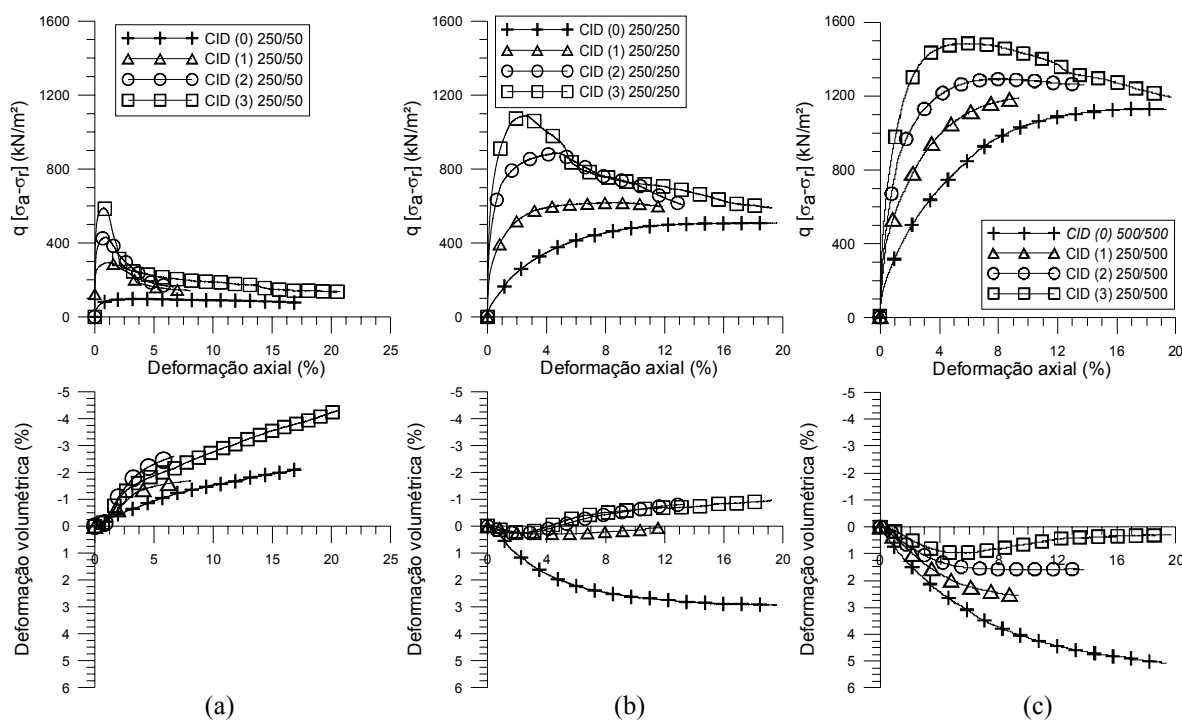


Figura 19: Influência do grau de cimentação no comportamento das amostras curadas sob uma tensão de 250 kN/m², cisalhadas sob uma tensão confinante de: (a) 50 kN/m²; (b) 250 kN/m²; e (c) 500 kN/m².

Aspectos relacionados com a convergência das curvas tensão-deformação no estado pós-pico das amostras cimentadas em relação às amostras não cimentadas, também foram observados. Desta forma, nota-se que para tensões de confinamento maiores, indiferente do nível de cimentação, tendem a convergir mais facilmente ao comportamento encontrado para as amostras não cimentadas. Em algumas amostras que foram cisalhadas sob uma tensão de

confinamento de 50 kN/m^2 não conseguiram apresentar a mesma tendência como observada para as demais, diferentemente de como foi visualizado junto a figura 15. Acredita-se que este aspecto está ligado diretamente à formação de um plano de cisalhamento na ruptura, assim, concentrando as deformações em uma região muito localizada da amostra e então permitindo a ocorrência de tal comportamento.

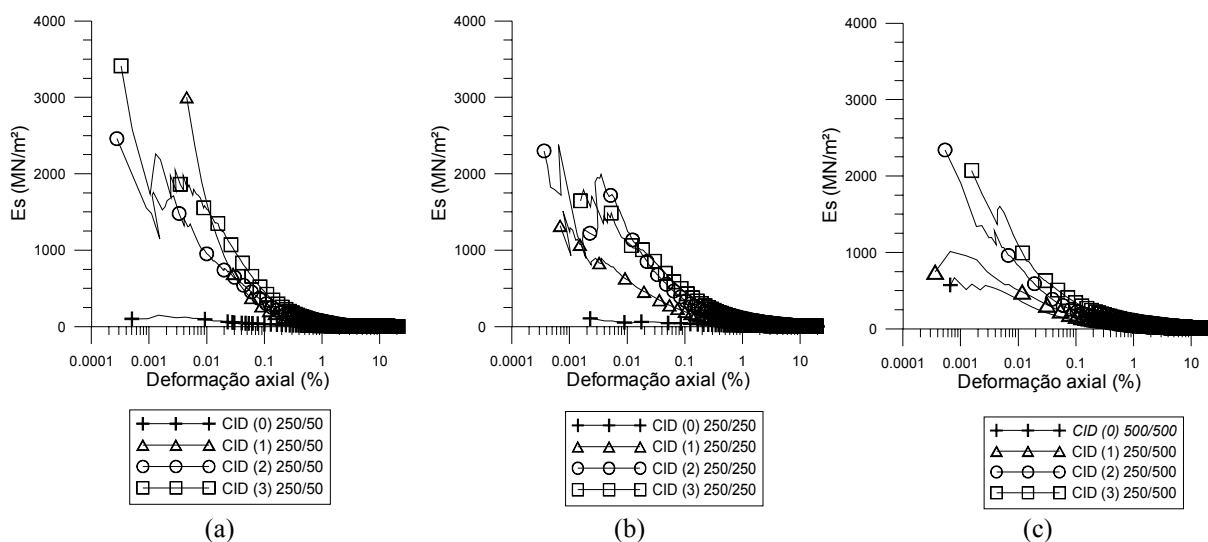


Figura 20: Influência do grau de cimentação no módulo secante das amostras curadas sob uma tensão de 250 kN/m^2 , cisalhadas sob uma tensão confinante de: (a) 50 kN/m^2 ; (b) 250 kN/m^2 ; e (c) 500 kN/m^2 .

4.4 ENVOLTÓRIAS DE RUPTURA E PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA

Nas figuras 21a, 22a e 23a são apresentadas respectivamente às envoltórias de ruptura para as amostras com teores de cimento iguais a 1%, 2% e 3%, curadas sob as diferentes tensões de cura adotadas neste estudo.

Observa-se nas envoltórias de ruptura que ocorre uma expansão das mesmas com o acréscimo da tensão de cura, sendo que tal aumento se deu para os três níveis de cimentação estudados. Este fato pode ser melhor observado em amostras que continham um teor de cimento igual a 3%, onde aquelas curadas sob uma tensão de cura igual a 500 kN/m^2 , apresentaram consideráveis ganhos de resistência ao se comparar com os resultados das amostras curadas sob uma tensão de cura igual a 50 kN/m^2 .

Evento constatado com notável mudança foi o aumento do intercepto coesivo de acordo com o acréscimo das tensões de cura juntamente com a elevação do grau de cimentação. De fato, a interação que há entre o agente cimentante e as partículas de solo ocorrem de melhor forma sob baixos índices de vazios de cura, onde um conjunto mais compacto permitiu a presença de uma superfície de contato maior e conseqüentemente, uma quantidade maior de pontos onde o agente cimentante se cristalizou.

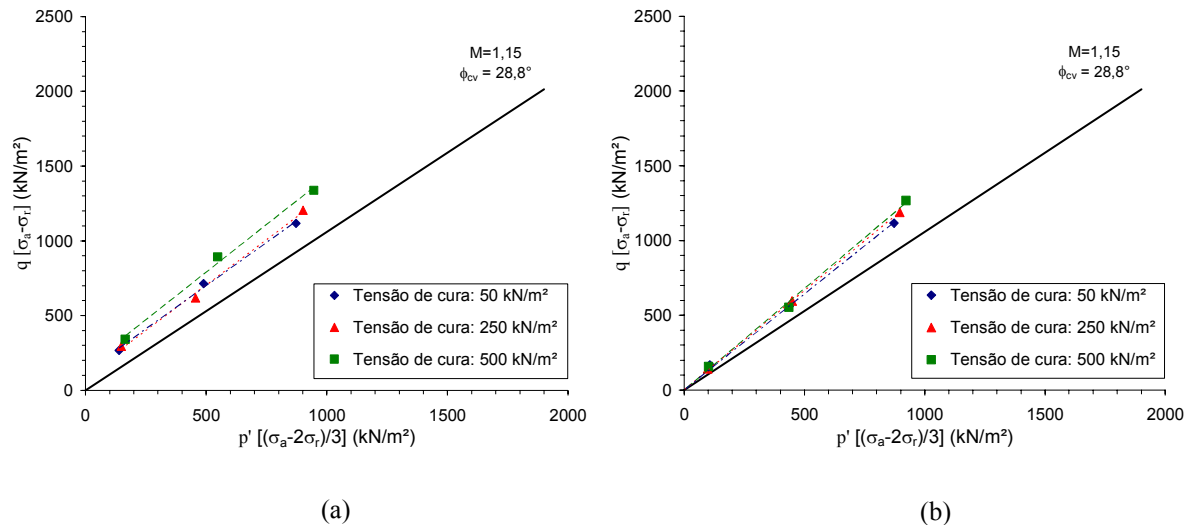


Figura 21: Envoltórias de resistências para as amostras com um teor de cimento igual a 1%: (a) Envoltória de Pico; e (b) Envoltória Última.

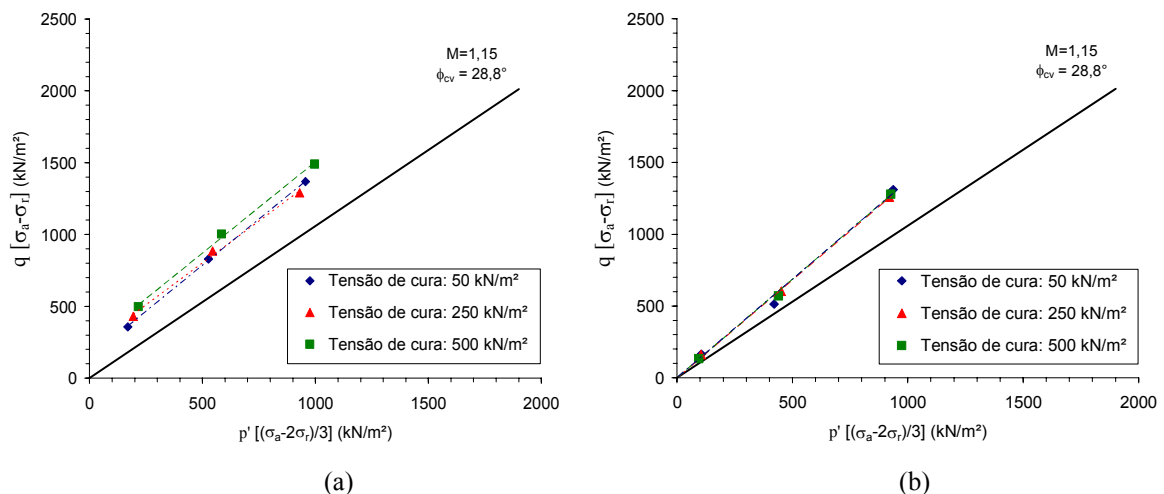


Figura 22: Envoltórias de resistências para as amostras com um teor de cimento igual a 2%: (a) Envoltória de Pico; e (b) Envoltória Última.

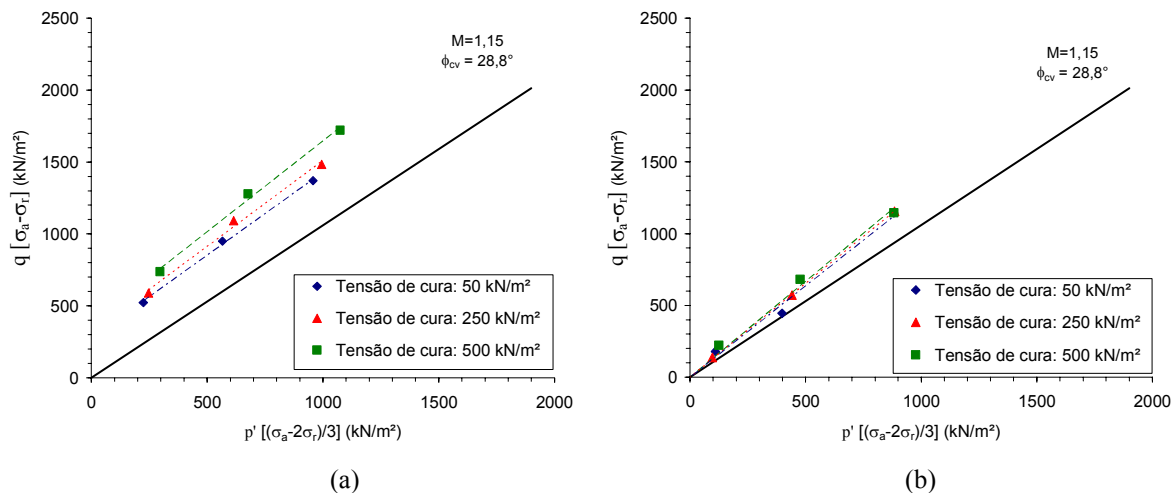


Figura 23: Envolvórias de resistências para as amostras com um teor de cimento igual a 3%: (a) Envolvória de Pico; e (b) Envolvória Última.

Observando-se agora as figuras 21b, 22b e 23b onde são apresentadas as envoltórias últimas de resistência podem-se notar que, para as amostras que foram cisalhadas sob altas tensões confinantes, o comportamento último tem permanecido muito diferente daquele encontrado para o solo não cimentado, indiferentemente da tensão de cura utilizada. Em primeira instância, esse aspecto peculiar poderia estar ligado ao fato de as deformações impostas não terem sido suficientes para se alcançar um comportamento último similar ao do solo não cimentado. Porém analisando-se a figura 16, fica claro que mesmo a grande deformações, da ordem de 20% não foi possível que tal comportamento fosse observado.

Acredita-se então que, pela adição do agente cimentante ao solo, estar-se-ia criando um novo material, o qual possuiria propriedades intrínsecas diferentes daquelas encontradas no caso do solo na condição não cimentada. Então, uma maneira capaz de se conseguir comparar o comportamento deste solo cimentado com o mesmo na condição desestruturada, seria através da cimentação desse solo e posterior amolgamento do mesmo por processos manuais com o objetivo de se ter um material com as propriedades intrínsecas do solo cimentado.

Relacionado às figuras 21, 22 e 23, são apresentados na tabela 7 os parâmetros de resistência que foram encontrados para as amostras curadas sob tensão. Assim como Rotta (2005), e ao contrário do observado por Clough et al. (1981), não foram constatadas grandes alterações do valor do ângulo de atrito em função do aumento da tensão de cura, mostrando que os valores ficaram muito próximos a 32° . Diferentemente, observa-se para todos os níveis de cimentação

aqui analisados, que os valores de intercepto coesivo apresentaram um constante aumento para as três tensões de cura.

Assim, numa análise de projeto é válido ressaltar a importância que deve ser dada aos efeitos do grau de compactação em solos estabilizados pela adição de cimento, de forma quanto melhor a eficiência da compactação da camada tratada, melhor será o comportamento do material quando solicitado por esforços mecânicos.

Esta analogia também foi apresentada por Foppa (2005), que avaliou a influência da relação entre a porosidade e o teor de cimento, mostrando que o processo de densificação permite que amostras cimentadas apresentem efeitos positivos com tal processo. O autor afirma que o mecanismo que influencia na resistência de uma mistura de solo cimento está ligado diretamente à existência de um maior número de contatos e ao mesmo tempo, um maior intertravamento das partículas de solo.

Tabela 7: Parâmetros de resistência de ruptura e último medidos para os ensaios realizados

Tensão de cura	Teor de cimento											
	1%				2%				3%			
	Pico		Último		Pico		Último		Pico		Último	
	c'	ϕ	c'	ϕ	c'	ϕ	c'	ϕ	c'	ϕ	c'	ϕ
50	58,1	29,0	0	30,3	70,7	31,9	0	34,3	130,4	29,0	0	31,4
250	48,0	30,3	0	32,4	109,0	28,6	0	33,4	150,8	30,1	0	31,9
500	74,4	31,7	0	33,8	114,5	31,6	0	34,2	217,5	29,8	0	31,4

5. SUPERFÍCIES DE PLASTIFICAÇÃO E DE ESTADO ÚLTIMO

5.1 GENERALIDADES

Os efeitos introduzidos pela cimentação e pelo aumento da densidade são claramente notados no comportamento de amostras artificialmente ou naturalmente cimentadas (ROTTA, 2005; ROTTA et al., 2003; LEROUEIL e HIGHT, 2003; BAUDET e STALLEBRASS, 2003; CUCCOVILLO e COOP, 1999; e HUANG e AIREY, 1993). De fato, a compreensão do comportamento de solos artificialmente cimentados a pequenas deformações é de grande interesse, uma vez que se busca a identificação dos limites bem como da forma destas superfícies de plastificação. Tais superfícies de plastificação definem, então, a transição que ocorre entre um comportamento elástico, para um comportamento predominantemente plástico e início da degradação da estrutura.

Assim, esse capítulo procura definir um critério para o estabelecimento das tensões de plastificação encontradas a partir dos ensaios triaxiais, bem como, apresentar esses pontos de plastificação na forma das superfícies de plastificação (*Yield Surfaces*) representadas no espaço $p':q$, em função das variáveis estudadas neste trabalho, ou seja, em função da tensão de cura ou índice de vazios de cura, e em função do nível de cimentação.

Serão também apresentadas de forma normalizada pela pressão equivalente (p'_e e p'_c), as superfícies de plastificação juntamente com as superfícies de estado limite que definem o comportamento destes materiais para cada tensão de cura.

5.2 DETERMINAÇÃO DAS TENSÕES DE PLASTIFICAÇÃO

Em solos estruturados por cimentação, uma maneira simples de identificar a tensão onde ocorre a plastificação tem sido obtida simplesmente pela determinação do ponto onde ocorre a inflexão da curva no espaço $q:\varepsilon_a$ (LEROUEIL e VAUGHAN, 1990; COOP e ATKINSON, 1993).

Neste estudo procurou-se avaliar as tensões de plastificação através de uma análise das curvas apresentadas no espaço $E_s \cdot \log(q)$, onde se tomou como ponto de início do processo de desestruturação, aquele em que o módulo secante apresenta uma queda brusca de seu valor (figura 24).

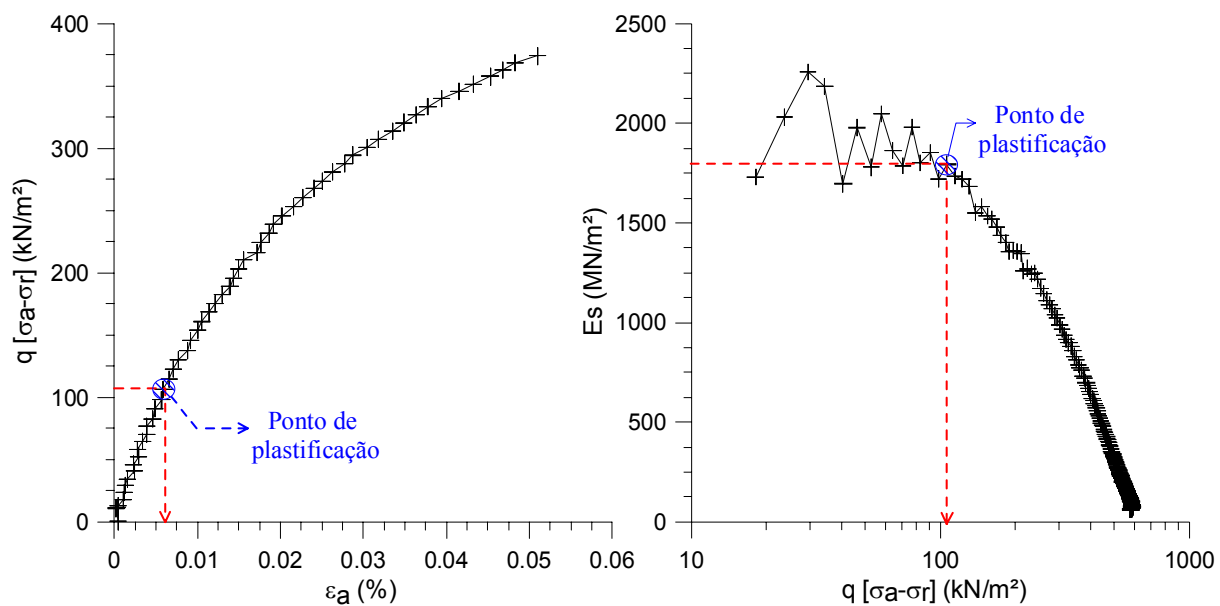


Figura 24: Exemplo da metodologia para a definição da tensão de plastificação.

A técnica apresentou resultados satisfatórios, uma vez que os níveis das tensões onde ocorre a plastificação estiveram normalmente situados em um trecho linear da curva tensão-deformação. Observa-se que os patamares de deformação onde ocorrem a suposta quebra da estrutura, ou como aqui chamado, tensão de plastificação, se dá a níveis de deformação muito baixos. Exemplos são apresentados nas figuras 24 e 25, onde se tem constatado que, para esses casos, os níveis de deformação na plastificação da estrutura ocorrem a valores inferiores a 0,03% ou 0,0003, e que numa análise global de todos os resultados, a tensão de plastificação tem permanecido sob similares níveis de deformação.

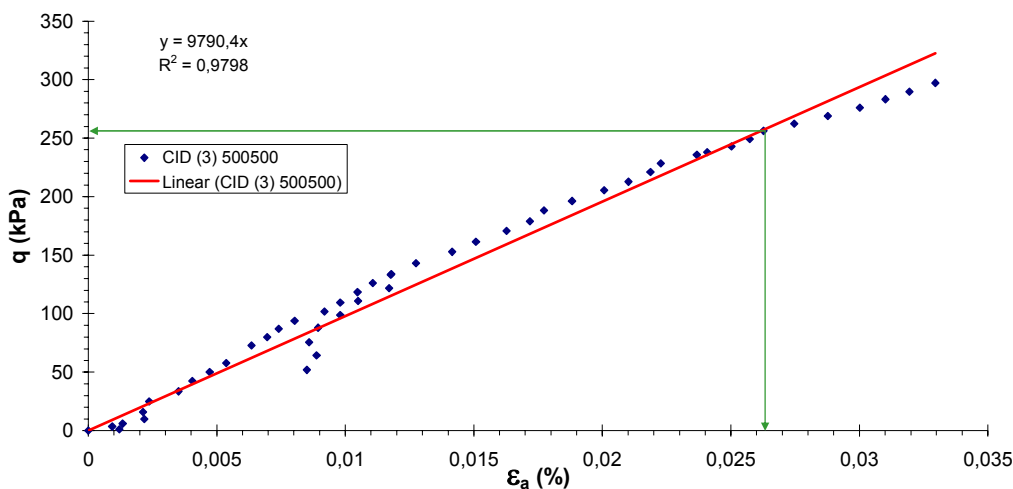


Figura 25: Patamar máximo de deformações axiais onde foi observado o início da quebra da estrutura.

5.3 EFEITO DA TENSÃO DE CURA E DO NÍVEL DE CIMENTAÇÃO NA EXPANSÃO DA SUPERFÍCIE DE PLASTIFICAÇÃO

Os resultados provenientes da determinação das tensões de plastificação estão apresentados na forma de superfícies de plastificação, representadas no espaço $p':q$. Esses resultados estão apresentados nas figuras 26, 27 e 28 respectivamente para os níveis de cimentação iguais a 1%, 2% e 3%, em amostras curadas nas três tensões de cura utilizadas neste estudo.

É possível identificar a partir de tais resultados, que com o acréscimo da tensão de cura ou a redução do índice de vazios (e_{cura}), há um progressivo aumento da superfície que define um comportamento elástico do material. De fato, analisando-se sob o ponto de vista do comportamento a pequenas deformações, acredita-se que este fenômeno possa estar ligado a dois fatos:

- a) Em primeiro momento, devemos observar que a redução do índice de vazios em função da aplicação da tensão de cura, tem permitido a presença de um conjunto de grãos mais próximos entre si. De fato, isto deve ter um papel importante, uma vez que

com um agrupamento de partículas mais compacto, a eficiência do agente cimentante poderia se apresentar de melhor forma, ou seja, com quantidade maior de contatos o que permitiria um maior número de pontos interconectados.

- b) Outro fator que também deve ser levado em consideração está relacionado com a aplicação das tensões de cura. Assim, ao analisarmos uma situação em que é aplicada uma determinada tensão de cura, tal provocaria uma redução do volume como efeito da dissipação da energia imposta por esse processo. Porém, acredita-se que, por outro lado, parte dessa energia seja mantida na forma de deformações elásticas, de maneira que, quando as ligações cimentantes ocorrerem, essa energia poderia ficar armazenada, permitindo assim, um aumento da superfície de plastificação. Sendo assim, a energia acumulada seria tanto maior quanto fosse maior o nível de tensão aplicada na fase de adensamento das amostras.

Baseando-se na situação acima, poderíamos compreender o motivo de que amostras de solos naturalmente estruturados por cimentação, situados a grandes profundidades, e conseqüentemente submetidas a altas tensões geostáticas, quando submetidas a um descarregamento, poderiam sofrer o fenômeno da plastificação. Assim, uma vez que a energia elástica acumulada superasse a resistência à tração disponível em virtude de um descarregamento, parte ou mesmo toda a estrutura do material sofreria danos e, conseqüentemente, o comportamento observado em laboratório não seria similar a aquele observado numa situação de campo. Esse aspecto torna-se muito importante quando se avalia os efeitos oriundos da cura sob tensão, onde poderíamos ter amostras de um solo cimentado sendo submetido a um esforço, sem que o mesmo fosse submetido ao processo de alívio de tensões que as amostras naturais sofrem quando são extraídas em campo.

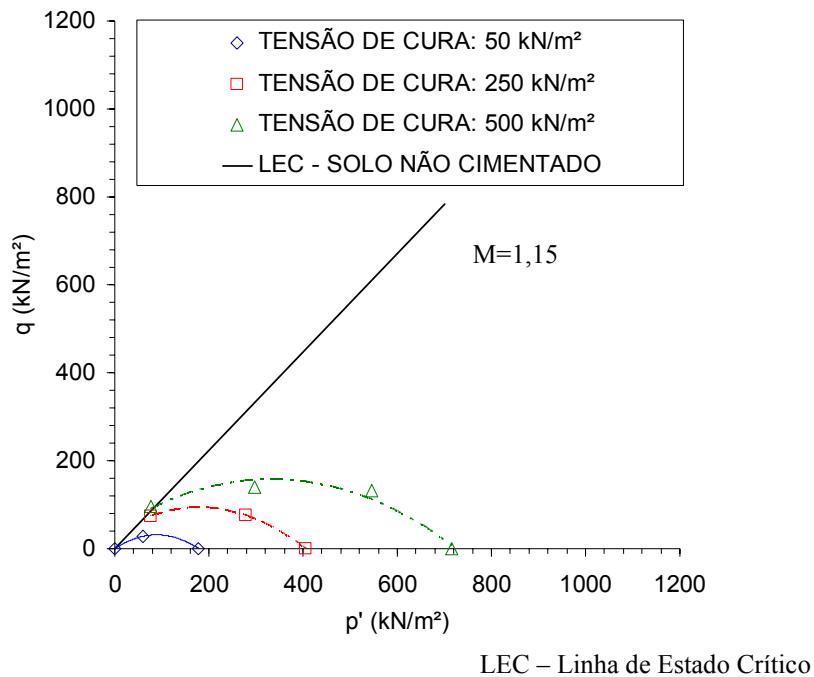


Figura 26: Superfícies de plastificação encontradas para as amostras que continham 1% de cimento.

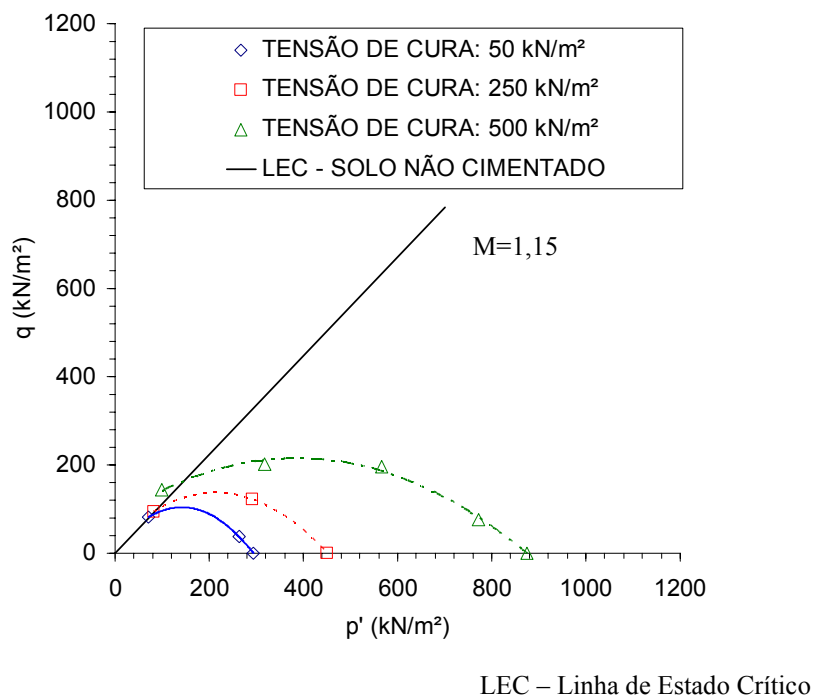


Figura 27: Superfícies de plastificação encontradas para as amostras que continham 2% de cimento.

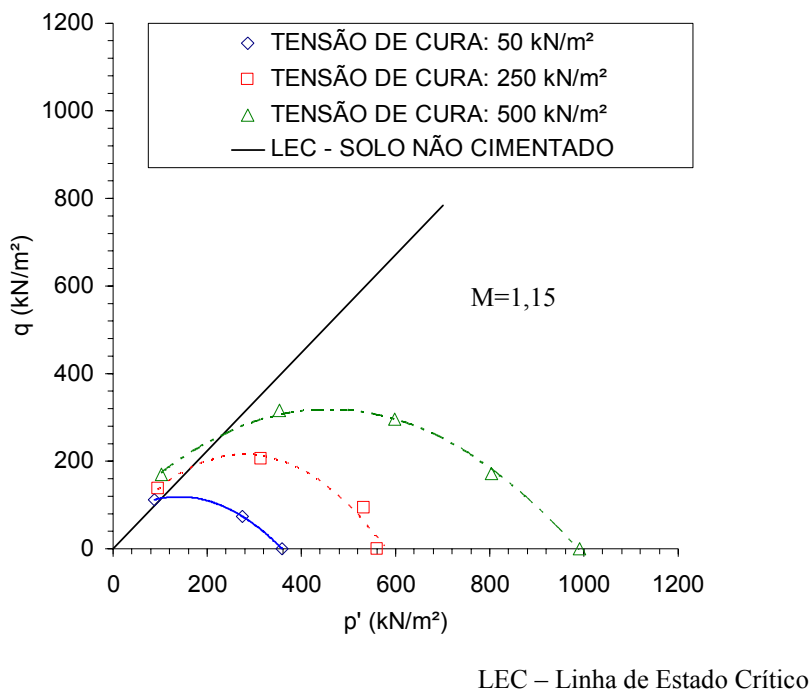


Figura 28: Superfícies de plastificação encontradas para as amostras que continham 3% de cimento.

Essa idéia também foi postulada por Rotta (2005), onde o autor observou que amostras cimentadas, curadas sob um mesmo índice de vazios, porém em diferentes tensões de cura apresentaram diferentes superfícies de plastificação, de forma que aquelas amostras curadas sob tensões maiores apresentaram o aumento da região de domínio elástico (figura 29). Ainda, o autor afirma que o tamanho máximo da superfície de plastificação é governado diretamente pelo índice de vazios de cura. Assim, quando o material é adensado a uma determinada tensão e posteriormente descarregado antes que as cimentações ocorram, ou seja, a amostra é cimentada num estado de tensões pré-adensado, apresentará uma superfície de plastificação menor, tanto quanto maior for a razão de pré-adensamento que existir.

Huang e Airey (1993) observaram a partir de resultados de ensaios triaxiais em amostras de um solo cimentado que a efetividade das ligações cimentantes aparentemente tem diminuído com o aumento da densidade. Ao contrário, se observa neste estudo que o aumento da tensão de cura e conseqüente aumento da densidade pela redução do índice de vazios, possibilitaram que as superfícies de plastificação apresentassem uma notável expansão e que essa está ligada diretamente ao aumento da tensão de cura. Tal aspecto também foi observado por Consoli et al. (2006) onde, os autores têm identificado que os efeitos do aumento do grau de cimentação

na compressibilidade, plastificação e resistência são mais pronunciados a baixos índices de vazios.

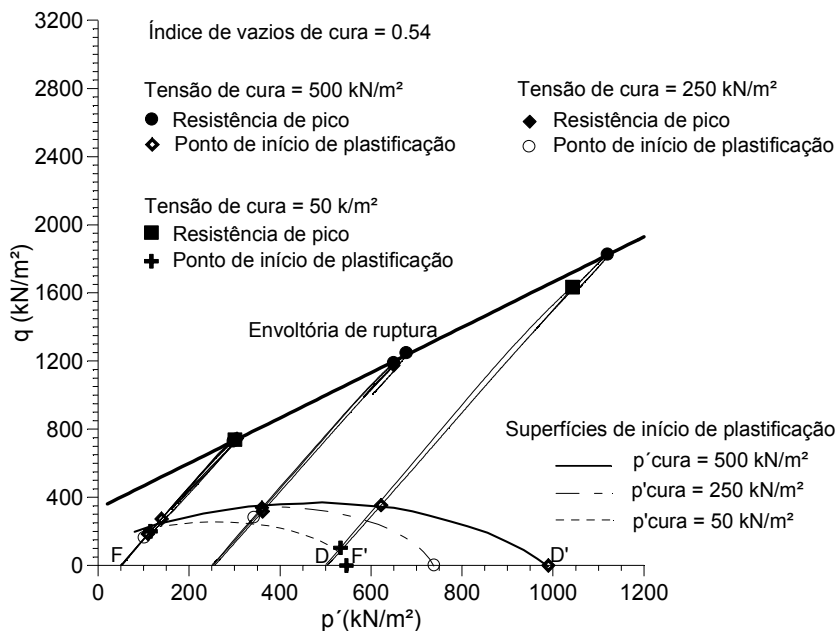


Figura 29: Efeitos gerados pela tensão de cura em amostras curadas sob um mesmo índice de vazios (ROTTA, 2005).

Aspecto relevante também a ser mencionado, está relacionado com a forma da superfície de plastificação encontrada. Pode-se observar nas figuras 26, 27 e 28 que as superfícies de plastificação encontradas, apresentam a forma muito similar a de uma elipse, centradas em relação ao eixo de tensões isotrópicas. Este fato pode ser explicado, uma vez que todo adensamento e a cura das amostras foram realizadas sob a ação de tensões isotrópicas, o que então permitiu que a superfície de plastificação assumisse tal forma.

Casos similares em que a forma da superfície de plastificação se apresenta centrada em relação ao eixo de tensões isotrópicas podem ser observados em solos residuais, onde a formação de tais solos está pouco sujeita a influência da história de tensões (LEROUEIL e VAUGHAN, 1990). Sendo assim, acredita-se a partir dos resultados apresentados neste trabalho, as amostras cimentadas curadas sob um estado de tensões anisotrópico, possibilitariam que a forma da superfície de plastificação pudesse ser similar, porém, no eixo de compressão K_0 , ou seja, a linha de compressão unidimensional. Estudos futuros onde o

processo de cura fosse realizado sob condições de tensões anisotrópicas poderiam então demonstrar se tal comportamento ocorre como no sugerido acima. Um esquema apresentado na figura 30 pode definir como o estado de tensões durante a formação de um solo estruturado influiria na posição das superfícies de plastificação.

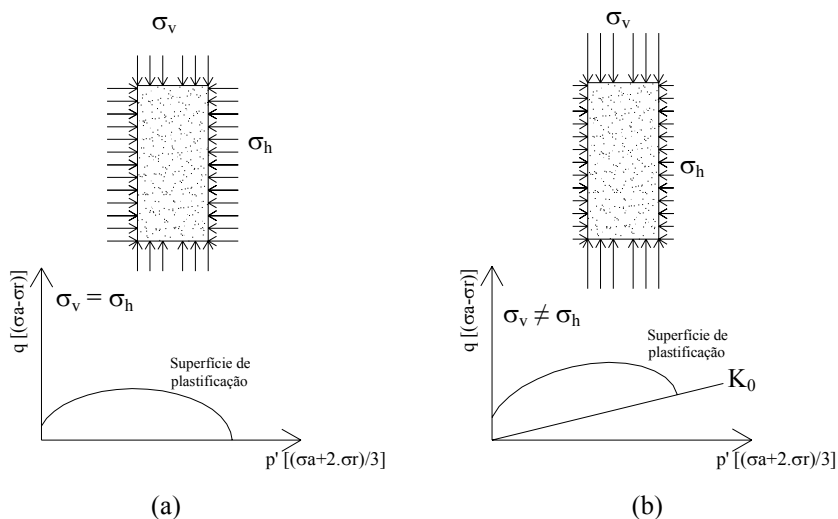


Figura 30: Localização da superfície de plastificação em solos estruturados: (a) Submetidos a cura sob estado isotrópico de tensões; e (b) Submetidos a cura sob estado anisotrópico de tensões.

5.4 COMPORTAMENTO DE ESTADO ÚLTIMO

A determinação de um estado crítico em materiais cimentados naturalmente, ou artificialmente, como no caso deste trabalho, muitas vezes é um processo complicado, onde a localização de deformações impede que estes materiais, quando submetidos, por exemplo, a um ensaio triaxial alcancem um regime de deformações cisalhantes sob volume constante (LEROUEIL e VAUGHAN, 1990; AVERSA et al., 1993).

Da mesma maneira, tomando-se como exemplo a partir dos resultados apresentados no capítulo 4, constata-se que mesmo sob deformações relativamente grandes, próximas a 20%, não foi possível se atingir um patamar de deformações volumétricas constante e conseqüentemente um estado crítico. Porém, nota-se que do ponto de vista das tensões desvio (q), identificou-se que nesse nível de deformações, o estado de tensões parece não se alterar.

Mesmo não tendo sido alcançada uma condição ideal para a definição do estado último das amostras não cimentadas, buscou-se uma aproximação da linha de estado crítico, no plano $p':v$, sendo que a mesma se encontra na figura 31. Tal aproximação mostra que a linha de estado crítico se apresenta de forma paralela em relação à curva de compressão normal observada por Rotta (2000). Os parâmetros que definem a linha de compressão normal bem como a linha de estado crítico parecem estar condizentes com os resultados apresentados por Ferreira (2002), onde o autor identificou que a inclinação da LEC e LCN (λ), foi de 0,0628.

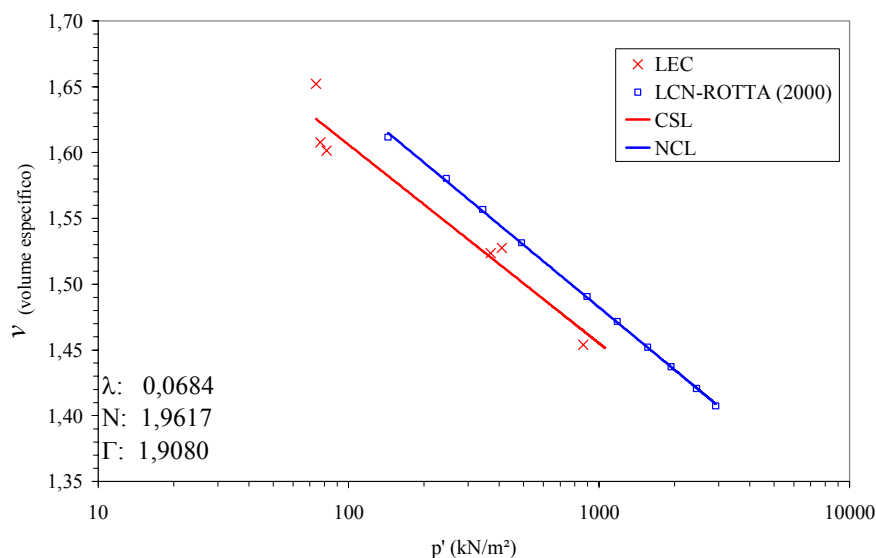


Figura 31: Linhas de estado crítico e compressão normal no espaço $p':v$.

Com base nos resultados encontrados referentes à linha de compressão normal e à linha de estado crítico, buscou-se então a normalização dos resultados dos ensaios triaxiais encontrados nesse estudo. Tal normalização se baseia na determinação de uma pressão equivalente (p'_e ou p'_c) a partir das curvas de compressão normal e da linha estado crítico, em função da variação volumétrica que as amostras sofreram durante a fase de cisalhamento (figura 32). A pressão equivalente (sob a linha de compressão normal e sob a linha de estado crítico) pode ser determinada respectivamente através das equações (1) e (2). Dessa maneira, tal normalização busca levar em conta os efeitos que a variação volumétrica apresenta durante a etapa de cisalhamento.

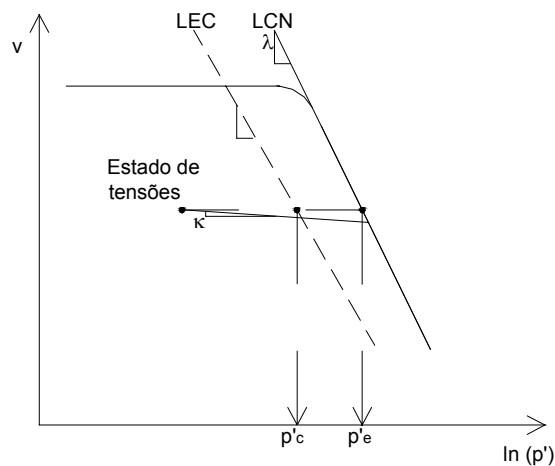


Figura 32: Parâmetros utilizados para a normalização dos ensaios triaxiais.

$$p'_e = \exp\left(\frac{N - v}{\lambda}\right) \quad (1)$$

$$p'_c = \exp\left(\frac{\Gamma - v}{\lambda}\right) \quad (2)$$

Na figura 33 são apresentados os resultados das normalizações realizadas para as amostras não cimentadas, as quais servirão de base para a compreensão do comportamento normalizado das amostras cimentadas, curadas sob diferentes tensões.

Observando esses resultados, pode-se identificar o comportamento das amostras pré-adensadas (situadas à esquerda da LEC figura 33b) do comportamento normalmente adensado (lado direito da LEC). De fato, em função de não ter sido possível atingir um estado crítico bem definido a partir dos ensaios triaxiais, não se observou um ponto claro no espaço normalizado apresentado na figura 33 que definisse o estado crítico.

Da mesma forma que as normalizações foram realizadas para as amostras não cimentadas, procedeu-se para as amostras cimentadas curadas sob as diferentes tensões de cura. Os resultados apresentados nas figuras 34 e 35 mostram as normalizações realizadas para as amostras com teores de cimento iguais a 1%, 2% e 3% respectivamente, curadas sob as três tensões de cura avaliadas neste estudo.

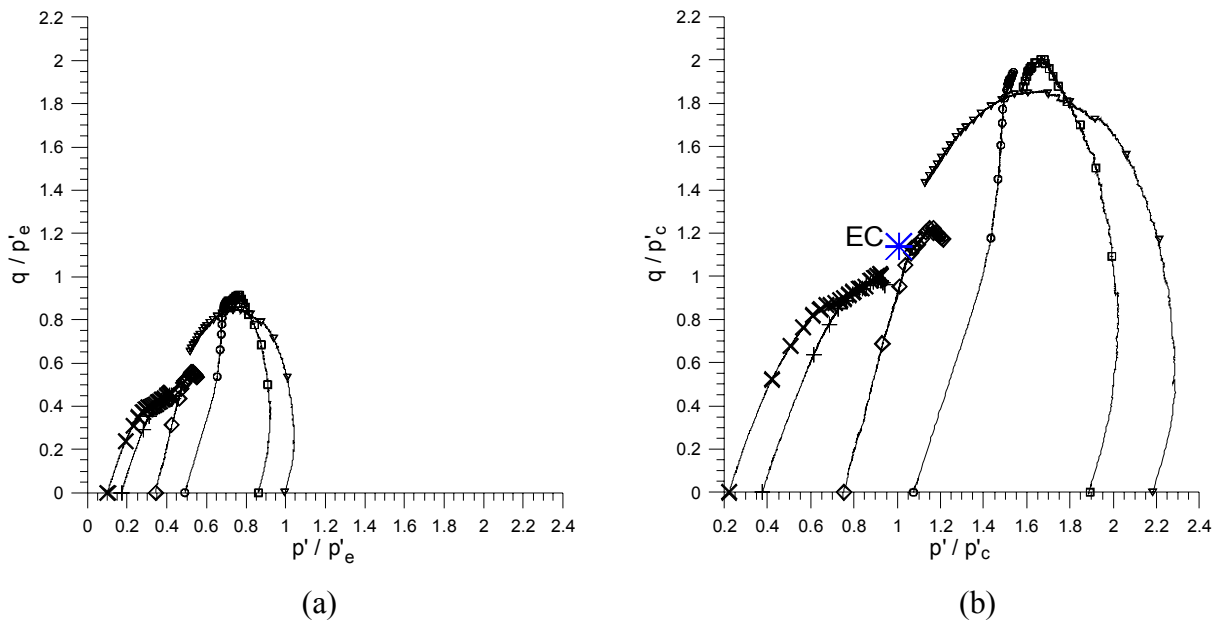
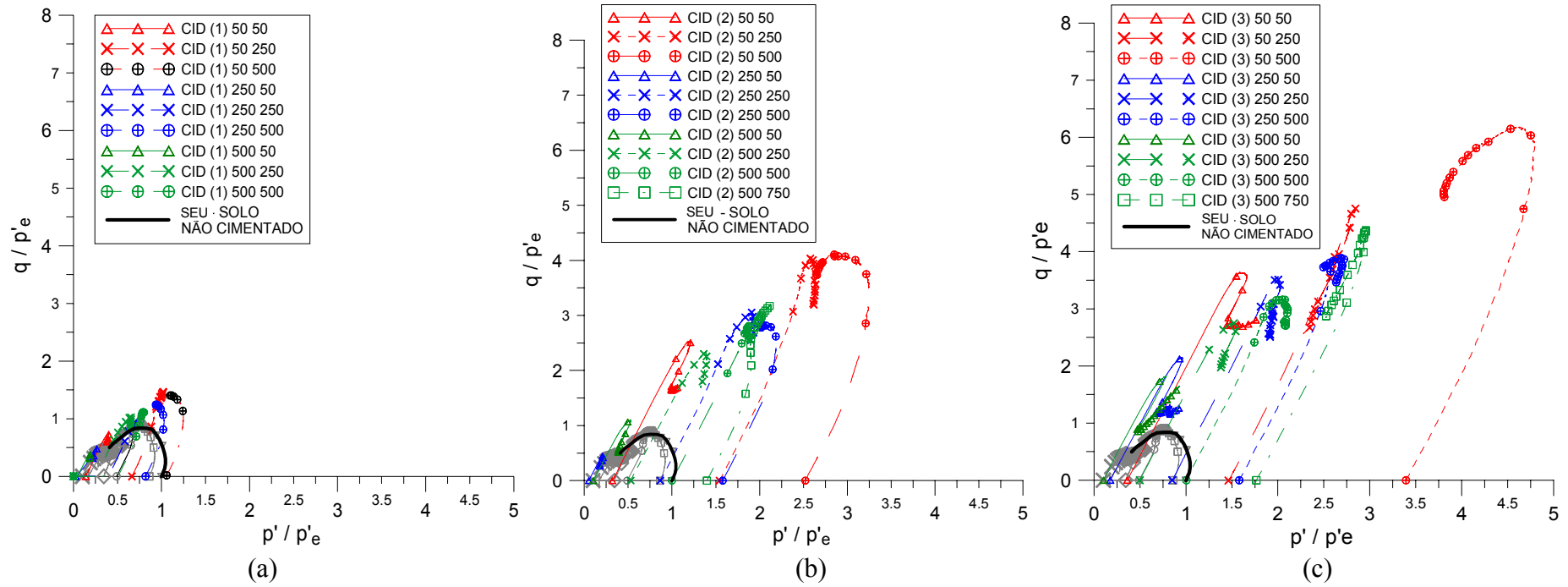


Figura 33: Resultados de ensaios triaxiais para amostras não cimentadas normalizados: (a) Normalização pela LCN; e (b) Normalização pela LEC.

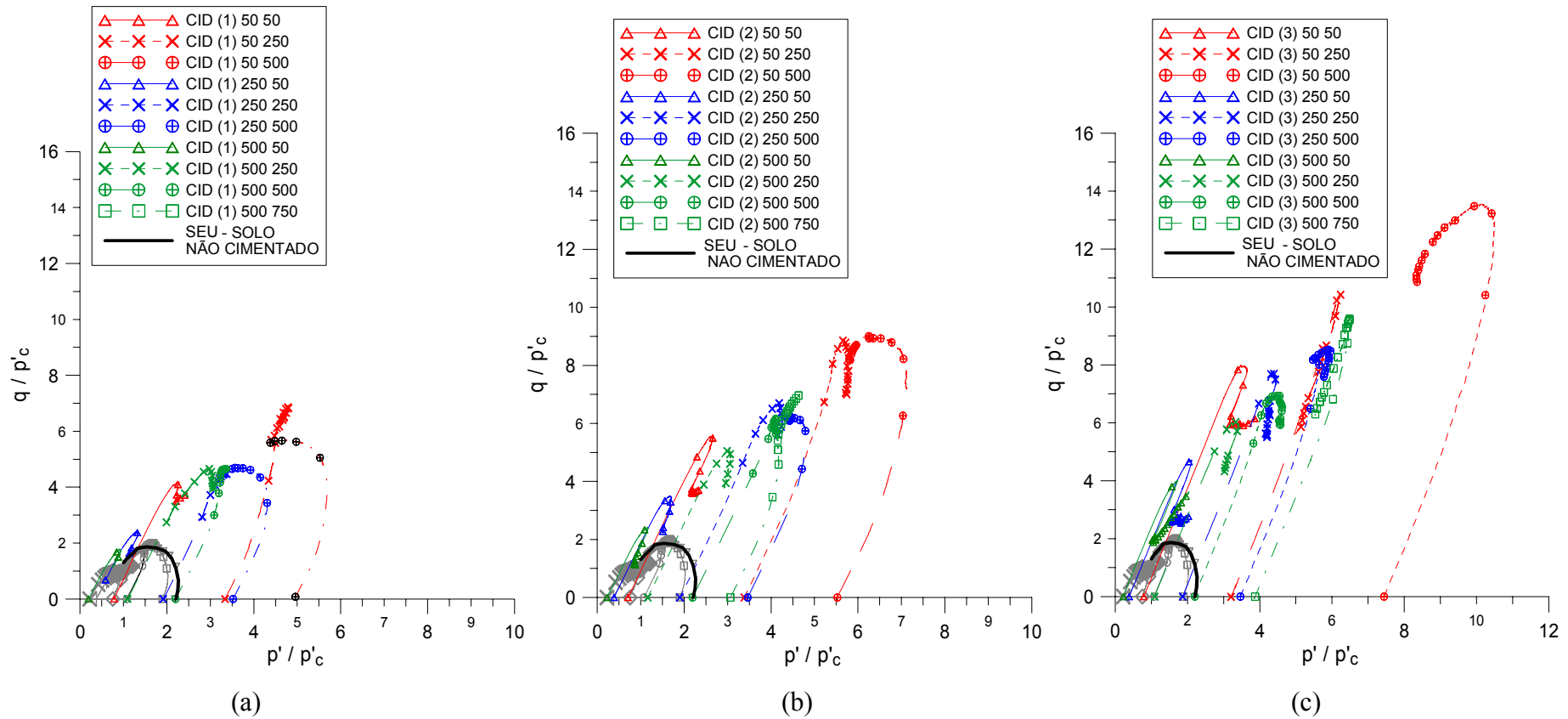
Observa-se, a partir dos resultados apresentados, que as amostras cimentadas não atingem um estado crítico similar ao encontrado para o solo não cimentado, mesmo que as amostras tenham sido submetidas ao cisalhamento a deformações relativamente grandes. Tal comportamento foi constatado tanto para o caso onde foi utilizado como parâmetro de normalização na curva de compressão normal (LCN), bem como a linha de estado crítico (LEC). Esse fenômeno pode estar ligado à adição de finos (cimento) junto ao solo natural, o que permitiria uma translação da curva de compressão normal e da linha de compressão isotrópica. De fato, esta primeira hipótese poderia ser descartada, uma vez que Rotta (2000) observou que ao se adicionar um material com granulometria similar a encontrada no cimento, não houve mudanças significativas do comportamento sob compressão isotrópica.

O fato mais provável para a explicação desse comportamento peculiar, poderia estar relacionado à mudança que ocorre no solo natural em virtude da adição de cimento, uma vez que a adição do agente cimentante estaria criando um novo material, o qual possui características totalmente diferentes daquela encontrada para o solo não cimentado, mesmo no estado desestruturado. Por si próprio o cimento, após ter suas reações pozolânicas cessadas, ocorre uma mudança considerável do tipo de material, o qual não pode ser comparado somente com um material de mesma granulometria.



SEU – Superfície de Estado Último

Figura 34: Resultados triaxiais normalizados em relação à linha de compressão normal (LCN): (a) 1% de cimento; (b) 2% de cimento; e (c) 3% de cimento.



SEU – Superfície de Estado Último

Figura 35: Resultados triaxiais normalizados em relação à linha de estado crítico (LEC): (a) 1% de cimento; (b) 2% de cimento; e (c) 3% de cimento.

Isso pode ser constatado ao se observar os resultados de compressão isotrópica apresentados por Rotta (2000) onde o autor identificou que as amostras cimentadas submetidas a tal ensaio, não alcançaram comportamentos similares àqueles encontrados para as amostras não cimentadas. Esse tipo de comportamento está definido na figura 36, onde é possível se observar que as amostras com diferentes teores de cimento, atingem diferentes linhas de compressão pós-plastificação (LCPP), e por conseqüência, poderiam apresentar diferentes linhas de estado crítico (LEC).

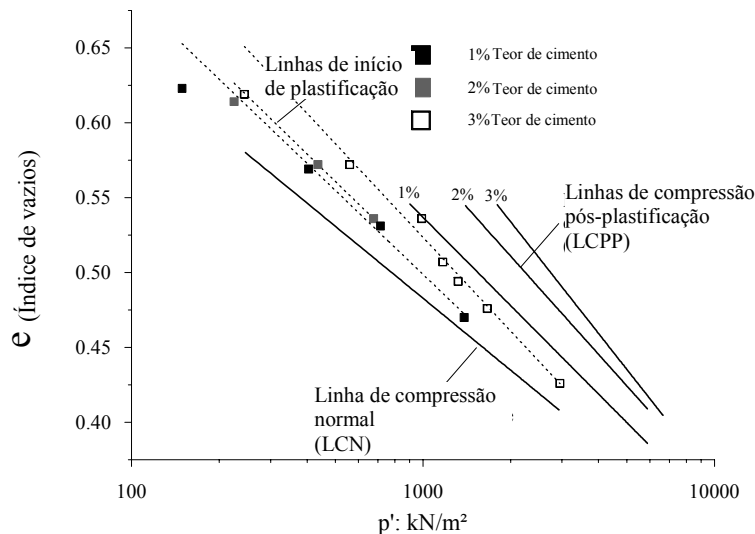


Figura 36: Padrão de comportamento observado por Rotta (2000) para amostras cimentadas sob diferentes tensões de cura.

De fato, tal comportamento seria melhor compreendido através da execução de ensaios isotrópicos em amostras com diferentes níveis de cimentação, porém num estado desestruturado. Assim, poder-se-ia observar o comportamento de um material estruturado artificialmente, após ter sua estrutura cimentante destruída pelo processo de remoldagem dessa amostra, onde então, ter-se-ia um material com propriedades físicas e químicas similares ao solo cimentado.

Ao mesmo tempo em que foram realizadas as normalizações pela linha de compressão normal (LCN) das trajetórias de tensões obtidas nos ensaios triaxiais, propôs-se também a normalização das superfícies de plastificação apresentadas nas figuras 26, 27 e 28, levando em consideração o estado definido pela linha de compressão normal. Tais resultados são

apresentados junto à figura 37. Assim, é possível identificar como o grau de cimentação permite a expansão da superfície de plastificação, quando retirados os efeitos da variação volumétrica. Esses resultados são melhor identificados à medida que são expostos em um mesmo gráfico, como o demonstrado na figura 37, onde fica clara a expansão da superfície de plastificação em função do aumento do teor de cimento.

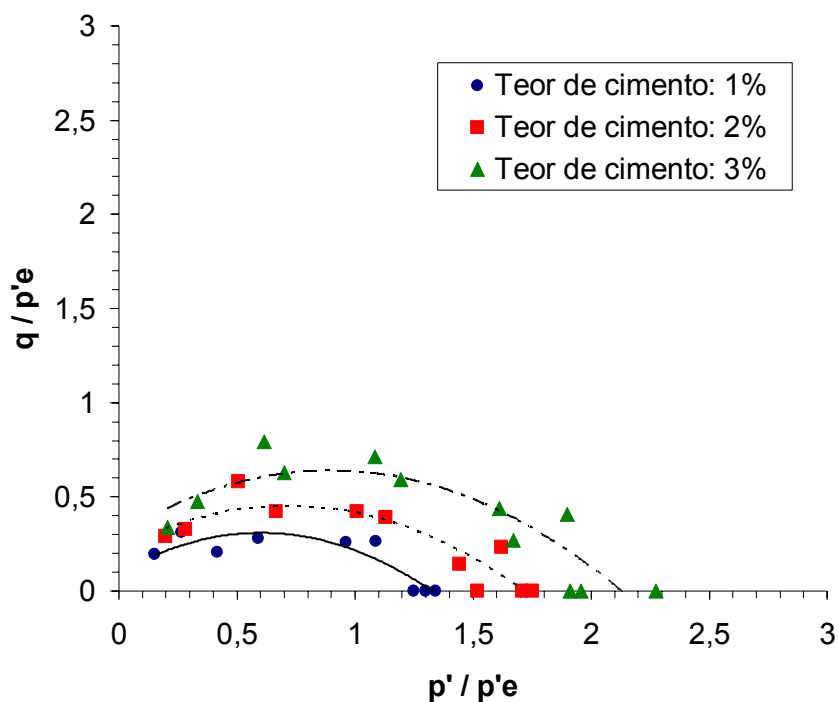


Figura 37: Superfícies de plastificação normalizadas pela pressão equivalente: Influência do grau de cimentação.

6. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO TENSÃO-DILATÂNCIA PARA AS AMOSTRAS CIMENTADAS CURADAS SOB TENSÃO

6.1 GENERALIDADES

A compreensão do comportamento tensão-dilatância de solos estruturados por cimentação tem sido alvo de vários pesquisadores (PRIETTO, 2004; CUCCOVILLO e COOP, 1999; CANESTRARI e SCARPELLI, 1993; CECCONI, VIGGIANI e RAMPELLO, 1993; RAMPELLO, VIGGIANI e GEORGIANNOU, 1993). O comportamento desses solos estruturados é caracterizado pela soma de uma parcela coesiva, que está normalmente ligada à cimentação, e uma outra parcela que está relacionada com a dilatância que esses materiais sofrem e que é função de um comportamento puramente friccional, ou atrito intergranular.

Neste capítulo busca-se apresentar as análises relacionadas com o comportamento tensão-dilatância, a partir dos resultados de ensaios triaxiais apresentados no capítulo 4. Foram analisados os efeitos que a tensão de cura e conseqüente redução do índice de vazios (e_{cura}), para as amostras moldadas sob diferentes níveis de cimentação. Ao mesmo tempo, procurou-se definir um padrão de comportamento que possa descrever como esses materiais se comportam de uma forma geral, levando em conta os efeitos da cura sob tensão.

Sendo assim, a análise tensão-dilatância consiste em examinar a relação entre a tensão cisalhante (q) e tensão média (p'), representadas aqui pela variável $\eta (q/p')$ juntamente com a taxa de deformações plásticas, essa representada pela variável “d” ($d\varepsilon_s/d\varepsilon_v$), e ao mesmo tempo, a relação com as deformações cisalhantes (ε_s). As análises foram realizadas para todos os níveis de deformações, baseando-se assim numa análise de deformações totais.

6.2 VARIAÇÃO DA TENSÃO DE CURA E SUAS CONSEQÜÊNCIAS NO COMPORTAMENTO TENSÃO-DILATÂNCIA

O estudo de materiais não coesivos tem mostrado que o aumento da densidade é capaz de proporcionar notáveis mudanças no comportamento tensão dilatância dos mesmos. Assim, a tensão de cura, e por conseqüência desta, a redução do índice de vazios apresentam então uma forte influência no comportamento de amostras cimentadas curadas sob tensão.

Essa mudança de comportamento fica clara ao se avaliar os resultados apresentados nas figuras 38, 39 e 40, onde os mesmos mostram o comportamento tensão dilatância de amostras curadas sob diferentes tensões e com teores de cimento iguais a 1%, 2% e 3% respectivamente. Este modelo de comportamento foi típico para os demais ensaios, onde amostras que foram curadas sob altas tensões de cura apresentaram forte dilatância quando cisalhadas sob tensões de confinamento menores.

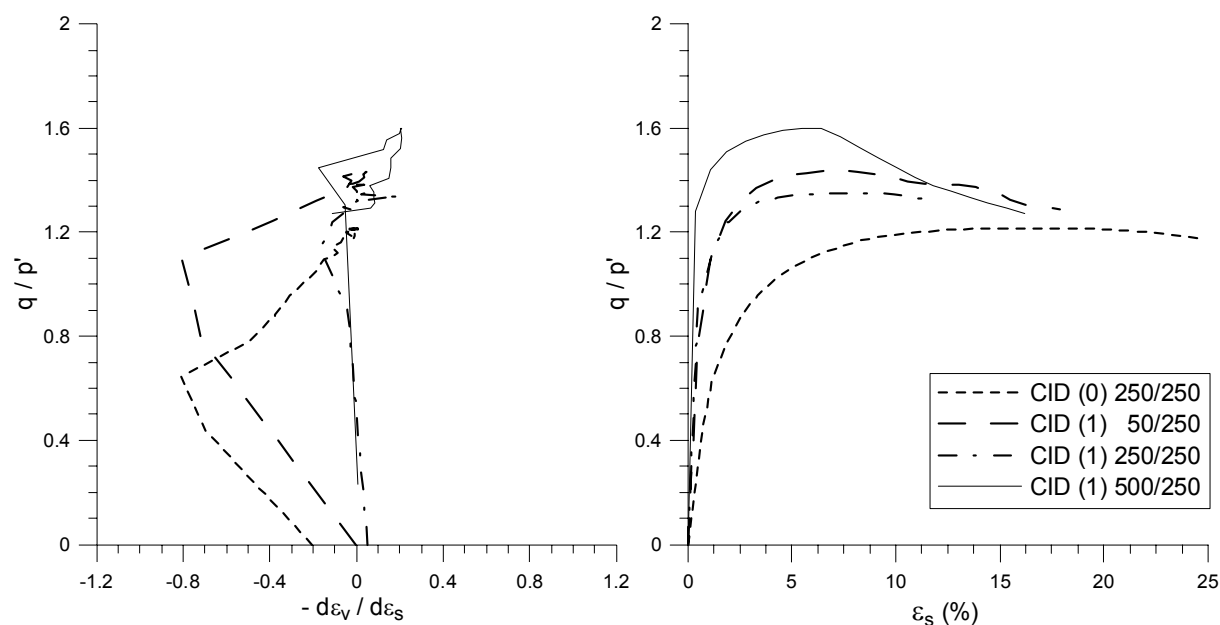


Figura 38: Efeito da tensão de cura no comportamento tensão-dilatância para amostras com um teor de cimento igual a 1%.

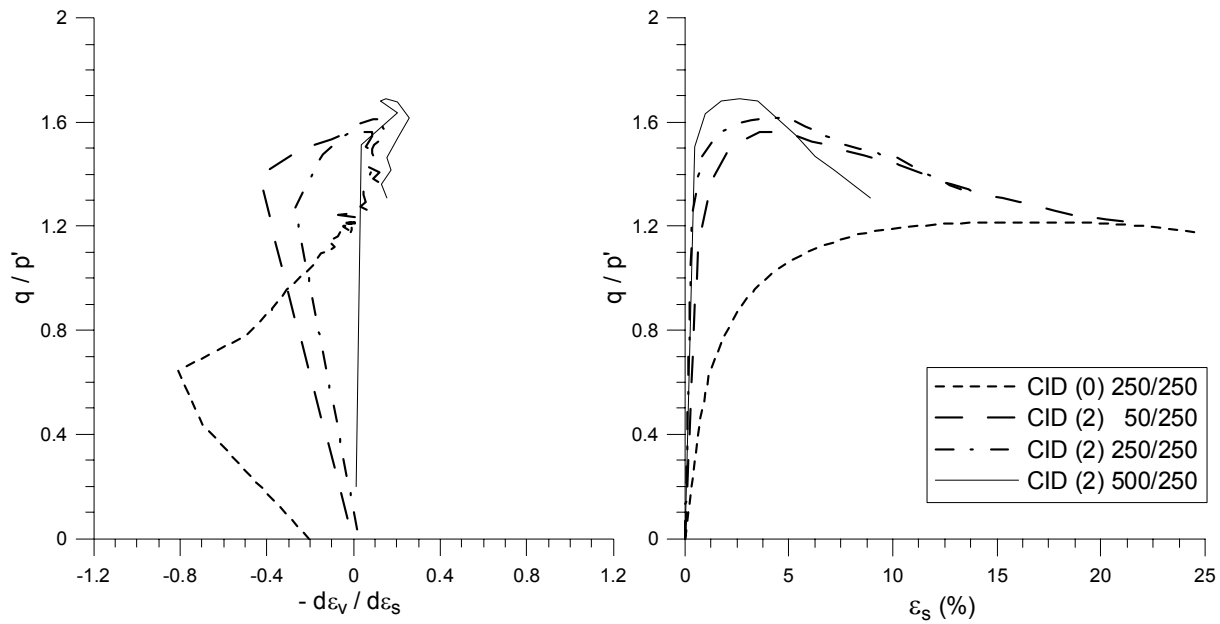


Figura 39: Efeito da tensão de cura no comportamento tensão-dilatância para amostras com um teor de cimento igual a 2%.

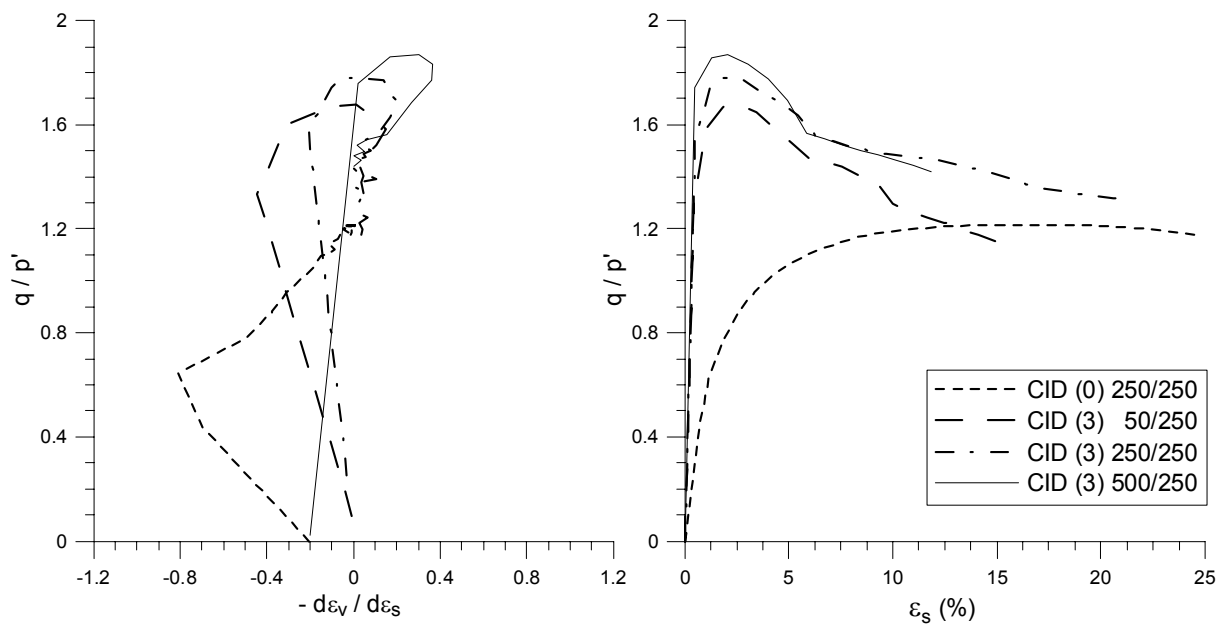


Figura 40: Efeito da tensão de cura no comportamento tensão-dilatância para amostras com um teor de cimento igual a 3%.

Como já mencionado no capítulo 4, referente à apresentação dos resultados dos ensaios triaxiais, novamente é possível constatar que o acréscimo das tensões de cura possibilitou que maiores rigidez pudessem ser alcançadas. Da mesma maneira, outro aspecto já mencionado aqui, está relacionado com a resistência de pico e a máxima taxa de dilatância, onde, para as amostras cimentadas curadas sob tensão, demonstra a máxima taxa de dilatância somente após ser superada a tensão de pico. Esse fato também foi observado por diversos autores (GENS e NOVA, 1995; AVERSA et al., 1993; LEROUEIL e VAUGHAN, 1990; e outros).

Outro fato interessante está relacionado com a convergência que os resultados apresentam em relação à condição do solo não cimentado. Amostras curadas sob altas tensões de cura apresentam um pico mais pronunciado, porém, a queda de resistência após ser atingida essa condição se dá numa velocidade muito superior àquela apresentada para as amostras que foram curadas sob baixas tensões de cura.

Praticamente em quase todos os casos, as amostras cimentadas curadas sob diferentes tensões de cura, apresentaram uma convergência muito boa em relação ao comportamento das amostras não cimentadas quando analisadas sob o ponto de vista da taxa de tensões η . Alguns casos, como o apresentado na figura 16, e demonstrado na figura 41, sob o espaço $\eta: \varepsilon_s$, não demonstraram um comportamento satisfatório ao ponto de se afirmar que pudesse haver alguma convergência entre o comportamento do solo cimentado com respeito ao não cimentado.

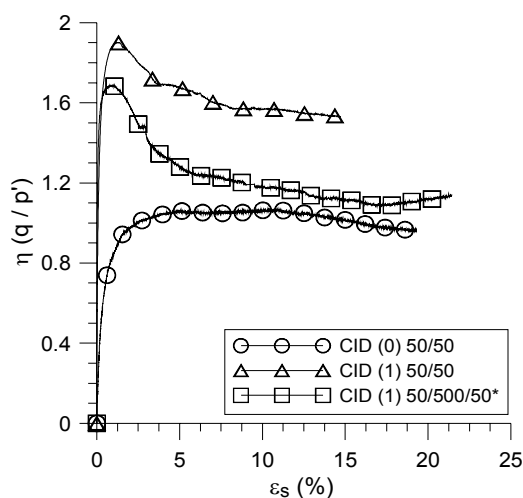


Figura 41: Comportamento de amostras cimentadas e não cimentadas no espaço $\eta: \varepsilon_s$.

Cecconi, Viggiani e Rampello (1993) também constataram que amostras de um solo naturalmente cimentado, quando cisalhados sob baixas tensões de confinamento apresentaram valores de M (η quando atingido o estado crítico), que ficaram muito superiores a aquele valor encontrado para as amostras no estado desestruturado. Os autores afirmam que este fato estaria ligado diretamente ao efeito combinado da restrição imposta pela membrana em conjunto com os efeitos oriundos do atrito gerado entre o pistão de aplicação da tensão desvio e da localização das deformações que ocorrem junto ao plano de cisalhamento. É válido ressaltar que na análise dos ensaios realizados nesse estudo, todas as correções referentes aos efeitos da membrana foram adotadas, seguindo as prescrições apresentadas por La Rochelle et. al (1986).

Assim como comentado no parágrafo anterior, outro aspecto relevante a ser mencionado aqui, também está direcionado a formação do plano de cisalhamento. Burland (1990) em sua “*Rankine Lecture*” constatou para argilas fortemente pré-adensadas que os efeitos da formação do plano de cisalhamento estão ligados diretamente com o estado crítico. Segundo o autor, uma vez alcançada a máxima tensão desvio ocorre então à formação do plano de cisalhamento, o qual não necessariamente seria o plano de cisalhamento do estado crítico. Quando formado este plano de cisalhamento, ocorre um relaxamento de tensões em virtude de tal fato, de maneira que não haveria a possibilidade da formação do plano de cisalhamento do estado crítico. Assim, observando a analogia representada na figura 43, constata-se que as tensões atuantes durante o ensaio num plano de cisalhamento diferentes daquelas encontradas no plano de cisalhamento no estado crítico, permitiriam então que a relação de tensões η (q / p') fosse diferente. Por definição, o ângulo teórico de ruptura em relação ao ângulo de atrito no estado crítico seria igual a:

$$\theta = 45 + \frac{\phi}{2} = 45 + \frac{28}{2} = 59^\circ \quad (3)$$

Observando a figura 42, onde são apresentados os resultados das análises de dilatância para as amostras não cimentadas, é possível afirmar que o estado crítico é atingido quando uma relação de tensões η alcança um valor próximo a 1,15. Tais amostras foram ensaiadas sob as mesmas tensões de adensamento utilizadas no processo de cura das amostras cimentadas.

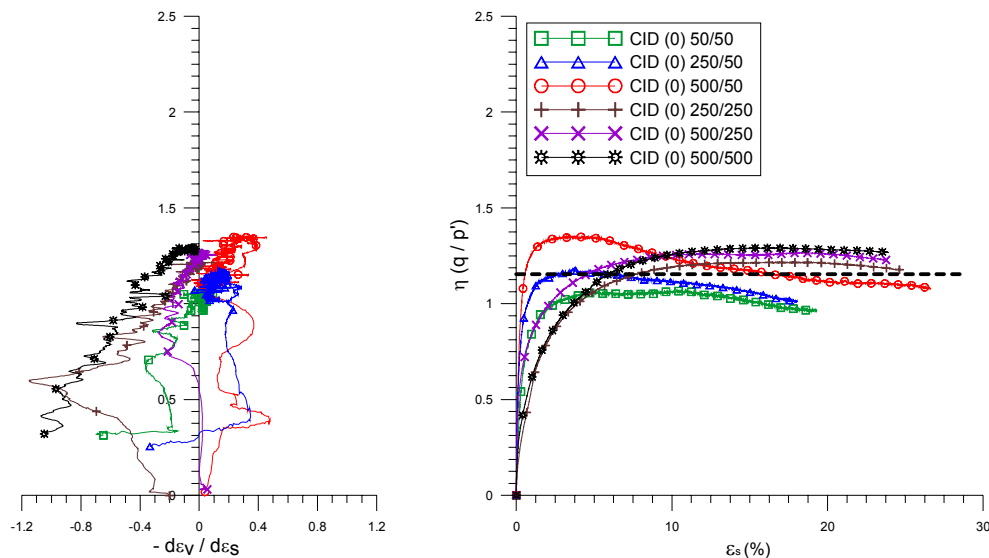


Figura 42: Relações de tensão e dilatância para amostras não cimentadas.

Desta forma, o valor do ângulo de atrito no estado crítico medido para as amostras não cimentadas ficou próximo a 28° , o que corresponderia um ângulo de ruptura igual a 59° . Esse valor pode ser comparado diretamente com os valores apresentados na tabela 8, onde nesta são mostrados os valores dos ângulos de ruptura medidos diretamente nas amostras (somente em amostras que apresentaram um plano de cisalhamento definido). O esquema apresentado na figura 44 demonstra como foram realizadas as medições dos ângulos de ruptura nas amostras.

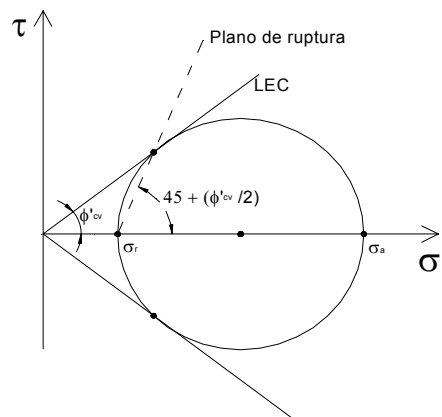


Figura 43: Representação do estado de tensões e do plano de ruptura teórico no círculo de Mohr-Coulomb.

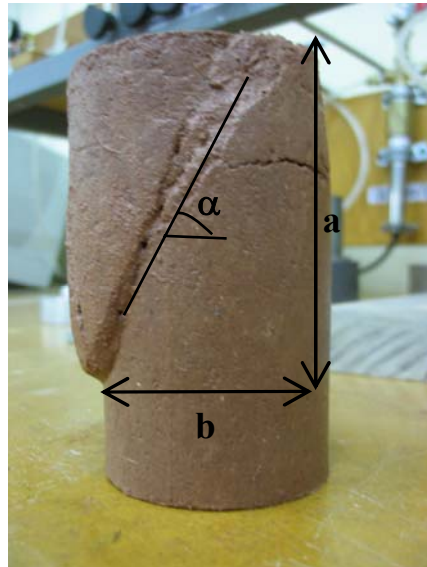


Figura 44: Esquema de medição do ângulo de ruptura nas amostras

Tabela 8: Ângulos de ruptura medidos na amostras que apresentaram um plano de cisalhamento

Amostra	Ângulo (°)	Amostra	Ângulo (°)	Amostra	Ângulo (°)
CID (1) 250/50	53,89	CID (1) 250/250	46,08	CID (1) 50/250	55,24
CID (1) 500/50	55,32	CID (3) 500/50	58,47	CID (3) 250/250	53,69
CID (1) 500/250	57,56	CID (3) 500/250	57,86	CID (2) 500/250	52,35
CID (1) 500/500	47,12	CID (3) 250/500	54,56	CID (3) 50/250	59,04
CID (1) 50/50	53,58	CID (2) 250/250	52,38	CID (3) 500/500	55,07
CID (3) 250/250	53,62			CID (3) 50/50	54,11
Ângulo médio (°)		Desvio Padrão		Coefficiente de Variância	
54,10		3,34		0,06	

6.3 INFLUÊNCIA DO GRAU DE CIMENTAÇÃO E DA TENSÃO DE CONFINAMENTO NA ANÁLISE DE TENSÃO-DILATÂNCIA

As figuras 45, 46 e 47 demonstram um comportamento típico observado para as amostras de solo-cimento curadas sob tensões de cura de 50 kN/m², 250 kN/m² e 500 kN/m² respectivamente, e cisalhadas sob tensões confinantes iguais às suas tensões de cura, ou seja, não houve mudança das tensões confinantes entre a transição da cura e o cisalhamento.

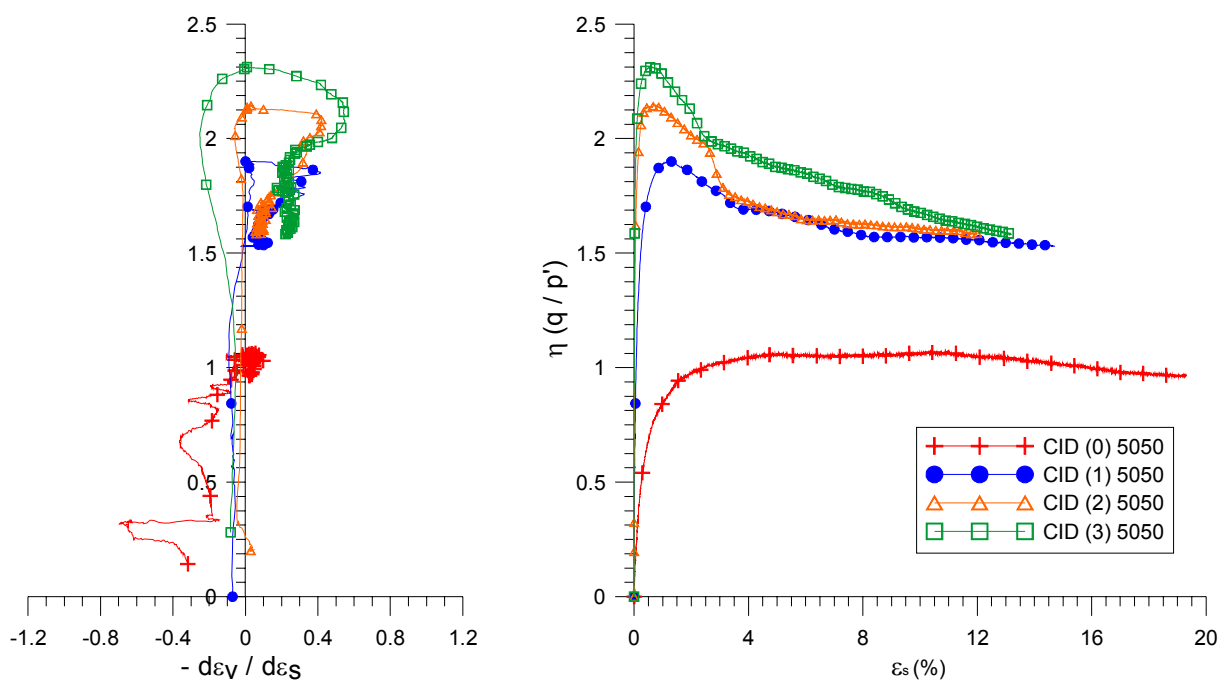


Figura 45: Influência do grau de cimentação para amostras curadas sob uma tensão de cura igual a 50 kN/m².

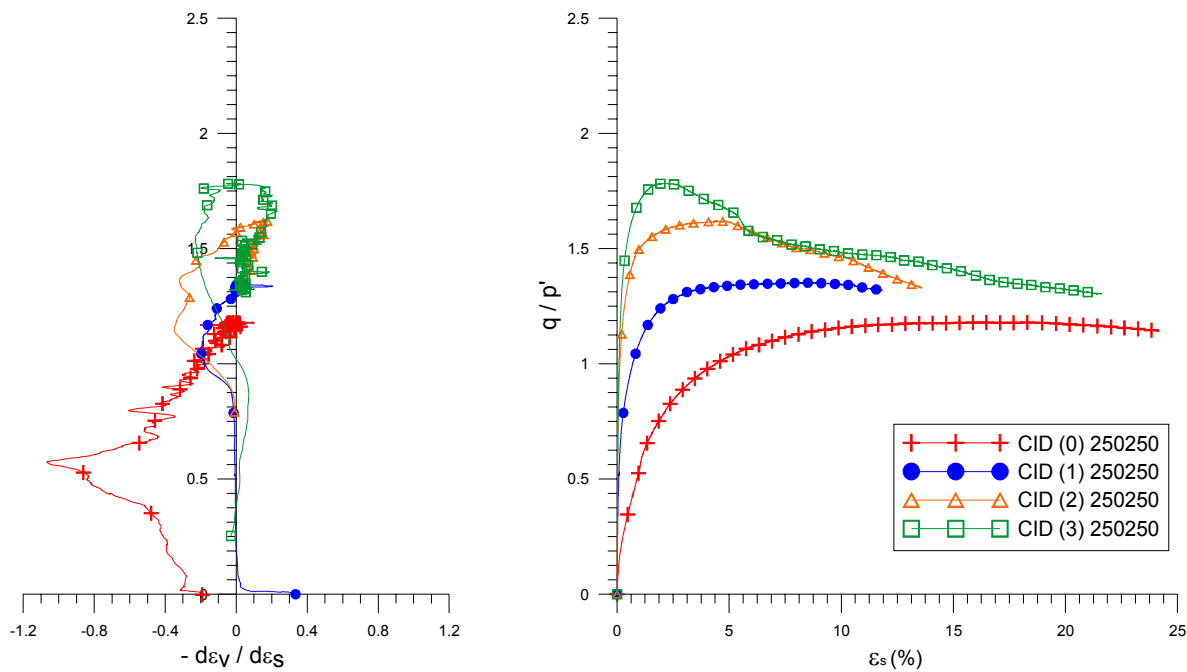


Figura 46: Influência do grau de cimentação para amostras curadas sob uma tensão de cura igual a 250 kN/m².

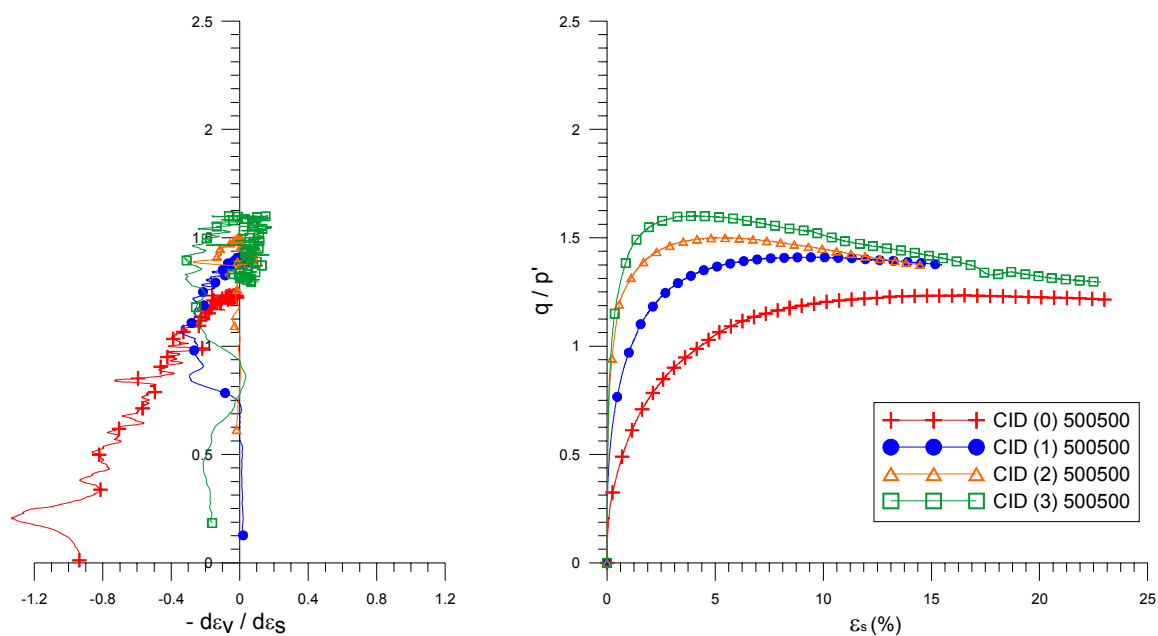


Figura 47: Influência do grau de cimentação para amostras curadas sob uma tensão de cura igual a 500 kN/m².

Numa análise destes resultados, é possível constatar que o aumento do grau de cimentação tem permitido simultaneamente um aumento da relação de tensões (η), e apreciável incremento da dilatância (d) das amostras cimentadas. Tal fato fica mais claro observando os resultados dos ensaios CID (2) 50/50 e CID (3) 50/50.

Como anteriormente já mencionado, amostras cisalhadas sob tensões confinantes baixas apresentaram considerável dificuldade em alcançar um comportamento similar ao encontrado nas amostras não cimentadas, mesmo a deformações consideradas relativamente grandes. Do contrário, amostras cisalhadas sob altas tensões confinantes apresentam uma nítida convergência aos resultados das amostras não cimentadas.

Constata-se também que, mesmo para os diferentes níveis de cimentação, tem sido observado que o aumento da tensão de cura tem proporcionado uma redução na taxa de tensões para as amostras que tiveram a tensão de confinamento igual à tensão de cura. Isso pode ser explicado, por dois motivos:

- O primeiro está relacionado ao processo de densificação que a amostra sofreu durante a aplicação da tensão de cura. Dessa forma, amostras curadas e cisalhadas sob elevadas tensões teriam uma maior influência do comportamento friccional. No caso de as amostras terem sido cisalhadas sob baixas tensões confinantes, mais notável será o comportamento dilatante do material.
- O segundo estaria relacionado à própria tensão confinante utilizada durante a fase de cisalhamento das amostras, onde aquelas cisalhadas sob elevadas tensões, indiferentemente da tensão de cura tendem a apresentar um comportamento predominantemente friccional, onde nesse caso, a cimentação não demonstraria muita influência. Assim, ao se observar os resultados dos ensaios com as amostras curadas e cisalhadas sob uma tensão de 500 kN/m² (figura 47), é possível visualizar um tipo de comportamento similar ao descrito acima, o qual também foi observado por Cuccovillo e Coop (1999) para arenito denso.

Aspectos relacionados com a mudança das tensões confinantes de ensaio, aplicadas durante a fase de cisalhamento também podem ser observadas ao se analisar as figuras 48, 49 e 50, onde

são apresentados, respectivamente, os resultados das amostras curadas a 50 kN/m², 250 kN/m² e 500kN/m².

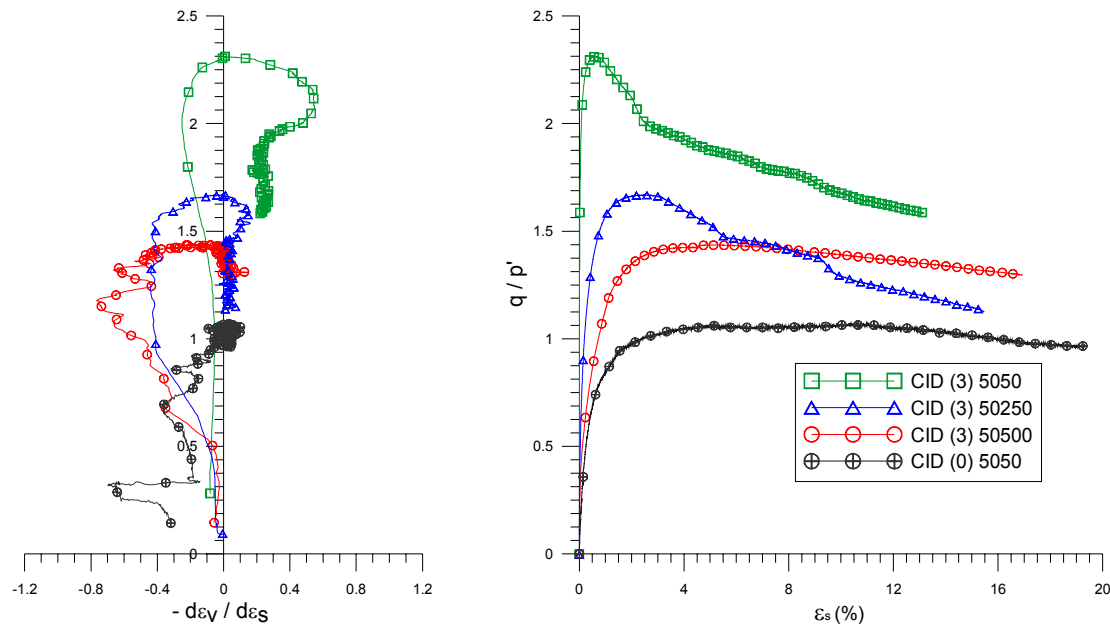


Figura 48: Influência da tensão confinante no comportamento tensão-dilatância para amostras curadas a 50 kN/m².

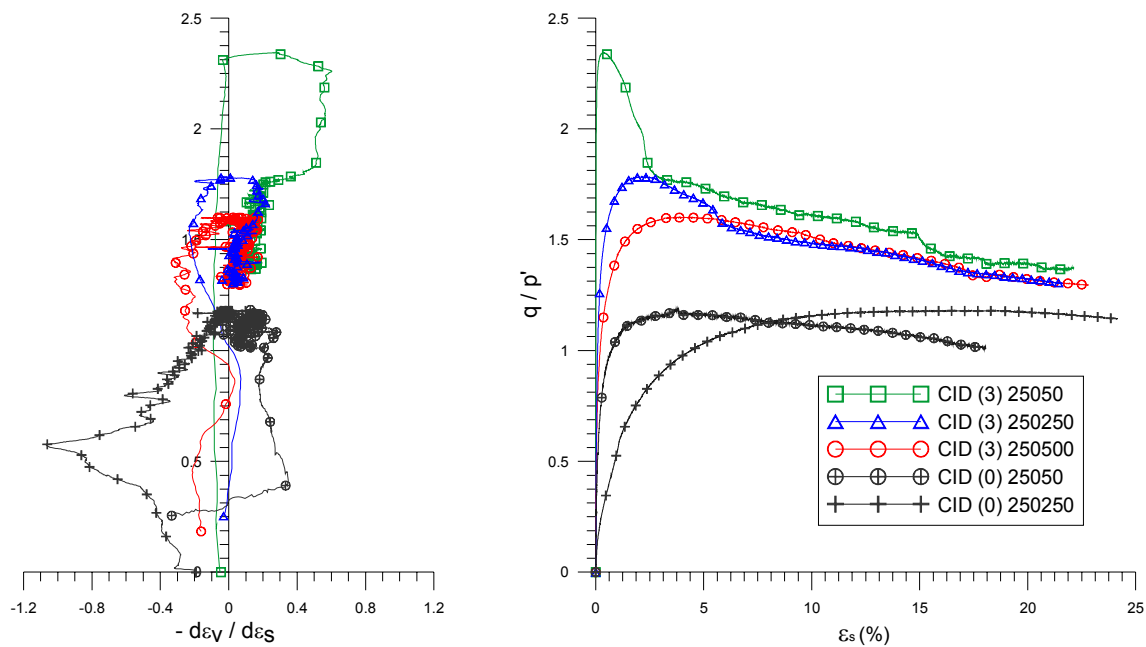


Figura 49: Influência da tensão confinante no comportamento tensão-dilatância para amostras curadas a 250 kN/m².

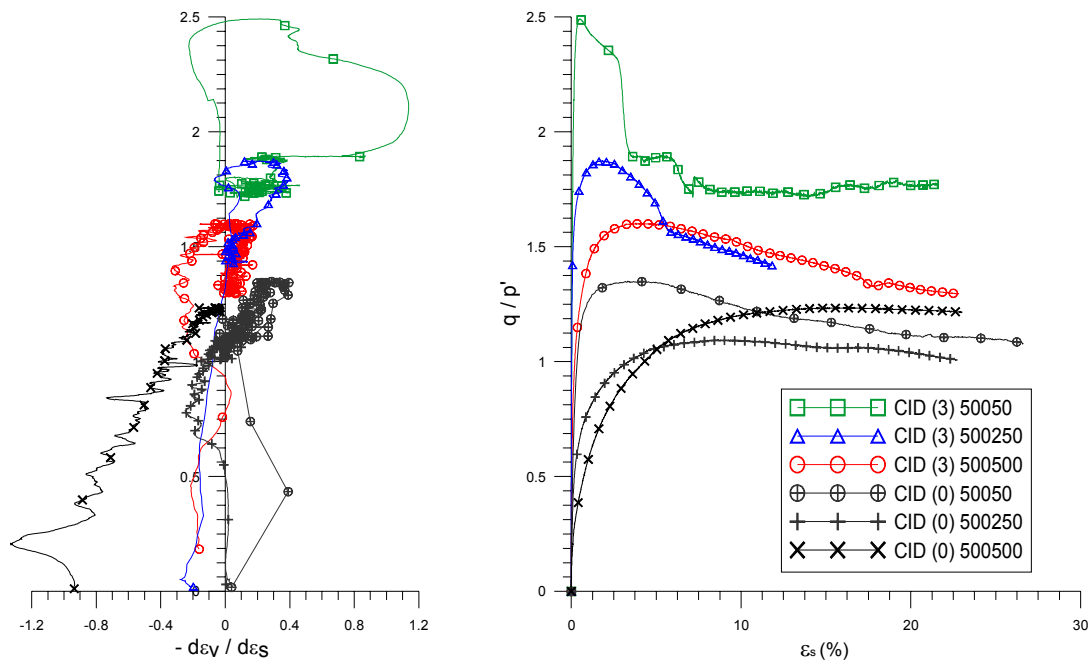


Figura 50: Influência da tensão confinante no comportamento tensão-dilatância para amostras curadas a 500 kN/m².

Assim, mais uma vez é demonstrado que os efeitos da tensão confinante são notáveis no comportamento desse material. Uma vez que as amostras tenham sido cisalhadas a diferentes tensões confinantes, diferentes tipos de comportamento são observados para esses materiais. Pode-se dizer que tais resultados se encontram condizentes com aqueles apresentados na literatura já existente (LEROUEIL e VAUGHAN, 1990; CUCCOVILLO e COOP, 1999; LEROUEIL e HIGHT, 2003; ROTTA ET AL., 2004; entre outros).

6.4 PADRÕES DE COMPORTAMENTO DAS AMOSTRAS CURADAS SOB TENSÃO

De fato, ao se observar os resultados apresentados até o momento nesse capítulo, é possível identificar padrões de comportamento apresentados em função da tensão de cura, do grau de cimentação e da tensão confinante utilizada na fase de cisalhamento.

Ao se analisarem os resultados das amostras cisalhadas sob baixas tensões confinantes, claramente se nota uma mudança de comportamento do material do ponto de vista da dilatância, como o apresentado na figura 51.

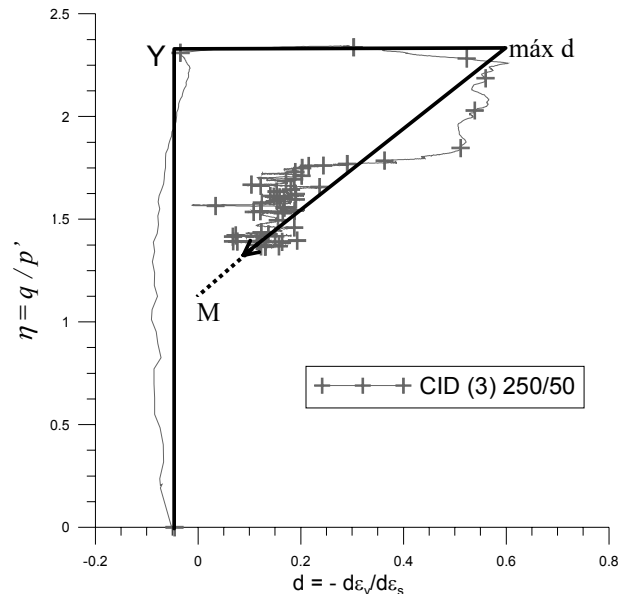


Figura 51: Padrão de comportamento observado para amostras cisalhadas a baixas tensões confinantes.

Observando-se mais detalhadamente a figura 51, é possível identificar claramente o ponto onde ocorre a plastificação da estrutura (ponto Y), a qual marca uma mudança brusca no comportamento tensão-dilatância do material. Seguido da plastificação, notável aumento da dilatância ocorre até este valor atingir um valor máximo. Deformações posteriores possibilitam a desestruturação do material, de forma que a taxa de dilatância alcance um valor próximo à zero, ao mesmo tempo em que a relação de tensões (η) se aproxima do valor de M encontrado para as amostras não cimentadas, a deformações relativamente grandes.

Outro aspecto identificado a respeito do comportamento desses materiais está ligado ao trecho que define o processo de desestruturação progressiva das amostras. Nos ensaios realizados sob baixas tensões confinantes, nota-se que parece haver uma única linha que define esse processo, e que a mesma é uma função da tensão de cura somente. Tal aspecto é melhor

apresentado na figura 50. A partir destes resultados, pode-se observar que a tensão de cura ou o índice de vazios de cura, aparentemente comanda a máxima taxa de dilatação das amostras cimentadas, ao mesmo tempo em que controla a taxa de degradação da estrutura.

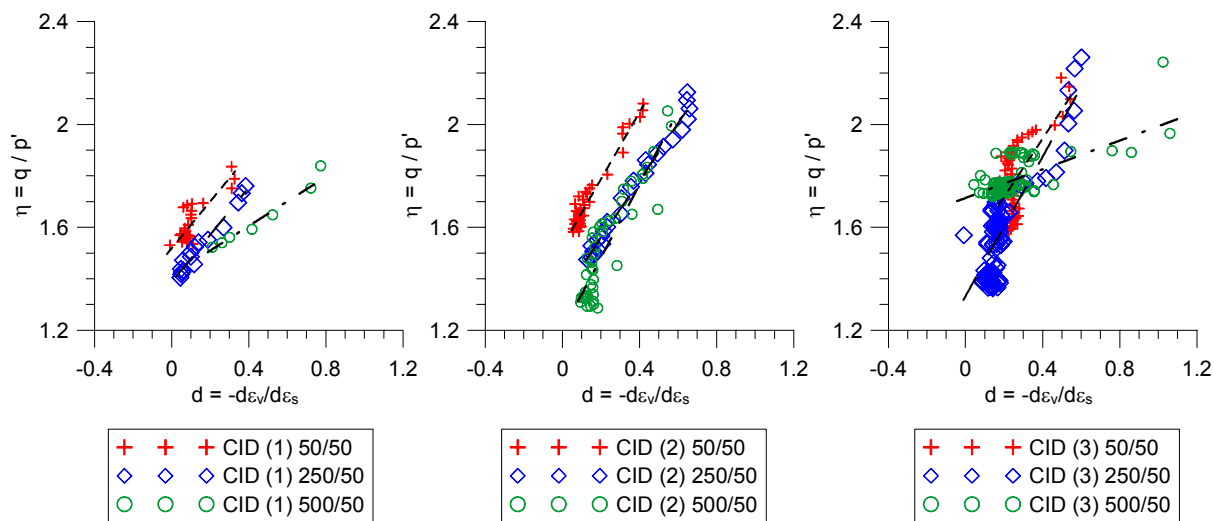


Figura 52: Representação da fase de desestruturação das amostras cimentadas cisalhadas sob uma tensão confinantes de 50 kN/m².

Acredita-se que, a partir dos resultados apresentados na figura 52 possa ser definido um padrão de comportamento, onde o aumento da tensão de cura e conseqüente redução do índice de vazios de cura controlam a máxima taxa de dilatação.

Assim, baseando-se na análise da figura 52, sugere-se então que o fenômeno da degradação da estrutura possa ser compreendido a partir do esquema apresentado na figura 53. Desta forma, para cada tensão de cura existe um respectivo índice de vazios de cura, e que este comanda então a máxima taxa de dilatação que o material pode atingir, para um mesmo grau de cimentação. De fato, essa é uma simplificação de como ocorre o comportamento na fase de degradação da estrutura, sendo necessários mais estudos para identificar o real comportamento do material na fase de desestruturação.

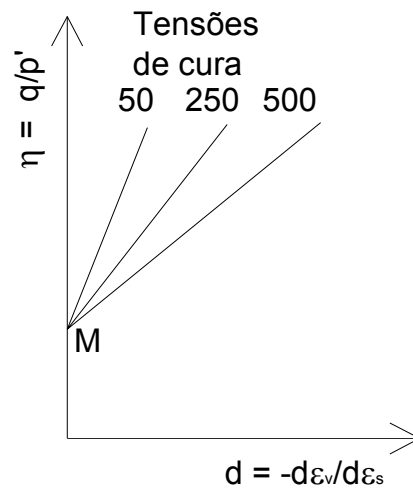


Figura 53: Padronização do efeito da tensão de cura no comportamento tensão-dilatância com respeito à fase de desestruturação para um mesmo grau de cimentação.

7 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTUROS ESTUDOS

7.1 CONCLUSÕES

Ao final deste trabalho é válido ressaltar os principais aspectos relacionados com o estudo da cura de amostras cimentadas sob uma tensão de confinamento. Abaixo são apresentados os principais pontos a serem concluídos:

- O acréscimo da tensão de cura permitiu que existissem notáveis aumentos da tensão desvio de pico, mostrando que um conjunto mais compacto colabora no aumento da resistência do material estudado. Esse aspecto é válido também, quando analisados os efeitos do aumento do nível de cimentação, de forma que maiores teores de cimento permitiram maiores resistências;
- Expressivo aumento da rigidez inicial também foi constatado pelo aumento da tensão de cura e do teor de cimento. Ligado a esse fato, foi identificado também que o aumento da tensão de cura possibilitou considerável expansão das superfícies de plastificação em conjunto com o aumento do teor de cimento. De fato, tanto a tensão de cura como o teor de cimento parecem comandar a ampliação do domínio elástico;
- Foi observado que as superfícies de plastificação são centradas em relação ao eixo isotrópico de tensões. Esse aspecto está diretamente relacionado com o processo de cura adotado, uma vez que a cura foi realizada sob tensões confinantes isotrópicas, isso permitiria a ocorrência de tal fato;
- A redução do índice de vazios pela aplicação da tensão de cura mostrou efeitos drásticos no comportamento tensão-dilatância. Amostras que foram curadas sob altas tensões de cura mostraram forte dilatância quando cisalhadas sob baixas tensões

confinantes. Nesses casos, também foi observado que a tensão de confinamento comanda o comportamento dilatante ou compressivo deste material;

- Em alguns casos, não foi possível observar uma boa convergência do comportamento tensão-deformação em relação ao solo não cimentado. Acredita-se que a formação de um plano de cisalhamento logo após ser alcançada a tensão desvio de pico diferente do plano de cisalhamento em relação ao ângulo de atrito no estado crítico tenha permitido que estado de tensões η fossem superiores ao do solo não cimentado, a grandes de formações;
- A convergência dos resultados normalizados pelas linhas de compressão normal (LCN) e de estado crítico (LEC) também não foi possível ser observadas para as amostras cimentadas. Esse fato está diretamente ligado ao aspecto que com a adição de cimento ao solo em estudo, suas propriedades intrínsecas são alteradas, em função da criação de um novo material.

7.2 SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

Dentro do escopo deste trabalho, algumas sugestões são válidas para o prosseguimento do estudo de solos estruturados artificialmente. As mesmas estão citadas abaixo:

- Realização de ensaios triaxiais com trajetórias de tensões controladas com o intuito de verificar se a mudança da mesma influi na superfície de plastificação;
- Identificação do comportamento deste material a pequenas deformações com a utilização de medições de módulo cisalhante (G_0). Nesse âmbito, procurar identificar a existência de múltiplas superfícies de plastificação;
- Estudo de uma lei de degradação da estrutura cimentante levando-se em consideração a tensão de cura e conseqüentemente o índice de vazios de cura, bem como o nível de cimentação;

- Elaborar ou mesmo adaptar modelos constitutivos capazes de prever o comportamento destes materiais, levando em conta o estado de tensões na formação da estrutura (tensão de cura), índice de vazios de cura e grau de cimentação deste material;
- Avaliar a influência da anisotropia de tensões durante o processo de cura imposto nos ensaios, com o intuito de simular com maior realidade o processo de formação de solos estruturados por cimentação.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Cimento Portland comum – especificações: **NBR 5732**. Rio de Janeiro, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solo-cimento: Ensaio de compressão simples de corpos-de-prova cilíndricos. **NBR 12025**. Rio de Janeiro, 1990.

ADACHI, T.; OKA, F. An elasto-viscoplastic constitutive model for soft rock with strain softening. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON GEOTHECNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS. Athens: 1993. **Proceedings...** Rotterdam: A.A.Balkema, v.1, p.327-333, 1993.

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

ATKINSON, J. H. (1993). An Introduction to The Mechanics of Soils and Foundations. Berkshire, UK, 337p.

AVERSA, S.; EVANGELISTA, A.; LEROUEIL, S. e PICARELI, L. Some aspects of the mechanical behaviour of ‘structured’ soils and soft rocks. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON GEOTHECNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS. Athens: 1993. **Proceedings...** Rotterdam: A.A.Balkema, v.1, p.359-366, 1993.

BAUDET, B. e STALLEBRASS, S. A constitutive model for structured clays. **Géotechnique**, London, v.54, n.4, p.269-278. 2004.

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

BRESSANI, L. A. e VAUGHAN, P. R. Damage to soil during triaxial testing. In: 12th Int. Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro: 1989. **Proceedings...**Rotterdam: A. A. Balkema, v.1, p.533-552, 1989.

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

CANESTRARI, F. e SCARPELLI, G. Stress-dilatancy and strength of Ancona Clay. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON GEOTHECNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS. Athens: **Proceedings...** Rotterdam: A.A.Balkema, v.1, p.417-424, 1993.

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

CLAYTON, C. R. I.; SERRATRICE, J. F. The mechanical properties and behavior of hard soils and soft rocks – general report. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON GEOTHECNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS. Athens: 1993. **Proceedings...** Rotterdam: A.A.Balkema, v.3, p.1839-1877, 1993.

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

CLOUGH, G.W.; 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.; ROTTA, G. V.; PRIETTO, P. D. M. Yielding–compressibility–strength relationship for an artificially cemented soil cured under stress. **Géotechnique**, London, v.56, n.1, p.69-72, 2006.

- CONSOLI, N. C.; ROTTA, G. V.; PRIETTO, P. D. M. Influence of curing under stress on the triaxial response of cemented soils. **Géotechnique**, London, v.50, n.1, p.99-105, 2000.
- COOP, M. R. e ATKINSON, J. H. The mechanics of cemented carbonate sands. **Géotechnique**, London, v.41, n.1, p.53-67, 1993.
- CUCCOVILLO, T. e COOP, M. R. On the mechanics of structured sands. **Géotechnique**, London, v.49, n.6, p.741-760, 1999.
- FERREIRA, P. M. V. Estudo do comportamento mecânico de um solo residual de arenito da Formação Botucatu. Tese (Doutorado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS. Porto Alegre, 234p. 2002.
- FOPPA, D. Análise de variáveis-chave no controle da resistência mecânica de solos artificialmente cimentados. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS. Porto Alegre, 143p. 2005.
- GENS, A. e NOVA R. Conceptual bases for a constitutive model for bonded soils and weak rocks. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON GEOTHECNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS. Athens: **Proceedings...** Rotterdam: A.A.Balkema, v.1, p.485-494, 1993.
- HEINECK, K. S. **Estudo da influência de cimentações introduzidas sob tensão**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS. Porto Alegre, 118p. 1998.
- HUANG, J. T. e AIREY, D. W. Effects of cement density on an artificially cemented sand. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON GEOTHECNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS. Athens: **Proceedings...** Rotterdam: A.A.Balkema, v.1, p.553-560.
- JOHNSTON, I. W.; NOVELLO, E. A. Soft rocks in the geotechnical spectrum. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON GEOTHECNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS. Athens: 1993. **Proceedings...** Rotterdam: A.A.Balkema, v.1, p.177-183, 1997.

KAVVADAS, M. e ANAGNOSTOPOULOS, A. A framework for the behaviour of the cemented Corinth marl. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON GEOTHECNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS. Athens: **Proceedings...** Rotterdam: A.A.Balkema, v.1, p.577-583, 1993.

LAMBE, T. W. e WHITHMAN, R. V. Soil mechanics. New York: Wiley. 1969.

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

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

LAGIOIA, R.; NOVA, R. A constitutive model for soft rocks. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON GEOTHECNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS. Athens: **Proceedings...** Rotterdam: A.A.Balkema, v.1, p.625-632, 1993.

LEROUEIL, S.; HIGHT, D. W. Behaviour and proprieties of natural and soft rocks. In: Tan et al. (Eds). **Characterization and Engineering Proprieties of Natural Soils**. Lisse: Swets e Zeitlinger. p.29-254. 2003.

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

LIU, M. D. e CARTER, J. P. A structured Cam Clay model. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v.39, p. 1313-1332, 2002.

MALANDRAKI, V.; TOLL, D. Drained probing triaxial tests on a weakly bonded artificial soil. **Géotechnique**, London, v.50, n.2, p.141-151.

NÚÑEZ, W.P. **Estabilização físico-química de um solo de arenito Botucatu visando o seu emprego na pavimentação.** Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS. Porto Alegre, 150p. 1991.

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

PRIETTO, P. D. M. **Resistência e dilatância de solos cimentados: uma abordagem teórico-experimental.** Tese (Doutorado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS. Porto Alegre, 230p. 2004.

RAMPELLO, S. e VIGGIANI, G. e GEORGIANNOU, V. N. Strength and dilatancy of natural and reconstituted Vallericca clay. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON GEOTHECNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS. Athens: **Proceedings...** Rotterdam: A.A.Balkema, v.1, p.761-768, 1993.

ROSCOE, K. H.; BURLAND, J.B. On the generalized stress-strain behaviour of ‘wet clay’. In: Engineering plasticity. Edited by J. heyman and F. A. Leckie. Cambridge University Press. p.535-609. 1968.

ROTTA, G. V. **Plastificação de um solo cimentado curado sob tensão.** Tese (Doutorado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS. Porto Alegre, 144p. 2005.

ROTTA, G.V., FOPPA, D.; CONSOLI, N.C. Modelo matemático para a previsão do comportamento mecânico de um solo cimentado submetido à compressão isotrópica. **Revista Solo e Rochas.** São Paulo, Vol. 27. n.1. p.37-56, 2004.

ROTTA, G. V. CONSOLI, N. C.; PRIETTO, P. D. M.; COOP, M. R.; GRAHAM, J. Isotropic yielding in na artificially cemented soil cured under stress. **Géotechnique.** London, v. 53, n.5, p.493-501, 2003.

ROTTA, G. V. Cimentação introduzida sob tensão: Compreendendo a importância do índice de vazios de formação da estrutura no comportamento mecânico de solos cimentados. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS. Porto Alegre, 134p. 2000

STALLEBRAS, S. E. e TAYLOR, R. N. The development and evaluation of a constitutive model for the prediction of ground movements in overconsolidated clay. **Géotechnique**. London, v. 47, n.2, p.235-253, 1997.

VARGAS, M. Some engineering properties of residual clay soils occurring in southern Brazil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3.1953, Zurich. **Proceedings...** p. 67-71, 1953.

VAUGHAN, P.R. Mechanical and hydraulic properties of in situ residual soils. General report. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS IN TROPICAL SOILS, 1., 1985, Brasília. **Proceedings...** São Paulo: ABMS, p.231-263, 1985.

WOOD, D. M. Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics. Cambridge. 462p. 1990.