



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ALEX DUARTE DE OLIVEIRA

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS ARTIFICIALMENTE
CIMENTADOS: ENSAIOS, MODELAGEM E APLICAÇÃO**

FORTALEZA

2015

ALEX DUARTE DE OLIVEIRA

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS ARTIFICIALMENTE
CIMENTADOS: ENSAIOS, MODELAGEM E APLICAÇÃO**

Dissertação de Mestrado apresentada à
Coordenação do Curso de Pós-Graduação em
Engenharia Civil do Centro de Tecnologia da
Universidade Federal do Ceará, como parte
dos requisitos para a obtenção do Título de
Mestre em Engenharia Civil. Área de
Concentração: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Francisco Chagas da
Silva Filho.

FORTALEZA

2015

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Biblioteca de Pós-Graduação em Engenharia - BPGE

-
- O45c Oliveira, Alex Duarte de.
Comportamento mecânico de solos artificialmente cimentados: ensaios, modelagem e aplicação /
Alex Duarte de Oliveira. – 2015.
103 f. : il. color., enc. ; 30 cm.
- Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Departamento de
Engenharia Hidráulica e Ambiental, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Geotecnia,
Fortaleza, 2015.
Área de Concentração: Geotecnia.
Orientação: Prof. Dr. Francisco Chagas da Silva Filho.
1. Geotecnia. 2. Fundações. 3. Resistência de materiais. I. Título.

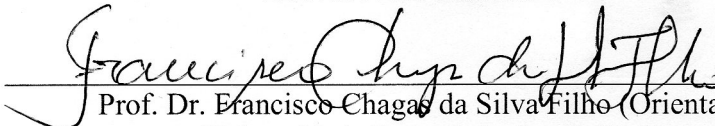
ALEX DUARTE DE OLIVEIRA


**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS ARTIFICIALMENTE
CIMENTADOS: ENSAIOS, MODELAGEM E APLICAÇÃO**

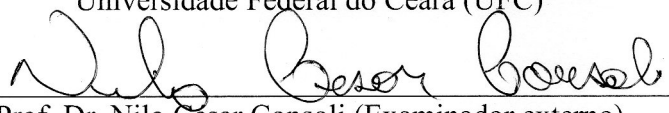
Dissertação de Mestrado apresentada à
Coordenação do Curso de Pós-Graduação em
Engenharia Civil do Centro de Tecnologia da
Universidade Federal do Ceará, como parte
dos requisitos para a obtenção do Título de
Mestre em Engenharia Civil. Área de
Concentração: Geotecnia.

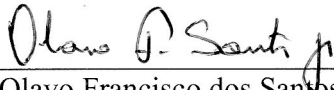
Aprovado em 30 / 07 / 2015.

BANCA EXAMINADORA


Prof. Dr. Francisco Chagas da Silva Filho (Orientador)
Universidade Federal do Ceará (UFC)


Prof. Dr. Silvrano Adonias Dantas Neto (Examinador interno)
Universidade Federal do Ceará (UFC)


Prof. Dr. Nilo Cesar Consoli (Examinador externo)
Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS)


Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Junior (Examinador externo)
Universidade Federal do Rio Grande do Norte (UFRN)

Dedico este trabalho aos meus pais, Raimundo e Ionete, por todo o amor, os cuidados, e os esforços dedicados aos seus dois filhos, Alan e Alex.

AGRADECIMENTOS

Gostaria de expressar os meus mais sinceros agradecimentos a todos aqueles que, de alguma maneira, ajudaram, participaram ou incentivaram a realização deste trabalho.

A minha família: meus pais, Raimundo e Ionete, e meu irmão, Alan. Por todo o apoio, compreensão e confiança.

Ao professor Francisco Chagas da Silva Filho pela orientação, pela credibilidade e confiança depositadas em mim, por todas as ajudas e conselhos e pelos incentivos a continuar na carreira acadêmica.

Aos meus amigos: Átilla, Diego, Fábio, Rahilla, Rayane e, principalmente, ao meu amigo Rafael que me auxiliou durante todo o desenvolvimento do trabalho.

Aos amigos do Laboratório de Mecânica dos Solos e Pavimentação da UFC, Anselmo, Ciroca, Roberto e Aninha; e aos amigos da graduação e da pós-graduação.

A todos que fazem parte do Programa de Pós-Graduação do Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental da UFC, especialmente os professores Alfran e Silvrano, este último membro da banca examinadora.

Aos professores Nilo Cesar Consoli e Olavo Francisco dos Santos Junior, membros externos da banca examinadora.

Ao Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental pela versão licenciada do software Phase, utilizada no trabalho.

Por último, ao CNPq e ao Laboratório de Mecânica dos Solos e Pavimentação da UFC pelo suporte financeiro, sem o qual este trabalho não poderia ser realizado.

RESUMO

Considerando a semelhança existente entre o comportamento mecânico dos solos artificialmente cimentados e dos maciços rochosos, o presente trabalho propõe uma metodologia para a obtenção das envoltórias de resistência dos solos artificialmente cimentados, utilizando o critério de ruptura geral de Hoek-Brown. A metodologia proposta consiste, basicamente, em realizar dois ensaios triaxiais, um com o solo não cimentado e outro com o solo cimentado com um teor de cimento elevado, e estimar as envoltórias de resistência para os teores de cimento intermediários, através das equações desenvolvidas. Para o desenvolvimento da metodologia, inicialmente, foram realizados ensaios de compressão simples e triaxiais não drenados, com o objetivo quantificar a influência do fator vazio/cimento (n/Ci_v) sobre os parâmetros de resistência das misturas cimentadas utilizadas. A partir dos resultados dos ensaios de resistência e da equação geral do critério de Hoek-Brown, foram desenvolvidas equações para calcular os parâmetros da envoltória (a , m , s), em função do fator vazio/cimento. A metodologia proposta foi aplicada aos resultados dos ensaios triaxiais apresentados em outros quatro trabalhos e os resultados mostraram que a envoltória de Hoek-Brown é adequada para representar a resistência dos solos artificialmente cimentados, sendo capaz de incorporar os efeitos causados pela tensão confinante e pelo nível de cimentação. As envoltórias estimadas e as obtidas com os ensaios triaxiais ficaram bem próximas, indicando que a metodologia proposta pode ser empregada com um razoável grau de confiabilidade. Os resultados obtidos com a metodologia proposta foram utilizados para simular, através do Método dos Elementos Finitos, o comportamento carga-recalque e a variação do fator de segurança de uma fundação superficial assente sobre um sistema de dupla camada, sendo a superior cimentada. As simulações foram realizadas utilizando como variáveis o teor de cimento da camada reforçada e a relação entre a altura da camada cimentada (H) e o diâmetro da fundação (D). Os resultados obtidos mostram que a utilização de camadas artificialmente cimentadas eleva consideravelmente as tensões verticais necessárias para um recalque relativo específico e, também, o fator de segurança da fundação. Com isso, a execução de fundações superficiais, em substituição a fundações profundas, torna-se viável.

Palavras-chave: Solo artificialmente cimentado. Ensaio triaxial. Critério de ruptura de Hoek-Brown.

ABSTRACT

Considering the similarity between the mechanical behavior of artificially cemented soils and rock masses, this study proposes a methodology to obtain the envelopes resistance of artificially cemented soils, using the Hoek-Brown failure criterion. The proposed methodology consists basically in performing two triaxial tests, with the soil non-cemented and cemented with a high cement content, and estimate the strength envelopes for intermediate cement contents, using the equations presented in this research. To develop the methodology, initially, a number of unconfined compression tests and triaxial tests were carried out in order to quantify the influence of the porosity/cement ratio (n/Ci_v) on the strength parameters of the cement mixtures used. From the tests results and the Hoek-Brown failure criterion, new equations were developed to calculate the envelope parameters (a , m , s), as functions of porosity/cement ratio. The proposed method was applied to triaxial tests data presented in four different studies and the results showed that the Hoek-Brown envelope is suitable to represent the resistance of artificial cemented soils, being able to incorporate the effects caused by the confining pressure and by the cement content. The envelopes estimated and those obtained from the triaxial tests were very close, indicating that the proposed methodology can be used with a reasonable degree of reliability. The results obtained with the proposed methodology were used to simulate, by the Finite Element Method, the pressure-settlement behavior and the variation of the safety factor of a shallow foundation bearing on a double-layered system formed by an artificially cemented soil layer overlaying a soil stratum. The simulations were performed using as variables the cement content of the enhanced layer and the relationship between the thickness of the treated layer (H) and the diameter of the foundation (D). The results show that the use of artificially cemented layers considerably increases the vertical pressure required for an specific settlement and also the foundation safety factor. Thus, the execution of shallow foundations, replacing deep foundations, becomes feasible.

Keywords: Artificially cemented soil. Triaxial tests. The Hoek-Brown failure criterion.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1- Variação da resistência à compressão simples (q_u) em função do teor de cimento (C_i) para diferentes valores de massa específica aparente seca (ρ_d).....	23
Figura 2.2 – Efeito do teor de umidade de moldagem (w) sobre a resistência à compressão simples de amostras de solo artificialmente cimentado.....	24
Figura 2.3 – Variação da resistência à compressão simples em função da porosidade (n).	25
Figura 2.4 – Variação da resistência à compressão simples em função do fator vazio/cimento, expresso em função da porosidade e do teor volumétrico de cimento.	27
Figura 2.5 – Comportamento idealizado de um solo cimentado: (a) trajetórias de tensões; (b) curvas tensão deformação.....	29
Figura 2.6 – Comportamento idealizado de solos cimentados onde o efeito do atrito interno é preponderante: (a) trajetórias de tensões; (b) comportamento tensão-deformação.	30
Figura 3.1 – Local de coleta do solo utilizado.....	33
Figura 3.2 – Equipamento utilizado nos ensaios de compressão simples (a) e triaxiais (b). ...	38
Figura 4.1 – Curvas granulométricas do solo utilizado.	42
Figura 4.2 – Curvas de compactação do solo não cimentado.....	42
Figura 4.3 – Curvas de compactação variando o teor de cimento.	43
Figura 4.4 – Variação da resistência à compressão simples em função do teor de cimento. ...	45
Figura 4.5 – Variação da resistência à compressão simples em função do fator vazio/cimento.	45
Figura 4.6 – Curvas tensão-deformação para a tensão confinante de 50 kPa.	47
Figura 4.7 – Curvas tensão-deformação para a tensão confinante de 100 kPa.	48
Figura 4.8 – Curvas tensão-deformação para a tensão confinante de 200 kPa.	48
Figura 4.9 – Aspecto geral dos corpos-de-prova após a ruptura.	49
Figura 4.10 – Geração de poro-pressão para a tensão confinante de 50 kPa.	50
Figura 4.11 – Geração de poro-pressão para a tensão confinante de 100 kPa.	51
Figura 4.12 – Geração de poro-pressão para a tensão confinante de 200 kPa.	51
Figura 4.13 – Variação da tensão desvio de ruptura para as três tensões confinantes em função da relação vazio/cimento.	52
Figura 4.14 – Variação da coesão em função da relação vazio/cimento.	52
Figura 4.15 – Variação do ângulo de atrito em função da relação vazio/cimento.	53
Figura 4.16 – Envoltórias de tensões totais de Mohr-Coulomb.	53

Figura 4.17 – Envoltórias de tensões efetivas de Mohr-Coulomb.	54
Figura 5.1 – Relação entre as tensões principais efetivas para a envoltória de Hoek-Brown e a envoltória equivalente de Mohr-Coulomb.....	58
Figura 5.2 – Ajuste proposto para o parâmetro a da envoltória.	61
Figura 5.3 – Influência do parâmetro a sobre o formato da envoltória.	62
Figura 5.4 – Retas de ajuste para a obtenção de m e s	63
Figura 5.5 – Ajustes da envoltória de Hoek-Brown para os resultados dos ensaios triaxiais realizados com o solo artificialmente cimentado.	64
Figura 5.6 – Ajuste do parâmetro m	64
Figura 5.7 – Ajuste do parâmetro s	65
Figura 5.8 – Aplicação da metodologia proposta para os resultados do presente trabalho.....	66
Figura 5.9 –Envoltórias ajustadas para os resultados de Rohlfs Júnior (1996).	68
Figura 5.10 – Envoltórias estimadas para os resultados de Rohlfs Júnior (1996).	69
Figura 5.11 –Envoltórias ajustadas para os resultados de Cruz (2008).	69
Figura 5.12 – Envoltórias estimadas para os resultados de Cruz (2008).	70
Figura 5.13 – Envoltórias ajustadas para os resultados de Marri (2010).	71
Figura 5.14 –Envoltória ajustadas para os resultados de Marri (2010), limitando as tensões confinantes até 1000 kPa.	71
Figura 5.15 – Envoltórias estimadas para os resultados de Marri (2010).	72
Figura 5.16 – Envoltórias ajustadas para os resultados de Lopes (2012).	73
Figura 5.17 – Envoltórias estimadas para os resultados de Lopes (2012).	73
Figura 6.1 – Malha utilizada nas análises.	76
Figura 6.2 – Curvas carga-recalque para camada com 1% de cimento.	77
Figura 6.3 – Curvas carga-recalque para camada com 2% de cimento.	78
Figura 6.4 – Curvas carga-recalque para camada com 3% de cimento.	78
Figura 6.5 – Curvas carga-recalque para camada com 5% de cimento.	79
Figura 6.6 – Curvas carga-recalque para camada com 7% de cimento.	79
Figura 6.7 – Curvas carga-recalque para camada com 10% de cimento.	80
Figura 6.8 – Variação da tensão vertical máxima em função da relação H/D , para um recalque relativo de 3%.	80
Figura 6.9 – Variação percentual das tensões em função da profundidade da camada, para uma teor de cimento de 5% e uma carga de 400 kPa.	81
Figura 6.10 – Variação da tensão vertical máxima em função do teor de cimento, para um recalque relativo de 3%.	82

Figura 6.11 – Variação do <i>SRF</i> em função da relação <i>H/D</i> , para cada teor de cimento, com uma tensão vertical de 200 kPa.	83
Figura 6.12 – Variação do <i>SRF</i> em função da relação <i>H/D</i> , para cada teor de cimento, com uma tensão vertical de 400 kPa.	83
Figura 6.13 – Variação do <i>SRF</i> em função da relação <i>H/D</i> , para cada teor de cimento, com uma tensão vertical de 1000 kPa.	84

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Composição química do cimento Portland CP-II-32.....	34
Tabela 3.2 – Programa de ensaios realizados.....	35
Tabela 4.1 – Propriedades físicas do solo utilizado e normas dos ensaios.....	41
Tabela 4.2 – Índices físicos dos pontos máximos das curvas da Figura 4.1.	43
Tabela 4.3 – Resultados dos ensaios de resistência à compressão simples.....	44
Tabela 4.4 – Resultados dos ensaios triaxiais CIU.....	46
Tabela 5.1 – Valores obtidos para os parâmetros a , m e s	63
Tabela 6.1 – Parâmetro do critério de Hoek-Brown para as camadas cimentadas.....	75
Tabela 6.2 – Módulos de elasticidade das camadas cimentadas (kPa).....	76

LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS

A, B, C, D	Constantes das equações propostas
a, m, s	Parâmetros da envoltória de Hoek-Brown
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
Al ₂ O ₃	Óxido de alumínio
B	Parâmetro de poro-pressão de Skempton
c	Coesão total
c'	Coesão efetiva
CaO	Óxido de cálcio
Ci	Teor de cimento gravimétrico
CID	Consolidated Isotropically Drained
CIU	Consolidated Isotropically Undrained
Ci _v	Teor de cimento volumétrico
CP	Cimento Portland
D	Fator de perturbação da rocha, diâmetro da fundação
δ	Recalque
δ/D	Recalque relativo
DNER	Departamento Nacional de Estradas e Rodagem
Δσ	Tensão desvio, variação de tensões
Δσ _{rup}	Tensão desvio na ruptura
Δu	Variação de poro-pressão
Δu _{rup}	Variação de poro-pressão na ruptura
E	Módulo de elasticidade
e	índice de vazios, número de Euler
ε	Deformação
e.g.	Por exemplo
ε _a	Deformação axial
φ	Ângulo de atrito total
φ'	Ângulo de atrito efetivo
φ' _{cr}	Ângulo de atrito do estado crítico
Fe ₂ O ₃	Óxido de ferro

ϕ'_m	Ângulo de atrito mobilizado
FS	Fator de segurança
γ	Peso específico
G_0	Módulo cisalhantes inicial
G_s	Densidade real dos grãos
GSI	Geological Strength Index – Índice de Resistência Geológico
H	Profundidade, altura da camada cimentada
H/D	Razão entre a altura e a largura da camada cimentada
IP	Índice de plasticidade
K_0	Coefficiente de empuxo no repouso
LL	Limite de liquidez
LP	Limite de plasticidade
M	Relação q/p'
Méd.	Média
MgO	Óxido de magnésio
n	Porosidade
ν	Coefficiente de Poisson
NBR	Norma Brasileira
p	Tensão normal média
p'	Tensão normal média efetiva
q	Tensão desvio
q_u	Resistência à compressão simples
R^2	Coefficiente de determinação
ρ_d	Massa específica aparente seca
$\rho_{d \max}$	Massa específica aparente seca máxima
S	Grau de saturação
σ_1	Tensão principal maior total
σ'_1	Tensão principal maior efetiva
σ_3	Tensão principal menor total
σ'_3	Tensão principal menor efetiva
$\sigma_{3 \max}$	Limite superior do intervalo de tensões para ajuste das envoltórias de Hoek-Braown e Mohr-Coulomb
σ_{3n}	$\sigma_{3 \max} / \sigma_{ci}$

σ_{ci}	Resistência à compressão uniaxial da rocha intacta
σ_{cm}	Resistência global do maciço rochoso
SiO_3	Dióxido de silício
SM	Areia siltosa
SO_3	Anidrido sulfúrico
SRF	Strength Reduction Factor – Fator de Redução de Parâmetros.
σ_t	Resistência à tração
u	Poropressão
UFC	Universidade Federal do Ceará
UU	Unconsolidated Undrained
V_{ci}	Volume absoluto de cimento
V_v	Volume absoluto de vazios
$V_v/V_{ci}, n/Ci_v$	Fator vazio/cimento
w	Teor de umidade gravimétrico
w_o	Umidade ótima
X, Y	Coordenadas para representação linear da envoltória de Hoek-Brown
Ψ	Ângulo de dilatância

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	17
1.1	OBJETIVOS DA PESQUISA.....	18
1.2	ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	19
2	SOLOS ARTIFICIALMENTE CIMENTADOS	20
2.1	VISÃO GERAL	20
2.2	PARÂMETROS IMPORTANTES	21
2.2.1	<i>Efeitos do Tipo de Solo.....</i>	<i>21</i>
2.2.2	<i>Efeitos da Quantidade de Cimento.....</i>	<i>22</i>
2.2.3	<i>Efeitos da Umidade de Moldagem</i>	<i>23</i>
2.2.4	<i>Efeitos da Densidade Final da Mistura</i>	<i>24</i>
2.2.5	<i>Efeitos do Fator Vazio/Cimento</i>	<i>26</i>
2.3	COMPORTAMENTO NO CISALHAMENTO	28
2.3.1	<i>Comportamento Tensão-Dilatância</i>	<i>28</i>
2.3.2	<i>Comportamento Tensão-Deformação</i>	<i>28</i>
2.3.3	<i>Resistência ao Cisalhamento.....</i>	<i>31</i>
2.4	CONSIDERAÇÕES FINAIS	32
3	ENSAIOS REALIZADOS EM AMOSTRAS DE SOLO CIMENTADO.....	33
3.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	33
3.2	MATERIAIS UTILIZADOS	33
3.2.1	<i>Solo.....</i>	<i>33</i>
3.2.2	<i>Cimento Portland</i>	<i>34</i>
3.2.3	<i>Água.....</i>	<i>34</i>
3.3	ENSAIOS REALIZADOS	34
3.3.1	<i>Coleta e Preparação de Amostras.....</i>	<i>35</i>
3.3.2	<i>Ensaio de Caracterização e Compactação.....</i>	<i>36</i>
3.3.3	<i>Preparação dos Corpos-de-Prova</i>	<i>36</i>
3.3.4	<i>Ensaio de Compressão Simples</i>	<i>37</i>
3.3.5	<i>Ensaio de Compressão Triaxial.....</i>	<i>38</i>
3.4	CONSIDERAÇÕES FINAIS	40

4	RESULTADOS DA INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL	41
4.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	41
4.2	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO E COMPACTAÇÃO	41
4.3	ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES	44
4.4	ENSAIOS TRIAXIAIS NÃO DRENADOS	45
4.4.1	<i>Variação do Parâmetro B de Poro-pressão</i>	<i>46</i>
4.4.2	<i>Comportamento Tensão-Deformação</i>	<i>47</i>
4.4.3	<i>Variação da Poro-pressão</i>	<i>50</i>
4.4.4	<i>Variação da Resistência ao Cisalhamento</i>	<i>51</i>
4.5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	55
5	PROPOSTA DE UTILIZAÇÃO DE UMA ENVOLTÓRIA NÃO LINEAR PARA ESTIMAR A RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS ARTIFICIALMENTE CIMENTADOS	57
5.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	57
5.2	CRITÉRIO GERAL DE HOEK-BROWN	57
5.3	METODOLOGIA PROPOSTA	60
5.4	RESUMO DA METODOLOGIA PROPOSTA	66
5.5	VERIFICAÇÃO DA METODOLOGIA PROPOSTA	67
5.6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	74
6	ANÁLISE NUMÉRICA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS ASSENTES EM SOLO ARTIFICIALMENTE CIMENTADO	75
6.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	75
6.2	ESTUDO CARGA-RECALQUES	77
6.3	ESTUDO DA CAPACIDADE DE CARGA	82
6.4	CONSIDERAÇÕES FINAIS	84
7	CONCLUSÕES E SUGESTÕES	86
7.1	CONCLUSÕES	86
7.1.1	<i>Resultados da Investigação Experimental</i>	<i>86</i>
7.1.2	<i>Proposta de Utilização da Envoltória de Hoek-Brown para Estimar a Resistência de Solos Artificialmente Cimentados</i>	<i>88</i>

7.1.3	<i>Análise Numérica de Fundações Superficiais Assentes em Solo Artificialmente Cimentado</i>	88
7.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	89
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	90
	ANEXOS	95
	ANEXO A – TRAJETÓRIAS DE TENSÕES	96
	ANEXO B – RESULTADOS DE ROHLFES JÚNIOR (1996)	100
	ANEXO C – RESULTADOS DE CRUZ (2008)	101
	ANEXO D – RESULTADOS DE MARRI (2010)	102
	ANEXO E – RESULTADOS DE LOPES (2012)	103

1 INTRODUÇÃO

A utilização das técnicas tradicionais de engenharia geotécnica, muitas vezes, encontra limitações de caráter técnico, como a existência de camadas de solo com alta deformabilidade e baixa capacidade de suporte. A ocorrência dessas camadas influencia diretamente o tipo de solução a ser adotada, como, por exemplo, a escolha entre uma fundação superficial ou profunda, podendo elevar bastante os custos associados à obra.

Em situações como essa, uma boa alternativa seria a utilização de técnicas de melhoramento das propriedades mecânicas do solo, possibilitando a adoção de soluções mais econômicas e seguras e permitindo a utilização do próprio solo existente no local da obra.

Dentre as técnicas de melhoramento de solo existentes, a adição de cimento ao solo é uma das mais utilizadas. O solo tratado com cimento vem sendo empregado com sucesso na construção de bases para pavimentos rodoviários, na proteção superficial de taludes de barragens de terra, na contenção de contaminantes e na construção de camadas de suporte para execução de fundações superficiais.

Na literatura científica, encontra-se uma grande quantidade de estudos mostrando que a adição de cimento aumenta significativamente a resistência e a rigidez do solo. Os estudos também mostram que o comportamento mecânico dos solos artificialmente cimentados é função, principalmente, do tipo de material cimentante utilizado, da quantidade adicionada ao solo, da porosidade da mistura e do teor de umidade de moldagem (e.g. CATTON, 1962; MOORE *et al.*, 1970; CLOUGH, 1981; INGLES E METCALF, 1972; CONSOLI *et al.*, 2007, 2009, 2010).

As pesquisas mais recentes sobre solos artificialmente cimentados apresentam o desenvolvimento de metodologias de dosagem baseadas em critérios racionais, como a relação água/cimento utilizada para o concreto. Vários critérios foram investigados e o parâmetro que apresentou a melhor correlação com as propriedades mecânicas do solo artificialmente cimentado foi a relação entre o volume de vazios e o volume de cimento. Na maioria dos trabalhos encontrados, os resultados apresentados para ensaios de compressão simples, compressão triaxial e tração variam potencialmente em função da relação vazio/cimento (e.g. FOPPA, 2005; CRUZ, 2008; CONSOLI *et al.*, 2010).

Outro assunto bastante discutido nos trabalhos sobre solos artificialmente cimentados é a resistência ao cisalhamento. As envoltórias de resistência desses materiais apresentam um formato não linear, com maior inclinação para baixos níveis de tensão confinante. A curvatura destas envoltórias aumenta em função do aumento do teor de cimento, proporcionando um aumento do ângulo de atrito, para baixos valores de tensão confinante (e.g. LADE e OVERTON, 1989; LEROUEIL e VAUGHAN, 1990; CUCCOVILLO e COOP, 1999; CONSOLI et al., 2012).

O comportamento apresentado pelas envoltórias de resistência dos solos artificialmente cimentados é semelhante ao observado em maciços rochosos, onde a curvatura da envoltória varia em função do grau de integridade da rocha e sua inclinação também reduz com o aumento das tensões confinantes.

A partir da semelhança existente entre o comportamento mecânico dos solos artificialmente cimentados e dos maciços rochosos, o presente estudo apresenta uma metodologia que permite estimar as envoltórias de resistência dos solos artificialmente cimentados, utilizando como base o fator vazio/cimento e o critério de ruptura geral de Hoek-Brown, utilizado para maciços rochosos.

1.1 OBJETIVOS DA PESQUISA

O objetivo principal desta pesquisa é propor uma metodologia para estimar as envoltórias de resistência dos solos artificialmente cimentados.

Os objetivos específicos da pesquisa foram:

- Analisar o comportamento mecânico de um solo cimentado artificialmente com diferentes teores de cimento e quantificar a influência do fator vazio/cimento sobre os parâmetros de resistência, através da realização de ensaios;
- Verificar a adequação do uso da envoltória de Hoek-Brown para representar a resistência ao cisalhamento de solos artificialmente cimentados;
- Propor uma metodologia para estimar as envoltórias de resistência dos solos artificialmente cimentados, utilizando como base o fator vazio/cimento e a equação do critério geral de Hoek-Brown;

- Por último, utilizar o critério de ruptura de Hoek-Brown para simular o comportamento mecânico de uma fundação superficial assente sobre um sistema de dupla camada, através do Método dos Elementos Finitos.

1.2 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A estrutura do trabalho está dividida da seguinte forma:

- **Capítulo 1 – Introdução:** apresenta uma breve contextualização do tema, bem como os objetivos do trabalho;
- **Capítulo 2 – Solos Artificialmente Cimentados:** apresenta um resumo dos principais conceitos sobre solos cimentados, enfatizando seu comportamento mecânico e os fatores que o influenciam;
- **Capítulo 3 – Ensaio em Amostras Artificialmente Cimentadas:** apresenta a descrição do programa de ensaios realizado neste trabalho e dos materiais utilizados;
- **Capítulo 4 – Resultados da Investigação Experimental:** apresenta os resultados obtidos nos ensaios e suas análises;
- **Capítulo 5 – Proposta de Utilização de uma Envoltória Não Linear para Estimar a Resistência ao Cisalhamento de Solos Artificialmente Cimentados:** apresenta o desenvolvimento da metodologia proposta para estimar a resistência de solos artificialmente cimentados;
- **Capítulo 6 – Análise Numérica de Fundações Superficiais Assentes em Solo Artificialmente Cimentado:** apresenta a simulação numérica do comportamento mecânico de uma fundação superficial assente sobre um sistema de dupla camada, feita com a utilização do Método dos Elementos Finitos;
- **Capítulo 7 – Conclusões e Recomendações:** apresenta as conclusões obtidas neste trabalho e as sugestões para a continuidade desta pesquisa.

2 SOLOS ARTIFICIALMENTE CIMENTADOS

2.1 VISÃO GERAL

Na literatura científica, encontram-se diferentes denominações para a mistura resultante da adição de cimento ao solo. As mais utilizadas são solo-cimento, solo artificialmente cimentado, solo estabilizado com cimento e solo melhorado com cimento. Neste trabalho não será feita nenhuma distinção entre essas denominações, sendo utilizado, preferencialmente, o termo solo artificialmente cimentado.

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) define o material 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, conforme a NBR 12253/92, e executada conforme a NBR 12254/90.

Para a dosagem do solo artificialmente cimentado são realizados ensaios de laboratório, com o objetivo de selecionar a quantidade mínima de cimento necessária para obter a resistência desejada. A metodologia de execução desses ensaios e os seus critérios de aceitação dependem do uso pretendido ao solo cimentado e variam em cada país. No Brasil, o critério de aceitação de dosagem adotado é resistência à compressão simples mínima de 2,1 MPa, após 7 dias de cura (NBR 12253/92).

O solo artificialmente cimentado geralmente é utilizado em obras geotécnicas onde não se dispõe de material com as características mecânicas necessárias para a execução do projeto. A adição de cimento proporciona uma melhora significativa dos parâmetros de resistência, deformabilidade, permeabilidade e durabilidade do solo. Existem inúmeros trabalhos que relatam a melhora das propriedades físicas e mecânicas dos solos artificialmente cimentados (e.g. LADE e OVERTON, 1989; SCHNAID *et al.*, 2001; CONSOLI *et al.*, 2007).

O cimento adicionado ao solo atua formando ligações entre as partículas, criando, assim, arranjos estruturais que conferem ao material resultante uma melhora nas propriedades mecânicas, em comparação ao solo natural. Os efeitos dessa estruturação podem ser observados comparando resultados de ensaios de resistência e deformabilidade realizados no solo com e sem a adição de cimento (PRIETTO, 2004).

A estrutura formada pela cimentação torna o comportamento mecânico dos solos cimentados semelhante ao comportamento de rochas brandas e outros materiais naturalmente estruturados. Com isso, os solos cimentados ficam enquadrados numa faixa intermediária entre solos e rochas e seu comportamento não pode ser totalmente compreendido somente com os conceitos da Mecânica dos Solos Clássica (LEROUEIL E VAUGHAN, 1990).

Segundo Leroueil e Vaughan (1990), os modelos clássicos da Mecânica dos Solos não podem explicar completamente o comportamento dos solos estruturados, pois, consideram como conceitos básicos apenas a densidade inicial e a história de tensões. Para os autores, a estrutura do solo também deve ser considerada um conceito básico e seus efeitos sobre o comportamento geotécnico devem ser tratados com a mesma importância que a densidade inicial e a história de tensões.

2.2 PARÂMETROS IMPORTANTES

O comportamento dos solos artificialmente cimentados é influenciado por diversos fatores, como propriedades físico-químicas do solo, tipo de cimento utilizado, condições de preparação da mistura e condições de carregamento. Na literatura, encontra-se uma grande quantidade de estudos feitos com o objetivo de identificar, para diversas condições, quais os fatores que exercem maior influência sobre o comportamento dos solos cimentados (e.g. CATTON, 1962; MOORE *et al.*, 1970; INGLES e METCALF, 1972; CLOUGH, 1981; ROTTA, 2005; CONSOLI *et al.*, 2007).

A partir do levantamento bibliográfico feito, observou-se que o tipo de solo utilizado, a quantidade de cimento adicionada, a umidade de moldagem e a densidade final da mistura são os fatores mais importantes para o comportamento dos solos cimentados. Os efeitos causados por esses fatores são apresentados nos itens seguintes.

2.2.1 *Efeitos do Tipo de Solo*

A técnica de solo-cimento pode ser empregada em qualquer tipo de solo, no entanto, as propriedades finais da mistura dependem do tipo de material utilizado. Propriedades como granulometria, mineralogia e composição química, podem influenciar as reações do cimento e a resistência final do material (FELT, 1955, *apud* FOPPA, 2005).

Os trabalhos realizados por Croft (1967) e Plaster e Noble (1970) mostraram que a quantidade de argila presente no solo e a sua mineralogia influenciam as reações químicas do cimento e a resistência final do solo cimentado. A fração argila sofre deterioração ao entrar em contato com o cimento, sendo a montmorilonita o mineral mais suscetível. Além disso, este argilomineral retarda a hidratação e a cristalização do cimento, reduzindo a eficiência da estabilização. Os resultados mostraram ainda que a resistência final da mistura sofre maior influência da quantidade de argila presente no solo que da sua mineralogia.

Ingles e Metcalf (1972) observaram que os efeitos causados pelo aumento do teor de cimento também dependem do tipo de solo utilizado para a mistura. Para solos arenosos, os autores apontaram uma tendência ao aumento da retração e à diminuição da permeabilidade. Já para solos argilosos, foi verificada uma tendência ao aumento da permeabilidade e à diminuição do potencial de expansão.

Clough *et al.* (1981) e Chang e Woods (1992) verificaram que o solo artificialmente cimentado apresenta maior resistência quando o solo utilizado na mistura possui distribuição granulométrica bem graduada e uma boa porcentagem de finos. Os autores explicam que, nessas condições, o número de contatos entre os grãos é muito elevado, favorecendo a formação das ligações de cimento.

Minguela (2007, apud Vitali, 2008) afirma que é importante que o solo cimentado possua frações adequadas de material fino e grosso. As partículas finas proporcionam maior estabilidade estrutural, enquanto as partículas maiores aumentam a resistência, possibilitando a redução da quantidade de cimento utilizada. Também é importante limitar as dimensões máximas para facilitar a moldagem e evitar segregação durante a compactação.

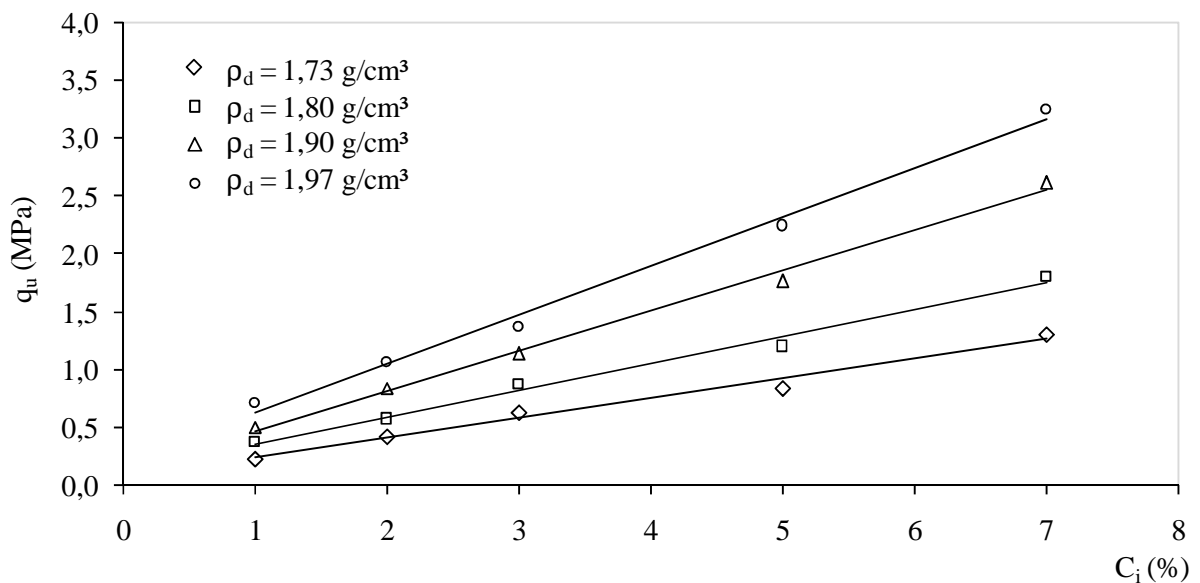
2.2.2 *Efeitos da Quantidade de Cimento*

A adição de cimento, mesmo que em pequenas quantidades, altera as propriedades do solo. Catton (1962) realizou ensaios utilizando baixos teores de cimento e observou um aumento do tamanho médio das partículas, uma redução da capacidade de retenção de água e uma redução do índice de plasticidade. Estudos posteriores mostram ainda que mesmo a adição de 1% de cimento provoca melhoras significativas nos parâmetros de resistência e deformabilidade do solo (SCHNAID *et al.*, 2001; FOPPA, 2005; CONSOLI *et al.* 2007).

Clough *et al.* (1981) realizaram ensaios triaxiais em amostras com diferentes teores de cimento e verificaram que, para uma mesma tensão confinante, a resistência e a rigidez do solo cimentado aumentam com o aumento do teor de cimento. Esse ganho de resistência e rigidez em função do aumento do teor de cimento é um comportamento observado em todos os trabalhos encontrados sobre solos cimentados.

Para exemplificar o ganho de resistência do solo em função da quantidade de cimento adicionada, na Figura 2.1 são apresentados alguns resultados de ensaios de resistência à compressão simples, obtidos por Foppa (2005). Percebe-se pelos resultados que, mesmo nas misturas cimentadas de maior densidade, o acréscimo de cimento gera ganhos significativos de resistência.

Figura 2.1- Variação da resistência à compressão simples (q_u) em função do teor de cimento (C_i) para diferentes valores de massa específica aparente seca (ρ_d).



Fonte: adaptado de Foppa (2005).

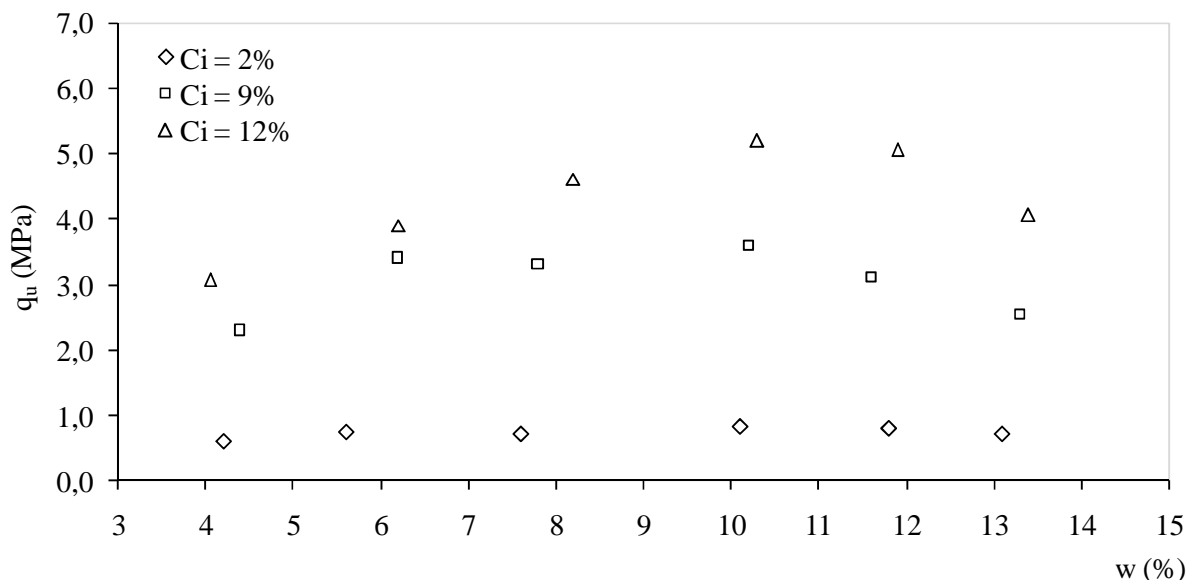
2.2.3 Efeitos da Umidade de Moldagem

Felt (1955, *apud* Foppa, 2005) realizou ensaios de durabilidade e de resistência à compressão simples em diferentes solos tratados com cimento e observou que, nos ensaios de durabilidade, as misturas feitas com solos argilosos e siltsos apresentaram melhor desempenho para teores de umidade acima do teor de umidade ótimo de compactação; enquanto as misturas arenosas apresentaram valores máximos para teores de umidade um

pouco abaixo do ótimo. Nos ensaios de compressão simples, as misturas com teores de umidade um pouco abaixo do ótimo apresentaram maior resistência.

Foppa (2005) realizou ensaios de compressão simples em solos arenosos artificialmente cimentados, variando as condições de compactação, e observou que a máxima resistência ocorre para valores de umidade um pouco abaixo do teor ótimo. O autor observou ainda que o teor de umidade com o qual se obteve a máxima resistência era aproximadamente constante (10%), independente do teor de cimento (Figura 2.2).

Figura 2.2 – Efeito do teor de umidade de moldagem (w) sobre a resistência à compressão simples de amostras de solo artificialmente cimentado.



Fonte: adaptado de Foppa (2005).

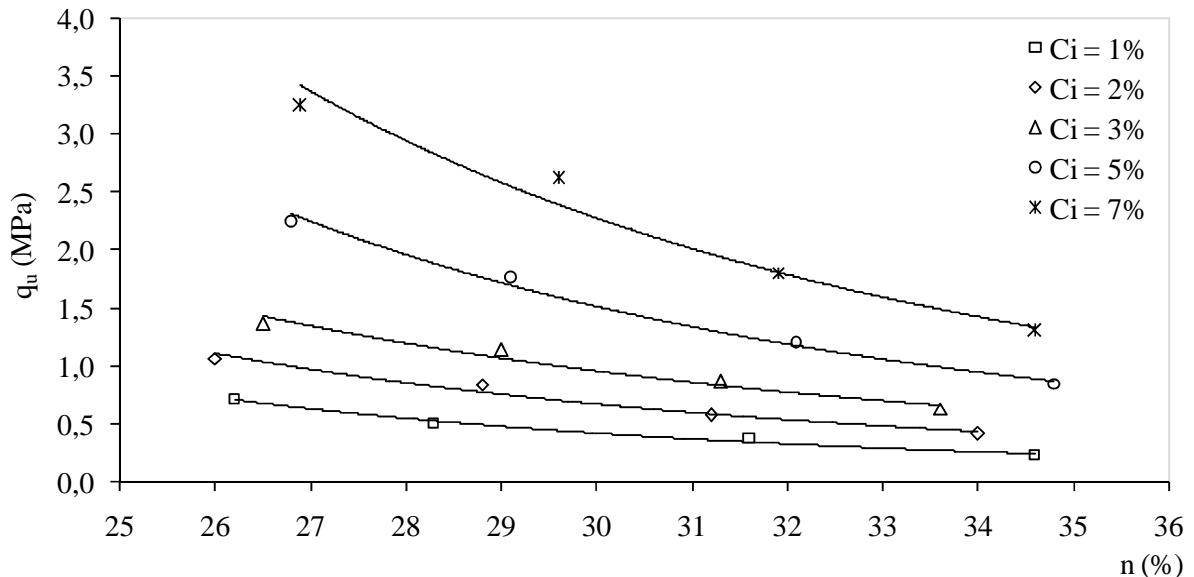
Segundo Foppa (2005), essa variação de resistência em função da umidade de moldagem ocorre devido a alterações geradas na estrutura do solo cimentado. A quantidade de água utilizada na compactação exerce um papel fundamental na formação da estrutura, pois influencia diretamente as reações do cimento e o grau de orientação das partículas.

2.2.4 Efeitos da Densidade Final da Mistura

Felt (1955, *apud* Foppa, 2005) realizou uma série de ensaios utilizando diferentes tipos de solo compactados com o mesmo teor de umidade e diferentes densidades e observou um aumento na durabilidade, principalmente nas misturas siltosas e argilosas, e um aumento

exponencial da resistência à compressão simples em função da diminuição da porosidade das misturas. Esse aumento exponencial da resistência também foi verificado por Foppa (2005), conforme apresenta a Figura 2.3.

Figura 2.3 – Variação da resistência à compressão simples em função da porosidade (n).



Fonte: adaptado de Foppa (2005).

Resultados semelhantes foram obtidos por Ingles e Metcalf (1972) e por Clough *et al.* (1981). No primeiro trabalho foi mostrado que um aumento na densidade da mistura, além de elevar a resistência, também diminui a permeabilidade. No segundo, foram realizados ensaios triaxiais em areias cimentadas e, para o mesmo teor de cimento, o ângulo de atrito interno variou entre 29° e 41°.

Chang e Woods (1992) realizaram ensaios de microscopia eletrônica em várias areias cimentadas e observaram que nas amostras de maior densidade as estruturas possuem um número maior de pontos de contato entre as partículas, o que facilita a formação das cimentações. Isso explica o aumento de resistência e rigidez com o aumento da densidade.

Segundo Foppa (2005), o ganho de resistência do solo-cimento com o aumento da densidade é causado pela maior efetividade das ligações de cimento, maior capacidade de distribuição de tensões e maior capacidade de mobilização de atrito.

2.2.5 Efeitos do Fator Vazio/Cimento

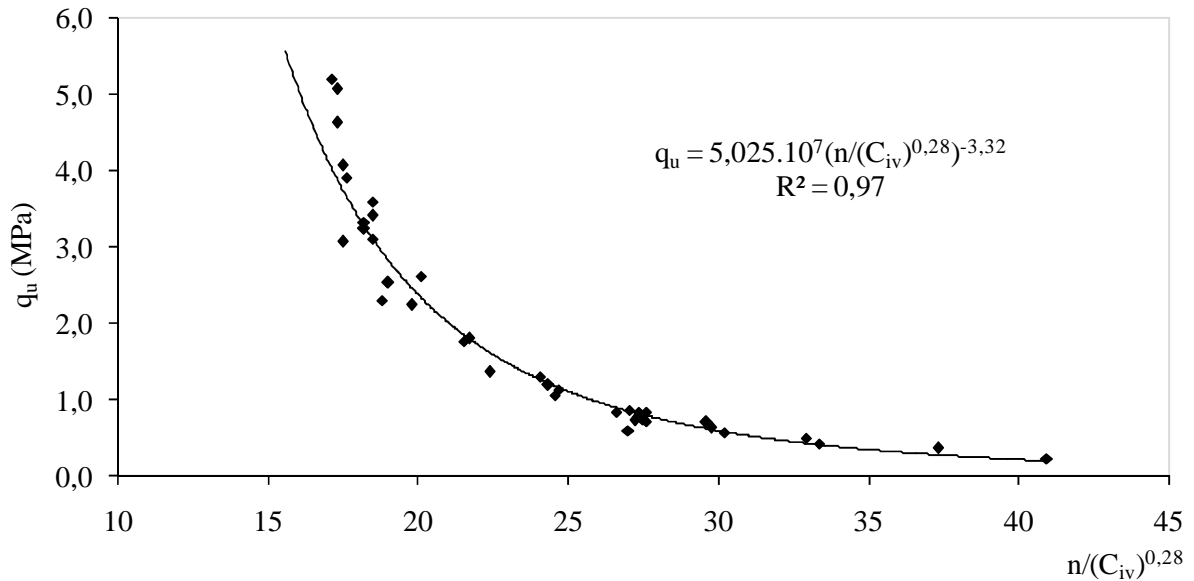
Larnach (1960, *apud* Foppa, 2005) foi o primeiro a utilizar o fator vazio/cimento, definido como a razão entre o volume absoluto de vazios (V_v) e o volume absoluto de cimento (V_{ci}), para estudar o comportamento dos solos cimentados. Em seu estudo, o autor realizou ensaios de compressão simples e de flexão em vigotas utilizando misturas cimentadas, moldadas com diferentes teores de umidade, densidades e teores de cimento, encontrando uma correlação razoável entre o fator (V_v/V_{ci}) e a resistência do solo-cimento.

Na literatura, encontra-se uma grande quantidade de estudos sobre o comportamento mecânico dos solos artificialmente cimentados, feitos através da interpretação de ensaios de compressão simples, compressão triaxial e medidas de rigidez; mostrando que os parâmetros de resistência e deformabilidade do solo cimentado podem ser ajustados ao fator vazio/cimento (CONSOLI *et al.*, 2007, 2009; CONSOLI e FOPPA, 2014).

Foppa (2005) observou que misturas moldadas com o mesmo fator V_v/V_{ci} , mas com diferentes combinações de teor de cimento e densidade, apresentaram diferentes valores de resistência à compressão simples. Isso ocorre porque a resistência varia a taxas diferentes em função do volume de vazios (V_v) e do inverso do volume de cimento ($1/V_{ci}$). Para compatibilizar a influência dessas duas variáveis, o autor sugere a aplicação de uma potência (r) sobre o volume de cimento ($V_v/(V_{ci})^r$), o que torna o ajuste único. O valor desta potência, por sua vez, depende da granulometria do solo, da sua mineralogia e da forma das partículas, como mostraram Rios *et al.* (2013).

Foppa (2005) também sugere que o fator vazio/cimento seja expresso utilizando a porosidade (n) e o teor volumétrico de cimento (C_{iv}), em vez dos volumes de vazio e de cimento. Estas variáveis, além de serem proporcionais às anteriores, são expressas por unidade de volume, fazendo com que o ajuste obtido seja independente das unidades de volume adotadas. A diferença entre os ajustes feitos com os dois pares de variáveis pode ser notada apenas com a utilização da potência. Na Figura.2.4 foi apresentado o ajuste final obtido por Foppa (2005) para a resistência à compressão simples do solo estudado.

Figura 2.4 – Variação da resistência à compressão simples em função do fator vazio/cimento, expresso em função da porosidade e do teor volumétrico de cimento.



Fonte: Adaptado de FOPPA (2005).

Consoli *et al.* (2009) quantificou a influência do fator vazio/cimento sobre o módulo cisalhante inicial (G_0) e sobre os parâmetros de resistência efetivos de Mohr-Coulomb (c' , ϕ') e mostrou que este fator é um parâmetro apropriado para avaliar ambos a rigidez e a resistência efetiva da areia cimentada utilizada. As equações seguintes apresentam as relações obtidas pelos autores, respectivamente, para a resistência à compressão simples, a coesão efetiva, o ângulo de atrito efetivo e o módulo cisalhante inicial em função da relação (V_v/V_{ci}):

$$q_u \text{ (kPa)} = 29266 \left[\frac{V_v}{V_{ci}} \right]^{-1,35} \quad (2.1)$$

$$c' \text{ (kPa)} = 4430,4 \left[\frac{V_v}{V_{ci}} \right]^{-1,1} \quad (2.2)$$

$$\phi' \text{ (}^\circ\text{)} = 79 \left[\frac{V_v}{V_{ci}} \right]^{-0,31} \quad (2.3)$$

$$G_0 = 10086 \left[\frac{V_v}{V_{ci}} \right]^{-0,79} \quad (2.4)$$

2.3 COMPORTAMENTO NO CISALHAMENTO

2.3.1 *Comportamento Tensão-Dilatância*

A dilatância é um fenômeno intrínseco dos materiais não coesivos e está relacionada à capacidade que estes possuem de sofrer variações volumétricas quando são submetidos a esforços cisalhantes. Nesses materiais, o ângulo de atrito mobilizado (ϕ'_m) durante o cisalhamento pode ser interpretado como a soma do ângulo de atrito no estado crítico (ϕ'_{cs}) e o ângulo de dilatância (Ψ) (BOLTON, 1986).

Os conceitos anteriores foram criados a partir de materiais com comportamento puramente friccional, no entanto, a dilatância também podem ser observada em materiais que possuem uma parcela coesiva, como relatam Clough *et al.* (1981). Os autores verificaram que o solo cimentado apresenta um comportamento dilatante durante o cisalhamento e que esse comportamento tende a diminuir com o aumento das tensões de confinamento.

O comportamento dilatante observado em materiais estruturados é influenciado diretamente pelo nível de tensões confinantes, sendo predominante para níveis mais baixos de tensões. Para tensões elevadas, o comportamento compressivo tende a predominar. Outra observação importante é o fato de a máxima taxa de dilatância ocorrer apenas para elevados valores de deformação, indicando que a estrutura é o fator mais importante no comportamento tensão-dilatância (LEROUEIL e VAUGHAN, 1990; CECCONI *et al.*, 1998).

Consoli *et al.* (2012.b) mostraram que a taxa de dilatância dos solos artificialmente cimentados cresce com a diminuição das tensões confinantes e com o aumento do nível de cimentação. Os autores também mostraram que corpos-de-prova moldados com diferentes combinações entre teor de cimento e índice de vazios, mas com o mesmo fator vazio/cimento, apresentam comportamentos tensão-dilatância semelhantes.

2.3.2 *Comportamento Tensão-Deformação*

A relação tensão-deformação dos solos cimentados apresenta um comportamento inicial rígido e aparentemente linear, seguido de um ponto de plastificação bem definido, além do qual ocorre a ruptura frágil do material. A fragilidade dessa ruptura é causada pela

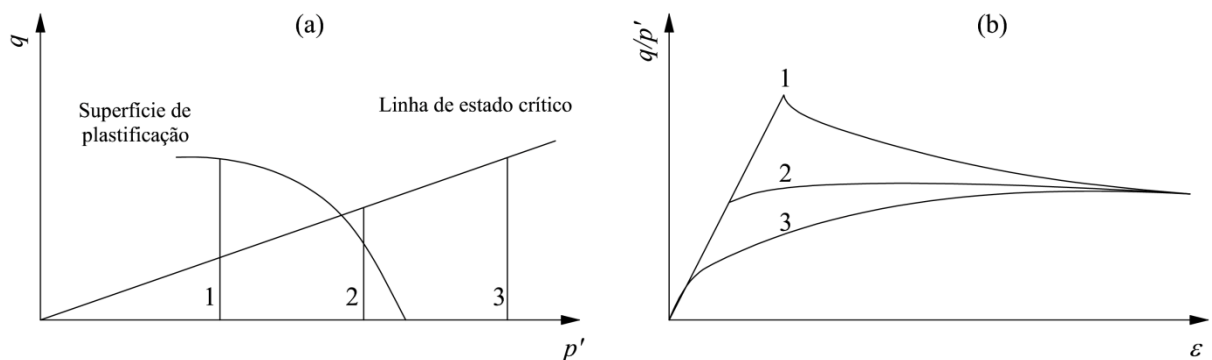
presença das ligações cimentadas e, por isso, cresce com o aumento do teor de cimento (LEROUEIL e VAUGHAN, 1990; PRIETTO, 2004; ROTTA, 2005).

De acordo com Leroueil e Vaughan (1990), o conceito de plastificação, inicialmente desenvolvido para estudar os efeitos da história de tensões em argilas, também é aplicável aos solos estruturados. O ponto de plastificação (*isotropic yielding point*) corresponde a uma descontinuidade no comportamento tensão-deformação, caracterizando uma mudança irreversível na rigidez e na resistência do material.

Leroueil e Vaughan (1990) mostraram ainda que o comportamento tensão-deformação do solo cimentado depende do estado inicial do material em relação à superfície de plastificação e à linha de estado crítico do solo na condição não cimentada. A partir disso, Coop e Atkinson (1993) formularam um modelo para o solo cimentado, prevendo o comportamento do material em função do seu estado inicial de tensões.

No modelo proposto por Coop e Atkinson (1993) existem três possibilidades para o estado inicial de tensões e cada uma delas corresponde a um tipo de curva tensão-deformação, conforme apresentado na Figura 2.5.

Figura 2.5 – Comportamento idealizado de um solo cimentado: (a) trajetórias de tensões; (b) curvas tensão deformação.



Fonte: Adaptado de Coop e Atkinson (1993).

O primeiro caso do modelo de Coop e Atkinson (1993) ocorre quando a tensão confinante do ensaio é muito inferior à tensão de plastificação do material. Durante o cisalhamento, a trajetória de tensões ultrapassa a linha de estado crítico até atingir o ponto de plastificação, apresentando um pico de resistência a pequenas deformações. A partir desse ponto as tensões retornam até a linha de estado crítico do solo não cimentado.

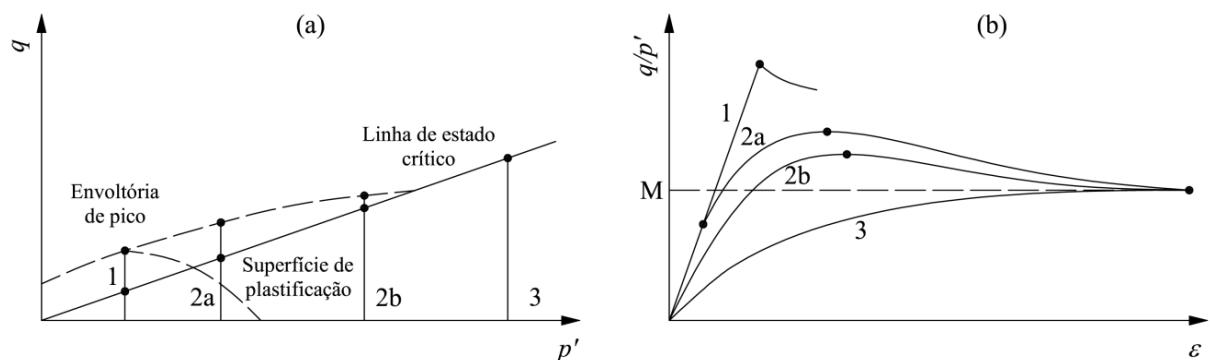
No segundo caso, a tensão confinante ainda é inferior à tensão de plastificação, porém, a trajetória de tensões ultrapassa a superfície de plastificação antes de tocar a linha de estado crítico. Nesta situação, a curva tensão-deformação possui um trecho inicial aproximadamente linear, seguido de um ponto de plastificação, a partir do qual a resistência é governada pelo atrito interno do material.

O último caso ocorre quando a tensão de confinamento supera a tensão de plastificação do material. A quebra das ligações de cimento ocorre antes da fase de cisalhamento e o solo cimentado apresenta comportamento tensão-deformação similar ao do solo não cimentado.

Em todos os casos do modelo propostos por Coop e Atkinson (1993), as curvas tensão-deformação tendem para a linha de estado crítico do solo não cimentado, para elevados níveis de deformação.

Posteriormente, Cuccovillo e Coop (1999) apresentaram um modelo de comportamento onde a contribuição do atrito interno é maior que a da cimentação (Figura 2.6). Este modelo assume que o cisalhamento é controlado pela dilatância.

Figura 2.6 – Comportamento idealizado de solos cimentados onde o efeito do atrito interno é preponderante: (a) trajetórias de tensões; (b) comportamento tensão-deformação.



Fonte: Adaptado de Cuccovillo e Coop (1999).

No modelo de Cuccovillo e Coop (1999), o comportamento linear com a existência de picos de resistência ocorre apenas para baixas tensões confinantes (caso 1). Nos casos entre 2a e 2b, o comportamento tensão-deformação é não linear para um grande intervalo de tensões confinantes, ficando a linearidade restrita à parte inicial do cisalhamento.

Após o fim do trecho linear, ainda há aumento de resistência, causado pelo efeito da dilatância. O caso 3 ocorre apenas para altas tensões confinantes, onde a cimentação já não proporciona nenhum ganho de resistência e se verifica a quebra de partículas.

Consoli *et al.* (2009, 2012.a) mostraram que, para um mesmo fator vazio/cimento, amostras de solo artificialmente cimentado moldadas com diferentes combinações entre teor de cimento e índice de vazios apresentam a mesma resistência de pico e a mesma curva tensão-deformação (para cada tensão confinante).

2.3.3 Resistência ao Cisalhamento

A resistência ao cisalhamento de solos naturalmente e artificialmente cimentados pode ser representada, para uma faixa específica de tensões confinantes, por uma envoltória de Mohr-Coulomb, definida por um intercepto coesivo (c), que representa o grau de cimentação, e um ângulo de atrito interno (ϕ), que parece não ser afetado significativamente pela cimentação (CLOUGH *et al.*, 1981; SCHNAID *et al.*, 2001).

Lade e Overton (1989), no entanto, realizaram ensaios triaxiais em solos cimentados e verificaram que o aumento do teor de cimento gerou um aumento do intercepto coesivo c , também, do ângulo de atrito. O aumento do ângulo de atrito foi observado apenas para valores baixos de tensões confinantes; para tensões elevadas, os valores de ângulo de atrito obtidos para o solo com e sem cimento foram praticamente os mesmos.

Cuccovillo e Coop (1999) observaram que a envoltória de resistência de materiais estruturados apresenta um formato curvo, com maior inclinação para baixos níveis de tensão confinante. Segundo os autores, isso ocorre porque as amostras cisalhadas sob baixas tensões de confinamento apresentam um comportamento dilatante e não atingem o estado crítico.

A não linearidade da envoltória de resistência de materiais estruturados, como os solos artificialmente cimentados, e a influência exercida pelo nível de tensões confinantes são fatos reportados por diversos autores (e.g. LADE E OVERTON, 1989; LEROUÉIL E VAUGHAN, 1990; CUCCOVILLO E COOP, 1999; MARRI, 2010; FLOSS, 2012).

2.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo foram apresentados os conceitos básicos sobre solos artificialmente cimentados, os parâmetros de maior importância para o seu comportamento mecânico e o comportamento desses materiais quando submetidos ao cisalhamento. A partir desses conceitos e de dados experimentais encontrados na literatura científica, foi elaborado o programa experimental realizado no presente estudo e foram traçadas as diretrizes para alcançar os objetivos propostos para o trabalho.

O capítulo seguinte apresenta a descrição do programa de investigação experimental realizado e dos materiais utilizados.

3 ENSAIOS REALIZADOS EM AMOSTRAS DE SOLO CIMENTADO

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O programa de ensaios experimentais do presente trabalho foi realizado tendo como objetivo analisar o comportamento mecânico de um solo cimentado artificialmente com diferentes teores de cimento e quantificar a influência do fator vazio/cimento sobre os parâmetros de resistência das misturas utilizadas.

Foram realizados ensaios de caracterização física e compactação, com o solo utilizado na preparação das misturas, e ensaios de compressão simples e triaxiais, com as diferentes misturas cimentadas moldadas. Os itens seguintes deste capítulo apresentam informações básicas sobre os materiais utilizados e a descrição dos ensaios realizados.

3.2 MATERIAIS UTILIZADOS

3.2.1 Solo

O solo utilizado neste trabalho foi uma areia fina silto-argilosa (SM-SC), de baixa plasticidade. Na escolha deste material foram consideradas a localização, a disponibilidade e, principalmente, a granulometria, não uniforme e com boa porcentagem de finos, para a obtenção de valores elevados de resistência. Todo o material necessário foi coletado dentro do Campus da Universidade Federal do Ceará – UFC, no local indicado na Figura 3.1.

Figura 3.1 – Local de coleta do solo utilizado.



Fonte: Google Maps (2015).

3.2.2 Cimento Portland

Para a preparação das misturas de solo cimentado, foi utilizado o Cimento Portland CP-II-E 32 (NBR 11.578/1991), composto por clínquer (óxido de cálcio, sílica, alumina, óxido de ferro III e óxido de magnésio), gesso, escória de alto forno e material carbonático. Este tipo de cimento foi escolhido por possuir uma grande versatilidade de aplicações e ser um dos mais utilizados no mercado nacional (CARRIJO, 2005).

A caracterização física e a composição química (Tabela 3.1) desse tipo de cimento foram apresentadas por Carrijo (2005). A autora encontrou uma massa específica de 3,02 g/cm³, uma resistência de 36,6 MPa aos 28 dias e um tempo de início de pega de 4 horas.

Tabela 3.1 – Composição química do cimento Portland CP-II-32.

Componentes	% em massa
SiO ₂	22,82
Fe ₂ O ₃	2,43
Al ₂ O ₃	6,63
CaO	55,59
MgO	3,77
SO ₃	1,87
Perda ao fogo	5,33

Fonte: adaptado de Carrijo (2005).

3.2.3 Água

Na maioria dos ensaios realizados neste programam experimental, foi utilizada água proveniente da rede pública de abastecimento. A água destilada foi utilizada apenas quando especificado em norma.

3.3 ENSAIOS REALIZADOS

O estudo experimental foi executado em duas etapas. Na primeira, foram realizados ensaios de caracterização e compactação do solo utilizado como base para a preparação das misturas de solo cimentado. Com os resultados desta etapa foram determinadas as condições de moldagem dos corpos-de-prova utilizados na fase seguinte.

Na segunda etapa foram realizados ensaios de resistência à compressão simples e ensaios triaxiais não drenados utilizando corpos-de-prova moldados com diferentes teores de cimento. O objetivo desta etapa foi avaliar a influência da quantidade de cimento no comportamento mecânico do solo-cimento.

A Tabela 3.2 apresenta um resumo do programa experimental, com o tipo e a quantidade de ensaios realizados em cada etapa.

Tabela 3.2 – Programa de ensaios realizados.

Etapa	Material	Tipo de ensaio	Nº de ensaios
Caracterização	Solo	Densidade real	3
		Análise granulométrica	3
		Limite de Liquidez	5
		Limite de plasticidade	5
		Compactação	6
Resistência mecânica	Solo-cimento	Compressão simples	21
	compactado	Compressão triaxial	21

Fonte: Oliveira, 2015.

Nos itens subsequentes são apresentados os procedimentos experimentais empregados nesta etapa do trabalho, bem como as normas técnicas consultadas.

3.3.1 Coleta e Preparação de Amostras

O solo utilizado foi coletado no estado deformado, através de escavação manual, em quantidade suficiente para a realização de todos os ensaios previstos. Durante a coleta, foram tomados os cuidados necessários para evitar a contaminação do solo, não sendo observada a presença de matéria orgânica em quantidades significativas. O material coletado foi armazenado em sacos plásticos e transportado ao Laboratório de Mecânica dos Solos e Pavimentação da UFC.

O cimento utilizado foi adquirido em embalagens de 5 kg e armazenado em recipientes metálicos, com volume aproximado de 1 litro, adequadamente vedados para evitar a absorção de umidade e a hidratação prematura do cimento.

A preparação do solo para os ensaios de caracterização e moldagem dos corpos-de-prova foi feita com base nos procedimentos descritos pela norma NBR 6457/86. Após a preparação, todo o material foi seco em estufa, dividido em porções de 1,5 kg e armazenado em sacos plásticos, vedados e identificados, até a moldagem dos corpos de prova.

3.3.2 *Ensaio de Caracterização e Compactação*

A caracterização física do solo foi feita através da determinação da densidade real dos grãos, da granulometria e dos limites de consistência. Em seguida, foram realizados ensaios de compactação Proctor Normal utilizando o solo com e sem cimento.

Os ensaios de determinação da densidade real dos grãos e de análise granulométrica foram feitos três vezes cada, seguindo os procedimentos descritos nas normas NBR 7181/84 e DNER-ME 093/94, respectivamente.

A determinação dos limites de liquidez e plasticidade foram realizadas uma única vez, seguindo os métodos descritos nas normas NBR 6459/84 e NBR 7180/84, respectivamente.

Por último, foram realizados seis ensaios de compactação na energia Proctor Normal, três utilizando o solo sem cimento e mais três utilizando misturas de cimentadas com teores de 5, 7,5 e 10% de cimento, em relação à massa seca de solo. Estes ensaios seguiram os procedimentos descritos nas normas NBR 7182/86 e NBR 12023/91, respectivamente.

3.3.3 *Preparação dos Corpos-de-Prova*

Nos ensaios de resistência à compressão simples e compressão triaxial foram utilizados corpos-de-prova cilíndricos com 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura, moldados com diferentes teores de cimento.

Para a preparação dos corpos-de-prova, inicialmente, as quantidades necessárias de solo, água e cimento eram determinadas em relação ao peso de solo seco utilizado, com precisão de 0,01 g, de forma a obter uma quantidade final de mistura que fosse suficiente para a moldagem de três corpos-de-prova e para duas determinações de umidade, uma no início e outra após a compactação, para cada corpo-de-prova.

Após a pesagem de todos os materiais, a água era adicionada aos componentes secos e a massa resultante era colocada em um saco plástico para evitar perdas de umidade. No caso das misturas de solo cimentado, antes da adição da água, o solo e o cimento eram misturados até a completa homogeneização; após a adição, a moldagem dos corpos-de-prova era feita sempre em tempos inferiores a 30 minutos.

A compactação dos corpos-de-prova foi feita dinamicamente em uma única camada, utilizando como molde um cilindro metálico, devidamente lubrificado. Todas as amostras utilizadas foram compactadas com o mesmo teor de umidade e com a mesma massa específica aparente seca, obtidos no ensaio Proctor Normal.

Concluído o processo de moldagem, os corpos-de-prova eram imediatamente extraídos do molde e suas massas e dimensões eram anotadas. Foram aceitos apenas os corpos-de-prova que atendiam às tolerâncias de $\pm 0,5\%$ para a umidade, $\pm 1\%$ para o peso específico seco, $\pm 0,5\text{mm}$ para o diâmetro e $\pm 1\text{mm}$ para a altura.

Após a extração, os corpos-de-prova eram submetidos a um processo de cura de 28 dias. Nesse período, as amostras eram armazenadas dentro de um isopor e permaneciam lacradas para evitar perdas de umidade e variações de temperatura.

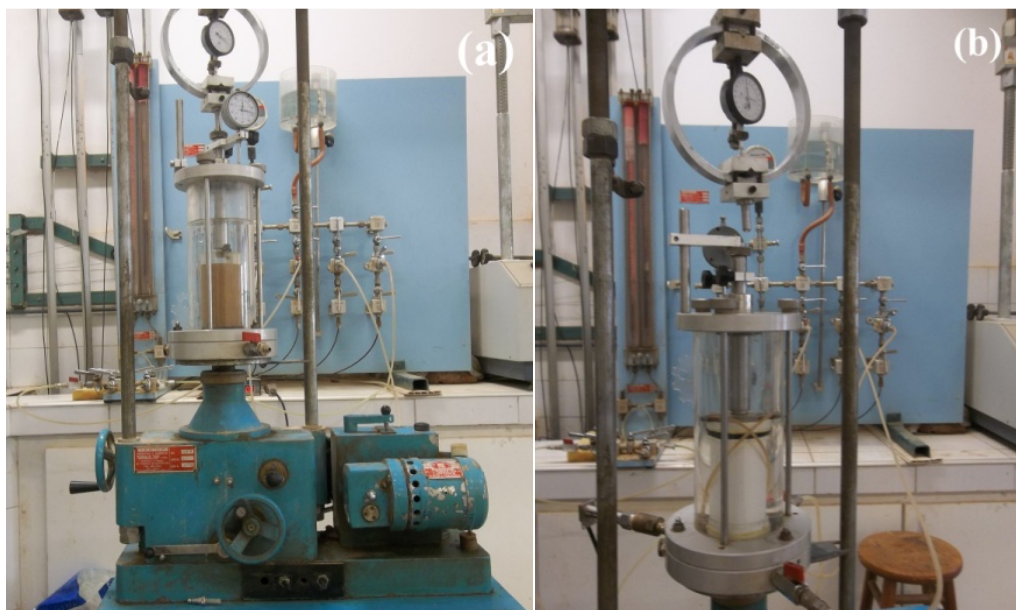
3.3.4 Ensaio de Compressão Simples

Ensaio de compressão simples foram utilizados na maioria dos estudos sobre solo artificialmente cimentados encontrados na literatura científica [SCHNAID *et al.*, 2001; FOPPA, 2005; CONSOLI *et al.*, 2007; LOPES, 2012]. O ensaio consiste, basicamente, em uma compressão axial rápida, realizada sem confinamento. Nessas condições, a Resistência à Compressão Simples é definida como a máxima tensão axial aplicada, que é também a tensão principal maior (σ_1) do círculo de Mohr de tensões totais.

A execução dos ensaios teve como base os procedimentos descritos pela norma NBR 12025/90. Os equipamentos utilizados foram uma prensa automática com carga máxima de 50 kN e anéis dinamométricos calibrados com capacidade de 10 e 50 kN. Os corpos de prova foram rompidos a uma velocidade constante de 1,14 mm/min, sendo esta a velocidade mais próxima possível da que é sugerida pela norma (1 mm/min.).

Nos ensaios de compressão simples foram utilizados corpos-de-prova de solo cimentado com seis teores de cimento (1, 2, 3, 5, 7 e 10%). O tempo de cura adotado foi de 28 dias, sendo que no último dia os corpos-de-prova eram colocados dentro das células do ensaio de compressão triaxial e inundados, sem qualquer aplicação de pressão, apenas para minimizar o ganho de resistência devido à sucção. As células do ensaio triaxial foram utilizadas apenas para facilitar a execução do ensaio e garantir a inundação também durante a ruptura. A Figura 3.2(a) apresenta a configura o geral de um ensaio sendo executado.

Figura 3.2 – Equipamento utilizado nos ensaios de compressão simples (a) e triaxiais (b).



Fonte: Oliveira, 2015.

Foram realizados vários ensaios para cada teor de cimento, incluindo o solo sem cimento, e foram considerados válidos apenas três corpos-de-prova, de cada teor, cujas resistências individuais não se afastaram mais do que 10% em rela o   média do conjunto, conforme a NBR 12253/92.

3.3.5 *Ensaio de Compressão Triaxial*

O ensaio de compressão triaxial é o ensaio de laboratório mais utilizado para estudar o comportamento mecânico dos solos em geral [e.g. Malandraki e Toll (2001); Toll (2003); Cruz (2008); Lopes (2012)]. Seus resultados permitem a determina o dos parâmetros de resistência ao cisalhamento e deformabilidade do solo.

O ensaio consiste, basicamente, em submeter um corpo-de-prova cilíndrico a uma tensão de confinamento hidrostática (σ_3) e, após um período de adensamento ou consolidação, aplicar um acréscimo de carga axial ($\Delta\sigma$) até atingir a ruptura. A existência ou não da fase de adensamento e as condições de drenagem durante a aplicação da carga possibilitam a execução do ensaio em três configurações diferentes: adensado e drenado (*CID*), adensado e não drenado (*CIU*) e não adensado e não drenado (*UU*). Além desses fatores, o método de aplicação da carga axial também tem influência sobre os resultados do ensaio.

Os ensaios triaxiais realizados neste trabalho foram do tipo *CIU*, levados à ruptura em trajetórias de tensões convencionais. Os corpos-de-prova foram submetidos a tensões confinantes efetivas de 50, 100 e 200 kPa e adensados por um período de 24 horas. Para garantir a condição de saturação, foram aplicadas contrapressões de 290 kPa, através de incrementos sucessivos de no máximo 50 kPa, acompanhados do monitoramento do parâmetro B de Skempton (1954).

A aplicação das tensões confinantes e das contrapressões foi feita através de um sistema com quatro colunas independentes de mercúrio, que permitem a execução simultânea de dois ensaios. As tensões aplicadas e as poro-pressões geradas nos corpos-de-prova foram monitoradas através de dois transdutores eletrônicos calibrados para pressões de até 1000 kPa com precisão de 1 kPa. O transdutor que mede a pressão externa é acoplado diretamente ao sistema de aplicação de carga, enquanto o que mede a pressão interna é acoplado à base da célula triaxial.

A prensa utilizada nos ensaios foi a mesma utilizada nos ensaios de compressão simples, com capacidade de 50 kN, conforme a Figura 3.2(b). A ruptura dos corpos de prova foi feita a uma velocidade, aproximadamente constante, de 0,1219 mm/min., a mesma utilizada nos ensaios *CIU* realizados no laboratório. As deformações axiais foram obtidas através da medição do deslocamento relativo entre o pistão e a célula triaxial, feita por um extensômetro com precisão de 0,001 mm acoplado ao pistão da célula. As tensões geradas foram medidas com os mesmos anéis dinamométricos utilizados nos ensaios de compressão simples, com capacidade de 10 e 50 kN.

As tensões geradas pela membrana de látex sobre os corpos-de-prova foram desconsideradas por serem de magnitude insignificante frente às tensões aplicadas.

Nos ensaios triaxiais foram utilizados corpos-de-prova de solo não cimentado e cimentado, moldados com os mesmos teores de cimento utilizados nos ensaios de compressão simples e curados nas mesmas condições.

3.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo foram apresentados os materiais utilizados na investigação experimental e os procedimentos adotados para a execução de cada ensaio. Com os resultados destes ensaios foi possível analisar o comportamento mecânico do solo artificialmente cimentado utilizado e quantificar a influência do fator vazio/cimento sobre os parâmetros de resistência das misturas utilizadas.

O capítulo seguinte apresenta os resultados obtidos na investigação experimental e as suas análises.

4 RESULTADOS DA INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo serão apresentados e discutidos os resultados dos ensaios de caracterização, compactação, compressão simples e compressão triaxial obtidos no presente trabalho. As discussões serão feitas com base nos conceitos apresentados no Capítulo 2 e em outros resultados encontrados na literatura científica.

4.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO E COMPACTAÇÃO

A caracterização física do solo foi feita através dos ensaios de análise granulometria (com uso de defloculante), densidade real dos grãos e limites de Atterberg. Todos os procedimentos para a realização desses ensaios foram executados seguindo as recomendações das normas da ABNT ou do Departamento Nacional de Estradas e Rodagens – DNER. A Tabela 4.1 apresenta as propriedades físicas e as frações granulométricas do solo estudado (média dos ensaios), além das normas referentes a cada ensaio.

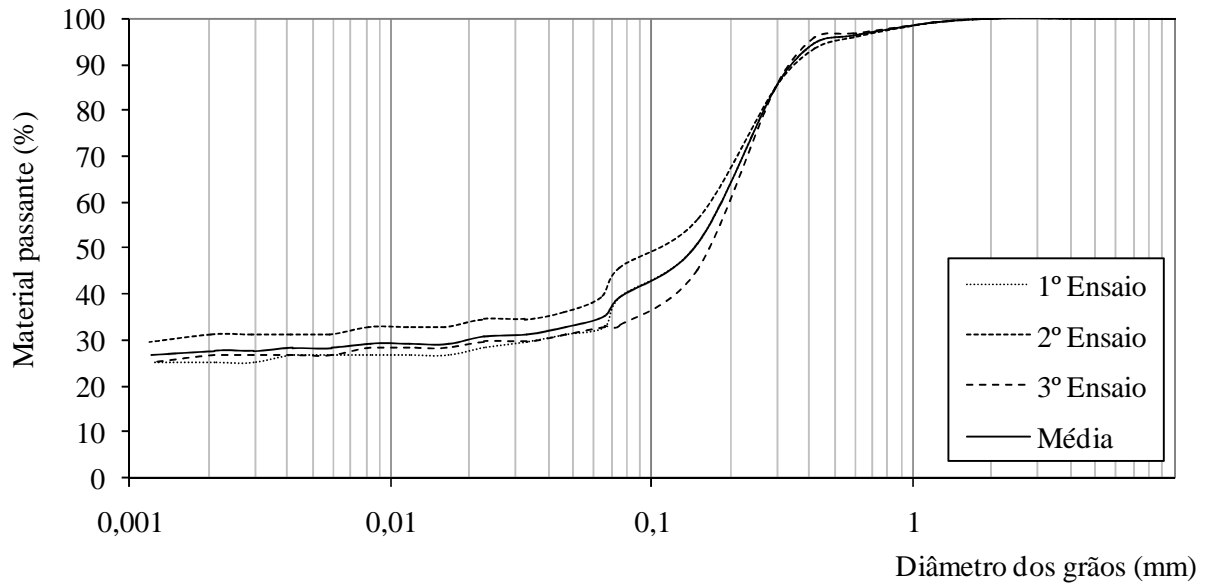
Tabela 4.1 – Propriedades físicas do solo utilizado e normas dos ensaios.

Índices físicos	Valores	Normas
Limite de Liquidez (LL)	22%	NBR 6459/84
Limite de Plasticidade (LP)	15%	NBR 7180/84
Índice de Plasticidade (IP)	7%	-
Densidade Real dos Grãos (G_s)	2,66	DNER-ME 093/94
% de Areia Média ($0,42 < D < 2,0$ mm)	6%	
% de Areia Fina ($0,42 < D < 0,05$ mm)	62%	
% de Silte ($0,05 < D < 0,005$ mm)	5%	NBR 7181/84
% de Argila ($D < 0,002$ mm)	27%	
Umidade ótima (w_o)	12%	
Massa específica seca máxima (ρ_d)	1,95	NBR 7182

Fonte: Oliveira, 2015.

Pelo Sistema Unificado de Classificação do Solo (SUCS), o material utilizado foi classificado como uma areia fina silto-argilosa (SM-SC), não uniforme e de baixa plasticidade. A curva granulométrica do solo estudado é apresentada na Figura 4.1.

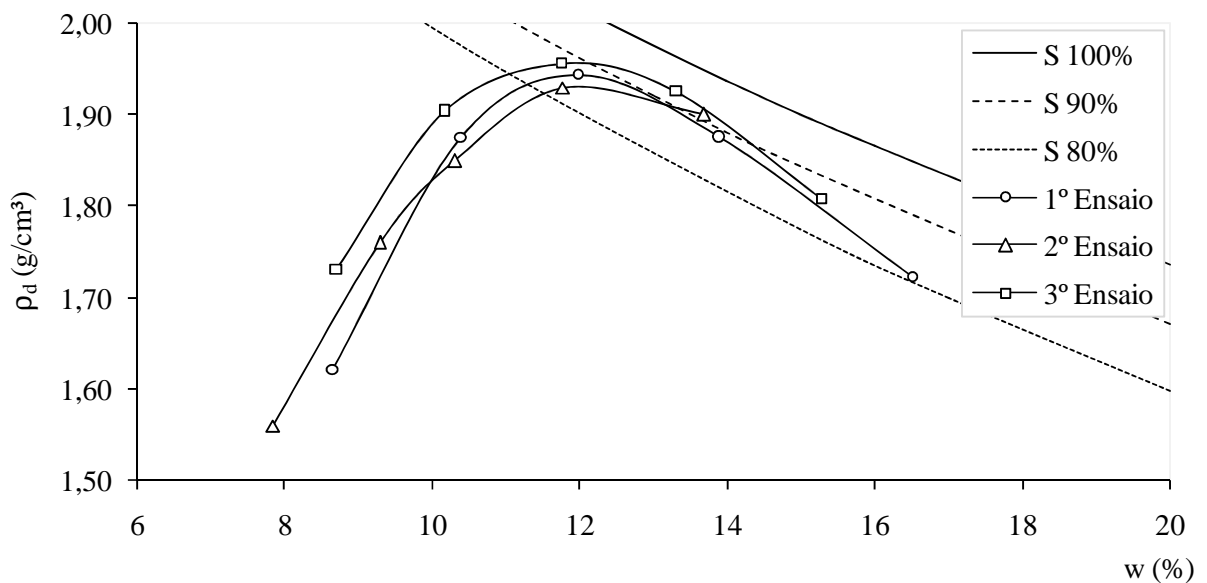
Figura 4.1 – Curvas granulométricas do solo utilizado.



Fonte: Oliveira, 2015.

Foram realizados três ensaios de compactação Proctor Normal com o solo não cimentado, seguindo a NBR 7182. Foram obtidos um teor de umidade ótimo (w_o) de 12% e uma massa específica aparente seca máxima ($\rho_{d \max.}$) de 1,95 g/cm³ (valores médios). A Figura 4.2 apresenta os resultados obtidos, juntamente com as curvas de 80%, 90% e 100% de saturação.

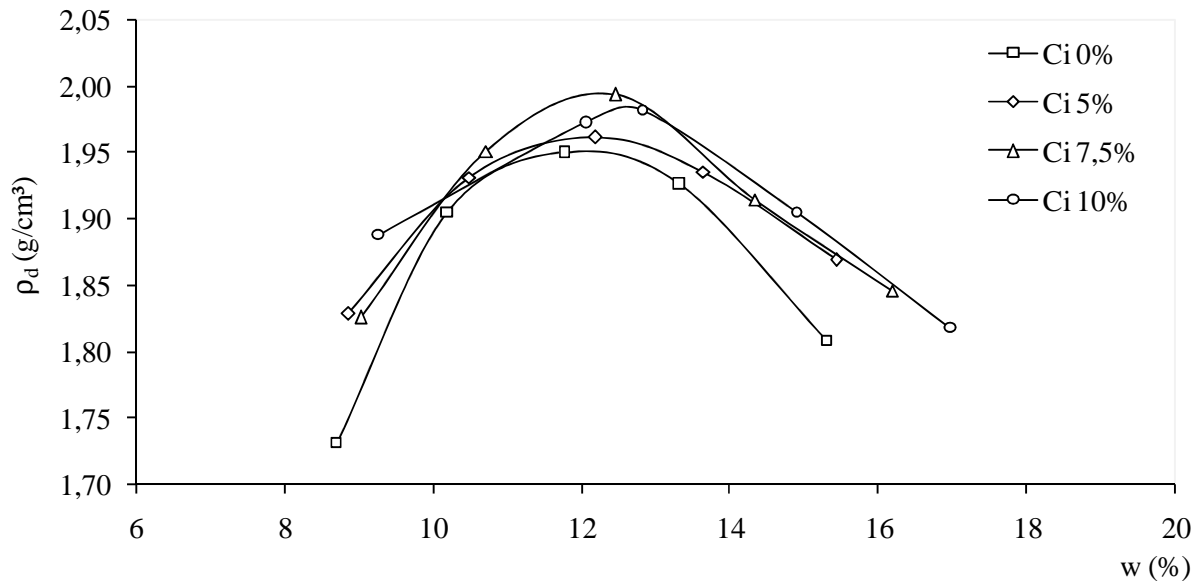
Figura 4.2 – Curvas de compactação do solo não cimentado.



Fonte: Oliveira, 2015.

Para verificar a influência do teor de cimento sobre a curva de compactação, foram realizados mais três ensaios Proctor Normal utilizando teores de cimento de 5%, 7,5% e 10% em massa, seguindo a NBR 12023/92. Os resultados obtidos mostram que o aumento do teor de cimento proporcionou pequenas elevações no teor de umidade ótimo e na massa específica aparente seca máxima, conforme a Figura 4.3.

Figura 4.3 – Curvas de compactação variando o teor de cimento.



Fonte: Oliveira, 2015.

Os valores dos índices físicos referentes aos pontos de massa específica aparente seca máxima das curvas da Figura 4.3 estão resumidos na Tabela 4.2. As densidades reais dos grãos (G_s) para as misturas com 5%, 7,5% e 10% de cimento foram estimadas em função da densidade real do cimento, apresentada por Carrijo (2005).

Tabela 4.2 – Índices físicos dos pontos máximos das curvas da Figura 4.1.

Parâmetros	C_i (%)			
	0	5	7,5	10
w_o (%)	12,0	12,2	12,5	12,8
ρ_d (g/cm ³)	1,95	1,96	1,99	1,98
G_s	2,66	2,68	2,68	2,69
e	0,36	0,37	0,35	0,36
n	0,27	0,27	0,26	0,26

Fonte: Oliveira, 2015.

Os dados da Tabela 4.2 mostraram que os índices físicos das misturas cimentadas utilizadas não apresentaram variações significativas em função da variação do teor de cimento. Por esse motivo, todos os corpos-de-prova utilizados nos ensaios de resistência foram moldados nas condições ótimas (w_o , ρ_d) obtidas com o solo não cimentado.

4.3 ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES

Após a realização dos ensaios de caracterização e compactação, foram executados os ensaios de resistência à compressão simples com o solo cimentado com teores de cimento de 1, 2, 3, 5, 7 e 10%. Conforme a seção anterior, foram admitidos os valores de índice de vazios de 0,36 e umidade de moldagem de 12% para todas as misturas. Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Resultados dos ensaios de resistência à compressão simples.

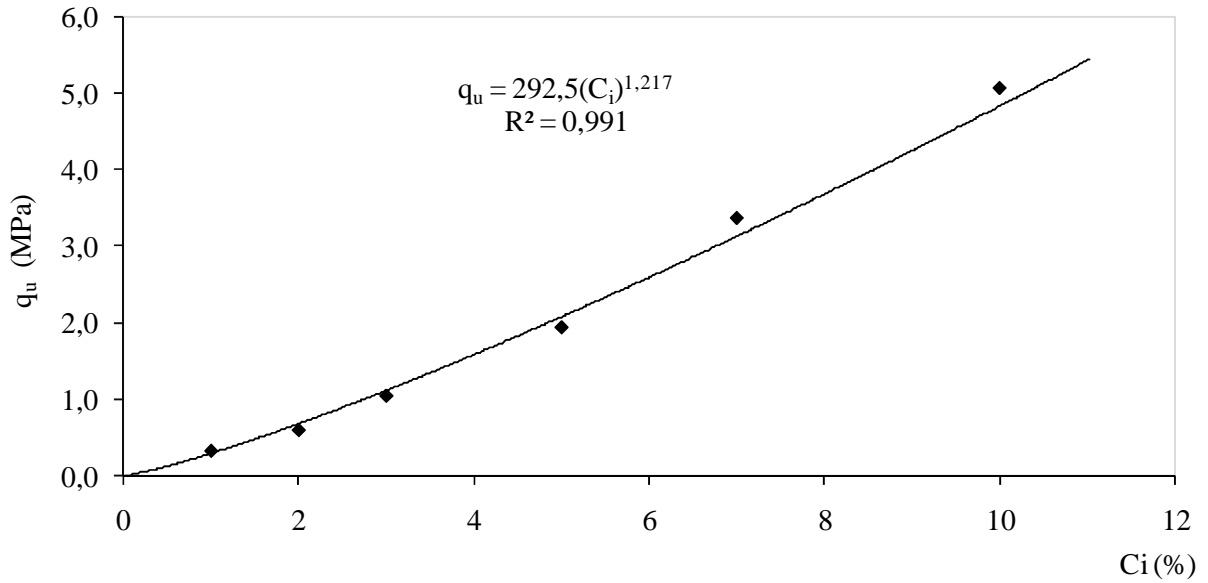
Ci (%)	n/Ci_v	q_u (kPa)
1	41,3	332
2	20,7	602
3	13,8	1049
5	8,3	1943
7	5,9	3371
10	4,1	5067

Fonte: Oliveira, 2015.

A Figura 4.4 apresenta a variação da resistência à compressão simples em função do teor de cimento. Pode-se observar que, para a faixa de teores utilizada, o aumento da quantidade de cimento elevou, de forma potencial, a resistência à compressão simples do solo estudado. O ganho máximo de resistência foi de aproximadamente 90 vezes, passando de 55 para 5067 kPa.

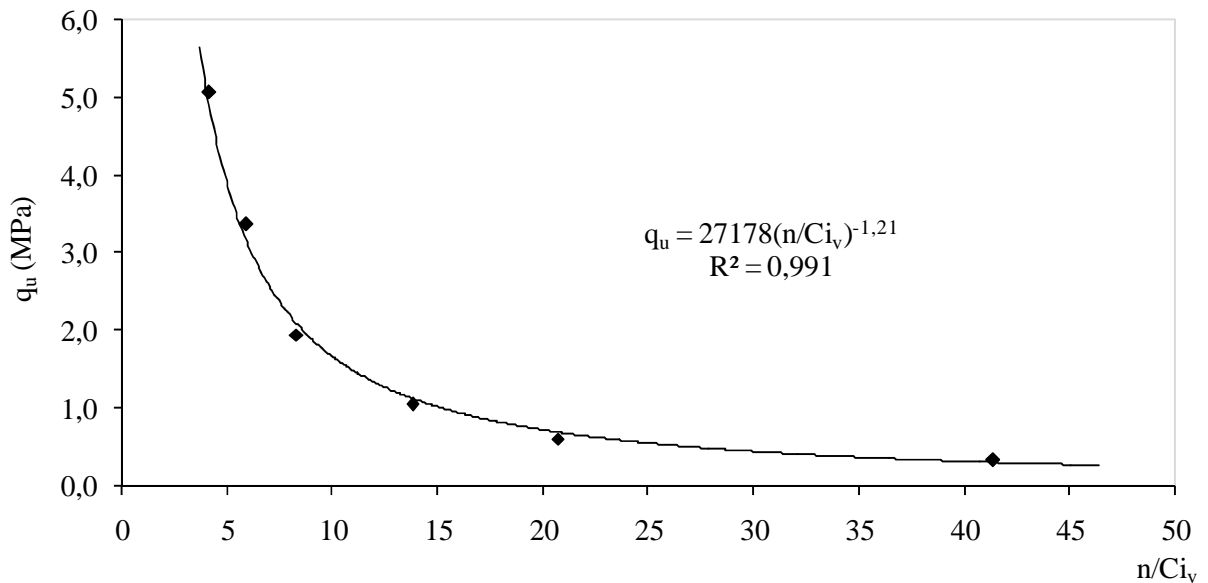
A Figura 4.5 apresenta o ajuste da resistência à compressão simples em função do fator vazio/cimento (n/Ci_v). Observa-se, como esperado, que a resistência cresce exponencialmente com a diminuição desse parâmetro. O ajuste dos resultados obtidos em função do fator n/Ci_v mostrou-se de boa qualidade ($R^2=0,987$), não sendo necessária a aplicação de uma potência, como sugerido por Foppa (2005).

Figura 4.4 – Variação da resistência à compressão simples em função do teor de cimento.



Fonte: Oliveira, 2015.

Figura 4.5 – Variação da resistência à compressão simples em função do fator vazio/cimento.



Fonte: Oliveira, 2015.

4.4 ENSAIOS TRIAXIAIS NÃO DRENADOS

Os ensaios triaxiais não drenados (*CIU*) foram realizados com amostras não cimentadas e cimentadas com os mesmos teores de cimento utilizados nos ensaios de compressão simples. Também foram admitidos os mesmos valores de índice de vazios e umidade de moldagem. Os principais resultados obtidos estão resumidos na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Resultados dos ensaios triaxiais CIU.

Ci (%)	n/Ci _v	σ'_3 (kPa)	$\epsilon_{a\text{ rup}}$ (%)	$\Delta\sigma_{\text{rup}}$ (kPa)	Δu_{rup} (kPa)	ϕ (°)	c (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)
0	-	50	0,50	156	2,1	30,1	8	30,8	8,5
		100	0,50	276	4,3				
		200	0,50	494	9,6				
1	41,3	50	0,50	319	-1,1	39,6	33,5	44,1	21
		100	0,50	509	8,6				
		200	0,50	849	34,3				
2	20,7	50	1,50	675	-13,9	52,7	53	51,9	36
		100	1,45	1182	-24,5				
		200	1,40	1857	-23,6				
3	13,8	50	1,30	1420	-28,8	56,1	145	56,2	110
		100	1,25	2016	-46,9				
		200	1,20	2910	-10,7				
5	8,3	50	1,05	3000	-3,2	63,5	270	62,8	270
		100	1,00	4202	-55,4				
		200	0,98	5543	0,0				
7	5,9	50	1,00	4827	36,6	67,4	400	69,3	395
		100	0,96	6446	28,9				
		200	0,94	8413	54,0				
10	4,1	50	0,95	6814	40,9	70,8	500	72,3	490
		100	0,92	9367	55,0				
		200	0,90	12098	67,1				

Fonte: Oliveira, 2015.

As trajetórias de tensões obtidas nos ensaios triaxiais encontram-se no Anexo A. Os demais resultados serão discutidos nos itens seguintes deste capítulo.

4.4.1 Variação do Parâmetro B de Poro-pressão

O grau de saturação dos corpos-de-prova foi verificado através do monitoramento do parâmetro B de Skempton (1954), definido como a razão entre a variação da tensão confinante aplicada e a variação da poro-pressão. Na teoria, a saturação completa do corpo-de-prova é obtida quando este parâmetro é igual a 1,0. No entanto, alguns estudos mostram que, para solos de baixa compressibilidade, como os artificialmente cimentados, a determinação do parâmetro B resulta em valores inferiores à unidade (BLACK e LEE, 1973; LAMBE e WHITMAN, 1979).

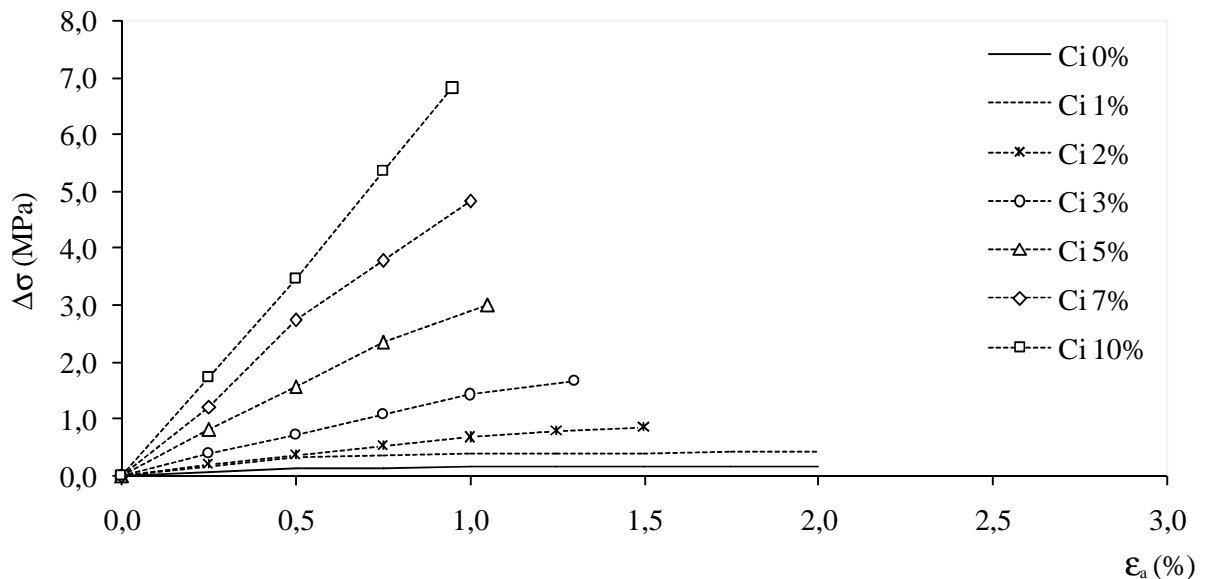
Para as amostras utilizadas no presente trabalho, foram obtidos valores de B variando entre 0,30 e 0,50, para uma contrapressão de 290 kPa. Trabalhos anteriores realizados com solos artificialmente cimentados também apresentaram valores de B inferiores à unidade (PRIETTO, 2004; FOPPA, 2005).

Dessa forma, entende-se que os valores de B obtidos neste trabalho, apesar de inferiores à unidade e de apresentarem uma pequena variação, indicam que os corpos-de-prova utilizados nos ensaios triaxiais atingiram um alto grau de saturação (possivelmente, superior a 90%), fazendo com que os efeitos das tensões de sucção existentes possam ser desprezados, frente aos níveis de tensões aplicadas.

4.4.2 Comportamento Tensão-Deformação

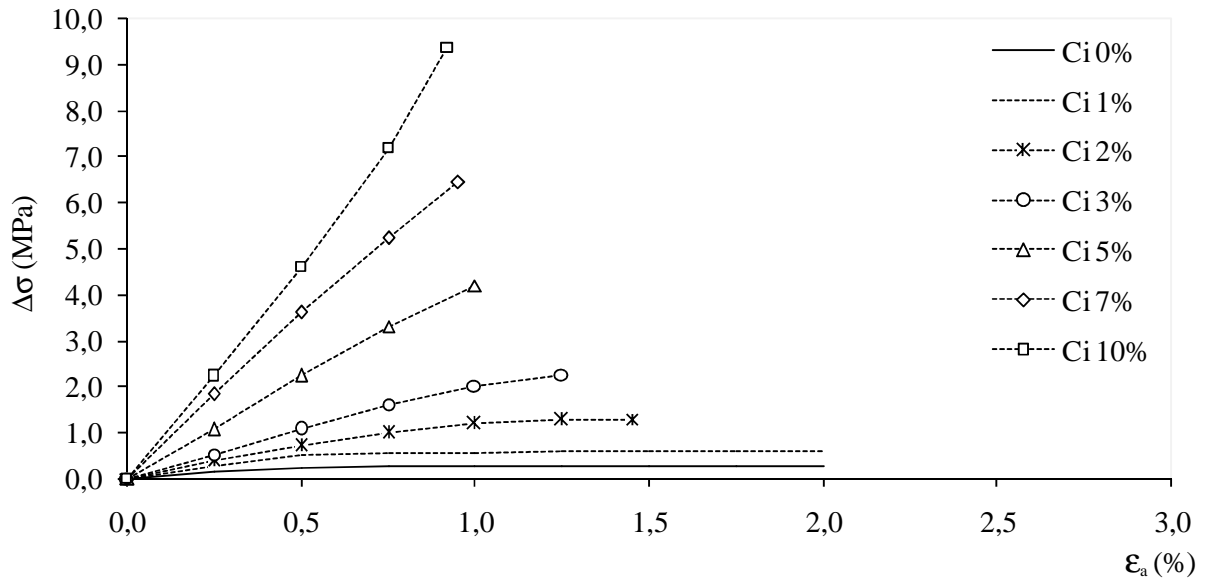
As Figuras de 4.6 a 4.8 apresentam as curvas tensão-deformação, plotadas no espaço deformação axial versus tensão desvio (ϵ_a , $\Delta\sigma$), para as três tensões confinantes empregadas (50, 100 e 200 kPa, respectivamente), obtidas com todas as misturas cimentadas utilizadas (incluindo o solo não cimentado). Pode-se observar nestas figuras que o material estudado apresentou um comportamento típico de solos cimentados, com aumento da resistência de pico e da rigidez inicial em função do aumento do teor de cimento e da tensão confinante aplicada.

Figura 4.6 – Curvas tensão-deformação para a tensão confinante de 50 kPa.



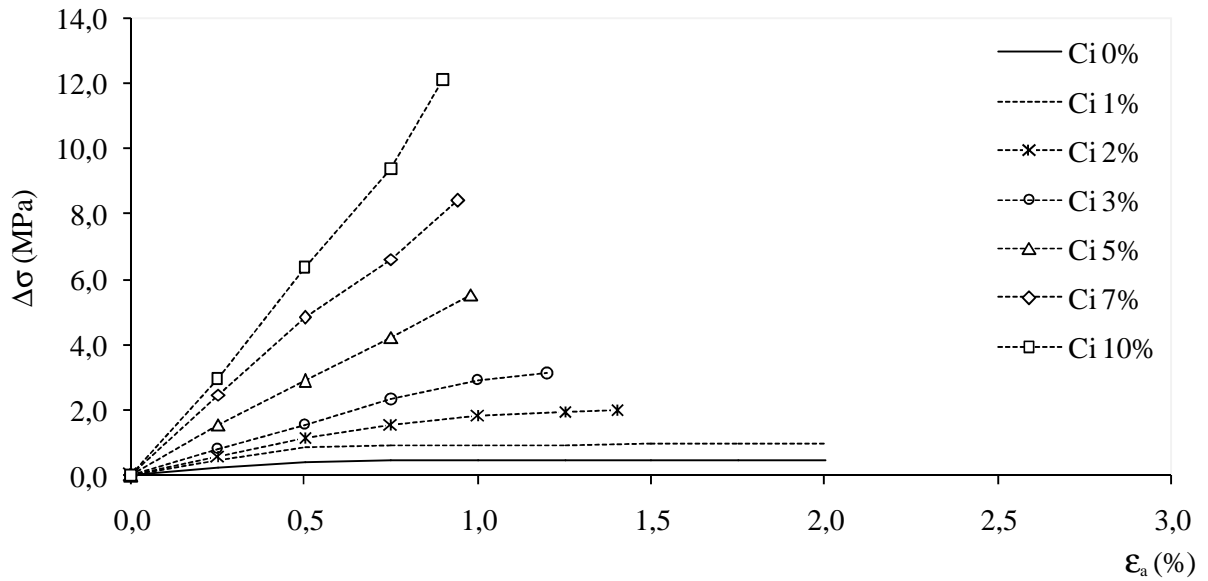
Fonte: Oliveira, 2015.

Figura 4.7 – Curvas tensão-deformação para a tensão confinante de 100 kPa.



Fonte: Oliveira, 2015.

Figura 4.8 – Curvas tensão-deformação para a tensão confinante de 200 kPa.



Fonte: Oliveira, 2015.

As amostras não cimentadas e cimentadas com 1% de cimento apresentaram um comportamento tensão-deformação inicial aparentemente linear, seguido de um ponto de plastificação bem definido, a partir do qual as tensões axiais não sofreram variações significativas. Para essas amostras a deformação axial do ponto de plastificação foi de aproximadamente 0,5% em ambos os casos.

Nas amostras cimentadas com teores de cimento de 2, 3, 5, 7 e 10%, após o trecho inicial aparentemente linear, os corpos-de-prova apresentaram ruptura total, impossibilitando a continuidade do ensaio. As deformações axiais máximas, para essas amostras, diminuíram em função do aumento do teor de cimento, apresentando uma variação entre 0,9 e 1,5%. As amostras cimentadas com 2 e 3% de cimento apresentaram um primeiro ponto de plastificação com 1% de deformação, antes da ruptura total.

Para as amostras não cimentadas e cimentadas com 1% de cimento, o ponto de ruptura foi definido como sendo o final do trecho linear ($\epsilon_a = 0,5\%$). Para as amostras cimentadas com 2 e 3%, o primeiro ponto de plastificação ($\epsilon_a = 1\%$) foi definido como sendo o ponto de ruptura. Já para as amostras cimentadas com 5, 7, e 10% de cimento, foi adotado como ponto de ruptura o ponto de máxima tensão desvio.

A Figura 4.9 apresenta o aspecto geral dos corpos-de-prova cimentados com 2, 3, 5, 7 e 10% de cimento, após os ensaios. Estes corpos-de-prova apresentaram ruptura frágil, no entanto, não foi observada a formação de planos de cisalhamento, e sim de trincas quase verticais em toda a sua lateral. Nas amostras não cimentadas e com 1% de cimento a ruptura se deu por "embarrigamento".

Figura 4.9 – Aspecto geral dos corpos-de-prova após a ruptura.



Fonte: Oliveira, 2015.

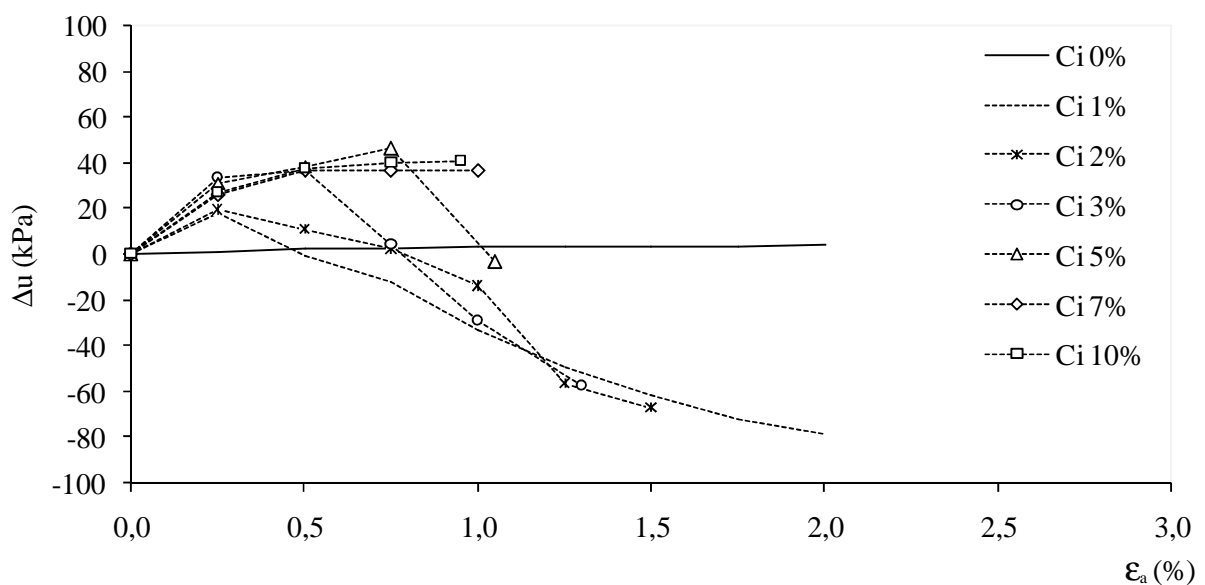
4.4.3 Variação da Poro-pressão

As Figuras de 4.10 a 4.12 apresentam a variação das poro-pressões (Δu) de todos os corpos-de-prova utilizados nos ensaios triaxiais em função das deformações axiais, para as três tensões confinantes empregadas (50, 100 e 200 kPa, respectivamente). Pode-se observar pelas figuras que o aumento da quantidade de cimento alterou o comportamento volumétrico do material, criando uma tendência à expansão durante o cisalhamento, observada pela diminuição das poro-pressões.

Os corpos-de-prova cimentados apresentaram um comportamento compressivo até próximo do ponto de plastificação, indicado pelo aumento das poro-pressões para as deformações iniciais; seguido de uma tendência à dilatação, indicada pela diminuição das poro-pressões, em alguns casos até atingir variações negativas. Para as amostras não cimentadas as variações de poro-pressões foram positivas, mas com valores quase nulos.

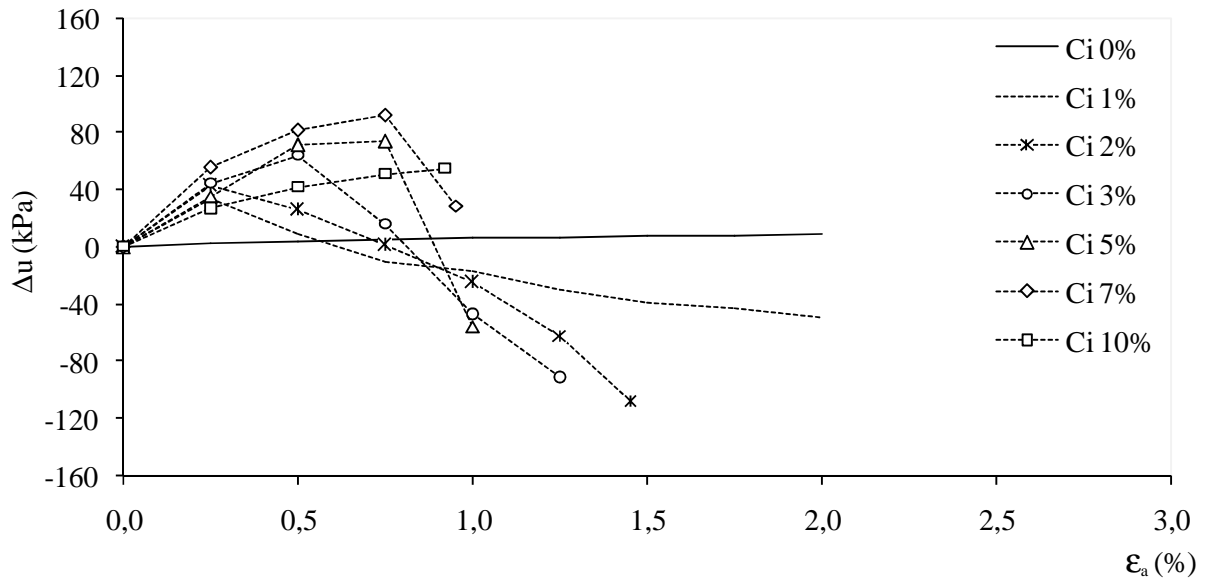
A tendência dilatante, com a diminuição das poro-pressão, ficou mais evidente nos corpos-de-prova com 2, 3 e 5% de teor de cimento. As amostras com 7 e 10% apresentaram, respectivamente, diminuição e estabilização das poro-pressões, antes da ruptura, mas não apresentaram variações negativas.

Figura 4.10 – Geração de poro-pressão para a tensão confinante de 50 kPa.



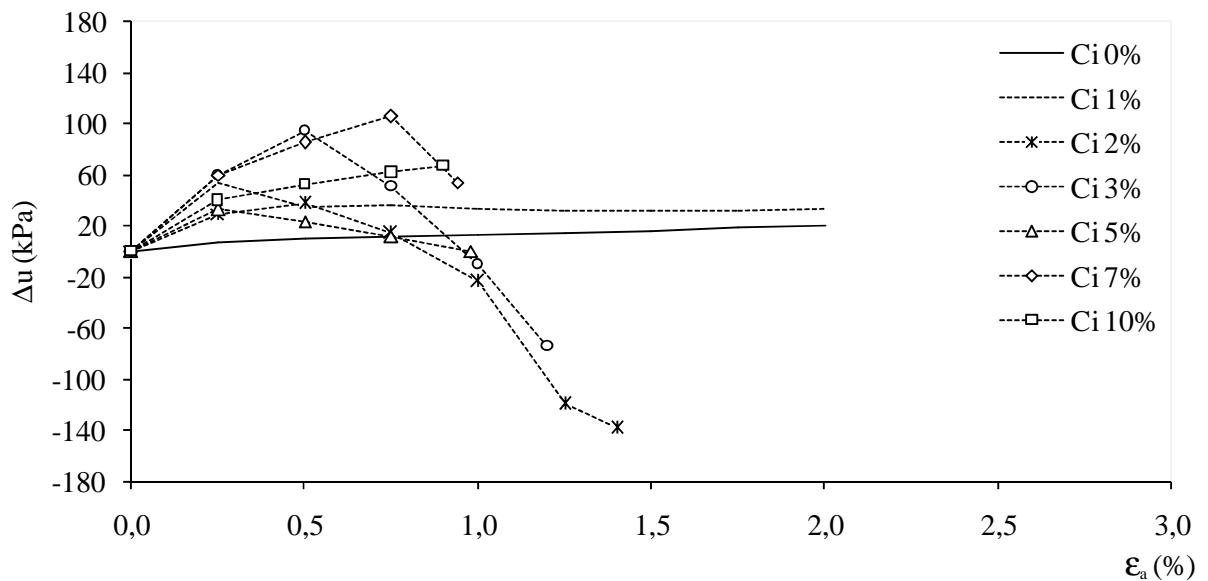
Fonte: Oliveira, 2015.

Figura 4.11 – Geração de poro-pressão para a tensão confinante de 100 kPa.



Fonte: Oliveira, 2015.

Figura 4.12 – Geração de poro-pressão para a tensão confinante de 200 kPa.

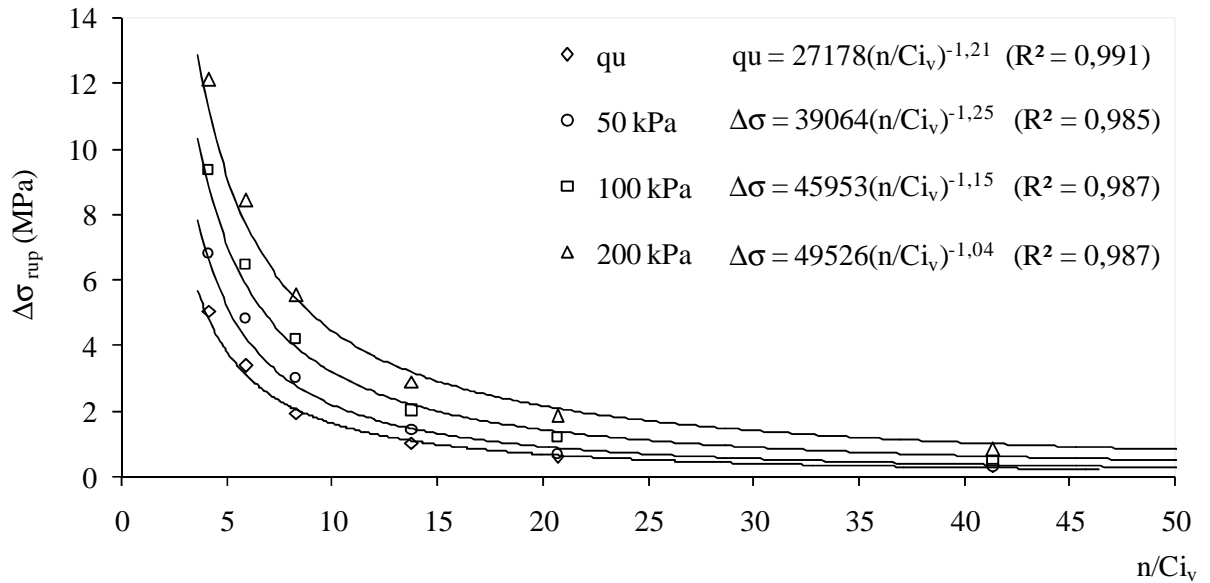


Fonte: Oliveira, 2015.

4.4.4 Variação da Resistência ao Cisalhamento

A Figura 4.13 apresenta a variação das tensões desvio na ruptura em função do fator vazios/cimento, para as três tensões confinantes e para a compressão simples. Observa-se, como esperado, que as tensões desvio e a resistência à compressão simples apresentam um comportamento semelhante. Os ajustes obtidos foram de boa qualidade ($R^2 = 0,985$, mínimo).

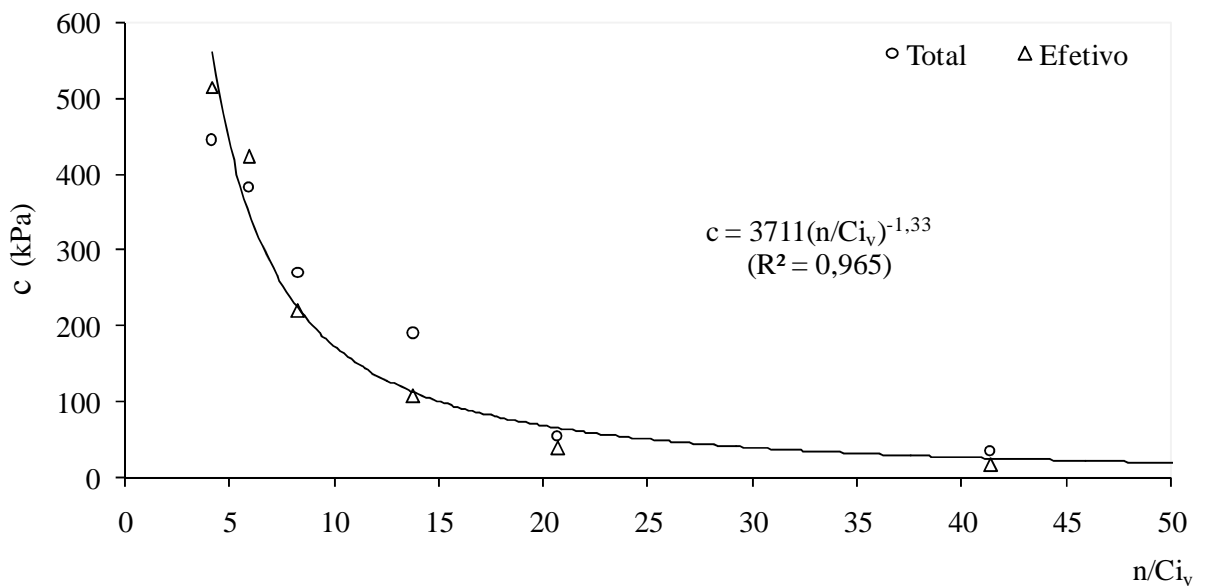
Figura 4.13 – Variação da tensão desvio de ruptura para as três tensões confinantes em função da relação vazio/cimento.



Fonte: Oliveira, 2015.

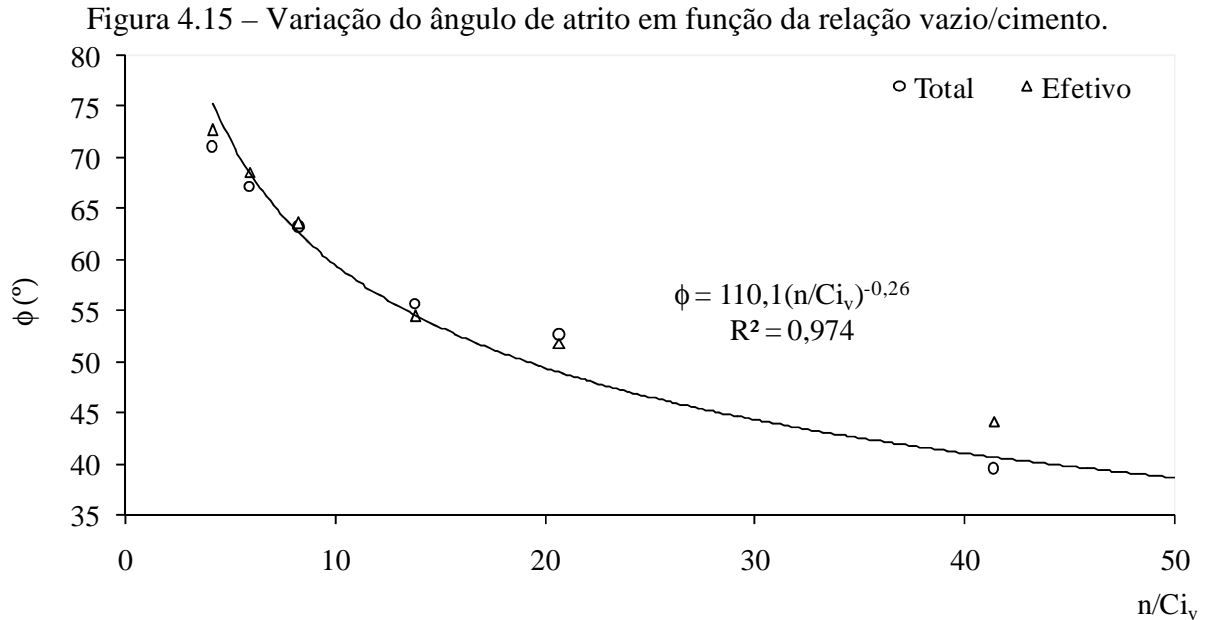
A Figura 4.14 apresenta a variação do intercepto coesivo (total e efetivo) em função do fator vazio/cimento. Também como esperado, observa-se que a coesão aumenta potencialmente com a diminuição deste fator. O ajuste obtido aqui também foi de boa qualidade ($R^2 = 0,974$).

Figura 4.14 – Variação da coesão em função da relação vazio/cimento.



Fonte: Oliveira, 2015.

Por último, a Figura 4.15 apresenta a variação do ângulo de atrito (total e efetivo) em função do fator vazio/cimento. Observa-se que os valores obtidos aumentaram potencialmente com a diminuição do fator e também apresentaram ajuste de boa qualidade ($R^2 = 0,973$).



As Figuras 4.16 e 4.17 apresentam as envoltórias de Mohr-Coulomb (totais e efetivas, respectivamente) obtidas para todas as misturas cimentadas utilizadas.

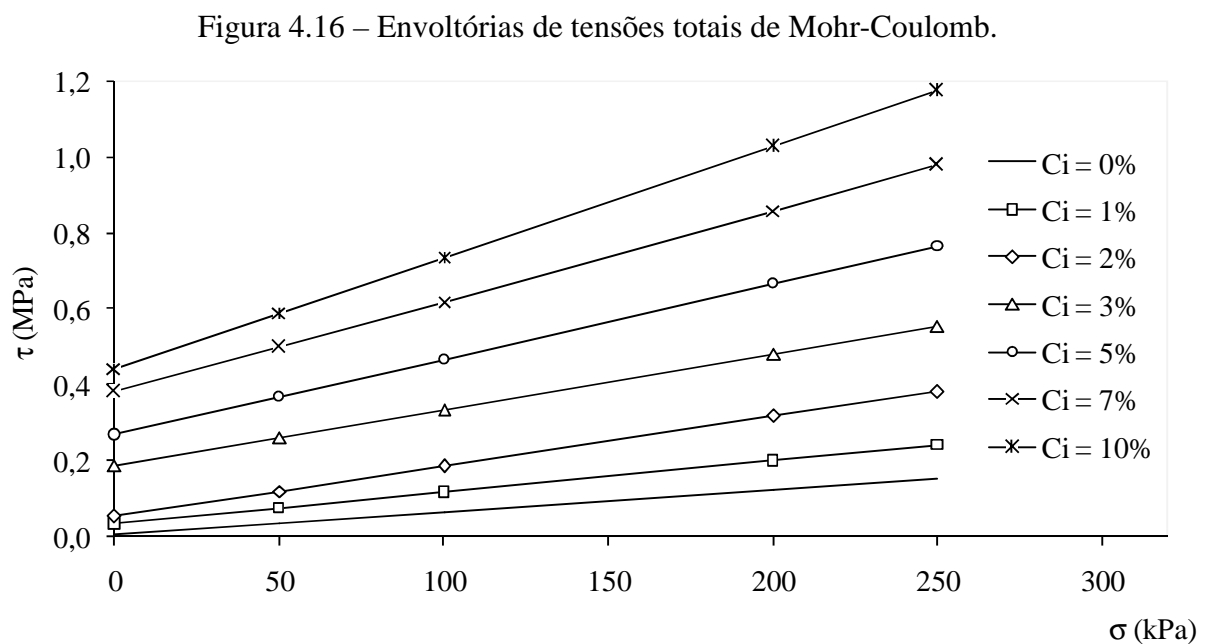
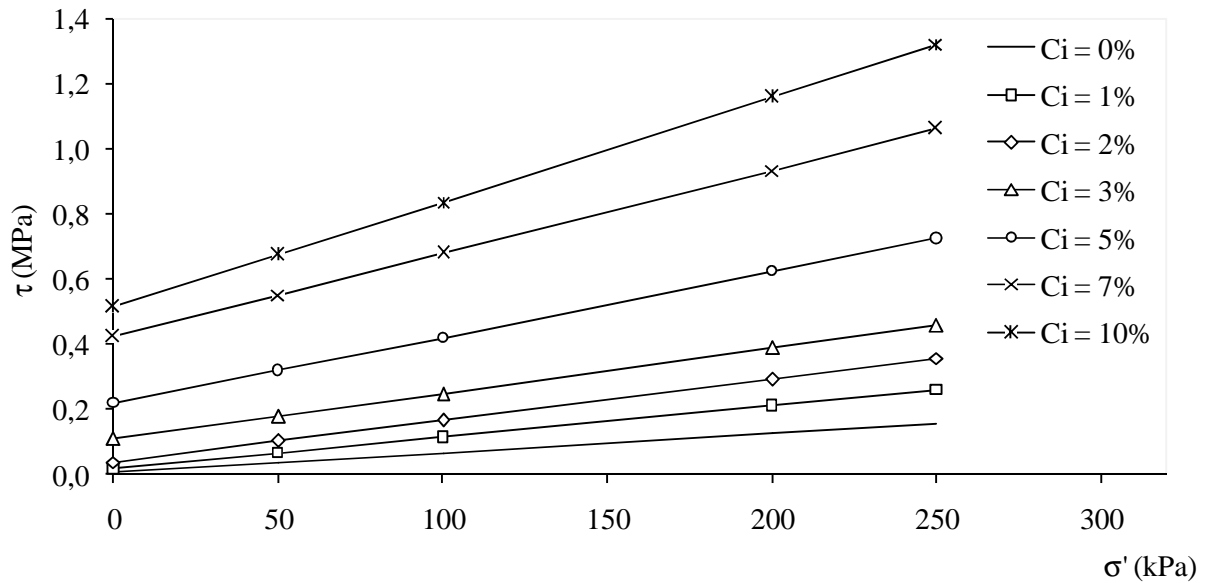


Figura 4.17 – Envoltórias de tensões efetivas de Mohr-Coulomb.



Fonte: Oliveira, 2015.

Com relação ao ângulo de atrito dos solos artificialmente cimentados, não existe um consenso sobre o seu comportamento em função do aumento do teor de cimento. Alguns autores apresentaram resultados semelhantes aos obtidos no presente trabalho (LADE e OVERTON, 1989; ROHLFES JÚNIOR, 1996; CRUZ, 2008), enquanto outros apresentaram resultados indicando que o ângulo de atrito não sofre alterações significativas devido ao acréscimo de cimento (CLOUGH et al., 1981; SCHNAID et al., 2001; LOPES, 2012).

Embora o aumento do ângulo de atrito em função do aumento do teor de cimento tenha sido relatado em outros trabalhos, os valores obtidos neste estudo foram bastante elevados, variando entre 44,1° e 72,3° (ângulos efetivos). Os maiores valores encontrados na literatura variaram em torno de 50°.

Acredita-se que os valores elevados de ângulo de atrito obtidos devem ter sido gerados devido a altas taxas de dilatação apresentadas pelos corpos-de-prova cimentados, durante o cisalhamento. Esse comportamento dilatante, por sua vez, é o resultado da combinação entre uma estrutura cimentada com alto grau de intertravamento e o baixo nível de tensões confinantes empregado nos ensaios.

O solo utilizado para a elaboração deste trabalho possui uma distribuição granulométrica não uniforme, com boa porcentagem de finos. Essa granulometria, associada

ao baixo índice de vazios de moldagem ($e = 0,36$), proporciona a formação de uma estrutura cimentada com um número elevado de pontos de contato entre os grãos e, conseqüentemente, um alto grau de intertravamento. Segundo Lambe (1960, *apud* LADE E OVERTON, 1989), esse tipo de estrutura gera altas taxas de dilatação, durante o cisalhamento, e o aumento do nível de cimentação resulta em aumento tanto da coesão como do ângulo de atrito.

Com relação às tensões confinantes, estudos anteriores mostraram que estas exercem grande influência sobre as propriedades dos solos cimentado, principalmente sobre os ângulos de atrito e dilatância. A tendência à dilatação, durante o cisalhamento, diminui com o acréscimo de tensões confinantes e aumenta com o acréscimo do teor de cimento. (CLOUGH et al., 1981; LADE e OVERTON, 1989; LEROUEIL e VAUGHAN, 1990; CECCONI et al., 1998; MARRI, 2010, CONSOLI *et al.*, 2012). Desta forma, corpos-de-prova cimentados com alto grau de intertravamento e submetidos a ensaios triaxiais com baixos níveis de tensões confinantes devem apresentar elevados valores de ângulos de atrito e dilatância.

O equipamento utilizado para a realização dos ensaios triaxiais não permitiu a medição das variações volumétricas dos corpos-de-prova. Por este motivo, foram realizado ensaios CIU e não foi possível quantificar o comportamento dilatante das amostras.

4.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo foram apresentados e discutidos os resultados dos ensaios de caracterização física, compactação, resistência à compressão simples e resistência triaxial.

Os resultados dos ensaios de caracterização e compactação obtidos foram a base para a moldagem dos corpos-de-prova utilizados nos ensaios de resistência.

Os resultados obtidos nos ensaios de compressão simples e triaxiais mostraram, como esperado, que o aumento do teor de cimento proporcionou expressivos ganhos de resistência e rigidez, além de aumentar a tendência ao comportamento expansivo. Também foi evidenciada a boa correlação existente entre os parâmetros de resistência e o fator vazio/cimento. Todos os parâmetros estudados apresentaram um ajuste potencial de boa qualidade ($R^2 > 0,90$) em função do fator n/Ci_v .

Um ponto importante a ser observado nos resultados dos ensaios triaxiais foi o aumento do ângulo de atrito. Acredita-se que o crescimento do ângulo de atrito e os elevados valores obtidos são o resultado de uma elevada taxa de dilatação apresentada pelos corpos-de-prova, crescente em função do aumento do teor de cimento.

Os resultados dos ensaios de compressão simples e triaxiais foram utilizados para a elaboração do modelo de envoltória não linear proposto para os solos artificialmente cimentados, apresentado no capítulo seguinte.

5 PROPOSTA DE UTILIZAÇÃO DE UMA ENVOLTÓRIA NÃO LINEAR PARA ESTIMAR A RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS ARTIFICIALMENTE CIMENTADOS

5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Inúmeros estudos mostram que a envoltória de ruptura dos solos artificialmente cimentados apresenta um comportamento não linear, sendo que a curvatura aumenta com o acréscimo do teor de cimento e a inclinação diminui com o aumento da tensão confinante (e.g. LADE e OVERTON, 1989; LEROUEIL e VAUGHAN, 1990; CUCCOVILLO e COOP, 1999; MARRI, 2010; OUTROS). Observa-se que este comportamento é semelhante ao apresentado por maciços rochosos, onde o grau de integridade da rocha exerce sobre a resistência do maciço um efeito similar ao causado pelo nível de cimentação no solo-cimento.

Com base nesta observação, o presente trabalho propõe a utilização do critério de ruptura geral de Hoek-Brown (HOEK *et al.*, 2002), com algumas modificações, para estimar a resistência dos solos artificialmente cimentados. A aplicação do modelo para solos cimentados terá como diferencial a forma de obtenção dos parâmetros da envoltória. No modelo original a determinação é feita em função do grau de integridade da rocha, já na metodologia proposta a determinação será feita em função do fator vazio/cimento.

5.2 CRITÉRIO GERAL DE HOEK-BROWN

O critério geral de Hoek-Brown é expresso em função das tensões principais efetivas, pela Equação 5.1:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left[m \left(\frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} \right) + s \right]^a \quad (5.1)$$

onde:

a, m, s – parâmetros relacionados com o grau de integridade do maciço rochoso;

σ_{ci} – resistência à compressão uniaxial da rocha intacta;

σ'_1, σ'_3 – tensões principais maior e menor, respectivamente.

Os parâmetros da envoltória (m , s e a), são calculados em função do Índice de Resistência Geológica (*Geological Strength Index – GSI*), apresentado por Hoek *et al.* (1992), conforme as Equações 5.2, 5.3 e 5.4:

$$m = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad (5.2)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad (5.3)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{GSI/15} - e^{-20/3}\right) \quad (5.4)$$

onde:

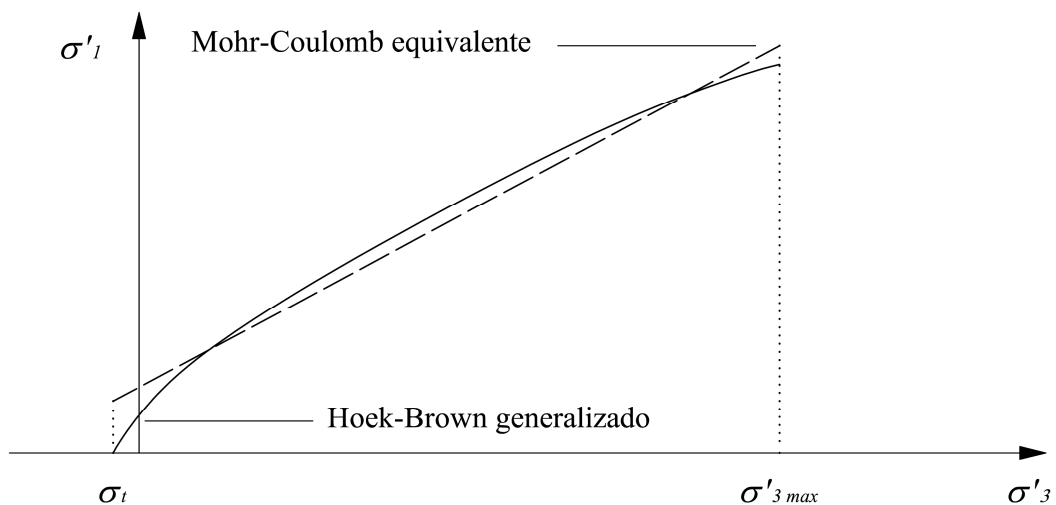
m_i – parâmetro referente à rocha intacta;

D – fator de perturbação do maciço rochoso.

e – número de Euler

A partir de envoltória de Hoek-Brown, os parâmetros equivalentes de Mohr-Coulomb podem ser estimados através da metodologia proposta por Hoek *et al.* (2002), onde é feito um ajuste entre as duas envoltórias através de um balanceamento de áreas. O ajuste é válido para um intervalo de tensões confinantes definido por $\sigma_t < \sigma'_3 < \sigma'_{3max}$, como ilustrado na Figura 5.1.

Figura 5.1 – Relação entre as tensões principais efetivas para a envoltória de Hoek-Brown e a envoltória equivalente de Mohr-Coulomb.



Fonte: adaptado de Hoek *et al.* (2002).

A envoltória de Mohr-Coulomb plotada na figura anterior está expressa em função das tensões principais efetivas, conforme a Equação 5.5:

$$\sigma'_1 = \frac{2c' \cos \phi'}{1 - \text{sen} \phi'} + \frac{1 + \text{sen} \phi'}{1 - \text{sen} \phi'} \sigma'_3 \quad (5.5)$$

A partir do ajuste entre as duas envoltórias, o ângulo de atrito efetivo ϕ' e a coesão efetiva c' podem ser obtidos pelas Equações 5.6 e 5.7:

$$\phi' = \text{sen}^{-1} \left[\frac{6.a.m(s + m.\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6.a.m(s + m.\sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad (5.6)$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci} [(1+2a)s + (1-a)m.\sigma'_{3n}] (s + m.\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + (6.a.m(s + m.\sigma'_{3n})^{a-1})} / ((1+a)(2+a))} \quad (5.7)$$

onde:

$$\sigma'_{3n} = \frac{\sigma'_{3\max}}{\sigma_{ci}} \quad (5.8)$$

A variável $\sigma'_{3\max}$ representa o limite superior do intervalo de tensões confinantes para o qual é feito o ajuste entre as envoltórias de Hoek-Brown e Mohr-Coulomb. Seu valor depende do tipo de aplicação pretendido para o maciço rochoso e precisa ser determinado para cada profundidade (H). As aplicações mais comuns são túneis e taludes, para as quais o valor de $\sigma'_{3\max}$ é determinado, respectivamente, pelas equações 5.9 e 5.10:

$$\frac{\sigma'_{3\max}}{\sigma_{cm}} = 0,47 \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma.H} \right)^{-0,94} \quad (5.9)$$

$$\frac{\sigma'_{3\max}}{\sigma_{cm}} = 0,72 \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma.H} \right)^{-0,91} \quad (5.10)$$

onde:

γ – peso específico;

σ_{cm} – resistência global do maciço rochoso.

O conceito de resistência global do maciço rochoso foi proposto por Hoek e Brown (1997) com o objetivo de representar o comportamento de toda a massa rochosa. Seu valor pode ser estimado a partir dos parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb:

$$\sigma'_{cm} = \frac{2.c' \cos \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad (5.11)$$

com c' e ϕ' determinados para o intervalo $\sigma_t < \sigma_3 < \sigma_{ci}/4$, onde:

$$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \cdot \frac{(m + 4.s - a(m - 8.s))(m/4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \quad (5.12)$$

Nesta seção foram apresentados os conceitos básicos e as equações que definem o critério de ruptura geral de Hoek-Brown, conforme Hoek *et al.* (2002). Não foi apresentada a metodologia para determinação do módulo de elasticidade, por não fazer parte do escopo do trabalho.

5.3 METODOLOGIA PROPOSTA

O critério de Hoek-Brown assume que o maciço rochoso é isotrópico e pode ser representado por um meio contínuo equivalente, onde as discontinuidades reduzem a resistência da rocha intacta. No caso do solo artificialmente cimentado, a isotropia também pode ser assumida e a resistência aumenta em função do nível de cimentação. Com isso, para a utilização da envoltória, os parâmetros a , m e s , calculados para o maciço rochoso em função do GSI , podem ser determinados para o solo artificialmente cimentado em função do fator vazio/cimento, que representa o nível de cimentação do solo.

Para determinar os parâmetros a , m e s em função do fator vazio/cimento, inicialmente, a equação geral da envoltória, Equação 5.1, será reescrita como:

$$\left(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma_{ci}} \right)^{1/a} = m \left(\frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} \right) + s \quad (5.13)$$

Equivalente a:

$$Y = m.X + s \quad (5.14)$$

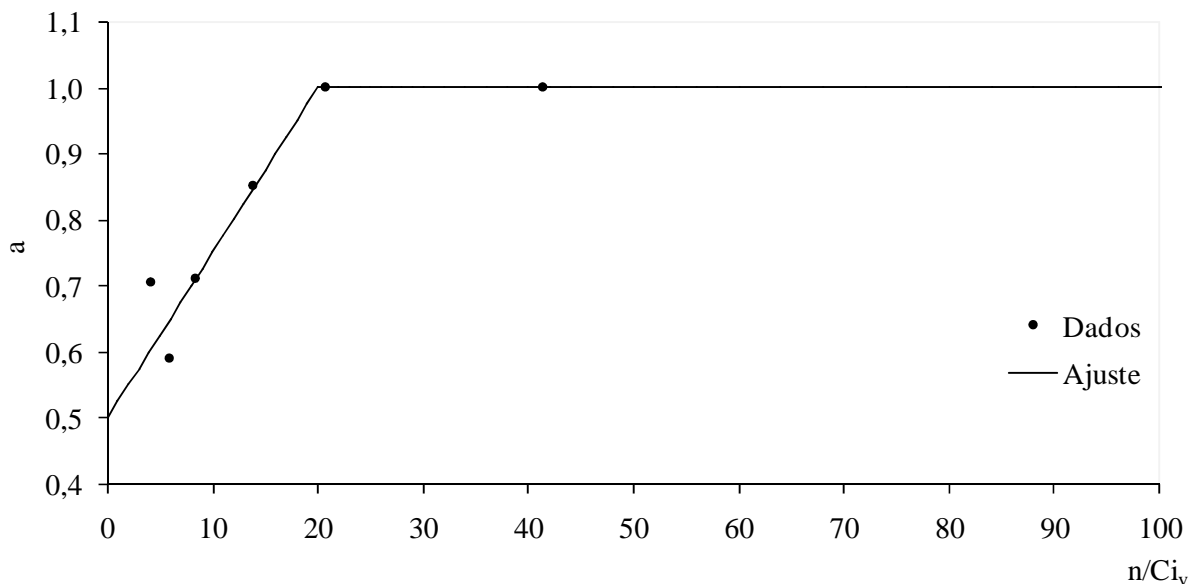
$$Y = \left(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma_{ci}} \right)^{1/a} \quad (5.15)$$

$$X = \left(\frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} \right) \quad (5.16)$$

A Equação 5.13, reescrita no plano (X, Y) da Equação 5.14, representa um conjunto de retas não paralelas, determinadas em função do parâmetro a . Isso significa que, dado um conjunto de valores $(\sigma_1, \sigma_3, \sigma_{ci})$, para cada valor de a , existe um único par (m, s) .

Partindo dessa observação, foram tomados os resultados dos ensaios triaxiais (σ_1 e σ_3) e de resistência à compressão simples (q_u), obtidos no presente trabalho, e foram feitos ajustes com a envoltória, para cada teor de cimento, forçando o valor de σ_1 calculado a ser igual à q_u , para $\sigma_3=0$. A tensão σ_{ci} foi assumida igual ao valor de q_u referente ao maior teor de cimento utilizado. Dessa maneira, foram obtidos os valores do parâmetro a , para os quais foi feito um ajuste em função do fator vazio/cimento, conforme apresenta a Figura 5.2.

Figura 5.2 – Ajuste proposto para o parâmetro a da envoltória.



Fonte: Oliveira, 2015.

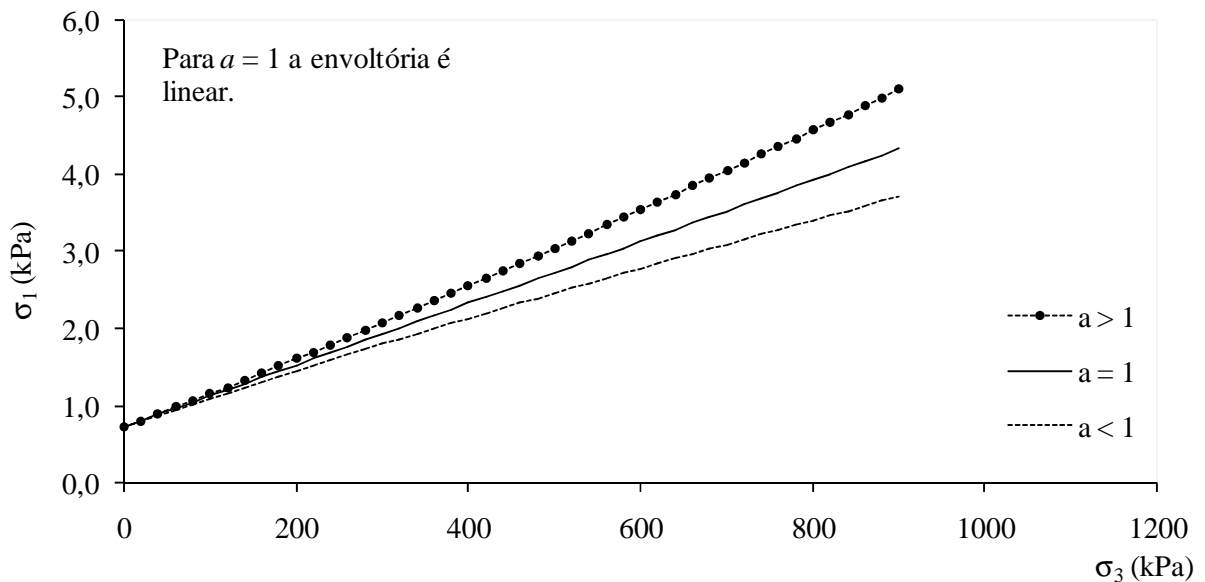
No ajuste proposto, o parâmetro a varia linearmente de 0,5 até 1,0 para valores de n/Ci_v variando entre 0 e 20. A partir desse ponto, assume-se um valor limite, conforme a Equação 5.17:

$$\text{Para } n/Ci_v \leq 20 \quad a = 0,5 + 0,025.(n / ci_v) \quad (5.17)$$

$$\text{Para } n/Ci_v > 20 \quad a = 1$$

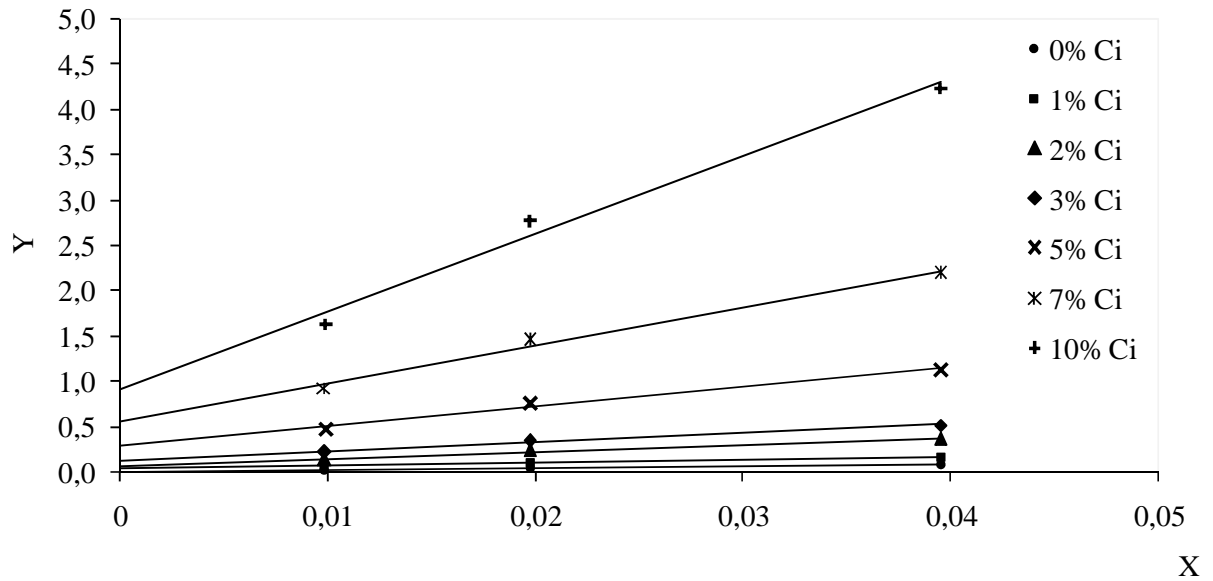
O valor teórico mínimo adotado para o parâmetro a é o mesmo da proposta original de Hoek-Brown (1980), que aqui corresponderia a um solo cimentado sem vazios. O valor máximo foi imposto em função do formato da envoltória. Para $a > 1$, a envoltória apresenta concavidade voltada para cima, o que não ocorre na prática. A Figura 5.3 mostra como varia a concavidade da envoltória em função do parâmetro a .

Figura 5.3 – Influência do parâmetro a sobre o formato da envoltória.



Fonte: Oliveira, 2015.

A Equação 5.17 foi aplicada para os dados do presente trabalho e foram calculados os valores de a para cada relação vazio/cimento. Em seguida, foram obtidas as retas da Equação 5.14 para a determinação dos parâmetros m e s , referentes aos resultados dos ensaios triaxiais de cada teor de cimento. A Figura 5.4 apresenta as retas obtidas e a Tabela 5.1 apresenta os valores determinados.

Figura 5.4 – Retas de ajuste para a obtenção de m e s .

Fonte: Oliveira, 2015.

Tabela 5.1 – Valores obtidos para os parâmetros a , m e s .

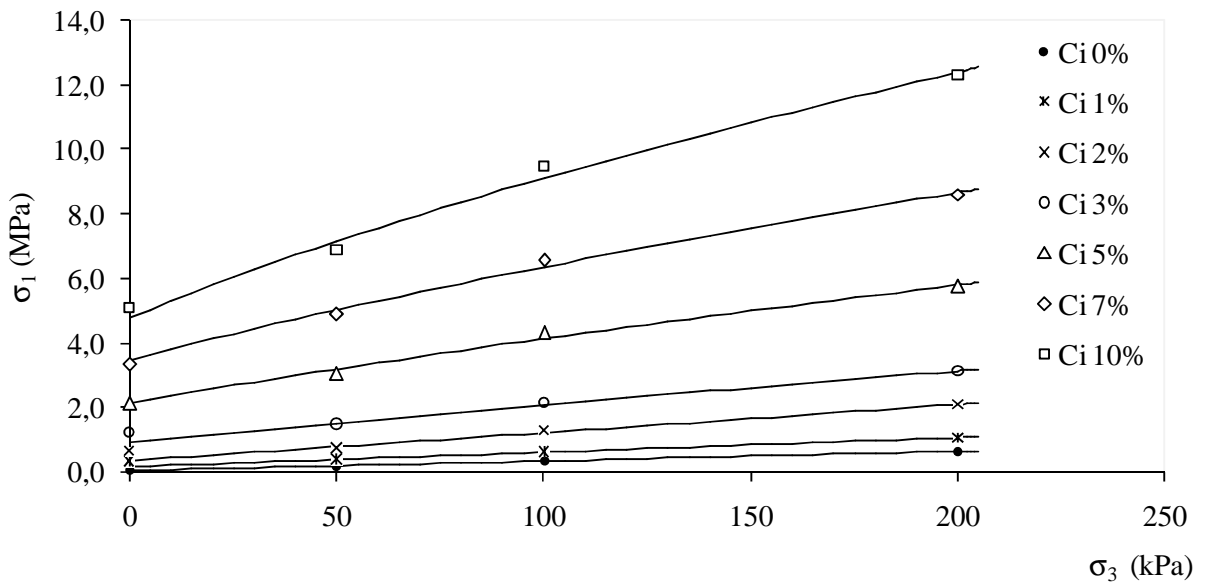
Parâmetros	Ci (%)						
	0	1	2	3	5	7	10
a	1,000	1,000	1,000	0,844	0,707	0,648	0,603
m	1,996	3,508	7,719	9,917	21,75	41,82	85,78
s	0,006	0,030	0,067	0,130	0,292	0,559	0,903

Fonte: Oliveira, 2015.

Com os valores da Tabela 5.1 foram feitos os ajustes da envoltória para os resultados dos ensaios triaxiais de cada teor de cimento, como apresentado na Figura 5.5. Os gráficos foram plotados com unidades diferentes apenas para melhorar a visualização.

Observando a Figura 5.5, percebe-se que a envoltória de Hoek-Brown se ajusta satisfatoriamente aos resultados dos ensaios triaxiais, sendo capaz de representar o efeito do nível de tensões, através da não linearidade; e o efeito do nível de cimentação, com o aumento da curvatura em função do aumento do teor de cimento.

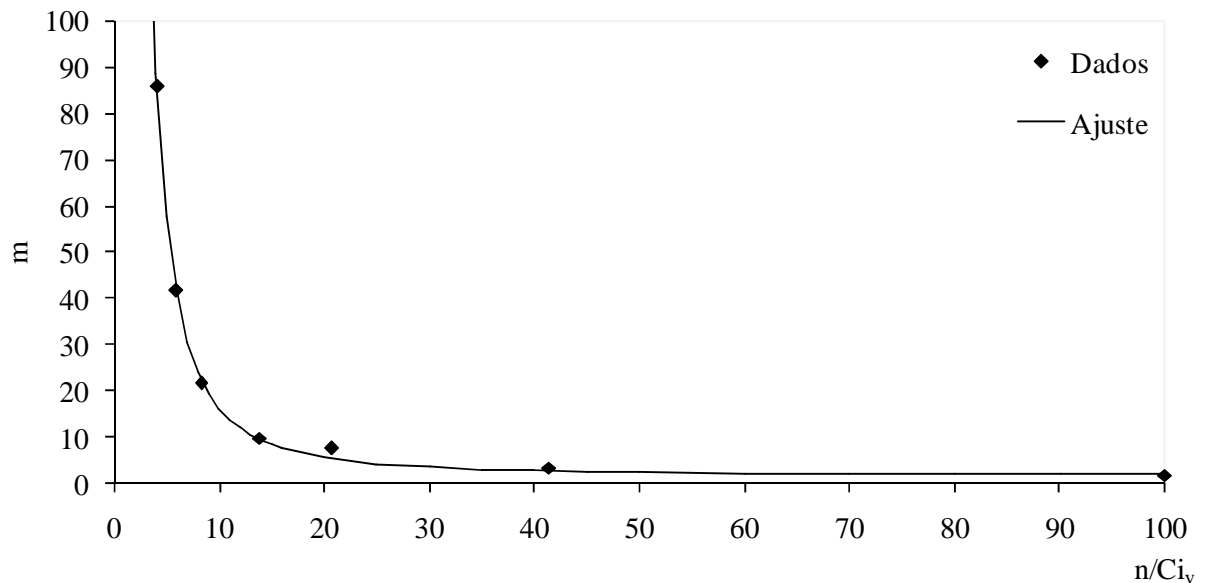
Figura 5.5 – Ajustes da envoltória de Hoek-Brown para os resultados dos ensaios triaxiais realizados com o solo artificialmente cimentado.



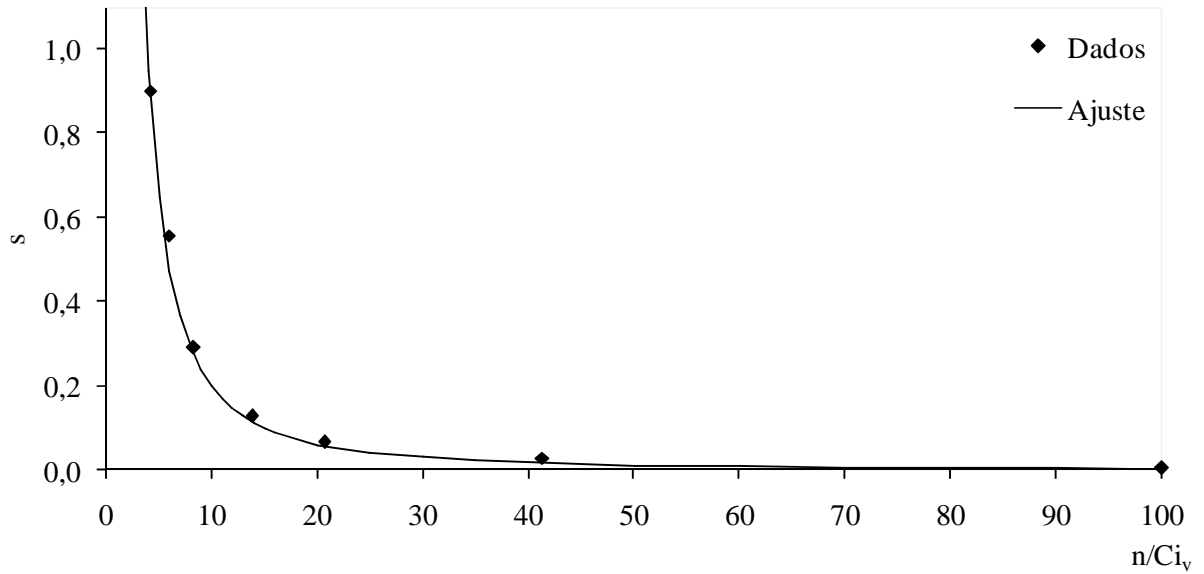
Fonte: Oliveira, 2015.

Ainda com os resultados da Tabela 5.1, foram plotados os gráficos das Figuras 5.6 e 5.7, onde são apresentadas as variações dos parâmetros m e s em função da relação vazio/cimento. A partir dos dados plotados, os dois parâmetros foram ajustado, utilizando a Equação 5.18, onde A , B , C e D são constantes a serem determinadas:

Figura 5.6 – Ajuste do parâmetro m .



Fonte: Oliveira, 2015.

Figura 5.7 – Ajuste do parâmetro s .

Fonte: Oliveira, 2015.

$$m, s = A + B \left(n / Ci_v \left(\frac{n / Ci_v}{C + n / Ci_v} \right) \right)^{-D} \quad (5.18)$$

Os ajustes finais obtidos com a Equação 5.18 foram:

$$m = 1,80 + 10 \cdot \left(n / Ci_v \left(\frac{n / Ci_v}{135 + n / Ci_v} \right) \right)^{-1,00} \quad (5.19)$$

$$s = 0,0 + 10 \cdot \left(n / Ci_v \left(\frac{n / Ci_v}{0,0 + n / Ci_v} \right) \right)^{-1,70} \quad (5.20)$$

Desta forma, são propostas as equações 5.21 e 5.22 para o cálculo dos parâmetros m e s , onde as constantes A , B , C e D devem ser determinadas para cada solo:

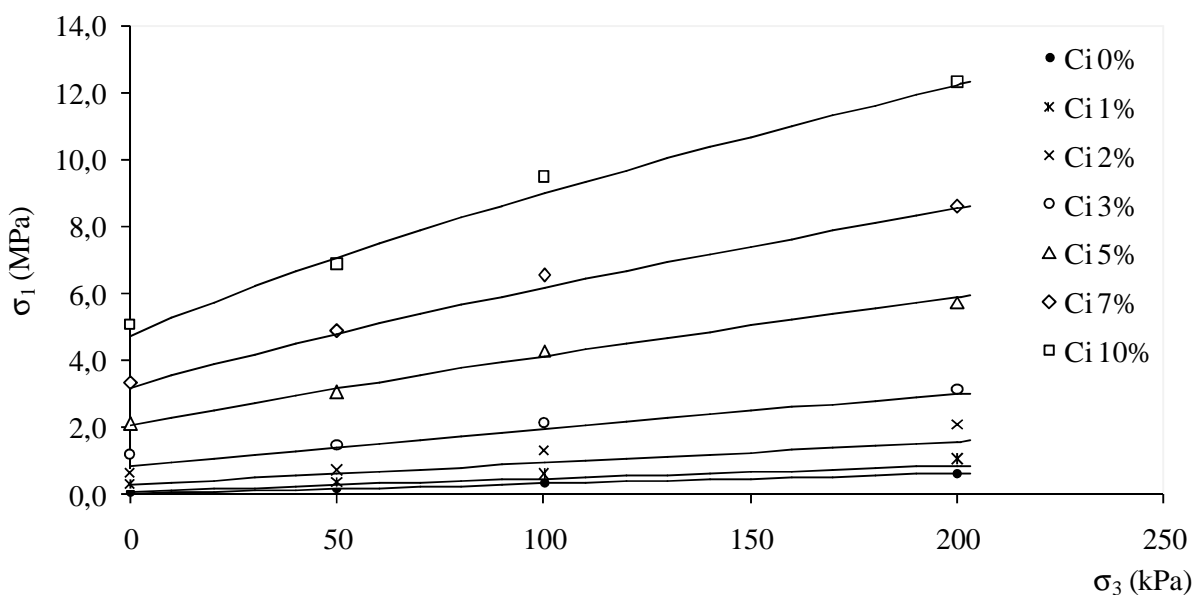
$$m = A + 10 \cdot \left(n / Ci_v \left(\frac{n / Ci_v}{B + n / Ci_v} \right) \right)^{-1,0} \quad (5.21)$$

$$s = C + 10 \cdot \left(n / Ci_v \left(\frac{n / Ci_v}{D + n / Ci_v} \right) \right)^{-1,70} \quad (5.22)$$

Para determinar as constantes das equações 5.21 e 5.22 são necessários resultados de ensaios triaxiais realizados com o solo não cimentados e resultados de ensaios triaxiais e de compressão simples realizados com o solo cimentado com um teor de cimento elevado, preferencialmente, que forneça uma relação n/Ci_v , próxima de 5,0.

Por fim, na Figura 5.8, são apresentados os dados dos ensaios triaxiais e de compressão simples realizados no presente trabalho e as envoltória de Hoek-Brown obtidas pela metodologia proposta. Os parâmetros a , m e s foram calculados pelas equações apresentadas e as constantes das equações 21 e 22 foram obtidas a partir dos resultados dos ensaios realizados com o solo não cimentado e com teor de cimento de 10%. Pela figura, percebe-se que a aplicação da metodologia forneceu ajustes de boa qualidade, similares aos ajustes forçados apresentados na Figura 5.5.

Figura 5.8 – Aplicação da metodologia proposta para os resultados do presente trabalho.



Fonte: Oliveira, 2015.

5.4 RESUMO DA METODOLOGIA PROPOSTA

O objetivo da metodologia proposta é estimar as envoltórias de resistência de amostras artificialmente cimentadas, dentro de um intervalo específico de teores de cimento, utilizando resultados de ensaios triaxiais e de compressão simples realizados com o solo não cimentado e cimentado apenas com o teor de cimento mais elevado do intervalo.

A aplicação da metodologia é dividida em três etapas. A primeira consiste na realização de ensaios triaxiais e de compressão simples, sendo o primeiro tipo de ensaio realizado com o solo não cimentado e cimentado com o teor de cimento mais elevado, enquanto o segundo tipo é realizado apenas com o solo cimentado.

Na segunda etapa da metodologia, os resultados dos ensaios de resistência são utilizados para obter os parâmetros da envoltória (a , m , s) referentes ao solo não cimentado e cimentado com o teor de cimento mais elevado do intervalo considerado. A partir desses parâmetros, são determinadas as constantes das equações 5.21 e 5.22.

A etapa final consiste na aplicação das equações 5.17, 5.21 e 5.22 para a determinação dos parâmetros (a , m e s) referentes aos teores de cimento intermediários e, conseqüentemente, a obtenção das envoltórias de resistência para estes mesmos teores.

5.5 VERIFICAÇÃO DA METODOLOGIA PROPOSTA

Pelo fato da metodologia proposta ter sido elaborada utilizando apenas os resultados dos ensaios apresentados neste trabalho, sua aplicabilidade poderia estar restrita ao tipo de solo empregado e aos procedimentos experimentais executados. Com isso, faz-se necessária a verificação da metodologia proposta, através da sua aplicação para outros tipos de solo, cimentados com diferentes teores de cimento e submetidos a ensaios triaxiais com variados níveis de tensões confinantes.

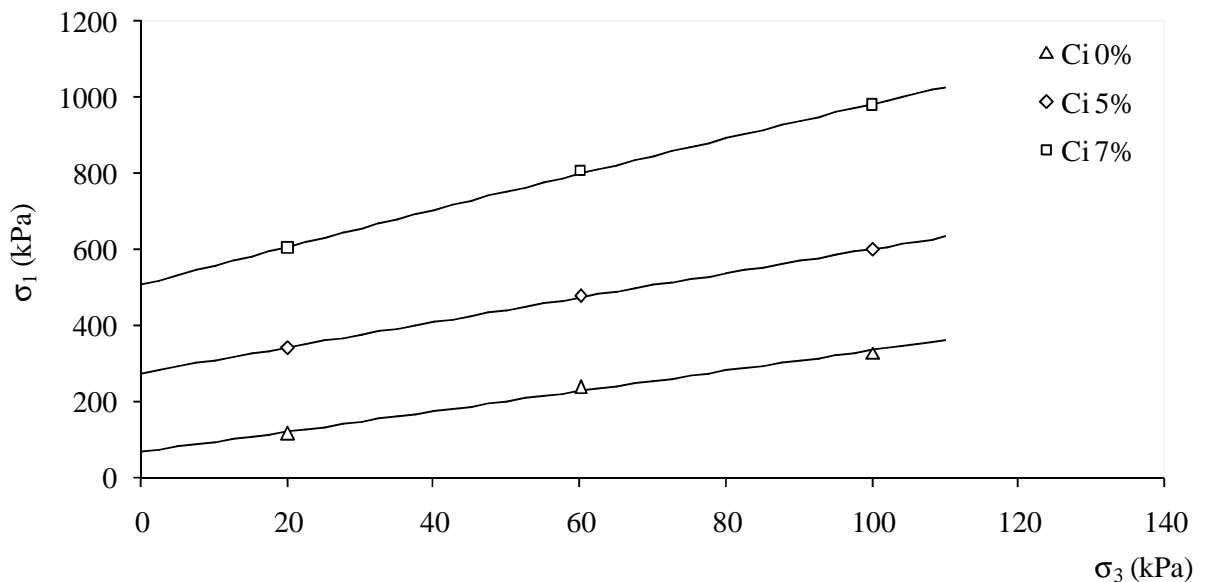
A verificação da metodologia foi feita em duas etapas. Inicialmente, a envoltória de Hoek-Brown foi ajustada aos dados, calculando apenas o parâmetro a , para identificar a existência de alguma limitação em sua aplicação. Em seguida, os três parâmetros (a , m , s) foram calculados para a obtenção das envoltórias estimadas. Na verificação foram utilizados os resultados dos ensaios apresentados por Rohlfs Júnior (1996), Cruz (2008), Marri (2010) e Lopes (2012). Os dados utilizados encontram-se resumidos nos anexos.

Os resultados apresentados por Rohlfs Júnior (1996) foram os primeiros utilizados para a verificação. O autor utilizou em sua dissertação uma argila de baixa plasticidade e realizou ensaios de resistência à compressão simples com teores de cimento de 1, 3, 5, 7, 9, 11, 13, 15 e 17%. Também realizou ensaios triaxiais utilizando teores de cimento

de 0, 5 e 7%. Para a tensão σ_c foi adotado o valor de q_u referente ao maior teor de cimento utilizado nos ensaios triaxiais (7%). Os ajustes da envoltória para os resultados deste trabalho estão na Figura 5.9.

Pela Figura 5.9, percebe-se que a envoltória de Hoek-Brown forneceu ajustes de boa qualidade para os dados de Rohlfs Júnior (1996), não encontrando limitação à sua aplicação. Após estas observações, foram calculados os parâmetros a , m e s e as envoltórias foram, então, estimadas, como apresentado na Figura 5.10.

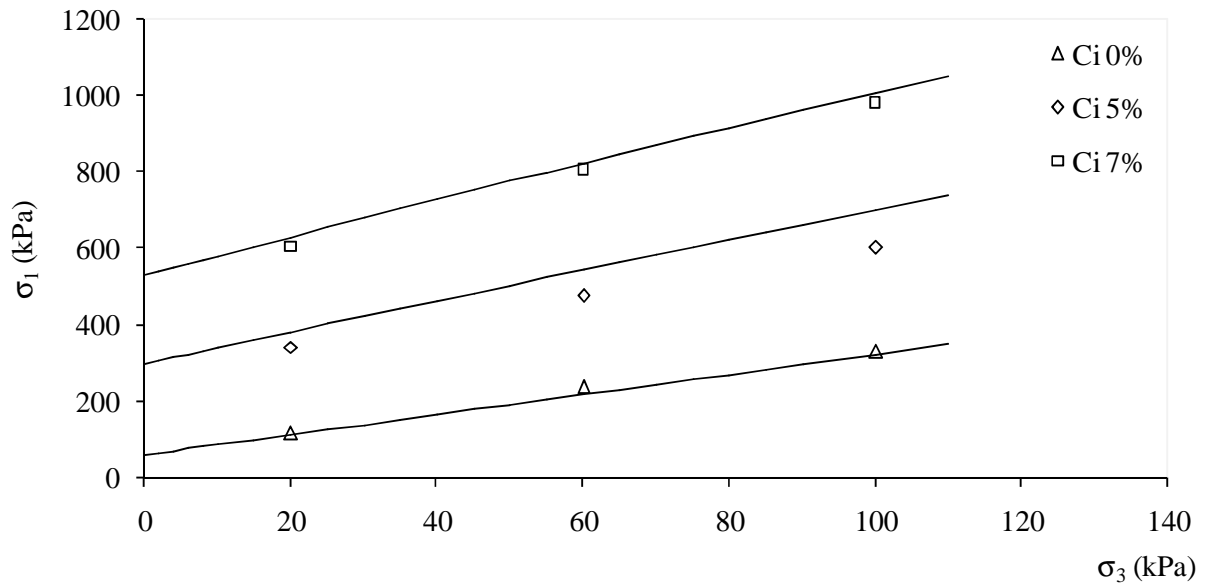
Figura 5.9 – Envoltórias ajustadas para os resultados de Rohlfs Júnior (1996).



Fonte: Oliveira, 2015.

Os resultados da Figura 5.10 mostram que a aplicação da metodologia proposta foi capaz de estimar as envoltórias de resistência, para os dados de Rohlfs Júnior (1996), com uma concordância razoável. Observa-se, ainda, que a envoltória intermediária superestimou os valores de σ_1 .

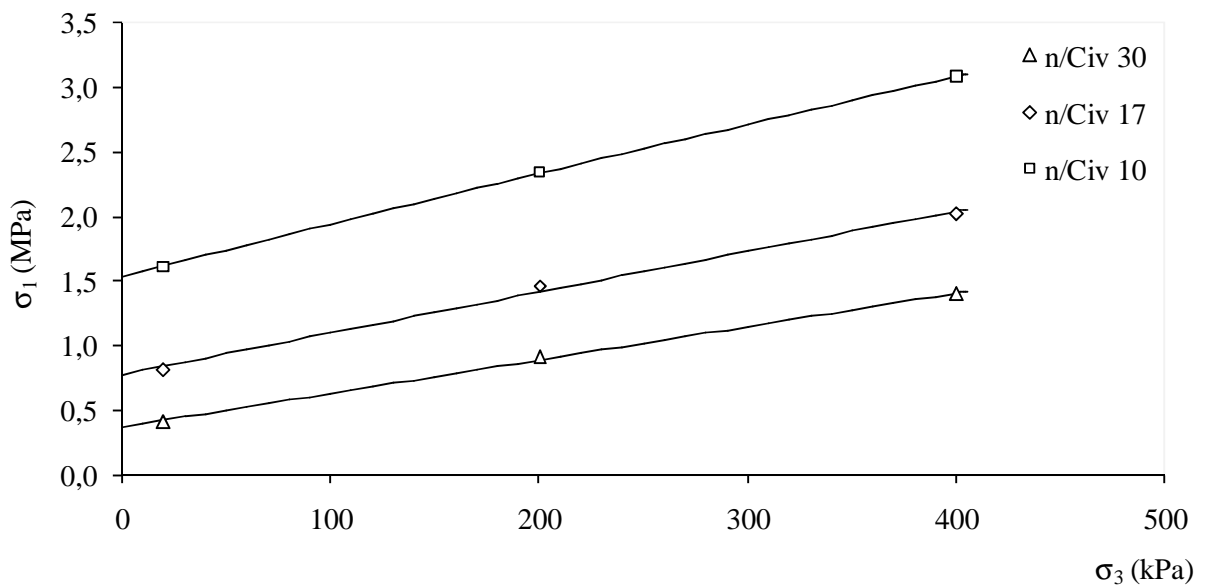
Figura 5.10 – Envoltórias estimadas para os resultados de Rohlfs Júnior (1996).



Fonte: Oliveira, 2015.

O segundo conjunto de dados utilizado na verificação foi composto pelos resultados apresentados por Cruz (2008). O autor utilizou em seu trabalho a areia de Osório e realizou ensaios de compressão simples com teores de cimento de 1, 3, 5, 7, 9 e 12%. Para os ensaios triaxiais foram adotados três valores de n/Ci_v , 10, 17 e 30. O valor de σ_c foi estimado em função dos resultados dos ensaios para uma relação vazão cimento igual à 10. Os ajustes da envoltória para este conjunto de dados estão na Figura 5.11.

Figura 5.11 – Envoltórias ajustadas para os resultados de Cruz (2008).

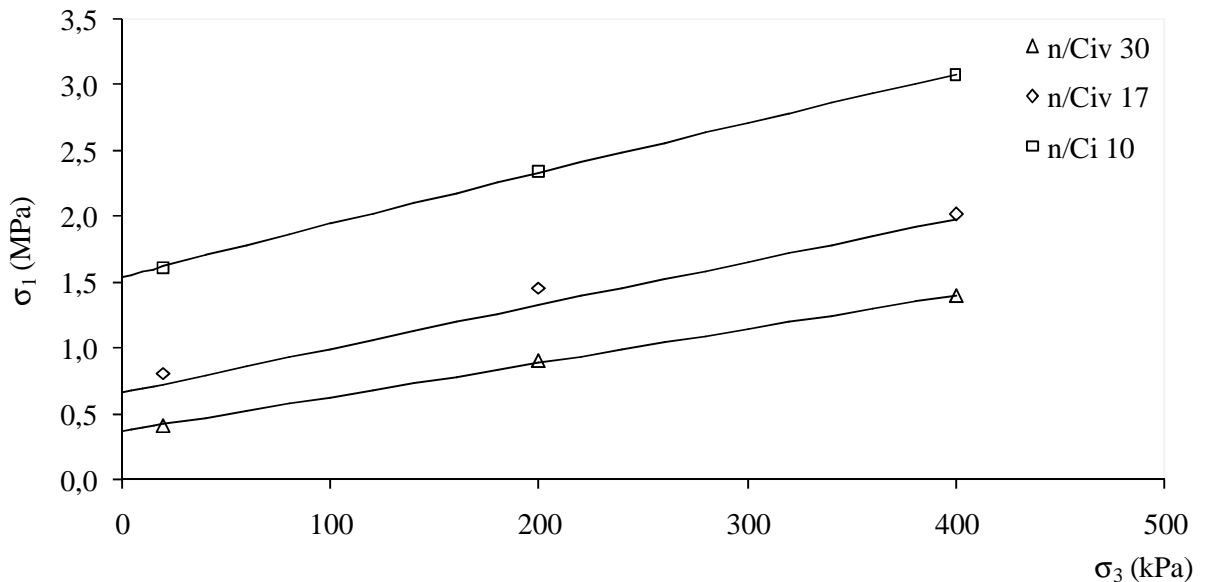


Fonte: Oliveira, 2015.

Analisando a Figura 5.11, percebe-se que, assim como na primeira verificação, a envoltória forneceu ajustes de boa qualidade e não foram encontradas limitações à sua aplicação. Dessa forma, foram calculados os parâmetros a , m e s e as envoltórias foram, então, estimadas, como apresentado na Figura 5.12.

Pela Figura 5.12, percebe-se, mais uma vez, que a metodologia proposta foi capaz de estimar as envoltórias de resistência com uma concordância razoável. Observa-se, neste caso, que a envoltória intermediária subestimou os valores de σ_1 .

Figura 5.12 – Envoltórias estimadas para os resultados de Cruz (2008).

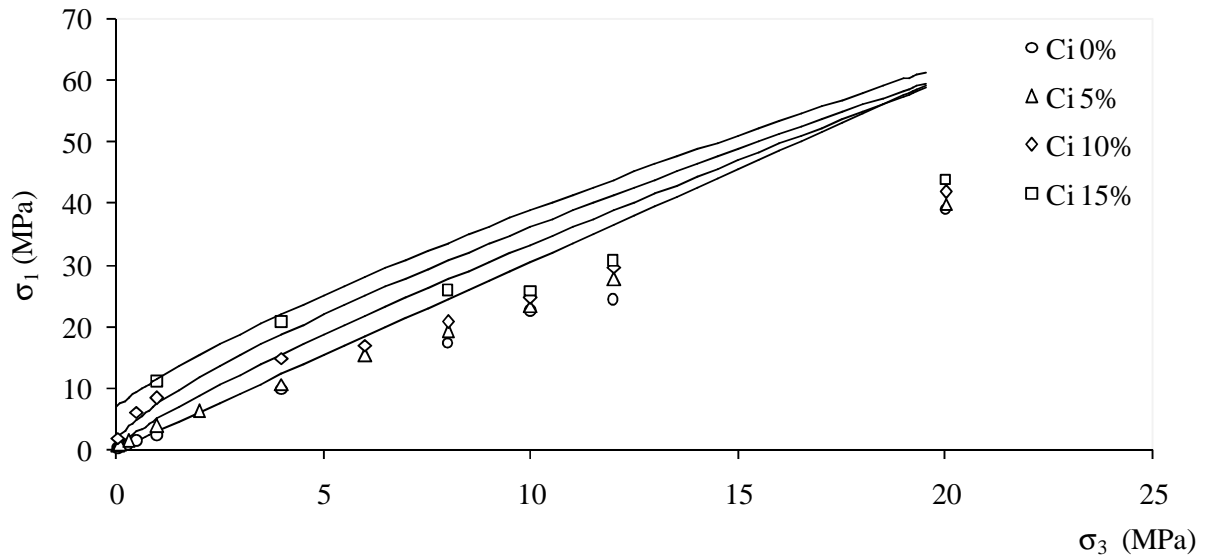


Fonte: Oliveira, 2015.

O terceiro conjunto de dados utilizado foi apresentado Marri (2010). O autor utilizou uma areia bem graduada (*Protaway sand*) e realizou ensaios triaxiais com teores de cimento de 0, 5, 10, e 15%. Neste caso, por não haver valores de resistência à compressão simples, foi utilizado um valor de 2000 kPa para σ_c . Os ajustes da envoltória para este conjunto de dados estão na Figura 5.13.

Pela Figura 5.13, observa-se que a envoltória de Hoek-Brown não forneceu ajustes de boa qualidade para os resultados de Marri (2010). Isso ocorreu devido ao valores elevados de tensões (até 20 MPa). Para as tensões mais elevadas a quebra das ligações de cimento ocorre antes da fase de cisalhamento e o comportamento do solo cimentado se assemelha ao do solo não cimentado. Esse fato pode ser visualizado na Figura 5.13.

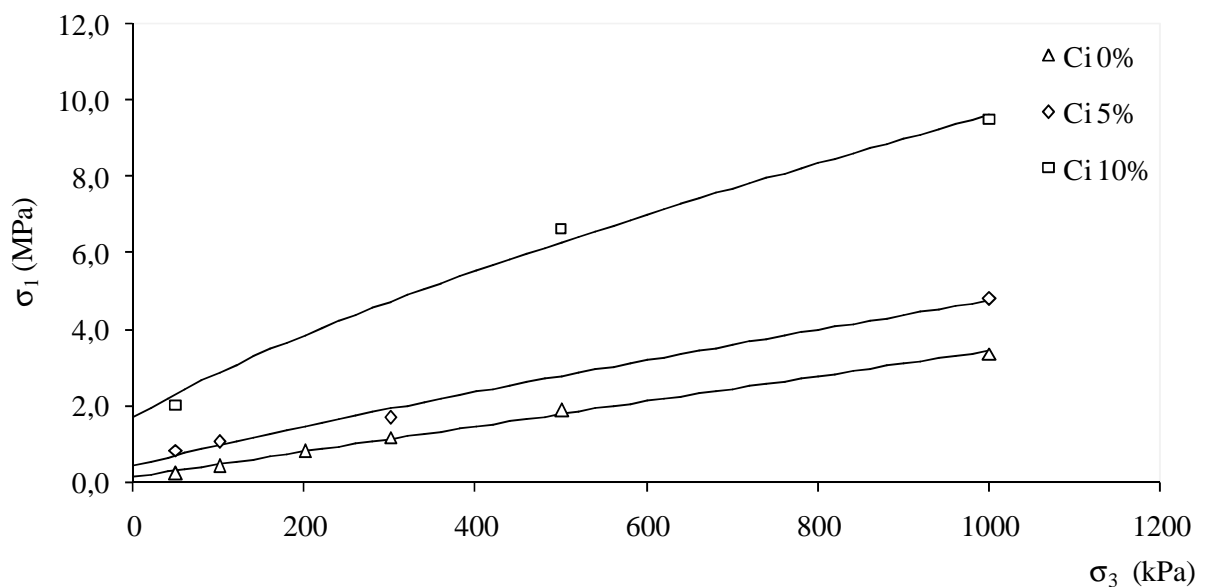
Figura 5.13 – Envoltórias ajustadas para os resultados de Marri (2010).



Fonte: Oliveira, 2015.

Desta forma, ficou evidenciado que a envoltória de Hoek-Brown não deve ser aplicada para elevados níveis de tensão confinante, sendo necessária a restrição dos valores de σ_3 para sua aplicação. Para os resultados de Marri (2010) a tensão confinante foi limitada a valores de até 1000 kPa, conforme a Figura 5.14. Com isso, os resultados para o teor de 15% não puderam ser utilizados.

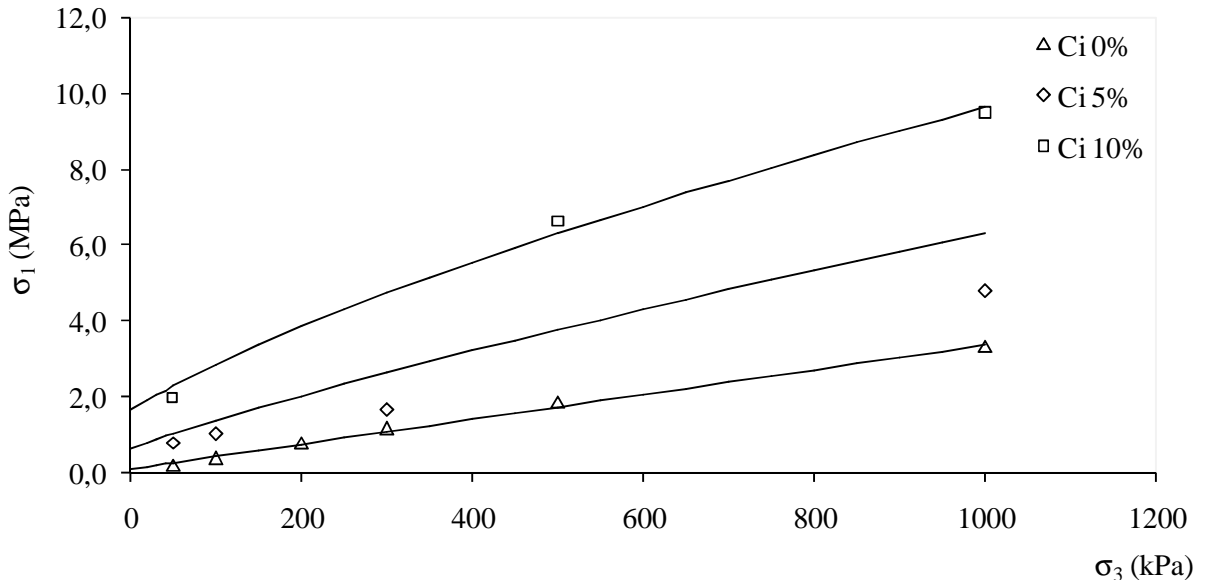
Figura 5.14 – Envoltória ajustadas para os resultados de Marri (2010), limitando as tensões confinantes até 1000 kPa.



Fonte: Oliveira, 2015.

Analisando a Figura 5.14, percebe-se que, com a limitação das tensões confinantes, a envoltória de Hoek-Brown forneceu ajustes de boa qualidade. Dessa forma, foram calculados os parâmetros a , m e s apenas para este intervalo de tensões e, então, as envoltórias foram estimadas, como apresentado na Figura 5.15.

Figura 5.15 – Envoltórias estimadas para os resultados de Marri (2010).



Fonte: Oliveira, 2015.

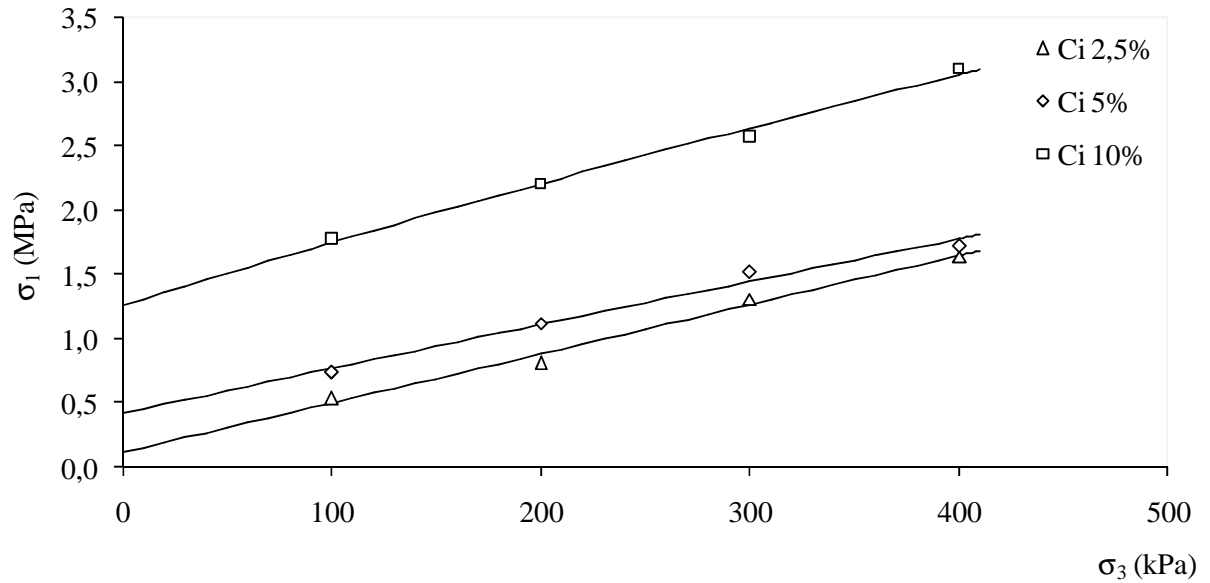
Analisando Figura 5.15, percebe-se que, com a limitação das tensões confinantes, a metodologia proposta foi capaz de estimar as envoltórias de resistência dos ensaios de Marri (2010) com uma concordância razoável, como nos casos anteriores. Também se observa, como no primeiro caso, que a envoltória intermediária superestimou os valores de σ_1 .

A última verificação foi feita utilizando os resultados apresentados por Lopes (2012). O autor realizou ensaio de compressão simples e triaxiais utilizando uma areia uniforme, moldada com teores de cimento de 2,5%, 5% e 10%. Neste caso, foi adotado para a tensão σ_c o valor da resistência q_u obtida com o maior teor de cimento utilizado nos ensaios triaxiais (10%). Os ajustes da envoltória para os dados de Lopes (2012) estão na Figura 5.16.

Analisando a Figura 5.16, percebe-se que, mesmo com os resultados de 2,5% e 5% muito próximos, a envoltória forneceu ajustes de boa qualidade e não foram encontradas limitações à sua aplicação. Por fim, foram calculados os parâmetros a , m e s e as envoltórias foram estimadas as envoltórias, como apresentado na Figura 5.17.

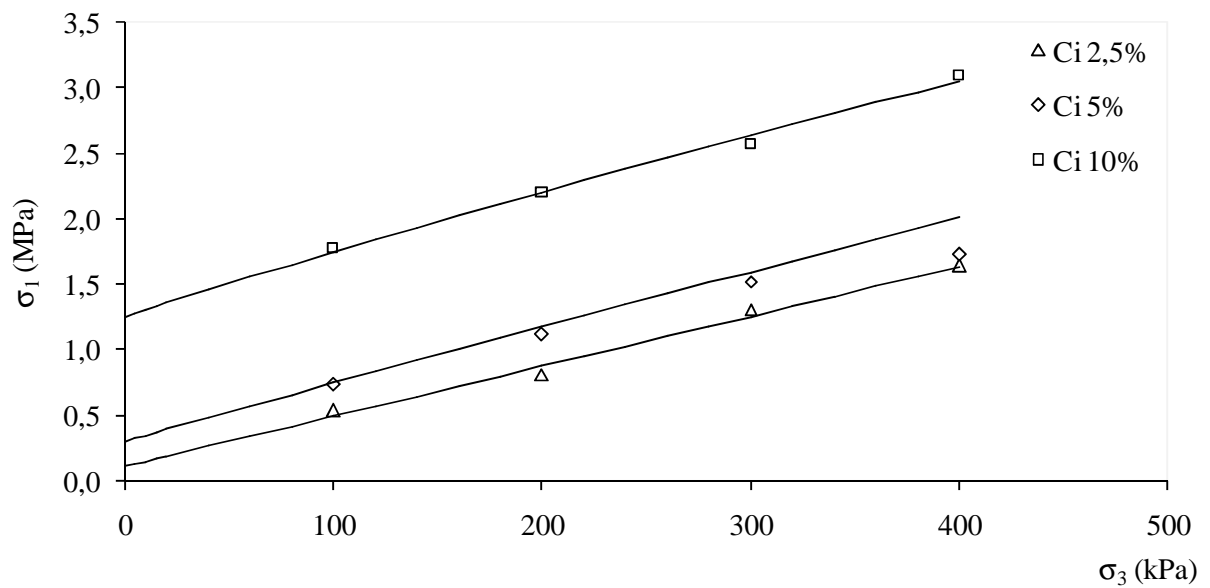
Observando a Figura 5.17, percebe-se que a metodologia proposta foi capaz de estimar as envoltórias de resistência dos ensaios de Lopes (2012) com uma precisão razoável. Observa-se, neste caso, que os valores estimados de σ_1 ficaram bastante próximos dos resultados dos ensaios.

Figura 5.16 – Envoltórias ajustadas para os resultados de Lopes (2012).



Fonte: Oliveira, 2015.

Figura 5.17 – Envoltórias estimadas para os resultados de Lopes (2012).



Fonte: Oliveira, 2015.

5.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo foram apresentados o critério de ruptura geral de Hoek-Brown para maciços rochosos, a metodologia proposta de utilização do critério de Hoek-Brown para solos artificialmente cimentados e a verificação da metodologia proposta.

A metodologia proposta foi aplicada aos dados dos ensaios realizados no presente trabalho e nos demais trabalhos, já citados, mostrando-se capaz de estimar razoavelmente as envoltórias de resistência do solo artificialmente cimentado. A única limitação encontrada à sua aplicação foi o nível de tensões confinantes, no caso estudado 1,0 MPa, que não inviabiliza a utilização da metodologia, uma vez que a maioria das aplicações pretendidas para o solo artificialmente cimentado não atinge este nível de tensões.

Os parâmetros da envoltória de Hoek-Brown obtidos neste capítulo, para o solo utilizado no presente trabalho, foram utilizados para realizar o estudo numérico sobre fundações superficiais, apresentado no capítulo seguinte.

6 ANÁLISE NUMÉRICA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS ASSENTES EM SOLO ARTIFICIALMENTE CIMENTADO

6.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo, apresenta-se um estudo numérico sobre o comportamento mecânico de fundações superficiais assentes em sistemas de dupla camada, sendo a superior artificialmente cimentada. As análises foram realizadas através do Método dos Elementos Finitos (MEF), utilizando o software comercial Phase e tendo como variáveis o teor de cimento da camada reforçada, e seus respectivos parâmetros de resistência e deformabilidade, e a relação entre a altura da camada (H) e o diâmetro da fundação (D).

As análises foram realizadas em duas etapas. Inicialmente, foi simulado o comportamento carga-recalque, para recalques relativos de até 3% do diâmetro da fundação. Por último, foi feito um estudo da capacidade de carga, utilizando o Método de Redução de Parâmetros (GRIFFITHS e LANE, 1999). Nas duas etapas, o modelo constitutivo utilizado para representar o solo artificialmente cimentado foi o modelo elástico perfeitamente plástico, com critério de ruptura geral de Hoek-Brown, conforme apresentado no capítulo anterior. Para o solo não cimentado foi adotado o critério de Mohr-Coulomb.

Os teores de cimento utilizados foram os mesmos dos ensaios triaxiais e de compressão simples e os parâmetros de resistência adotados para as camadas de solo cimentado foram os mesmos obtidos no capítulo anterior (Tabela 6.1). Para o solo não cimentado foi adotado um ângulo de atrito de 25° e uma coesão de 10 kPa. A Tabela 6.2 apresenta os módulos de elasticidade (E) das camadas cimentadas, obtidos pela expressão de Alonso (1991). Para o solo não cimentado foi adotado E igual a 22,5 MPa. As relações H/D estudadas foram 0,25; 0,5; 1,0; 2,0; 3,0; 4,0 e a largura da camada foi de $1,5D$.

Tabela 6.1 – Parâmetro do critério de Hoek-Brown para as camadas cimentadas.

Parâmetros	Ci (%)					
	1	2	3	5	7	10
m	3,508	7,719	9,917	21,75	41,82	85,78
s	0,030	0,067	0,130	0,292	0,559	0,903
a	1,000	1,000	0,844	0,707	0,648	0,603

Fonte: Oliveira, 2015.

Tabela 6.2 – Módulos de elasticidade das camadas cimentadas (kPa).

Tensão	Ci (%)					
	1	2	3	5	7	10
50	68891	70043	144539	302470	485234	683890
100	111826	123200	206636	425157	649638	941663
200	189710	195743	301031	564250	851308	1219815
Méd.	123476	129662	217402	430626	662060	948456

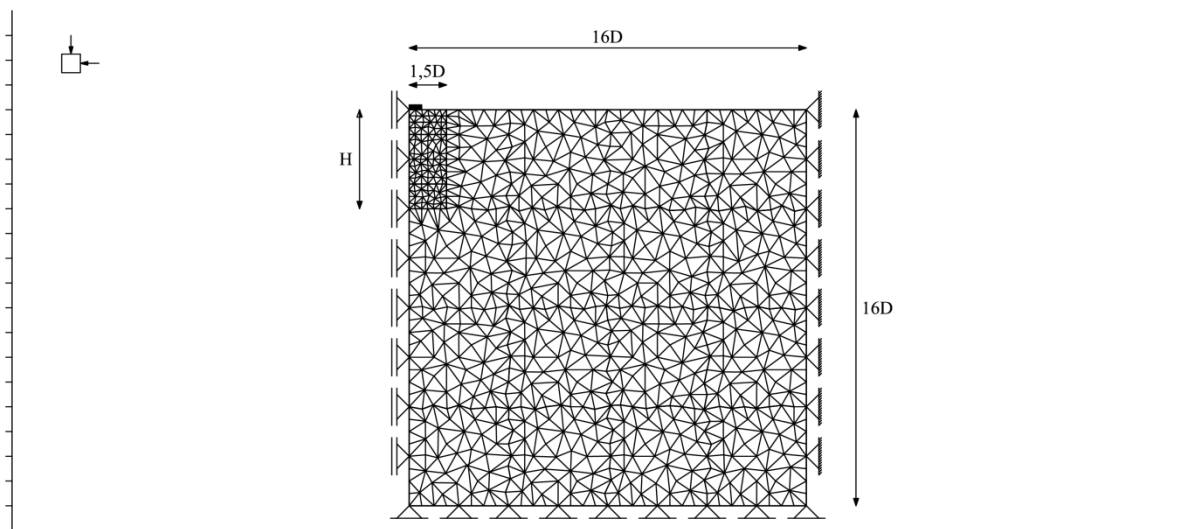
Fonte: Oliveira, 2015.

A Equação 6.1 representa a expressão de Alonso (1991), onde ν é o coeficiente de Poisson. Nas análises foi adotado um valor único para ν igual a 0,25.

$$E = \frac{\sigma_1 - 2.\nu.\sigma_3}{\epsilon_a} \quad (6.1)$$

A malha de elementos finitos utilizada nas simulações (Figura 6.1) é composta por elementos triangulares de três nós, com três pontos de integração, num plano axissimétrico. Nos limites da malha, apenas no contorno superior há liberdade de movimentação horizontal. No contorno esquerdo (centro), a movimentação vertical é livre. E nos demais contornos não há movimentação. A camada cimentada possui altura variável e largura igual a três vezes o diâmetro da fundação.

Figura 6.1 – Malha utilizada nas análises.



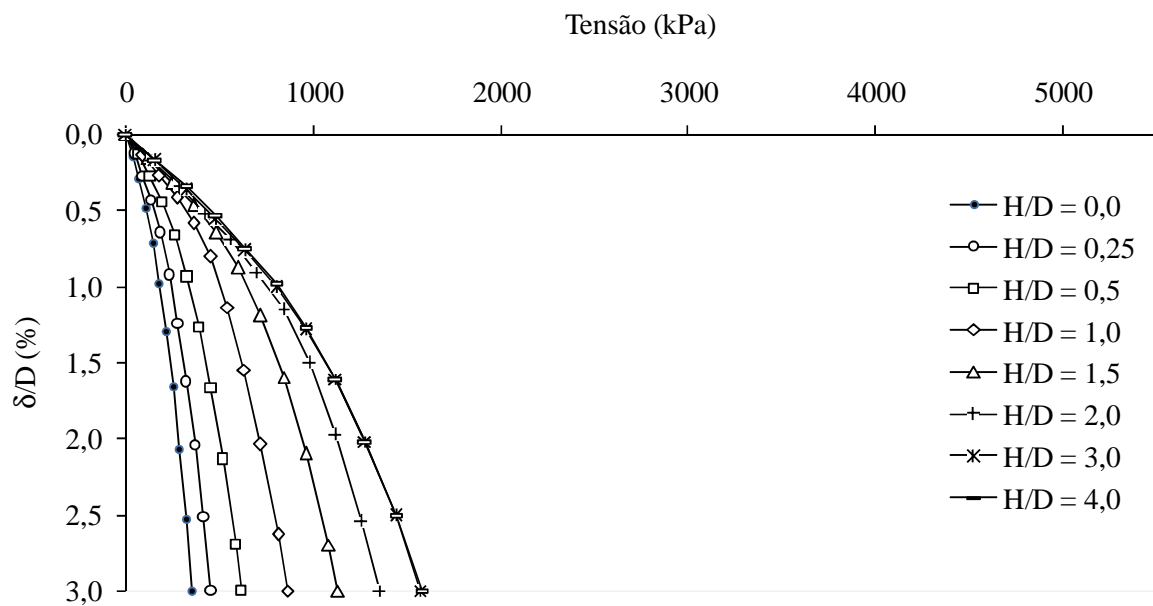
Fonte: Oliveira, 2015.

Todas as simulações foram realizadas para a condição isotrópica ($K_0 = 1$), com coeficiente de Poisson igual a 0,25, mesmos valores adotados por Faro e Consoli (2014). Segundo os autores, trabalhos anteriores mostraram que estes parâmetros não exercem influência significativa sobre os resultados de análises numéricas.

6.2 ESTUDO CARGA-RECALQUES

O estudo carga-recalque foi realizado através da imposição de um deslocamento vertical (para um recalque relativo de 3%), ao longo da dimensão do diâmetro da fundação, caracterizando uma fundação totalmente rígida. Neste estudo foi avaliada a influência do teor de cimento e da altura da camada cimentada. Os resultados das simulações são apresentados nas figuras de 6.2 a 6.7.

Figura 6.2 – Curvas carga-recalque para camada com 1% de cimento.



Fonte: Oliveira, 2015.

Figura 6.3 – Curvas carga-recalque para camada com 2% de cimento.

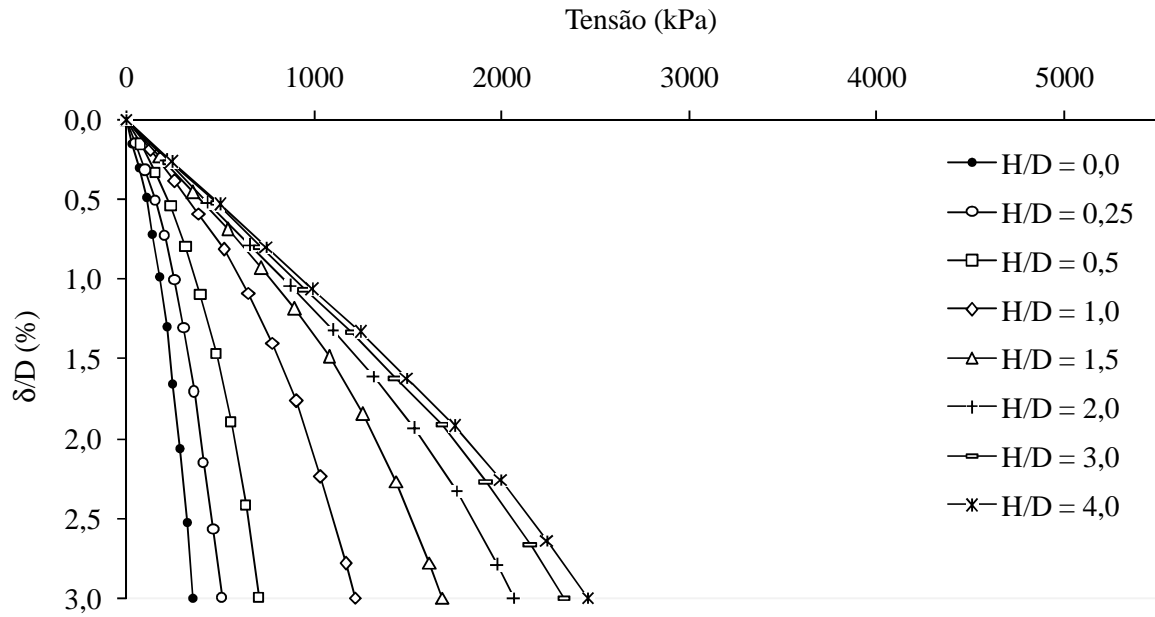


Figura 6.4 – Curvas carga-recalque para camada com 3% de cimento.

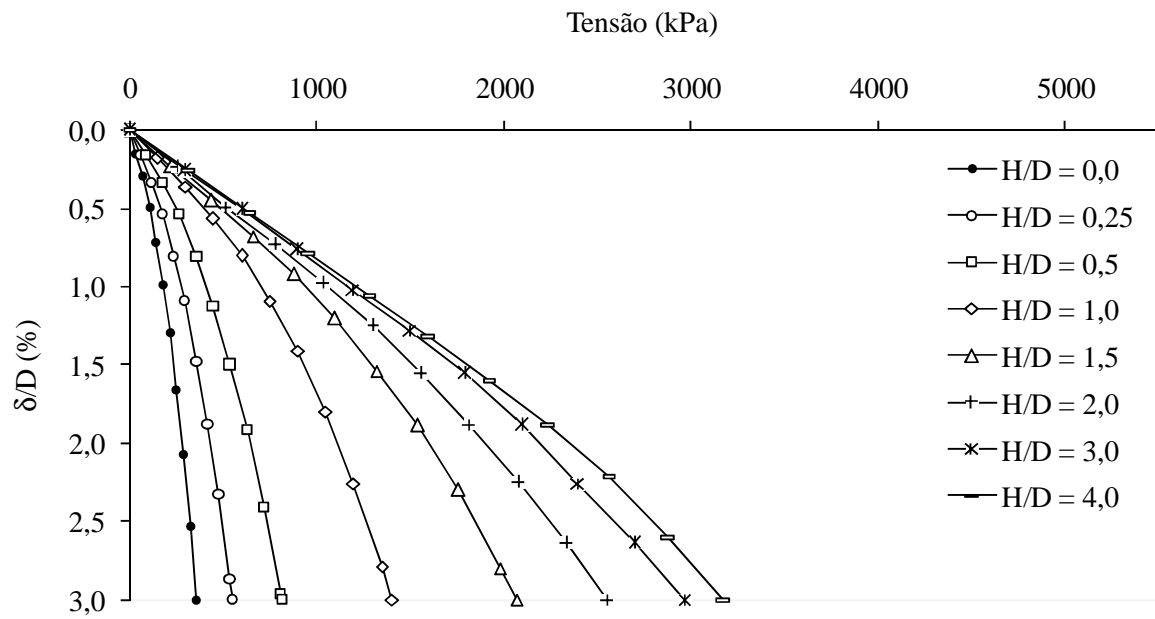
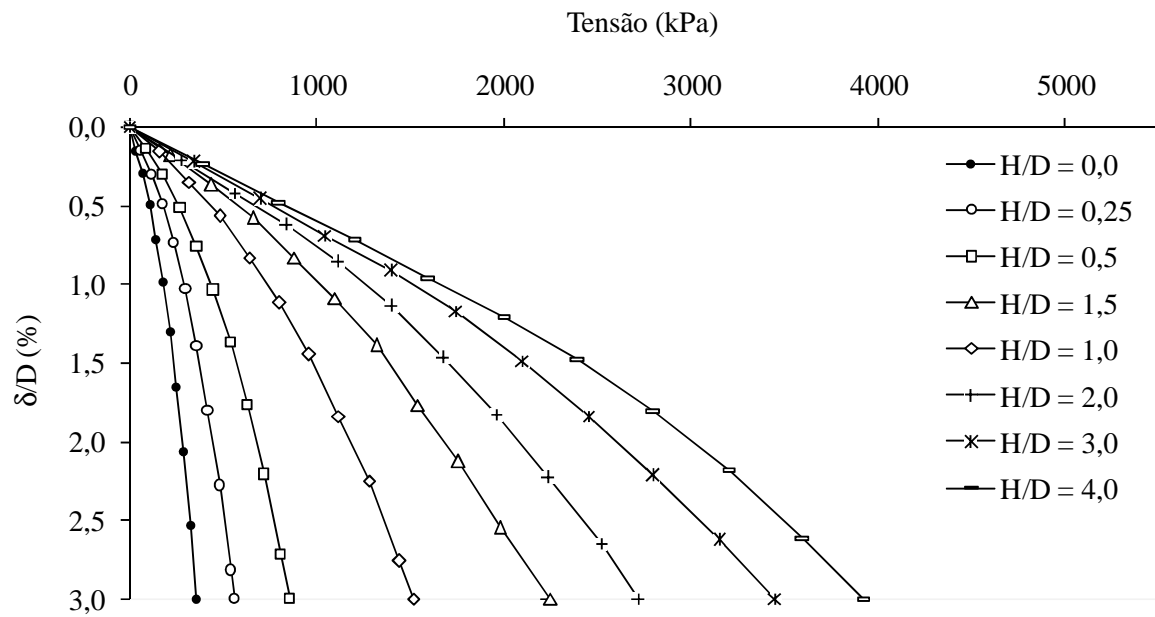
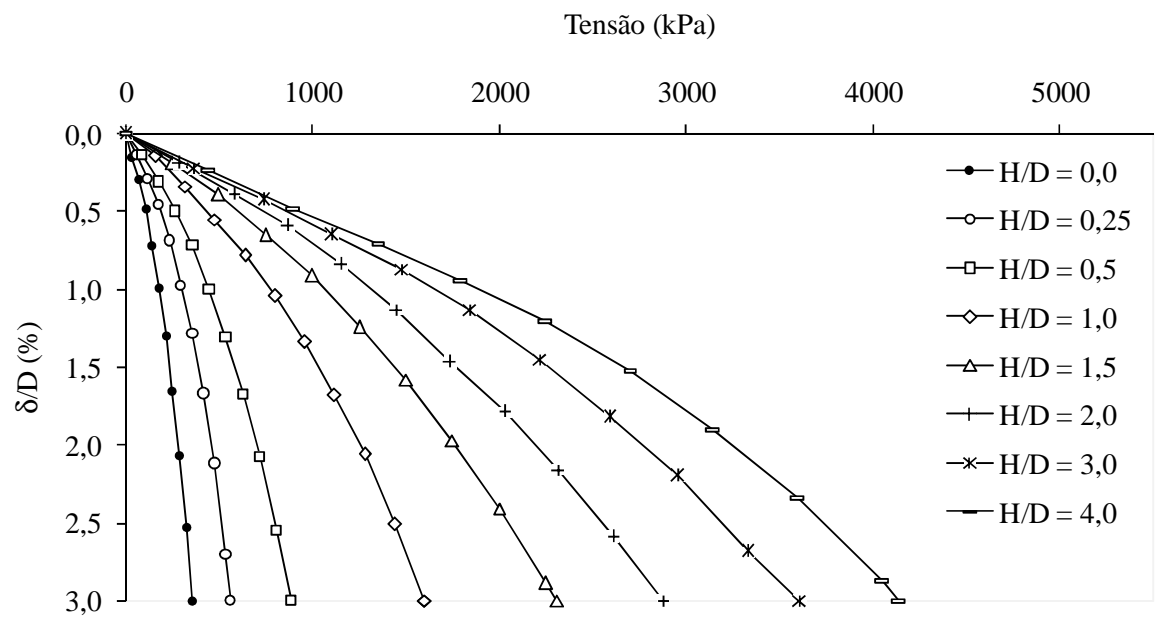


Figura 6.5 – Curvas carga-recalque para camada com 5% de cimento.



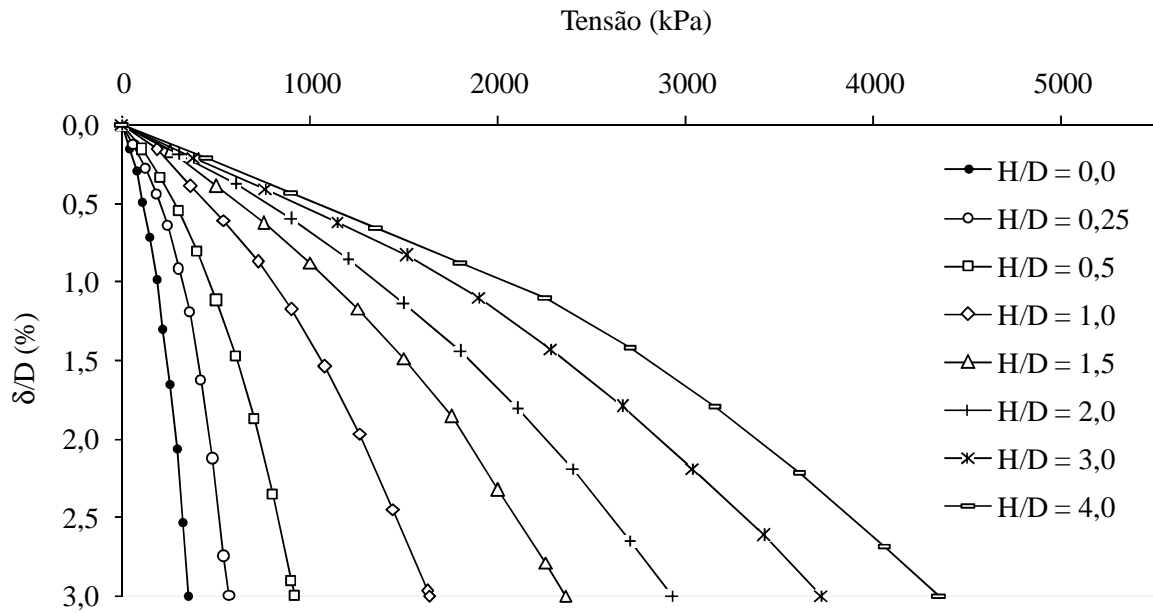
Fonte: Oliveira, 2015.

Figura 6.6 – Curvas carga-recalque para camada com 7% de cimento.



Fonte: Oliveira, 2015.

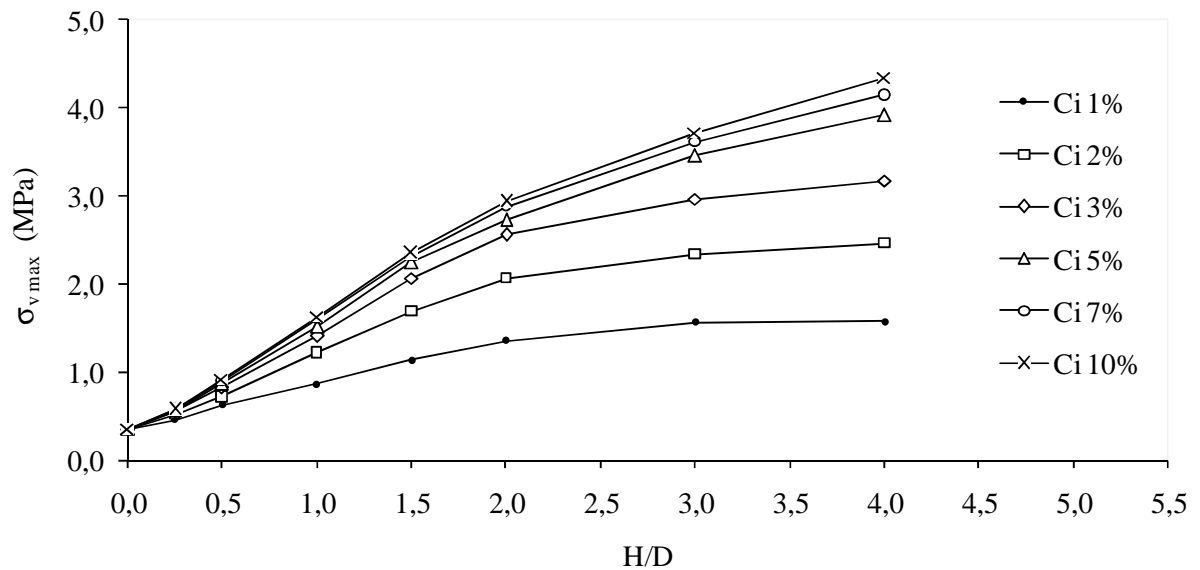
Figura 6.7 – Curvas carga-recalque para camada com 10% de cimento.



Fonte: Oliveira, 2015.

A partir dos resultados das simulações, foram plotados os gráficos com as variações das tensões verticais máximas para cada teor de cimento, referentes ao recalque relativo de 3%, em função da relação H/D , conforme apresentado na Figuras 6.8.

Figura 6.8 – Variação da tensão vertical máxima em função da relação H/D , para um recalque relativo de 3%.

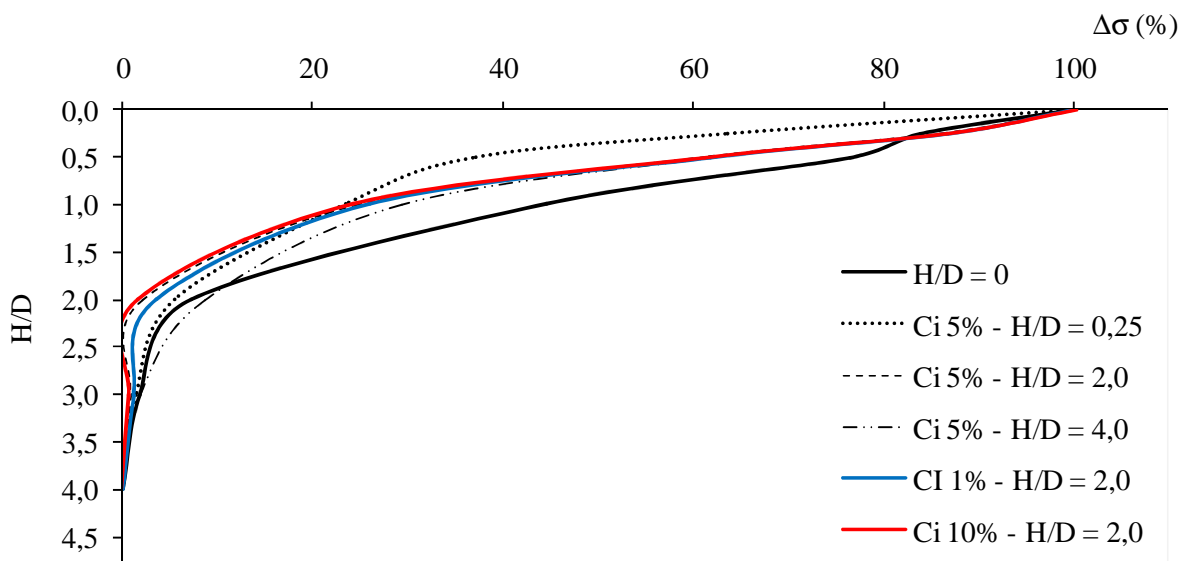


Fonte: Oliveira, 2015.

Pela Figura 6.8, observa-se que a taxa de aumento da tensão vertical reduz a partir de uma relação H/D igual a 2,0. Para os três teores de cimento mais elevados, a tensão vertical ainda apresentou aumentos elevados; enquanto para os teores mais baixos, a tensão tendeu a um valor limite.

Outra forma de visualizar a influência da altura da camada é através da representação do bulbo de tensões. A Figura 6.9 apresenta a propagação percentual das tensões, variando a espessura da camada, para um percentual de cimento de 5% e uma carga de 400 kPa. Os resultados mostram que, independente do teor de cimento e da profundidade da camada, a partir da relação H/D igual a 2,0, as tensões propagadas são inferiores a 10% do carregamento aplicado.

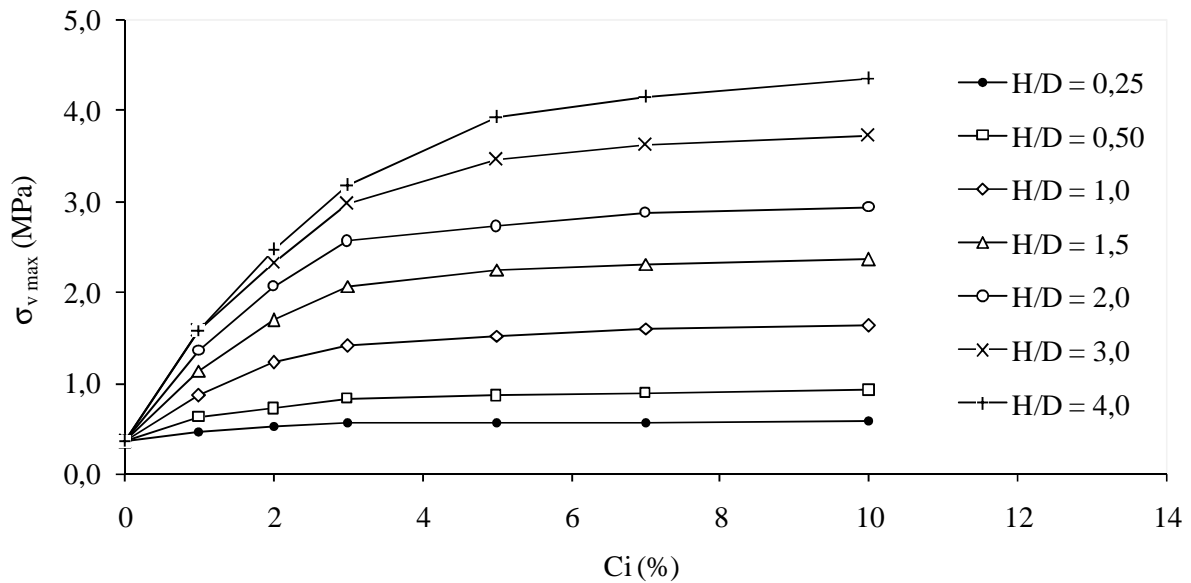
Figura 6.9 – Variação percentual das tensões em função da profundidade da camada, para uma teor de cimento de 5% e uma carga de 400 kPa.



Fonte: Oliveira, 2015.

A Figura 6.10 apresenta as variações das tensões verticais máximas para cada teor de cimento, referentes ao recalque relativo de 3%, em função da relação do teor de cimento. Pelos resultados, observa-se que o incremento da quantidade de cimento forneceu ganhos significativos de tensão vertical até o teor de 5%. A partir desse teor, ainda foram verificados ganhos de tensão vertical, no entanto, seus valores foram relativamente baixos.

Figura 6.10 – Variação da tensão vertical máxima em função do teor de cimento, para um recalque relativo de 3%.



Fonte: Oliveira, 2015.

6.3 ESTUDO DA CAPACIDADE DE CARGA

O estudo da capacidade de carga foi realizado através da aplicação de um carregamento vertical, distribuído ao longo da dimensão do diâmetro da fundação. Os carregamentos utilizados foram 200, 400 e 1000 kPa. Este estudo avaliou a influência do teor de cimento e da altura da camada cimentada, através da obtenção do Fator de Segurança, conforme o Método de Redução dos Parâmetros (*Strength Reduction Factor – SRF*).

O Método de Redução dos Parâmetros define o Fator de Segurança como o fator pelo qual os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo devem ser divididos para obter a condição de ruptura. Os parâmetros de resistência são, então, definidos como:

$$c'_f = \frac{c'}{SRF} \quad (6.2)$$

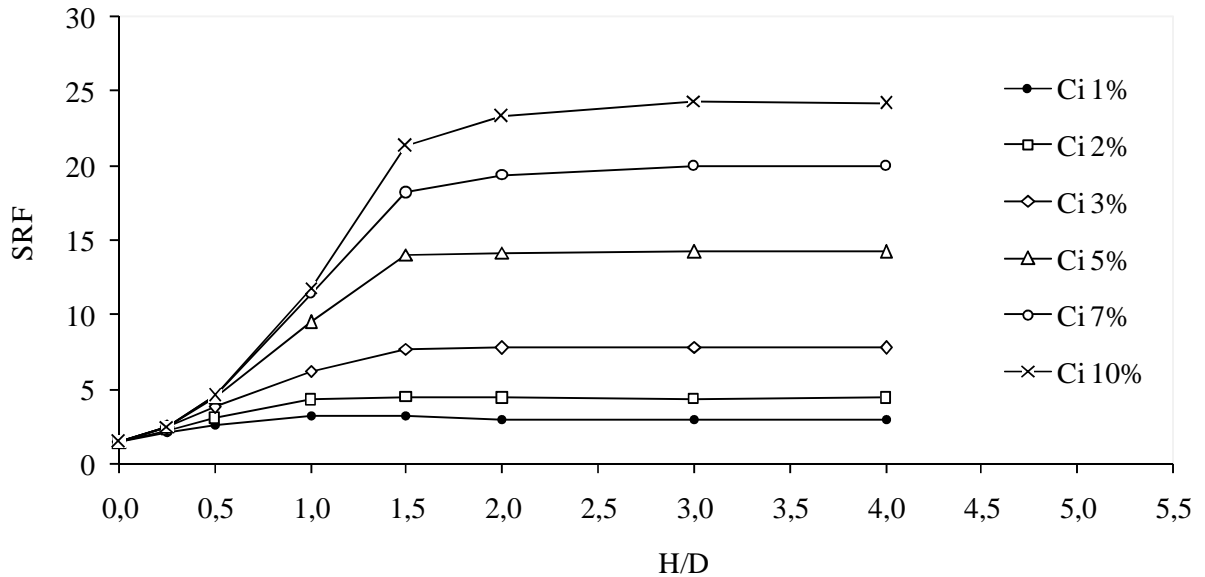
$$\phi'_f = \arctan\left(\frac{\tan \phi'}{SRF}\right) \quad (6.3)$$

O método permite que diferentes fatores sejam aplicados para a coesão e para o ângulo de atrito, no entanto, neste trabalho o mesmo fator foi aplicado para ambos os parâmetros (GRIFFITHS e LANE, 1999). Para encontrar o verdadeiro fator de segurança FS,

é necessário variar o valor de SRF até que ocorra a ruptura. Nesta situação, $FS = SRF$.

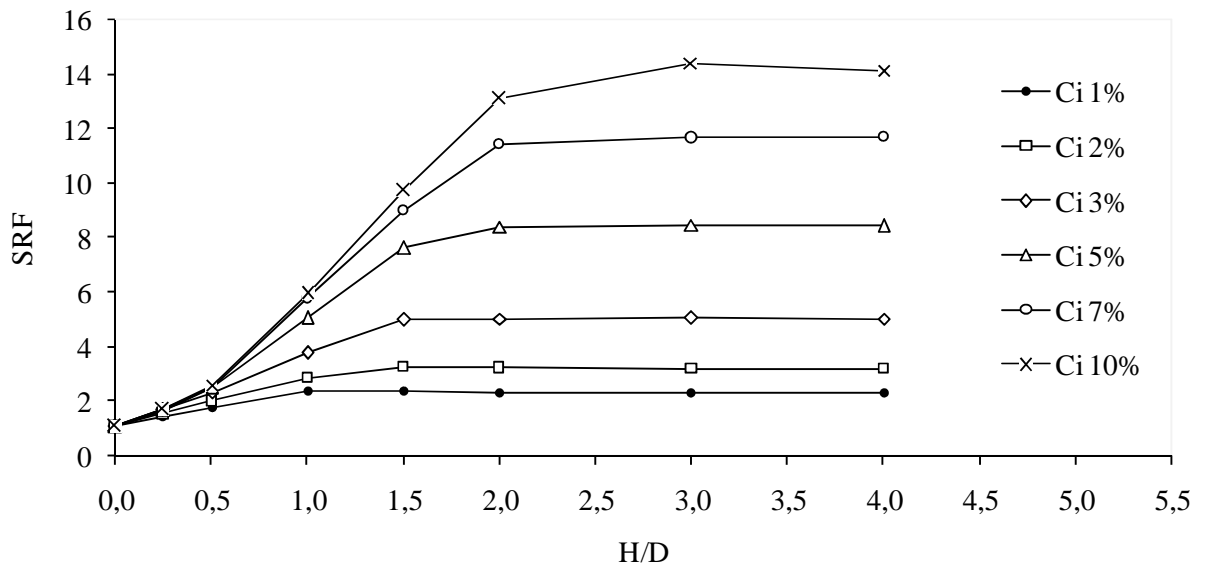
As Figuras 6.11, 6.12 e 6.13 apresentam a variação dos SRF obtidos para cada carregamento (200, 400 e 1000, respectivamente), em função da relação H/D .

Figura 6.11 – Variação do *SRF* em função da relação H/D , para cada teor de cimento, com uma tensão vertical de 200 kPa.



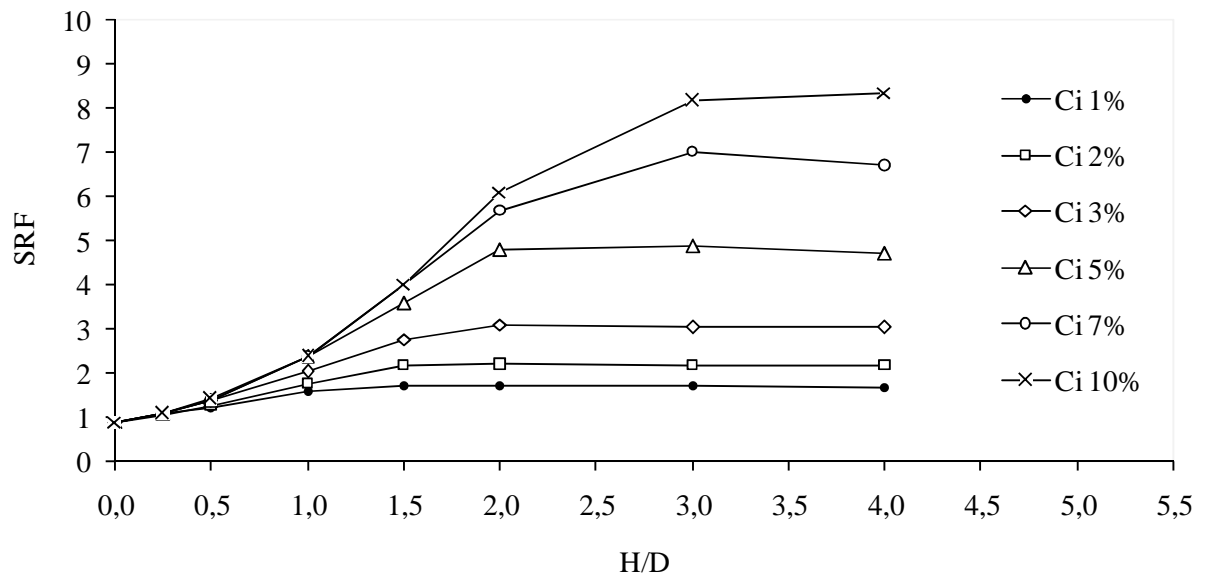
Fonte: Oliveira, 2015.

Figura 6.12 – Variação do *SRF* em função da relação H/D , para cada teor de cimento, com uma tensão vertical de 400 kPa.



Fonte: Oliveira, 2015.

Figura 6.13 – Variação do *SRF* em função da relação *H/D*, para cada teor de cimento, com uma tensão vertical de 1000 kPa.



Fonte: Oliveira, 2015.

Os resultados obtidos, apresentados nas Figuras 6.11, 6.12 e 6.13, indicam que, independente do teor de cimento utilizados, o *SRF* aumenta até um determinado valor da relação *H/D* e, então, permanece aproximadamente constante. Na maioria dos casos, esta relação *H/D* foi igual a 2,0, assim como no estudo carga-recalque.

Com relação ao teor de cimento, adotando um *SRF* mínimo igual a 3,0, o teor de 3% foi o menor a atender este critério, para os três carregamentos utilizados (*SRF*=3,1, com 3% de cimento e carregamento de 1000 kPa).

6.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo, foram apresentadas simulações numéricas do comportamento carga-recalque e da capacidade de carga de fundações superficiais assentes em sistema de dupla camada, sendo a superior artificialmente cimentada. Nas análises, estudou-se a influência da altura da camada e do teor de cimento.

Os resultados obtidos mostram que a utilização de camadas artificialmente cimentadas possibilita o assentamento de fundações superficiais sobre terrenos de baixa capacidade de carga, onde, na maioria dos casos, seria necessária a utilização de fundações profundas.

Observou-se também que, para o mesmo teor de cimento, as tensões verticais e a capacidade de carga apresentaram aumentos significativos até uma relação H/D próxima de 2,0, tendendo a um valor limite, a partir desse ponto. Esse comportamento ficou mais evidente para os teores de cimento mais baixos.

7 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

7.1 CONCLUSÕES

Com base nas análises dos resultados obtidos no programa de investigação experimental, na aplicação da envoltória proposta e nas simulações numéricas, foram obtidas as conclusões apresentadas nos itens seguintes.

7.1.1 *Resultados da Investigação Experimental*

O solo caracterizado nesta pesquisa consiste basicamente de uma areia fina não uniforme, de baixa plasticidade, com teor de umidade ótimo de compactação de 12% e massa específica aparente seca máxima de 1,95 g/cm³, obtidos no ensaios Proctor Normal.

Os resultados dos ensaios de compactação realizados com o solo cimentado e não cimentado não apresentaram grandes variações. Por este motivo, foram adotados o mesmo teor de umidade de moldagem e a mesma massa específica seca máxima para todas as amostras cimentadas utilizadas nos ensaios de resistência.

Os ensaios de resistência à compressão simples mostraram que o aumento da quantidade de cimento adicionada ao solo proporciona ganhos expressivos de resistência. Como esperado, os resultados obtidos apresentam uma boa correlação com o fator vazio/cimento (n/Ci_v), aumentando exponencialmente em função da diminuição deste parâmetro.

O ajuste entre os resultados dos ensaios de resistência à compressão simples e o fator vazio/cimento se mostrou de boa qualidade ($R^2 = 0,987$), não sendo necessária a utilização de uma potência para ajustar o teor de cimento volumétrico.

Os resultados obtidos nos ensaios triaxiais também apresentaram ganhos expressivos de resistência e rigidez em função do aumento do teor de cimento. O comportamento das tensões desvio em função do fator vazio/cimento foi semelhante ao da resistência à compressão simples, aumentando exponencialmente com a diminuição do fator e apresentando ajustes de boa qualidade ($R^2 = 0,985; 0,987; 0,987$).

As curvas tensão-deformação obtidas nos ensaios triaxiais, mostraram que o material estudado apresentou um comportamento típico de solos cimentados, com aumento da resistência de pico e da rigidez inicial em função do aumento do teor de cimento e da tensão confinante aplicada.

As amostras cimentadas apresentaram um comportamento tensão-deformação inicialmente linear, seguido de um ponto de ruptura frágil bem definido. Nos ensaios realizados com teores de cimento a partir de 2%, após o trecho inicial linear, os corpos de prova apresentaram ruptura total, impossibilitando a continuidade do ensaio. As máximas deformações axiais obtidas nestes ensaios apresentaram um ligeira diminuição em função do aumento do teor de cimento.

A variação das poro-pressões dos corpos-de-prova durante o ensaio triaxial indicou que o aumento do teor de cimento alterou o comportamento volumétrico do material, criando uma tendência à dilatação durante o cisalhamento, observada pela redução das poro-pressões.

Os corpos-de-prova cimentados apresentaram um comportamento compressivo para as deformações iniciais, indicado pelo aumento das poro-pressões; seguido de uma tendência à dilatação, indicada pela diminuição das poro-pressões. A mudança do comportamento compressivo para expansivo ocorre para valores de deformação próximos do ponto de ruptura, indicando que esse fenômeno ocorre após o início da quebra das ligações de cimento.

O aumento do teor de cimento das amostras proporcionou um aumento dos parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb (c' , ϕ'). A coesão efetiva variou de 8,5 a 490 kPa, enquanto o ângulo de atrito efetivo variou de 30,8° a 72,3°. Os valores encontrados para o ângulo de atrito das amostras cimentadas, foram bastante elevados, não sendo encontrados na literatura científica outros resultados com essa ordem de grandeza.

Acredita-se que o crescimento do ângulo de atrito e os elevados valores obtidos são atribuídos a uma elevada taxa de dilatância apresentada pelos corpos-de-prova, crescente em função do aumento do teor de cimento.

Também foram encontradas boas correlações entre os parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb (c' e ϕ') e o fator vazio cimento ($R^2 = 0,974$ e $0,973$, respectivamente). E, assim como para os demais parâmetros, a coesão e o ângulo de atrito aumentam exponencialmente em função da diminuição do fator.

7.1.2 Proposta de Utilização da Envoltória de Hoek-Brown para Estimar a Resistência de Solos Artificialmente Cimentados

A metodologia proposta para a utilização da envoltória de resistência de Hoek-Brown consiste basicamente em determinar os parâmetros da envoltória em função do fator vazio/cimento, utilizando resultados de ensaios realizados com o solo não cimentado e cimentado com um teor de cimento elevado, para estimar a resistência das misturas com teores intermediários.

A metodologia foi aplicada aos resultados dos ensaios realizados no presente trabalho e nos trabalhos de Rohlfs Júnior (1996), Cruz (2008), Marri (2010) e Lopes (2012). Os resultados mostraram que a envoltória de Hoek-Brown é capaz de representar satisfatoriamente a resistência dos solos artificialmente cimentados, acoplando os efeitos da tensão confinante e do nível de cimentação, através da não linearidade e da variação da curvatura.

As envoltórias estimadas foram bastante próximas das envoltórias obtidas nos ensaios triaxiais. A única limitação encontrada à sua aplicação foi o nível de tensões confinantes. Para valores de σ_3 muito elevados, onde ocorre a quebra das ligações de cimento, os parâmetros de resistência das misturas cimentadas tendem para os do solo não cimentado. Este comportamento não pode ser representado pela envoltória de Hoek-Brown.

7.1.3 Análise Numérica de Fundações Superficiais Assentes em Solo Artificialmente Cimentado

Nas análises numéricas foram simulados o comportamento carga-recalque e a capacidade de carga de uma fundação superficial assente em sistema de dupla camada, sendo a superior artificialmente cimentada. As análises foram realizadas através do Método dos Elementos Finitos (MEF), utilizando como variáveis o teor de cimento da camada reforçada, e

seus respectivos parâmetros de resistência e deformabilidade, e a relação entre a altura da camada (H) e o diâmetro da fundação (D). O material da camada cimentada foi representado por um modelo constitutivo elástico perfeitamente plástico, utilizando o critério de ruptura geral de Hoek-Brown. Para o solo não cimentado foi adotado o critério de Mohr-Coulomb.

Os resultados obtidos mostram que a utilização de camadas artificialmente cimentadas eleva consideravelmente as tensões verticais necessárias para um recalque relativo de 3% e, também, o fator de segurança da fundação. Com isso, a execução de fundações superficiais, em substituição a fundações profundas, torna-se viável.

Os resultados mostraram ainda que os ganhos de rigidez e de capacidade de carga proporcionados pela camada cimentada são limitados. A partir de determinados valores de teor de cimento (5%) e de espessura da camada cimentada ($H/D = 2,0$), a tensão vertical e o fator de segurança não sofreram mais variações significativas. Isso significa que é possível otimizar a utilização da camada cimentada tanto em termos de teor de cimento como de espessura.

7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

As sugestões feitas para a continuidade desta pesquisa são:

- Verificar a existência de uma correlação entre o fator vazio/cimento e o ângulo de atrito dos solos artificialmente cimentados;
- Verificar a metodologia proposta de utilização da envoltória de Hoek-Brown, através da realização de ensaios triaxiais com, pelo menos, quatro valores para o fator vazio/cimento, sendo um deles próximo de $n/Ci_v = 5,0$;
- Verificar a metodologia proposta, também conforme a sugestão anterior, utilizando diferentes tipos de solo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11578: Cimento Portland composto**. Rio de Janeiro, RJ, 1991.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12023: Solo-cimento – Ensaio de compactação**. Rio de Janeiro, RJ, 1992.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12024: Solo-cimento – Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, RJ, 1992.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12025: Solo-cimento – Ensaio de compressão simples de corpos-de-prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, RJ, 1990.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12253: Solo-cimento – Dosagem para emprego como camada de pavimento**. Rio de Janeiro, RJ, 1992.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12254: Execução de sub-base ou base de solo cimento**. Rio de Janeiro, RJ, 1990.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457: Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização**. Rio de Janeiro, RJ, 1986.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459: Solo – Determinação do limite de liquidez**. Rio de Janeiro, RJ, 1984.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180: Solo – Determinação do limite de plasticidade**. Rio de Janeiro, RJ, 1984.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181: Solo – Análise granulométrica**. Rio de Janeiro, RJ, 1984.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182: Solo – Ensaio de compactação**. Rio de Janeiro, RJ, 1986.
- ALONSO, U. R. **Previsão e controle das fundações**. Editora Edgard Blücher. São Paulo, 1991.
- BLACK, D. K.; LEE, K. L. **Saturating laboratory samples by back pressure**. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, v.99, n.1, p.75-93, 1973.
- BOLTON, M. D. **The strength and dilatancy of sands**. Géotechnique, London, v.36, n.1, p.65-78, 1986.

- CARRIJO, P. M. **Análise da influência da massa específica de agregados graúdos provenientes de resíduos de construção e demolição no desempenho mecânico do concreto.** Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo. 2005. 146p.
- CATTON, M. D. **Soil-cement technology – A résumé.** Research and development laboratories of the Portland Cement Association: Bulletin 136. Reprinted from the Journal of PCA research and development laboratories, v.4, n.1, p.13-21, 1962.
- CECCONI, M.; VIGGIANI, G. M. B.; RAMPELLO, S. **An experimental investigation of the mechanical behaviour of a pyroclastic soft rock.** In: 2nd International symposium on hard soils-soft rocks. AA Balkema, 1998. p. 473-482.
- CHANG, T. S.; WOODS, R. D. **Effect of particle contact bond on shear modulus.** Journal of Geotechnical Engineering, New York: ASCE, v.118, n.8, p.1216-1233, 1992.
- CLOUGH, G. W.; SITAR, N.; BACHUS, R. C.; RAD, N. S. **Cemented sands under static loading.** Journal of Geotechnical Engineering Division, New York. ASCE, v.107, n.GT6, p.799-817, 1981.
- CONSOLI, N. C. CRUZ, R. C. FONSECA. A. V. COOP, M R. **Influence of cement-voids ratio on stress-dilatancy behavior of artificially cemented sand.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York: ASCE, v.138, n.1, p.100-109, 2012(b).
- CONSOLI, N. C.; CRUZ, R. C.; CONSOLI, B. S.; MAGHOUS, S. **Failure envelope of artificially cemented sand.** Géotechnique, London, v.62, n.6, p.543-547, 2012(a).
- CONSOLI, N. C.; CRUZ, R. C.; FLOSS, M. F.; FESTUGATO, L. **Parameters controlling tensile and compressive strength of artificially cemented sand.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York: ASCE, v.136, n.5, p.759-763, 2010.
- CONSOLI, N. C.; FONSECA, A. V.; CRUZ, R. C. HEINECK, K. S. **Fundamental parameters for the stiffness and strength control of artificially cemented sand.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York: ASCE, v. 135, n.9, p.1347-1353, 2009.
- CONSOLI, N. C.; FOPPA, D.; FESTUGATO, L.; HEINECK, K. S. **Key parameters for strength control of artificially cemented soils.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York: ASCE, v.133, n.2, p.419-436, 2007.
- 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, p. 22-26, 2014.
- COOP, M. R.; ATKINSON, J. H. **The mechanics of cemented carbonated sands.** Géotechnique, London, v.43, n.1, p.53-67, 1993.
- CROFT, J. B. **The influence of soil mineralogical composition on cement stabilization.** Géotechnique, London, v.17, p.119-135, 1967.

- CRUZ, R. C. **Influência de parâmetros fundamentais na rigidez e dilatação de uma areia artificialmente cimentada**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre. 216p, 2008.
- CUCCOLVILLO, T.; COOP, M. R. **On the mechanical of structured sands**. Géotechnique, London, v.49, n.6, p.741-760, 1999.
- DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM. **DNER - ME 093/94: Solos – determinação da densidade real**. Rio de Janeiro, RJ, 1994.
- FARO, V. P.; CONSOLI, N. C. **Estudo numérico de fundações superficiais sobre sistema de dupla camada**. Revista de Engenharia Civil IMED, vol.1, n.1, p.18-28, 2014.
- FELT, E. J. **Factors influencing physical properties of soil-cement mixtures**. Research and Development Laboratories of the Portland Cement Association: Bulletin D5. Authorized reprint from Bulletin 108 of the Highway Research Board, 138p, 1955.
- FLOSS, M. F. **Parâmetros de controle da resistência e rigidez de solos granulares artificialmente cimentados**. Tese (Doutorado) Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre. 191p, 2012.
- FOPPA, D. **Análise de variáveis-chave no controle da resistência mecânica de solos artificialmente cimentados**. Dissertação (Mestrado) Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre. 146p, 2005.
- GRIFFITHS, D. V.; LANE, P.A. **Slope stability analysis by finite elements**. Géotechnique, London, v.49, n.3, p.387-403, 1999.
- HOEK, E.; BROWN, E. T. **Underground excavations in rock**. London: Institute of Mining and Metallurgy. 1980.
- HOEK, E.; TORRES, C. C.; CORKUM, B. **Hoek-Brown failure criterion – 2002 edition**. In: Proceeding of the 5th North American Rock Mechanics Symp., Toronto, Canada, p.267-273, 2002.
- HOEK, E.; WOOD, D.; SHAH, S. **A modified Hoek-Brown criterion for jointed rock masses**. Proceeding of the International ISRM Symposium on Rock Characterization. London, p.209-214, 1992.
- INGLES, O. G.; METCALF, J. B. **Soil stabilization – principles and practice**. Australia: Butterworths Pty. Limited, 366p, 1972.
- LADE, P. V.; OVERTON, D. D. **Cementation effects in frictional materials**. Journal of Geotechnical Engineering, New York: ASCE, v. 115, n.10, p.1373-1387, 1989.
- LAMBE, T. W. **A mechanistic picture of shear strength in clay**. Res. Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, p.555-580, 1960.

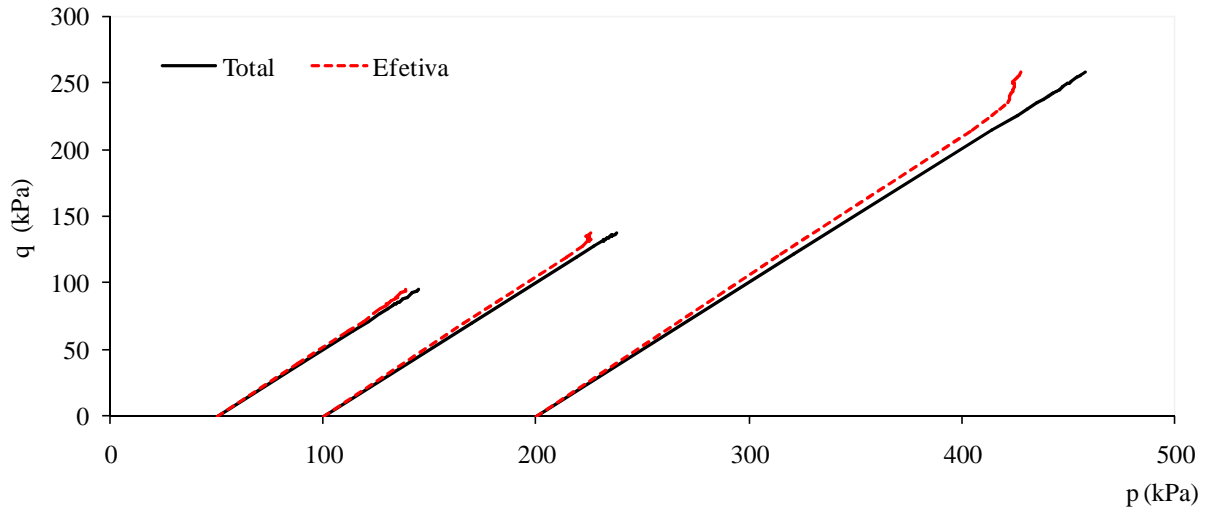
- LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics**, SI version. New York: John Wiley & Sons Inc., p.553, 1979.
- LARNACH, W. J. **Relationship between dry density, voids/cement ratio and strength of soil-cement mixtures**. Civil Engineering and Public Works Reviews. London: Lomax Erskine and Co., vol.55, n.648, p.903-905, 1962.
- LEROUEIL, S.; VAUGHAN, P. R. **The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks**. Géotechnique, London, v.40, n.3, p.467-488, 1990.
- LOPES, F. M. G. **Estudo do comportamento mecânico de areias artificialmente cimentadas**. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Natal, 109p, 2012.
- MARRI, A. **The mechanical behaviour of cemented granular materials at high pressures**. Thesis submitted to The University of Nottingham for the degree of Doctor of Philosophy. Nottingham, England, 307.p, 2010.
- MINGUELA, J. D. **Suelocemento**. Jornada Explanada Estabilizadas Y Capas de Firmes Tratadas com Cimento. Aspectos Prácticos, Barcelona, 2007.
- MOORE, R. K.; KENNEDY, T. W.; HUDSON, W. R. **Factors affecting the tensile strength of cement-treated materials**. Highway Research Record: Soil Stabilization: Multiple Aspects, Washington – DC, HRB, 315, p.64-80, 1970.
- PLASTER, R. W.; NOBLE, D. F. **Reactions and strength in Portland cement-soil mixtures**. Highway Research Record: Soil stabilization: Multiple Aspects, Washington – DC, HRB, n.315, p.46-63, 1970.
- PRIETTO, P. D. M. **Resistência e dilatância de solos cimentados: uma abordagem teórico-experimental**. Tese (Doutorado em Engenharia). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 250p, 2004.
- RIOS, S.; FONSECA, A. V.; CONSOLI, N. C.; FLOSS, M. F.; CRISTELO, N. **Influence of grain size and mineralogy on the porosity/cement ratio**. Géotechnique Letters, v. 3, p. 130-136, 2013.
- ROHLFES JÚNIOR, J. A. **Estudo do comportamento de um solo residual melhorado através de técnicas mecânicas e físico-químicas e sua aplicação à análise de fundações superficiais**. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 142p, 1996.
- ROTTA, G. V. **Plastificação de um solo cimentado curado sob tensão**. Tese (Doutorado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 154p, 2005.
- SCHNAID, F.; PRIETTO, P. D. M.; CONSOLI, N. C. **Prediction of cemented sand behavior in triaxial compression**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York: ASCE, v.127, n.10, p.857-868, 2001.

VITALI, O. P. M. **Efeito da composição de misturas de solo-cimento nos parâmetros de rigidez e de resistência.** Dissertação (Mestrado). Faculdade de Engenharia – Universidade do Porto. Porto, Portugal. 152p, 2008.

ANEXOS

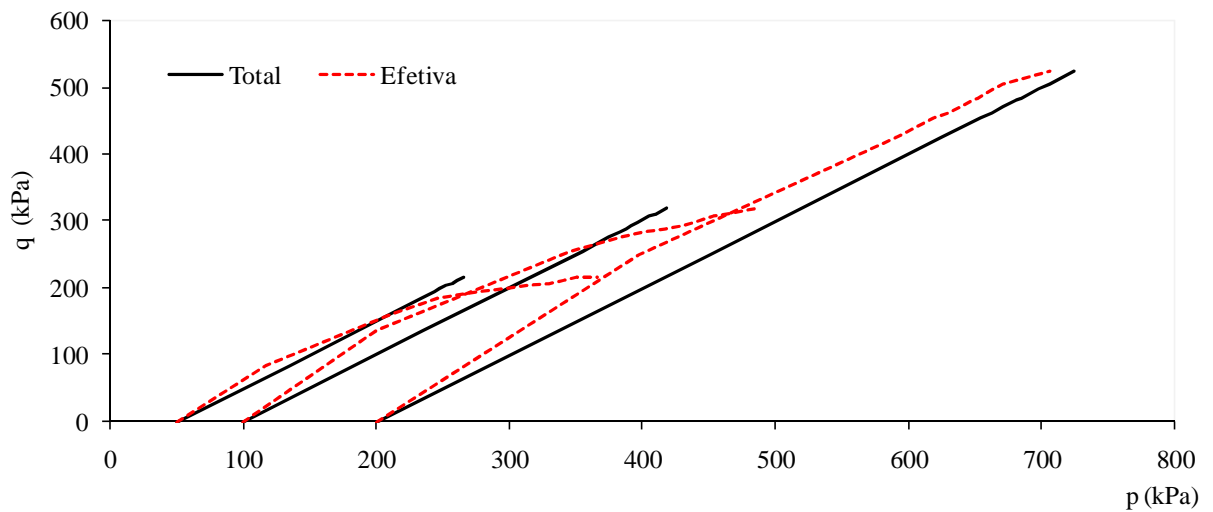
ANEXO A – TRAJETÓRIAS DE TENSÕES

Anexo A.1 – Trajetórias de tensões para o solo não cimentado.



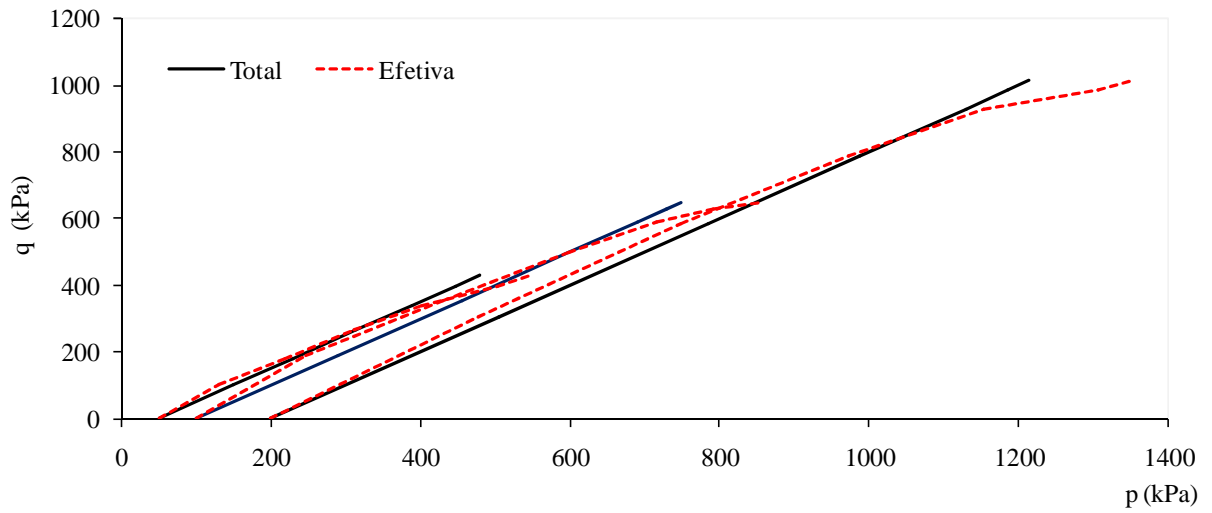
Fonte: Oliveira, 2015.

Anexo A.2 – Trajetórias de tensões para o solo com 1% de cimento.



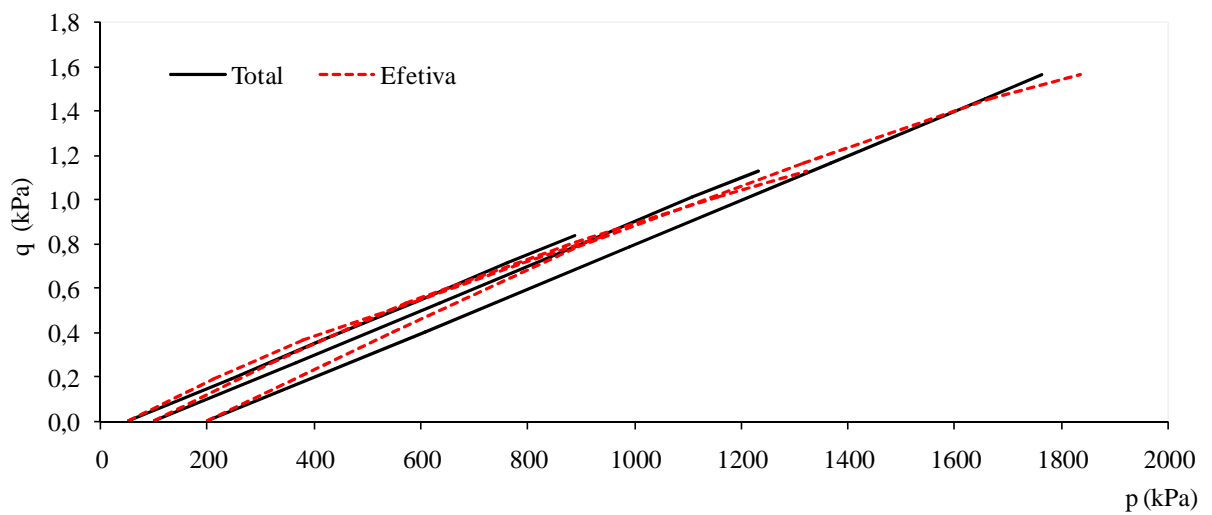
Fonte: Oliveira, 2015.

Anexo A.3 – Trajetórias de tensões para o solo com 2% de cimento.



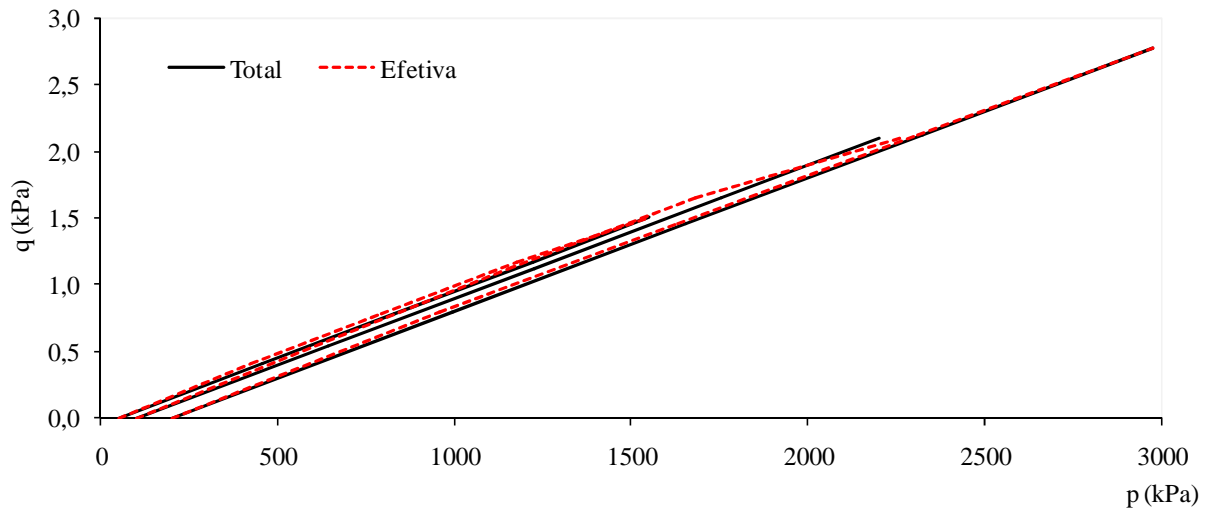
Fonte: Oliveira, 2015.

Anexo A.4 – Trajetórias de tensões para o solo com 3% de cimento.



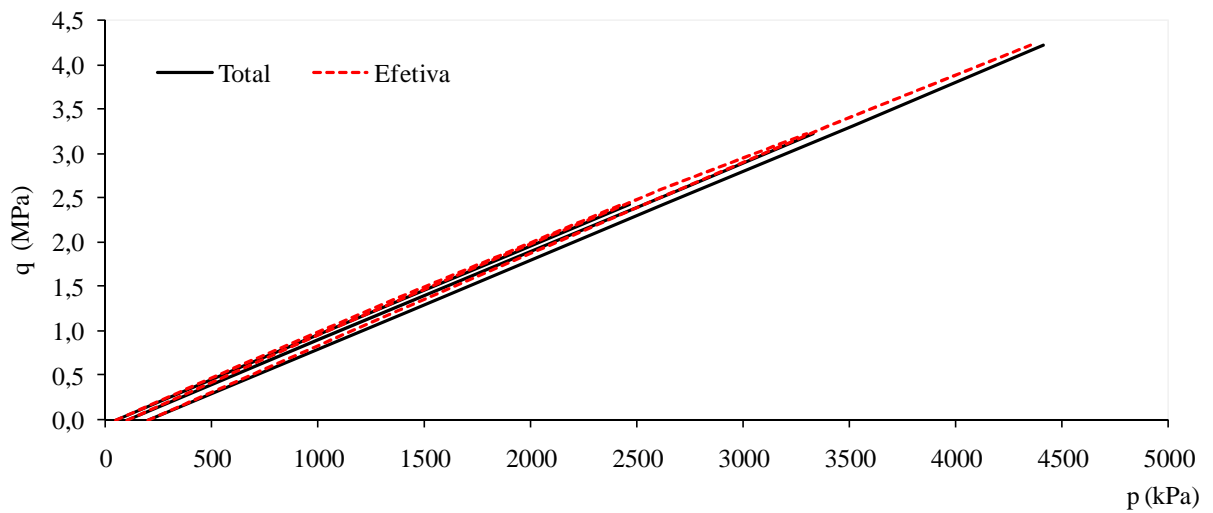
Fonte: Oliveira, 2015.

Anexo A.5 – Trajetórias de tensões para o solo com 5% de cimento.



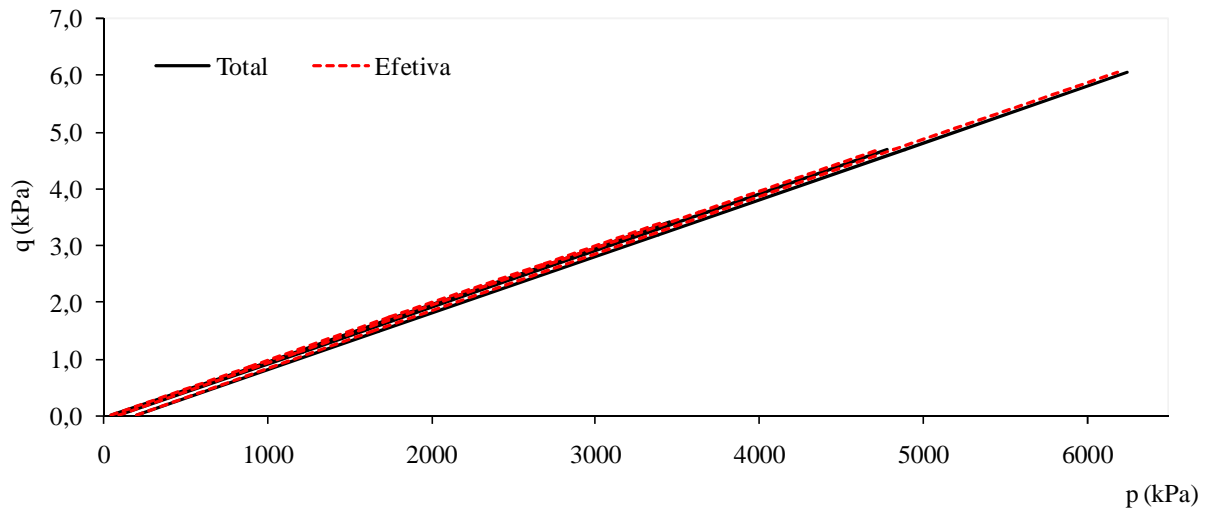
Fonte: Oliveira, 2015.

Anexo A.6 – Trajetórias de tensões para o solo com 7% de cimento.



Fonte: Oliveira, 2015.

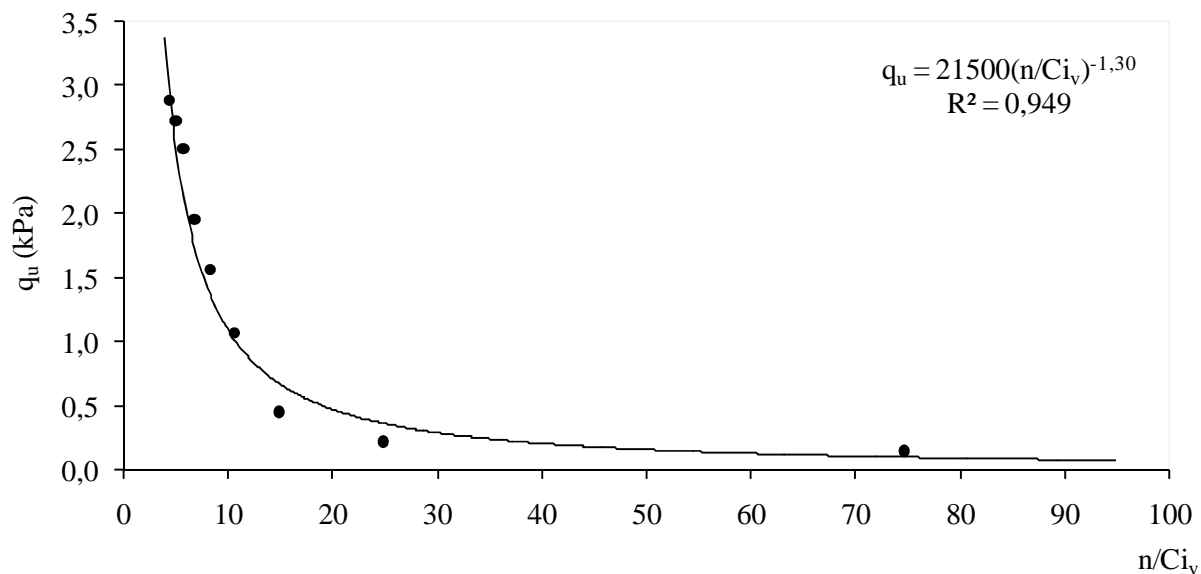
Anexo A.7 – Trajetórias de tensões para o solo com 10% de cimento.



Fonte: Oliveira, 2015.

ANEXO B – RESULTADOS DE ROHLFES JÚNIOR (1996)

Anexo B.1 – Resultados dos ensaios de compressão simples de Rohlfs Júnior (1996).



Fonte: adaptado de Rohlfs Júnior (1996).

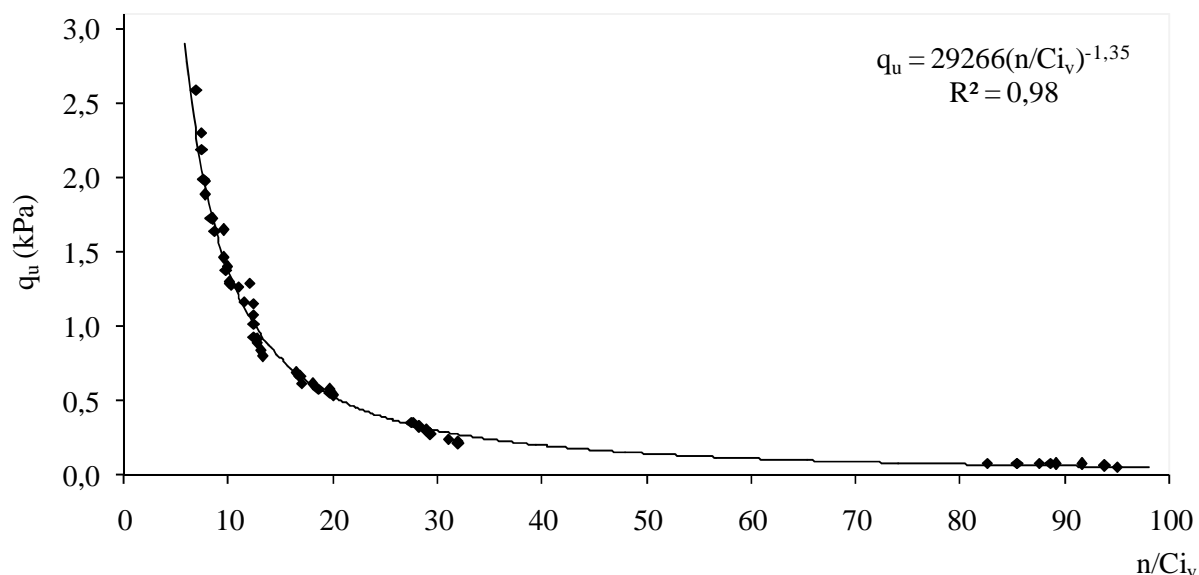
Anexo B.2 – Resultados dos ensaios triaxiais de Rohlfs Júnior (1996).

Ensaio	e	Ci (%)	Civ (%)	n/Civ	σ_3 (kPa)	$\Delta\sigma$ (kPa)
T - 01	0,623	0,0	0,0	-	20	95
T - 02	0,623	0,0	0,0	-	60	178
T - 03	0,623	0,0	0,0	-	100	229
T - 04	0,623	5,0	2,6	15	20	321
T - 05	0,623	5,0	2,6	15	60	416
T - 06	0,623	5,0	2,6	15	100	500
T - 07	0,623	7,0	3,6	11	20	584
T - 08	0,623	7,0	3,6	11	60	745
T - 09	0,623	7,0	3,6	11	100	880

Fonte: adaptado de Rohlfs Júnior (1996).

ANEXO C – RESULTADOS DE CRUZ (2008)

Anexo C.1 – Resultados dos ensaios de compressão simples de Cruz (2008).



Fonte: adaptado de Cruz (2008).

Anexo C.2 – Resultados dos ensaios triaxiais de Cruz (2008).

Ensaio	e	Ci (%)	Civ (%)	n/Civ	σ_3 (kPa)	$\Delta\sigma$ (kPa)
T - 01	0,78	3,0	1,4	30	20	350
T - 02	0,78	3,0	1,4	30	200	678
T - 03	0,78	3,0	1,4	30	400	996
T - 04	0,81	3,3	1,5	30	20	430
T - 05	0,82	3,3	1,5	30	200	735
T - 06	0,81	3,3	1,5	30	400	995
T - 07	0,71	5,06	2,4	17	20	828
T - 08	0,71	5,06	2,4	17	200	1326
T - 09	0,70	5,06	2,4	17	400	1779
T - 10	0,82	6,0	2,6	17	20	760
T - 11	0,82	6,0	2,7	17	200	1198
T - 12	0,80	6,0	2,7	17	400	1451
T - 13	0,71	8,6	4,0	10	20	1480
T - 14	0,69	8,6	4,0	10	200	2215
T - 15	0,70	8,6	4,0	10	400	2594
T - 16	0,80	10,3	4,4	10	20	1696
T - 17	0,80	10,3	4,4	10	200	2062
T - 18	0,80	10,3	4,4	10	400	2753

Fonte: adaptado de Cruz (2008).

ANEXO D – RESULTADOS DE MARRI (2010)

Anexo D.1 – Resultados dos ensaios triaxiais de Marri (2010).

Ensaio	e	Ci (%)	Ci _v (%)	n/Ci _v	σ ₃ (kPa)	Δσ (kPa)
T - 01	0,50	0,0	0,0	-	50	180
T - 02	0,50	0,0	0,0	-	100	318
T - 03	0,50	0,0	0,0	-	200	624
T - 04	0,50	0,0	0,0	-	300	881
T - 05	0,50	0,0	0,0	-	500	1395
T - 06	0,50	0,0	0,0	-	1000	2363
T - 07	0,50	0,0	0,0	-	4000	9815
T - 08	0,50	0,0	0,0	-	8000	17188
T - 09	0,50	0,0	0,0	-	10000	22505
T - 10	0,50	0,0	0,0	-	12000	24361
T - 11	0,50	0,0	0,0	-	20000	38945
T - 12	0,51	5,0	2,8	12	50	779
T - 13	0,51	5,0	2,8	12	100	954
T - 14	0,51	5,0	2,8	12	300	1385
T - 15	0,51	5,0	2,8	12	1000	3800
T - 16	0,51	5,0	2,8	12	2000	6244
T - 17	0,51	5,0	2,8	12	4000	10637
T - 18	0,51	5,0	2,8	12	6000	15265
T - 19	0,51	5,0	2,8	12	8000	19367
T - 20	0,51	5,0	2,8	12	10000	23360
T - 21	0,51	5,0	2,8	12	12000	27662
T - 22	0,51	5,0	2,8	12	20000	39896
T - 23	0,52	10,0	5,5	6	50	1949
T - 24	0,52	10,0	5,5	6	500	6125
T - 25	0,52	10,0	5,5	6	1000	8484
T - 26	0,52	10,0	5,5	6	4000	14882
T - 27	0,52	10,0	5,5	6	6000	16990
T - 28	0,52	10,0	5,5	6	8000	20750
T - 29	0,52	10,0	5,5	6	10000	24726
T - 30	0,52	10,0	5,5	6	12000	29630
T - 31	0,52	10,0	5,5	6	20000	41868
T - 32	0,53	15,0	8,3	4	1000	11124
T - 33	0,53	15,0	8,3	4	4000	20776
T - 34	0,53	15,0	8,3	4	8000	25857
T - 35	0,53	15,0	8,3	4	10000	25655
T - 36	0,53	15,0	8,3	4	12000	30715
T - 37	0,53	15,0	8,3	4	20000	43761

Fonte: adaptado de Marri (2010).

ANEXO E – RESULTADOS DE LOPES (2012)

Anexo E.1 – Resultados dos ensaios triaxiais e de compressão simples de Lopes (2012).

Ensaio	e	C _i (%)	C _{i_v} (%)	n/C _{i_v}	q _u (kPa)	σ ₃ (kPa)	Δσ (kPa)
T - 01	0,7	2,5	1,2	33		100	433
T - 02	0,7	2,5	1,2	33		200	610
T - 03	0,7	2,5	1,2	33	124	300	1008
T - 04	0,7	2,5	1,2	33		400	1243
T - 05	0,7	5,0	2,5	17		100	636
T - 06	0,7	5,0	2,5	17		200	920
T - 07	0,7	5,0	2,5	17	397	300	1221
T - 08	0,7	5,0	2,5	17		400	1325
T - 09	0,7	10,0	4,9	8		100	1675
T - 10	0,7	10,0	4,9	8		200	2002
T - 11	0,7	10,0	4,9	8	1462	300	2270
T - 12	0,7	10,0	4,9	8		400	2695

Fonte: adaptado de Lopes (2012).