

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**O índice porosidade/teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}) como um
parâmetro de estado para areias cimentadas**

Helena Batista Leon

Porto Alegre
2018

HELENA BATISTA LEON

**O ÍNDICE POROSIDADE/TEOR VOLUMÉTRICO DE
CIMENTO (η/C_{iv}) COMO UM PARÂMETRO DE ESTADO
PARA AREIAS CIMENTADAS**

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.

Porto Alegre
2018

CIP - Catalogação na Publicação

Batista Leon, Helena

O índice porosidade/teor volumétrico de cimento como um parâmetro de estado para areias cimentadas / Helena Batista Leon. -- 2018.

132 f.

Orientador: Nilo Cesar Consoli.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-RS, 2018.

1. Parâmetro de estado para areias cimentadas. 2. Melhoramento de solos. 3. Areia artificialmente cimentada. 4. Solo-cimento. 5. Porosidade e teor volumétrico de cimento. I. Consoli, Nilo Cesar, orient. II. Título.

HELENA BATISTA LEON

**O ÍNDICE POROSIDADE/TEOR VOLUMÉTRICO DE
CIMENTO (η/C_{iv}) COMO UM PARÂMETRO DE ESTADO
PARA AREIAS CIMENTADAS**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, Área de Concentração Geotecnia, e aprovada em sua forma final pelos professores orientadores e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 16 de fevereiro de 2018

Prof. Nilo Cesar Consoli
Ph.D. pela Concordia University, Canadá
Orientador

Prof. Lucas Festugato
Dr pela Universidade Federal do Rio Grande
do Sul
Orientador

Prof. Nilo Cesar Consoli
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Karla Salvagni Heineck
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Beatrice Baudet
D.Phil. pela City University – UK

Prof. Matthew Richard Coop
D.Phil. pela University of Oxford - UK

Prof. Sérgio Filipe Veloso Marques
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho aos meus pais e à minha irmã
por todo apoio, incentivo e amor.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Prof. Nilo Consoli, orientador deste trabalho, por todo incentivo, motivação e apoio demonstrados ao longo do desenvolvimento desta dissertação, por estar sempre presente e disposto a debater ideias e ser extremamente compreensivo com os desafios enfrentados a cada dia.

Ao Prof. Lucas Festugato, por aceitar a missão de orientar de forma conjunta esta dissertação e pelas valiosas contribuições desde a execução dos ensaios laboratoriais até a análise dos resultados. Os teus ensinamentos e observações foram fundamentais para o amadurecimento desta pesquisa e também dos meus conhecimentos como mestranda.

Aos demais professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil que transmitiram seus conhecimentos durante as aulas, contribuindo de forma significativa para minha formação.

À minha família, em especial aos meus pais e irmã, por estarem sempre ao meu lado, por serem meus maiores incentivadores, me dedicarem amor e carinho incondicionais e compreenderem a minha ausência durante os estudos. Nanda, obrigada pelo companheirismo de sempre, a tua presença diária tornou a volta para casa muito mais acolhedora após um dia cansativo de laboratório; eu te amo infinitamente.

Aos meus amigos, muito obrigada pelos momentos de descontração e por entenderem o meu afastamento durante a finalização da dissertação. Ao Deividi, agradeço por ser meu amigo de todas as horas, meu apoio, meu confidente e por estar sempre presente na minha vida; é muito bom te ter no laboratório ao lado. Ao Flávio (vovô) agradeço por toda a ajuda durante minha vida acadêmica, mas principalmente, por me fazer rir e ser meu companheiro para incomodar o Deividi. Agradeço por sermos esse trio maravilhoso, no qual todos se complementam e cada um contribui com o seu melhor... temos muita coisa pela frente, meus amigos, aliás, sou muito feliz de poder chamá-los de amigos.

Aos meus colegas e amigos do mestrado, em especial ao Guilherme Ebani, Mariana Carretta, Mariana Chrusciak e Maurício Azevedo, por todo o companheirismo, pelos momentos de descontração, pelas valiosas discussões acadêmicas e ajuda durante a realização das disciplinas.

A todos os colegas de laboratório, principalmente ao Alejandro Quiñonez, Jorge Flórez, Mariana Carretta, Marina Bortolotto, Matteo Conti, Mozara Benetti, Sérgio Marques e ao

bolsista João Victor Daronco (eterno 01), por serem sempre solícitos, por toda a ajuda durante esta pesquisa, pelas palavras de conforto quando tudo dava errado e por tornarem meus dias no laboratório mais felizes. Afinal, devemos sempre continuar a nadar...

À minha amiga, colega e companheira de laboratório Mariana Carretta, não existem palavras que expressem a minha gratidão pelas infinitas horas de convivência e companheirismo, pela imensa ajuda, pelo apoio em todos os momentos, pelos conselhos, conversas e advertências e, finalmente, pelos deliciosos momentos gastronômicos, fossem eles para comemorar ou lamentar um dia difícil de laboratório. Que os anos passem e possamos sempre lembrar com carinho dessa amizade construída com solo, cimento e muita dedicação.

À CAPES e ao CNPq pela concessão das bolsas de mestrado que permitiram a minha dedicação exclusiva ao desenvolvimento deste trabalho.

Enfim, agradeço a todos que enviaram energias positivas para que eu continuasse nesta jornada em busca do sonho de ser MESTRE, muito obrigada!

*“I’m a greater believer in luck, and I find the harder I
work, the more I have of it”*

“Eu acredito demais na sorte, e tenho constatado que
quanto mais duro eu trabalho, mais sorte eu tenho”

Thomas Jefferson

RESUMO

LEON, H. B. **O índice porosidade/teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}) como um parâmetro de estado para areias cimentadas.** 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

A adoção de técnicas de melhoramento de solos é prática cada vez mais recorrente em obras geotécnicas, contudo, os critérios de dosagem e parâmetros de previsão do comportamento desses solos parecem não acompanhar a evolução tecnológica das referidas técnicas. O parâmetro de estado para areias (ψ) não consegue representar o comportamento de areias artificialmente cimentadas, por levar em consideração apenas a influência do índice de vazios e do estado de tensões. Propõe-se, neste estudo, instituir o índice porosidade/teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}) como um parâmetro de estado para areias artificialmente cimentadas, por ser um critério racional que relaciona a porosidade da mistura compactada com o teor volumétrico de cimento adicionado. A partir da utilização desse parâmetro, é possível calibrar a quantidade de cimento e a energia de compactação utilizada, a fim de proporcionar uma mistura que atenda aos requisitos de projeto e que seja viável de executar em obra com os recursos materiais e financeiros disponíveis. O programa experimental compreendeu a realização de 17 ensaios triaxiais, drenados e não drenados, analisados em conjunto com resultados já obtidos em estudos anteriores. Análises do comportamento tensão-deformação, variação volumétrica-deformação axial, geração de poropressão, trajetórias de tensões drenadas e não drenadas, envoltórias de resistência, comportamento tensão-dilatância, da aplicação da teoria do estado crítico e uma breve análise estatística embasaram a comprovação de que o parâmetro η/C_{iv} é adequado para previsão do comportamento de corpos de prova de areia artificialmente cimentados.

Palavras-chave: *parâmetro de estado, areias artificialmente cimentadas, ensaios triaxiais, porosidade, teor de cimento.*

ABSTRACT

LEON, H. B. **O índice porosidade/teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}) como um parâmetro de estado para areias cimentadas.** 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

The adoption of soil improvement techniques is becoming more frequent in geotechnical works, however, the dosage criteria and the parameters used to predict the soil behavior do not seem to follow the technological evolution of these techniques. The state parameter for sands (ψ) cannot represent the behavior of artificially cemented sands because it considers only the influence of the void ratio and the stress state. It is proposed to establish the porosity/volumetric content of cement (η/C_{iv}) as a state parameter for artificially cemented sands, since it is a rational criterion which relates the porosity of the compacted mixture to the volumetric content of cement added. By using this parameter, it is possible to calibrate the amount of cement and the compaction energy used in order to provide a mixture that meets the design requirements and that is feasible to perform on site construction with the material and financial resources available there. The experimental program included the realization of 17 triaxial tests, performed in the drained and undrained conditions, analyzed simultaneously with other results obtained from previous studies. Analysis of stress-strain behavior, volumetric variation-axial strain, pore pressure development, drained and non-drained stress paths, resistance envelope, stress-dilatation behavior, the application of the critical state theory, and a brief statistical analysis supported that the η/C_{iv} parameter is suitable for predicting the behavior of artificially cemented sand specimens.

Key-words: *state parameter, artificially cemented sands, triaxial tests, porosity, cement content.*

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	20
1.1	RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA	20
1.2	OBJETIVOS E METAS	21
1.3	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	22
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	23
2.1	DEFINIÇÃO DE SOLO	23
2.2	SOLOS SEDIMENTARES	24
2.2.1	Solos estruturados e cimentados	24
2.2.2	Solos artificialmente cimentados.....	25
2.3	COMPORTAMENTO DOS SOLOS CIMENTADOS	29
2.3.1	Aspectos gerais	29
2.3.2	Resistência não confinada	33
2.3.3	Coesão e ângulo de atrito	35
2.3.4	Comportamento tensão-deformação	36
2.3.5	Comportamento tensão-dilatância	41
2.4	TEORIA DO ESTADO CRÍTICO	46
2.4.1	Conceitos fundamentais	46
2.4.2	Comportamento de areias	48
2.5	PARÂMETRO DE ESTADO PARA AREIAS	53
2.6	PARÂMETRO η/Civ	60

2.7	DEFINIÇÃO TERMODINÂMICA DE PARÂMETRO DE ESTADO ..	66
3	PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	69
3.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	69
3.2	VARIÁVEIS INVESTIGADAS.....	69
3.3	MATERIAIS.....	71
3.3.1	Areia de Osório.....	71
3.3.2	Agente cimentante	74
3.3.3	Água.....	75
3.4	MÉTODOS	75
3.4.1	Preparação das amostras.....	75
3.4.2	Moldagem e cura dos corpos de prova.....	76
3.4.3	Ensaio triaxiais.....	78
4	RESULTADOS E ANÁLISES.....	82
4.1	ENSAIOS TRIAXIAIS.....	82
4.1.1	Comportamento tensão-deformação	83
4.1.2	Varição volumétrica e geração de poropressão-deformação axial.....	89
4.1.3	Trajatórias de tensões	92
4.2	ANÁLISE TENSÃO-DILATÂNCIA.....	96
4.3	ANÁLISE DA APLICABILIDADE DO PARÂMETRO DE ESTADO Ψ	103
4.4	ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DO PARÂMETRO DE ESTADO PARA AREIAS CIMENTADAS E DO ESTADO DE TENSÕES	113

4.5	MODELO DE NORMALIZAÇÃO DE RESULTADOS DE RESISTÊNCIA EM FUNÇÃO DO PARÂMETRO DE ESTADO PARA AREIAS CIMENTADAS	117
4.5.1	Aplicação do modelo para ensaios com confinamento	118
5	CONCLUSÕES.....	121

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Microestrutura da Baekma River Sand (a) não cimentada, (b) fracamente cimentada – 4% de cimento, (c) medianamente cimentada – 8% de cimento e (d) fortemente cimentada – 16% de cimento	29
Figura 2.2: Comparação entre valores observados e calculados	31
Figura 2.3: Demonstração da degradação da cimentação com o aumento da tensão efetiva média	32
Figura 2.4: Efeito do teor de cimento na resistência à compressão simples de diversos solos estabilizados com cimento Portland curados por 7 dias	34
Figura 2.5: Comportamento tensão-deformação para uma areia siltosa (a) 1% de cimento (b) $p'_i = 60$ kPa	37
Figura 2.6: Comportamento idealizado de solos cimentados: (a) trajetórias de tensão; (b) comportamento tensão-deformação	38
Figura 2.7: Comparação dos resultados de um ensaio triaxial realizados para baixas e altas tensões de confinamento: (a) comportamento tensão-deformação axial; (b) deformação volumétrica-deformação axial	38
Figura 2.8: Mobilização das componentes de resistência do modelo de cisalhamento para rochas frágeis.....	39
Figura 2.9: Comparação entre as componentes de resistência de uma amostra de areia-cimento com cura sob tensão e de uma areia pura.....	40
Figura 2.10: Comparação entre ensaios de areia-cimento submetidos à cura atmosférica e sob tensão: (a) curvas tensão-deformação distorcional e (b) curvas deformação volumétrica-deformação distorcional.....	41
Figura 2.11: Representação da dilatância de partículas circulares: (a) cisalhamento de uma amostra fofa; (b) cisalhamento de uma amostra densa; (c) variação volumétrica durante o cisalhamento	42
Figura 2.12: Modelo representativo da dilatância	43
Figura 2.13: Comportamento tensão-dilatância de solos: (a) relação de tensões (q/p') versus deformação cisalhante (ϵ_s); (b) variação volumétrica (ϵ_v) versus deformação cisalhante (ϵ_s); (c) relação entre tensões e taxa de dilatância ($d\epsilon_v/d\epsilon_s$)	44
Figura 2.14: Curvas $\delta\epsilon_v/\delta\epsilon_s \times q/p'$ para Areia de Osório em diferentes condições de cimentação, cura, índices de vazios e estado de tensões.....	46
Figura 2.15: Representações do Estado Crítico.....	47
Figura 2.16: Resultados em ensaios triaxiais drenados: (a) $q'-\epsilon_a$ amostra fofa; (b) $\epsilon_v-\epsilon_a$ amostra fofa; (c) $q'-\epsilon_a$ amostra densa; (d) $\epsilon_v-\epsilon_a$ amostra densa.....	49

Figura 2.17: Resultados em ensaios triaxiais não drenados: (a) $q'-\varepsilon_a$ amostra densa; (b) $\Delta u-\varepsilon_a$ amostra densa; (c) $q'-\varepsilon_a$ amostra fofa; (d) $\Delta u-\varepsilon_a$ amostra fofa.....	50
Figura 2.18: Linha isotrópica de compressão para amostras de areia fofa e densa.....	51
Figura 2.19: Trajetórias de tensões em ensaios triaxiais não drenados: (a) espaço $q'-p'$; (b) espaço $v-p'$	52
Figura 2.20: Trajetória de tensões em ensaios triaxiais drenados para uma amostra densa: (a) espaço $q'-p'$; (b) espaço $v-p'$	53
Figura 2.21: Definição do parâmetro de estado ψ	55
Figura 2.22: Comportamento tensão-deformação-variação volumétrica em relação ao parâmetro de estado ψ em ensaios drenados.....	56
Figura 2.23: Trajetórias de tensões típicas de ensaios não drenados em relação ao parâmetro de estado ψ	57
Figura 2.24: Propriedades controladas pelo parâmetro de estado ψ : (a) resistência de pico não drenada; (b) taxa de dilatação; (c) ângulo de atrito de pico para diversas areias do Ártico, Europa e Américas do Norte e Sul.....	58
Figura 2.25: Comparação de trajetórias de tensões para amostras com o mesmo parâmetro de estado e mesma densidade relativa.....	59
Figura 2.26: Relação vazios/cimento versus resistência à compressão simples.....	61
Figura 2.27: Curva de dosagem para solo cimento.....	62
Figura 2.28: Normalização de q_u e q_t para solos granulares com cimentos e tempos de cura distintos.....	65
Figura 2.29: Validação do modelo de normalização.....	65
Figura 3.1: Localização do município de Osório e mapa geológico simplificado da Planície Costeira do Rio Grande do Sul.....	72
Figura 3.2: Curva de distribuição granulométrica da areia de Osório.....	73
Figura 3.3: Microscopia da areia de Osório.....	74
Figura 3.4: Evolução média de resistência à compressão dos distintos tipos de cimento Portland.....	75
Figura 3.5: Molde metálico tripartido utilizado na moldagem dos corpos de prova.....	76
Figura 3.6: Procedimento de moldagem de um corpo de prova.....	77
Figura 3.7: Equipamento triaxial utilizado.....	79
Figura 3.8: Procedimento de montagem do ensaio triaxial.....	80

Figura 4.1: Curvas tensão-deformação axial para o $n/C_{iv} = 30$ das amostras com menor teor de cimento e menor porosidade	85
Figura 4.2: Curvas tensão-deformação axial para o $n/C_{iv} = 30$ das amostras com maior teor de cimento e maior porosidade	86
Figura 4.3: Curvas tensão-deformação axial para o $n/C_{iv} = 17$ das amostras com menor teor de cimento e menor porosidade	87
Figura 4.4: Curvas tensão-deformação axial para o $n/C_{iv} = 17$ das amostras com maior teor de cimento e maior porosidade	88
Figura 4.5: Ensaio CID para o $n/C_{iv} = 30$: (a) Curvas tensão-deformação axial; (b) Curvas deformação volumétrica-deformação axial	90
Figura 4.6: Ensaio CIU para o $n/C_{iv} = 30$: (a) Curvas tensão-deformação axial; (b) Curvas variação da poropressão-deformação axial	91
Figura 4.7: Ensaio CID para o $n/C_{iv} = 17$: (a) Curvas tensão-deformação axial; (b) Curvas deformação volumétrica-deformação axial	91
Figura 4.8: Ensaio CIU para o $n/C_{iv} = 17$: (a) Curvas tensão-deformação axial; (b) Curvas variação da poropressão-deformação axial	92
Figura 4.9: Trajetórias de tensões e envoltórias de resistência para um $\eta/C_{iv} = 30$	94
Figura 4.10: Trajetórias de tensões e envoltórias de resistência para um $\eta/C_{iv} = 30$	94
Figura 4.11: Trajetórias de tensões para o ensaio 08 drenada e não-drenadas executadas com diferentes contrapressões	95
Figura 4.12: Comparação entre trajetórias de tensões de ensaios drenados e não-drenados: (a) ensaios 02; (b) ensaios 05; (c) ensaios 08; e (d) ensaios 11, códigos conforme Tabela 4.1	96
Figura 4.13: Curvas de razão de tensões-deformação distorcional para todos os ensaios executados.....	98
Figura 4.14: Curva tensão-dilatância para todos os triaxiais CID.....	99
Figura 4.15: Curva tensão-dilatância para todos os triaxiais CID realizados por CRUZ (2008)	100
Figura 4.16: Curvas tensão-dilatância: (a) não cimentados; (b) cimentados.....	101
Figura 4.17: Curvas tensão-dilatância para todos os ensaios realizados neste trabalho e ensaios da bibliografia	102
Figura 4.18: Curvas $v:\ln p'$ para areia de Osório não cimentada	107
Figura 4.19: Curvas $v:\ln p'$ para todos os ensaios de areia de Osório cimentada e não cimentada analisados.....	108
Figura 4.20: Ensaio que não obedeceu ao comportamento definido pelo ψ	109

Figura 4.21: Representação da resistência normalizada das areias não cimentadas em função do parâmetro de estado ψ	111
Figura 4.22: Representação da resistência normalizada das areias cimentadas em função do parâmetro de estado ψ	112
Figura 4.23: Representação de alguns ensaios cimentados em concordância com a tendência de amostras de areia pura.....	113
Figura 4.24: Diferenças entre os valores de q calculados e previstos: (a) em função da variação do η/Civ ; (b) em função da variação da tensão de confinamento.....	115
Figura 4.25: Resistência a compressão triaxial em função do η/Civ e do estado de tensões durante cisalhamento	116
Figura 4.26: Resistência a compressão triaxial em função do η/Civ e do estado de tensões durante cisalhamento (CRUZ, 2008).....	116
Figura 4.27: Curvas obtidas pela aplicação do modelo para ensaios com confinamento: (a) 20 kPa; (b) 200 kPa); (c) 400 kPa.....	119
Figura 4.28: Normalização das resistências a compressão simples, tração por compressão diametral e compressão triaxial em função do η/Civ	120

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1: Rotina de ensaios triaxiais	70
Tabela 3.2: Índices físicos da areia de Osório	73
Tabela 4.1: Representação dos grupos de ensaios triaxiais	83
Tabela 4.2: Determinação do parâmetro de estado ψ em relação a LEC da areia de Osório .	104

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

δ	Relativo a incrementos
$\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$	Tensões efetivas principais (maior, intermediária, menor)
I_1	Primeiro invariante de tensões: $I_1 = \sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3$
$\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$	Deformações nos planos principais
ε_a	Deformação axial
ε_r	Deformação radial
ε_s	Deformação distorcional
$\varepsilon_v, \varepsilon_{vol}$	Deformação volumétrica
$\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$	Taxa de dilatação
M	Inclinação da linha do estado crítico no plano q:p'
ψ	Ângulo de dilatação e parâmetro de estado para areias
ϕ'	Ângulo de atrito interno efetivo
ϕ'_{cs}	Ângulo de atrito no estado crítico
c'	Intercepto coesivo efetivo
γ_d	Peso específico aparente seco
w	Teor de umidade
e	Índice de vazios
e_{ss}	Índice de vazios na linha do estado estacionário
e_λ	Índice de vazios no início do cisalhamento
$e_{mín}$	Índice de vazios mínimo
$e_{máx}$	Índice de vazios máximo
D_r	Densidade relativa
v	Volume específico do solo
q'	Tensão desvio: $q' = \sigma_1 - \sigma_3$
p'	Tensão efetiva média: $p' = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$
q'/p'	Relação entre tensões
p'_i	Tensão efetiva média inicial (no início do cisalhamento)
t'	Tensão cisalhante efetiva: $t' = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$
s'	Tensão normal média efetiva: $s' = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$
U	Poropressão

B	Parâmetro de poropressão de Skempton
q_u	Resistência à compressão simples
q_t	Resistência à tração por compressão diametral
$q_{t-direta}$	Resistência à tração direta
G_s	Peso específico real dos grãos
C_c	Coefficiente de curvatura
C_u	Coefficiente de uniformidade
N	Intercepto da linha isotrópica de compressão (LIC) para $p' = 1 \text{ kPa}$ no plano $v: \ln p'$
Γ	Intercepto da linha do estado crítico (LEC) para $p' = 1 \text{ kPa}$ no plano $v: \ln p'$
λ	Declividade da LIC e LEC no plano $v: \ln p'$
V_v	Volume de vazios
V_{ci}	Volume de cimento
V_{total}	Volume total
η	Porosidade
C_{iv}	Teor volumétrico de cimento
η/C_{iv}	Parâmetro porosidade/teor volumétrico de cimento
C	Teor de cimento calculado em relação à massa de solo seco
TC	Tensão de confinamento
ATM	Cura sob tensão atmosférica
ST	Cura sob tensão
CID	Ensaio triaxiais consolidados isotropicamente e drenados
CIU	Ensaio triaxiais consolidados isotropicamente e não drenados
LEC	Linha do estado crítico
LIC	Linha isotrópica de compressão
RCD	Resistência à compressão diametral
RCS	Resistência à compressão simples
LVDT	<i>Linear Variable Differential Transformer</i>
ABCP	Associação Brasileira de Cimento Portland
ABGE	Associação Brasileira de Geologia de Engenharia
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	<i>American Concrete Institute</i>

ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
NBR	Norma brasileira
LEGG	Laboratório de Ensaio Geotécnicos e Geoambientais

1 INTRODUÇÃO

1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

O solo, apesar de ser um material de construção de extrema abundância, muitas vezes não possui propriedades mecânicas adequadas para sua utilização em projetos de engenharia. Essa razão configura-se como sendo uma frequente encorajadora da utilização de técnicas de melhoramento de solos, permitindo que os materiais disponíveis localmente sejam cada vez mais utilizados e contribuindo com uma economia de recursos financeiros e naturais.

O comportamento de solos cimentados, especialmente areias, vem sendo continuamente investigado por diversos pesquisadores como: Clough et al. (1981), Mitchell (1981), Babic (1987), Lade e Overton (1989), Chang e Woods (1992), Reddy e Saxena (1992), Coop e Atkinson (1993), Dass et al. (1993, 1994), Huang e Airey (1998), Consoli et al. (2000, 2007a, 2007b, 2009b, 2009c, 2010, 2011a, 2011b, 2012a, 2012b, 2012c, 2013, 2017), Schnaid et al. (2001), Dalla Rosa et al. (2008), Fonseca et al. (2009), Maghous et al. (2014), Marques (2016), Diambra et al. (2017), entre outros presentes na literatura.

Been e Jefferies (1985) propuseram a utilização de um parâmetro de estado (ψ) para areias, que combina a influência do índice de vazios e do estado de tensões do material em referência ao estado crítico, como critério para descrever o comportamento de areias. Todavia, o parâmetro de estado ψ parece ser adequado apenas para areias não cimentadas, pois não leva em consideração o teor de agente cimentante presente nas amostras.

Assim como Been e Jefferies (1985) demonstraram que diversos parâmetros de projetos de engenharia, tais como resistência, ângulo de atrito e taxa de dilatação, são dependentes do parâmetro de estado para areias proposto pelos referidos autores, existem consistentes evidências de que o parâmetro de estado para areias cimentadas (η/C_{iv}) seja capaz de descrever o comportamento de areias com adição de agente cimentante.

O parâmetro de estado η/C_{iv} é um critério racional que relaciona a porosidade da mistura compactada com o teor volumétrico de cimento adicionado, de tal forma que permite aos

engenheiros calibrar a quantidade de cimento e a energia de compactação, a fim de proporcionar uma mistura que atenda aos requisitos de projeto e que seja viável de executar em obra com os recursos materiais e financeiros disponíveis.

Através da utilização do parâmetro η/C_{iv} , permite-se compatibilizar os efeitos da porosidade e do teor de cimento sobre: a resistência à compressão simples, resistência à tração por compressão diametral, tensão desvio em ensaios triaxiais drenados, módulo cisalhante inicial, módulo de deformação volumétrica inicial, tensão de plastificação em compressão isotrópica, estimativa da envoltória de ruptura e avaliação da relação tensão-dilatância para areias cimentadas.

Nesse contexto, este estudo visa a analisar o comportamento drenado e não drenado de uma areia artificialmente cimentada, a fim de constatar a adequação do parâmetro η/C_{iv} na previsão do comportamento mecânico nas referidas condições. Com a confirmação de que o parâmetro η/C_{iv} seja capaz de controlar o comportamento drenado e não drenado de misturas areia-cimento, pretende-se propor que ele seja considerado um parâmetro de estado para areias cimentadas.

1.2 OBJETIVOS E METAS

Comprovar a adequação do índice porosidade/teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}) na previsão do comportamento drenado e não drenado de uma areia artificialmente cimentada.

A fim de viabilizar o objetivo principal, os seguintes objetivos específicos foram estabelecidos:

- a) avaliar a influência do índice porosidade/teor volumétrico de cimento para diferentes porosidades e teores de agente cimentante;
- b) avaliar o comportamento tensão-deformação, variação volumétrica-deformação axial e geração de poropressão de uma areia artificialmente cimentada sob trajetórias drenadas e não drenadas;
- c) analisar o comportamento tensão-dilatância dos ensaios triaxiais drenados contemplados por esta pesquisa e compará-los com estudos anteriores realizados por este grupo de pesquisa;

- d) avaliar a aplicabilidade do parâmetro de estado ψ na avaliação do comportamento de areias cimentadas, contempladas por esta pesquisa, e de areias não cimentadas, oriundas de pesquisas anteriores;
- e) comparar a aplicabilidade do parâmetro η/C_{iv} para areias cimentadas a partir dos dados obtidos pelos ensaios triaxiais CID e CIU realizados neste estudo.

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O trabalho estará dividido em cinco capítulos, de acordo com as etapas de pesquisa realizadas.

- a) Capítulo 1 – apresenta a introdução, ressaltando a relevância e justificativa de pesquisa, define os objetivos gerais e específicos a serem atingidos, além de expor a estrutura a partir da qual o trabalho está organizado;
- b) Capítulo 2 – contém a revisão de literatura acerca de aspectos relevantes do comportamento de solos artificialmente cimentados e descreve a teoria do parâmetro de estado;
- c) Capítulo 3 – apresenta os materiais utilizados e a descrição completa do programa experimental utilizado no desenvolvimento da pesquisa;
- d) Capítulo 4 – apresenta os resultados obtidos nos ensaios laboratoriais das misturas areia-cimento utilizadas; ainda, é realizada a análise dos resultados desta pesquisa e de anteriores, colaborando na comprovação da existência de um parâmetro de estado para areias cimentadas;
- e) Capítulo 5 – expõe as conclusões, considerações finais deste estudo e sugestões para trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 DEFINIÇÃO DE SOLO

Os solos são originados da decomposição de rochas decorrentes da ação do intemperismo químico e físico. Agentes físicos, como as variações de temperatura, correntes de água e vento, ondas marítimas, ciclos de congelamento e derretimento, causam a desintegração das rochas dando origem a partículas menores, mas sem alterar sua composição original. Os agentes químicos, por sua vez, proporcionam a decomposição da rocha matriz, processo que envolve sua modificação mineralógica. Os principais agentes do intemperismo químico são os processos de hidratação, hidrólise, oxidação, lixiviação, troca de cátions, carbonatação, etc., que em conjunto dão origem aos solos (LAMBE; WHITMAN, 1969; PINTO, 2006; DAS, 2006; ORTIGÃO, 2007). Inúmeros tipos de solos podem ser encontrados em uma área muito próxima e isto está relacionado com os processos de intemperismo, erosão, transporte dos materiais sedimentados, de deposição e também pós-deposição.

Lambe e Whitman (1969) consideram o solo como o material de construção mais abundante no mundo e ressaltam que, muitas vezes, este é o único material disponível localmente. Desde a antiguidade, o emprego do solo em obras civis sempre foi essencial para o desenvolvimento das sociedades, justificando, assim, a necessidade de melhor compreender seu comportamento, visto que, atualmente, engenheiros continuam a estudar as propriedades e as melhores técnicas de utilização do solo, principalmente para sua utilização em obras de fundações, contenções, escavações subterrâneas, aterros, barragens e estradas.

O solo pode ser considerado como um material particulado, constituído por um esqueleto mineral com partículas que se diferenciam pelo tamanho, forma e composição química, juntamente com uma fase porosa, composta por vazios entre as partículas que podem estar preenchidos por moléculas de água ou ar. A magnitude dos vazios e os constituintes da fase porosa irão influenciar no comportamento do solo, uma vez que afetam o processo de transmissão de forças nos contatos das partículas (LAMBE; WHITMAN, 1969).

2.2 SOLOS SEDIMENTARES

Solos sedimentares são formados por acumulação de partículas minerais resultantes do intemperismo e desintegração de rochas existentes em outro local, por isso, são um dos tipos de solo transportado por agentes geológicos do local de origem até o local de deposição, sendo suas características influenciadas pela forma e energia de transporte (ABGE, 1998). Como forma de elucidção, sedimentos transportados pelo vento, solos eólicos, como as areias de dunas, possuem granulometria uniforme de acordo com a força do vento, assim como solos aluvionares, que são influenciados pela força das correntes de água.

O comportamento dos solos sedimentares é regido pelas forças de contato entre as partículas e pelo atrito mobilizado. Ainda, segundo Pinto (2006), as propriedades de deformabilidade e resistência destes solos são resultantes de escorregamento e rolagem entre as partículas.

2.2.1 Solos estruturados e cimentados

Solos estruturados são aqueles que possuem algum tipo de cimentação ou vínculo entre as partículas, possibilitando um comportamento de resistência, deformabilidade e porosidade inatingível em seu estado desestruturado. Modelos clássicos de mecânica dos solos desconsideram este comportamento e abordam apenas conceitos de porosidade inicial dos materiais e sua subsequente modificação através da história de tensões. Ponderações acerca de resistência e rigidez advindas da estrutura são ignoradas nesses modelos, sendo considerados apenas como características gerais de mecânica das rochas (LEROUEIL; VAUGHAN, 1990).

A cimentação nos contatos entre os grãos de solos estruturados propicia que os deslocamentos, aos quais a estrutura é submetida, sejam inicialmente resistidos por estas ligações aglomerantes e posteriormente ocorra a mobilização do atrito. Esta é a coesão natural do solo, que age como uma “cola” entre as partículas, e não é proveniente da pressão neutra negativa, considerada uma coesão aparente (PINTO, 2006).

Leroueil e Vaughan (1990) indicam que a estruturação pode ser observada em argilas moles, argilas rijas, solos granulares, solos residuais, assim como rochas fracas e intemperizadas. Ainda ressaltam que, embora a formação de depósitos de areia seja complexa, foi observada a existência de areias estruturadas tanto em laboratório como no campo.

Diversas podem ser as origens da cimentação em solos, desde um simples arranjo entre partículas, por efeito de forças físico-químicas naturais dos argilominerais ou altas pressões, deposição de sílica, carbonatos, hidróxidos e matéria orgânica em solução no contato entre partículas, recristalização de minerais durante o intemperismo, modificação da camada de água, até a adição de algum agente cimentante para o melhoramento de solos (LEROUEIL; VAUGHAN, 1990).

Em solos sedimentares que ficaram acima do nível freático após sua formação, a cimentação pode ocorrer por ação da água de percolação ou também pela elevação do lençol freático, o que contribui para a dissolução de alguns sais presentes na composição química do solo, levando à cimentação das partículas quando a água evapora. Já em solos residuais, a cimentação pode ser originada das ligações químicas remanescentes da rocha-mãe, sendo a intensidade da cimentação relacionada com o grau de evolução do solo (LEROUEIL; VAUGHAN, 1990; PINTO, 2006). Em areias, segundo Barton (1993), a estrutura pode ser originada a partir do intertravamento dos grãos com o passar do tempo, embora Cuccovillo e Coop (1993) afirmem que frequentemente sejam apenas consideradas as ligações originadas a partir da cimentação entre partículas, pois as forças entre partículas podem ser negligenciadas.

2.2.2 Solos artificialmente cimentados

O Instituto Americano de Concreto (ACI, 2009) define solo-cimento como uma mistura compactada de solo com cimento e água em quantidades pré-determinadas. A NBR 12253, norma que rege a dosagem de solo-cimento para a utilização em camadas de pavimentos, considera solo-cimento como o “produto endurecido resultante da cura de uma mistura íntima compactada de solo, cimento e água, em proporções estabelecidas através de dosagem[...]” (ABNT, 2012a).

O cimento usualmente utilizado para estabilização de solos é o cimento do tipo Portland, composto pela combinação de óxidos de cálcio, silício, alumínio e ferro, provenientes do calcário, da argila e do gesso. A presença de sílica (SiO_2) e da alumina (Al_2O_3) tem importância fundamental na obtenção de produtos com elevadas resistências (COUTINHO, 1973).

Porém, além do cimento Portland, outros aglomerantes são comumente utilizados a fim de garantir cimentação aos solos, como a cal, as cinzas e o betume. Brita graduada tratada com

cimento (BGTC), solo-cimento, solo-cal e macadame betuminoso são materiais bastante utilizados para a execução de pavimentos semirrígidos ou invertidos (BERNUCCI et al., 2008).

A introdução de produtos aglomerantes no solo possui variada denominação, a depender do autor consultado. Termos como estabilização, melhoramento, modificação e tratamento são frequentemente utilizados, porém a ACI (2009) distingue solo estabilizado de solo modificado, como o primeiro capaz de satisfazer requisitos de resistência e/ou durabilidade, enquanto um solo modificado possui alguma de suas propriedades melhorada (redução da plasticidade, redução de expansão ou contração). Sendo assim, solos estabilizados são capazes de efetivamente resistir às solicitações impostas (cargas de uma estrutura, tráfego) e as forças do meio-ambiente (ciclos de molhagem e secagem, congelamento e degelo).

A estabilização de solo com cimento Portland é o tipo mais difundido atualmente, e vem sendo utilizada nos Estados Unidos desde 1915, desde que uma rua em Sarasota – FL foi construída utilizando-se uma mistura de conchas, areia e cimento. Em 2009, o país já contava com mais de 200.000 km pavimentados utilizando bases de solo-cimento (ACI, 2009).

Durante a Segunda Guerra Mundial, todos os países envolvidos utilizaram estabilização de solo-cimento, principalmente para construções de pistas de aeroportos e estradas. Após a guerra, alguns países europeus continuaram a utilização de solo-cimento, mas principalmente para estradas secundárias, ciclovias, calçadas ou camadas de base para rodovias (KÉZDI, 1979).

No Brasil, a primeira experiência de campo foi realizada no acesso ao aeroporto de Bauru, onde um trecho de 500 metros de extensão foi pavimentado utilizando-se o solo local e um teor volumétrico de 11% de cimento Portland. Em seguida, foi pavimentado o acesso ao aeroporto de Presidente Prudente, com 14 km de extensão e teor de cimento variando entre 12% e 14%. A partir dessas experiências iniciais, o solo-cimento passou a ser a base e a sub-base mais construída no estado de São Paulo, representando mais do que 50% da extensão pavimentada no que se refere a essas camadas (SENÇO, 2001).

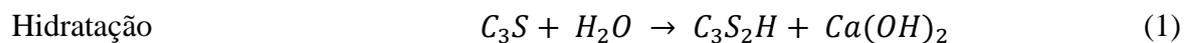
No entanto, o uso de solo-cimento não está restrito à pavimentação, pois é material amplamente utilizado na proteção e construção de taludes, reforço em aterros, contenção em escavações, prevenção de liquefação em areias, como blocos de alvenaria para construção civil, construção

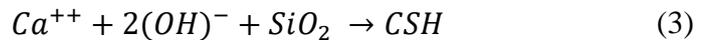
de túneis, em fundações para prevenir retração, dilatação e recalques ou como radier para estruturas leves, entre outros (INGLES; METCALF, 1972; ACI, 2009).

O Instituto Americano de Concreto (ACI, 2009) relata diversas utilizações de solo-cimento, dentre elas citam-se: a substituição de uma camada de aproximadamente 5,5 metros de areia com potencial de liquefação, abaixo de duas usinas nucleares em Koeberg – África do Sul; em 1980, em Tampa – FL, foi utilizado solo-cimento ao invés de estacas em um prédio comercial de 38 andares; e em um retaludamento na Califórnia, que permitiu a execução do talude com inclinação de 1,5:1 ao invés de 3:1 com o solo instável, gerando uma considerável economia em material.

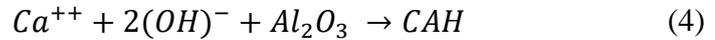
A estabilização com cimento Portland é adequada para uma grande variedade de solos, desde materiais granulares a materiais siltosos e argilosos, pois os efeitos da cimentação são decorrentes não apenas da interação aglomerante e solo, mas também das propriedades do próprio cimento. Porém, Ingles e Metcalf (1972) ressaltam maior eficácia na estabilização de solos arenosos de boa graduação e com plasticidade de média a baixa, em razão da facilidade de mistura, dos baixos teores de aditivo requeridos e pelas maiores resistências obtidas. Enquanto solos com elevada plasticidade exigem, além de altas quantidades de cimento, enérgicos equipamentos misturadores.

As duas reações químicas básicas que propiciam uma estabilização com cimento são chamadas de reações de hidratação e pozolânicas. Com a adição de água, se dá início à hidratação, que envolve a combinação de cálcio, sílica e água (C_3S – silicato tricálcico e H_2O – água), resultando na formação de CSH (silicato hidratado de cálcio), conforme elucidado pela Equação 1, a qual gera cal hidratada ($Ca(OH)_2$ – hidróxido de cálcio) como excedente. O hidróxido de cálcio sofre hidrólise (Equação 2) e combina-se com sílica ou alumina, dependendo da disponibilidade, resultando na formação de CSH ou CAH (aluminato hidratado de cálcio), conforme Equações 3 e 4 (PARKER, 2008). As Equações 1 a 4 foram originalmente apresentadas por Moh (1965 apud NÚÑEZ, 1991) que estudou a natureza dos produtos de reações secundárias em um sistema solo-cimento.





Reações Secundárias



Em solos granulares, sem a presença de argila ou pozolanas, a cimentação ocorre através dos produtos gerados na hidratação e hidrólise do cimento, propiciando a cimentação dos grãos nos seus pontos de contato, sendo a cimentação mais eficiente quanto melhor a distribuição granulométrica do solo, quanto menor o índice de vazios e quanto maior o número de contatos entre partículas. Já em solos argilosos ou com presença de pozolanas, a ação cimentante principal se dá por reações secundárias, devido à presença de sílica e alumina.

CHANG e WOODS (1992) resumem o comportamento de areias cimentadas em três estágios, a depender o grau de cimentação. Quando fracamente cimentadas, o cimento cobre parcialmente a superfície de alguns grãos, promovendo alguma cimentação inicial. Em um estágio intermediário de cimentação, já existe uma significativa cimentação dos pontos de contato entre partículas e o cimento preenche parcialmente alguns vazios do solo. No último estágio, para areias altamente cimentadas, o cimento completa grande parte dos vazios do solo e, como grande parte das ligações químicas já foram desenvolvidas, o cimento adicional desempenha o papel de filler, sendo difícil a distinção entre as partículas de solo e os produtos cimentantes. A Figura 2.1 ilustra a microestrutura de uma areia mal graduada e com poucos finos com diferentes teores de cimento, onde é possível observar as características descritas por CHANG e WOODS (1992), proveniente do trabalho de Park (2010) que estudou a resistência à compressão simples de amostras de Baekma River Sand cimentadas, submetidas a ciclos de molhagem.

O cimento contribui para a melhoria de diversas propriedades do solo, aumentando a resistência, a capacidade de suporte, a durabilidade e a rigidez, controlando a expansão, diminuindo a plasticidade e modificando a curva granulométrica, conforme pode ser observado em diversos estudos disponíveis na literatura. Quanto à curva de compactação, Kézdi (1979) observou um aumento no peso específico máximo e na umidade ótima na estabilização de solos arenosos, porém ressalta que uma outra consequência da estabilização com cimento é que o solo se torna muito sensível aos efeitos da água, ou seja, os dois ramos da curva de compactação se aproximam muito em relação à curva do solo natural.

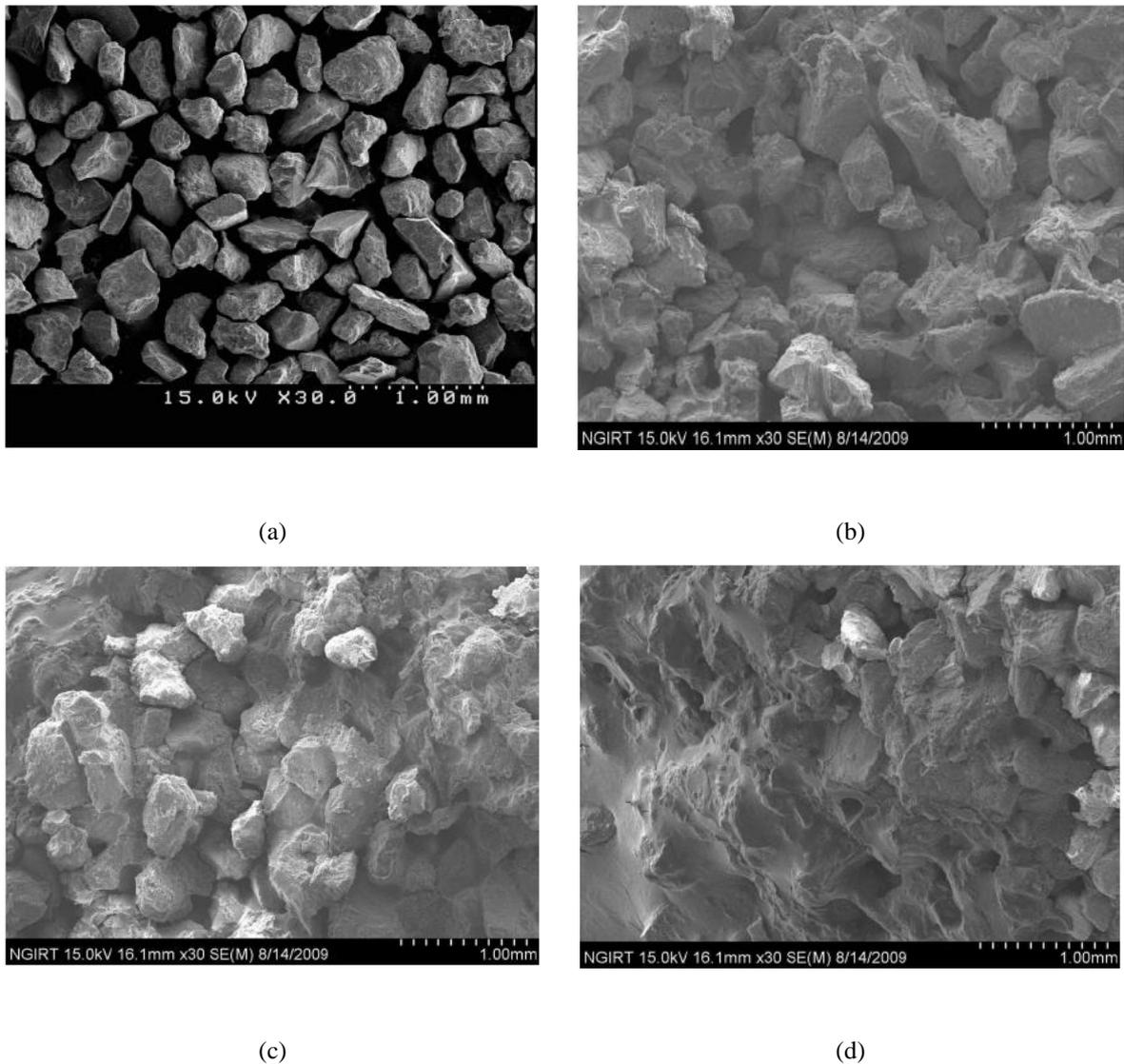


Figura 2.1: Microestrutura da Baekma River Sand (a) não cimentada, (b) fracamente cimentada – 4% de cimento, (c) medianamente cimentada – 8% de cimento e (d) fortemente cimentada – 16% de cimento (PARK, 2010)

2.3 COMPORTAMENTO DOS SOLOS CIMENTADOS

2.3.1 Aspectos gerais

Em estudos realizados com areias natural e artificialmente cimentadas em carregamento estático, Clough et al. (1981) constataram que seu comportamento está fortemente relacionado com a quantidade de agente cimentante, com a densidade da areia, com a tensão de confinamento, com a distribuição granulométrica e com o arranjo dos grãos. Os modos de ruptura também apresentaram variação com a tensão de confinamento, com o nível de

cimentação e com a densidade da areia. Ainda, Gens e Nova (1993) apontam a importância da história geológica e de tensões e deformações, taxa de deformação, temperatura e direção principal de tensão. As trajetórias de tensões também incluem os fatores citados como determinantes para o comportamento de solos cimentados (BRESSANI; VAUGHAN, 1989; REDDY; SAXENA, 1992; BRESSANI et al., 1994).

Em geral, a resistência à compressão simples e a durabilidade frente a ciclos de molhagem e secagem são medidas adotadas para determinar a eficácia de uma estabilização com cimento. Inclusive as normas para a utilização de camadas de solo-cimento em trechos rodoviários especificam resistências a compressão simples superiores à 2.1 MPa para utilização em bases de pavimentos e uma perda de massa acumulada inferior a 11% para materiais granulares com baixa plasticidade (DNIT, 2010; ABNT, 2012b; USACE, 1994).

A resistência de pico aumenta, a deformação necessária para mobilizar a resistência de pico diminui, o aumento de volume durante o cisalhamento fica concentrado em uma menor faixa de deformações e acontecem deformações menores à medida que o grau de cimentação aumenta (CLOUGH et al., 1981).

A introdução de um agente cimentante a um solo granular confere a esse material dois componentes de resistência, devido ao atrito entre as partículas, que parece não ser alterado devido à cimentação (CLOUGH et al., 1981) e a uma coesão advinda da cimentação das partículas do solo (AKINMUSURU, 1987).

Em concordância com a afirmação de que um solo cimentado possui uma resistência devido à cimentação e outra ao atrito natural entre as partículas, Schnaid et al. (2001) propuseram que a tensão de ruptura obtida em ensaios triaxiais convencionais pode ser obtida através da Equação 5 em função do ângulo de atrito da areia não cimentada, da tensão efetiva média inicial e da resistência à compressão simples, pois os mesmos autores afirmam que a resistência à compressão simples é uma medida do grau de cimentação do solo.

$$q_f = \frac{2 \cdot \text{sen}\phi'}{1 - \text{sen}\phi'} \cdot p'_i + q_u \quad (5)$$

A Equação 5 foi validada com diversos resultados experimentais encontrados na literatura, os quais apresentaram uma boa concordância entre os valores calculados e os experimentalmente obtidos, conforme pode ser observado na Figura 2.2.

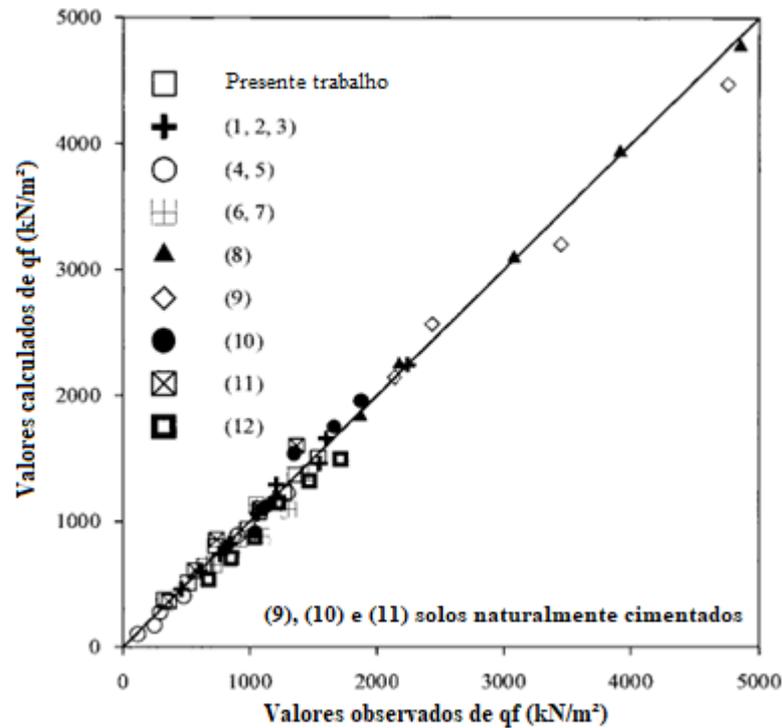


Figura 2.2: Comparação entre valores observados e calculados (adaptado de SCHNAID et al., 2001)

Os estudos relatados na Figura 2.2 foram todos realizadas com baixas tensões efetivas, com no máximo $p'_i=100$ kPa, e validada com resultados de ensaios triaxiais com até 784 kPa de tensão efetiva média inicial, entretanto, para tensões efetivas médias maiores, é possível observar a degradação da cimentação e a referida equação estimaria valores de resistência maiores do que os realmente encontrados, conforme pode ser observado na Figura 2.3. Com o aumento da tensão efetiva média, a contribuição da parcela da cimentação reduz-se até um ponto (tensão) em que somente a parcela friccional controla a resistência, fato não considerado na equação proposta por Schnaid et al. (2001).

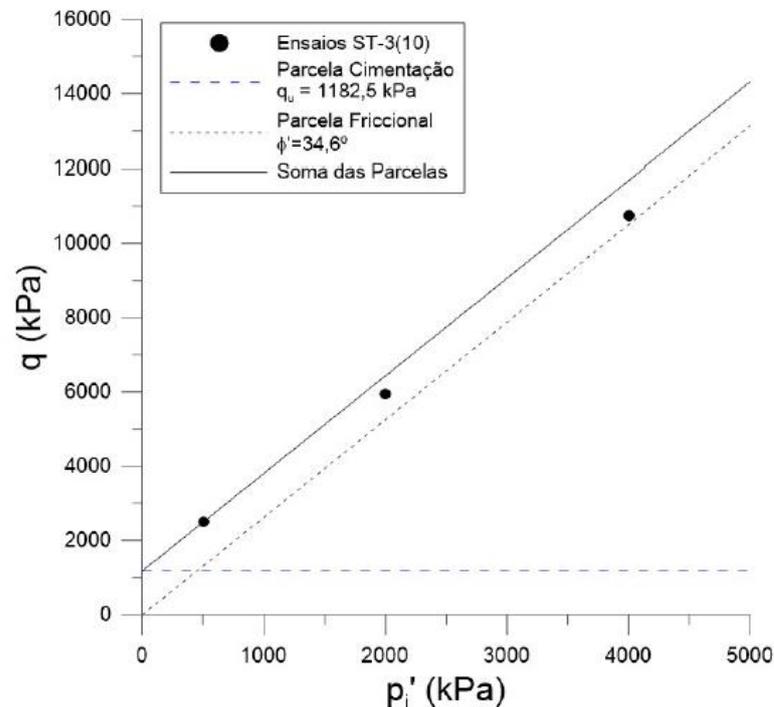


Figura 2.3: Demonstração da degradação da cimentação com o aumento da tensão efetiva média (MARQUES, 2016)

Baseado nestas observações, Marques (2016), em sua tese de doutorado, propôs um ajuste à Equação 5, introduzindo um termo K que corresponderia a um fator de correção que leva em consideração a degradação das tensões desvio, tendo sido propostos três modelos de correção em função dos valores da RCS (q_u) e da tensão efetiva média inicial (p'_i).

$$q_f = \frac{2 \cdot \text{sen}\phi'}{1 - \text{sen}\phi'} \cdot p'_i + q_u \cdot K \quad (6)$$

De acordo com Huang e Airey (1993), além dos efeitos relativos à resistência e à rigidez, uma maior taxa de cimentação permite ao solo atingir maiores valores de tensões principais antes da plastificação, ou seja, propicia o aumento da superfície de plastificação.

A utilização de ensaios triaxiais permite a análise da influência do confinamento no comportamento das amostras de areia cimentada. Com o aumento da pressão de confinamento, assim como em solos não cimentados, a resistência de pico e a rigidez sofrem acréscimo (CLOUGH et al., 1981).

O modo de ruptura é frágil, tanto para areias naturais como para areias artificialmente cimentadas quando a tensão de confinamento é baixa, passando para um comportamento mais dúctil quando o confinamento é aumentado. Clough et al. (1981) e Lade e Overton (1989) explicam que isso ocorre porque em tensões de confinamento mais baixas, a componente coesiva da cimentação é muito mais significativa do que a componente friccional. Quando o confinamento é mais elevado, a componente friccional se torna mais importante para areias fracamente cimentadas e um comportamento mais dúctil passa a ser observado.

2.3.2 Resistência não confinada

A resistência à compressão simples aumenta com o incremento da quantidade de cimento, porém a taxa desse acréscimo depende do tipo de solo estabilizado. Ingles e Metcalf (1972) apresentam a influência do teor de cimento na resistência à compressão simples de alguns solos estabilizados com cimento Portland, conforme pode ser observado na Figura 2.4.

No entanto, outros fatores como a densidade, a forma e a natureza superficial das partículas, além do tipo de solo e teor de agente cimentante, desempenham importante papel na resistência não confinada de misturas solo-cimento. Fato que se mostra extremamente coerente, uma vez que em um solo mais compactado o número de pontos de contato entre partículas é maior, aumentando a eficiência da cimentação. Uma mesma quantidade de cimento Portland adicionada no mesmo solo em amostras com diferentes densidades produzirá corpos de prova com resistências distintas (CHANG; WOODS, 1992; HUANG; AIREY, 1993).

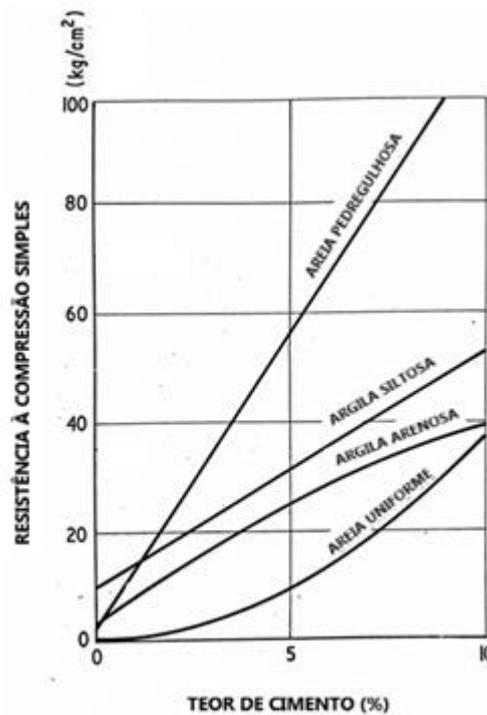


Figura 2.4: Efeito do teor de cimento na resistência à compressão simples de diversos solos estabilizados com cimento Portland curados por 7 dias (adaptado de INGLES; METCALF, 1972)

A cimentação das partículas também confere ao solo certa resistência à tração, impossível em condições normais, sem confinamento. Em geral, assume-se que a resistência à tração, nas condições de umidade ótima e peso específico aparente seco, atinge cerca de 10% da resistência à compressão simples (INGLES; METCALF, 1972). Clough et al. (1981) encontraram valores de resistência à tração variando de 9% a 12% da resistência à compressão simples em solos naturalmente cimentados e de 11% a 13% em solos artificialmente cimentados. Consoli et al. (2010) encontraram um valor de 15% para a razão entre as resistências de compressão e tração de uma areia artificialmente cimentada, no entanto, Consoli et al. (2014) indicam que estes valores podem variar de 9% a 18% a depender do tipo de solo e aglomerante utilizado.

Babic (1987), ao pesquisar um solo arenoso em três granulometrias diferentes (fina, média e grossa), concluiu que o tipo de cimento utilizado e a granulometria da amostra não afetavam a razão entre a resistência à compressão simples e a resistência à tração por compressão diametral. Contudo, constatou que a densidade de compactação influencia na relação, tendo obtido valores de q_t/q_u de 15%, 13% e 11,5% para densidades de compactação de 90%, 95% e 98%

respectivamente, do ensaio de Proctor com energia modificada. A média da relação q_t/q_u para todas as misturas estudadas foi de 12%.

A resistência à tração de amostras de areia artificialmente cimentadas com teores de cimento de 4%, 6% e 8% em relação à massa de solo seca foi investigada por ensaios de compressão diametral e de tração direta por Dass et al. (1993, 1994). Ficou comprovado, no referido estudo, que a resistência à tração aumenta e a deformação específica na ruptura diminui com o aumento do teor de cimento, independentemente do ensaio realizado. Foram observadas relações entre as resistências à tração e à compressão simples q_t/q_u variando de 10% a 12% e $q_{t-direta}/q_u$ variando de 9 a 16%.

2.3.3 Coesão e ângulo de atrito

O aumento de resistência com a adição de teores de cimento à matriz do solo é indiscutível, porém Clough et al. (1981) afirmam que a cimentação em areias possui o efeito principal de adicionar uma resistência à tração e uma coesão advinda da cimentação entre partículas, ambas inexistentes no material natural, em consequência, o material torna-se mais rígido, embora não ocorram mudanças significativas no ângulo de atrito interno. Já Lade e Overton (1989), além dos efeitos na coesão e resistência à tração, observaram um aumento no ângulo de atrito interno para baixas tensões de confinamento.

Akinmusuru (1987) considera que o parâmetro de resistência predominante é a coesão, tendo observado seu aumento com o acréscimo do teor de cimento e do tempo de cura. Quanto ao ângulo de atrito interno das areias cimentadas, o autor também afirma ser semelhante ao das areias sem cimentação.

Consoli et al. (2003), ao analisarem os parâmetros de resistência de uma areia fina tratada com 7% de cimento Portland, observaram um acréscimo nos valores de coesão de $c' = 0$ kPa para $c' = 170$ kPa e no ângulo de atrito de $\phi' = 37^\circ$ para 52° para tensões de confinamento baixas, variando de 20 kPa a 100 kPa.

Para areias não cimentadas espera-se que o ângulo de atrito diminua com o aumento da porosidade e aumente com o aumento do peso específico aparente seco, porém, segundo Saxena e Lastrico (1978), tais correlações não podem ser efetuadas para solos cimentados.

2.3.4 Comportamento tensão-deformação

Em geral, os solos cimentados apresentam um comportamento rígido e aparentemente linear no início do cisalhamento até um ponto bem definido de plastificação, a partir do qual o solo sofre deformações plásticas até a ruptura, caracterizada pela fragilidade e formação de plano de cisalhamento. O comportamento frágil pode ser intensificado, com o acréscimo da quantidade de cimento, ou atenuado, apresentando um comportamento dúctil, quando ocorre o aumento da tensão efetiva inicial (SCHNAID et al, 2001).

Com o aumento da cimentação e da tensão de confinamento, conforme explicitado na Figura 2.5, a resistência e a rigidez inicial são aumentadas, ou seja, a deformação necessária para a mobilização da resistência de pico diminuiu. A Figura 2.5(a) apresenta a influência da tensão de confinamento em uma areia siltosa com 1% de cimento e tensões de confinamento que variam entre 20 e 100 kPa. Já a Figura 2.5(b) demonstra que o acréscimo do teor de cimento, além de influenciar no aumento da resistência e rigidez, implicou em um acréscimo na fragilidade das amostras e um maior *strain-softening*.

Schnaid et al. (2001) sugerem, a partir da análise da Figura 2.5(b), a existência de um estado último, onde a tensão desvio se aproxima de um valor constante com o aumento da deformação axial e que parece não ser afetado pela cimentação. Clough et al. (1981) também concluem que a resistência residual de areias cimentadas é próxima a de areias não cimentadas, embora algum grau de coesão residual tenha sido observado em todas as areias cimentadas investigadas pelos referidos autores.

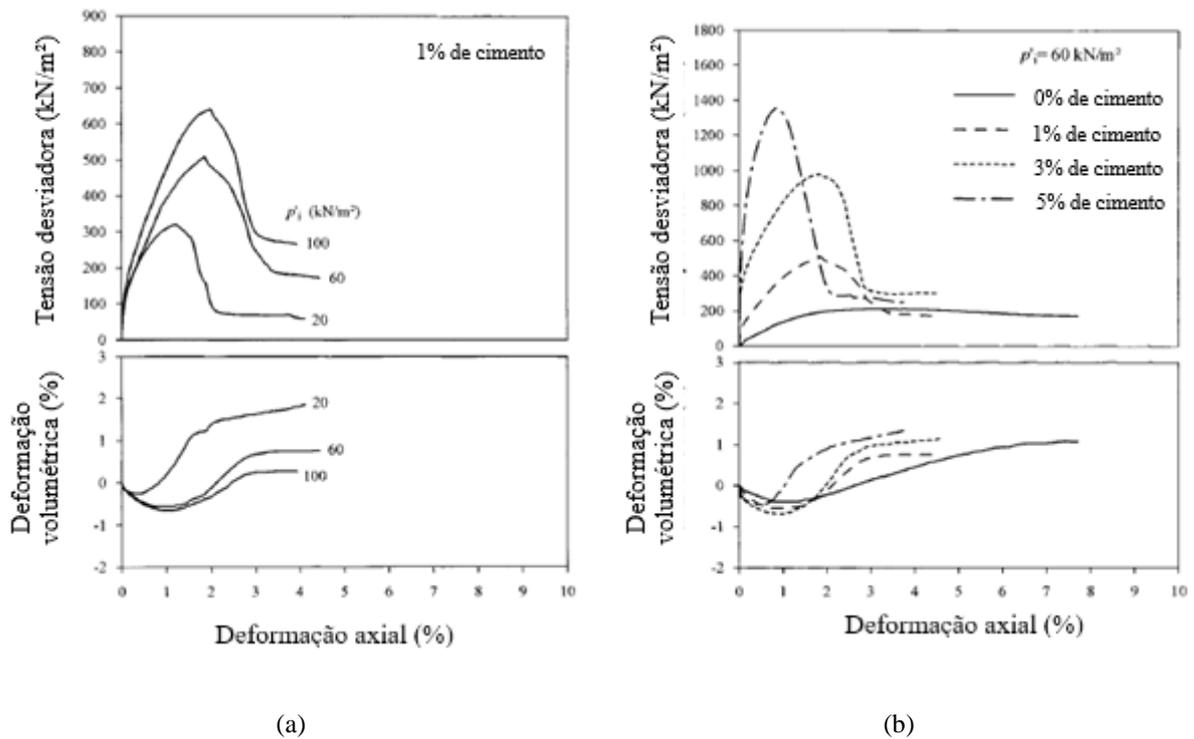


Figura 2.5: Comportamento tensão-deformação para uma areia siltosa
 (a) 1% de cimento (b) $p'_1 = 60$ kPa (adaptado de SCHNAID et al.,
 2001)

Coop e Atkinson (1993) descrevem que, durante o cisalhamento de solos cimentados, três formas de comportamento podem ser observadas (Figura 2.6) e elas dependem do estado inicial da amostra em relação à curva de plastificação das ligações cimentícias. Em baixas tensões de confinamento, quando a cimentação permanece intacta, ou seja, a resistência das ligações cimentícias é maior do que a tensão de confinamento, o comportamento do solo é elástico até um ponto de plastificação bem definido e fora da superfície limite para solos não cimentados, seguido de uma queda brusca de resistência em direção ao estado crítico (curva 3), apresentando um comportamento frágil e dilatante. Em pressões de confinamento intermediárias, embora as ligações cimentícias ainda permaneçam intactas no início do ensaio, a plastificação acontece durante cisalhamento, sendo a ruptura essencialmente friccional (curva 2). Neste estado intermediário, pode-se observar um ponto de plastificação definido após um comportamento elástico inicial, mas sem pico significativo de resistência. Com altas pressões de confinamento, o comportamento é dúctil e compressivo, pois a cimentação entre partículas é quebrada durante a compressão isotrópica (curva 1), sendo assim, o comportamento tensão-deformação tende a seguir o mesmo que de solos não cimentados, sem um ponto definido de plastificação e

resistência de pico. Todas as três curvas convergem, em grandes deformações, para a linha do estado crítico do solo não cimentado.

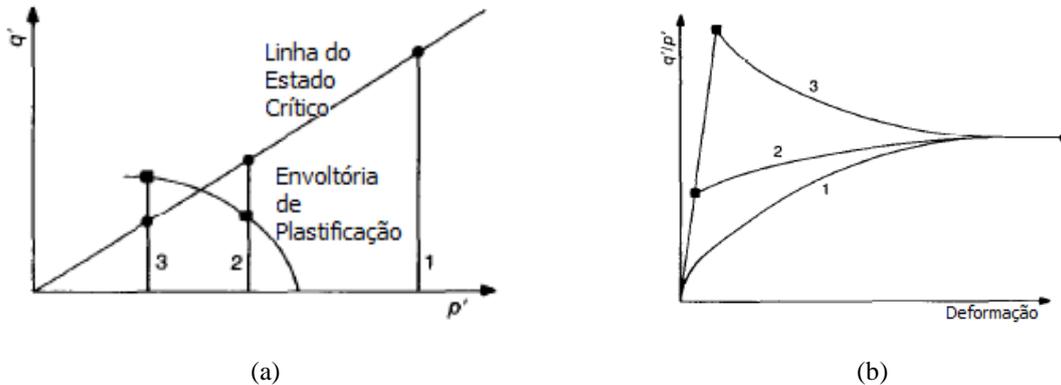


Figura 2.6: Comportamento idealizado de solos cimentados: (a) trajetórias de tensão; (b) comportamento tensão-deformação (adaptado de COOP; ATKINSON, 1993)

Cuccovillo e Coop (1999) observam que o único efeito da cimentação na curva 2 é a maior rigidez em relação à curva 1 no início do comportamento tensão-deformação e que um aumento na quantidade de cimento tem o efeito de expandir a curva de plastificação das ligações cimentícias. Porém, Clough et al. (1981) e Gens e Nova (1993) enfatizam que a rigidez inicial pode diminuir quando as tensões de confinamento são altas, ocorrendo transição de um comportamento dilatante e frágil para um comportamento compressível e dúctil, conforme ilustrado pela Figura 2.7.

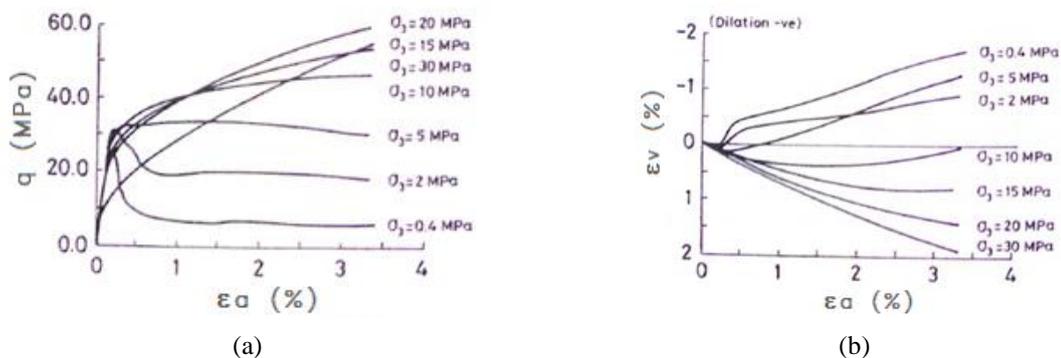


Figura 2.7: Comparação dos resultados de um ensaio triaxial realizados para baixas e altas tensões de confinamento: (a) comportamento tensão-deformação axial; (b) deformação volumétrica-deformação axial (adaptado de GENS; NOVA, 1993)

Hajiabdolmajid et al. (2002) apresentam um modelo que descreve o comportamento de rochas frágeis e as componentes de resistência desse material (Figura 2.8), permitindo uma analogia com o comportamento de solos cimentados. No início da curva tensão-deformação pode ser observado um comportamento linear (I) até o ponto correspondente ao início do aparecimento de microfissuras na amostra (II). Isto significa que a superfície de plastificação foi atingida e deu-se início à desestruturação da cimentação. A resistência que antes possuía apenas uma parcela coesiva, a partir desse ponto passa a mobilizar uma parcela friccional cada vez mais influente à medida que aumenta a degradação da cimentação. A amostra passa a sofrer deformações plásticas crescentes até a ruptura (III) e a influência da tensão de confinamento aumenta, devido ao aumento da parcela friccional. Após atingir o pico de resistência, a parcela coesiva começa a reduzir drasticamente (IV) até um valor residual e a resistência passa a ser controlada quase que exclusivamente pela parcela de atrito.

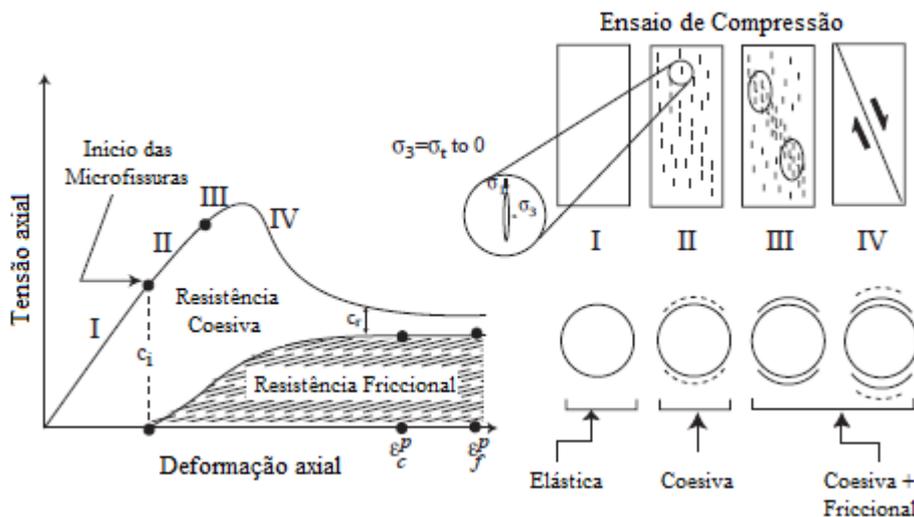


Figura 2.8: Mobilização das componentes de resistência do modelo de cisalhamento para rochas frágeis (adaptado de HAJIABDOLMAJID et al., 2002)

Marques (2016) realizou uma analogia com o modelo descrito por Hajiabdolmajid et al. (2002), ao comparar dois ensaios triaxiais com correspondentes índices de vazios, sendo uma amostra de areia natural e outra cimentada curada sob tensão. Observa-se na Figura 2.9 que o corpo de prova de areia-cimento apresenta o comportamento correspondente ao modelo de rochas frágeis, enquanto o corpo de prova de areia apresenta um comportamento típico de areia fofa, mobilizando apenas resistência de atrito. O comportamento do corpo de prova cimentado também é explicado por Coop e Atkinson (1993), correspondente à curva 3 da Figura 2.6,

ocorrendo uma queda brusca de resistência coesiva após a quebra da cimentação e aproximando-se da resistência da amostra não cimentada. Sendo assim, a apresentação dos dois ensaios em um mesmo gráfico tensão-deformação permite assimilar a influência de cada componente de resistência dos solos cimentados e entender que, após a quebra da cimentação, a resistência residual da areia cimentada é próxima àquela da areia não cimentada.

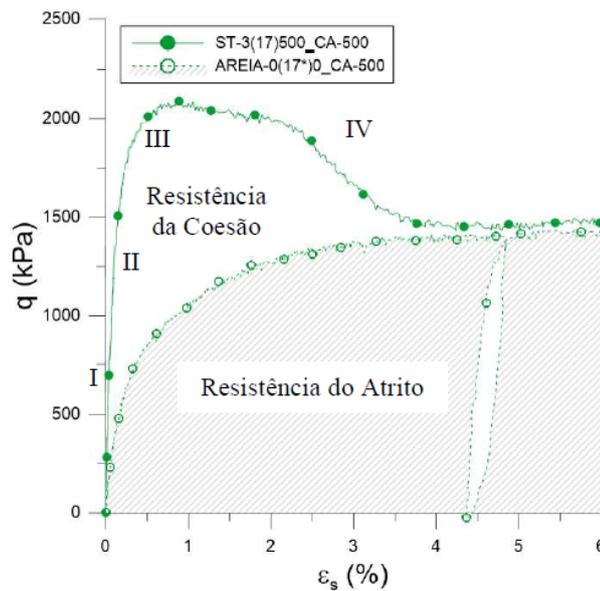


Figura 2.9: Comparação entre as componentes de resistência de uma amostra de areia-cimento com cura sob tensão e de uma areia pura (MARQUES, 2016)

Marques (2016) também mostra a influência da cura sob tensão através da comparação de curvas tensão-deformação e deformação volumétrica-deformação distorcional para amostras de areia cimentada com correspondentes densidades e teores de cimento, porém submetidas a tipos de cura distintos. O comportamento tensão-deformação é semelhante, embora os ensaios curados sob tensão tenham um comportamento mais rígido do que os ensaios submetidos à cura atmosférica (Figura 2.10 (a)). Quanto aos gráficos de $\varepsilon_{vol} \times \varepsilon_s$ (Figura 2.10 (b)), percebe-se que as amostras ST apresentam expansão, enquanto os ensaios ATM apenas comprimem. As amostras ST possuem esse comportamento mais rígido e dilatante devido à preservação da estrutura da amostra durante consolidação isotrópica, uma vez que foram curadas na mesma tensão efetiva média em que foram realizados os ensaios de cisalhamento, enquanto as amostras ATM têm parte da sua estrutura comprometida (maior para uma tensão efetiva maior) durante

o ensaio de compressão isotrópica. Resultados semelhantes foram encontrados por Consoli et al. (2000) e Dalla Rosa et al. (2008).

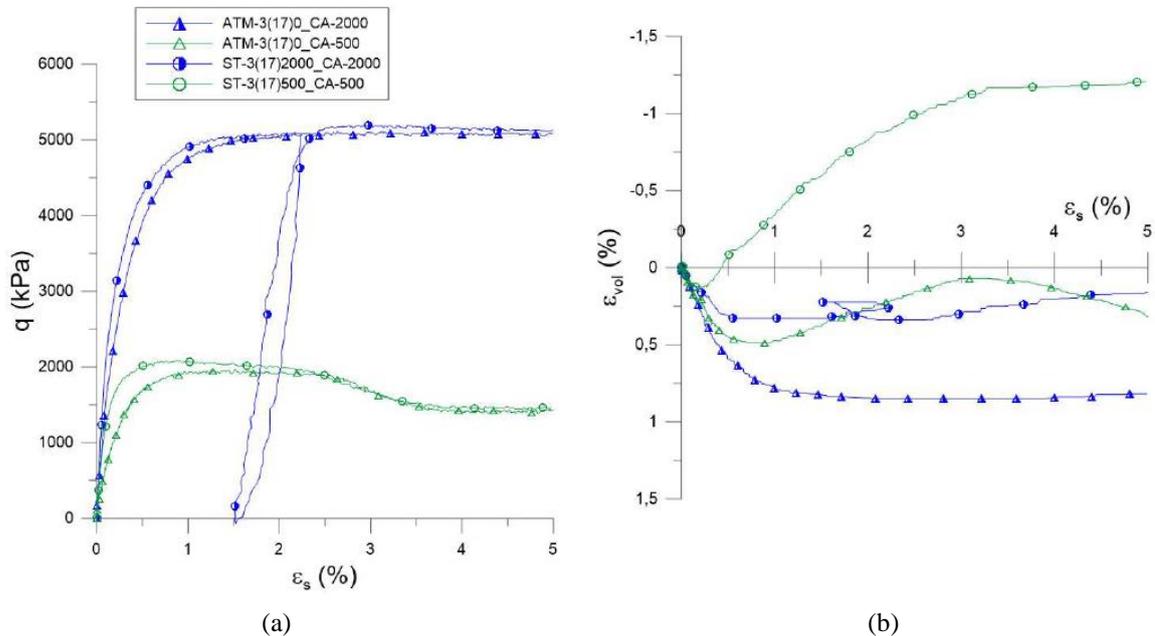


Figura 2.10: Comparação entre ensaios de areia-cimento submetidos à cura atmosférica e sob tensão: (a) curvas tensão-deformação distorcional e (b) curvas deformação volumétrica-deformação distorcional (MARQUES, 2016)

2.3.5 Comportamento tensão-dilatância

O comportamento tensão-dilatância vem sendo estudado por diversos autores desde os anos 60 a partir do trabalho pioneiro de Rowe (1962). Segundo Bolton (1986), é de acordo geral entre pesquisadores que ambos – tensão efetiva e densidade do solo – afetam a taxa de dilatância e, conseqüentemente, os parâmetros de resistência do solo.

Em se tratando de densidade do solo, a Figura 2.11 ajuda a entender o comportamento de partículas de solo sendo cisalhadas a partir de um estado inicial fofo (a) e denso (b). Quando a amostra se encontra em um estado fofo, o cisalhamento da camada superior de partículas provocará seu respectivo deslocamento lateral e acomodação nos espaços existentes entre as partículas da camada inferior, causando uma diminuição do volume ocupado pela amostra. Por outro lado, quando o solo é cisalhado a partir de um estado inicial compacto, as partículas da linha superior necessitam “saltar” sobre as partículas da linha inferior, levando o conjunto a um

aumento de volume. A variação de volume em ambas as situações está representada no gráfico da Figura 2.11 (c).

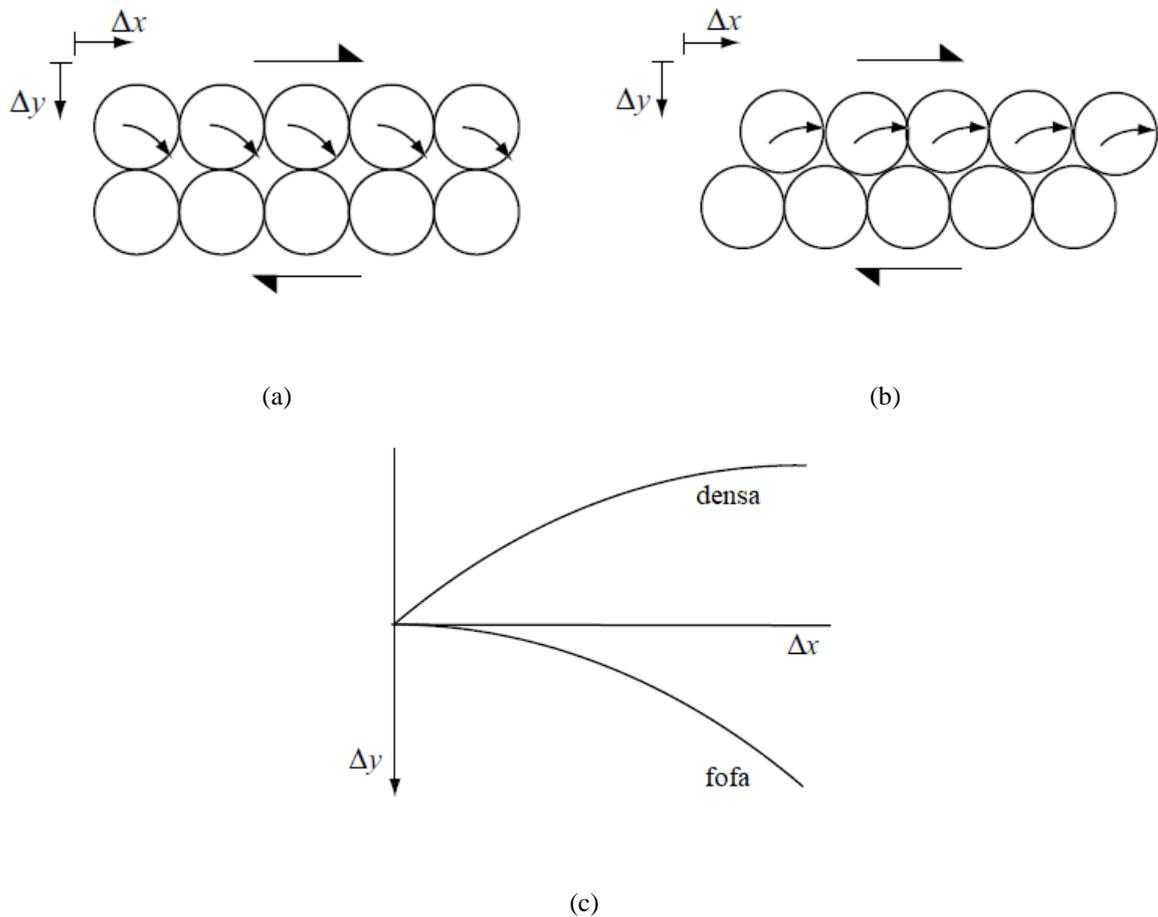


Figura 2.11: Representação da dilatação de partículas circulares: (a) cisalhamento de uma amostra fofa; (b) cisalhamento de uma amostra densa; (c) variação volumétrica durante o cisalhamento (adaptado de WOOD, 2004)

O ângulo de dilatação de um solo pode ser compreendido através da analogia com o intertravamento dos dentes de uma serra, conforme ilustrado na Figura 2.12 (a). Como o solo está expandindo à medida em que é cisalhado, supõe-se que o deslocamento não acontece em planos horizontais, mas sim em planos inclinados em um ângulo de dilatação (ψ) com a horizontal. Ao analisar as forças envolvidas no processo de cisalhamento do solo, Figura 2.12 (b), percebe-se que o ângulo que resiste ao deslocamento nos planos inclinados é o ângulo de atrito no estado crítico (ϕ'_{cs}), então, o ângulo de atrito mobilizado pode ser representado pelo somatório do ϕ'_{cs} e da ψ , conforme apresentado pela Equação 7.

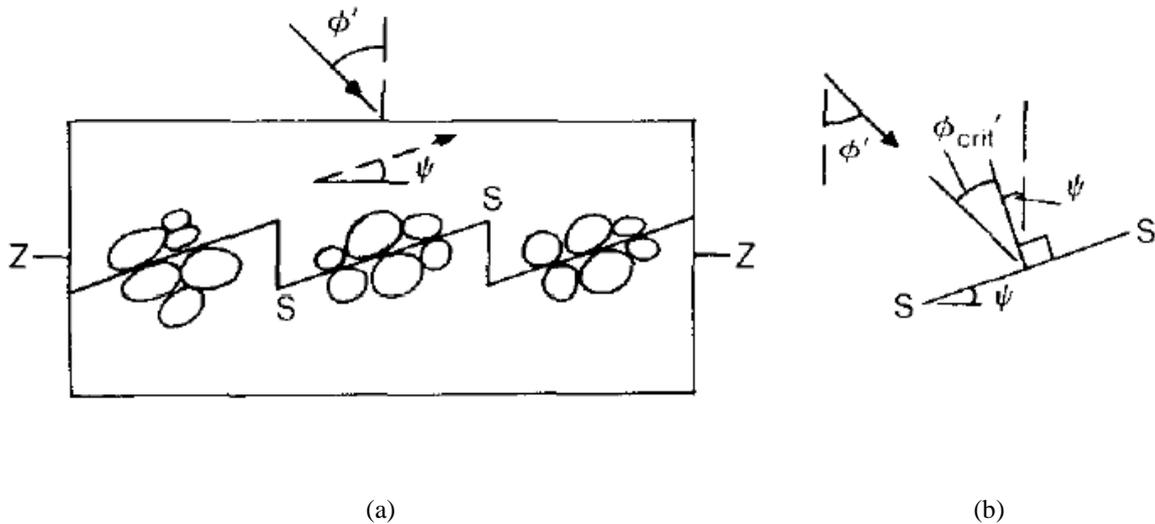


Figura 2.12: Modelo representativo da dilatação (BOLTON, 1986)

$$\phi' = \phi'_{cs} + \psi \quad (7)$$

Bolton (1986) descreve o ângulo de atrito no estado crítico como sendo representativo da resistência ao cisalhamento de um solo que está cisalhando com volume constante, sendo esse ângulo função da mineralogia do solo, motivo pelo qual o mesmo solo cisalhado a partir de distintas densidades iniciais atinge, em grandes deformações, a mesma resistência.

A Figura 2.13 apresenta curvas típicas de um ensaio de cisalhamento em areias fofas e densas. Ao relacionar o ponto P nos diferentes gráficos da ilustração, percebe-se que o pico apresentado pelo solo denso corresponde a um aumento de volume na Figura 2.13 (b) e à máxima dilatação na Figura 2.13 (c). Para grandes deformações, ambos os solos (denso e fofo) seguem a mesma tendência (ponto C), correspondente ao estado crítico, onde há uma variação de volume nula e a taxa de dilatação também é igualmente nula.

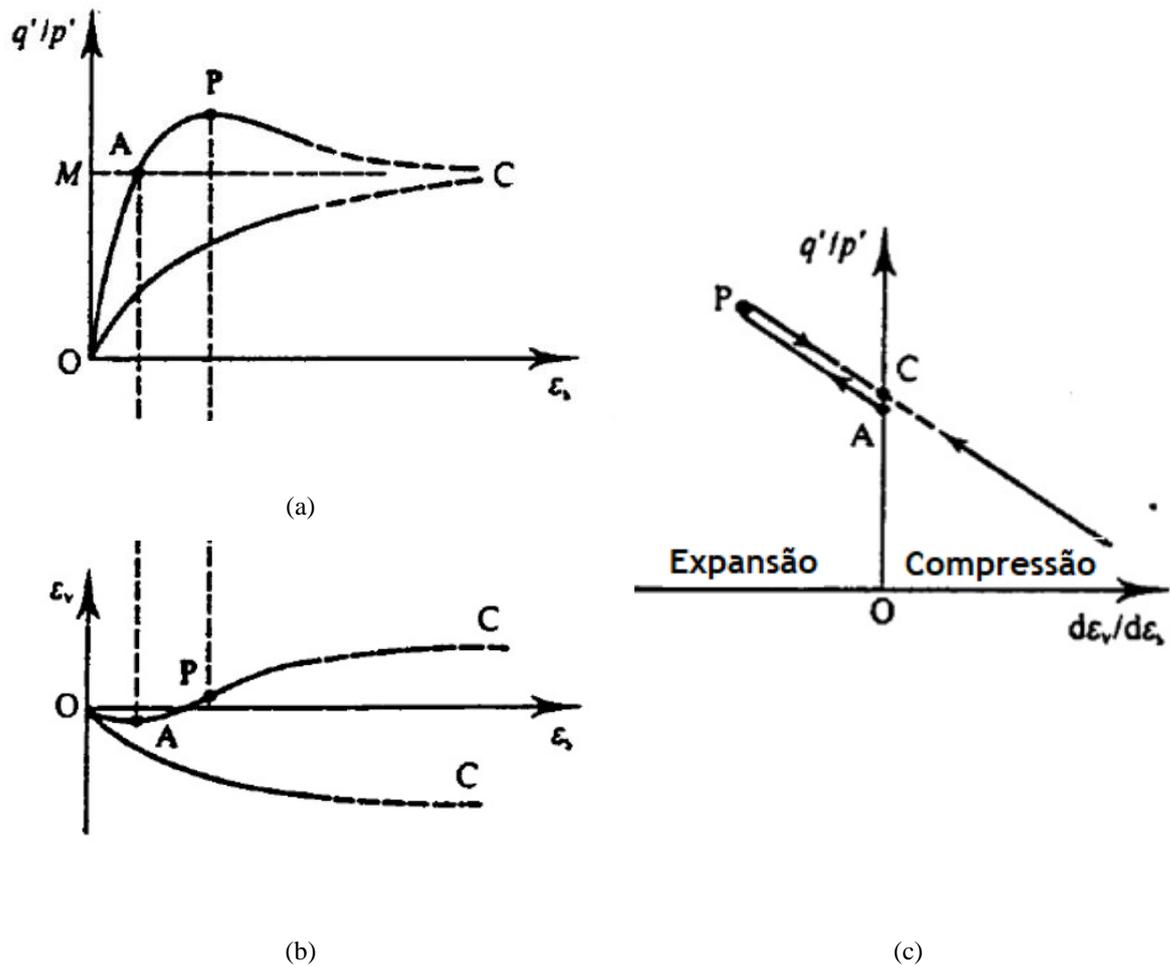


Figura 2.13: Comportamento tensão-dilatância de solos: (a) relação de tensões (q/p') versus deformação cisalhante (ϵ_s); (b) variação volumétrica (ϵ_v) versus deformação cisalhante (ϵ_s); (c) relação entre tensões e taxa de dilatância ($d\epsilon_v/d\epsilon_s$) (adaptado de ATKINSON, 1993)

Os conceitos supracitados foram desenvolvidos a partir de pesquisas em materiais granulares de comportamento puramente friccional. Leroueil e Vaughan (1990), Coop e Atkinson (1993), Cuccovillo e Coop (1999), Coop e Willson (2003), Alvarado et al. (2012a, 2012b), Consoli et al. (2012b), Dalla Rosa et al. (2008), entre outros, têm estudado a dilatância de materiais que possuem, além da parcela friccional, uma parcela coesiva. Ao analisarem o comportamento de um solo artificialmente cimentado, Leroueil e Vaughan (1990) observaram que para solos com comportamento coesivo a máxima taxa de dilatância ocorre em maiores deformações, e não no pico, como em solos de comportamento puramente friccional; tal comportamento indica que a estrutura possui maior influência na resistência de pico do que a densidade. O comportamento

tensão-deformação do referido material em baixas tensões de confinamento assemelhou-se com o de uma areia densa, apresentando uma resistência de pico bem pronunciada, seguido de um *strain-softening*. Para altas tensões de consolidação, a plastificação ocorre bem antes da máxima relação entre tensões, que só é alcançada em grandes deformações e acompanhada de significativa contração, podendo ser comparada, analogamente, ao comportamento de uma areia fofa não estruturada.

Marques (2016) reuniu um grande número de ensaios realizados com o mesmo solo, uma areia fina e uniforme, com e sem cimentação, com diferentes tempos de cura, diferentes densidades e para níveis de tensão efetiva média que variam de 20 kPa até 5400 kPa. Para as amostras cimentadas, foram observadas duas tendências de comportamento durante o cisalhamento: uma coesiva e outra friccional, como ilustra a Figura 2.14. Na fase inicial, considerada elástica, a parcela coesiva controla o comportamento expansivo, ou seja, apresenta uma curva q/p' versus $d\varepsilon_v/d\varepsilon_s$ praticamente vertical, evitando grandes variações de volume das amostras em estudo. Com a plastificação das amostras e a degradação da cimentação, o comportamento da curva muda bruscamente, tornando-se praticamente horizontal, sendo observada a máxima dilatância, tanto maior quanto menor a tensão de confinamento aplicada, passando o solo a seguir uma tendência friccional (coincidente com os ensaios na mesma areia não cimentada). No trecho final, ocorre uma queda na razão q/p' e uma variação na taxa de dilatância do material, atingindo seu estado crítico quando $d\varepsilon_v/d\varepsilon_s = 0$. Observa-se na Figura 2.14 que todos os ensaios tendem para um estado friccional, independentemente do seu estado inicial. Coop e Willson (2003) também observaram comportamento igual ao descrito ao estudarem o arenito de Castlegate.

Cuccovillo e Coop (1999) sugeriram, a partir de considerações qualitativas do balanço de energia, que o intertravamento das partículas e a contínua presença de algum tipo de cimentação inibem a dilatância de um solo na condição intacta. 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. Isso pode justificar o fato de que solos cimentados apresentam a máxima taxa de dilatância após ser alcançada a máxima tensão desvio durante a fase de cisalhamento.

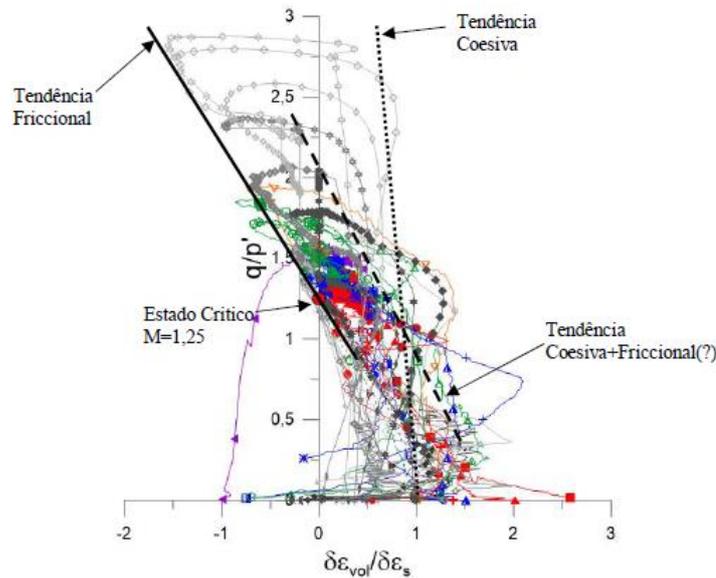


Figura 2.14: Curvas $\delta\varepsilon_{vol}/\delta\varepsilon_s$ x q/p' para Areia de Osório em diferentes condições de cimentação, cura, índices de vazios e estado de tensões (MARQUES, 2016)

2.4 TEORIA DO ESTADO CRÍTICO

2.4.1 Conceitos fundamentais

O estado crítico foi descrito pelo grupo de Mecânica dos Solos de Cambridge como sendo um estado estável que o solo atinge após grandes deformações, em que a resistência (q ou t) e o índice de vazios (e) permanecem inalterados, sendo descrito matematicamente pela Equação 8 (SCHOFIELD; WROTH, 1968; ATKINSON; BRANSBY, 1978).

$$\frac{\delta q}{\delta \varepsilon_1} = \frac{\delta p'}{\delta \varepsilon_1} = \frac{\delta e}{\delta \varepsilon_1} = 0 \quad (8)$$

A Figura 2.15 (a) e (b) demonstra que existe uma relação única entre a tensão de cisalhamento, a tensão normal e o índice de vazios no estado crítico. A Linha do Estado Crítico (LEC) é então representada no espaço $v:lnp'$ por uma linha paralela à Linha Isotrópica de Compressão (LIC), conforme ilustrado na Figura 2.15 (c) e cujas formulações matemáticas são expressas pelas Equações 9 e 10, respectivamente.

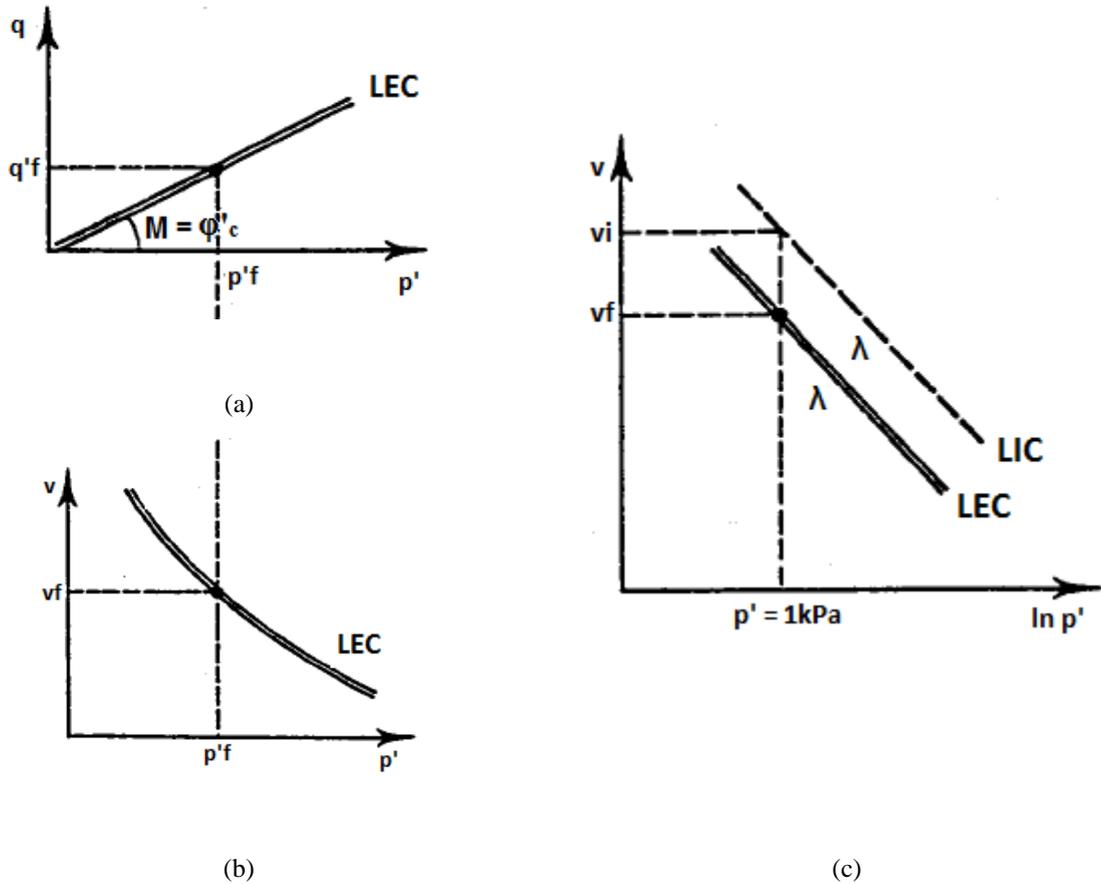


Figura 2.15: Representações do Estado Crítico (adaptado de ATKINSON, 1993)

$$v = \Gamma - \lambda \ln p' \quad (9)$$

$$v = N - \lambda \ln p' \quad (10)$$

Sendo que p' representa a tensão efetiva média, v é o volume específico do solo, λ é o gradiente das curvas e os parâmetros Γ e N determinam a localização de cada uma das linhas, sendo definidos como o valor de v correspondente à $p' = 1\text{kPa}$.

A projeção da Linha do Estado Crítico (LEC) no plano $q:p'$, representada na Figura 2.15 (a), é uma reta descrita pela Equação 10, em que M é seu gradiente e é equivalente ao ângulo de atrito interno no estado crítico (ϕ'_c). Para a compressão triaxial, a expressão de M é dada pela Equação 12.

$$\frac{q}{p'} = M = \tan \phi'_c \quad (11)$$

$$M = \frac{6 \operatorname{sen} \phi'}{3 - \operatorname{sen} \phi'} \quad (12)$$

Durante um carregamento drenado, o solo pode apresentar um comportamento dilatante ou compressivo; analogamente, em um carregamento não drenado, poderão ser geradas poropressões positivas ou negativas. O comportamento do solo dependerá do estado inicial da amostra em relação à LEC. Amostras localizadas à direita da LEC, lado úmido, comprimem durante o cisalhamento e não apresentam picos de resistência, enquanto amostras localizadas à esquerda, lado seco, expandem após uma pequena contração e atingem picos de resistência antes de alcançarem o estado crítico. O modelo de Taylor, descrito pela Equação 13, relaciona a relação de tensões q/p' e a taxa de dilatância ($\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$), de modo que quando a dilatância é nula (volume constante de deformação), a relação $q/p' = M$.

$$\frac{q}{p'} = M - \frac{\delta\varepsilon_v}{\delta\varepsilon_s} \quad (13)$$

Atkinson (1993) ressalta que como o índice de vazios está apenas relacionado com a quantidade de água na amostra completamente saturada, em um cisalhamento não drenado, com o volume constante, a resistência torna-se independente de qualquer mudança no estado de tensões, sendo função apenas do índice de vazios inicial.

2.4.2 Comportamento de areias

O comportamento das areias em ensaios drenados e não drenados frente ao estado crítico é explicado e ilustrado por Atkinson e Bransby (1978).

Conforme os ensaios drenados, demonstrados na Figura 2.16 (a) e (b), a areia fofa apresenta um valor máximo de tensão em aproximadamente 20% de deformação axial, enquanto o corpo de prova comprime significativamente à medida que o ensaio acontece. Ao final do ensaio, a amostra aparenta ter atingido o estado crítico, pois as variações de tensão e volume são negligenciáveis.

Em contraste, o corpo de prova de areia densa exibe um pico bem definido na curva $q-\varepsilon_a$ e uma subsequente queda de resistência até o final do teste, conforme Figura 2.16 (c) e (d). Quanto ao comportamento volumétrico, pode ser constatada uma pequena compressão no início do ensaio,

seguida de uma grande expansão. O estado crítico não foi alcançado ao final desse ensaio, porém o valor de q' parece estar diminuindo em direção a aproximadamente 500 kPa, resistência última observada no ensaio com a areia fofa.

Para ensaios não drenados, embora o formato das curvas tensão-deformação seja semelhante para uma amostra fofa e outra média-densa, conforme pode ser observado na Figura 2.17, os valores de q' alcançados na ruptura são extremamente diferentes. A variação da poropressão nos dois ensaios é completamente distinta; a amostra fofa gera uma poropressão positiva durante cisalhamento, enquanto a poropressão é negativa durante o cisalhamento da amostra média-densa: essa é a principal causa da grande diferença nas resistências ao cisalhamento dos dois corpos de prova.

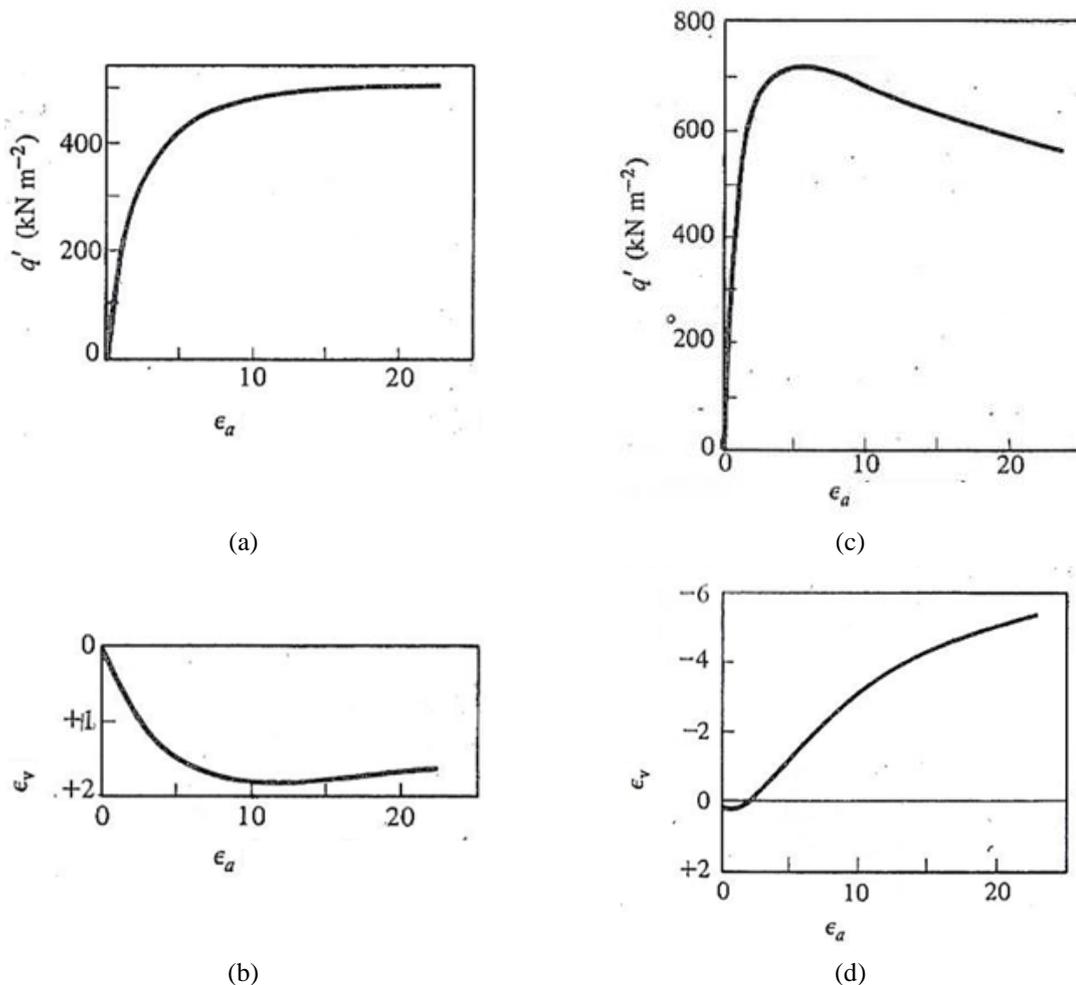


Figura 2.16: Resultados em ensaios triaxiais drenados: (a) q' - ϵ_a amostra fofa; (b) ϵ_v - ϵ_a amostra fofa; (c) q' - ϵ_a amostra densa; (d) ϵ_v - ϵ_a amostra densa (adaptado de ATKINSON; BRANSBY, 1978)

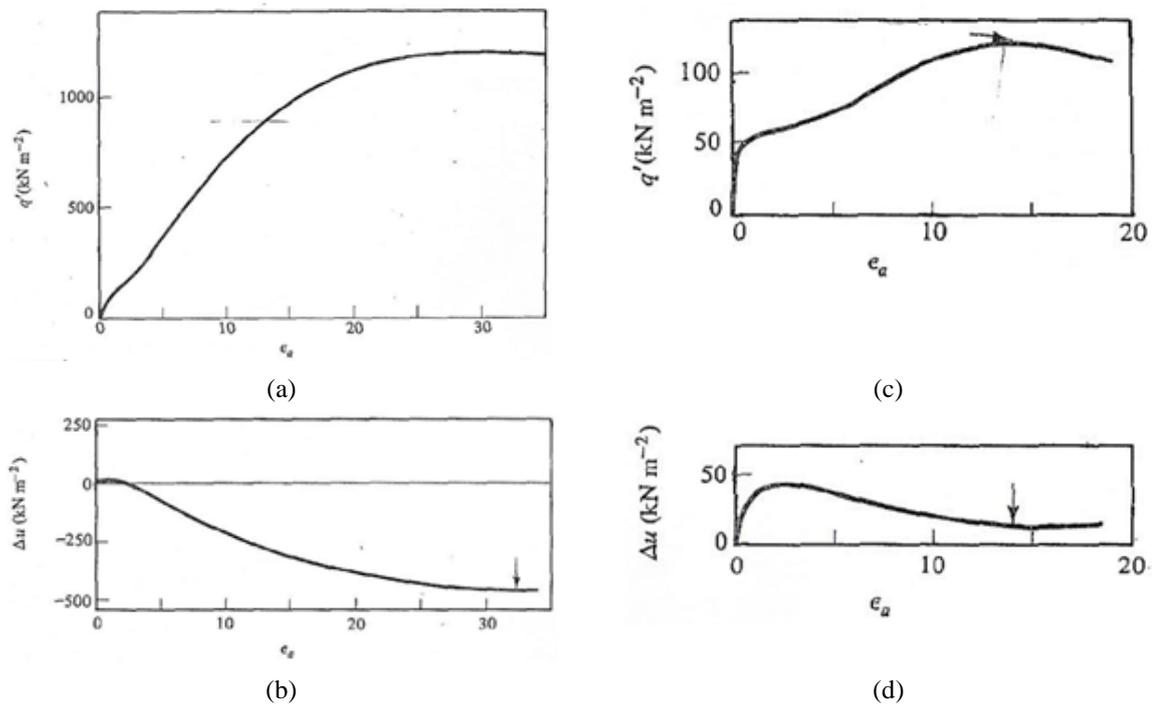


Figura 2.17: Resultados em ensaios triaxiais não drenados: (a) q' - ε_a amostra densa; (b) Δu - ε_a amostra densa; (c) q' - ε_a amostra fofa; (d) Δu - ε_a amostra fofa (adaptado de ATKINSON; BRANSBY, 1978)

Ao comparar as curvas ε_v - ε_a dos ensaios drenados com as curvas Δu - ε_a dos ensaios não drenados, pode-se notar a similaridade nos comportamentos. As amostras fofas contraem nos ensaios drenados e geram poropressão positiva nos ensaios não drenados, enquanto amostras densas expandem e geram poropressão negativa.

A Figura 2.18 apresenta curvas típicas de compressão isotrópica para uma amostra inicialmente fofa e outra densa. Percebe-se que a geometria do espaço v - $\ln p'$ é tal que a amostra fofa se localiza mais próxima à linha de compressão normal (A-B) do que a amostra densa. Dependendo do índice de vazios e do nível de tensões, as amostras podem estar localizadas do lado seco (esquerdo) ou úmido (direito) da linha do estado crítico (C-D).

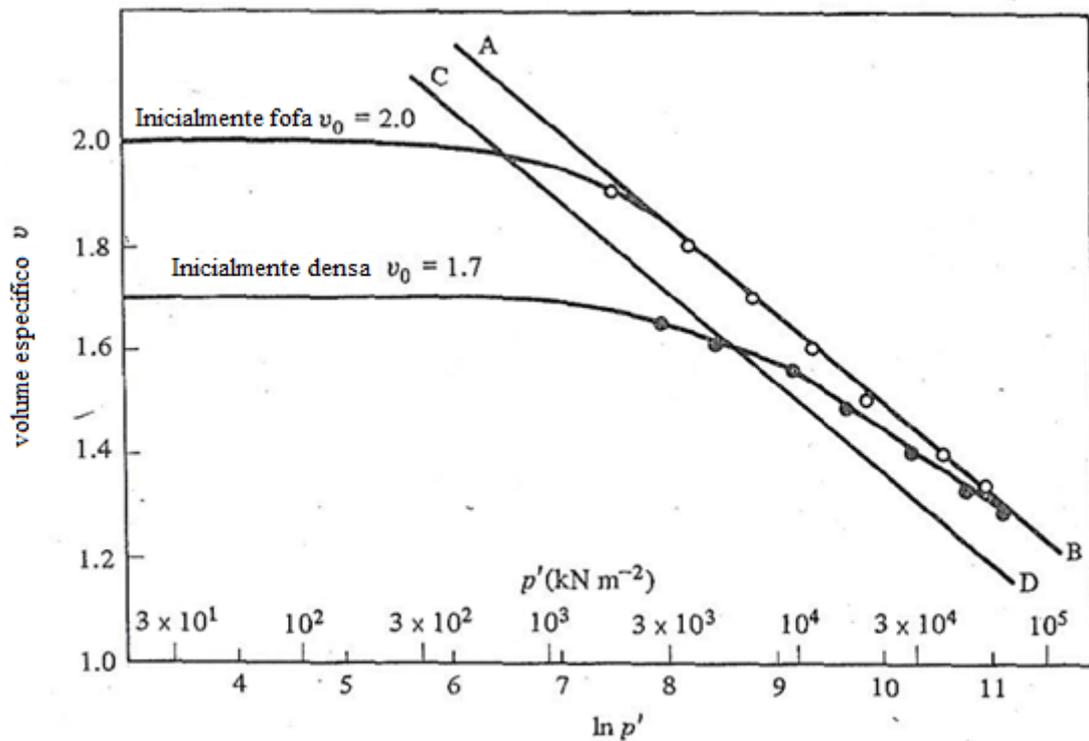


Figura 2.18: Linha isotrópica de compressão para amostras de areia fofa e densa (adaptado de ATKINSON; BRANSBY, 1978)

O comportamento não drenado em uma amostra de areia densa origina a trajetória O'-A apresentada na Figura 2.19; devido à posição da linha do estado crítico, espera-se a geração de uma grande poropressão negativa. No que concerne ao corpo de prova de areia fofa, espera-se que seu comportamento seja melhor representado pela curva O-B. Deve-se notar na Figura 2.19 (b) que o tamanho da seção de volume constante é maior para a amostra densa, ou seja, a amostra fofa encontra-se mais próxima de atingir o estado crítico, motivo pelo qual se espera que o valor de q' seja maior para a amostra densa do que para a amostra fofa.

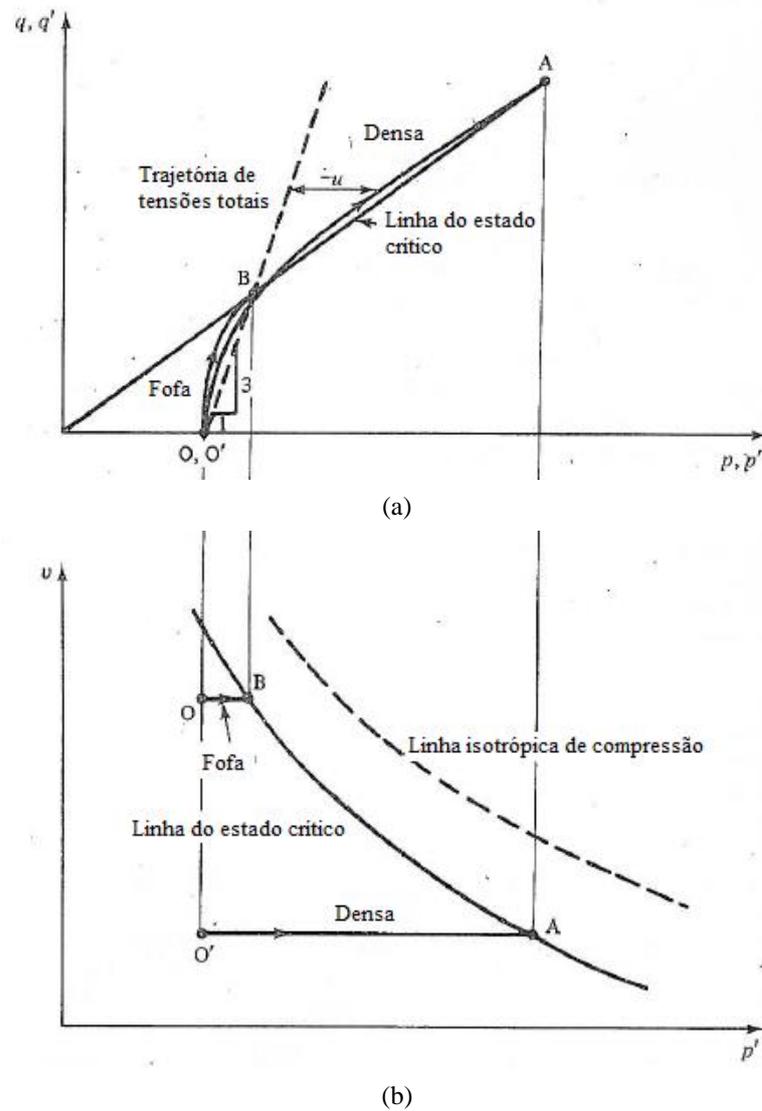


Figura 2.19: Trajetórias de tensões em ensaios triaxiais não drenados:
 (a) espaço $q'-p'$; (b) espaço $v-p'$ (adaptado de ATKINSON;
 BRANSBY, 1978)

Considerando um ensaio drenado em uma amostra densa, conforme ilustrado na Figura 2.20, espera-se que o corpo de prova comprima um pouco inicialmente (A-B) e depois expanda acentuadamente à medida que o ensaio continua (B-C).

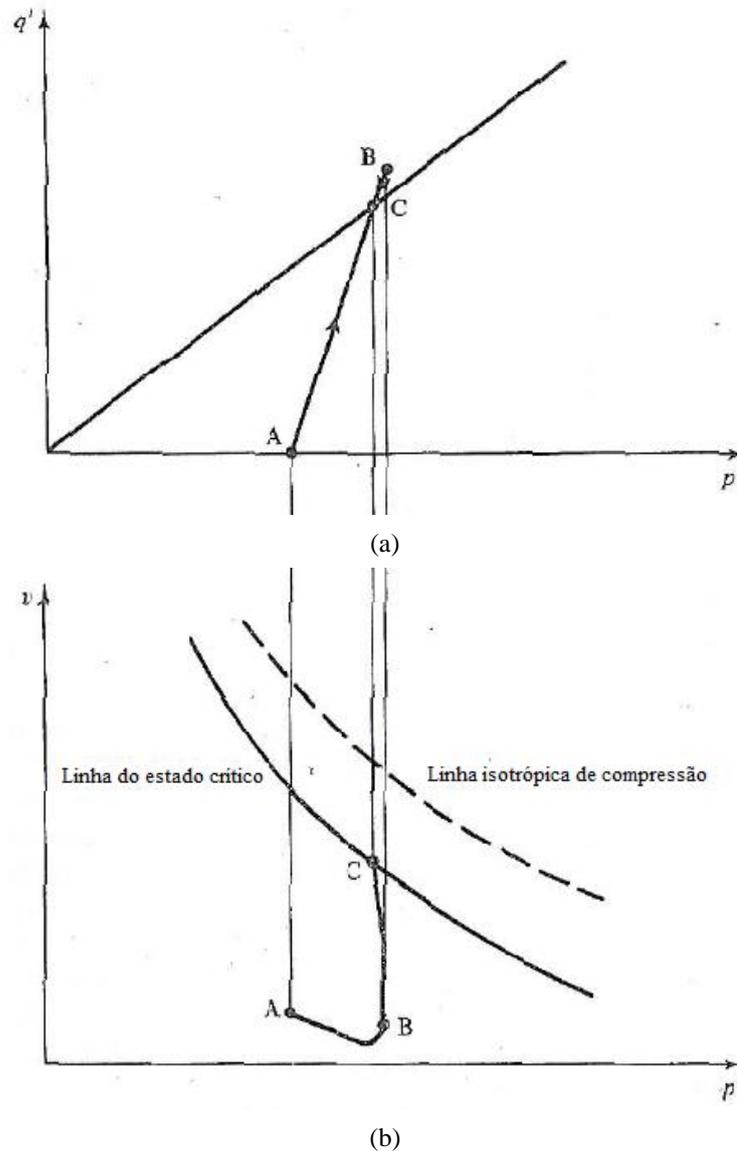


Figura 2.20: Trajetória de tensões em ensaios triaxiais drenados para uma amostra densa: (a) espaço q' - p' ; (b) espaço v - p' (adaptado de ATKINSON; BRANSBY, 1978)

2.5 PARÂMETRO DE ESTADO PARA AREIAS

Been e Jefferies (1985) propuseram a existência de um parâmetro físico, denominado parâmetro de estado ψ , que combina a influência do índice de vazios e do nível de tensões com referência em um estado último, a fim de descrever o comportamento de areias. Para isto, eles utilizaram um programa de testes laboratoriais com a areia de Kogyuk, com quatro diferentes teores de finos, e analisaram a relação entre os principais parâmetros de projeto e o parâmetro de estado proposto.

A principal alegação dos autores era de que a densidade relativa não é suficiente para caracterizar o comportamento de materiais granulares e, ainda, que a tensão de confinamento modifica o comportamento da areia, visto que uma areia densa, se ensaiada com uma tensão de confinamento suficientemente alta, pode se comportar similarmente a uma areia fofa, conforme previamente discutido. Então, Been e Jefferies (1985) concluem que as propriedades de uma areia precisam ser descritas em termos de densidade relativa e nível de tensões.

O parâmetro de estado foi, então, definido como sendo a distância entre o estado inicial de uma areia até um ponto de mesmo nível de tensões na linha de referência, ou seja, a diferença no índice de vazios da areia em seu estado inicial e final do cisalhamento no espaço $e:\ln p'$, como pode ser observado na Figura 2.21.

Embora o estado seja definido em termos de índice de vazios e tensões, ele precisa ser medido em relação a um referencial. Been e Jefferies (1985) escolheram como referencial a linha do estado constante de deformações, baseados na condição de que o parâmetro de estado deveria estar referenciado a uma única estrutura que não seria afetada pelas condições iniciais do ensaio.

Muitos estudos foram realizados tentando correlacionar estado crítico e estado constante de deformações, esse último tendo sido adotado como nomenclatura corrente devido à dificuldade de se determinar corretamente o estado crítico em areias. Essa dificuldade é advinda, principalmente, da determinação correta das deformações localizadas em planos preferenciais de ruptura e também de conduzir o solo a níveis de deformações axiais muito elevados. Poulos (1981) definiu estado constante de deformações como sendo aquele em que a massa de solo deforma em condições de tensões, volume e velocidade constantes, sendo atingido somente após todas as orientações das partículas serem alcançadas e todas as quebras de partículas terem ocorrido.

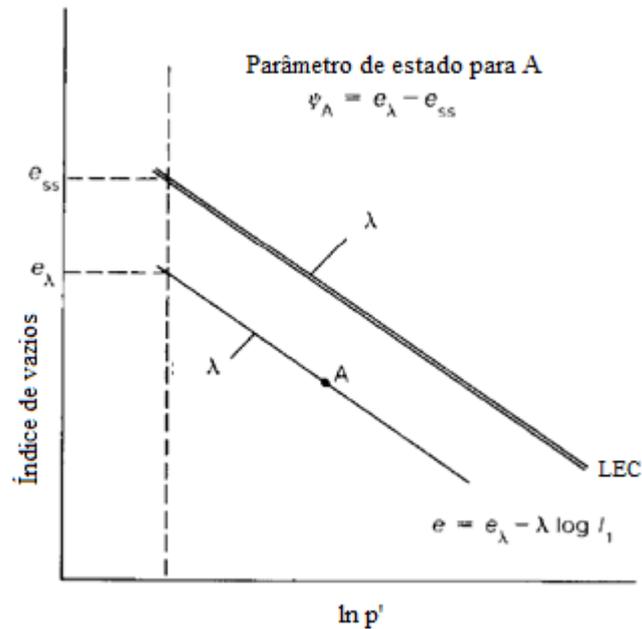


Figura 2.21: Definição do parâmetro de estado ψ (adaptado de BEEN; JEFFERIES, 1985)

Os autores dizem não importar se o estado constante de deformações e o estado crítico são a mesma coisa, porém utilizam conceitos do estado crítico em seu artigo, ainda que sempre se refiram apenas a estado constante de deformações, como ao descrever que a tensão de cisalhamento está relacionada com a tensão normal como uma função do ângulo de atrito no estado estacionário, que é cerca de 31° para a areia de Kogyuk. A referida declaração é a própria descrição da Equação 11 previamente apresentada nas definições de estado crítico.

A utilização do parâmetro de estado não elimina a influência da densidade relativa ou da tensão de confinamento no comportamento de areia, porém enfatiza que a combinação desses dois parâmetros é que se mostra fisicamente relevante no comportamento do referido material; o estado da amostra determina se o seu comportamento será contrativo ou dilatante. Areias com ψ negativo apresentam pico de resistência que se torna cada vez menos marcado com a diminuição do seu valor em módulo, até não apresentar mais pico quando ψ se torna positivo. O comportamento de deformação volumétrica, de forma semelhante, também depende do parâmetro de estado, no qual amostras com alto valor de ψ negativo apresentam grande dilatação, a qual diminui à medida que o valor de ψ se torna menos negativo. Pequenas expansões ainda podem ser observadas em pequenos valores de ψ positivo, enquanto valores mais elevados apresentam apenas contração. O comportamento tensão versus deformação e a

variação volumétrica em relação ao parâmetro de estado pode ser melhor entendido com a Figura 2.22, apresentada por Been e Jefferies (1985).

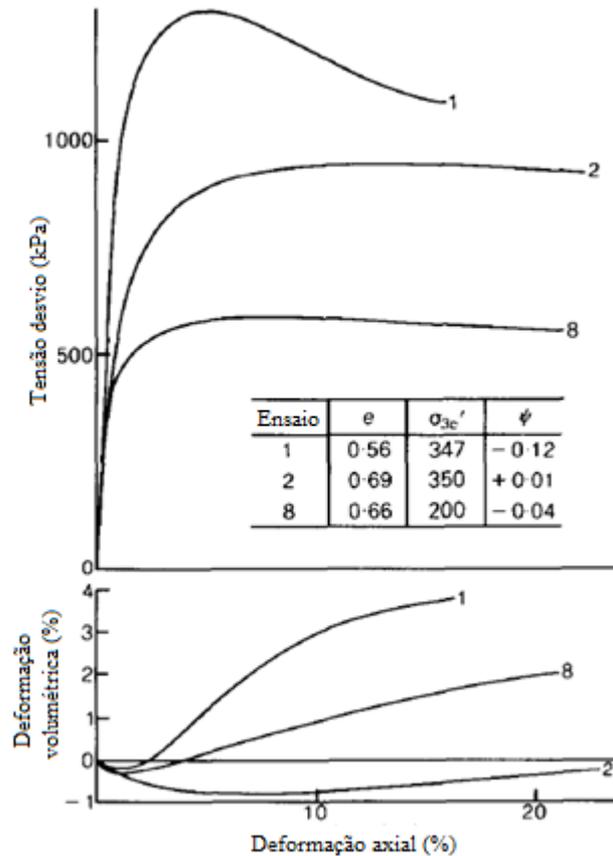


Figura 2.22: Comportamento tensão-deformação-variação volumétrica em relação ao parâmetro de estado ψ em ensaios drenados (adaptado de BEEN; JEFFERIES, 1985)

Observa-se na Figura 2.22 que a amostra 1, a qual apresenta um valor de $\psi = -0,12$, exibe pico na tensão desviadora e maior dilatação dentre as amostras analisadas; a amostra 8 ($\psi = -0,04$), embora já não tenha o pico marcado por possuir um parâmetro de estado menos negativo do que a amostra 1, apresenta uma expansão intermediária, enquanto a amostra 2 não possui pico de resistência e teve um comportamento muito mais compressivo do que as anteriores, mostrando apenas uma pequena expansão.

A Figura 2.23 apresenta as trajetórias de tensões para ensaios não drenados, demonstrando a influência do sinal do parâmetro de estado com a geração de poropressão (positiva ou negativa)

que leva as amostras a um estado de tensões efetivas nulo (liquefação) ou a um aumento da resistência.

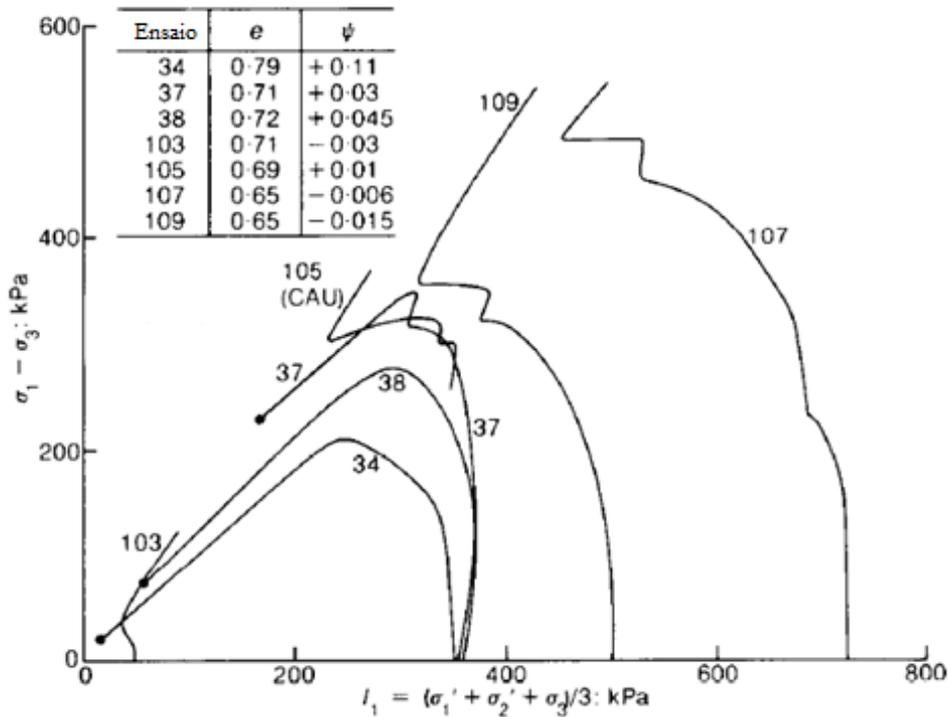


Figura 2.23: Trajetórias de tensões típicas de ensaios não drenados em relação ao parâmetro de estado ψ (adaptado de BEEN; JEFFERIES, 1985)

O ψ se mostrou um importante parâmetro, pois muitas propriedades variam como função direta do estado, como pode ser observado na Figura 2.24.

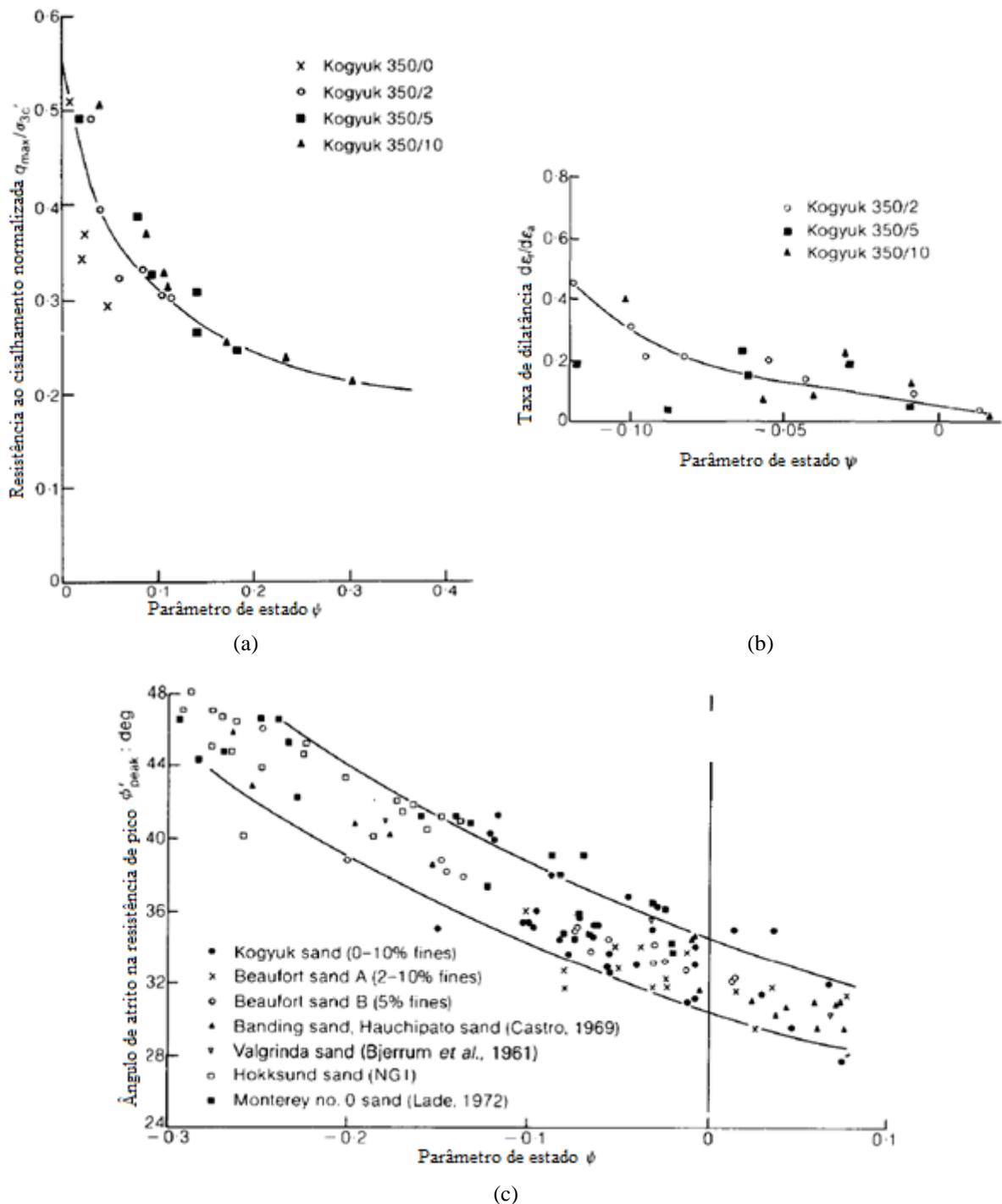


Figura 2.24: Propriedades controladas pelo parâmetro de estado ψ : (a) resistência de pico não drenada; (b) taxa de dilatação; (c) ângulo de atrito de pico para diversas areias do Ártico, Europa e Américas do Norte e Sul (adaptado de BEEN; JEFFERIES, 1985)

A razão pela qual os autores comprovaram que o parâmetro de estado é melhor para descrever o comportamento das areias do que a densidade relativa pode ser entendida ao analisar a Figura

2.25. Dois ensaios com a mesma densidade relativa (33%), mas consolidados em diferentes pressões, possuem um comportamento extremamente oposto. Na amostra 37 foi observado um comportamento contrativo, enquanto a amostra 103 dilatou bastante, ou seja, a explicação para o comportamento das amostras não está na densidade relativa, mas sim na combinação entre densidade e estado de tensões, proporcionada pelo parâmetro de estado. Motivo pelo qual a amostra 108, com um valor de ψ semelhante à amostra 103, apresenta o mesmo comportamento dilatante, ainda que possua uma densidade relativa de 50%.

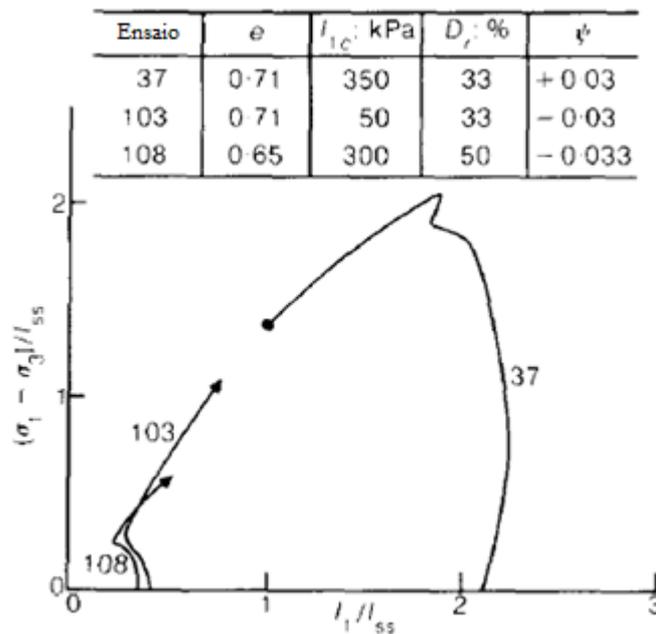


Figura 2.25: Comparação de trajetórias de tensões para amostras com o mesmo parâmetro de estado e mesma densidade relativa (adaptado de BEEN; JEFFERIES, 1985)

Sladen et al. (1985) criticaram a autenticidade do parâmetro de estado (ψ), alegando que o mesmo conceito já era utilizado pela Teoria do Estado Crítico há mais de 20 anos. Segundo os autores, a única diferença entre o ψ proposto por Been e Jefferies (1985) e as conclusões do trabalho de Roscoe e Poorooshasb (1963) é que os últimos relacionaram o estado do solo com a linha do estado crítico, enquanto Been e Jefferies (1985) utilizaram a linha do estado constante de deformações. Para Sladen et al. (1985), a linha do estado constante de deformações e a linha do estado crítico podem ser consideradas iguais em termos práticos e, sendo assim, aceitam a validade do parâmetro de estado (ψ) como fator que correlaciona o comportamento geotécnico de areias e como reafirmação da validade dos princípios básicos da Teoria do Estado Crítico.

Em resposta à discussão levantada por Sladen et al. (1985), Been e Jefferies (1985) argumentam que a origem do parâmetro de estado (ψ) foi o estado crítico, porém o ψ não faz parte da Teoria do Estado Crítico, mas sim seria uma extensão dela. Been e Jefferies (1985) confirmam que consideram as duas linhas (do estado constante de deformações e do estado crítico) como equivalentes para areias, mas denominam linha do estado constante de deformações por ser obtida apenas em ensaios triaxiais que podem ser reproduzidos com maior facilidade nos laboratórios de mecânica dos solos.

2.6 PARÂMETRO η/C_{iv}

Foppa (2005) e Consoli et al. (2007a), ao analisarem as variáveis com maior influência na resistência mecânica de solos artificialmente cimentados, propuseram um método racional de dosagem, análogo ao fator água/cimento para o concreto, que relaciona os vazios existentes na amostra de solo-cimento e o teor volumétrico de agente cimentante.

O índice porosidade/teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}) é equivalente à Equação 14 apresentada por Larnach (1960 apud FOPPA, 2005).

$$\frac{V_v (\text{volume absoluto de vazios} - \text{ar} + \text{água})}{V_{ci} (\text{volume absoluto de cimento})} = \frac{\frac{V_v}{V_{total}}}{\frac{V_{ci}}{V_{total}}} = \frac{\eta}{C_{iv}} \quad (14)$$

Larnach (1960 apud FOPPA, 2005) utilizou uma areia fina misturada com argila pulverizada e teores de cimento equivalentes a 5,3%, 11,1% e 17,7% em relação ao peso seco de solo. Foram realizados ensaios de compressão simples e de flexão em vigotas, moldadas em diferentes teores de umidade e massas específicas aparente secas. A relação entre os resultados de resistência à compressão simples das amostras curadas durante 7 dias e a relação vazios/cimento proposta pelo autor é apresentada na Figura 2.26.

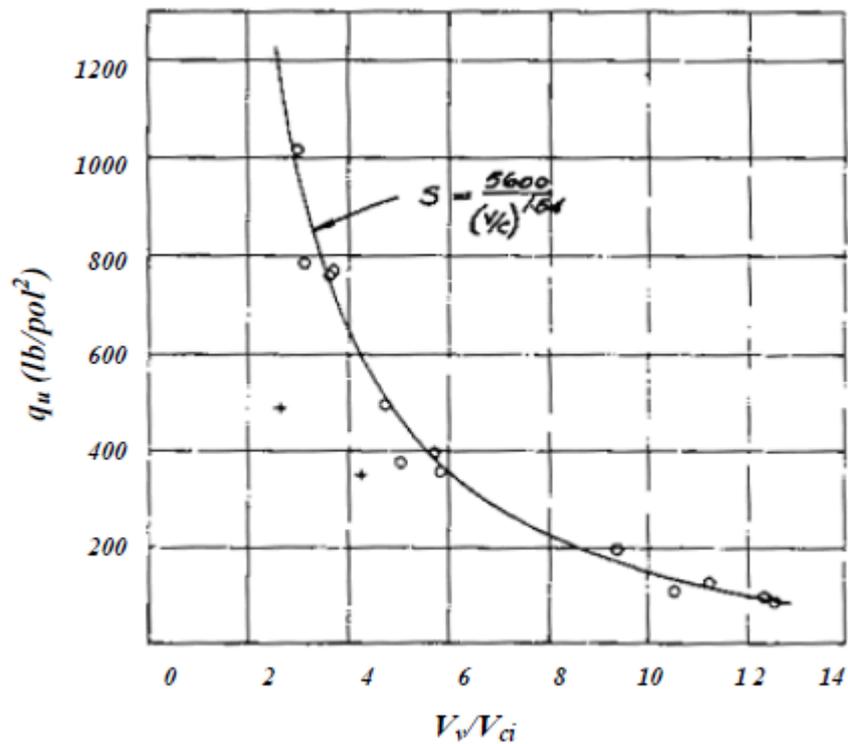


Figura 2.26: Relação vazios/cimento versus resistência à compressão simples (LARNACH, 1960 apud FOPPA, 2005)

O método de dosagem proposto por Foppa (2005), conforme ilustra a Figura 2.27, consiste na obtenção da curva porosidade/teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}) versus resistência à compressão simples (q_u), denominada curva de dosagem. A partir da curva de dosagem, torna-se possível determinar qual a relação entre porosidade e teor volumétrico de cimento satisfaz à resistência requerida em projeto. Desta forma, o projetista pode definir, de maneira racional, a quantidade de cimento e a energia de compactação a ser utilizada a fim de atender à resistência pretendida ao menor custo possível. Ainda, o parâmetro η/C_{iv} pode ser utilizado no controle de compactação em campo, permitindo incrementar a quantidade de cimento de modo a compensar uma compactação deficiente.

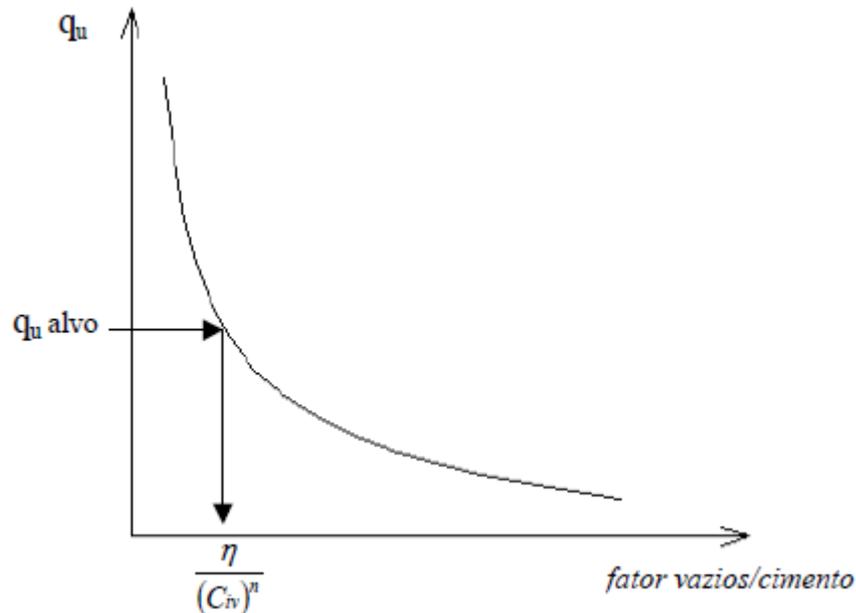


Figura 2.27: Curva de dosagem para solo cimento (FOPPA, 2005)

A equação que rege a curva de dosagem de cada solo segue o formato explicitado pela Equação 15, em que A, B e k são constantes de ajuste obtidas para cada material, considerando o máximo coeficiente de correlação (R^2).

$$q_u \text{ ou } q_t = A \left(\frac{\eta}{C_{iv}^k} \right)^B \quad (15)$$

O parâmetro (η/C_{iv}^k) permite compatibilizar os efeitos da porosidade e do teor volumétrico de cimento, possibilitando fazer compensações entre os valores de η e C_{iv} a fim de manter constante o valor de resistência ou alguma outra propriedade dos solos cimentados. A influência da constante k pode ser explicada da seguinte forma:

- a) se $k=1$: ambos os parâmetros exercem uma influência de mesma magnitude, ou seja, variações proporcionais nos parâmetros η e C_{iv} mantêm o valor da resistência à compressão simples constante;
- b) se $k>1$: a influência do teor volumétrico de cimento (C_{iv}) exerce maior influência na resistência à compressão simples do que a porosidade, de tal

forma que um aumento na porosidade é capaz de ser compensado com um incremento proporcionalmente menor no teor de cimento;

- c) se $k < 1$: a influência da porosidade (η) exerce maior atuação na resistência à compressão simples do que o teor volumétrico de cimento, de tal forma que um aumento na porosidade necessita de um incremento proporcionalmente maior no teor de cimento, a fim de compensar o aumento dos vazios devido à falta de compactação e manter a resistência constante.

Foi verificada a adequabilidade do parâmetro de estado para areias cimentadas na estimativa das resistências à compressão e à tração de diferentes tipos de materiais granulares e agentes cimentantes. Marques (2016) e Consoli et al. (2017), visando complementar a metodologia, propuseram um modelo de normalização de resultados de resistência não confinada para misturas de solos granulares com cimento. Para o desenvolvimento do modelo, os autores utilizaram dados de compressão e tração de areia de Osório com cimento CP V (MARQUES, 2016), compressão simples em areia de Osório com cimentos CP II e CP IV, com tempos de cura de 2, 7 e 28 dias (CONSOLI et al., 2013), compressão e tração de um solo arenoso basáltico cimentado com cimento CP V e 7 dias de cura (FLOSS, 2012), ensaios de compressão de uma mistura de solo arenoso granítico com cimento CP V, também com 7 dias de cura (FLOSS, 2012), e resultados de compressão e tração em uma areia que é considerada resíduo do polimento de Ágata misturada com cimento CP V (FLOSS, 2012).

Como forma de validação do modelo proposto, os autores utilizaram uma mistura de areia de Osório com cimento CP V e 14 dias de cura, resultados de compressão e tração de um material arenoso-pedregulhoso proveniente de Portugal, utilizando CP V e 7 dias de cura, além de trabalhos clássicos da bibliografia como: compressão e tração de uma mistura de areia carbonatada da Austrália tratada com *Gypsum Cement*, com um tempo de cura de 7 dias (HUANG; AIREY, 1998), e compressão simples de uma areia de Monterey (EUA) misturada com CP III e curada durante 14 dias (CLOUGH et al., 1981).

Marques (2016) seguiu as recomendações de Consoli et al. (2013) para a normalização do eixo referente às resistências, a partir da determinação de uma resistência de normalização para cada uma das misturas, ou seja, foi determinado o valor da resistência para um determinado valor de η/C_{iv} . Foi escolhido o valor de $\eta/C_{iv} = 20 = \nabla$, conforme apresentado na Equação 16, mas poderia

ser utilizado qualquer valor desde que ele se encontre entre o intervalo mínimo e máximo do conjunto de valores apresentado nas curvas a serem normalizadas e seja comum entre todos.

$$\frac{q_u}{q_u (\nabla=20)} \text{ ou } \frac{q_t}{q_t (\nabla=20)} = \frac{A \left(\frac{\eta}{C_{iv}^k} \right)^B}{A \left(\frac{\eta}{C_{iv}^k} (\nabla=20) \right)^B} = 20^{-B} \left(\frac{\eta}{C_{iv}^k} \right)^B \quad (16)$$

Desta forma, para todas as misturas de diferentes materiais granulares, diferentes tipos de cimento, distintos períodos de cura, ensaios de compressão e tração, o autor obteve um valor do expoente B igual a -1,38, com um coeficiente de indeterminação de 0,94. A Equação 15 pode então ser reescrita e dá origem a uma única equação que representa o comportamento de resistências de tração e compressão de materiais granulares (Equação 17).

$$\frac{q_u}{q_u (\nabla=20)} \text{ ou } \frac{q_t}{q_t (\nabla=20)} = 20^{1,38} \left(\frac{\eta}{C_{iv}} \right)^{-1,38} = 62,4 \left(\frac{\eta}{C_{iv}} \right)^{-1,38} \quad (17)$$

A Figura 2.28 apresenta os valores das resistências normalizadas de todas as misturas, juntamente com a equação proposta de normalização (Equação 17). Na Figura 2.29 pode ser observada a adequação do modelo na previsão da resistência à compressão simples de trabalhos clássicos da literatura.

A influência da porosidade/ teor volumétrico de cimento em outros parâmetros de misturas de solos cimentados também foi comprovada: resistência à tração por compressão diametral (CONSOLI et al. 2010, 2011b; FLOSS, 2012; MARQUES, 2016), tensão desvio em ensaios triaxiais drenados (CONSOLI et al., 2007a; CRUZ, 2008; CONSOLI et al., 2009b), módulo cisalhante inicial (CRUZ, 2008; CONSOLI et al., 2009b; FLOSS 2012; CONSOLI et al., 2012c), módulo de deformação volumétrica inicial e tensão de plastificação em compressão isotrópica (CONSOLI; FOPPA, 2014), envoltória de ruptura de solos arenosos (CRUZ, 2008; CONSOLI et al., 2009b; CONSOLI et al., 2012a), coesão e ângulo de atrito (CRUZ, 2008; CONSOLI et al., 2009b; MARQUES, 2016) e na avaliação da relação tensão-dilatância (CONSOLI et al., 2012b; MARQUES, 2016).

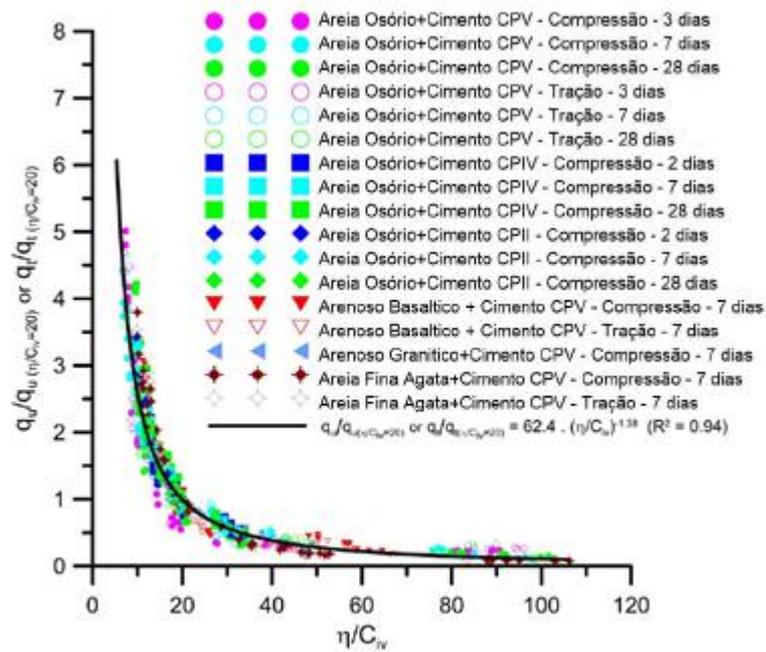


Figura 2.28: Normalização de q_u e q_t para solos granulares com cimentos e tempos de cura distintos (adaptado de CONSOLI et al, 2017)

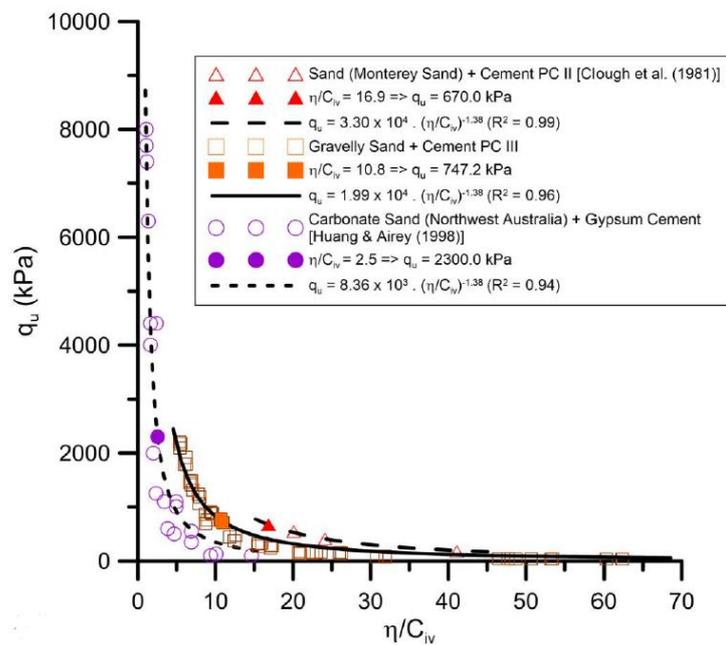


Figura 2.29: Validação do modelo de normalização (CONSOLI et al, 2017)

2.7 DEFINIÇÃO TERMODINÂMICA DE PARÂMETRO DE ESTADO

A fim de tentar entender e fundamentar a existência de um parâmetro de estado para areias cimentadas, buscou-se a compressão de conceitos básicos da termodinâmica e sua relação com o cenário evidenciado durante a execução dos ensaios laboratoriais em amostras de areia cimentada. Os conceitos apresentados estão baseados na teoria clássica da termodinâmica apresentada por Borgnakke e Sonntag (2010), Callen (1985), entre outros autores consagrados.

A compreensão do comportamento de um sistema pode ser realizada de forma microscópica ou macroscópica. Porém, para a descrição completa do comportamento sob o ponto de vista microscópico, seriam necessárias uma infinidade de equações. A abordagem da termodinâmica clássica macroscópica é válida e conveniente em vários trabalhos de engenharia, uma vez que leva em consideração os efeitos gerais ou médios de várias moléculas. Ainda, tais efeitos podem ser percebidos e medidos através de instrumentos.

Uma vez que os comportamentos individuais de cada molécula não interessam, é desconsiderada a ação de cada molécula de cada componente e as amostras são tratadas como um meio contínuo. Por exemplo, ao estudar um corpo de prova de areia cimentada, são desconsiderados os efeitos isolados dos grãos de areia, do cimento e da água individualmente, sendo considerado apenas o efeito da mistura homogênea obtida, em uma observação macroscópica.

Um sistema termodinâmico é uma quantidade arbitrária de matéria, cujas propriedades podem ser descritas unicamente e de forma completa, especificando certos parâmetros macroscópicos: temperatura, pressão e volume. Em um ensaio triaxial, tais propriedades podem ser muito bem definidas. A temperatura mantém-se constante durante a realização do ensaio, as pressões são impostas ao corpo de prova de forma controlada e o volume é conhecido após moldagem e durante toda a realização do ensaio, seja ele drenado ou não drenado (sem variação de volume).

As quantidades com as quais podemos caracterizar um sistema termodinâmico se designam por variáveis de estado, que têm o mesmo valor em todas as partes do sistema. Normalmente, as variáveis de estado não são quantidades independentes entre si, ou seja, a mudança de uma variável implica a alteração de uma outra ou mais variáveis. A relação matemática entre as

variáveis de estado permite prever o comportamento do sistema face à alteração de uma ou mais variáveis de estado.

Existem dois tipos de variáveis de estado: as extensivas e as intensivas. As variáveis de estado intensivas são independentes da quantidade de matéria no sistema, ou seja, independem da massa, já o valor de uma propriedade extensiva varia diretamente com a massa. Como exemplos de propriedades intensivas citam-se a temperatura, a pressão e a massa específica; a massa e o volume total são exemplos de propriedades extensivas; as propriedades extensivas por unidade de massa, tal como volume específico, são propriedades intensivas.

O estado, em termos termodinâmicos, pode ser descrito por propriedades macroscópicas observáveis, ou variáveis de estado, as quais apresentam somente um determinado valor, independente da forma pela qual a substância chegou a ele. De fato, uma propriedade de estado pode ser definida como uma quantidade que depende do estado do sistema e é independente do caminho pelo qual o sistema chegou até ele.

Examinando a Equação 14, e utilizando-se dos conceitos supracitados, percebe-se que o parâmetro η/C_{iv} , pode ser considerado como um parâmetro de estado, uma vez que é derivado de propriedades termodinâmicas extensivas. Previamente, a partir de resultados de ensaios laboratoriais já se havia constatado que o comportamento das areias artificialmente cimentadas era descrito não apenas pela densidade relativa ou teor de agente cimentante, mas sim pela razão única que agrega a influência da porosidade (V_v/V_{total}) e do teor volumétrico de agente cimentante (V_{ci}/V_{total}), não importando a forma de obtenção deste valor único (maior ou menor porosidade e maior ou menor teor de agente cimentante), desde que este valor seja mantido único. Sendo assim, ao constatar que diferentes combinações de porosidades e teores de agente cimentante são capazes de gerar um único valor de η/C_{iv} , pode-se, termodinamicamente, considerá-lo um parâmetro de estado.

Conforme os conceitos aludidos, a alteração de uma variável de estado, ou seja, a alteração do η/C_{iv} do material, seja pela variação da porosidade ou do teor volumétrico de agente cimentante, uma vez que são todas propriedades de estado e são dependentes entre si, implicará em uma mudança no comportamento do sistema, o qual pode ser considerado o próprio ensaio triaxial.

Um ensaio triaxial drenado pode ser relacionado a um sistema termodinâmico aberto, permitindo a troca de matéria com o entorno, logo, permitindo que as quantidades das variáveis

de estado sejam alteradas (variação de volume). Já um ensaio triaxial não drenado refere-se a um sistema termodinâmico fechado, no qual a quantidade de matéria é conservada.

Pode-se, então, entender os conceitos por trás da variação de comportamento evidenciada nos ensaios experimentais quando da alteração do valor do índice porosidade/teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}).

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Este capítulo descreve os procedimentos experimentais realizados na pesquisa, os materiais utilizados, as características dos equipamentos e as normas seguidas para a realização de ensaios.

Foram realizados ensaios triaxiais isotropicamente consolidados, drenados e não drenados, a fim de complementar o banco de dados atual do Laboratório de Ensaio Geotécnicos e Geoambientais (LEGG).

3.2 VARIÁVEIS INVESTIGADAS

A fim de possibilitar a comparação entre o comportamento drenado e não drenado da areia artificialmente cimentada frente ao parâmetro porosidade/teor volumétrico de cimento, optou-se pela utilização de dois valores de η/C_{iv} (17 e 30).

Desta forma, as variáveis investigadas foram:

- a) a influência da relação porosidade/teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}) nas envoltórias de ruptura de uma areia artificialmente cimentada;
- b) o comportamento drenado e não drenado de uma areia artificialmente cimentada.

As variáveis fixas foram:

- a) o tipo de solo – areia de Osório;
- b) o tipo de agente cimentante – cimento Portland de alta resistência inicial (CP V-ARI)
- c) a velocidade de cisalhamento – 0,06 mm/min;
- d) o tipo de ensaio – ensaios triaxiais isotropicamente consolidados drenados (CID) e não drenados (CIU);

- e) as tensões de confinamento adotadas – 20 kPa, 200 kPa e 400 kPa;
- f) a contrapressão adotada – 180 kPa e 380 kPa para a repetição do ensaio
 $A+C(n/Civ = 17) p'i = 200 \text{ kPa } C = 5,20\% e = 0,725 - CIU$;
- g) o tempo de cura – 7 dias;
- h) o teor de umidade de moldagem – 10%.

As variáveis de resposta foram:

- a) a força axial;
- b) o deslocamento axial (sensores de efeito hall);
- c) o deslocamento radial (sensor de efeito hall);
- d) o deslocamento axial da câmara triaxial (LVDT externo) durante cisalhamento;
- e) a variação da poropressão na amostra.

A Tabela 3.1 apresenta a rotina de ensaios triaxiais drenados e não drenados realizados no decorrer deste trabalho.

Tabela 3.1: Rotina de ensaios triaxiais

Ensaio	η/C_{iv} (teórico)	η (%) (obtido)	C_{iv} (%) (obtido)	η/C_{iv} (obtido)
A+C(n/Civ = 30) p'i = 020 kPa C = 3,00% e = 0,756 - CIU	30	43,06	1,40	30,72
A+C(n/Civ = 30) p'i = 200 kPa C = 3,00% e = 0,738 - CID		42,45	1,42	29,96
A+C(n/Civ = 30) p'i = 200 kPa C = 3,00% e = 0,757 - CIU		43,07	1,40	30,73
A+C(n/Civ = 30) p'i = 400 kPa C = 3,00% e = 0,759 - CIU		43,14	1,40	30,83
A+C(n/Civ = 30) p'i = 020 kPa C = 3,30% e = 0,814 - CID		44,86	1,49	30,12
A+C(n/Civ = 30) p'i = 200 kPa C = 3,30% e = 0,804 - CID		44,58	1,50	29,78
A+C(n/Civ = 30) p'i = 200 kPa C = 3,30% e = 0,791 - CIU		44,17	1,51	29,29
A+C(n/Civ = 30) p'i = 400 kPa C = 3,30% e = 0,827 - CID		45,25	1,48	30,60
A+C(n/Civ = 30) p'i = 400 kPa C = 3,30% e = 0,827 - CID		45,25	1,48	30,60
A+C(n/Civ = 17) p'i = 020 kPa C = 5,20% e = 0,736 - CID	17	42,39	2,41	17,55
A+C(n/Civ = 17) p'i = 200 kPa C = 5,20% e = 0,709 - CID		41,47	2,45	16,91
A+C(n/Civ = 17) p'i = 200 kPa C = 5,20% e = 0,725 - CIU		42,04	2,43	17,31
A+C(n/Civ = 17) p'i = 400 kPa C = 5,20% e = 0,718 - CID		41,81	2,44	17,14
A+C(n/Civ = 17) p'i = 020 kPa C = 6,00% e = 0,788 - CID		44,07	2,69	16,40

A+C(n/Civ = 17) p'i = 020 kPa C = 6,00% e = 0,809 - CIU		44,73	2,66	16,84
A+C(n/Civ = 17) p'i = 200 kPa C = 6,00% e = 0,860 - CID		46,22	2,58	17,89
A+C(n/Civ = 17) p'i = 200 kPa C = 6,00% e = 0,838 - CIU		45,60	2,61	17,45
A+C(n/Civ = 17) p'i = 400 kPa C = 6,00% e = 0,819 - CIU		45,01	2,64	17,03

3.3 MATERIAIS

3.3.1 Areia de Osório

O solo utilizado neste trabalho é uma areia fina proveniente do município de Osório – RS – Brasil, conforme localização apresentada na Figura 3.1. É classificada como uma areia quartzosa, clara, fina e bem selecionada, oriunda do sistema lagunar Barreira III, que se estende desde Torres até o Chuí. A utilização desse solo é justificada pela evidência de que as características gerais dos sedimentos da Barreira III permitem correlacioná-los aos depósitos arenosos marinhos descritos em outras partes do litoral brasileiro e em muitas regiões costeiras do mundo (TOMAZELLI; VILLWOCK, 2000).

A análise granulométrica foi realizada por peneiramento e sedimentação seguindo os preceitos da NBR 7181 (ABNT, 2016a) e a curva de distribuição granulométrica está apresentada na Figura 3.2. Os demais índices físicos e as respectivas normas de referência estão apresentados na Tabela 3.2. As amostras utilizadas para todos os ensaios de caracterização do solo foram preparadas segundo as prescrições da NBR 6457 (ABNT, 2016b).

A areia de Osório é uma areia fina, uniforme e mal graduada, podendo ser considerada uma areia SP pelo Sistema Unificado de Classificação ou A-3 pelo Sistema Rodoviário de Classificação.

A Figura 3.3 apresenta a microscopia ótica da areia de Osório, sendo possível a visualização de grãos arredondados, de rugosidade moderada e de tamanho uniforme, aproximadamente 100-150µm, conforme escala indicativa.

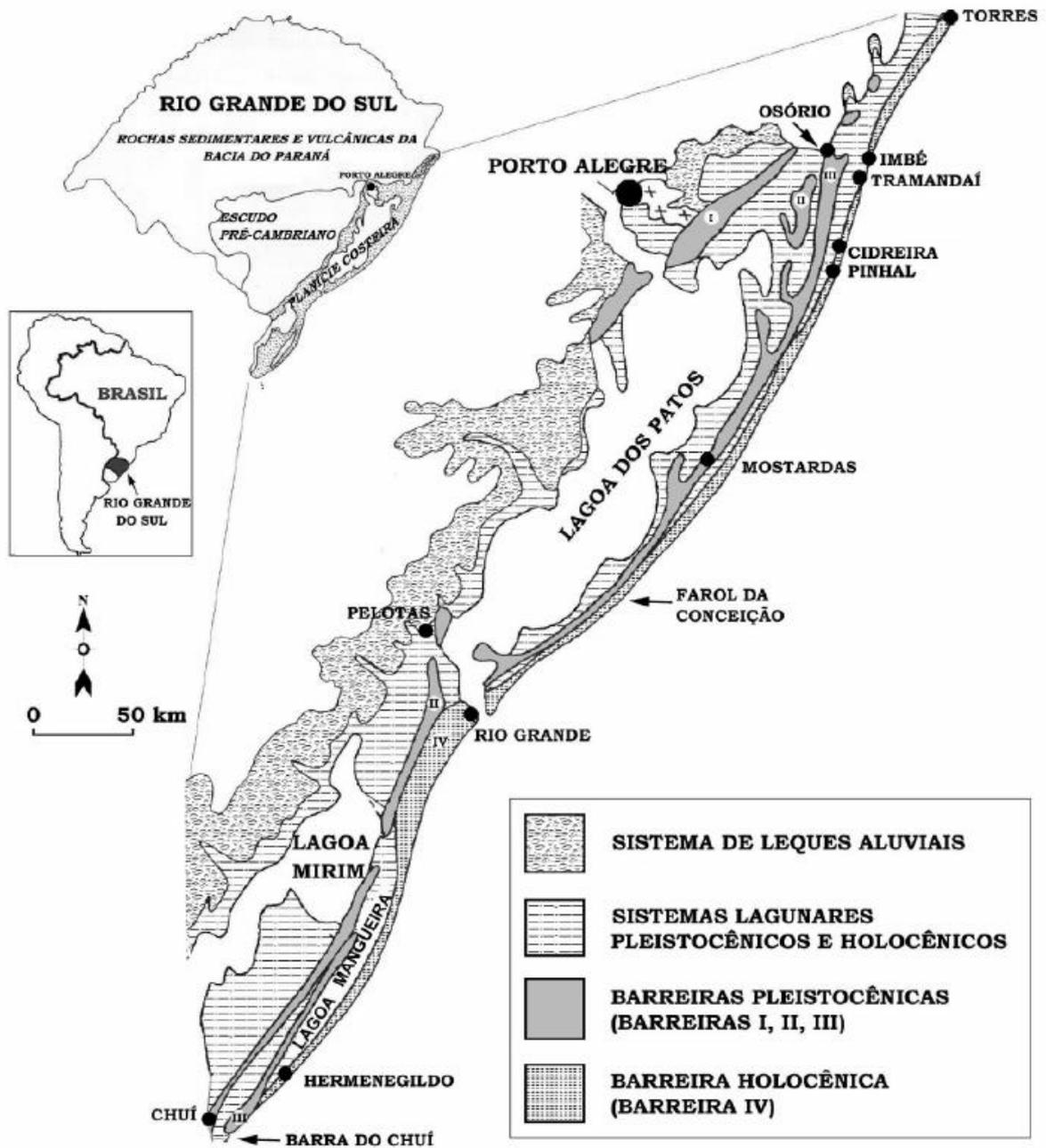


Figura 3.1: Localização do município de Osório e mapa geológico simplificado da Planície Costeira do Rio Grande do Sul (TOMAZELLI; VILLWOCK, 2000)

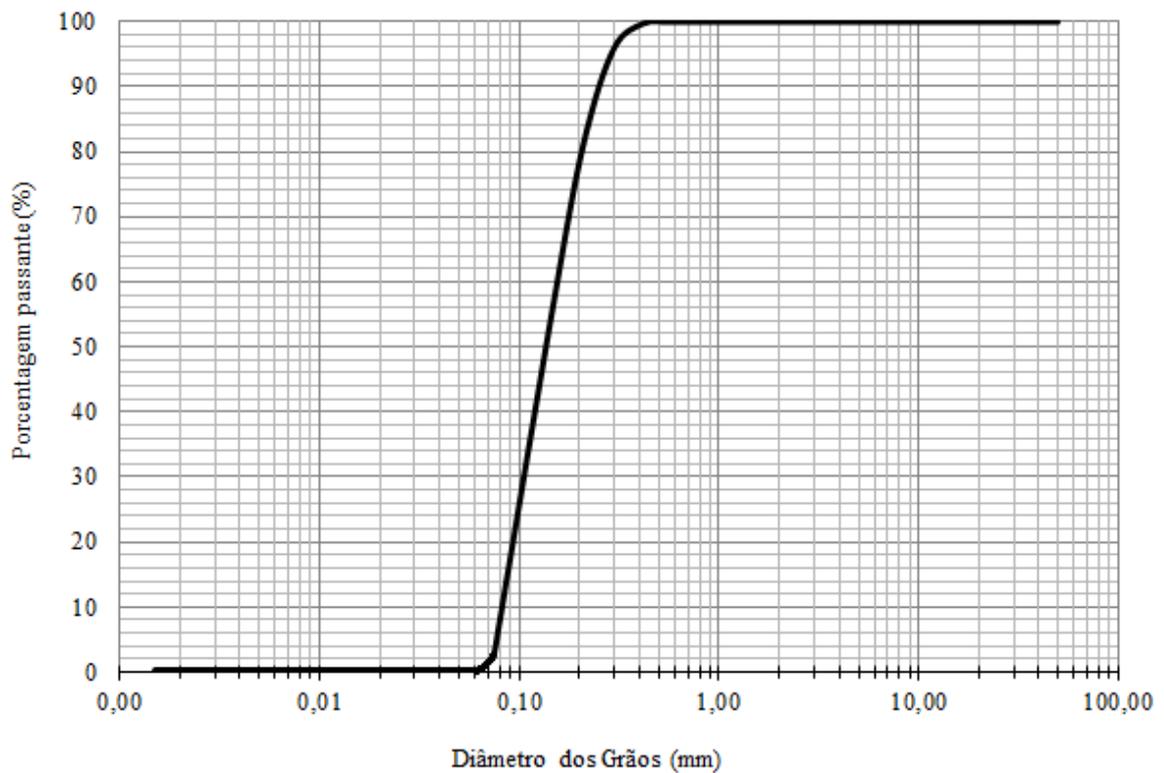
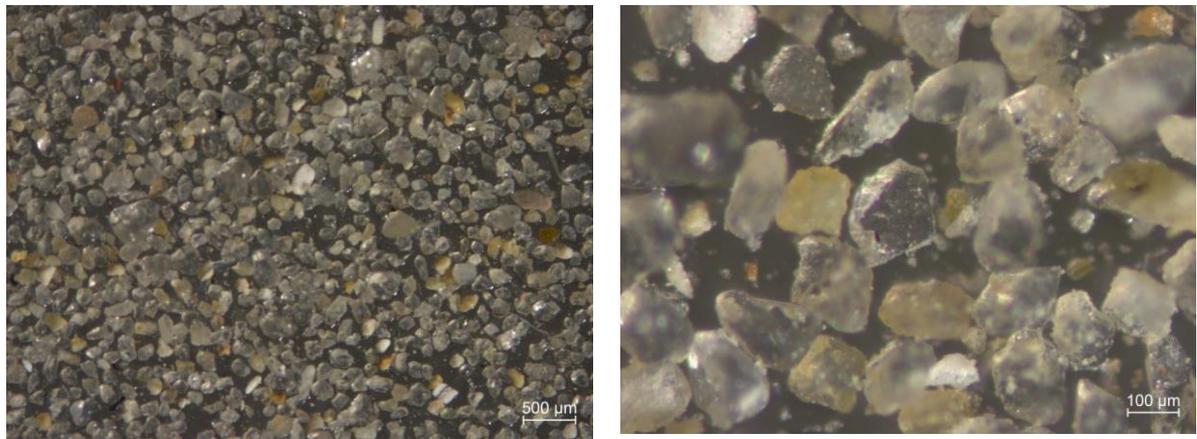


Figura 3.2: Curva de distribuição granulométrica da areia de Osório

Tabela 3.2: Índices físicos da areia de Osório

Índices físicos	Areia de Osório	Norma Técnica
Peso específico real dos grãos, G_s	2,65	NBR 6458 (ABNT, 2016b)
Coefficiente de uniformidade, C_u	1,87	
Coefficiente de curvatura, C_c	0,91	
Diâmetro, D_{10}	0,083	
Diâmetro, D_{30}	0,108	
Diâmetro, D_{60}	0,155	
Índice de vazios mínimo, $e_{\text{mín}}$	0,60*	NBR 12051 (ABNT, 1991a) – cancelada sem substituição em 2015
Índice de vazios máximo, $e_{\text{máx}}$	0,90*	NBR 12004 (ABNT, 1990) – cancelada sem substituição em 2015

Fonte: *MARQUES (2016)



(a)

(b)

Figura 3.3: Microscopia da areia de Osório

3.3.2 Agente cimentante

Optou-se pela utilização do cimento Portland de alta resistência inicial (CP V – ARI) normatizado pela NBR 5733 (ABNT, 1991b), pelo fato de ele atingir elevadas resistências com poucos dias de cura.

Segundo a ABCP (2002), a resistência à compressão simples de corpos de prova de CP V – ARI com 3 dias de cura é equivalente à resistência aos 28 dias de cura de corpos de prova moldados com CP IV e aos 7 dias de cura é equivalente aos 28 dias de cura do CP III, conforme pode ser observado na Figura 3.4. A característica de rápido ganho de resistência permite que o tempo de cura adotado para a realização dos ensaios seja de 7 dias.

A massa específica do CP V – ARI foi determinada conforme a NBR 16605 (ABNT, 2017) e corresponde a 3,15 g/cm³.

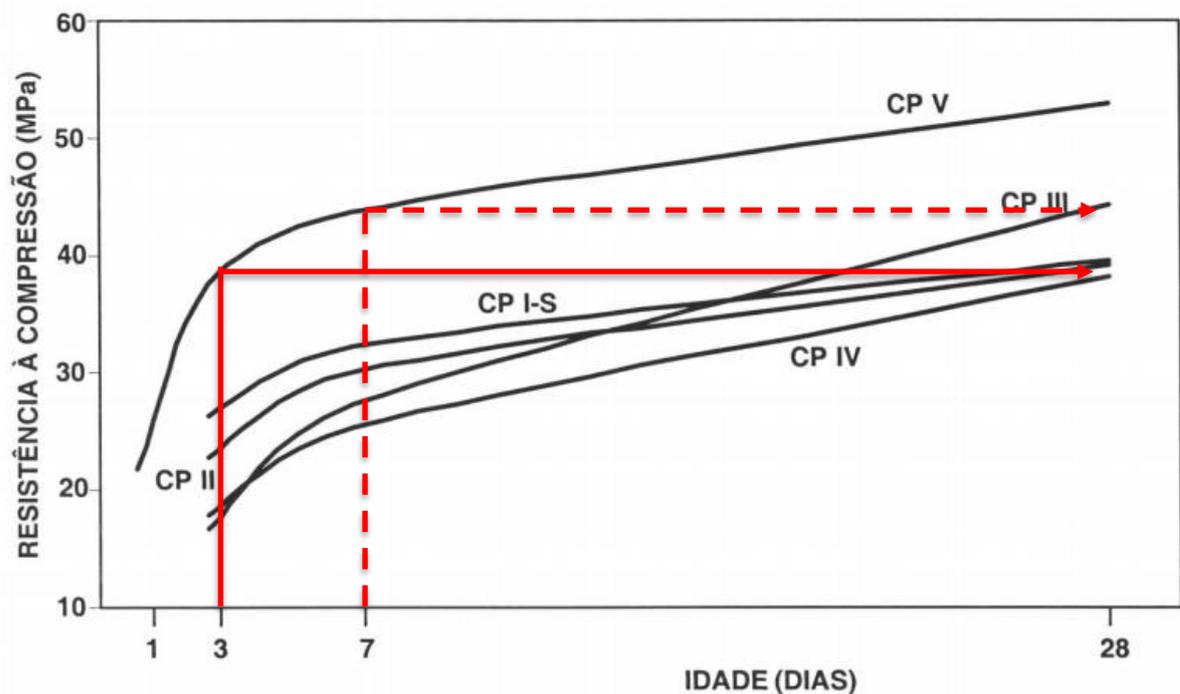


Figura 3.4: Evolução média de resistência à compressão dos distintos tipos de cimento Portland (ABCP, 2002)

3.3.3 Água

Foi utilizada água destilada para a produção das dosagens e realização dos ensaios laboratoriais. O processo de destilação da água proveniente da rede pública foi realizado no Laboratório de Ensaios Geotécnicos e Geoambientais (LEGG).

3.4 MÉTODOS

3.4.1 Preparação das amostras

A preparação das amostras de solo utilizadas na moldagem dos corpos de prova em todos os ensaios de caracterização, incluindo os procedimentos de secagem, destorroamento, peneiramento e determinação da umidade higroscópica seguiu os procedimentos da NBR 6457 (ABNT, 2016b).

3.4.2 Moldagem e cura dos corpos de prova

A moldagem dos corpos de prova para os ensaios triaxiais é realizada seguindo os procedimentos descritos pela NBR 12024 (2012a) em um molde cilíndrico tripartido de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura, ilustrado na Figura 3.5.



Figura 3.5: Molde metálico tripartido utilizado na moldagem dos corpos de prova

Os materiais secos (solo e cimento) são inicialmente pesados (Figura 3.6(a), (b)) e homogeneizados (Figura 3.6(c)) para posterior adição de água (Figura 3.6(d), (e)) e o processo de mistura continua até a completa homogeneização (Figura 3.6(f)). A quantidade necessária de solo-cimento para a confecção de um corpo de prova é dividida em três partes iguais (Figura 3.6(g), (h)), as quais são compactadas em camadas. Cada camada é compactada com um soquete manual (Figura 3.6(i), (j), (k)) e é realizada a escarificação entre camadas. Após a compactação de todas as camadas, três capsulas são retiradas para conferência do teor de umidade (Figura 3.6(l)) e o conjunto molde + solo é pesado para verificação da massa específica (Figura 3.6(m)).

No dia seguinte, aproximadamente 24 horas após o processo de moldagem, executa-se a extração do corpo de prova (Figura 3.6(n)) e averiguação das dimensões do corpo de prova (Figura 3.6(o)). O corpo de prova é então acondicionado em embalagem plástica adequadamente vedada e identificada (Figura 3.6(p)) para continuar o processo de cura com temperatura controlada de $23^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ por 7 dias (contados a partir do dia de moldagem até o cisalhamento), sendo colocado na câmara triaxial no 6º dia.



Figura 3.6: Procedimento de moldagem de um corpo de prova

Os critérios para a aceitação da amostra moldada são:

- a) peso específico aparente seco (γ_d) – grau de compactação entre 99% e 101%, sendo o grau de compactação definido como o valor de γ_d efetivamente obtido na moldagem dividido pelo valor de γ_d definido como meta;

- b) teor de umidade (w) – valor especificado de umidade $\pm 0,5\%$;
- c) dimensões – diâmetro $100 \pm 1\text{mm}$ e altura $200 \pm 2\text{mm}$.

3.4.3 Ensaio triaxiais

Todos os ensaios triaxiais consolidados isotropicamente drenados (CID) e não drenados (CIU) foram realizados no Laboratório de Ensaio Geotécnicos e Geoambientais (LEGG), em amostras de dimensões 10cm x 20cm de diâmetro e altura, respectivamente, e em conformidade com as recomendações das normas D7181 (ASTM, 2011a) e D4767 (ASTM, 2011b); as considerações acerca da correção de área foram baseadas nas referidas normas e em La Rochelle et al. (1988).

O equipamento utilizado (Figura 3.7a) conta com duas interfaces ar/água para aplicação de pressão confinante e contrapressão (Figura 3.7b), sendo as pressões medidas por três transdutores de pressão (confinante, contrapressão da base e contrapressão do topo) (Figura 3.7c) e controladas por válvulas proporcionais (Figura 3.7b). Os deslocamentos são medidos, interna e externamente, através de sensores de efeito Hall aderidos à membrana e de um transdutor de deslocamento linear fixado externamente à câmara, respectivamente. A variação de volume durante consolidação isotrópica é obtida através de um medidor externo do tipo *Imperial College* (Figura 3.7d). O carregamento é aplicado com uma taxa de deformação constante por uma prensa (Figura 3.7e) e a medida de carga é realizada externamente por uma célula de carga (Figura 3.7f).

A montagem do equipamento é realizada no sexto dia de cura do corpo de prova, posicionando-se a pedra porosa e o papel filtro devidamente saturados na base do equipamento (Figura 3.8a) e o corpo de prova sobre eles (Figura 3.8b). A membrana, previamente preparada com as marcações de fixação da instrumentação interna (Figura 3.8c), é colocada no corpo de prova com o auxílio de um molde metálico (Figura 3.8d), também utilizado para posicionar os anéis de vedação fixados no pedestal e no *top-cap* (Figura 3.8e).

Os sensores de efeito Hall são colados na membrana que envolve o corpo de prova e ajustados (Figura 3.8f), através da calibração correspondente, a fim de melhor obter as medidas internas de deformação. Após o correto posicionamento da instrumentação interna, a câmara triaxial

pode ser fechada (Figura 3.8g), o pistão e a célula de carga podem ser conectados, a reação pode ser presa e a instrumentação externa instalada (Figura 3.8h), seguindo-se com o preenchimento da câmara com água da rede pública (Figura 3.8i), atentando-se para a manutenção de pressão atmosférica dentro da câmara durante seu processo de enchimento.



Figura 3.7: Equipamento triaxial utilizado



Figura 3.8: Procedimento de montagem do ensaio triaxial

O processo de saturação da amostra acontece em três etapas: percolação de gás Carbônico (CO_2), percolação de água e aplicação de contrapressão. O processo de saturação objetiva assegurar maior dissolução das bolhas de ar na amostra e também nas linhas de drenagem (HEAD, 1998). Realiza-se o processo de percolação de CO_2 da base para o topo da amostra, durante 30 minutos, seguida da percolação de água até que o volume de água passado na amostra seja equivalente ao dobro do volume de vazios da mesma, ambas realizadas com uma

pressão efetiva de aproximadamente 20 kPa, a fim de impedir o fluxo preferencial entre o corpo de prova e a membrana. O último estágio compreende a aplicação de incrementos equivalentes de contrapressão e pressão confinante, mantendo constante a tensão efetiva (20 kPa), até atingir o valor máximo de contrapressão adotado de 180 kPa. Limitou-se a contrapressão máxima em 180 kPa, devido ao limite de tensão total suportado pela estrutura de acrílico da câmara triaxial, visto que nos ensaios com tensão média efetiva de 400 kPa a tensão confinante atinge 580 kPa.

A saturação é garantida através do monitoramento do parâmetro B de Skempton (1954), sendo considerados saturados os ensaios com $B \geq 0,9$, equivalente a solos muito rígidos ou cimentados, conforme Head (1998).

A etapa de consolidação isotrópica compreende a aplicação de incrementos de tensão de confinamento em intervalos de tempo pré-determinados até o alcance da tensão efetiva média inicial do ensaio (20 kPa, 200 kPa ou 400 kPa). Durante consolidação, as drenagens da base e topo do corpo de prova permanecem abertas, permitindo a medição da variação volumétrica através do medidor externo do tipo *Imperial College*.

As etapas de montagem do equipamento, percolação, saturação e consolidação são realizadas no sexto dia de cura do corpo de prova (primeiro dia do ensaio triaxial), restando para o dia seguinte o processo de cisalhamento.

Para o cisalhamento drenado, as válvulas da câmara triaxial permanecem abertas permitindo a aferição da variação de volume pelo medidor externo. Já para o cisalhamento não drenado, as válvulas são fechadas, permitindo-se apenas a leitura da poropressão gerada durante carregamento através dos transdutores de pressão.

4 RESULTADOS E ANÁLISES

Este capítulo aborda todos os resultados obtidos durante o desenvolvimento desta pesquisa juntamente com a sua análise. Em um primeiro momento, são abordados os resultados dos 17 ensaios triaxiais drenados e não drenados realizados por este programa experimental com uma análise básica de seus resultados. Após a exposição de todos os resultados experimentais, realiza-se análises tensão-dilatância, abordam-se conceitos do estado crítico e, por fim, analisa-se a influência da adoção dos parâmetros ψ e η/C_{iv} , parâmetros de estado para areias e para areias cimentadas, respectivamente. Para todas as análises realizadas nesse segundo momento, são utilizados dados experimentais do banco de dados do LEGG, referente a pesquisas anteriores de Casagrande (2005), Cruz (2008), Festugato (2008), Santos et al. (2010a) e Marques (2016).

4.1 ENSAIOS TRIAXIAIS

Esta seção apresenta os resultados dos ensaios triaxiais drenados e não drenados realizados nesta pesquisa. São apresentadas observações referentes ao comportamento tensão-deformação, variação volumétrica e geração de propressão e trajetórias de tensões.

Conforme apresentado na Tabela 3.1, foi organizada uma rotina de ensaios triaxiais que contempla ensaios drenados e não drenados, distribuídos em dois η/C_{iv} , existindo, dentro de cada η/C_{iv} , dois grupos distintos de ensaios: um com menor teor de cimento e menor porosidade; e outro com maior teor de cimento e maior porosidade, de tal forma que a razão entre porosidade e teor volumétrico de cimento mantenha-se constante.

A Tabela 4.1 apresenta todos os ensaios realizados organizados dentro de seus respectivos grupos e permite uma melhor observação dos ensaios correspondentes. Os ensaios de códigos 02, 05, 08, 10 e 11 foram realizados de forma drenada e não drenada, possibilitando a comparação de seus comportamentos em relação ao tipo de drenagem. Os ensaios de códigos 02 e 05, assim como os ensaios 08 e 11, são análogos, ou seja, possuem o mesmo η/C_{iv} , e foram ensaiados com a mesma tensão de confinamento, porém pertencem a grupos diferentes, conforme evidenciado pela Tabela 4.1.

Os ensaios hachurados na Tabela 4.1 foram aqueles utilizados para traçar as envoltórias de resistência apresentadas nas Figuras 4.9 e 4.10.

Tabela 4.1: Representação dos grupos de ensaios triaxiais

	η/C_{iv}	Grupo	CID	CIU
01	30	$\downarrow \%C \downarrow \eta$		A+C(n/Civ = 30) p'i = 020 kPa C = 3,00% e = 0,756 - CIU
02			A+C(n/Civ = 30) p'i = 200 kPa C = 3,00% e = 0,738 - CID	A+C(n/Civ = 30) p'i = 200 kPa C = 3,00% e = 0,757 - CIU
03				A+C(n/Civ = 30) p'i = 400 kPa C = 3,00% e = 0,759 - CIU
04		$\uparrow \%C \uparrow \eta$	A+C(n/Civ = 30) p'i = 020 kPa C = 3,30% e = 0,814 - CID	
05			A+C(n/Civ = 30) p'i = 200 kPa C = 3,30% e = 0,804 - CID	A+C(n/Civ = 30) p'i = 200 kPa C = 3,30% e = 0,791 - CIU
06			A+C(n/Civ = 30) p'i = 400 kPa C = 3,30% e = 0,827 - CID	
07	17	$\downarrow \%C \downarrow \eta$	A+C(n/Civ = 17) p'i = 020 kPa C = 5,20% e = 0,736 - CID	
08			A+C(n/Civ = 17) p'i = 200 kPa C = 5,20% e = 0,709 - CID	A+C(n/Civ = 17) p'i = 200 kPa C = 5,20% e = 0,725 - CIU
09			A+C(n/Civ = 17) p'i = 400 kPa C = 5,20% e = 0,718 - CID	
10		$\uparrow \%C \uparrow \eta$	A+C(n/Civ = 17) p'i = 020 kPa C = 6,00% e = 0,788 - CID	A+C(n/Civ = 17) p'i = 020 kPa C = 6,00% e = 0,809 - CIU
11			A+C(n/Civ = 17) p'i = 200 kPa C = 6,00% e = 0,860 - CID	A+C(n/Civ = 17) p'i = 200 kPa C = 6,00% e = 0,838 - CIU
12				A+C(n/Civ = 17) p'i = 400 kPa C = 6,00% e = 0,819 - CIU

4.1.1 Comportamento tensão-deformação

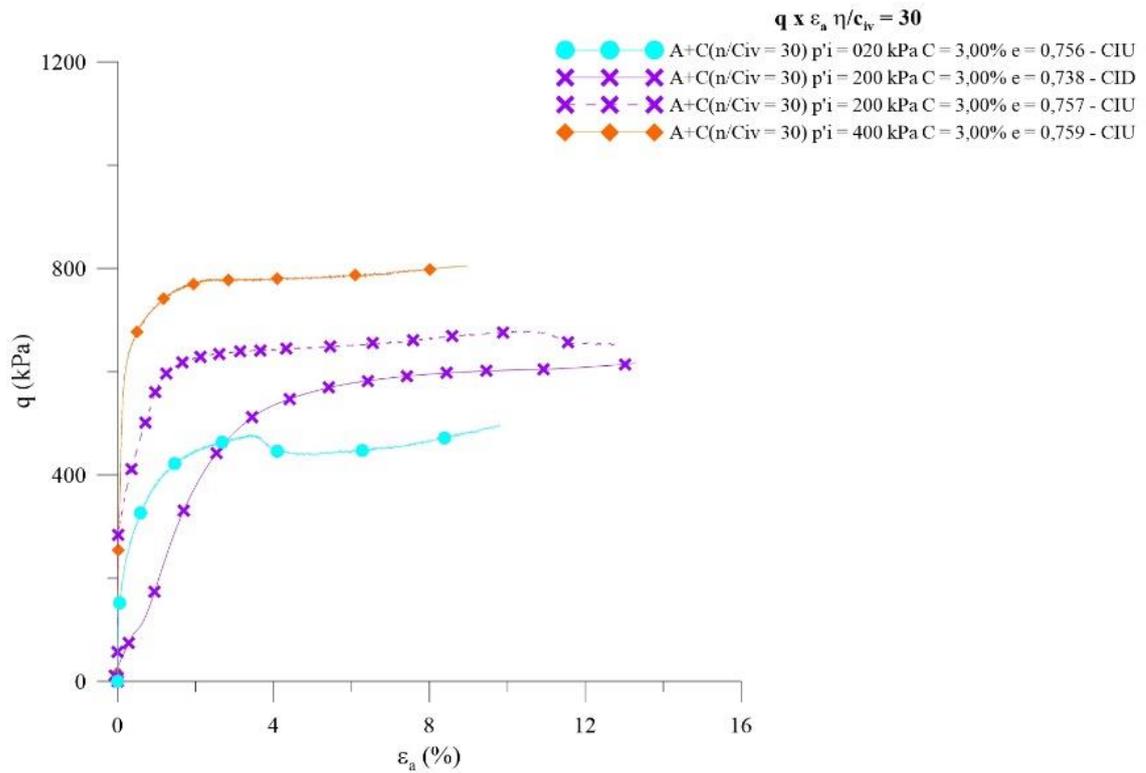
As Figuras 4.1, 4.2, 4.3 e 4.4 mostram os resultados de todos os triaxiais realizados, no espaço q' versus ϵ_a , e as imagens representativas de seus modos de ruptura.

Pode-se verificar, em relação à variação do η/C_{iv} , que os ensaios seguem a tendência apresentada por Cruz (2008), Consoli et al. (2009b, 2012a, 2012b), Marques (2016), entre outros pesquisadores, sendo alcançada uma maior resistência quanto menor a razão η/C_{iv} e quanto maior a tensão de confinamento.

Nos quatro conjuntos de ensaios realizados, foi observado um aumento da rigidez inicial na curva tensão-deformação quando o confinamento foi aumentado de 20 kPa para 200 kPa, enquanto os ensaios consolidados até uma $p'i = 400$ kPa apresentam-se menos rígidos. O referido comportamento pode ser decorrente da quebra da cimentação durante compressão isotrópica, conforme explicado por Coop e Atkinson (1993) e Cuccovillo e Coop (1999) e apresentado no item 2.3.4. Salienta-se que a avaliação de rigidez foi realizada apenas de forma observacional, não tendo sido calculada, visto que nem todas as medidas internas de deformação mostraram-se confiáveis, assim como por não ser o escopo desse estudo. As medidas internas de deformação não puderam ser utilizadas nos ensaios $A+C(n/Civ = 30) p'i = 200 \text{ kPa } C = 3,00\% e = 0,738 - CID$ e $A+C(n/Civ = 30) p'i = 020 \text{ kPa } C = 3,30\% e = 0,814 - CID$ (códigos 02 e 04 CID da Tabela 4.1).

Analisando as ilustrações dos modos de ruptura, percebe-se na Figura 4.1, ensaios com $\eta/Civ = 30$ e menores teores de cimento e porosidades, que os ensaios com tensão efetiva de 20 kPa e 200 kPa formaram uma superfície de cisalhamento, enquanto o ensaio com 400 kPa de tensão efetiva embarrigou e rompeu em uma das camadas. Já nos ensaios com maiores teores de cimento e porosidades, apresentados na Figura 4.2, observou-se a formação de um plano de cisalhamento apenas nos ensaios com confinamentos de 20 kPa e 200 kPa drenados. Percebe-se que a porosidade mostrou controlar o comportamento dessas misturas, possivelmente devido aos baixos teores de cimento adotados (3,00% e 3,30%), uma vez que se aumentou a cimentação e a porosidade, e os corpos de prova apresentaram uma transição de uma ruptura com formação de um plano bem definido de cisalhamento para uma ruptura por embarrigamento, como pode ser exemplificado pelos ensaios $A+C(n/Civ = 30) p'i = 200 \text{ kPa } C = 3,00\% e = 0,757 - CIU$ e $A+C(n/Civ = 30) p'i = 200 \text{ kPa } C = 3,30\% e = 0,791 - CIU$ (códigos 05 CIU da Tabela 4.1).

Todos os ensaios com $\eta/Civ = 17$ apresentaram a formação de uma superfície de cisalhamento, conforme pode ser observado nas Figuras 4.3 e 4.4.



A+C(n/Civ = 30) p'i = 020 kPa
C = 3,00% e = 0,756 - CIU



A+C(n/Civ = 30) p'i = 200 kPa
C = 3,00% e = 0,738 - CID

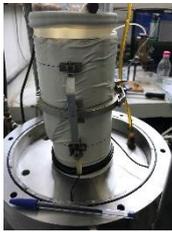
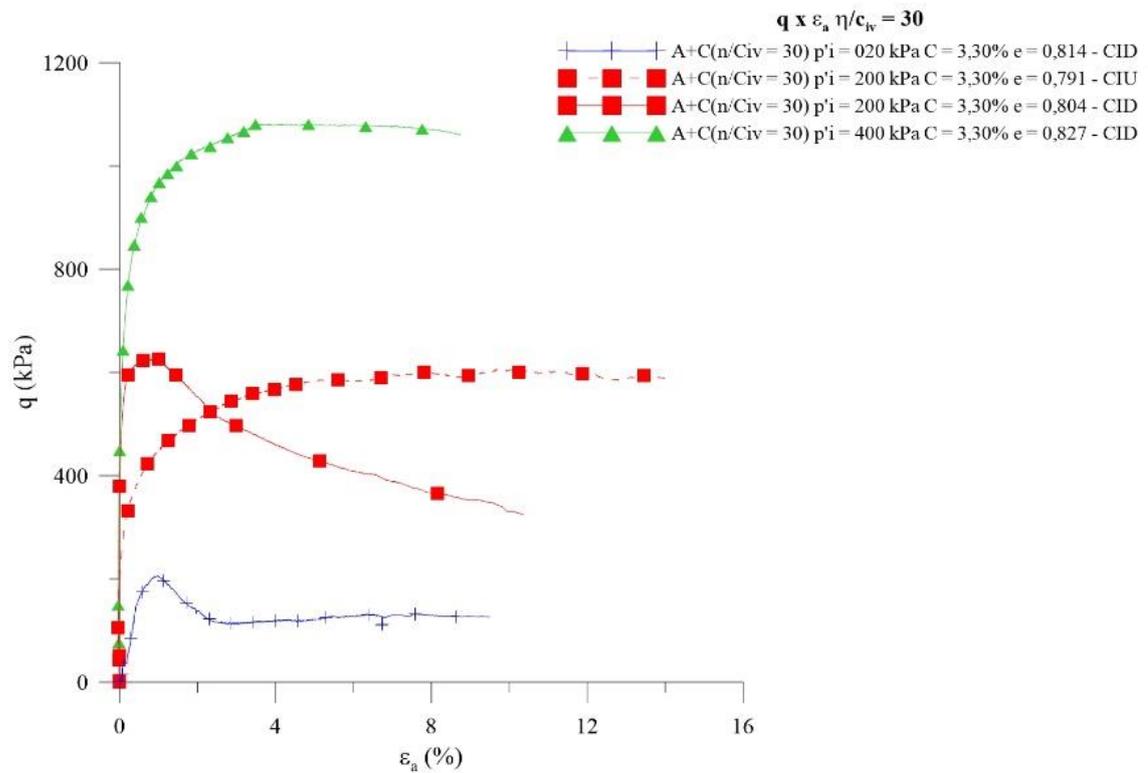


A+C(n/Civ = 30) p'i = 200 kPa
C = 3,00% e = 0,757 - CIU



A+C(n/Civ = 30) p'i = 400 kPa
C = 3,00% e = 0,759 - CIU

Figura 4.1: Curvas tensão-deformação axial para o $n/C_{iv} = 30$ das amostras com menor teor de cimento e menor porosidade



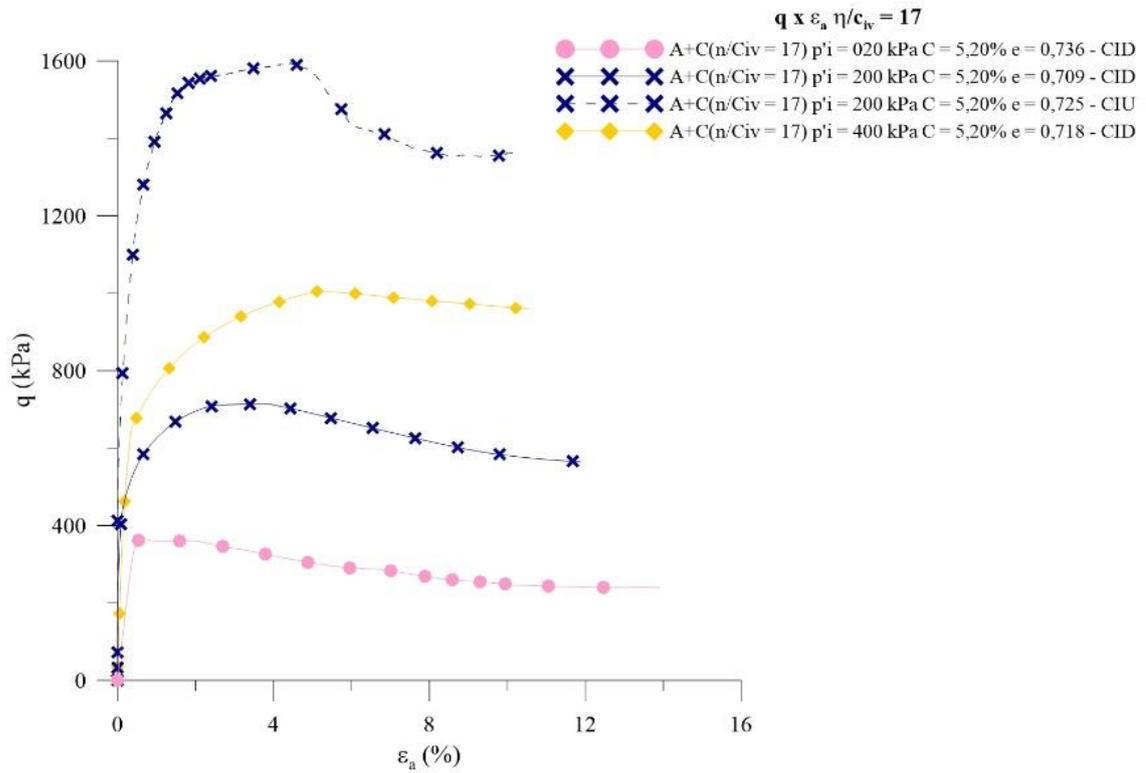
A+C(n/Civ = 30) p'i = 020 kPa
C = 3,30% e = 0,814 - CID

A+C(n/Civ = 30) p'i = 200 kPa
C = 3,30% e = 0,804 - CID

A+C(n/Civ = 30) p'i = 200 kPa
C = 3,30% e = 0,791 - CIU

A+C(n/Civ = 30) p'i = 400 kPa
C = 3,30% e = 0,827 - CID

Figura 4.2: Curvas tensão-deformação axial para o n/Civ = 30 das amostras com maior teor de cimento e maior porosidade



A+C(n/Civ = 17) p'i = 020 kPa
C = 5,20% e = 0,736 - CID

A+C(n/Civ = 17) p'i = 200 kPa
C = 5,20% e = 0,709 - CID

A+C(n/Civ = 17) p'i = 200 kPa
C = 5,20% e = 0,725 - CIU

A+C(n/Civ = 17) p'i = 400 kPa
C = 5,20% e = 0,718 - CID

Figura 4.3: Curvas tensão-deformação axial para o n/Civ = 17 das amostras com menor teor de cimento e menor porosidade

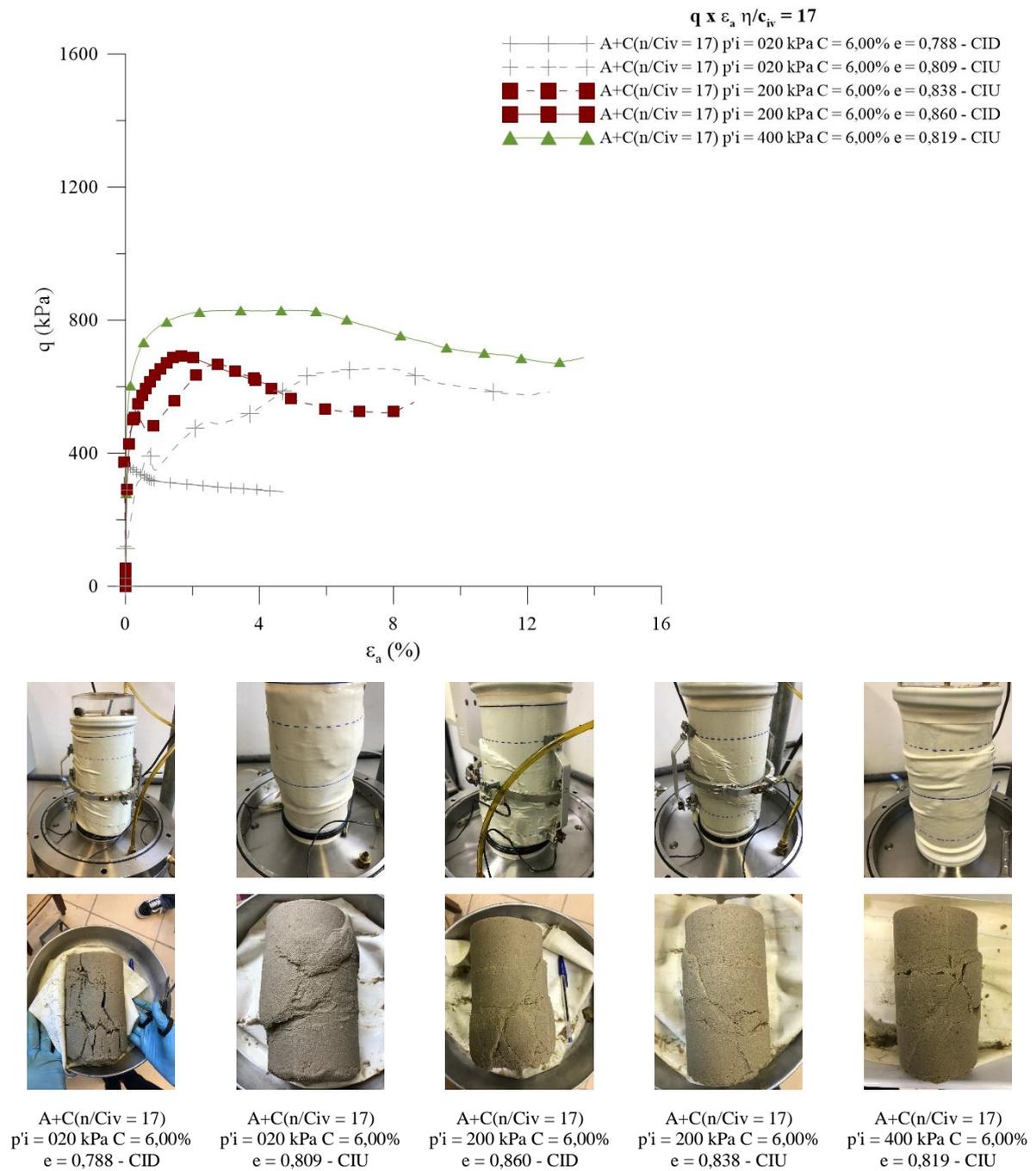


Figura 4.4: Curvas tensão-deformação axial para o $n/Civ = 17$ das amostras com maior teor de cimento e maior porosidade

4.1.2 Variação volumétrica e geração de poropressão-deformação axial

Em relação ao comportamento de variação de volume e geração de poropressão (vide Figuras 4.5, 4.6, 4.7 e 4.8), os ensaios, em geral, apresentaram uma tendência contrativa no início do cisalhamento, verificada através das leituras de poropressão positivas nos ensaios CIU, seguidas de uma tendência expansiva, com geração de poropressão negativa nos ensaios não drenados.

Em um mesmo conjunto de ensaios verifica-se que quanto maior o confinamento maior a compressão, e de forma análoga, maior a geração de poropressão positiva no início do cisalhamento. Já a tendência expansiva aumenta com a diminuição do η/C_{iv} e da pressão efetiva (p'_i) no início do cisalhamento, conforme esperado e relatado em estudos de Coop e Wilson (2003), Cruz (2008), Consoli et al. (2012b) e Marques (2016).

Os ensaios $A+C(n/C_{iv} = 30) p'_i = 200 \text{ kPa } C = 3,00\% e = 0,738 - CID$ e $A+C(n/C_{iv} = 30) p'_i = 200 \text{ kPa } C = 3,30\% e = 0,804 - CID$ (códigos 02 e 05 CID da Tabela 4.1) são análogos, ambos possuem o mesmo η/C_{iv} e foram ensaiados com a mesma tensão de confinamento, porém variam o teor de cimento e o índice de vazios. Ainda, ambos comprimiram durante cisalhamento, porém o primeiro, aquele com menor porosidade (código 02), apresentou uma variação volumétrica menor (Figura 4.5(b)). De forma condizente, os ensaios $A+C(n/C_{iv} = 30) p'_i = 200 \text{ kPa } C = 3,00\% e = 0,757 - CIU$ e $A+C(n/C_{iv} = 30) p'_i = 200 \text{ kPa } C = 3,30\% e = 0,791 - CIU$ (códigos 02 e 05 CIU da Tabela 4.1) apresentaram semelhantes gerações de poropressão positiva na fase inicial do cisalhamento, porém o ensaio com menor cimentação e menor porosidade (código 02) apresentou uma maior tendência expansiva ao final do cisalhamento, gerando poropressão negativa (Figura 4.6(b)). A mesma tendência de maior geração de poropressão negativa para os ensaios com menor porosidade foi observada em Foppa (2005) e Consoli et al. (2007a) em ensaios triaxiais não drenados em arenito Botucatu.

A Figura 4.7 permite a comparação entre os ensaios $A+C(n/C_{iv} = 17) p'_i = 020 \text{ kPa } C = 5,20\% e = 0,736 - CID$ e $A+C(n/C_{iv} = 17) p'_i = 020 \text{ kPa } C = 6,00\% e = 0,788 - CID$ (códigos 07 e 10 CID da Tabela 4.1) com um confinamento de 20 kPa e $A+C(n/C_{iv} = 17) p'_i = 200 \text{ kPa } C = 5,20\% e = 0,709 - CID$ e $A+C(n/C_{iv} = 17) p'_i = 200 \text{ kPa } C = 6,00\% e = 0,860 - CID$ (códigos 08 e 11 CID da Tabela 4.1) com uma tensão efetiva de 200 kPa. Para os ensaios com $p'_i = 20 \text{ kPa}$, aquele com menor teor de cimento e menor porosidade apresentou um comportamento menos rígido na curva tensão-deformação axial (Figura 4.7(a)) e comprimiu mais do que o corpo de prova com maior teor de cimento e maior porosidade durante a fase inicial do

cisalhamento, todavia, ambos expandiram ao decorrer do ensaio (Figura 4.7(b)). Para os ensaios com confinamento intermediário ($p'_i = 200$ kPa) a situação é um pouco diferente, enquanto o corpo de prova $A+C(n/Civ = 17)$ $p'_i = 200$ kPa $C = 5,20\%$ $e = 0,709$ – CID inicialmente comprime e depois expande, a amostra $A+C(n/Civ = 17)$ $p'_i = 200$ kPa $C = 6,00\%$ $e = 0,860$ – CID apenas diminuiu de volume (Figura 4.7(b)). Tal fato pode ser explicado pelo seu maior índice de vazios em comparação com seu grupo de ensaios ($e = 0,86$, quando deveria ser em torno de $e = 0,80$ como os demais), então, provavelmente seu comportamento foi ditado pela maior porosidade que se sobrepôs ao efeito da maior cimentação.

Ao confrontar os dois ensaios realizados com tensões intermediárias ($p'_i = 200$ kPa) na Figura 4.8 (códigos 08 e 11 CIU da Tabela 4.1), percebe-se que a amostra $A+C(n/Civ = 17)$ $p'_i = 200$ kPa $C = 5,20\%$ $e = 0,725$ – CIU apresentou uma excessiva geração de poropressão negativa, ocasionando um acréscimo relevante na sua resistência, de forma destoante com todos os outros ensaios realizados. O referido ensaio foi repetido, com uma maior contrapressão, a fim de evitar que ocorresse cavitação na amostra, mas o resultado manteve-se, conforme será comprovado a seguir na Figura 4.11. O espécimen $A+C(n/Civ = 17)$ $p'_i = 200$ kPa $C = 6,00\%$ $e = 0,838$ – CIU gerou apenas poropressão positiva.

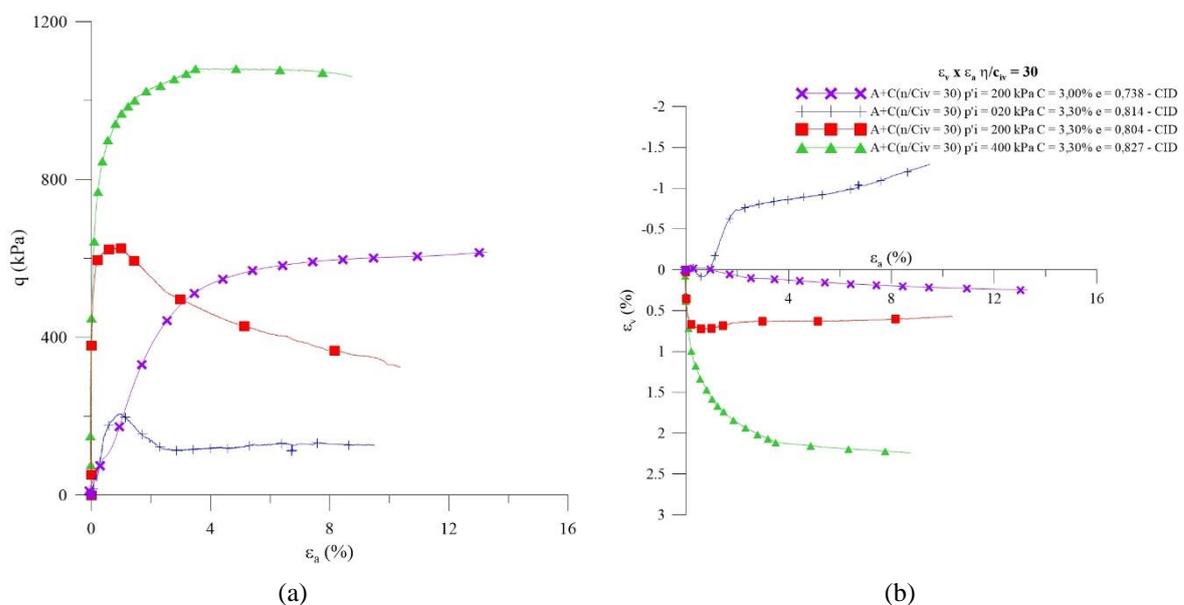


Figura 4.5: Ensaio CID para o $n/Civ = 30$: (a) Curvas tensão-deformação axial; (b) Curvas deformação volumétrica-deformação axial

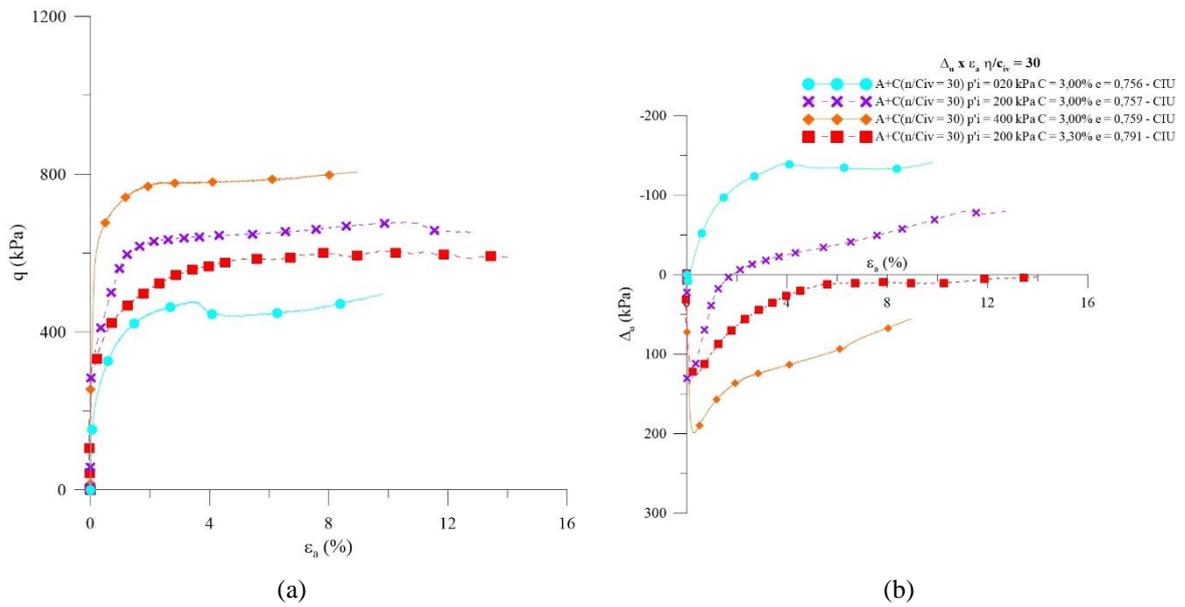


Figura 4.6: Ensaio CIU para o $n/C_{iv} = 30$: (a) Curvas tensão-deformação axial; (b) Curvas variação da poropressão-deformação axial

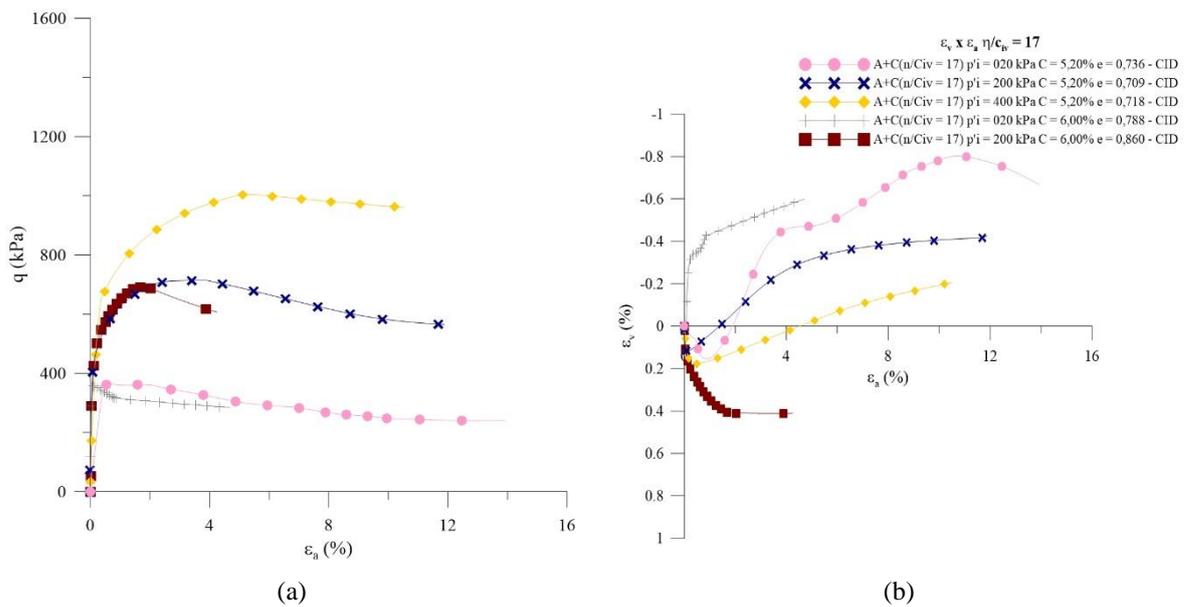


Figura 4.7: Ensaio CID para o $n/C_{iv} = 17$: (a) Curvas tensão-deformação axial; (b) Curvas deformação volumétrica-deformação axial

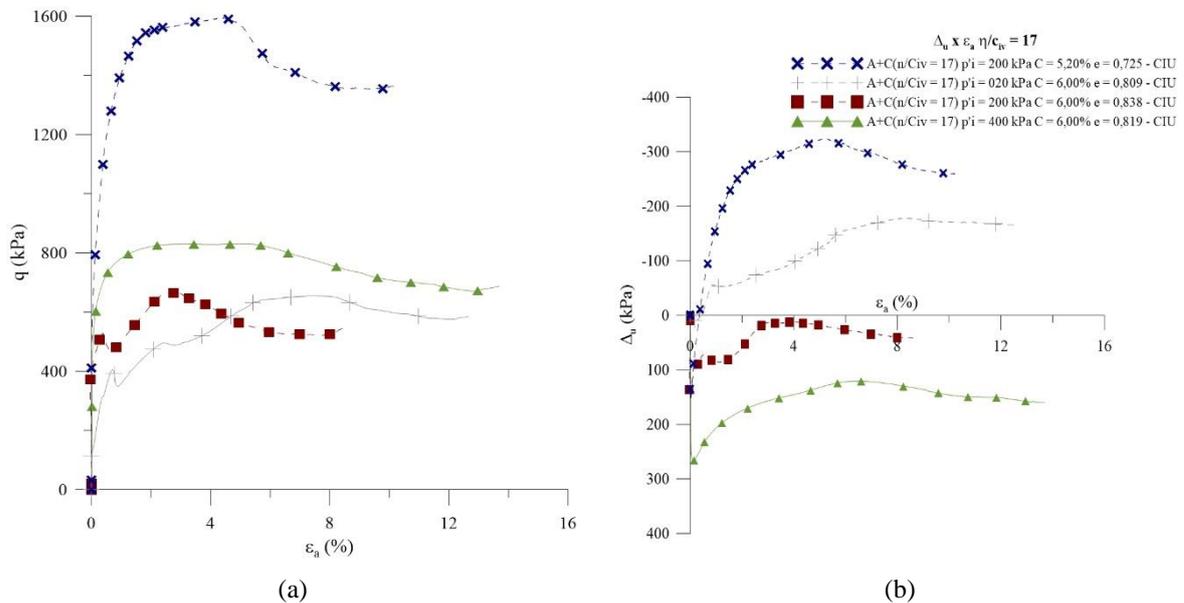


Figura 4.8: Ensaio CIU para o $n/C_{iv} = 17$: (a) Curvas tensão-deformação axial; (b) Curvas variação da poropressão-deformação axial

4.1.3 Trajetórias de tensões

As trajetórias de tensões, no espaço p' versus q , estão detalhadas nas Figuras 4.9 e 4.10. As envoltórias foram definidas utilizando três ensaios drenados pertencentes a um mesmo grupo, ou seja, amostras com o mesmo teor de cimento e índices de vazios similares, conforme visualmente destacado na Tabela 4.1. Após a definição das envoltórias para cada η/C_{iv} (17 e 30), todas as trajetórias foram incluídas nos gráficos.

Todos os ensaios de um mesmo η/C_{iv} são limitados por sua respectiva envoltória de resistência, demonstrando que, embora existam variações no teor de cimentação e na porosidade das amostras, é a razão entre estas duas propriedades que realmente controla o comportamento de solos cimentados. Ainda que as amostras tenham sido moldadas em diferentes dosagens (maiores ou menores porosidades e teor de cimento) e submetidas a diferentes trajetórias de carregamento (ensaios drenados ou não drenados), apenas o valor do parâmetro η/C_{iv} parece definir a envoltória de resistência do sistema.

Os ensaios não drenados apresentaram a tendência de “andar” sobre a envoltória, permitindo sua clara identificação. Esse fenômeno está relacionado com a contínua diminuição da poropressão nas amostras (geração de poropressão negativa) após atingirem a superfície de

ruptura. A comparação entre as trajetórias dos ensaios drenados e não-drenados pode ser melhor observada na Figura 4.12.

Ainda que os valores de q' alcançados na ruptura possam ser extremamente diferentes em ensaios drenados e não drenados, pois a variação da poropressão nos ensaios CIU proporciona um estado de tensões completamente distinto, ambas as trajetórias de carregamento obedecem à mesma envoltória de resistência. Evidencia-se que, embora o parâmetro η/C_{iv} seja capaz de controlar a resistência apenas em ensaios com condições de tensão efetiva constante (não confinados ou triaxiais drenados), ele é capaz de controlar a envoltória de qualquer trajetória de carregamento.

Os valores encontrados para o ângulo de atrito interno da areia cimentada para os $\eta/C_{iv} = 30$ e 17 possuem a mesma ordem de grandeza e são semelhantes ao encontrado por Cruz (2008), ainda que o referido autor tenha utilizado outro tipo de cimento, sendo eles $\phi' = 32^\circ$ para $\eta/C_{iv} = 30$ e $\phi' = 27^\circ$ para $\eta/C_{iv} = 17$. Evidencia-se que o ângulo de atrito interno não sofreu uma grande influência do η/C_{iv} nos estudos analisados, uma vez que o ϕ' da areia de Osório sem cimentação está em torno de $31,5^\circ$, conforme estudos de Marques (2016).

O intercepto coesivo aumentou com a diminuição do η/C_{iv} , conforme comportamento esperado, já que reflete a coesão verdadeira das amostras, sendo, portanto, uma medida efetiva do grau de cimentação (SCHNAID et al., 2001). Obtiveram-se valores de $c' = 45,13$ kPa para $\eta/C_{iv} = 30$ e $c' = 107,29$ kPa para $\eta/C_{iv} = 17$.

Clough et al. (1981) e Akinmusuru (1987), conforme abordado no item 2.3.3, também afirmam que o ângulo de atrito interno parece não ser alterado pela cimentação, sendo essa responsável apenas pelo acréscimo de resistência devido ao incremento da coesão advinda da cimentação entre partículas.

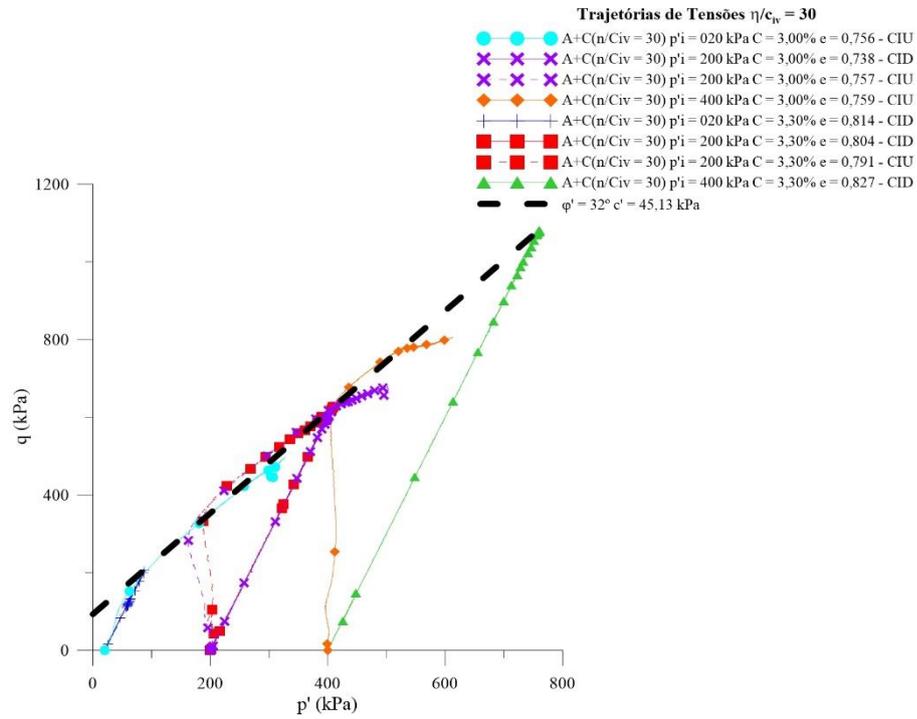


Figura 4.9: Trajetórias de tensões e envoltórias de resistência para um $\eta/C_{iv} = 30$

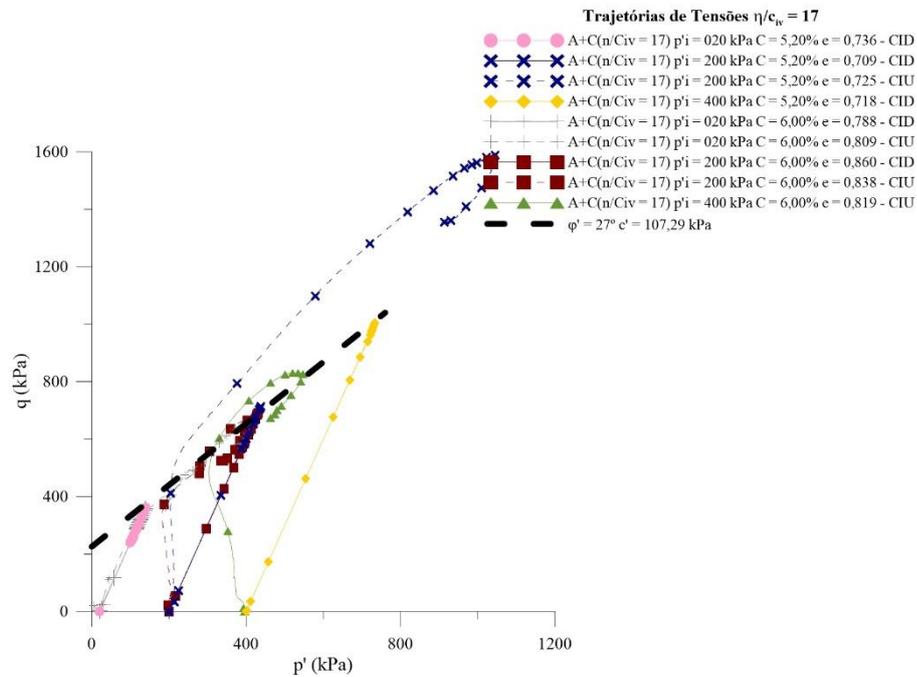


Figura 4.10: Trajetórias de tensões e envoltórias de resistência para um $\eta/C_{iv} = 30$

Conforme supracitado, o ensaio de código 08 da Tabela 4.1 apresentou uma geração de poropressão negativa muito maior do que todos os outros realizados, ocasionando em um acréscimo do seu valor de resistência não drenada. Pode ser observado na Figura 4.11, que a trajetória de tensões seguida pelo referido ensaio ultrapassou a envoltória de resistência definida pelos ensaios CID de mesmo η/C_{iv} . Inicialmente, cogitou-se a hipótese de cavitação dessa amostra, pois a tensão efetiva no interior da mesma chegou a -60 kPa, tendo sido aplicada uma contrapressão de 180 kPa. Na tentativa de contrapor o resultado anterior, realizou-se um novo ensaio adotando uma contrapressão de 380 kPa, porém o mesmo resultado foi encontrado, ainda que se garanta que o fenômeno da cavitação não ocorreu.

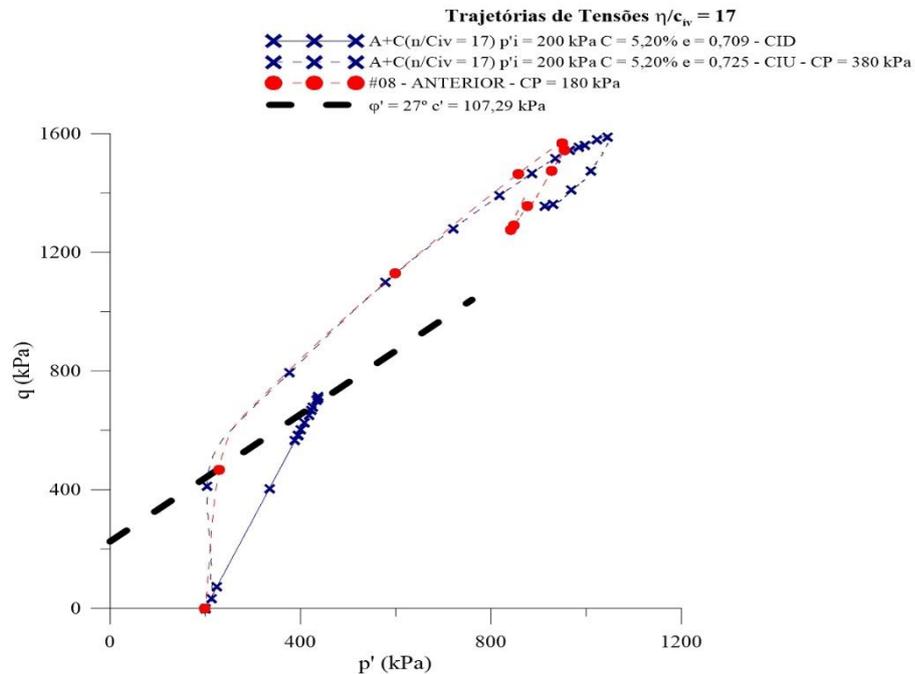


Figura 4.11: Trajetórias de tensões para o ensaio 08 drenada e não-drenadas executadas com diferentes contrapressões

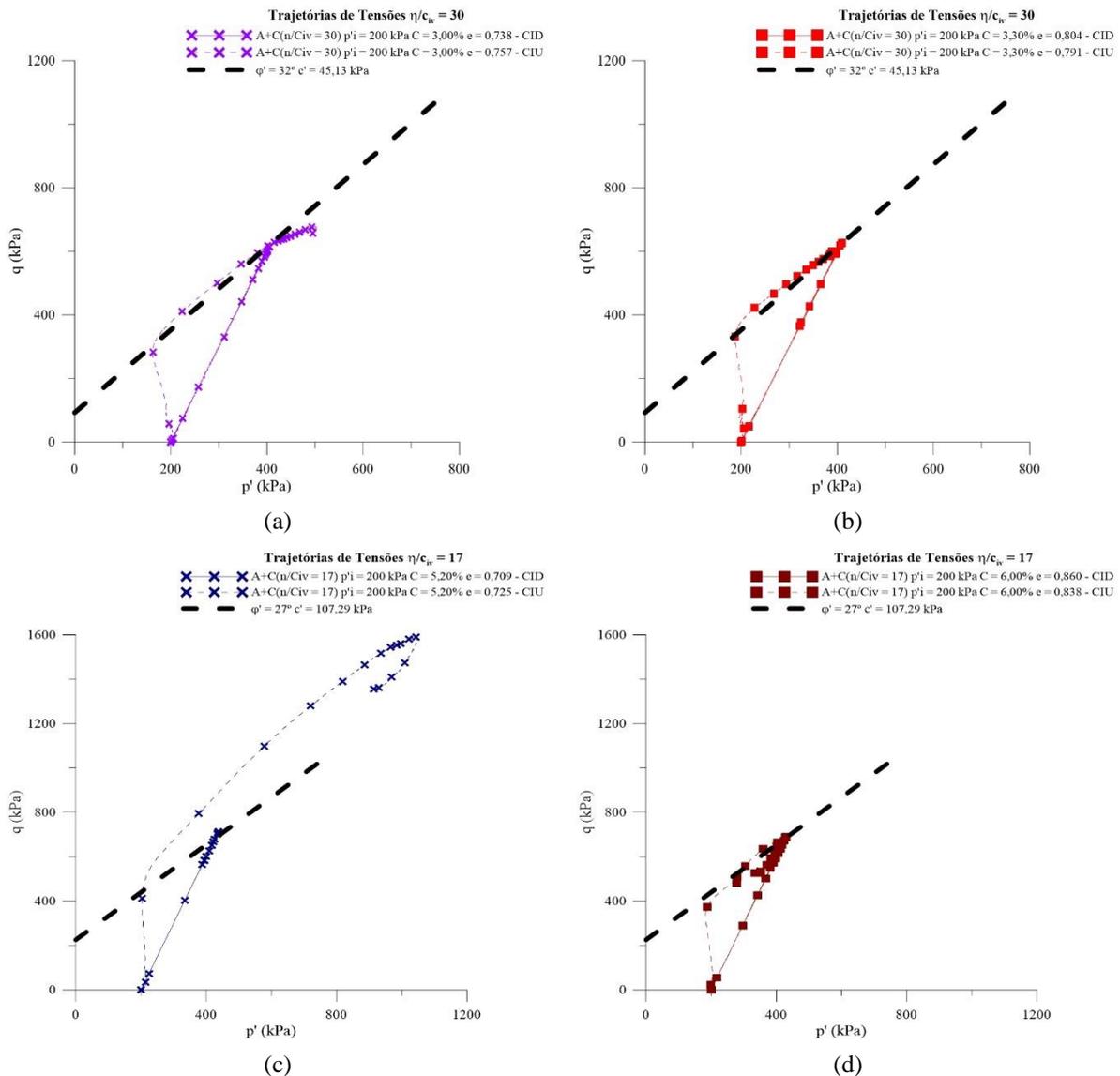


Figura 4.12: Comparação entre trajetórias de tensões de ensaios drenados e não drenados: (a) ensaios 02; (b) ensaios 05; (c) ensaios 08; e (d) ensaios 11, códigos conforme Tabela 4.1

4.2 ANÁLISE TENSÃO-DILATÂNCIA

Durante o cisalhamento, em um ensaio triaxial, o solo pode apresentar tendências de comportamento dilatante ou compressivo. Amostras com maiores índices de vazios, menores densidades relativas, localizadas à direita da linha do estado crítico, ensaiadas com altas tensões de confinamento, com fraca cimentação ou não cimentadas, possuem a tendência de comprimir durante o cisalhamento e não apresentar picos de resistência. Situações opostas decorrem na tendência de expansão e presença de picos de resistência na curva tensão-deformação.

Conforme descrito pela Equação (13) e ilustrado pela Figura 2.13, o somatório entre a relação de tensões q/p' e a taxa de dilatância ($\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$), resultam na constante M , de tal forma que quando a dilatância é nula (volume constante de deformação), a relação $q/p' = M$, cujo gradiente possibilita a determinação do ângulo de atrito interno no estado crítico (ϕ'_c) (Equação 12).

A Figura 4.13 reúne os resultados de todos os ensaios triaxiais realizados nesta pesquisa, no espaço q/p' versus deformação distorcional. Percebe-se que para maiores deformações, os ensaios se encaminham em direção ao estado crítico (M). Verifica-se uma variação no entorno do valor de $M = 1,25$ determinado por Marques (2016), citam-se alguns fatores que contribuem para esta ocorrência: as dificuldades impostas pelo ensaio em garantir maiores deformações; a formação de um plano de ruptura durante o cisalhamento, fazendo com que a amostra deixe de ser um material contínuo; e a alteração granulométrica a partir da inserção de diferentes teores de cimento em cada ensaio.

Para baixas tensões de confinamento, observa-se uma resistência de pico bem pronunciada, seguido de um *strain-softening* em direção ao estado crítico. Acredita-se que os ensaios $A+C(n/C_{iv} = 17) p'i = 020 \text{ kPa } C = 5,20\% e = 0,736 - CID$ e $A+C(n/C_{iv} = 17) p'i = 020 \text{ kPa } C = 6,00\% e = 0,788 - CID$ (códigos 07 e 10 CID da Tabela 4.1), se submetidos a maiores deformações, também se enquadrariam na faixa demarcada na Figura 4.13, assim como o comportamento demonstrado pela amostra $A+C(n/C_{iv} = 30) p'i = 020 \text{ kPa } C = 3,00\% e = 0,756 - CIU$ (código 01 CIU da Tabela 4.1). Nesse caso, as deformações impostas foram suficientes para desagregar a estrutura conferida pela baixa cimentação.

Em ensaios com tensões de consolidação mais altas $p'i = 200 \text{ kPa}$ - para as amostras menos cimentadas - e $p'i = 400 \text{ kPa}$ - para todas as dosagens estudadas - a plastificação ocorre bem antes da máxima relação entre tensões, que só é alcançada em grandes deformações, delineando uma curva dúctil, comportamento semelhante ao apresentado por espécimes de areia fofa sem cimentação.

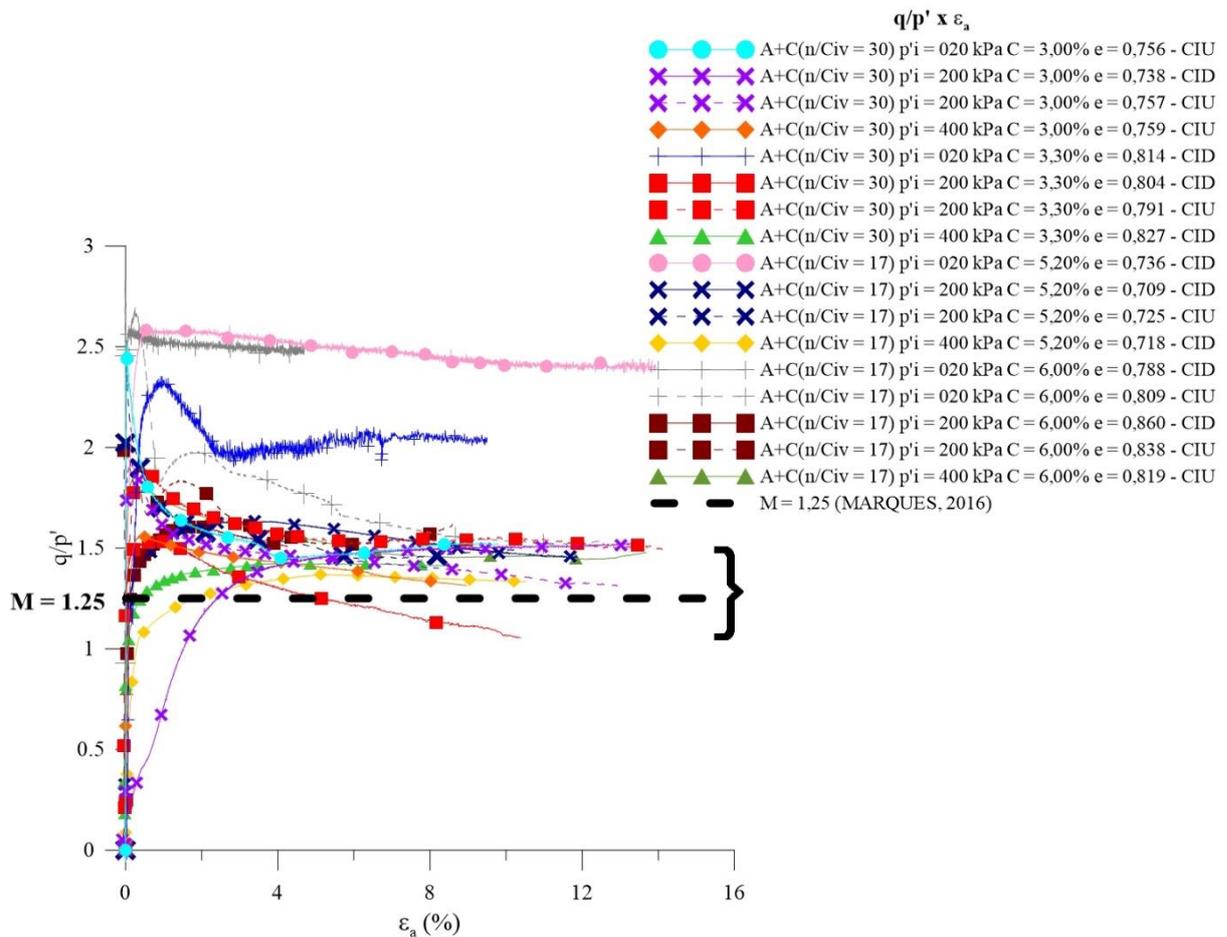


Figura 4.13: Curvas de razão de tensões-deformação distorcional para todos os ensaios executados

Ao analisar todos os ensaios drenados no espaço q/p' versus $\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$, verifica-se uma tendência friccional e uma tendência coesiva, também observadas por Coop & Wilson, 2003; Santos et al., 2010a; Consoli et al., 2012b; Alvarado et al., 2012a, 2012b; e Marques (2016). Os ensaios executados com maiores tensões efetivas apresentam apenas tendência friccional, sugerindo que o confinamento inibiu a tendência dilatante imposta pela cimentação.

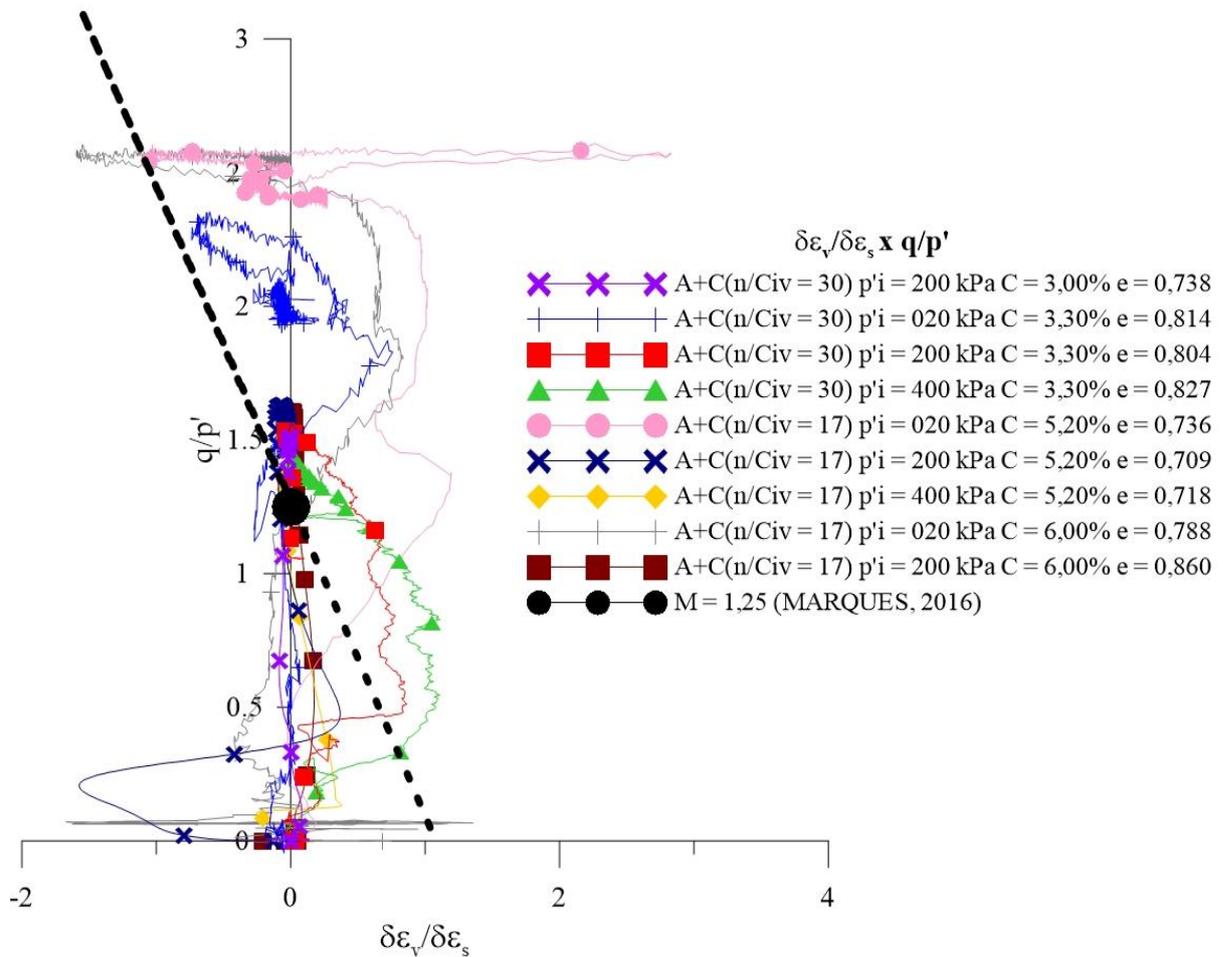


Figura 4.14: Curva tensão-dilatância para todos os triaxiais CID

Estudos de Cruz (2008) utilizando areia de Osório e cimento de alto desempenho de Portugal tipo CEM I 52,5 R obedecem à mesma tendência delimitada por Marques (2016) e apresentam uma tendência dilatante bem mais expressiva do que os ensaios contemplados por esta pesquisa, conforme apresentado na Figura 4.15. O referido autor utilizou em sua dosagem $\eta/C_{iv} = 10, 17$ e 30 , com teores de cimento e índices de vazios que serviram de base para as dosagens realizados no presente estudo.

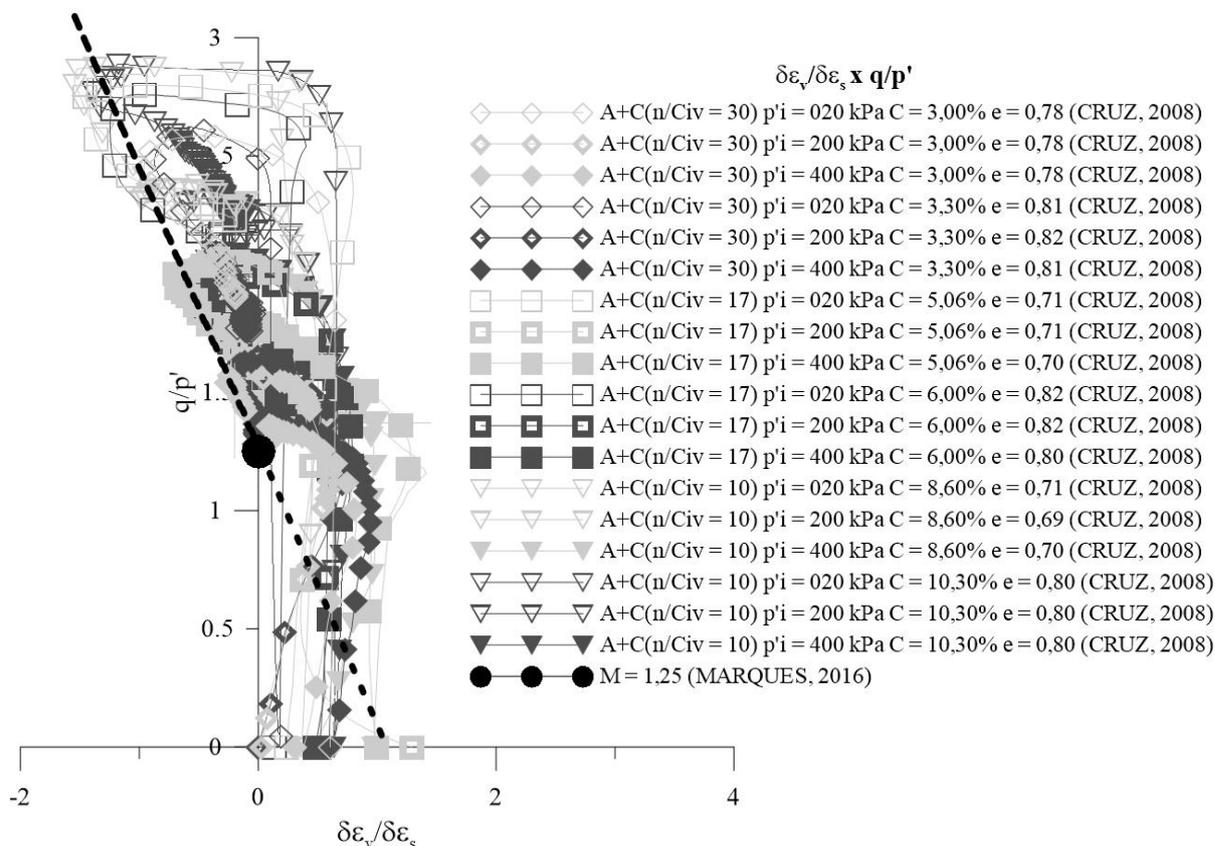
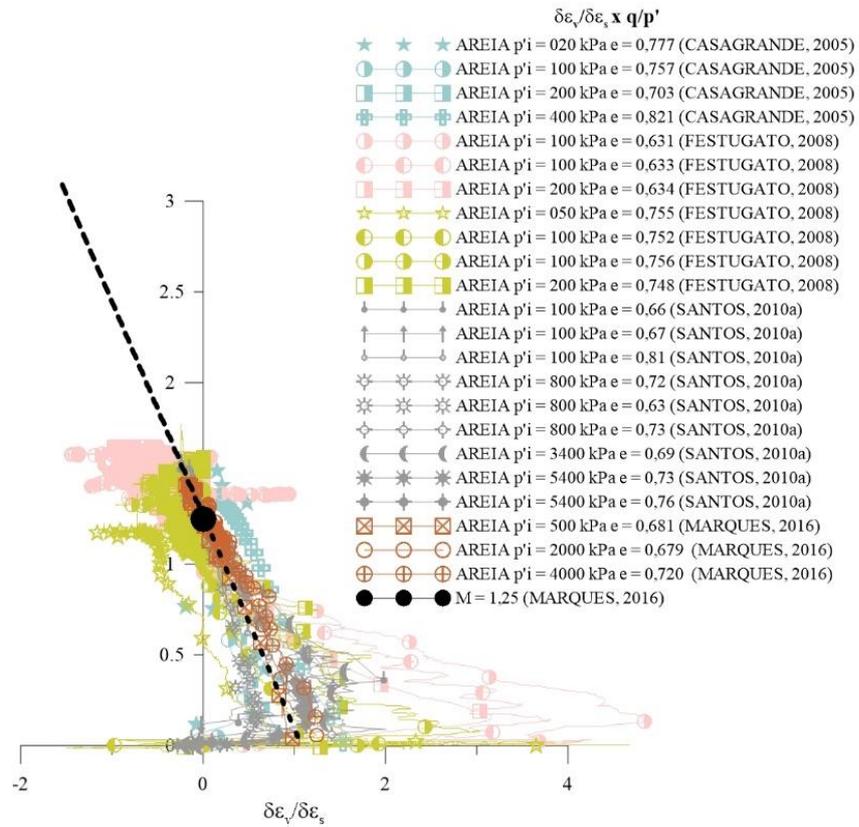
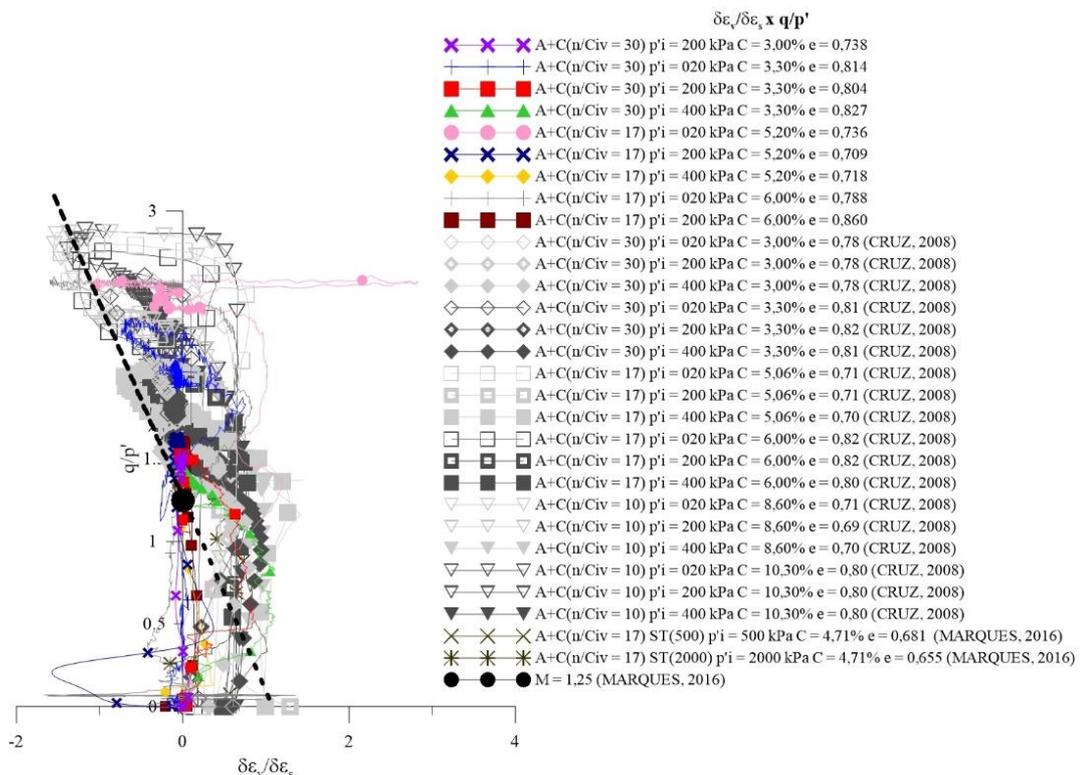


Figura 4.15: Curva tensão-dilatância para todos os triaxiais CID realizados por CRUZ (2008)

Já a Figura 4.16 permite contrastar as tendências friccional – apresentada pelos ensaios de areia de Osório – e coesiva e friccional – observada nos ensaios de areia de Osório artificialmente cimentada. Para tal, dados de estudos realizados por Casagrande (2005), Festugato (2008), Cruz (2008), Santos (2010a) e Marques (2016) foram utilizados em conjunto com os resultados produzidos nesta pesquisa.



(a)



(b)

Figura 4.16: Curvas tensão-dilatância: (a) não cimentados; (b) cimentados

Já a Figura 4.17 reúne todos os 57 ensaios apresentados, de areia de Osório pura com diferentes densidades relativas, com adição de dois tipos de cimento diferentes (CP V – ARI brasileiro e CEM I 52,5 R português), cura a 7 dias em tensão atmosférica e sob tensão (500 kPa e 2000 kPa), variados η/C_{iv} (10, 17 e 30) e níveis de tensão média efetiva que variam desde 20 kPa até 5400 kPa.

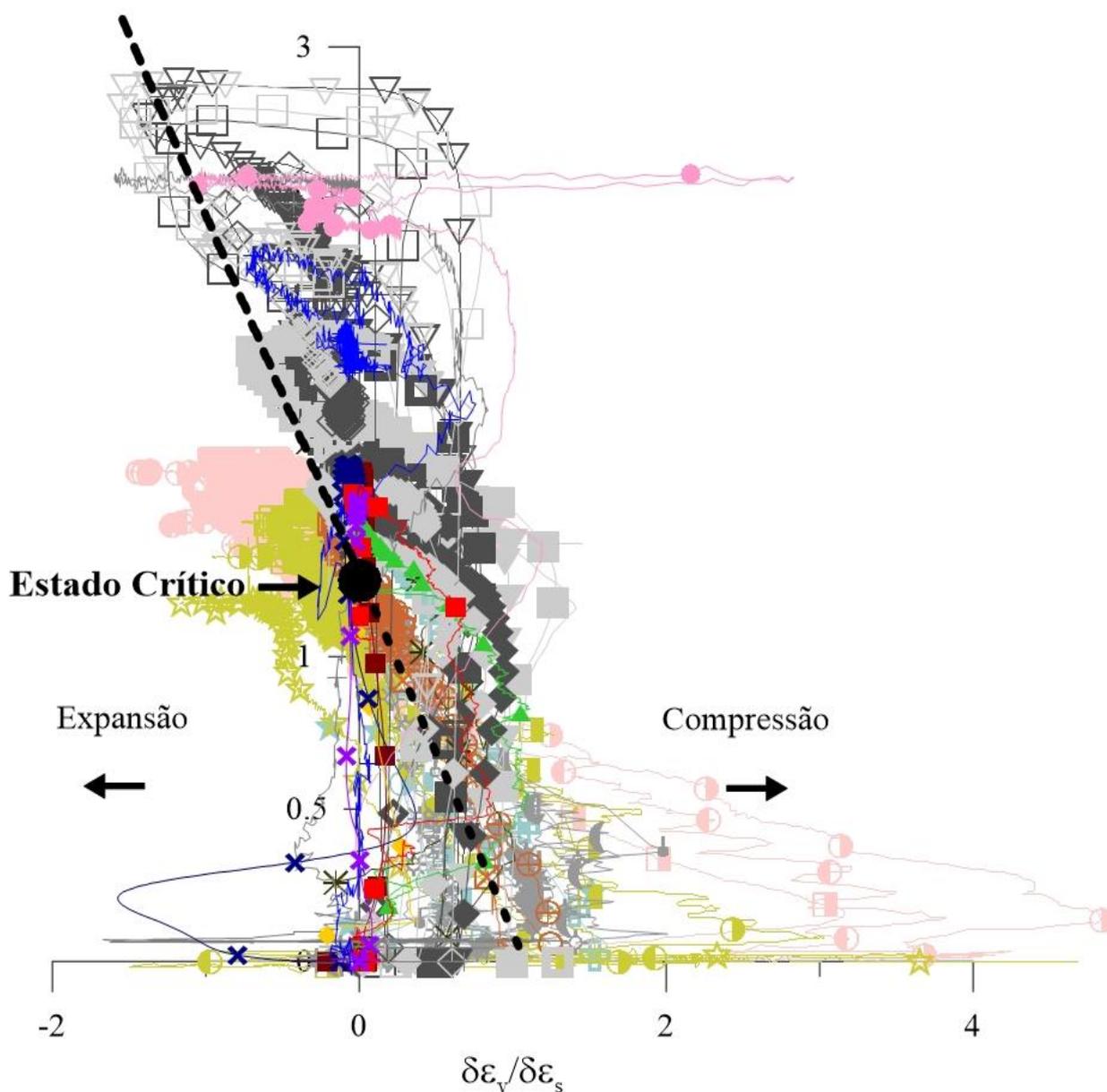


Figura 4.17: Curvas tensão-dilatância para todos os ensaios realizados neste trabalho e ensaios da bibliografia

Conclui-se que, independentemente de suas características de moldagem e procedimentos adotados no decorrer dos ensaios, todos tendem a um mesmo estado friccional. As amostras que contemplam apenas areia, evidentemente, seguem apenas a tendência friccional, posicionando-se à direita do eixo q/p' e direcionando-se ao estado crítico ($\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s = 0$) no decorrer do cisalhamento. A cimentação confere aos corpos de prova uma resistência coesiva que inibe grandes variações de volume no início do cisalhamento, enquanto a amostra ainda permanece intacta, até que as tensões impostas pelo carregamento sejam suficientes para iniciar o processo de degradação da cimentação e atingir o ponto de plastificação. No decorrer do gradual processo de desestruturação das ligações cimentícias, o comportamento muda bruscamente, as curvas se direcionam para o lado esquerdo do eixo q/p' até atingirem a máxima taxa de dilatância. Em seguida, os ensaios de areia-cimento passam a obedecer à mesma tendência friccional observada pela areia de Osório pura, uma vez que com a crescente desestruturação da cimentação a resistência passa a ser controlada apenas pelo atrito entre partículas.

A taxa de dilatância observada em todos os ensaios analisados é diretamente proporcional ao teor de agente cimentante e inversamente proporcional à tensão média efetiva aplicada, à porosidade e , conseqüentemente, ao η/C_{iv} . Em menores confinamentos garante-se que a cimentação se mantém intacta até o início do cisalhamento, sendo necessário “percorrer” um maior trecho horizontal na curva tensão-dilatância até a completa desestruturação do material.

4.3 ANÁLISE DA APLICABILIDADE DO PARÂMETRO DE ESTADO Ψ

A proposição da utilização do parâmetro ψ surgiu da necessidade de utilização de algum parâmetro que caracterizasse o comportamento de areias, posto que a densidade relativa não é um indicador acurado em face às variações decorrentes do estado de tensões, conforme explanado anteriormente no item 2.5 e representado graficamente na Figura 2.25.

Sendo o parâmetro de estado ψ numericamente calculado a partir da diferença entre o índice de vazios da areia em seu estado inicial (pós consolidação) até o índice de vazios no mesmo nível de tensões na linha do estado crítico (espaço $v:\ln p'$), houve a necessidade da utilização da linha do estado crítico da areia de Osório determinada por Santos et al. (2010a) como referencial. A Equação 18 rege o trecho linear da linha do estado crítico da areia de Osório.

$$v = 2,90 - 0,156 \ln p' \quad (18)$$

O estado crítico só é alcançado quando o cisalhamento provoca a deformação do solo em condições de resistência constante e sem variação de volume, fato evidenciado, segundo Poulos, (1981) somente após todas as orientações das partículas serem alcançadas e todas as quebras de grãos terem ocorrido. Torna-se necessário, muitas vezes, submeter a amostra a deformações distorcionais iguais ou superiores a 30% (COOP; WILLSON, 2003).

Optou-se pela utilização da linha do estado crítico da areia pura, ainda que se esteja ciente da alteração do referido solo em consequência da inserção de diferentes teores de cimento, devido à dificuldade de determinar com precisão a linha do estado crítico em ensaios triaxiais e, mais ainda, de estabelecer uma linha do estado crítico para cada teor de cimento adicionado. Alvarado et al. (2012a) defendem que a localização da linha do estado crítico é uma propriedade intrínseca ao solo, não sendo influenciada pela quantidade de cimento e pelas propriedades iniciais da amostra ensaiada.

A Tabela 4.2 apresenta os valores calculados de ψ para todos os ensaios analisados, tanto de areia pura como de areia de Osório artificialmente cimentada. Os valores de p' e v na Tabela 4.2 são referentes ao início da fase de cisalhamento, após terem sido isotropicamente consolidados.

Tabela 4.2: Determinação do parâmetro de estado ψ em relação a LEC da areia de Osório

ENSAIO	p'	v	ψ
A+C(n/Civ = 30) $p'_i = 020$ kPa C = 3,00% e = 0,756 - CIU	19,79768	1,756087	-0,08391
A+C(n/Civ = 30) $p'_i = 200$ kPa C = 3,00% e = 0,738 - CID	200,3232	1,706119	-0,07388
A+C(n/Civ = 30) $p'_i = 200$ kPa C = 3,00% e = 0,757 - CIU	199,0731	1,747482	-0,03252
A+C(n/Civ = 30) $p'_i = 400$ kPa C = 3,00% e = 0,759 - CIU	399,9973	1,757371	0,007371
A+C(n/Civ = 30) $p'_i = 020$ kPa C = 3,30% e = 0,814 - CID	19,20887	1,814	-0,026
A+C(n/Civ = 30) $p'_i = 200$ kPa C = 3,30% e = 0,804 - CID	200,4286	1,792091	0,012091
A+C(n/Civ = 30) $p'_i = 200$ kPa C = 3,30% e = 0,791 - CIU	199,5345	1,778374	-0,00163
A+C(n/Civ = 30) $p'_i = 400$ kPa C = 3,30% e = 0,827 - CID	399,8295	1,805351	0,055351
A+C(n/Civ = 17) $p'_i = 20$ kPa C = 5,20% e = 0,736 - CID	19,41286	1,730919	-0,10908
A+C(n/Civ = 17) $p'_i = 200$ kPa C = 5,20% e = 0,709 - CID	200,0883	1,704488	-0,07551
A+C(n/Civ = 17) $p'_i = 200$ kPa C = 5,20% e = 0,725 - CIU	200,4047	1,720828	-0,05917
A+C(n/Civ = 17) $p'_i = 400$ kPa C = 5,20% e = 0,718 - CID	399,619	1,672665	-0,07734

A+C(n/Civ = 17) p'i = 020 kPa C = 6,00% e = 0,788 - CID	20,82683	1,785906	-0,05409
A+C(n/Civ = 17) p'i = 020 kPa C = 6,00% e = 0,809 - CIU	19,74038	1,809425	-0,03058
A+C(n/Civ = 17) p'i = 200 kPa C = 6,00% e = 0,860 - CID	199,9509	1,849115	0,069115
A+C(n/Civ = 17) p'i = 200 kPa C = 6,00% e = 0,838 - CIU	200,0483	1,831022	0,051022
A+C(n/Civ = 17) p'i = 400 kPa C = 6,00% e = 0,819 - CIU	395,9032	1,817567	0,067567
A+C(n/Civ = 30) p'i = 020 kPa C = 3,00% e = 0,78 (CRUZ, 2008)	19,148	1,777526	-0,06247
A+C(n/Civ = 30) p'i = 200 kPa C = 3,00% e = 0,78 (CRUZ, 2008)	202,056	1,77547	-0,00453
A+C(n/Civ = 30) p'i = 400 kPa C = 3,00% e = 0,78 (CRUZ, 2008)	401,15	1,777605	0,027605
A+C(n/Civ = 30) p'i = 020 kPa C = 3,30% e = 0,81 (CRUZ, 2008)	21,254	1,805655	-0,03434
A+C(n/Civ = 30) p'i = 200 kPa C = 3,30% e = 0,82 (CRUZ, 2008)	200,707	1,820232	0,040232
A+C(n/Civ = 30) p'i = 400 kPa C = 3,30% e = 0,81 (CRUZ, 2008)	400,983	1,807855	0,057855
A+C(n/Civ = 17) p'i = 020 kPa C = 5,06% e = 0,71 (CRUZ, 2008)	19,672	1,706603	-0,1334
A+C(n/Civ = 17) p'i = 200 kPa C = 5,06% e = 0,71 (CRUZ, 2008)	200,638	1,707046	-0,07295
A+C(n/Civ = 17) p'i = 400 kPa C = 5,06% e = 0,70 (CRUZ, 2008)	400,946	1,702166	-0,04783
A+C(n/Civ = 17) p'i = 020 kPa C = 6,00% e = 0,82 (CRUZ, 2008)	23,042	1,819458	-0,02054
A+C(n/Civ = 17) p'i = 200 kPa C = 6,00% e = 0,82 (CRUZ, 2008)	202,485	1,815357	0,035357
A+C(n/Civ = 17) p'i = 400 kPa C = 6,00% e = 0,80 (CRUZ, 2008)	403,118	1,800478	0,050478
A+C(n/Civ = 10) p'i = 020 kPa C = 8,60% e = 0,71 (CRUZ, 2008)	21,004	1,703808	-0,13619
A+C(n/Civ = 10) p'i = 200 kPa C = 8,60% e = 0,69 (CRUZ, 2008)	198,117	1,691723	-0,08828
A+C(n/Civ = 10) p'i = 400 kPa C = 8,60% e = 0,70 (CRUZ, 2008)	401,899	1,70289	-0,04711
A+C(n/Civ = 10) p'i = 020 kPa C = 10,30% e = 0,80 (CRUZ, 2008)	22,2	1,80015	-0,03985
A+C(n/Civ = 10) p'i = 200 kPa C = 10,30% e = 0,80 (CRUZ, 2008)	201,985	1,801395	0,021395
A+C(n/Civ = 10) p'i = 400 kPa C = 10,30% e = 0,80 (CRUZ, 2008)	398,544	1,800751	0,050751
A+C(n/Civ = 17) ST(500) p'i = 0500 kPa C = 4,71% e = 0,681 (MARQUES, 2016)	498,7544	1,656362	-0,08364
A+C(n/Civ = 17) ST(2000) p'i = 2000 kPa C = 4,71% e = 0,655 (MARQUES, 2016)	2002,02	1,619848	-0,06015
A+C(n/Civ = 17) p'i = 0250 kPa C = 4,71% e = 0,649 - 3 dias (MARQUES, 2016)	248,8634	1,643184	-0,11682
A+C(n/Civ = 17) p'i = 0500 kPa C = 4,71% e = 0,657 - 3 dias (MARQUES, 2016)	492,4035	1,64719	-0,09281
A+C(n/Civ = 17) p'i = 2000 kPa C = 4,71% e = 0,641 - 3 dias (MARQUES, 2016)	2004,4	1,623136	-0,05686
A+C(n/Civ = 17) p'i = 4000 kPa C = 4,71% e = 0,623 - 3 dias (MARQUES, 2016)	3995,623	1,59395	-0,01605
A+C(n/Civ = 30) ST(0500) p'i = 0500 kPa C = 2,60% e = 0,656 - 3 dias (MARQUES, 2016)	504,7532	1,640281	-0,09972
A+C(n/Civ = 30) ST(2000) p'i = 2000 kPa C = 2,60% e = 0,702 - 3 dias (MARQUES, 2016)	2004,262	1,649465	-0,03053
A+C(n/Civ = 30) ST(4000) p'i = 4000 kPa C = 2,60% e = 0,712 - 3 dias (MARQUES, 2016)	4003,013	1,667396	0,057396
A+C(n/Civ = 17) ST(0500) p'i = 0500 kPa C = 4,71% e = 0,675 - 3 dias (MARQUES, 2016)	504,1884	1,66391	-0,07609
A+C(n/Civ = 17) ST(2000) p'i = 2000 kPa C = 4,71% e = 0,669 - 3 dias (MARQUES, 2016)	2012,411	1,635133	-0,04487

A+C(n/Civ = 17) ST(4000) p'i = 4000 kPa C = 4,71% e = 0,678 - 3 dias (MARQUES, 2016)	4002,789	1,634609	0,024609
A+C(n/Civ = 10) ST(0500) p'i = 0500 kPa C = 8,35% e = 0,698 - 3 dias (MARQUES, 2016)	499,7755	1,681937	-0,05806
A+C(n/Civ = 10) ST(2000) p'i = 2000 kPa C = 8,35% e = 0,678 - 3 dias (MARQUES, 2016)	2005,165	1,645159	-0,03484
A+C(n/Civ = 10) ST(4000) p'i = 4000 kPa C = 8,35% e = 0,699 - 3 dias (MARQUES, 2016)	3998,517	1,651976	0,041976
AREIA p'i = 0500 kPa e = 0,681 (MARQUES, 2016)	490,173	1,668843	-0,07116
AREIA p'i = 2000 kPa e = 0,679 (MARQUES, 2016)	1987,531	1,648574	-0,03143
AREIA p'i = 4000 kPa e = 0,720 (MARQUES, 2016)	4006,956	1,677815	0,067815
AREIA p'i = 050 kPa e = 0,755 (FESTUGATO, 2008)	53,79398	1,754579	-0,05542
AREIA p'i = 100 kPa e = 0,756 (FESTUGATO, 2008)	99,50166	1,755935	-0,04406
AREIA p'i = 100 kPa e = 0,752 (FESTUGATO, 2008)	99,49636	1,752145	-0,04786
AREIA p'i = 200 kPa e = 0,748 (FESTUGATO, 2008)	198,9171	1,747744	-0,03226
AREIA p'i = 100 kPa e = 0,631 (FESTUGATO, 2008)	99,49901	1,631191	-0,16881
AREIA p'i = 100 kPa e = 0,633 (FESTUGATO, 2008)	99,92245	1,632912	-0,16709
AREIA p'i = 200 kPa e = 0,634 (FESTUGATO, 2008)	199,8543	1,633621	-0,14638
AREIA p'i = 020 kPa e = 0,777 (CASAGRANDE, 2005)	20,37	1,76551	-0,07449
AREIA p'i = 100 kPa e = 0,757 (CASAGRANDE, 2005)	100,0268	1,756677	-0,04332
AREIA p'i = 200 kPa e = 0,703 (CASAGRANDE, 2005)	200,51	1,692633	-0,08737
AREIA p'i = 400 kPa e = 0,821 (CASAGRANDE, 2005)	400,0176	1,820587	0,070587

A Figura 4.18 exibe a variação do índice de vazios específico de todos os ensaios de areia de Osório não cimentada especificados na Tabela 4.2. Constata-se uma boa correspondência da referida linha do estado crítico com os ensaios realizados por Casagrande (2005), Festugato (2008) e Marques (2016). Os pontos finais de cada cisalhamento estão representados por símbolos e aparecem próximos à LEC. Por vezes, devido à concentração de tensões em planos preferenciais e à formação de planos de cisalhamento, torna-se impossível o alcance do estado crítico; nesses casos, extrapolações foram realizadas e setas foram inseridas para indicar a continuação esperada do caminho percorrido no espaço $v:ln p'$.

Já a Figura 4.19 apresenta a totalidade dos ensaios relatados na Tabela 4.2. As linhas pontilhadas delimitam a faixa que reúne a última posição de todos os ensaios analisados. Nota-se, apesar do grande número de ensaios contemplados, que em geral as amostras tendem a se direcionar à linha do estado crítico. Mais uma vez, setas foram inseridas indicando o comportamento esperado, caso houvesse continuidade do cisalhamento.

Quanto à premissa básica do parâmetro de estado, sendo que ψ positivo indica comportamento contrátil e ψ negativo pressupõe tendência expansiva, verifica-se que a grande maioria dos ensaios apresentam comportamento condizente. No entanto, a Figura 4.20 destaca alguns dos ensaios que não respeitaram a conduta estabelecida pelo sinal do parâmetro de estado ψ .

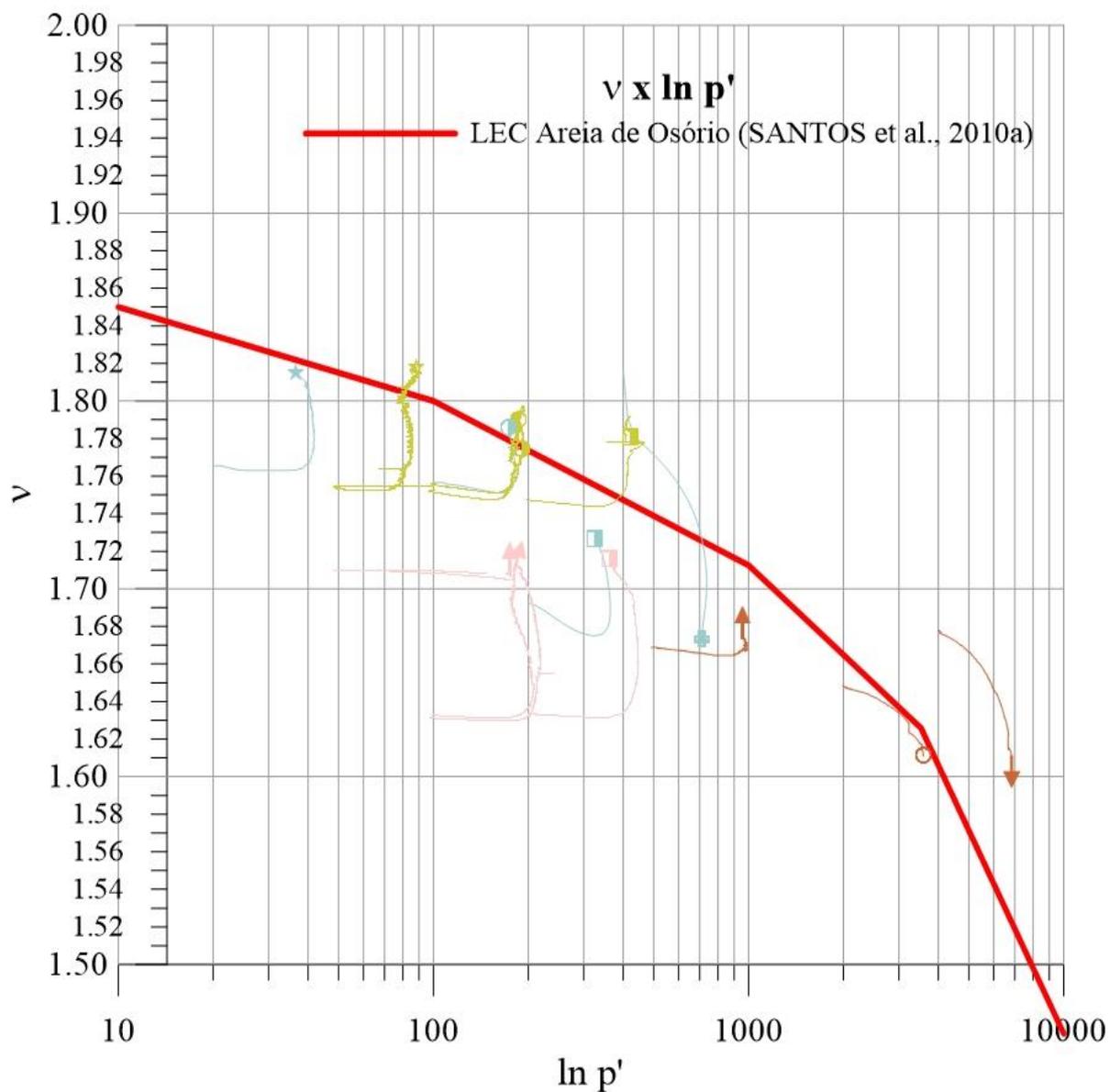


Figura 4.18: Curvas $v:\ln p'$ para areia de Osório não cimentada

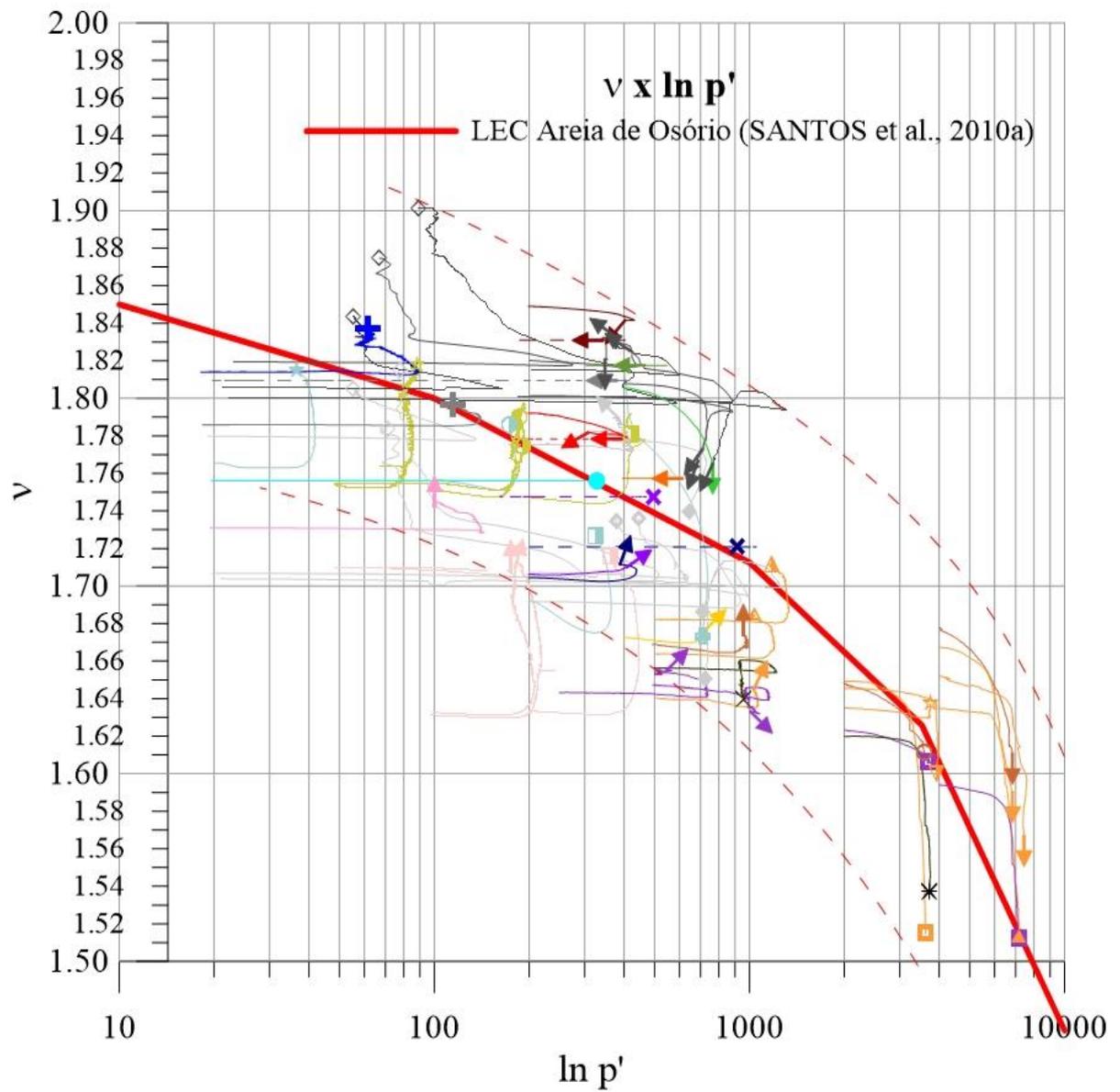


Figura 4.19: Curvas $v:\ln p'$ para todos os ensaios de areia de Osório cimentada e não cimentada analisados

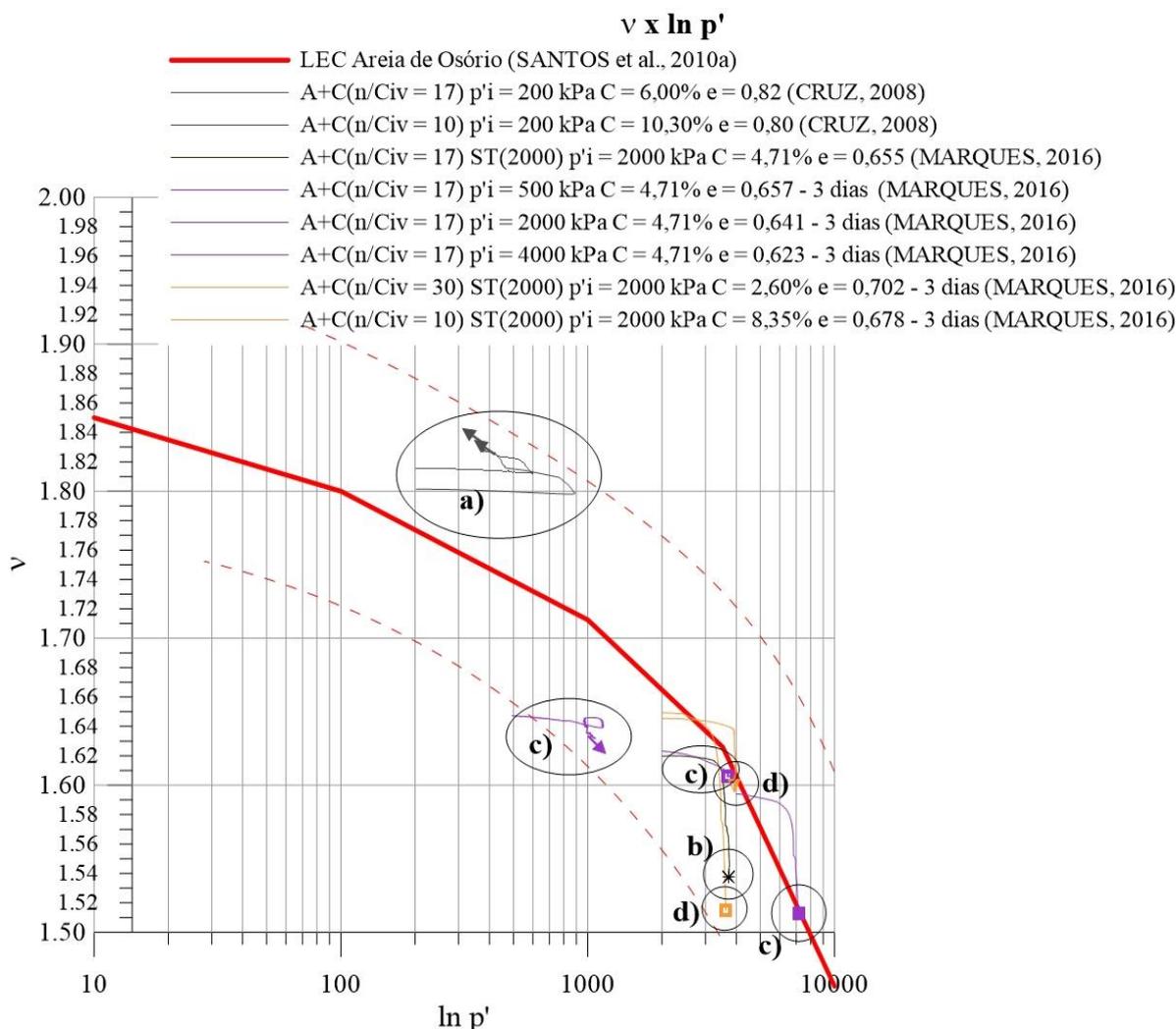


Figura 4.20: Ensaios que não obedeceram ao comportamento definido pelo ψ

Conforme destacado na Figura 4.20, oito amostras não apresentaram o comportamento esperado. Inicialmente, salienta-se que todos os ensaios em evidência são corpos de prova de areia cimentada, ou seja, é coerente que seu comportamento não seja regido pelo parâmetro de estado para areias não cimentadas, uma vez que o referido parâmetro não leva em consideração o teor de agente cimentante adicionado. Ainda assim, as possíveis causas de cada comportamento são abordadas:

- a) os ensaios apresentam $\eta/C_{iv} = 17$ e 10 , com teores de cimento $C = 6,00\%$ e $10,30\%$ ensaiados com uma tensão média efetiva de $p'_i = 200$ kPa, constata-se que, ainda que ambos estejam posicionados acima da linha do estado crítico ($-\psi$), a influência da cimentação se mostrou mais efetiva do que o efeito do estado

de tensões, ou seja, o confinamento aplicado não foi suficiente para desestruturar as ligações entre partículas das amostras, fazendo com que ambas apresentassem expansão, contrariando o pressuposto pelo parâmetro de estado de areias não cimentadas. Já os ensaios com maior confinamento ($p'_i = 400$ kPa) tiveram sua estrutura quebrada e, por esse motivo, comprimiram durante cisalhamento;

- b) o ensaio $A+C(n/Civ = 17) ST(2000) p'_i = 2000$ kPa $C = 4,71\%$ $e = 0,655$ realizado por Marques (2016) foi curado durante 7 dias sob uma tensão de 2000 kPa. Mesmo com um $\psi = -0,06015$ e tendo sido curado na mesma tensão de confinamento, observa-se que a amostra não expandiu, demonstrando indícios de comprometimento de sua estrutura. O referido autor também constatou em suas análises uma possível quebra da cimentação nesse ensaio, pois a tensão de plastificação dele se mostrou inferior à do ensaio $A+C(n/Civ = 17) ST(2000) p'_i = 2000$ kPa $C = 4,71\%$ $e = 0,669$ - 3 dias, curado por apenas 3 dias;
- c) o grupo de ensaios especificado foi submetido à cura atmosférica e ensaiado em altas tensões; pode-se afirmar que eles não expandiram devido ao comprometimento de suas estruturas após serem submetidos à compressão isotrópica de 500 kPa, 2000 kPa e 4000 kPa, visto que a amostra consolidada apenas até 250 kPa expandiu durante cisalhamento, pois manteve sua estrutura intacta;
- d) ambos os ensaios, embora tenham sido curados sob tensão – garantia da manutenção da estrutura até o início do cisalhamento – apresentaram compressão, ainda que estejam localizados abaixo da linha do estado crítico. Entretanto, para valores de ψ muito próximos de zero, na fronteira entre contração e expansão, o comportamento esperado não pode ser definido com precisão, conforme exposto por Been e Jefferies (1985).

A Figura 4.21 exibe a resistência normalizada, resistência máxima de cada ensaio normalizada pela tensão de confinamento efetiva, em função do parâmetro de estado ψ para as amostras de areia de Osório sem cimentação. O parâmetro de estado deveras reflete o comportamento

apresentado pelas amostras, sendo observadas maiores resistências normalizadas para os menores valores de ψ .

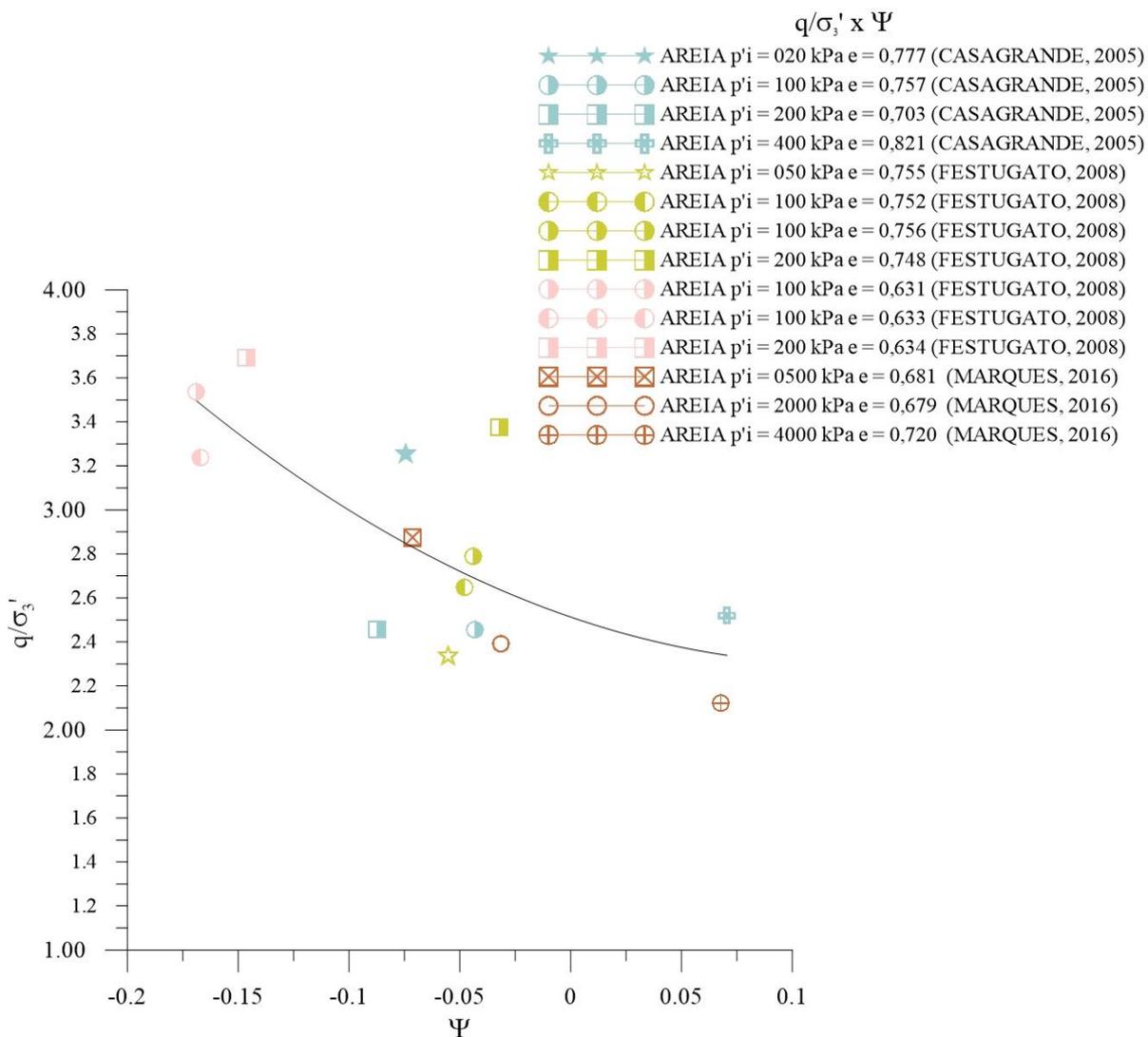


Figura 4.21: Representação da resistência normalizada das areias não cimentadas em função do parâmetro de estado ψ

Já a Figura 4.22 tenta representar a resistência normalizada dos ensaios cimentados em função do parâmetro de estado ψ , contudo, pode-se constatar na Figura 4.22(a) que os resultados não parecem seguir um comportamento lógico em função do parâmetro de estado das areias não cimentadas. Na Figura 4.22(b) destacou-se algumas possíveis tendências, nas quais se observa que, quanto menor o valor de ψ e da tensão de confinamento (σ_3), maior a resistência normalizada, e acredita-se que tais tendências estejam relacionadas com a porosidade e com o teor de cimento adicionado nos corpos de prova. As curvas mais à esquerda referem-se a corpos

de prova moldados com menor teor de cimento e menor porosidade, enquanto as da direita representam os corpos de prova com maior teor de cimento e maior porosidade.

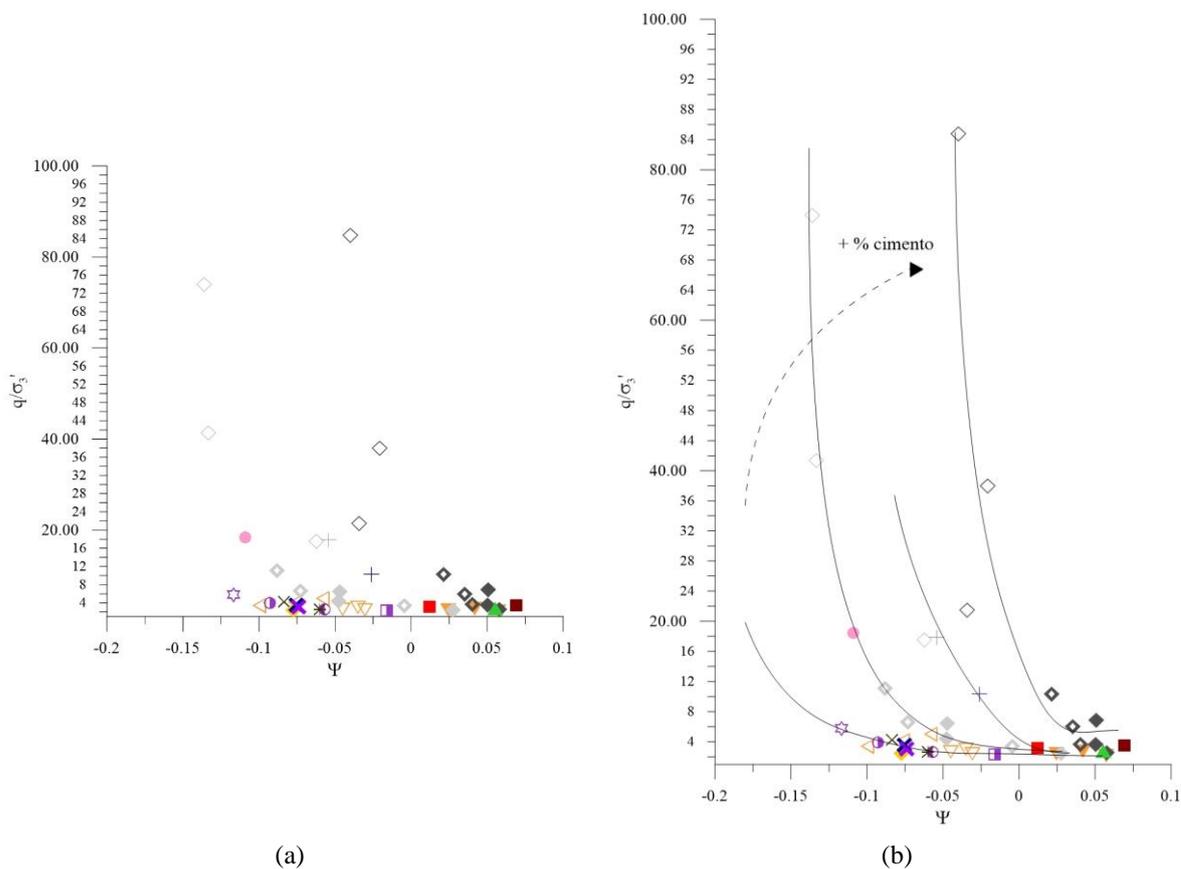


Figura 4.22: Representação da resistência normalizada das areias cimentadas em função do parâmetro de estado ψ

Em concordância com o exposto nos gráficos no espaço $v:\ln p'$, alguns ensaios, ainda que cimentados, obedecem ao mesmo comportamento das amostras sem cimentação, em razão de terem tido sua estrutura comprometida pelo estado de tensões ao qual foram submetidas; tais ensaios estão destacados na Figura 4.23 e, por isso, possuem correlação com o parâmetro de estado ψ .

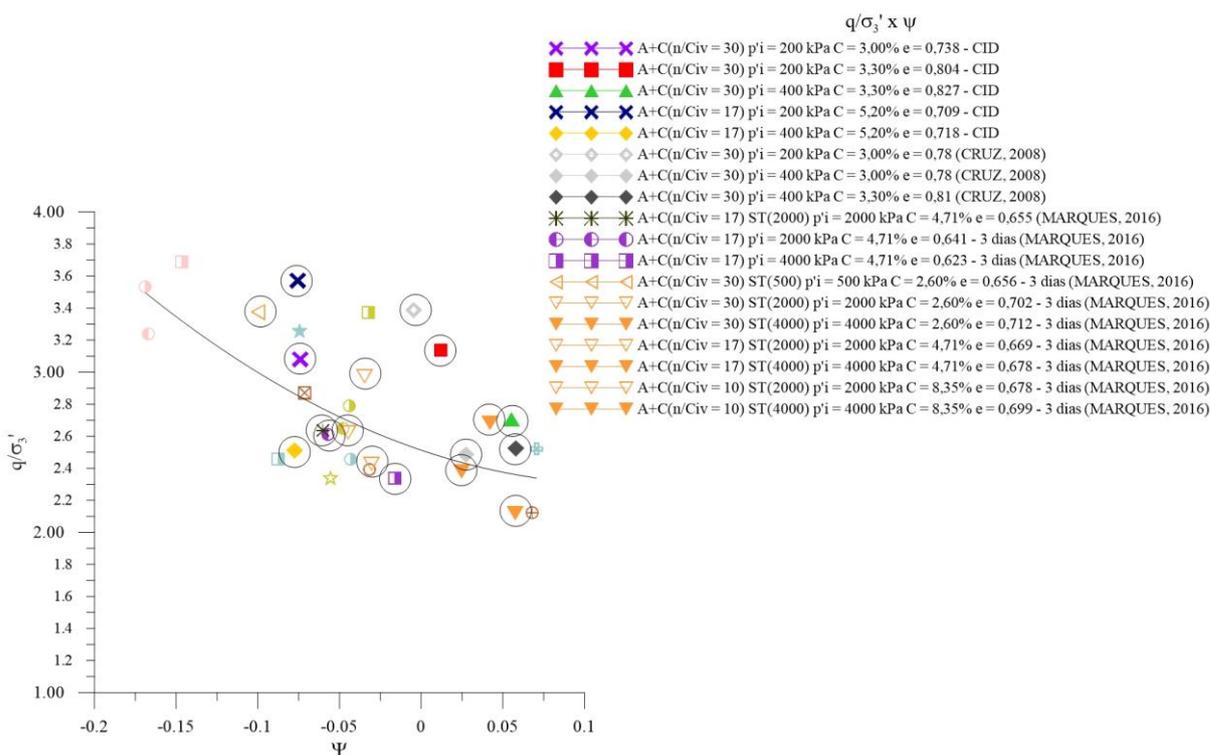


Figura 4.23: Representação de alguns ensaios cimentados em concordância com a tendência de amostras de areia pura

4.4 ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DO PARÂMETRO DE ESTADO PARA AREIAS CIMENTADAS E DO ESTADO DE TENSÕES

A influência exercida pelo parâmetro de estado para areias cimentadas pode ser notoriamente percebida ao longo de todas as análises realizadas nessa pesquisa, ficando constatado que a resistência à compressão triaxial em condições de tensão efetiva constante (ensaios CID) pode ser estimada através do η/C_{iv} de moldagem e que as envoltórias de resistência, tanto para ensaios drenados como não drenados, também são função desse parâmetro.

Relacionando os resultados obtidos com a teoria exposta no item 2.7 acerca da definição termodinâmica de variáveis de estado, fica constatado que o η/C_{iv} pode ser considerado um parâmetro de estado para os corpos de prova de areia com adição de agente cimentante. Tal conclusão baseia-se no fato desse parâmetro único e adimensional reunir a influência de propriedades termodinâmicas extensivas e, experimentalmente, pelos ensaios apresentarem comportamento exclusivamente baseado no seu valor (η/C_{iv} (10, 17 e 30)), não importando a forma como esse “número” (dosagem) havia sido obtida (maior ou menor porosidade e maior ou menor teor de cimento), a trajetória carregamento e o tipo de drenagem.

Ainda, fica verificado que a alteração de uma variável de estado, ou seja, a alteração do η/C_{iv} do material, a partir de alguma mudança na dosagem, implicará em uma mudança no comportamento do sistema, conforme pode ser constatado ao comparar os resultados de ensaios realizados com η/C_{iv} 's diferentes, ocasionando, inclusive, a delimitação de uma nova envoltória de resistência.

A partir dos resultados e análises dos ensaios triaxiais realizados nesta pesquisa e em pesquisas anteriores, em especial os estudos de Cruz (2008), percebe-se que a resistência aumenta com a diminuição do índice de vazios e com o aumento do teor de cimento e do confinamento aplicado. Em vista disso, buscou-se representar a influência desses fatores em um espaço tridimensional, conforme apresentado pelas Figuras 4.25 e 4.26. Visualiza-se que a resistência atinge maiores valores quanto menor o valor de η/C_{iv} e quanto maior a tensão média efetiva inicial.

Realizou-se uma regressão linear de múltiplas variáveis, a fim de determinar a equação do plano que descreve a influência do parâmetro η/C_{iv} e da tensão de confinamento. Foi considerada como variável de resposta a tensão desvio alcançada nos ensaios triaxiais e como variáveis de entrada o η/C_{iv} e o p' após consolidação isotrópica, no início do cisalhamento; adotou-se um nível de confiabilidade de 95%. Os modelos obtidos para os dados referentes a essa pesquisa e para os resultados de Cruz (2008) são representados pelas Equações 19 e 20, respectivamente. A comparação entre os valores estimados pela Equação 20 e os valores obtidos experimentalmente pode ser observada na Figura 4.24.

$$q = 2,18 * p' - 64,87 * \frac{\eta}{C_{iv}} + 2155,86 \quad (R^2 = 0,87) \quad (19)$$

$$q = 1,96 * p' - 5,12 * \frac{\eta}{C_{iv}} + 385,08 \quad (R^2 = 0,94) \quad (20)$$

Apesar de as equações supramencionadas apresentarem uma correlação satisfatória, elas são válidas apenas para as mesmas condições amostrais: areia, cimento e dimensões dos corpos de prova, a fim de evitar problemas com fatores de escala; e, para constatar sua validade, seria necessário realizar novos ensaios de validação, mantendo as condições mencionadas e variando os valores de η/C_{iv} e da tensão de confinamento.

Através de uma análise de variâncias dos dados experimentais obtidos, constatou-se a influência estatística na variável de resposta, resistência à compressão triaxial, com a alteração dos diferentes níveis dos fatores controláveis: η/C_{iv} (10, 17 e 30) e tensão de confinamento (20 kPa, 200 kPa e 400kPa), sendo considerados ambos significantes estatisticamente. O procedimento consistiu na análise dos desvios associados a cada um desses fatores e ao resíduo experimental. Salienta-se que o parâmetro η/C_{iv} apresenta maior relevância estatística na determinação da resistência triaxial (valor $p = 1,49 \times 10^{-9}$) do que a tensão de confinamento (valor $p = 1,73 \times 10^{-6}$); e que a interação entre os dados de entrada (η/C_{iv} e $p'i$) não é significativa (valor $p = 1,50 \times 10^{-1}$), fato conhecido, uma vez que ambos são valores especificados pelo operador na hora da moldagem e de execução de ensaio, não exercendo influência um no outro.

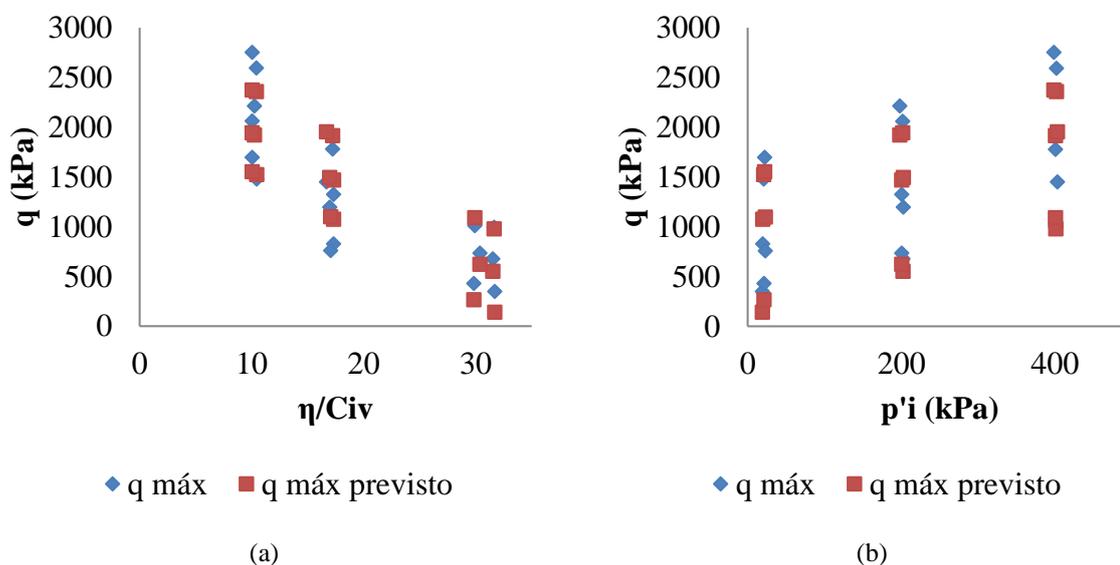


Figura 4.24: Diferenças entre os valores de q calculados e previstos:
(a) em função da variação do η/C_{iv} ; (b) em função da variação da tensão de confinamento

Dessa forma, ficou constatada a influência, tanto na análise realizada neste trabalho, como no estudo de Cruz (2008), dos parâmetros η/C_{iv} e $p'i$ na resistência dos corpos de prova de areia de Osório artificialmente cimentados.

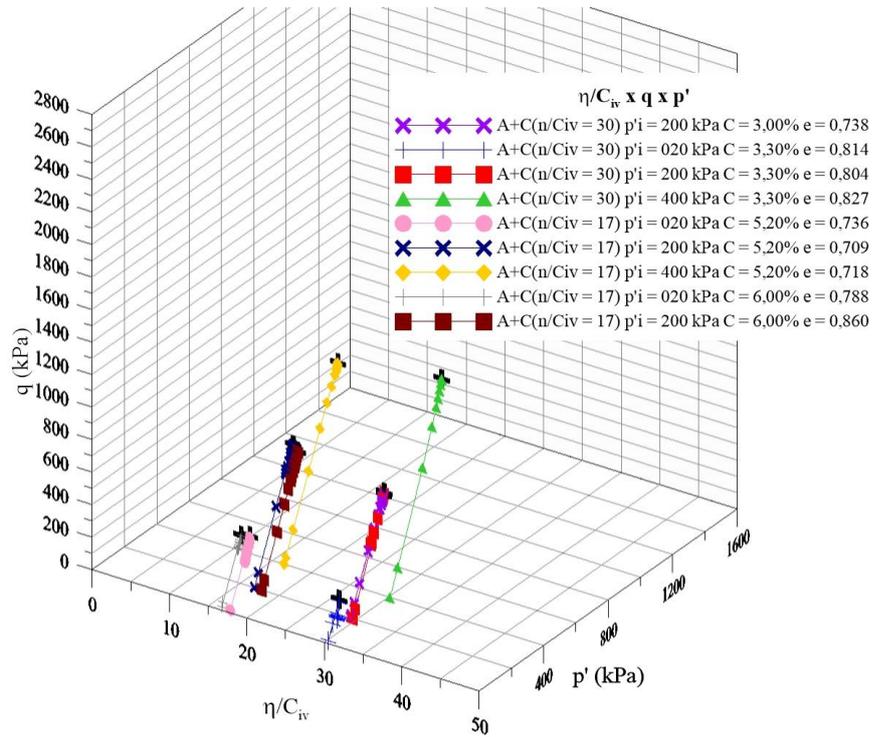


Figura 4.25: Resistência a compressão triaxial em função do η/C_{iv} e do estado de tensões durante cisalhamento

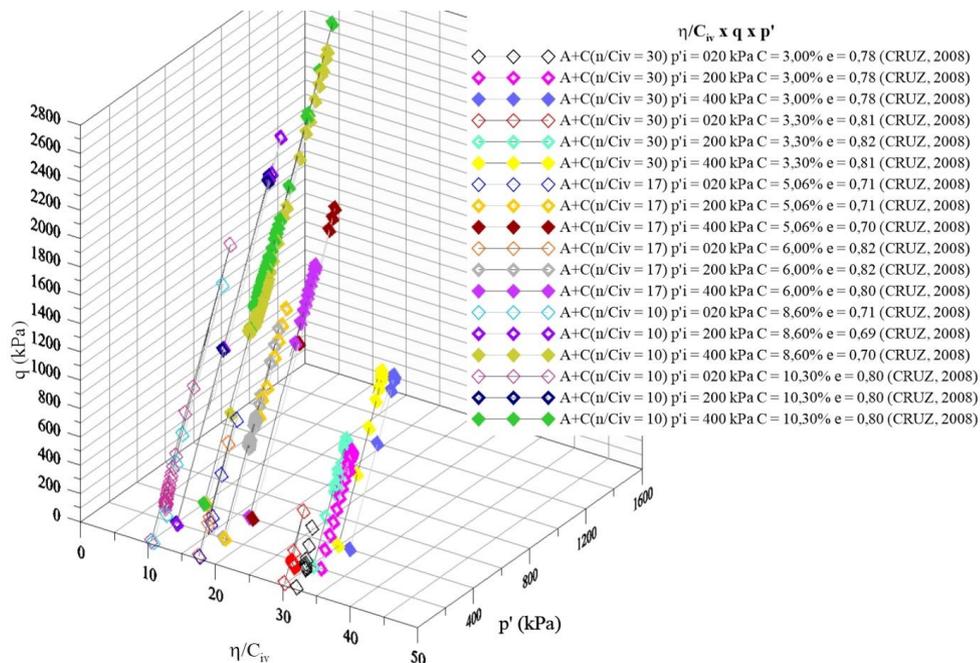


Figura 4.26: Resistência a compressão triaxial em função do η/C_{iv} e do estado de tensões durante cisalhamento

4.5 MODELO DE NORMALIZAÇÃO DE RESULTADOS DE RESISTÊNCIA EM FUNÇÃO DO PARÂMETRO DE ESTADO PARA AREIAS CIMENTADAS

Com base em todo o exposto, fica ratificada a necessidade de considerar a quantidade de agente cimentante concomitantemente com a porosidade e a influência do estado de tensões. Sabe-se que o efeito da adição de cimento apresenta maior notoriedade para menores tensões de confinamento, em que as ligações cimentícias permanecem intactas e o comportamento da amostra é controlado pela parcela coesiva.

Consoli et al. (2017) e Marques (2016) apresentam um modelo de normalização de resultados da resistência sem confinamento para misturas de solos granulares com cimento. Para a construção do modelo foram utilizados 759 resultados de ensaios experimentais do banco de dados do LEGG, sendo eles: compressão e tração de misturas de Areia de Osório com cimento CP V (MARQUES, 2016), compressão de areia de Osório com cimento CP II e CP IV com tempos de cura de 2, 7 e 28 dias (CONSOLI et al., 2013c); compressão e tração de um solo arenoso basáltico com cimento CP V, compressão de um solo arenoso granítico com cimento CP V e compressão e tração de uma areia, obtida do resíduo do polimento da Ágata misturada com cimento CP V, todos com 7 dias de cura (FLOSS, 2012). O procedimento de cálculo para a realização da normalização é abordado no item 2.6 desse documento e por Marques (2016).

O modelo foi previamente validado para uma mistura de areia de Osório com cimento CP V submetida à cura por 14 dias e também com resultados provenientes da bibliografia. Foram utilizados os resultados: de compressão e tração de uma mistura de uma areia carbonatada da Austrália tratada com Gypsum Cement (HUANG; AIREY, 1998) com 7 dias de cura; de compressão simples de uma Areia de Monterey (USA) com cimento CP III curada durante 14 dias (CLOUGH et al., 1981); e os resultados de compressão e tração de um material Arenoso-Pedregulhoso de Portugal melhorado com cimento CP V e com um tempo de cura de 7 dias.

Concluiu-se que o modelo é capaz de prever a resistência não confinada, de compressão (q_u) e tração (q_t), de misturas de diferentes solos granulares artificialmente cimentados, com distintas características, porosidades, tipos de cimento e tempos de cura. Por conseguinte, surge o interesse de aplicação do modelo para solos submetidos a ensaios confinados; para tanto, utilizaram-se os ensaios executados por CRUZ (2008) para a determinação das curvas de

resistência para cada tensão de confinamento, a fim de validar a aplicação do modelo no referido contexto. Não foram utilizados os ensaios realizados nesta pesquisa por apresentarem um número muito pequeno de amostras representativas de cada curva (para as tensões de confinamento $p'_i = 20$ kPa, 200 kPa e 400 kPa).

4.5.1 Aplicação do modelo para ensaios com confinamento

Para esta análise foram utilizados os dados de ensaios triaxiais drenados realizados por Cruz (2008); como todos os pontos já tinham sido ensaiados, foram escolhidas as amostras com valores de η/C_{iv} intermediário ($\eta/C_{iv} = 17$) para a determinação da resistência de normalização, tendo sido realizada a média entre o valor de 2 amostras. De posse da resistência de normalização, a Equação 16 foi aplicada, permitindo a determinação do valor de A e, conseqüentemente, a equação das curvas de resistência correspondente para cada tensão de confinamento adotada. Por fim, se aplicou o método dos mínimos quadrados para a determinação do coeficiente de determinação (R^2) de cada curva.

$$\frac{q}{q(\bar{V}=17,19)} = 17,19^{1,38} \left(\frac{\eta}{C_{iv}}\right)^{-1,38} \quad \therefore \frac{q}{793,84} = 50,66 \left(\frac{\eta}{C_{iv}}\right)^{-1,38} \quad \therefore 4,02 \times 10^4 \left(\frac{\eta}{C_{iv}}\right)^{-1,38}$$

Equação para $p'_i = 20$ kPa $R^2 = 0,99$

$$\frac{q}{q(\bar{V}=17,15)} = 17,15^{1,38} \left(\frac{\eta}{C_{iv}}\right)^{-1,38} \quad \therefore \frac{q}{1262,27} = 50,50 \left(\frac{\eta}{C_{iv}}\right)^{-1,38} \quad \therefore 6,37 \times 10^4 \left(\frac{\eta}{C_{iv}}\right)^{-1,38}$$

Curva para $p'_i = 200$ kPa $R^2 = 0,76$

$$\frac{q}{q(\bar{V}=16,95)} = 16,95^{1,38} \left(\frac{\eta}{C_{iv}}\right)^{-1,38} \quad \therefore \frac{q}{1615,25} = 49,69 \left(\frac{\eta}{C_{iv}}\right)^{-1,38} \quad \therefore 8,02 \times 10^4 \left(\frac{\eta}{C_{iv}}\right)^{-1,38}$$

Curva para $p'_i = 400$ kPa $R^2 = 0,69$

As curvas obtidas para cada tensão de confinamento podem ser observadas na Figura 4.27, sendo os pontos em destaque aqueles utilizados para determinação da curva e os demais os resultados experimentais.

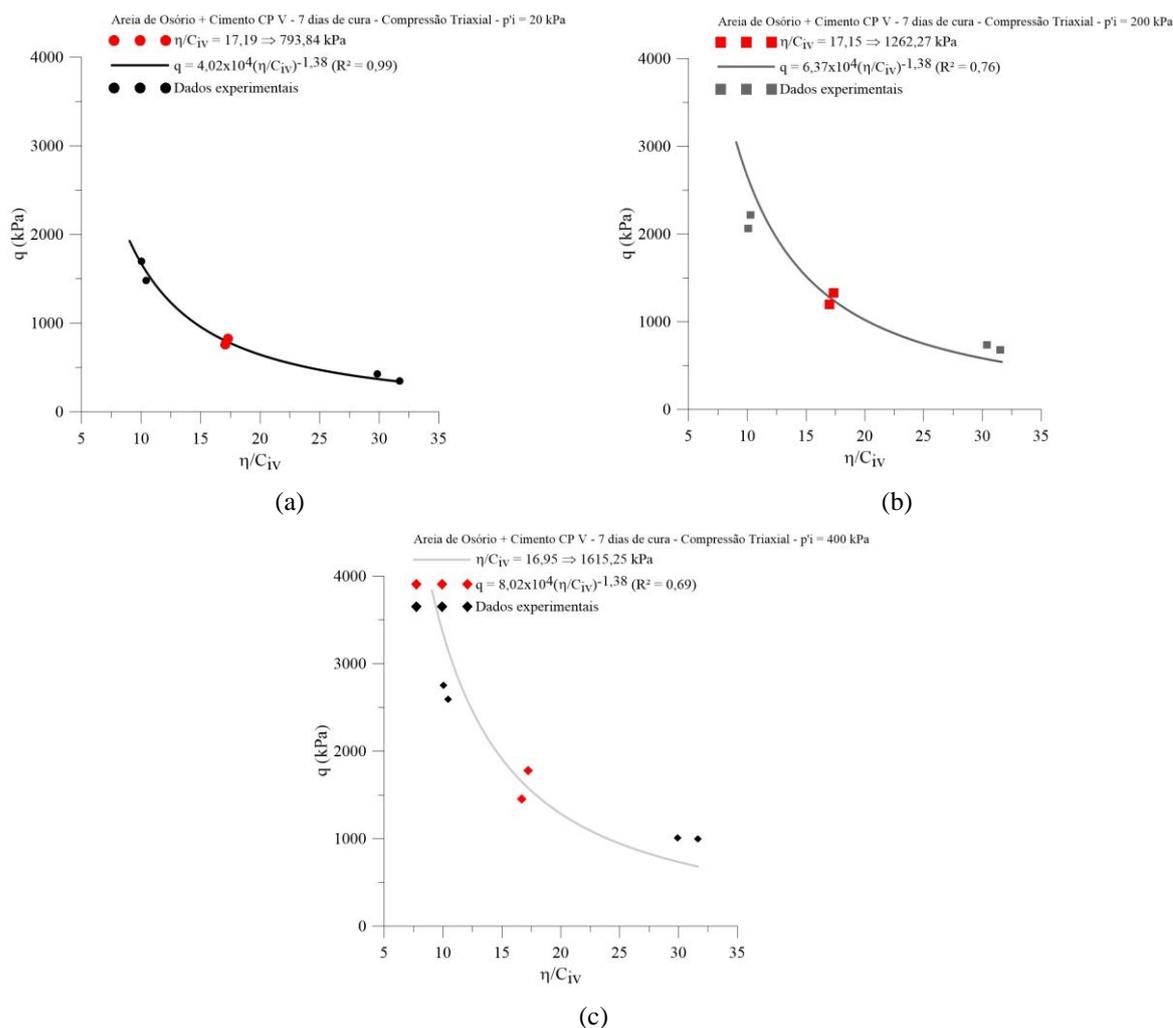


Figura 4.27: Curvas obtidas pela aplicação do modelo para ensaios com confinamento: (a) 20 kPa; (b) 200 kPa); (c) 400 kPa

Percebe-se que o coeficiente de determinação diminuiu progressivamente quando estimadas as curvas de resistência para tensões de confinamento maior, sendo $R^2 = 0,99$ para 20 kPa, $R^2 = 0,76$ para 200 kPa e $R^2 = 0,69$ para 400 kPa, indicando que o modelo é capaz de prever com acurácia a resistência de compressão triaxial para baixas tensões de confinamento, mesmo que tenha sido idealizado para ensaios sem confinamento.

A boa correlação apresentada pela curva de resistência para um confinamento de 20 kPa, conforme apresentado na Figura 4.27(a), pode estar relacionada com a completa manutenção da estrutura da amostra e pode indicar que o modelo é válido sempre que o estado de tensões não tenha inibido o efeito da cimentação; ou seja, existem evidências de que o modelo possa estimar a curva de resistência do material quando seu comportamento é regido pela coesão (cimentação entre as partículas). A partir do momento em que a tensão de confinamento é

suficientemente alta para quebrar a cimentação, fazendo com que um comportamento friccional seja observado, a eficácia do modelo diminui.

Para comprovar o exposto, seria interessante aplicar o modelo para ensaios triaxiais curados sob tensão, pois, nesse caso, haveria garantia da manutenção da estrutura até o início do cisalhamento, assim, poderiam ser obtidas curvas de resistência com maior precisão para tensões de confinamento mais elevadas. Tentou-se estimar as curvas de resistência com os dados de ensaios sob tensão de Marques (2016), porém o limitado número de amostras (apenas 1 ensaio para cada p_i e para cada η/C_{iv}) impossibilitou a análise.

Ainda que o modelo de previsão da resistência seja adequado para ensaios não confinados, a normalização mostrou-se eficiente, conforme pode ser observado na Figura 4.28 que reúne 759 resultados de ensaios não confinados e 18 ensaios triaxiais, sendo todos normalizados em função do parâmetro de estado para areias cimentadas η/C_{iv} .

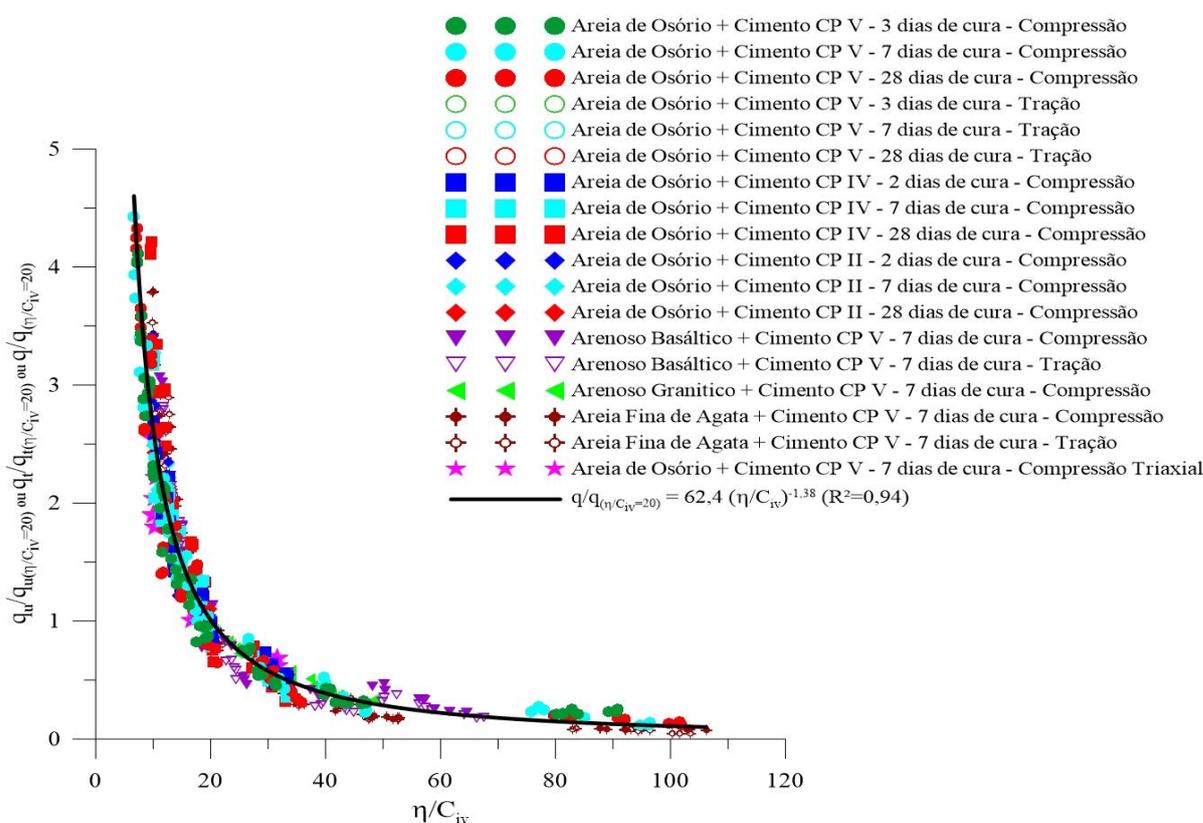


Figura 4.28: Normalização das resistências a compressão simples, tração por compressão diametral e compressão triaxial em função do η/C_{iv}

5 CONCLUSÕES

Este capítulo aborda, de forma concisa, as conclusões do estudo desenvolvido, muitas das ideias aqui explicitadas já foram abordadas à medida que as análises eram realizadas.

O parâmetro η/C_{iv} mostrou-se eficaz na caracterização do comportamento frente aos ensaios triaxiais drenados e não drenados realizados, foram estudadas dosagens concebidas a partir de diferentes índices de vazios e teores de cimento, permitindo a verificação de que os valores de porosidade (η) e teor de cimento (C) podem ser alterados, desde que mantenham o valor de η/C_{iv} . Sendo assim, em campo, os engenheiros têm a possibilidade de escolher a alternativa mais viável e adequada para sua obra: realizar uma compactação mais enérgica e diminuir o consumo de cimento; ou compensar uma baixa compactação com o acréscimo do teor de agente cimentante. As variáveis que compõem o parâmetro η/C_{iv} podem, então, ser manipuladas de acordo com as necessidades de cada projeto, da existência de equipamentos eficientes de compactação, do custo de compactação e do agente cimentante utilizado para o melhoramento do solo.

As resistências à compressão triaxial mostraram-se relacionadas com a variação do η/C_{iv} , sendo alcançadas maiores resistências quanto menor a razão η/C_{iv} e quanto maior a tensão efetiva.

Nas curvas tensão-deformação observou-se um aumento da rigidez inicial quando o confinamento foi aumentado de 20 kPa para 200 kPa, enquanto os ensaios consolidados até maiores tensões ($p'_i = 400$ kPa) apresentam-se menos rígidos. Atribuiu-se a queda da rigidez em função da possível quebra da cimentação durante compressão isotrópica, conforme também abordado por Coop e Atkinson (1993) e Cuccovillo e Coop (1999).

Todos os ensaios com $\eta/C_{iv} = 17$ romperam formando uma superfície de cisalhamento, condizente com o maior teor de cimentação dessas amostras. Os ensaios com $\eta/C_{iv} = 30$ apresentaram distintos modos de ruptura, sendo nítido o plano de cisalhamento apenas nas tensões mais baixas ($p'_i = 20$ kPa e 200 kPa), enquanto as amostras submetidas a um confinamento de 400 kPa embarrigaram.

Nas amostras com dosagens baixas de cimento (3,00% e 3,30%), a porosidade mostrou controlar seu comportamento, pois duas amostras com o mesmo $\eta/C_{iv} = 30$, ensaiadas na mesma tensão de confinamento $p'_i = 200$ kPa sob trajetórias não drenadas, apresentaram uma transição no modo de ruptura quando incrementado o teor de agente cimentante. Foi verificado embarrigamento naquela com maior teor de cimento e porosidade e a formação de uma superfície de cisalhamento no ensaio com menor teor de cimento e porosidade.

Em relação ao comportamento de variação de volume e geração de poropressão, os ensaios, em geral, apresentaram uma tendência contrativa no início do cisalhamento, verificada através das leituras de poropressão positivas nos ensaios CIU, seguidas de uma tendência expansiva, com geração de poropressão negativa nos ensaios não drenados. Verificou-se que, quanto maior o confinamento maior a compressão, e de forma análoga, maior a geração de poropressão positiva. O comportamento oposto, expansão ou geração de poropressão negativa, aumenta com a diminuição do valor de η/C_{iv} e da pressão efetiva (p'_i) no início do cisalhamento.

Cada valor de η/C_{iv} delimita uma envoltória de resistência na qual estão contidos todos os ensaios realizados, independentemente de variações e/ou adaptações de dosagens – diferentes teores de cimentação e porosidade – e da trajetória de carregamento. Os ensaios não drenados apresentaram a tendência de “andar” sobre a envoltória, pois apresentam contínua diminuição da poropressão nas amostras, incrementando seu valor de q , mesmo após atingirem a superfície de ruptura.

O parâmetro η/C_{iv} é capaz de controlar a resistência apenas em ensaios com condições de tensão efetiva constante (não confinados ou triaxiais drenados), justamente pela dificuldade imposta na determinação da resistência máxima de ensaios não drenados, que apresentam contínua geração de poropressão negativa após atingirem a superfície de ruptura (semelhante ao comportamento de areias muito densas ou argilas pré-adensadas em ensaios triaxiais não drenados). Em alguns casos, inclusive, pode-se verificar que as amostras ultrapassam um pouco a superfície delimitada pelos ensaios drenados.

O valor do ângulo de atrito interno não se mostrou influenciado pela cimentação, ou pela variação do η/C_{iv} , tendo sido constatado valores de $\phi' = 32^\circ$ para $\eta/C_{iv} = 30$ e $\phi' = 27^\circ$ para $\eta/C_{iv} = 17$. Ainda, salienta-se que o ϕ' da areia de Osório sem cimentação está em torno de $31,5^\circ$, conforme estudos de Marques (2016). Já o intercepto coesivo aumentou com a diminuição do

η/C_{iv} , demonstrando refletir a coesão verdadeira das amostras conforme defendido por Schnaid et al. (2001); obtiveram-se valores de $c' = 45,13$ kPa para $\eta/C_{iv} = 30$ e $c' = 107,29$ kPa para $\eta/C_{iv} = 17$.

Os ensaios drenados, quando analisados no espaço q/p' versus $\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$, apresentaram uma tendência friccional e uma tendência coesiva, também observadas por Coop & Willson (2003), Santos et al. (2010^a), Consoli et al. (2012b), Alvarado et al. (2012a; 2012b) e Marques (2016). Os ensaios executados com maiores tensões efetivas apresentam apenas tendência friccional, sugerindo que o confinamento inibiu a tendência dilatante imposta pela cimentação. A taxa de dilatância aumenta com o aumento do teor de agente cimentante e diminui proporcionalmente com a tensão média efetiva aplicada, a porosidade e, conseqüentemente, com o aumento do valor de η/C_{iv} .

Independentemente de suas características de moldagem e procedimentos adotados no decorrer dos ensaios, todos os 52 ensaios utilizados na análise tensão-dilatância tendem a um mesmo estado friccional. As amostras que contemplam somente areia, evidentemente, seguem apenas a tendência friccional, enquanto os corpos de prova cimentados apresentam ambas, tendência coesiva e friccional, pois, após atingir o ponto de plastificação, no decorrer do gradual processo de desestruturação das ligações cimentícias, o comportamento muda bruscamente e as curvas se direcionam para o lado esquerdo do eixo q/p' até atingirem a máxima taxa de dilatância, passando depois a obedecer à mesma tendência friccional observada pela areia de Osório pura.

Constatou-se uma boa correspondência da linha do estado crítico delimitada por Santos et al. (2010a) com os ensaios realizados por Casagrande (2005), Festugato (2008) e Marques (2016). As amostras cimentadas também tenderam a se direcionar, ao final do cisalhamento, para uma faixa muito próxima à linha do estado crítico definida para areia de Osório pura. Contudo, algumas variações puderam ser constatadas, pois o comportamento das amostras cimentadas não é regido pelo parâmetro de estado para areias não cimentadas ψ , já que não leva em consideração o teor de agente cimentante adicionado. A comprovação da inaptidão do parâmetro ψ na representação do comportamento de areias cimentadas pode ser constatado através de alguns ensaios que, mesmo que localizados acima da linha do estado crítico no início do cisalhamento (ψ negativo), apresentaram expansão, pois os teores de cimento adicionados nessas amostras ($C = 6,00\%$ e $10,30\%$) conferiram uma cimentação que não é levada em consideração nas prerrogativas do parâmetro de estado ψ .

Para as análises contendo apenas amostras de areia de Osório pura, sem cimentação, o parâmetro de estado ψ foi eficaz na previsão de comportamento contrátil e expansivo; e na tendência apresentada pelas resistências normalizadas. Alguns ensaios cimentados também apresentaram correlação com o parâmetro de estado ψ ; nesses casos, acredita-se que a estrutura cimentícia foi comprometida pelo estado de tensões ao qual as amostras foram submetidas.

Através de uma análise estatística, ficou comprovada a influência do parâmetro porosidade/teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}) e da tensão de confinamento aplicada na resistência à compressão triaxial. O parâmetro η/C_{iv} apresentou maior relevância estatística na determinação da resistência triaxial (valor $p = 1,49 \times 10^{-9}$) do que a tensão de confinamento (valor $p = 1,73 \times 10^{-6}$).

Ficou constatada, experimental e estatisticamente, a influência do parâmetro η/C_{iv} na previsão dos corpos de prova de areia artificialmente cimentados. Ainda, através dos conceitos termodinâmicos, acredita-se que é coerente considerar o referido índice como um parâmetro de estado, dado que esse parâmetro único e adimensional reúne a influência de propriedades termodinâmicas extensivas e é dependente apenas do seu valor final, não importando a forma como esse “número” (dosagem) foi obtido (maior ou menor porosidade e maior ou menor teor de cimento).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABGE. OLIVEIRA, A. M. S.; BRITO, S. N. A. (Ed.). **Geologia de Engenharia**. São Paulo: ABGE, 1998. 587 p.

AKINMUSURU, J. The Effects of Cementation on the Stress-Strain Behaviour of a Sand. In: REGIONAL CONFERENCE FOR AFRICA ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 9., 1987, Lagos. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1987. p. 435 - 442.

ALVARADO, G.; COOP, M. R.; WILLSON, S. On the role of bond breakage due to unloading in the behaviour of weak sandstones. **Géotechnique**. v. 62, n. 4, p.303-316, 2012.

ALVARADO, G.; LUI, N.; COOP, M. R. Effect of fabric on the behaviour of reservoir sandstones. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 49, n. 9, p.1036-1051, 2012.

ACI - AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Report on Soil Cement: ACI 230.1R-09**. Farmington Hills: ACI, 2009. 28 p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D7181**: Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils. West Conshohocken: ASTM, 2011a. 11 p.

_____ **D4767**: Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils. West Conshohocken: ASTM, 2011b. 11 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. **BT-106**: Guia básico de utilização do cimento Portland. 7 ed. São Paulo: ABCP, 2002. 28 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12004**: Solo - Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos. Rio de Janeiro: ABNT, 1990. 6 p.

_____ **NBR 12024**: Solo-cimento - Moldagem e cura de corpos de prova cilíndricos - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2012a. 6 p.

_____ **NBR 12051**: Solo - Determinação do índice de vazios mínimos de solos não-coesivos. Rio de Janeiro: ABNT, 1991a. 14 p.

_____ **NBR 12253**: Solo-cimento — Dosagem para emprego como camada de pavimento - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2012b. 3 p.

_____ **NBR 16605**: Cimento Portland e outros materiais em pó - Determinação da massa específica. Rio de Janeiro: ABNT, 2017. 4 p.

_____ **NBR 5733**: Cimento Portland de alta resistência inicial. Rio de Janeiro: ABNT, 1991b. 5 p.

_____ **NBR 6457**: Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro: ABNT, 2016b. 8 p.

_____ **NBR 6458:** Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro: ABNT, 2016a. 10 p.

_____ **NBR 7181:** Solo - análise granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 2016. 12 p.

ATKINSON, J H; BRANSBY, P L. **The mechanics of soils:** an introduction to critical state soil mechanics. London: Mcgraw-hill, 1978. 375 p.

ATKINSON, J. **An Introduction to the Mechanics of Soils and Foundations:** Through Critical State Soil Mechanics. London: Mcgraw-hill, 1993. 337 p.

BABIC, B. Relationships between mechanical properties of cement stabilized materials. **Materials and Structures**, v. 20, n. 6, p.455-460, 1987.

BARTON, M. E. Cohesive sands: the natural transition from sands to sandstone. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS - SOFT ROCKS, 1., 1993, Athens. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1993. v. 1, p. 367 - 374.

BEEN, K.; JEFFERIES, M. G. A state parameter for sands. **Géotechnique**, v. 35, n. 2, p.99-112, 1985.

BERNUCCI, L. B. et al. **Pavimentação Asfáltica:** Formação Básica para Engenheiros. Rio de Janeiro: Petrobrás: Abeda, 2008. 504 p.

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

BORGNAKKE, C.; SONNTAG, R. E. **Fundamentos da termodinâmica.** 7. ed. São Paulo: Blucher, 2009. 461 p.

BRESSANI, L. A.; MARTINS, F. B.; BICA, A. V. D. Mechanical behavior of a residual soil from Botucatu sandstone. In: INTERNATIONAL CONGRESS OF INTERNATIONAL ASSOCIATION OF ENGINEERING GEOLOGY, 7., 1994, Lisboa. **Proceedings...** Rotterdam: Taylor & Francis, 1994. v. 3, p. 315 - 322.

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

CALLEN, H. B. **Thermodynamics and an Introduction to Thermostatistics.** 2. ed. John Wiley & Sons, 1985. 485 p.

CASAGRANDE, M. D. T. **COMPORTAMENTO DE SOLOS REFORÇADOS COM FIBRAS SUBMETIDOS A GRANDES DEFORMAÇÕES.** 2005. 219 f. Tese (Doutorado) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia da Ufrgs, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

- CHANG, T. S.; WOODS, R. D. Effect of Particle Contact Bond on Shear Modulus. **Journal Of Geotechnical Engineering**, v. 8, n. 118, p.1216-1233, 1992.
- CLOUGH, G. W.; SITAR, N.; BACHUS, R. C. Cemented Sands under Static Loading. **Journal Of The Geotechnical Engineering Division**, n. 107, p.799-817, 1981.
- CONSOLI, N. C. et al. Key parameters dictating strength of lime/cement-treated soils. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering**, v. 162, n. 2, p.111-118, 2009c.
- CONSOLI, N. C. et al. Mathematical model for isotropic compression behaviour of cemented soil cured under stress. **Geomechanics and Geoengineering**, v. 2, n. 4, p.269-280, 2007b.
- CONSOLI, N. C.; FOPPA, D. Porosity/cement ratio controlling initial bulk modulus and incremental yield stress of an artificially cemented soil cured under stress. **Géotechnique Letters**, v. 4, n. 1, p.22-26, 2014.
- CONSOLI, N. C.; ROTTA, G. V.; PRIETTO, P. D. M. Influence of curing under stress on the triaxial response of cemented soils. **Géotechnique**, v. 50, n. 1, p.99-105, 2000.
- CONSOLI, N.C. et al. Failure envelope of artificially cemented sand. **Géotechnique**, v. 62, n. 6, p.543-547, 2012a.
- CONSOLI, N.C. et al. Mohr–Coulomb failure envelopes of lime-treated soils. **Géotechnique**, v. 64, n. 2, p.165-170, 2014.
- CONSOLI, N.C. et al. Parameters controlling stiffness and strength of artificially cemented soils. **Géotechnique**, v. 62, n. 2, p.177-183, 2012c.
- CONSOLI, N. C. et al. Broad-Spectrum Empirical Correlation Determining Tensile and Compressive Strength of Cement-Bonded Clean Granular Soils. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 29, n. 6, p.1-7, 2017.
- CONSOLI, N. C. et al. Fundamental Parameters for the Stiffness and Strength Control of Artificially Cemented Sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 135, n. 9, p.1347-1353, 2009b.
- CONSOLI, N. C. et al. Influence of Cement-Voids Ratio on Stress-Dilatancy Behavior of Artificially Cemented Sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 138, n. 1, p.100-109, 2012b.
- CONSOLI, N. C. et al. Key Parameters for Strength Control of Artificially Cemented Soils. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 133, n. 2, p.197-205, 2007a.
- CONSOLI, N. C. et al. Key parameters for strength control of rammed sand–cement mixtures: Influence of types of portland cement. **Construction and Building Materials**, v. 49, p.591-597, 2013.

- CONSOLI, N. C. et al. Parameters Controlling Tensile and Compressive Strength of Artificially Cemented Sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering** v. 136, n. 5, p.759-763, 2010.
- CONSOLI, N. C. et al. Voids/Cement Ratio Controlling Tensile Strength of Cement-Treated Soils. **Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering**, v. 137, n. 11, p.1126-1131, 2011b.
- CONSOLI, N. C.; CRUZ, R. C.; FLOSS, M. F. Variables Controlling Strength of Artificially Cemented Sand: Influence of Curing Time. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 23, n. 5, p.692-696, 2011a.
- CONSOLI, N. C.; DALLA ROSA, F.; FONINI, A. Plate Load Tests on Cemented Soil Layers Overlaying Weaker Soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 135, n. 12, p.1846-1856, 2009a.
- CONSOLI, N. C.; VENDRUSCOLO, M. A.; PRIETTO, P. D. M. Behavior of Plate Load Tests on Soil Layers Improved with Cement and Fiber. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 129, n. 1, p.96-101, 2003.
- COOP, M. R.; ATKINSON, J. H. The mechanics of cemented carbonate sands. **Géotechnique**, v. 1, n. 43, p.53-67, 1993.
- COOP, M. R.; WILLSON, S. M. Behavior of Hydrocarbon Reservoir Sands and Sandstones. **Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering**, v. 129, n. 11, p.1010-1019, nov. 2003. American Society of Civil Engineers (ASCE).
- COUTINHO, A. de S. **Fabrico e Propriedades do Betão**. Lisboa: LNEC, 1973. 610 p.
- CRUZ, R. C. **Influência de parâmetros fundamentais na rigidez, resistência e dilatância de uma areia artificialmente cimentada**. 2008. 216 f. Tese (Doutorado) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia da UFRGS, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.
- CUCCOVILLO, T.; COOP, M. R. On the mechanics of structured sands. **Géotechnique**, v. 6, n. 49, p.741-760, jun. 1999.
- CUCCOVILLO, T.; COOP, M. R. The influence of bond strength on the mechanics of carbonate soft rocks. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS - SOFT ROCKS, 1., 1993, Athens. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1993. p. 447 - 455.
- DALLA ROSA, F.; CONSOLI, N. C.; BAUDET, B. A. An experimental investigation of the behaviour of artificially cemented soil cured under stress. **Géotechnique**, v. 58, n. 8, p.675-679, 2008.
- DAS, B. M. **Principles of Geotechnical Engineering**. 5. ed. Toronto: Thomson, 2006. 589 p.

DASS, R. N. et al. Tensile Stress-Strain Characteristics of Lightly Cemented Sand. **Geotechnical Testing Journal**, v. 17, n. 3, p.305-314, 1994.

DASS, R.N. et al. Tensile stress-strain behavior of lightly cemented sand. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**, v. 30, n. 7, p.711-714, 1993.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **143/2010 - ES: Pavimentação - Base de solo-cimento - Especificação de serviço**. Rio de Janeiro: DNIT, 2010. 10 p.

DIAMBRA, A. et al. Theoretical Derivation of Artificially Cemented Granular Soil Strength. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 143, n. 5, p.1-9, 2017.

FARO, V. P. et al. Field Tests on Laterally Loaded Rigid Piles in Cement Treated Soils. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 141, n. 6, p.060150031-060150037, 2015.

FESTUGATO, L. **ANÁLISE DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO MICRO-REFORÇADO COM FIBRAS DE DISTINTOS ÍNDICES ASPECTO**. 2008. 145 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia da Ufrgs, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

FLOSS, M. F. **Parâmetros de controle da resistência e rigidez de solos granulares artificialmente cimentados**. 2012. 183 f. Tese (Doutorado) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia da UFRGS, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2012.

FONSECA, A. V. da; CRUZ, R. C.; CONSOLI, N. C. Strength Properties of Sandy Soil-Cement Admixtures. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 27, n. 6, p.681-686, 2009.

FOPPA, D. **Análise de variáveis-chave no controle da resistência mecânica de solos artificialmente cimentados**. 2005. 144 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia da UFRGS, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

GENS, A.; NOVA, R. Conceptual bases for a constitutive model for bonded soils and weak rocks. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS - SOFT ROCKS, 1., 1993, Athens. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1993. p. 485 - 494.

HAJIABDOLMAJID, V.; KAISER, P. K.; MARTIN, C. D. Modelling brittle failure of rock. **International Journal Of Rock Mechanics & Mining Sciences**, v. 1, n. 39, p.731-741, 2002.

HEAD, K. H. **Manual of soil laboratory testing: Effective stress tests**. 2. ed. Chichester: John Wiley & Sons Ltd, 1998. 425 p. 3 v.

HUANG, J. T.; AIREY, D. W. Effects of cement and density on an artificially cemented sand. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS - SOFT ROCKS, 1., 1993, Athens. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1993. p. 553 - 560.

HUANG, J. T.; AIREY, D. W. Properties of artificially cemented carbonate sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 124, n. 6, p.492-499, 1998.

INGLES, O. G.; METCALF, J. B. **Soil Stabilization: Principles and Practice**. Sydney: Butterworths, 1972. 374 p.

KÉZDI, A. **Stabilized earth roads**. Amsterdam: Elsevier Scientific, 1979. 327 p.

LA ROCHELLE, P. et al. **Observational Approach to Membrane and Area Corrections in Triaxial Tests**, Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock, ASTM STP 977, Robert T. Donaghe, Ronald C. Chaney, and Marshall L. Silver, Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1988, pp. 715-731.

LADE, P. V.; OVERTON, D. D. Cementation Effects in Frictional Materials. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 115, n. 10, p.1373-1387, 1989.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics**. New York: John Wiley & Sons, 1969. 553 p.

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

MAGHOUS, S. et al. A theoretical–experimental approach to elastic and strength properties of artificially cemented sand. **Computers and Geotechnics**, v. 62, p.40-50, 2014.

MARQUES, S. F. V. **Comportamento de uma Areia Artificialmente Cimentada até Altas Tensões de Confinamento**. 2016. 239 f. Tese (Doutorado) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia da UFRGS, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2016.

MITCHELL, J. K.; SOGA, K. **Fundamentals of Soil Behavior**. 3. ed. New York: John Wiley & Sons, 2005. 577 p.

MITCHELL, J. Soil improvement - state of the art report. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 10., 1981, Stockholm. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1981. v. 4, p. 509 - 565.

NAGARAJ, T. S.; PANDIAN, N. S.; RAJU, P. S. R. Narasimha. Compressibility behaviour of soft cemented soils. **Géotechnique**, [si], v. 2, n. 48, p.281-287, 1998.

NÚÑEZ, W. P. **ESTABILIZAÇÃO FÍSICO-QUÍMICA DE UM SOLO RESIDUAL DE ARENITO BOTUCATU, VISANDO SEU EMPREGO NA PAVIMENTAÇÃO**. 1991. 150 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia da UFRGS, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1991.

ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos**. 3. ed. Rio de Janeiro: Terratek, 2007. 385 p.

PARK, Sung-sik. Effect of Wetting on Unconfined Compressive Strength of Cemented Sands. **Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering**, v. 136, n. 12, p.1713-1720, 2010.

PARKER, J. W. **Evaluation of Laboratory Durability Tests for Stabilized Subgrade Soils**. 2008. 108 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Master of Science, Department of Civil And Environmental Engineering, Brigham Young University, Provo - Utah - USA, 2008.

PINTO, Carlos de Souza. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 356 p.

POULOS, S. J. The steady state of deformation. **Journal Of Geotechnical Engineering**, v. 5, n. 107, p.553-562, 1981.

RATTLE, M. J. et al. Uplift of shallow foundations with cement-stabilised backfill. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement**, v. 161, n. 2, p.103-110, 2008.

REDDY, K. R.; SAXENA, S. K. Constitutive modeling of cemented sand. **Mechanics of Materials**, v. 2, n. 14, p.155-178, 1992.

ROWE, P. W. The Stress-Dilatancy Relation for Static Equilibrium of an Assembly of Particles in Contact. **Proceedings of The Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences**, v. 269, n. 1339, p.500-527, 1962.

SANTOS, A. P. S. dos et al. High-Pressure Isotropic Compression Tests on Fiber-Reinforced Cemented Sand. **Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering**, v. 136, n. 6, p.885-890, 2010a.

SANTOS, A. P. S dos; CONSOLI, N. C.; BAUDET, B. A. The mechanics of fibre-reinforced sand. **Géotechnique**, v. 60, n. 10, p.791-799, 2010b.

SAXENA, S., LASTRICO, R. Static Properties of Lightly Cemented Sand. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, 104(GT12), (1978).

SCHNAID, F.; PRIETTO, P. D. M.; CONSOLI, N. C. Characterization of cemented sand in triaxial compression. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 127, n. 10, p.857-868, 2001.

SCHOFIELD, A.; WROTH, P. **Critical State Soil Mechanics**. London: Mcgraw-hill, 1968. 310 p.

SENÇO, W. de. **Manual de Técnicas de Pavimentação**: v. 2. São Paulo: Pini, 2001. 672 p.

SLADEN, J. A.; KRAHN, R. D.; HOLLANDER, R. D. Discussion of the article - A state parameter for sands. **Géotechnique**, v. 2, n. 35, p.123-132, 1985.

TOMAZELLI, L. J.; WILLWOCK, J. A. O Cenozóico Costeiro do Rio Grande do Sul. In: HOLZ, M.; HOS, L. F. de. **Geologia do Rio Grande do Sul**. Porto Alegre: UFRGS/CIGO, 2000. p. 375-406.

USACE - U.S. Army Corps of Engineers. Flexible pavement design for airfields. **USACE Technical Manual No. TM5-822-13**, (1994).

WOOD, D. M. **Geotechnical modelling**. CRC Press, 2004. 504 p.

WOOD, D. M. **Soil behaviour and critical state soil mechanics**. Cambridge: Cambridge University Press, 1990. 462 p.