



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ**  
**CENTRO DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA HIDRÁULICA E AMBIENTAL**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**ÍCARO JOSÉ FERNANDES SANTOS BASTOS**

**UMA PROPOSTA DE ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO  
PARA SOLOS ARENOSOS ARTIFICIALMENTE CIMENTADOS NA REGIÃO  
METROPOLITANA DE FORTALEZA**

**FORTALEZA**

**2017**

ÍCARO JOSÉ FERNANDES SANTOS BASTOS

UMA PROPOSTA DE ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO PARA  
SOLOS ARENOSOS ARTIFICIALMENTE CIMENTADOS NA REGIÃO  
METROPOLITANA DE FORTALEZA

Dissertação de mestrado apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, área de concentração em Recursos Hídricos, Saneamento Ambiental e Geotecnia do Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental (DEHA) da Universidade Federal do Ceará (UFC) como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Geotecnia.

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

FORTALEZA

2017

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação  
Universidade Federal do Ceará  
Biblioteca Universitária

Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

---

B328p Bastos, Icaro Jose Fernandes Santos.

Uma proposta de envoltória de resistência ao cisalhamento para solos arenosos artificialmente cimentados na região metropolitana de Fortaleza / Icaro Jose Fernandes Santos Bastos. – 2017.

127 f. : il. color.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Recursos Hídricos, Fortaleza, 2017.  
Orientação: Prof. Dr. Francisco Chagas da Silva Filho.

1. Solo cimentado. 2. Envoltória. 3. Fundação. 4. Talude. I. Título.

CDD 627

---

ÍCARO JOSÉ FERNANDES SANTOS BASTOS

UMA PROPOSTA DE ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO PARA  
SOLOS ARENOSOS ARTIFICIALMENTE CIMENTADOS NA REGIÃO  
METROPOLITANA DE FORTALEZA

Dissertação de mestrado apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, área de concentração em Recursos Hídricos, Saneamento Ambiental e Geotecnia do Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental (DEHA) da Universidade Federal do Ceará (UFC) como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Geotecnia.

Aprovado em: 14 de março de 2016.

BANCA EXAMINADORA

---

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

---

Prof. Dr. Anderson Borghetti Soares  
Universidade Federal do Ceará (UFC)

---

Prof. Dr. Marcos Massao Futai  
Universidade de São Paulo (USP)

A Deus,  
Senhor de tudo.  
E a minha mãe,  
Valdelena dos Santos.

## **AGRADECIMENTOS**

A DEUS, o supremo Criador de todas as coisas, pela minha existência, pelo dom da vida, da perseverança e força espiritual a mim concedido, mostrando-me a luz nas horas difíceis que tive durante minha caminhada.

A minha mãe Valdelena dos Santos, que nunca mediu esforços para me oportunizar educação, ensinar valores importantes, incentivar a realização dos meus sonhos e ser minha maior incentivadora. Obrigado pelo amor incondicional.

Aos meus familiares, que mesmo não estando presentes ficariam muito orgulhosos por eu alcançar mais essa conquista.

A minha namorada Jamyle pelo carinho, apoio, paciência, amizade e momentos de felicidades por quais passamos juntos.

Aos meus amigos de universidade João Victor, Flavio, Pablo, Pedro, Patrícia, Edno e tantos outros pelas horas de estudos e parceria nessa longa, porém vitoriosa caminhada.

Aos amigos do mestrado Igor, Fernando, Gislene, Alexandre, Diego, Deyvid, Ygor, Yago e Vítor pelas horas de estudo e descontração.

Aos professores do curso de Pós-graduação em Engenharia Civil do DEHA-UFC pelo conhecimento transmitido ao longo desses anos.

Aos professores Silvrano Dantas, Alfran Sampaio e Anderson Borgueti pelos ensinamentos geotécnicos compartilhados.

Ao amigo João Victor de Oliveira Pontes pela ajuda em relação a formatação deste trabalho e conselhos valiosos.

Aos amigos Igor Alencar, Giullia Mendes e Samuel Prado pelo auxílio e ajuda na realização dos ensaios desta pesquisa.

Aos companheiros do LMSP – UFC, Aninha, Ciroca, Roberto, Germano, Rosiel, Larissa, Rafael e Anselmo.

Ao professor Chagas Filho, por ter me aceito como orientando e evidentemente pelo apoio, disponibilidade de tempo e contribuição na elaboração deste trabalho tendo sido sempre um exemplo de mestre, tutor e amigo nessa parceria que já desponta de vários anos nas mais diversas empreitadas.

Ao CNPq, órgão de fomento que viabilizou economicamente esta pesquisa, assim como o pesquisador.

Ao professor Dr. Marcos Massao Futai da USP pela presteza e disponibilidade em se fazer presente a essa defesa.

À Universidade Federal do Ceará.

E a todos que de alguma forma contribuíram para o fim de mais uma de muitas jornadas e conquistas.

“Todas as vitórias ocultam inúmeras  
abdicações”

(Simone de Beauvoir)



## RESUMO

Os solos são materiais particulados, o que muitas vezes caracteriza-se por uma baixa resistência ao cisalhamento. Esse aspecto justifica, na maioria das vezes, adaptar o projeto geotécnico à essa característica que pode ser ainda mais problemática no caso de areias fofas, como ocorre frequentemente em camadas superficiais em várias partes da região metropolitana de Fortaleza. Assim sendo pode ser extremamente importante o procedimento de melhoramento do solo com a adição de pequenas frações de cimento, o teor a ser adotado deve ser de tal forma a trazer uma alternativa mais viável economicamente ao projeto geotécnico de uma fundação superficial, por exemplo. Nesse caso o dimensionamento geométrico da fundação, por exemplo, uma sapata, dependerá principalmente de sua capacidade de carga que será função também das propriedades de resistência do terreno. No cálculo da capacidade de carga utilizam-se os modelos geotécnicos propostos pioneiramente por Terzaghi e consideram que o critério de ruptura do solo mais adequado é o de Mohr-Coulomb. Entretanto, no caso dos solos melhorados artificialmente com cimento que apresentam ganhos substanciais de resistência, para cada teor de cimento ter-se-ia novos parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb, a coesão e o ângulo de atrito. A presente pesquisa propõe uma envoltória modificada de Mohr-Coulomb para solos artificialmente cimentados. A proposta tem como base a criação de duas funções para relacionar a coesão e o ângulo de atrito com o teor de cimento, sendo semelhante ao que propuseram Fredlund *et al.* (1978) para solos não-saturados melhorados pela sucção. Para aferir as funções propostas foram realizados ensaios de cisalhamento triaxial em uma areia com vários teores de cimento e os ajustes se mostraram bastante concordantes. Além disso, aplicou-se a envoltória para outros ensaios publicados na literatura, comprovando a validade da proposição. Por fim, aplicou-se a envoltória de resistência para solos cimentados a dois problemas hipotéticos, uma fundação superficial e um talude, ambos os casos com o objetivo de identificar o teor de cimento mais viável em termos de segurança e economia.

**Palavras-chave:** Solo Cimentado. Envoltória. Fundação. Talude.

## ABSTRACT

Soils are particulate materials, which are often characterized by low shear strength. This aspect generally justifies adaptations in the geotechnical design to this characteristic, which may be even more problematic with soft sands, usually what occurs in surface layers throughout the Fortaleza Metropolitan Area (RMF). Therefore, the soil improvement procedure with addition of small fractions of cement can be extremely important. The adopted cement content should be such as to bring, for instance, a more economically and viable alternative to the geotechnical design of a surface foundation. In this case, the foundation geometric design, for example a shallow, will mainly depend on its load capacity, which will also depend on terrain's resistance properties. In the load capacity calculations, it is used geotechnical models pioneered proposed by Terzaghi that consider the most suitable soil rupture criterion is the one from Mohr-Coulomb. However, regarding soils artificially improved with cement that presents a substantial strength gain for each cement content, new Mohr-Coulomb strength parameters like cohesion and friction angle were obtained. This research proposes a modified Mohr-Coulomb envelope for artificially cemented soils. The proposal is based on the creation of two different functions to relate cohesion and friction angle with the cement content, very similar to what Fredlund et (1978) proposed for unsaturated soils improved by suction. In order to assess the proposed functions, triaxial shear tests were performed in sand with several cement contents. Adjustments were very similar. In addition, the envelope was applied for other tests published in the literature, proving the validity of this research proposal. Ultimately, the resistance envelope for cemented soils was applied in two hypothetical situations, a surface foundation and a slope. In both cases the main focus was on identify the most viable cement content in terms of safety and economy.

**Keywords:** *Cemented soil. Envelope. Foundation. Slope.*

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABCP	Associação Brasileira de Cimento Portland
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	<i>American Concrete Institute</i>
ASTM	<i>American Society of Testing Materials</i>
CRRRI	<i>Central Road Research Institute</i>
DNER	Departamento Nacional de Estradas e Rodagens
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
NBR	Norma Brasileira
PCA	<i>Portland Cement Association</i>
SUCS	Sistema Unificado de Classificação do Solo
USACE	<i>United States Army Corps of Engineers</i>
USBR	<i>United States Bureau of Reclamation</i>

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>1</b>
<b>1.1</b>	<b>Objetivos da Pesquisa</b> .....	<b>5</b>
<b>1.2</b>	<b>Organização da Dissertação</b> .....	<b>6</b>
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>8</b>
<b>2.1</b>	<b>Breve Histórico sobre Solo-Cimento</b> .....	<b>8</b>
<b>2.2</b>	<b>Visão Geral</b> .....	<b>9</b>
<b>2.3</b>	<b>Materiais Utilizados na Mistura Solo-Cimento</b> .....	<b>14</b>
<b>2.3.1</b>	<b>Solos</b> .....	<b>14</b>
<b>2.3.2</b>	<b>Cimento</b> .....	<b>16</b>
<b>2.3.3</b>	<b>Água</b> .....	<b>18</b>
<b>2.3.4</b>	<b>Materiais Nocivos</b> .....	<b>18</b>
<b>2.4</b>	<b>Dosagem da Mistura Solo-Cimento</b> .....	<b>19</b>
<b>2.5</b>	<b>Variáveis Determinantes no Comportamento da Mistura Solo-Cimento</b>	<b>22</b>
<b>2.5.1</b>	<b>Efeitos do Tipo de Solo</b> .....	<b>23</b>
<b>2.5.2</b>	<b>Efeitos da Qualidade do Cimento</b> .....	<b>24</b>
<b>2.5.3</b>	<b>Efeito da Umidade de Moldagem</b> .....	<b>25</b>
<b>2.5.4</b>	<b>Efeitos da Densidade Final da Mistura</b> .....	<b>27</b>
<b>2.5.5</b>	<b>Efeito do Fator Água/ Cimento</b> .....	<b>28</b>
<b>2.5.6</b>	<b>Efeito do Fator Vazios/ Cimento</b> .....	<b>29</b>
<b>2.6</b>	<b>Comportamento Mecânico</b> .....	<b>31</b>
<b>2.6.1</b>	<b>Comportamento Tensão-Dilatância</b> .....	<b>31</b>
<b>2.6.3</b>	<b>Resistência ao Cisalhamento</b> .....	<b>35</b>
<b>2.7</b>	<b>Considerações Finais do Capítulo</b> .....	<b>36</b>

<b>3</b>	<b>ENSAIOS REALIZADOS EM AMOSTRAS DE SOLO CIMENTADO</b> .....	<b>37</b>
<b>3.1</b>	<b>Considerações Iniciais</b> .....	<b>37</b>
<b>3.2</b>	<b>Materiais Utilizados</b> .....	<b>37</b>
<b>3.2.1</b>	<b>Solo</b> .....	<b>37</b>
<b>3.2.2</b>	<b>Cimento Portland</b> .....	<b>38</b>
<b>3.2.3</b>	<b>Água</b> .....	<b>39</b>
<b>3.3</b>	<b>Ensaio Realizados</b> .....	<b>39</b>
<b>3.3.1</b>	<b>Coleta e Preparação de Amostras</b> .....	<b>40</b>
<b>3.3.2</b>	<b>Ensaio de Caracterização e Compactação</b> .....	<b>42</b>
<b>3.3.3</b>	<b>Preparação dos Corpos-de-Prova</b> .....	<b>43</b>
<b>3.3.4</b>	<b>Ensaio de Compressão Axial</b> .....	<b>45</b>
<b>3.4</b>	<b>Resultados da Investigação Experimental</b> .....	<b>48</b>
<b>3.4.1</b>	<b>Ensaio de Caracterização e Compactação</b> .....	<b>48</b>
<b>3.4.2</b>	<b>Ensaio Triaxiais Adensados e não Drenados</b> .....	<b>52</b>
<b>3.5</b>	<b>Considerações Finais do Capítulo</b> .....	<b>64</b>
<b>4.</b>	<b>PROPOSTA DE FORMULAÇÃO DE ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA</b> ....	<b>66</b>
<b>4.1</b>	<b>Considerações Iniciais</b> .....	<b>66</b>
<b>4.2</b>	<b>Crterios de Resistência</b> .....	<b>67</b>
<b>4.2.1</b>	<b>Crterio de Resistência de Mohr-Coulomb</b> .....	<b>67</b>
<b>4.2.2</b>	<b>Crterio de Resistência em Solos Não Saturados</b> .....	<b>68</b>
<b>4.3</b>	<b>Metodologia Proposta</b> .....	<b>69</b>
<b>4.4</b>	<b>Resumo da Metodologia Proposta</b> .....	<b>79</b>
<b>4.5</b>	<b>Verificação da Metodologia Proposta</b> .....	<b>80</b>
<b>4.6</b>	<b>Considerações Finais do Capítulo</b> .....	<b>92</b>
<b>5</b>	<b>APLICAÇÃO DA ENVOLTÓRIA PROPOSTA</b> .....	<b>93</b>

<b>5.1</b>	<b>Considerações Iniciais.....</b>	<b>93</b>
<b>5.2</b>	<b>Estudo da Capacidade de Carga.....</b>	<b>94</b>
<b>5.3</b>	<b>Estudo da Estabilidade de Taludes.....</b>	<b>100</b>
<b>6</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS e SUGESTÕES.....</b>	<b>104</b>
<b>6.1</b>	<b>Considerações Finais .....</b>	<b>104</b>
<b>6.1.1</b>	<b><i>Resultados da Investigação Experimental.....</i></b>	<b>104</b>
<b>6.1.2</b>	<b><i>Proposta de Utilização da Envoltória de Mohr-Coulomb modificado por FREDLUND et al. (1978) para Estimar a Resistência de Solos Artificialmente Cimentados. ....</i></b>	<b>106</b>
<b>6.1.3</b>	<b><i>Análise Numérica de Fundações e Taludes em Solo Artificialmente Cimentado.....</i></b>	<b>107</b>
<b>6.2</b>	<b>Sugestões para Trabalhos Futuros .....</b>	<b>108</b>
	<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>109</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Desde o surgimento da Mecânica dos Solos Clássica seus princípios e postulados interveem junto à engenharia buscando as melhores soluções para os mais variados problemas relacionados aos materiais particulados constituintes do solo. Como principal solução para a maioria das situações, a Mecânica dos Solos possibilitou identificar e classificar os solos de determinadas regiões gerando assim expectativas quanto a sua utilização ou adequação do projeto para as características do subsolo local.

Entretanto, como resultado de uma incessante busca por entendimento dos fenômenos acima relacionados à Engenharia Geotécnica evoluiu passando não apenas a propiciar conceitos relativos ao entendimento do estado de tensões e dos parâmetros do solo, mas também a melhorá-los, possibilitando, ainda que limitada, uma quantidade bem maior de possibilidades ao maciço em questão.

De forma geral, os maciços são formados a partir da meteorização de maciços rochosos preexistentes através da ação de diversos agentes intempéricos, principalmente pela água em condições aciduladas. Os materiais resultantes desse processo quando transportados do seu local de formação e depositados em algum outro formam os chamados “solos transportados” ou “sedimentares”. Por outro lado, quando o produto resultante do intemperismo permanece no local de sua formação, o solo assim formado é chamado de “solo residual”.

Nos solos residuais a formação se dá a partir da degradação de uma rocha matriz através da quebra das ligações entre seus minerais e da formação de novos minerais. Nos solos transportados, a sua formação envolve os processos de erosão, transporte, deposição e adensamento sob a ação do peso próprio. No caso dos solos residuais não há, desde a transformação da rocha em solo, a separação individualizada das partículas como ocorre nos solos transportados.

Nos solos residuais, entretanto, ocorre, a fragilização das suas ligações. Nos solos transportados, a tendência é oposta, ou seja, podem ocorrer variações pós-deposicionais que induzem a formação de ligações entre as partículas. Assim, independentemente da origem dos solos, um aspecto marcante no seu esqueleto estrutural e, por conseguinte no seu comportamento mecânico são as ligações entre as partículas, o que pode dar origem aos solos cimentados naturalmente.

A cimentação pode ser descrita como a cristalização de material inorgânico carregado pela água, que percola pelos vazios entre os grãos (poros), ocupando-os e adicionando ligação entre os grãos do material.

Os modelos utilizados na Mecânica dos Solos Clássica foram desenvolvidos considerando que o comportamento dos solos depende essencialmente do índice de vazios e da história de tensões. Entretanto, em várias partes do mundo e em particular no Brasil, é comum a existência de solos com ligações entre as partículas.

As peculiaridades do comportamento dos solos cimentados deve-se a fatores estruturais herdados da rocha de origem e/ ou a existência de ligação entre as partículas, normalmente através de cimentação de natureza química. Nos problemas de engenharia que envolve solo, como é o caso de fundações de estruturas, estabilidade de encostas, obras de terra, dentre outros, um aspecto fundamental para o sucesso das soluções adotadas diz respeito às suas propriedades mecânicas.

Dentro deste contexto, pode-se citar como frequente limitação quando da execução e/ ou elaboração de projetos geotécnicos, a existência de solos com camadas que possuem valores de deformabilidade muito elevado e baixa capacidade de carga. Logo, tal situação exige soluções que, de certa maneira, desconsidere a capacidade de carga dessa camada e utilizasse uma camada inferior



com a utilização de uma fundação profunda ao invés de uma superficial, por exemplo, impondo assim uma oneração e aumentando a dificuldade o projeto.

Em tais situações, alternativas que não negligenciem totalmente a capacidade de carga de tal camada do solo, corrigindo-a, podem ser utilizadas, com um melhoramento das características mecânicas do solo, podendo acarretar em redução de custos inerentes a outras soluções e permitindo a utilização do próprio solo do local de forma segura.

Assim sendo, a utilização das técnicas tradicionais de engenharia geotécnica, muitas vezes, encontra limitações técnicas, e em situações como essa, uma boa alternativa seria a utilização de procedimento para o 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.

Na literatura, existem muitas técnicas relacionadas ao melhoramento de solos de baixa qualidade. Suas propriedades podem ser alteradas por meios químicos, térmicos, mecânicos entre outros. Logo, a escolha do tratamento em um projeto depende de fatores como o tipo de estrutura, as propriedades geotécnicas e físico-químicas do solo em questão.

Dentre as várias técnicas existentes que visam o melhoramento de solos, uma que vem ganhando adeptos dentro da comunidade geotécnica e, portanto, que vem sendo bastante utilizada é a de adição de cimento ao solo. Algumas das áreas da engenharia geotécnica que vem empregando com muito sucesso tal metodologia são a rodoviária, na construção de bases para pavimentos, de barragens nas contenções de taludes de terra, de aterros no controle de contaminantes e de fundações no aumento da capacidade de carga para utilização, sempre que possível, de estruturas superficiais.

No que concerne a solos cimentados, a literatura, infere que o aumento dos teores de cimento aumenta consideravelmente características como a rigidez e a resistência ao cisalhamento do solo. Além disso, a recente produção científica demonstra particular interesse na influência de aspectos como a porosidade da mistura, o teor de umidade no processo de moldagem, o tipo de material, o tipo de cimentante utilizado e os teores de cimento utilizados sobre o comportamento de solos artificialmente cimentados.

As metodologias desenvolvidas no estudo sobre solos artificialmente cimentados apresentam certa racionalização no que tange a dosagem de cimento, ou seja, mostram que para uma determinada necessidade existe um teor ideal a ser utilizado, assim como se faz com a relação água/ cimento para o concreto. Logo, para essa situação muitos foram os critérios analisados e o teor de cimento foi o que demonstrou melhor correlação com as propriedades mecânicas do solo. E esta é a relação mais recorrente dentre os ensaios realizados de compressão simples e compressão triaxial, os quais variam bastante em função do teor de cimento.

Como mencionado acima, o cimento aumenta a resistência ao cisalhamento do solo e fica nítido que as envoltórias de resistência dos materiais cimentados apresentam caráter não linear, com inclinação mais acentuada para níveis menores de tensões confinantes. A curvatura dessas envoltórias aumenta em função do aumento do teor de cimento, proporcionando um ligeiro acréscimo do ângulo de atrito, para valores baixos de confinamento.

Entretanto, dependendo da aplicação a ser feita, considerar para uma faixa de valores determinados e com níveis de confinamento mais alto, uma envoltória de resistência de comportamento linear é seria mais prático e bastante razoável principalmente com o aumento dos teores de cimentação, assunto este tratado no presente trabalho.

Assim, o presente trabalho propõe analisar o comportamento de um solo através do seu melhoramento com compactação mecânica e também com o incremento de teores de cimento, através da proposição de uma formulação de envoltória linear, mas com variações de ângulo de atrito e coesão com a cimentação. Para demonstrar a aplicação da envoltória de Mohr-Coulomb para solos cimentados apresentam-se também simulações numéricas, considerando a proposta de envoltória de resistência linear, aplicações essas para capacidade de carga e estabilidade de taludes.

### **1.1 Objetivos da Pesquisa**

O objetivo principal deste estudo é propor uma metodologia que vise estimar as envoltórias de resistência de Mohr-Coulomb para solos artificialmente cimentados.

Como objetivos específicos destacam-se:

- Analisar o comportamento mecânico de um solo cimentado artificialmente com diferentes teores de cimento e quantificar a influência do teor de cimento sobre os parâmetros de resistência, através da realização de ensaios triaxiais;
- Verificar a adequação do uso da envoltória de Mohr-Coulomb para representar a resistência ao cisalhamento de solos artificialmente cimentados, proposta por CONSOLI (2014);
- Propor uma metodologia linearizada (modificada) para estimar as envoltórias de resistência dos solos artificialmente cimentados, utilizando como base o teor de cimento e a equação do critério geral de Mohr-Coulomb;

- Utilizar o critério de ruptura de Mohr-Coulomb modificado para simular o comportamento mecânico em função do teor de cimento de uma capacidade de carga em fundação assente sobre uma camada de solo melhorado e de uma análise de estabilidade realizada em um talude que também teve características alteradas, baseados em método de equilíbrio limite.

## 1.2 Organização da Dissertação

A dissertação está dividida em cinco capítulos, da seguinte forma:

- **Capítulo 1 – Introdução:** apresenta uma breve contextualização do tema, bem como os objetivos do trabalho e findando por sua organização;
- **Capítulo 2 – Resistência ao Cisalhamento de Materiais com Cimentações:** apresenta um levantamento dos principais conceitos acerca da temática de resistência em solos cimentados, enfatizando seu comportamento mecânico e os fatores que o influenciam;
- **Capítulo 3 – Ensaios Triaxiais com Diferentes Teores de Cimento:** Descreve-se neste capítulo os procedimentos experimentais utilizados na presente pesquisa, desde a coleta de amostras à realização de ensaios de laboratório com ênfase nos materiais utilizados e na campanha laboratorial de ensaios triaxiais;
- **Capítulo 4 – Proposta de Formulação de Envoltória de Resistência:** apresenta o desenvolvimento da metodologia proposta para estimar a resistência de solos artificialmente cimentados à luz dos resultados e análises obtidos durante a campanha laboratorial;

- **Capítulo 5 – Aplicação da Envoltória em Equilíbrio Limite:** apresenta a simulação numérica do comportamento mecânico de uma capacidade de carga de uma fundação e de uma estabilidade de talude ambos com solos melhorados artificialmente e baseados no equilíbrio limite;
- **Capítulo 6 – Considerações Finais e Sugestões:** apresenta as conclusões obtidas neste trabalho e as sugestões para a continuidade desta pesquisa.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Breve Histórico sobre Solo-Cimento

O início da utilização do solo melhorado com cimento parece remontar a 1917 quando *J. H. Amies* requisitou uma patente nos Estados Unidos acerca de uma mistura de solo-cimento. No Reino Unido iniciaram-se em 1920 experiências envolvendo a adição de cimento ao solo para construção de casas no subúrbio londrino.

A aplicação corrente começaria em 1939 quando a *Transport and Road Research Laboratory*, seguindo experiência americana, conduziu um programa de ensaios de laboratório e de realização de trechos experimentais onde se verificou que o ensaio Proctor era também aplicado às misturas de solo-cimento e que o teor umidade ótimo era suficiente para a completa hidratação do cimento (GOMES CORREIA *et al.* (2002).

Em Portugal, foi nas antigas colónias de Moçambique e Angola que se realizaram os primeiros trechos experimentais após a 2ª Guerra Mundial, seguindo-se então a aplicação em grande escala (VITALI, 2008). Em 1993, mais de um milhão de metros quadrados de bases de pavimentos empregando solo-cimento foram construídos no país (ATIC, 1993).

O emprego de solo-cimento no Brasil iniciou-se na década de 1940, no estado de São Paulo devido ao acelerado crescimento do interior desse estado e consequente necessidade de ampliação da malha rodoviária. A primeira experiência de campo foi feita no acesso ao aeroporto de Bauru, num trecho com extensão de 500 metros. Em seguida foi pavimentado o acesso ao Aeroporto Prudente-Pirapozinho, com extensão de 14 km. Desde então, solo-cimento passou a ser a

base e a sub-base mais construída no Estado de São Paulo, representando atualmente cerca de 50 % da extensão de toda a rede pavimentada (SENÇO, 2001).

## **2.2 Visão Geral**

A adição de cimento ao solo tem sido denominada de maneiras diferentes conforme o autor, em geral o critério para a adoção de uma ou outra denominação é o grau de alteração das propriedades do solo natural em função da quantidade de adição aplicada. 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 tratado com cimento, solo estabilizado com cimento e solo melhorado com cimento. Neste trabalho não será foco de estudo a distinção entre essas denominações, sendo utilizado, preferencialmente, o termo solo-cimento. Contudo, no que tange a revisão da literatura será mantido o termo utilizado pelo autor citado (FOPPA, 2005).

Entretanto, é válido apenas informar que há duas categorias prioritárias de misturas de solo com cimento, uma denominada solo-cimento (incluindo derivações) e outra denominada solo tratado com cimento (incluindo derivações). O solo-cimento é um material estrutural em que a porcentagem de cimento é suficiente para conferir determinadas propriedades mecânicas e de durabilidade às misturas, depois de compactadas com um determinado teor em água que garanta a hidratação do cimento. O solo tratado com cimento é um material melhorado, com uma porcentagem de cimento insuficiente para lhe conferir características de estabilização e durabilidade inerentes ao solo-cimento, pelo que este se fragmenta sob a ação do tráfego de obra e funciona como um material puramente granular.

O solo-cimento é utilizado em camadas de base e sub-base de pavimentos. O objetivo neste caso é o desempenho de funções de material

estrutural, dando-se conseqüentemente maior importância às características mecânicas.

Segundo a *Portland Cement Association* (PCA, 1971), este é o campo de aplicação do solo-cimento. Para a utilização de solos estabilizados com cimento nas camadas do pavimento, as propriedades mecânicas devem servir ao dimensionamento estrutural do pavimento. Os ensaios de laboratório mais representativos serão os ensaios de flexão, sejam táticos ou cíclicos. Contudo, pode-se recorrer a ensaios mais simples como os ensaios de compressão uniaxial e de compressão diametral.

Já os solos tratados com cimento são empregues em aterros e em leitos de pavimento. O objetivo do tratamento é obter um melhoramento imediato das propriedades mecânicas do solo, para que seja possível a sua compactação e trafegabilidade.

Um dos objetivos é relacionar a resistência da mistura de solo-cimento compactada com as variáveis de influência, sendo elas o teor em água, o grau de compactação e a porcentagem de cimento. Essa relação permite que o engenheiro responsável pela obra consiga obter a resistência requerida a partir da manipulação dessas variáveis de maneira confiável sem a necessidade da execução de uma bateria de ensaios, processo este demorado e oneroso.

Para a ABNT, o material solo-cimento é definido pela NBR 12253/ 92, Solo-cimento – Dosagem para Emprego como Camada de Pavimento, como sendo o “produto endurecido resultante da cura de uma mistura íntima compactada de solo, cimento e água, em proporções estabelecidas através de dosagem, conforme este projeto, e executada conforme a NBR 12254/ 90”.

O Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte (DNIT, 2004) define o solo-cimento como uma mistura devidamente compactada de solo, cimento



Portland e água. A mistura solo-cimento deve satisfazer a certos requisitos de densidade, durabilidade e resistência, dando como resultado um material duro, cimentado, de acentuada rigidez à flexão.

A Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP, 2002) define o solo-cimento como o material resultante da mistura homogênea, compactada e curada de solo, cimento e água em proporções adequadas. O produto resultante deste processo é um material com boa resistência à compressão, bom índice de impermeabilidade, baixo índice de retração volumétrica e boa durabilidade.

De maneira semelhante, o *American Concrete Institute* (ACI), citado pelo *U.S. Army Corps of Engineers* (USACE), define solo-cimento como uma mistura adequadamente proporcionada de solo, cimento e água, compactada em uma alta densidade (USACE, 2000).

O solo-cimento difere do concreto em muitos aspectos. Uma diferença essencial é que no concreto existe uma quantidade de pasta (cimento + água) suficiente para recobrir a superfície dos agregados e preencher os vazios existentes entre os mesmos. Já nas misturas de solo-cimento a quantidade de pasta é insuficiente para recobrir a superfície de todas as partículas de solo e preencher os vazios existentes, resultando em uma matriz cimentícia que une conglomerados de agregados não cimentados (PCA, 2004).

Segundo OLIVEIRA (2015), 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 & OVERTON, 1989; SCHNAID *et al.*, 2001 e CONSOLI *et al.*, 2007).

Dentre as diversas técnicas de estabilização, a técnica de estabilização com cimento é a mais utilizada (INGLES & METCALF, 1972). A estabilização com cimento é largamente empregada na construção de estradas, sendo geralmente utilizado como base ou sub-base de pavimentos (CATTON, 1962; INGLES & METCALF, 1972 e SENÇO, 2001).

Outra importante aplicação do solo-cimento tem sido na proteção de taludes contra a erosão em obras hidráulicas como, por exemplo, em barragens de terra. Embora o “*rip-rap*” (camada de fragmentos de rocha) tenha sido tradicionalmente utilizado para tal finalidade, existem situações onde rochas adequadas não estão disponíveis ou ainda, a distância de transporte inviabiliza tal alternativa. Nestas situações o solo-cimento pode ser a mais econômica e apropriada solução (USACE, 2000).

O uso de solo-cimento para a proteção de taludes tem aumentado consideravelmente nos últimos 30 anos. O primeiro uso experimental do solo-cimento na proteção de taludes foi em uma seção de testes construída pela *U.S. Bureau of Reclamation* (USBR) no reservatório Bonny no estado do Colorado em 1951. Observações da seção de testes nos primeiros 10 anos de serviço demonstraram um desempenho excelente do solo-cimento submetido à ação severa das ondas e a ciclos de congelamento e degelo (USACE, 2000).

Na construção de edificações, a técnica de melhoramento do solo de fundação tem aplicação em solos com baixa capacidade de suporte ou que apresentam baixa estabilidade volumétrica. Tais condições são problemáticas na medida em que podem causar trincamentos severos e, em alguns casos, a inabitabilidade da edificação (INGLES & METCALF, 1972).

A solução tradicionalmente utilizada para suportar as cargas das construções nestes locais é o uso de fundações profundas. Estas atravessam o

material menos resistente e são assentes em camadas mais profundas de maior capacidade de suporte. No entanto, este tipo de solução técnica pode inviabilizar, por exemplo, obras de conjuntos habitacionais de baixo custo, nos quais o investimento em fundações pode vir a ser uma grande parcela do valor total do empreendimento (THOMÉ *et al.*, 2005).

Além das aplicações destacadas anteriormente, outras utilizações para o solo-cimento também são relatadas na literatura como, por exemplo, para execução de fundações profundas, na construção de caminhos de serviço, para reforço em aterros, para contenção em escavações, como barreira para controle do fluxo sob barragens, para encapsulamento de solos contaminados, na prevenção de liquefação em areias, na confecção de blocos para alvenaria ou ainda no fechamento de trincheiras abertas para passagem de canalizações (INGLES & METCALF, 1972; DUPAS & PECKER, 1979; CARVALHO *et al.*, 1997; PORBAHA *et al.*, 1998 e CRUZ *et al.*, 2005).

Outro aspecto extremamente importante é que o uso da técnica do solo-cimento reduz significativamente a quantia de recursos naturais utilizadas no processo de construção. Com aproximadamente 90% do solo-cimento sendo material que pode ser obtido no local da obra (solo), somente cerca de 10% (cimento) requer transporte para o local. O consumo reduzido de recursos naturais também reduz a quantia de tráfego, poluição e danos globais para o meio-ambiente (PCA, 2002).

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 & VAUGHAN, 1990).

Segundo LEROUEIL & 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.

## **2.3 Materiais Utilizados na Mistura Solo-Cimento**

### **2.3.1 Solos**

Qualquer tipo de solo pode ser tratado com cimento. Maior eficiência é observada em solos arenosos, pela facilidade de mistura e pelas maiores resistências obtidas (INGLES & METCALF, 1972). As propriedades finais do solo-cimento são dependentes, em grande parte, do tipo de solo envolvido. Certas diferenças nas propriedades e nas reações do cimento são devidas a variações na composição química do solo (FELT, 1955).

De acordo com CROFT (1967), a composição química e mineralógica do solo condiciona o sucesso de sua estabilização com cimento. Solos caoliníticos ou ílíticos podem ser considerados inertes e apresentarão um desenvolvimento adequado da resistência com econômicas quantidades de cimento. Já a presença

de altos teores de argila montmorilonítica retarda a adequada hidratação e endurecimento do cimento, fazendo com que a estabilização com cal seja a mais eficiente. O autor explica que as reações entre a montmorilonita e cal liberada pela hidratação do cimento causam uma redução do *pH* da fase aquosa da mistura, o que retarda o endurecimento do gel de cimento e a cristalização de novos minerais. (FOPPA, 2005)

Os autores NOBLE & PLASTER (1970) verificaram, em um estudo com três solos argilosos, que a fração argila sofre ataque e deterioração quando em contato com o cimento Portland. Observou-se que o tipo de argilomineral mais suscetível é a montmorilonita, seguida pela caolinita e pela ilita. No entanto, ensaios de compressão simples indicaram que a quantidade de argila presente no solo é mais importante, em relação ao ganho de resistência de curto prazo do solo-cimento, do que o tipo de argilomineral presente.

De acordo com a aplicação existem normas específicas que apresentam critérios quanto à seleção do solo a ser utilizado nas misturas de solo-cimento. Em geral o uso para proteção de taludes e pavimentos, faz com que a seleção do solo seja mais rigorosa em virtude da severidade das solicitações nesses casos.

A título de ilustração, a NBR 12253/ 92, Solo-cimento – Dosagem para Emprego como Camada de Pavimento, exige que o solo se enquadre nas classificações A1, A2, A3 ou A4 da *American Society of Testing Materials* (ASTM) ASTM D 3282 – “*Classification of Soils and Soil-aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes*”), que contenha 100 % de material passando na peneira de abertura de 76 mm e, no máximo, 45 % de material retido na peneira de 4,8 mm.

É importante salientar, que o teor de finos exerce grande influência na estrutura mineral do solo. Elevadas porcentagens de elementos finos tendem a flocular a estrutura do solo quando compactado. Dessa forma, as areias perdem os pontos de contato entre elas deixando de haver o efeito do atrito interno, benéfico na

resistência, e aumenta a superfície de contato, sendo necessária uma maior quantidade de cimento (MINGELA, 2007 *apud* VITALI, 2008).

Por outro lado, é importante que o solo possua uma fração mínima de finos para que apresente uma maior estabilidade estrutural, uma vez o solo não deve alterar sua estrutura durante a execução. Uma porcentagem mínima de finos evita dificuldades durante a compactação e bem como elevadas porcentagens de cimento. Segundo o mesmo autor, a porcentagem passante pela peneira 2 mm é limitada para se conseguir uma fração adequada de partículas grossas que devem estar embebidas pelo conjunto areia-cimento.

O atrito interno entre as partículas grossas promove um substancial ganho de resistência na mistura, possibilitando dessa maneira o emprego de uma menor quantidade de cimento. As dimensões máximas são limitadas para um melhor nivelamento da superfície acabada, evitar segregações e dificuldades durante a compactação.

A plasticidade do solo também deve ser limitada pois solos com elevadas plasticidades são muito sensíveis a variações no teor em água, sendo necessário a adição de um elevada quantidade de cimento para adequar o solo ao tratamento (MINGUELA, 2007).

### **2.3.2 Cimento**

Qualquer tipo de cimento pode ser utilizado para a estabilização de solos, mas o cimento Portland comum tem sido o mais utilizado. Segundo a ABCP (2002) não é recomendado o uso do cimento Portland de alta resistência inicial para solo-cimento em obras correntes, devido a este tipo de cimento apresentar menores resistências a agentes agressivos, como por exemplo, sulfatos presentes nos solos. MINGUELA (2007) cita as qualidades desejáveis do cimento a ser empregado, sendo elas:

a) Longo tempo de início e fim de pega, para um maior prazo de trabalhabilidade, recomenda um tempo mínimo de 2 horas;

b) Baixa liberação de calor de hidratação, a fim de minorar as contrações térmicas e limitar as fissuras por retração;

c) Desenvolvimento lento da resistência, procurando limitar o efeito da retração e os fenômenos iniciais de fadiga induzido pelas cargas do tráfego.

Os cimentos que mais se aproximam dessas características são os que possuem um baixo teor de clínquer, compensado pela adição de aditivos e por cimentos com baixa resistência. Recomenda-se um teor mínimo de 3 % de cimento, determinado a partir da massa de solo seco.

A ABCP (2002) recomenda que o cimento deve entrar em uma quantidade que varia de 5 % a 10 %, dependendo das características do solo, do peso do solo seco, o suficiente para estabilizá-lo e conferir as propriedades de resistência desejadas para o composto. Enquanto que o DNIT (2004) recomenda que o teor de cimento adotado seja da ordem de 6 % a 10 %.

Segundo a ATIC (1993) aumentar a porcentagem de cimento é a maneira mais econômica de elevar a capacidade de carga em camadas de pavimento sem que seja necessário aumentar sua espessura e evitando emprego de material de melhor qualidade. O aumento da espessura ou a obtenção de material de melhor qualidade implicam custos extras com transporte e custos devido a movimentos de terra, além do aumento do tempo de duração da obra.

Entretanto, vale salientar que segundo INGLES & METCALF (1972), não existem restrições quanto ao tipo de cimento para uso em solo-cimento de um modo geral.

### **2.3.3 Água**

A água potável é considerada satisfatória para utilização em misturas de solo-cimento. Em geral, a quantidade de água a ser adicionada é determinada pela quantidade requerida para a compactação (INGLES & METCALF, 1972), já que a água necessária para a completa hidratação do cimento é de aproximadamente 40 % da massa de cimento, sendo que destes, 20 % é efetivamente consumido na hidratação e 20 % fica retida na água de gel (NEVILLE, 1997).

### **2.3.4 Materiais Nocivos**

Sabe-se que matéria orgânica ou excesso de sais, especialmente sulfatos, podem prejudicar a adequada hidratação do cimento ou mesmo fazer com que misturas de solo-cimento não atinjam a resistência esperada (FELT, 1955).

A razão pela qual a matéria orgânica retarda a hidratação do cimento é porque ela absorve os íons de cálcio liberados quando da hidratação, prejudicando assim, as reações secundárias, do cálcio liberado com a sílica ( $\text{SiO}_2$ ) e a alumina ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ) do solo, também responsáveis pelo ganho de resistência (INGLES & METCALF, 1972).

De acordo com SHERWOOD (1958) citado por NUNEZ (1991), teores de sulfatos no solo superiores a 0,5 % podem reagir com produtos da hidratação do cimento gerando compostos expansivos com conseqüente deterioração e perda de resistência do solo-cimento. DUPAS & PECKER (1979) verificaram uma significativa redução da coesão e do módulo de elasticidade de uma areia cimentada após a percolação de uma solução de sulfato de sódio, indicando a ocorrência de uma degradação severa.



## 2.4 Dosagem da Mistura Solo-Cimento

A prática atual de dosagem consiste na realização de uma série de testes de laboratório visando selecionar a quantidade mínima de cimento a ser adicionada ao solo que fornecerá a resistência e a durabilidade adequadas ao uso que o material se destina.

A partir dos estudos iniciais sobre a técnica, foram elaborados os métodos de ensaio da (ASTM) em 1944 e publicados métodos análogos no Brasil pela Associação Brasileira de Cimento Portland. Desde então, têm sido realizados refinamentos nestes métodos iniciais e outros têm surgido, todos baseados no método da PCA aceito pela ASTM, ou utilizando este como comparação de seus resultados (CERATTI & CASANOVA, 1988).

Os critérios adotados para a escolha da quantidade de cimento a ser adicionada variam, dependendo do país. Os primeiros trabalhos nos Estados Unidos levaram a adoção de testes de durabilidade, onde amostras curadas por 7 dias eram submetidas a 12 ciclos de congelamento e degelo e/ou molhagem e secagem e, ao final da sequência, a perda de peso após escovamento superficial da amostra era medida em conjunto com o eventual aumento de volume. A quantidade de cimento adotada era aquela que produzia níveis de perda de massa e inchamento dentro dos padrões estabelecidos (INGLES & METCALF, 1972).

A justificativa para a adoção dos ensaios de congelamento e degelo ou molhagem e secagem, como representativos na avaliação da durabilidade de solos cimentados, é que estes melhor simulariam as tensões internas geradas quando da ocorrência de variações de umidade no interior da mistura de solo-cimento em serviço. O ensaio de molhagem e secagem simularia as tensões provocadas pelas retrações, já o ensaio de congelamento e degelo simularia as forças expansivas. Tais testes comprovariam que o solo teria reagido adequadamente com o cimento de

forma a manter o solo coeso e com resistência suficiente aos esforços submetidos (CATTON, 1962; INGLES & METCALF, 1972 e CERATTI & CASANOVA, 1988).

A NBR 12253/ 92 prescreve como critério de aceitação uma resistência mínima de 2,1 MPa aos 7 dias de idade.

O procedimento de dosagem segundo esta norma pode ser descrito resumidamente pelos seguintes passos:

1. Em função da classificação granulométrica do solo (A1, A2, A3 ou A4 da norma ASTM D 3282), são indicadas porcentagens de cimento (de 5 % até 10 %) para a execução do ensaio de compactação.

2. Executar o ensaio de compactação conforme a NBR 12023/ 92, usando o teor de cimento sugerido conforme item anterior e obter os valores da umidade ótima e da massa específica aparente seca máxima.

3. Moldar corpos-de-prova para o ensaio de resistência à compressão simples com um ou mais teores de cimento de forma que se determine aquele que satisfaça o critério da resistência mínima aos sete dias de 2,1 MPa. Como orientação para a escolha dos teores de cimento, são apresentadas duas figuras onde, em função da massa específica aparente seca e da granulometria do solo, obtém-se os teores de cimento. Para cada teor de cimento selecionado, moldar e curar, no mínimo, três corpos-de-prova cilíndricos, nas condições estipuladas pela NBR 12024/ 92.

4. Decorrido o período de cura, executar o ensaio de resistência à compressão simples de acordo com as prescrições da NBR 12025/ 90.

5. Calcular a média aritmética das resistências à compressão simples dos corpos-de prova que cumprirem as tolerâncias de moldagem estabelecidas na NBR

12024/ 92. Devem ser excluídos da composição da média, valores individuais de resistência que se afastem mais de 10 % da média.

6. Deve ser adotado como o teor de cimento, o menor dos teores para o qual a resistência média à compressão simples for igual ou superior a 2,1 MPa, aos 7 dias de idade.

7. Admite-se a interpolação gráfica dos dados para a determinação do teor de cimento que corresponda ao valor mínimo da resistência a compressão média especificada.

8. O teor mínimo de cimento em massa recomendado pela NBR 12253/ 92 é de 5 %. Podem ser empregados teores de até 3,5 %, em massa, desde que satisfeita a resistência mínima, que a mistura se processe em usina e que o solo matéria-prima seja do tipo A1-a, A1-b ou A2-4 (ASTM D 3282).

A título de ilustração, a tabela 2.1, adaptada de (INGLES & METCALF, 1972), apresenta um indicativo da quantidade de cimento a ser adicionada para a estabilização de acordo com o tipo de solo.

**Tabela 2.1 – Previsão da quantidade de cimento em função do tipo de solo.**

TIPO DE SOLO	PORCENTAGEM DE CIMENTO A ADICIONAR
Pedra finamente britada	0,5 a 2
Pedregulho areno-argiloso bem graduado	2 a 4
Areia bem graduada	2 a 4
Areia mal graduada	4 a 6
Argila-arenosa	4 a 6
Argila-siltosa	6 a 8
Argilas	8 a 15

**Fonte: Adaptada de INGLES & METCALF (1972).**

Para CERATTI & CASANOVA (1988), os métodos usuais para determinação do teor de cimento são trabalhosos e consomem um tempo relativamente longo, necessitando de equipamento e pessoal treinado. Isto levou os autores a estudar um método físico-químico simples e rápido, proposto originalmente pelo *Central Road Research Institute* da Índia (CRRI).

O método apresenta a vantagem de considerar a interação elétrica entre as partículas de argila e as de cimento. Da comparação dos resultados obtidos no método simplificado com aqueles obtidos a partir do método de dosagem da ABCP, verifica-se razoável concordância entre ambos, indicando ser este método bastante útil na dosagem de cimento para solos-cimento (CERATTI & CASANOVA, 1988).

Ainda, um fator importante a ser considerado é que o processo de construção em campo é menos eficiente que a moldagem de corpos-de-prova em laboratório e por isso a quantidade de cimento a ser adotada na prática deve ser maior que a determinada no laboratório. INGLES & METCALF (1972) sugerem que a quantidade de cimento determinada em testes laboratoriais deve ser multiplicada por 1,66 para superar as dificuldades de campo (FOPPA, 2005 *apud* OLIVEIRA, 2015).

## **2.5 Variáveis Determinantes no Comportamento da Mistura Solo-Cimento**

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 & 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.

### **2.5.1 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 & 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 & 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 & 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.

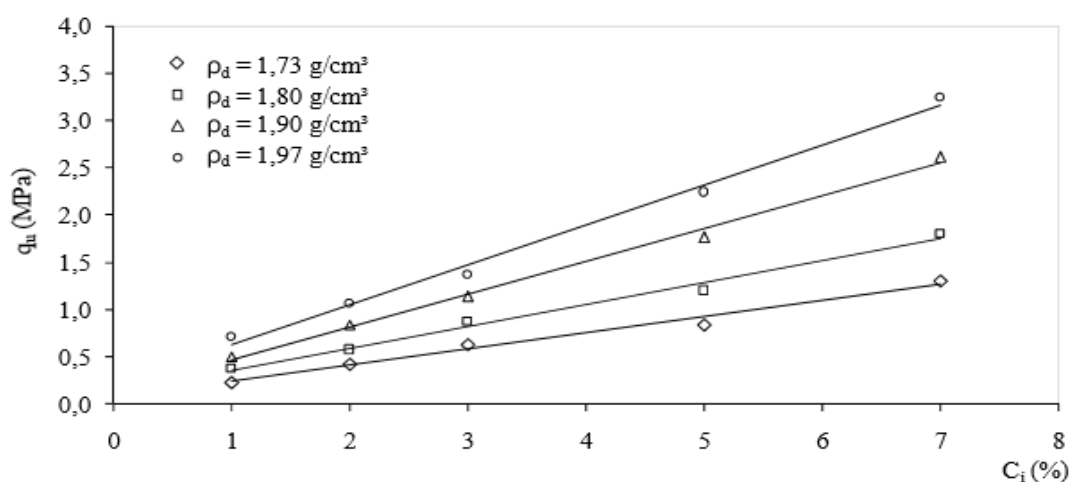
### **2.5.2 Efeitos da Qualidade do Cimento**

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 e 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 ( $\rho_d$ ).**



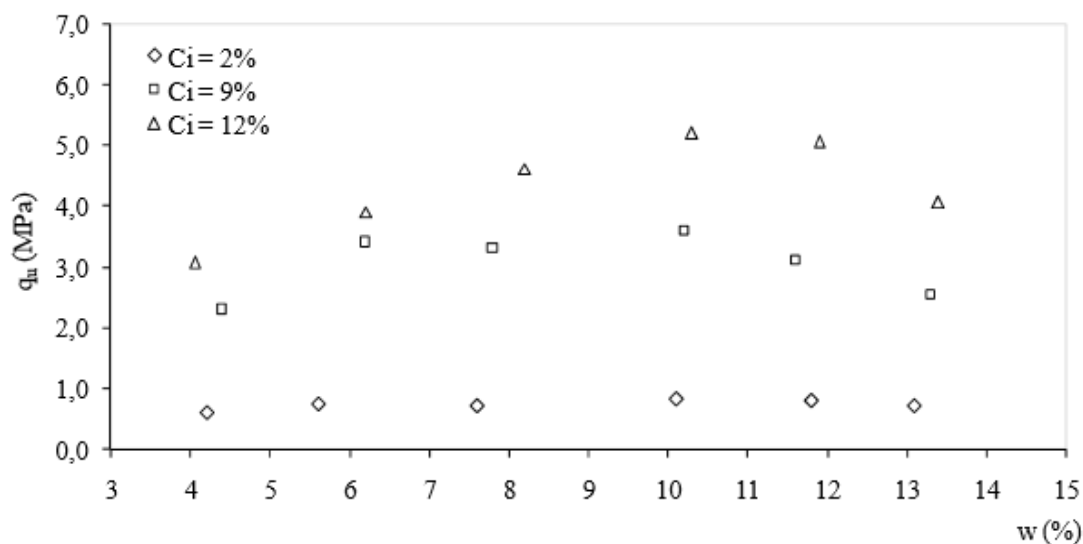
Fonte: Adaptado de FOPPA (2005).

### 2.5.3 Efeito 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 siltosos 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, conforme pode se verificar na 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).

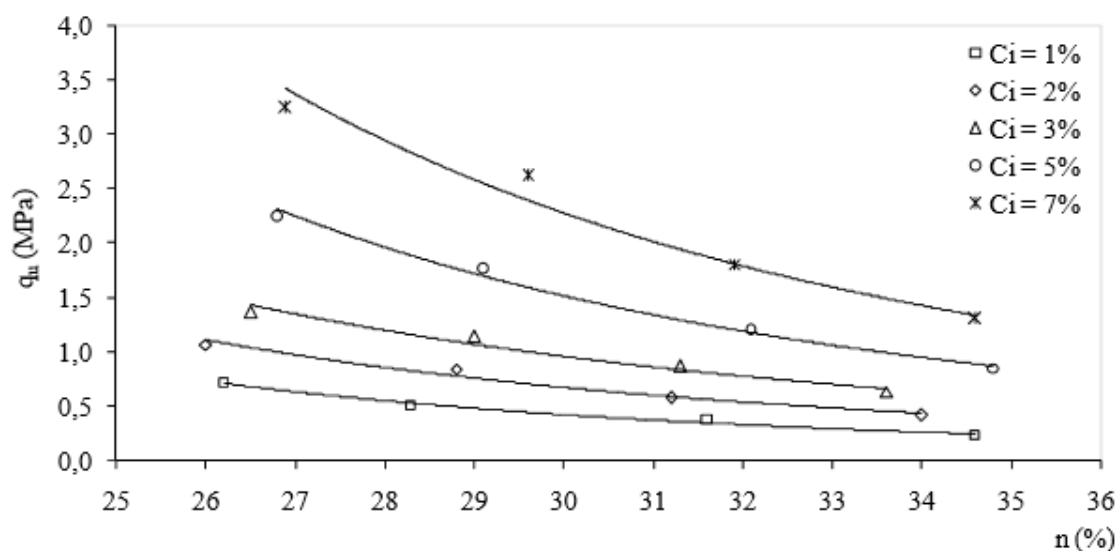
Segundo FOPPA (2005), essa variação de resistência em função da umidade de moldagem ocorre devido a alterações geradas na estrutura do solo cimentado. A quantidade de água utilizada na compactação exerce um papel fundamental na formação da estrutura, pois influencia diretamente as reações do cimento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



#### 2.5.4 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 & 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.

### **2.5.5 Efeito do Fator Água/ Cimento**

De acordo com os resultados encontrados por FOPPA (2005), não foi possível correlacionar a resistência à compressão uniaxial com o fator água/cimento, diferente do que ocorre com o concreto e com solos cimentados com teores em água muito elevados, estudados por HORPIBULSUK et al. (2003) e AZAMBUJA (2004).

No estudo realizado pelo autor, os vazios estavam parcialmente preenchidos por água, não existindo relação entre a quantidade de água e a de vazios. Assim, para o solo-cimento no estado não saturado, uma relação entre o volume de vazios e o de cimento deve ser mais adequada na análise e controle da sua resistência mecânica, pois. (CONSOLI *et al.*, 2005).

No caso de solos-cimentados com elevado teor em água e concretos, acredita-se que a correlação entre o fator água/cimento com a resistência à compressão uniaxial foi possível porque o volume de água, nestes casos, representa o volume de vazios.

### **2.5.6 Efeito do Fator Vazios/ Cimento**

Durante compactação dos solos-cimentados nunca se consegue expulsar completamente o ar do sistema, logo, a resistência não pode ser correlacionada com o fator água/ cimento, pois este só se aplica a materiais onde o ar foi totalmente expulso e os vazios existentes estão preenchidos por água (LANARCH, 1960).

Em seu estudo, LANARCH (1960) utilizou uma areia fina misturada com uma argila pulverizada na proporção de nove partes da areia para uma de argila. As porcentagens de cimento utilizadas, em relação ao peso do solo seco, foram de 5,3 %, 11,1 % e 17,7 %. Para cada porcentagem de cimento foi feita uma série de ensaios de compressão uniaxial e de flexão em vigotas, moldadas a diferentes teores em água e massas específicas aparentes secas, ambos determinados a partir das curvas de compactação das misturas de solo e cimento.

A relação  $V_v/ V_c$  utilizada por LANARCH (1960) é definida pela seguinte expressão:

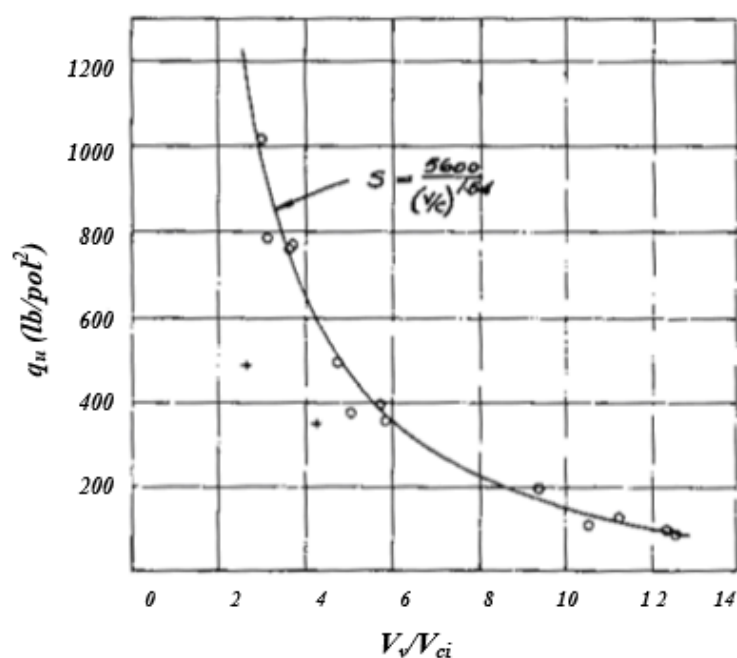
$$\frac{V_v}{V_{ci}} = \frac{\text{Volume absoluto de vazios (ar + água)}}{\text{Volume absoluto de cimento}}$$

Para LANARCH (1960), o uso deste tipo de relação, similarmente ao que ocorre em concreto, pode ser de extrema utilidade para dosagem e controle de execução de misturas de solo-cimento em campo.

A Figura 5 a seguir apresenta os resultados dos ensaios de compressão uniaxial das amostras de solo-cimento curadas previamente por 7 dias. Observa-se um bom ajuste dos dados à relação vazios/ cimento.

A partir de uma série de ensaios de compressão uniaxial, com corpos-de-prova moldados a três diferentes porcentagens de cimento, variando para cada uma delas a densidade e o teor em água da mistura, o autor obteve a relação abaixo apresentada.

Figura 2.4 - Relação vazios/cimento versus resistência à compressão simples.



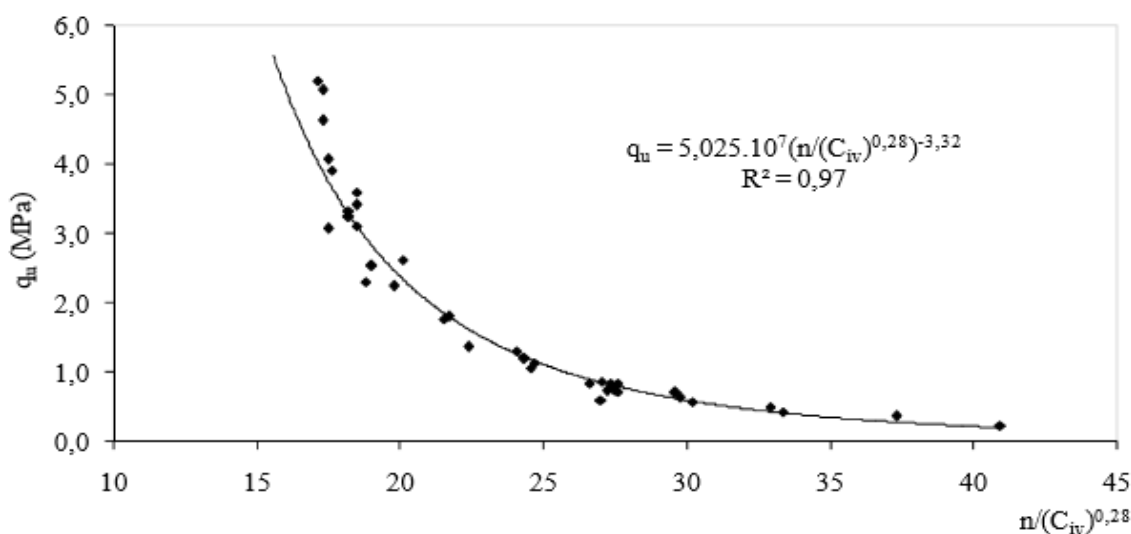
Fonte: Adaptado de LARNACH (1960).

FOPPA (2005) observou uma razoável correlação entre o fator proposto por LANARCH (1960) e a resistência à compressão uniaxial do solo-cimento compactado e que as taxas de variação da resistência à compressão uniaxial em relação às grandezas volume de vazios e volume de cimento são substancialmente diferentes.

O autor compatibilizou essas taxas através da aplicação de uma potência sobre elas. Aplicando uma potência igual a 0,28 sobre o parâmetro volume de cimento conseguiu uma melhor compatibilização dos resultados. O autor acredita

que o expoente a utilizar é função do tipo de solo. No que se segue apresenta-se a Figura 6 que apresenta a relação resistência à compressão uniaxial versus  $V_v/V_c$  0,28 obtido por FOPPA (2005).

**Figura 2.5 – 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).

Uma forma mais tangível de expressar a relação vazios/cimento pode ser feita utilizando, em alternativa ao volume de vazios, a porosidade do material, expressa em percentagem do volume total e, em vez do volume de cimento, o teor volumétrico de cimento, também expresso em percentagem do volume total. Não ocorre alteração na qualidade do ajuste dos dados, uma vez que as novas variáveis são proporcionais às utilizadas anteriormente (CONSOLI *et al.*, 2005).

## 2.6 Comportamento Mecânico

### 2.6.1 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 ( $\phi'_m$ ) durante o cisalhamento pode ser interpretado como a soma do ângulo de atrito no estado crítico ( $\phi'_{cs}$ ) e o ângulo de dilatância ( $\psi$ ) (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).

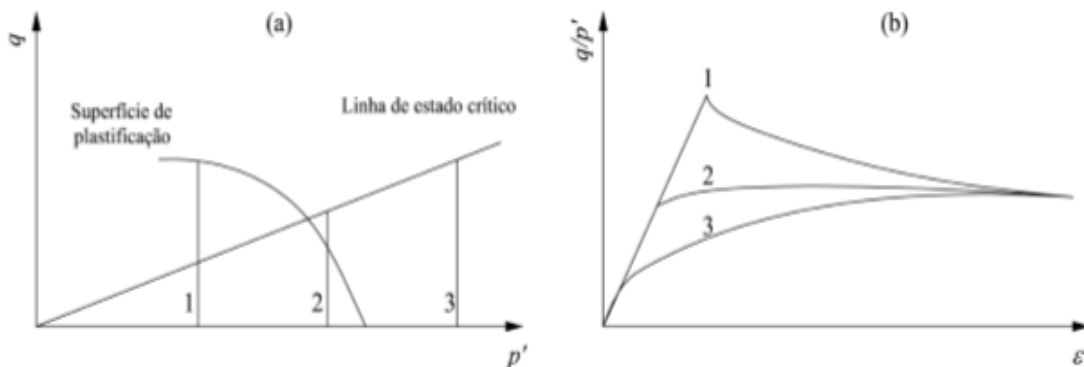
Os autores verificaram que o solo cimentado apresenta um comportamento dilatante durante o cisalhamento e que esse comportamento tende a diminuir com o aumento das tensões de confinamento.

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 & VAUGHAN, 1990 e 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.

**Figura 2.6 – 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 & 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.

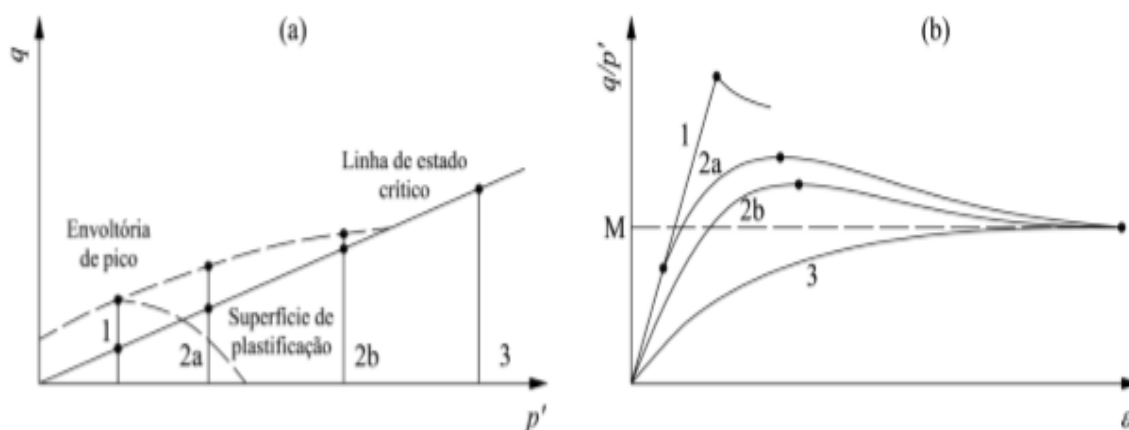
No segundo caso, a tensão confinante ainda é inferior à tensão de plastificação, porém, a trajetória de tensões ultrapassa a superfície de plastificação antes de tocar a linha de estado crítico. Nesta situação, a curva tensão-deformação possui um trecho inicial aproximadamente linear, seguido de um ponto 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 & ATKINSON (1993), as curvas tensão-deformação tendem para a linha de estado crítico do solo não cimentado, para elevados níveis de deformação.

Posteriormente, CUCCOVILLO & COOP (1999) apresentaram um modelo de comportamento onde a contribuição do atrito interno é maior que a da cimentação, conforme a Figura 2.7. Este modelo assume que o cisalhamento é controlado pela dilatância.

**Figura 2.7 – 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 & COOP (1999).**

No modelo de CUCCOVILLO & 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).

### **2.6.3 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 ( $\phi$ ), que parece não ser afetado significativamente pela cimentação (CLOUGH *et al.*, 1981 e SCHNAID *et al.*, 2001).

LADE & 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 e, 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 & 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 & OVERTON,

1989; LEROUEIL & VAUGHAN, 1990; CUCCOVILLO & COOP, 1999; MARRI, 2010 e FLOSS, 2012).

## **2.7 Considerações Finais do Capítulo**

Neste capítulo foi apresentado um breve histórico e conceitos básicos importantes 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 nessa pesquisa.

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 ao cisalhamento das misturas de utilizadas.

Foram realizados ensaios de caracterização física e compactação, com o solo natural utilizado na preparação das misturas, e ensaios de compressão triaxial, com as diferentes misturas cimentadas moldadas.

Os itens seguintes deste capítulo apresentam informações básicas sobre os materiais utilizados e a descrição dos ensaios realizados.

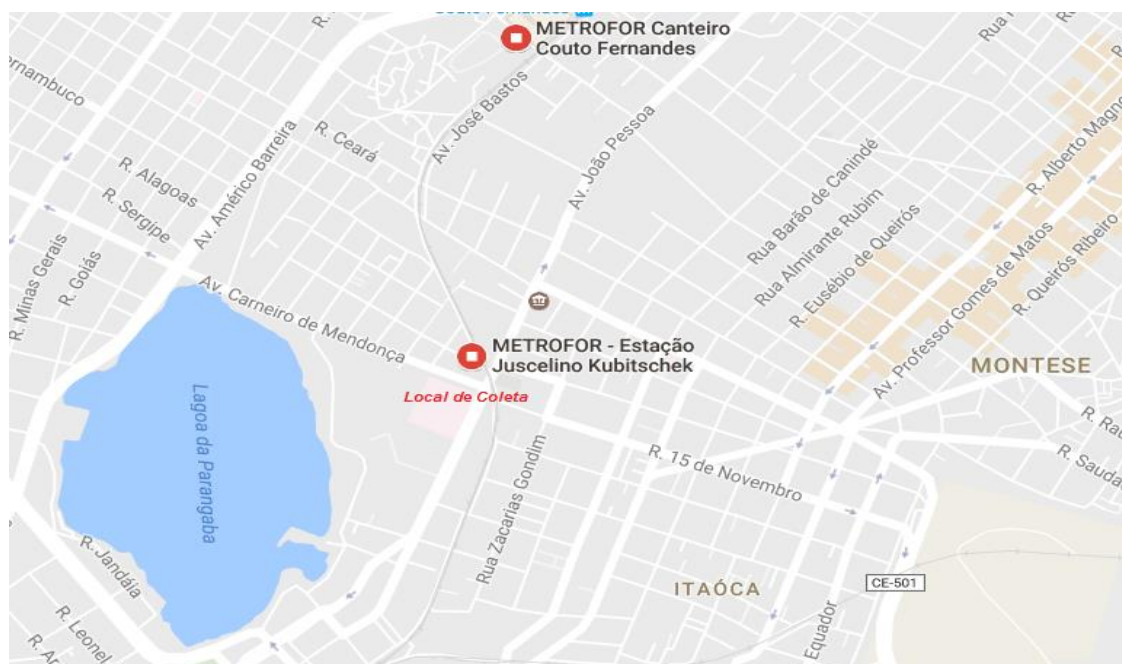
### **3.2 Materiais Utilizados**

#### **3.2.1 Solo**

O solo utilizado foi uma areia fina de baixa plasticidade. Na escolha deste material foi considerada a localização, a disponibilidade e, principalmente, a granulometria uniforme e com baixa porcentagem de finos, característica essa que minora a responsabilidade da ação da coesão do material no seu estado natural, permitindo, assim, uma análise em termos de atrito e garantindo que qualquer alteração na resistência pode ser relacionada à cimentação da mistura.

Todo o material necessário foi coletado dentro do canteiro de obra da Companhia Cearense de Transportes Metropolitanos (Metrofor) na etapa da Estação Juscelino Kubistchek, localizada no bairro Parangaba na cidade de Fortaleza – CE, no local indicado na Figura 3.1.

**Figura 3.1 – Local de coleta do solo utilizado.**



**Fonte: Google Maps (2017).**

### **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/ 91), 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/ cm<sup>3</sup>, 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.**

<b>COMPONENTES</b>	<b>% EM MASSA</b>
SiO <sub>2</sub>	22,82
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	2,43
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	6,63
CaO	55,59
MgO	3,77
SO <sub>3</sub>	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 Ensaio Realizados**

O estudo experimental foi executado em duas etapas. Na primeira, foram realizados ensaios de caracterização e de compactação do solo como base para o entendimento das propriedades do material no seu estado natural visando à preparação das misturas com diferentes teores de solo cimento. Com os resultados dessa 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 triaxiais não drenados utilizando corpos-de-prova moldados com diferentes teores de cimento (2 %, 5 % e 10 %). 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 a quantidade de ensaios realizados em cada etapa.

**Tabela 3.2 – Programa de ensaios realizados.**

<b>ETAPA</b>	<b>MATERIAL</b>	<b>TIPO DE ENSAIO</b>	<b>Nº DE ENSAIOS</b>
Caracterização	Solo	Densidade Real	3
		Analise Granulométrica	3
		Limite de Liquidez	2
		Limite de Plasticidade	2
		Compactação	4
Resistência Mecânica	Solo-cimento compactado	Compressão Triaxial	16

Fonte: **BASTOS (2017)**.

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,

conforme mostra a figura 3.2, e transportado ao Laboratório de Mecânica dos Solos e Pavimentação da UFC.

**Figura 3.2 – Solo coletado para ensaios**

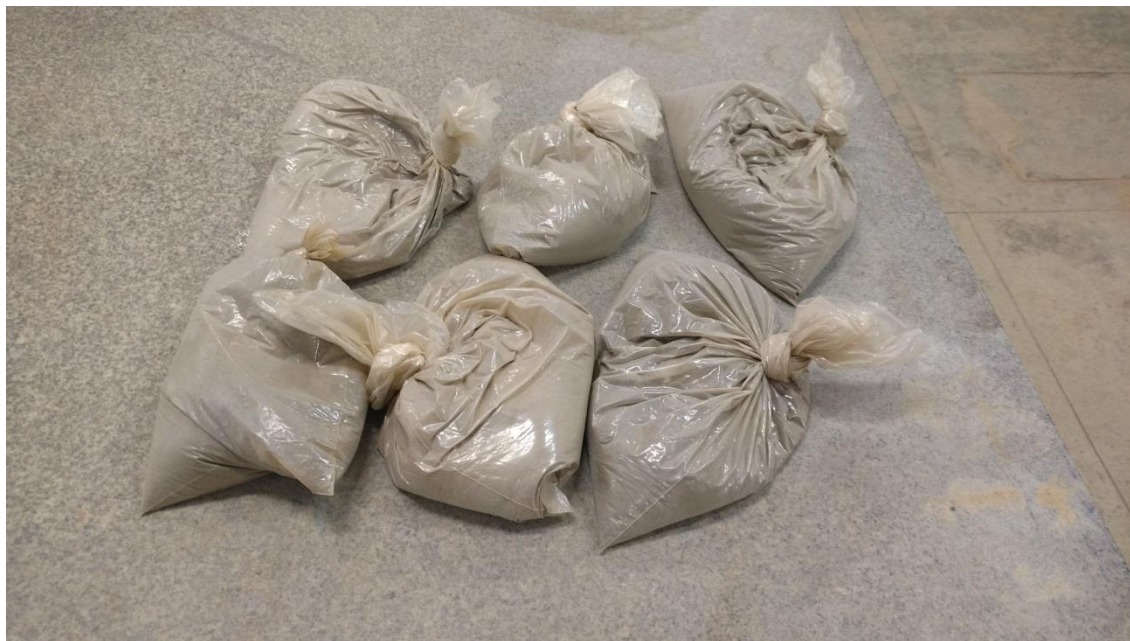


**Fonte: BASTOS (2017).**

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. Em seguida foram colocados em sacos plásticos isolados para consequente preparação da mistura, como se pode verificar na figura 3.3.

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.

**Figura 3.3 – Cimento Portland utilizado nas misturas**



**Fonte: BASTOS (2017).**

### **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 foi realizada uma única vez, seguindo os métodos descritos nas normas NBR 6459/ 84 e NBR 7180/ 84, respectivamente.



Por último, foram realizados quatro ensaios de compactação na energia Proctor Normal, um utilizando o solo sem cimento e mais três utilizando misturas de cimentadas com teores de 2, 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 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 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, como exposto na figura seguinte. 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.

**Figura 3.4 – Misturas solo-cimento para teores de 0, 2, 5 e 10 %.**



**Fonte: BASTOS (2017).**

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,  $\pm 0,5$  mm para o diâmetro e  $\pm 1$  mm para a altura.

**Figura 3.5 – Corpos de prova moldados (Teor de 10 %).**



**Fonte: BASTOS (2017).**

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 com papel filme para evitar perdas de umidade e variações de temperatura.

### ***3.3.4 Ensaios de Compressão Axial***

O ensaio de compressão triaxial é o ensaio de laboratório mais utilizado para estudar o comportamento mecânico dos solos em geral (e.g. MALANDRAKI & TOLL (2001); TOLL (2003); CRUZ (2008) e LOPES (2012)). Seus resultados

permitem a determinação 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 ( $\sigma_3$ ) 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 20 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 poropressões 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 tem capacidade de 50 kN, conforme a Figura 3.2(b). A ruptura dos corpos de prova foi feita a uma velocidade, aproximadamente constante, de 0,1667 mm/ min., 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 e curados nas mesmas condições já explicitadas. Abaixo podem ser vistas figuras representativas do equipamento utilizado assim como do painel de regulagem e aplicação de pressão confinante e contrapressão.

**Figura 3.6 – Painel e Célula de pressão para ensaios triaxiais.**



Fonte: BASTOS (2017).

### 3.4 Resultados da Investigação Experimental

Neste tópico do capítulo serão apresentados e discutidos os resultados dos ensaios de caracterização, compactação 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.

#### 3.4.1 Ensaio 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 DNER. A Tabela 3.3 apresenta as propriedades físicas e as frações granulométricas do solo estudado (média dos ensaios), além das normas referentes a cada ensaio.

**Tabela 3.3 – Propriedades físicas do solo utilizado e normas dos ensaios.**

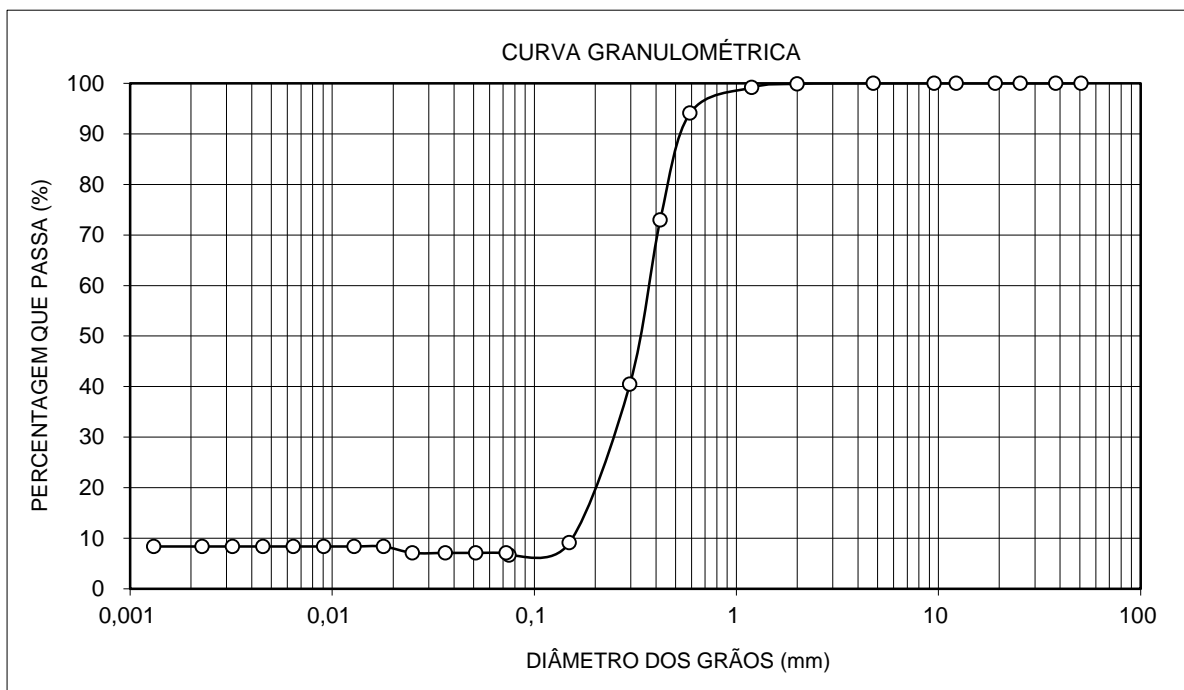
<b>ÍNDICES FÍSICOS</b>	<b>VALORES</b>	<b>NORMAS</b>
Limite de Liquidez (LL)	NL	NBR 6459/ 84
Limite de Plasticidade (LP)	NP	NBR 7180/ 84
Índice de Plasticidade (IP)	–	–
Densidade Real dos Grãos (Gs)	2,63	DNER - ME 093/ 94
% de Areia Média (0,42 < D < 2,0 mm)	25 %	
% de Areia Fina (0,05 < D < 0,42 mm)	69 %	
% de Silte (0,005 < D < 0,05 mm)	6 %	NBR 7181/ 84
% de Argila (D < 0,002 mm)	0 %	

**Fonte: BASTOS (2017).**

Pelo Sistema Unificado de Classificação do Solo (SUCS), o material utilizado foi classificado como uma areia fina, uniforme e de baixa plasticidade

(quase nenhuma, de fato). A curva granulométrica do solo estudado é apresentada na Figura 3.7.

**Figura 3.7 – Curva granulométrica do solo estudado.**

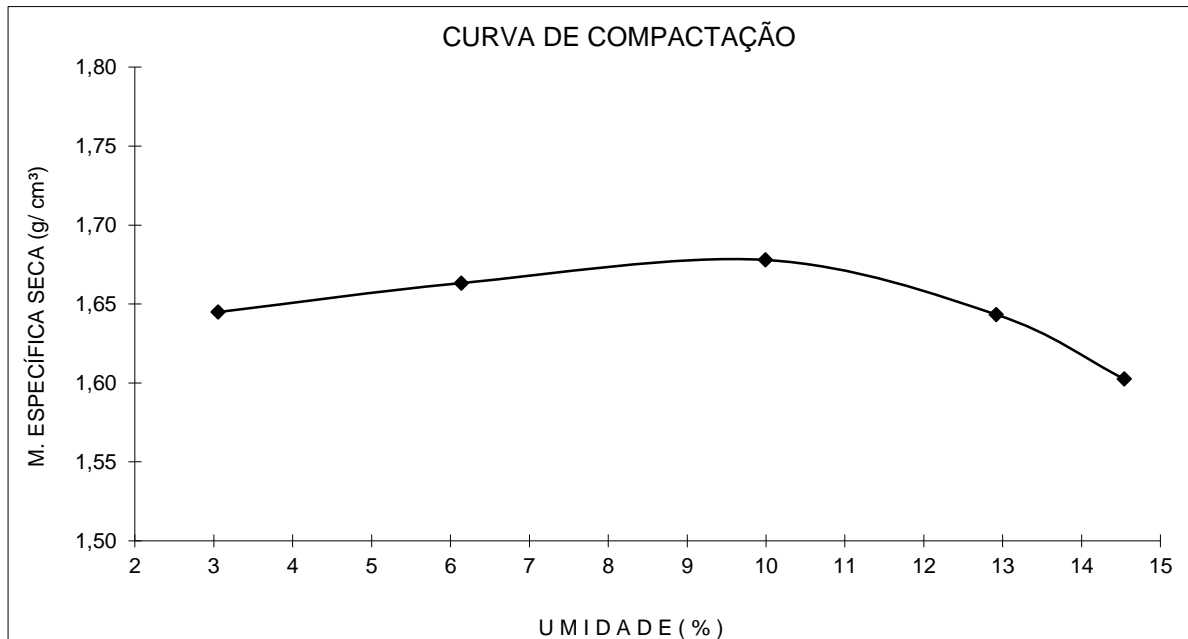


**Fonte: BASTOS (2017).**

Foi realizado um ensaio de compactação Proctor Normal com o solo não cimentado, seguindo a NBR 7182. Foi obtido um teor de umidade ótimo ( $w_o$ ) de aproximadamente 10% e uma massa específica aparente seca máxima ( $\rho_{dmax.}$ ) de 1,678 g/ cm<sup>3</sup> (aproximadamente, 1,68).

A Figura 3.8 apresenta os resultados obtidos, juntamente com a curva de compactação. A curva obtida no ensaio de compactação é compatível com a característica granular do material.

**Figura 3.8 – Curva de compactação do solo natural.**



**Fonte: BASTOS (2017).**

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 2 %, 5 % e 10 % em massa, seguindo a NBR 12023/ 92.

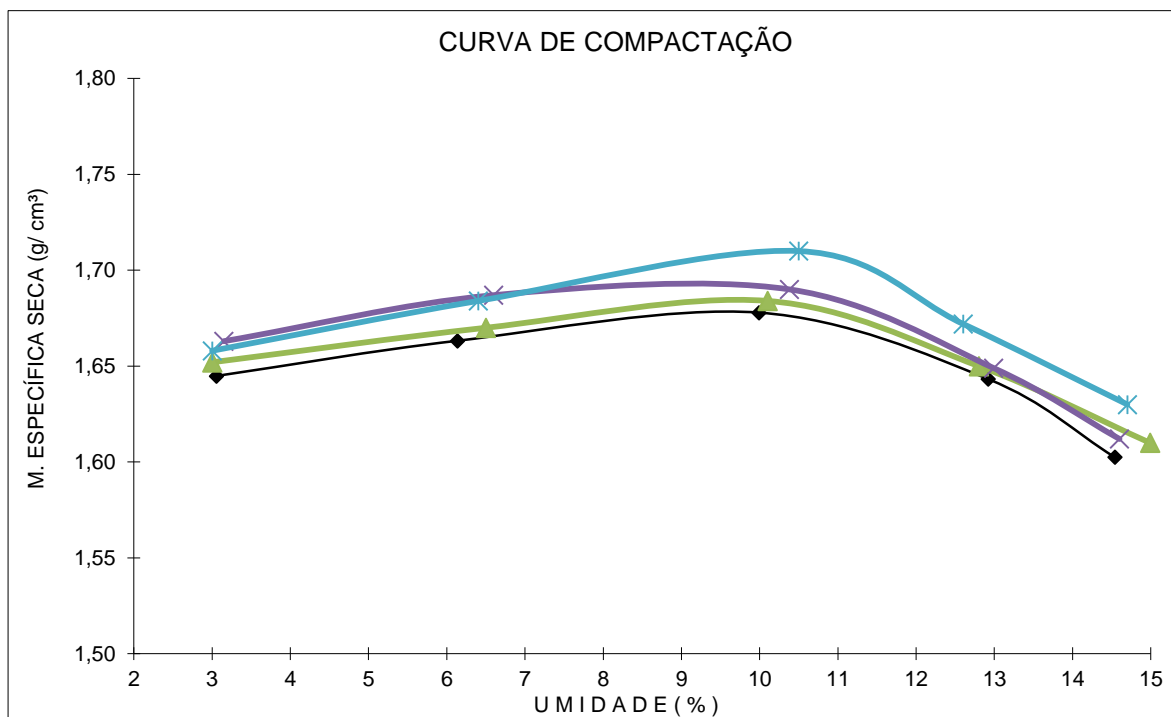
Os resultados obtidos mostram que o aumento do teor de cimento proporcionou pequenas elevações no teor de umidade ótimo e na massa específica aparente seca máxima, conforme a Figura 3.9.

Os valores dos índices físicos referentes aos pontos de massa específica aparente seca máxima das curvas da Figura 3.9 estão resumidos na Tabela 3.4.

As densidades reais dos grãos (Gs) para as misturas com 2 %, 5 % e 10 % de cimento foram estimadas em função da densidade real do cimento, apresentada por CARRIJO (2005)



**Figura 3.9 – Curvas de compactação das misturas de solo-cimento.**



**Tabela 3.4 – Índices físicos dos pontos máximos das curvas da figura 3.9.**

PARÂMETROS	Ci (%)			
	0	2	5	10
wo (%)	10	10,1	10,4	10,5
$\rho_d$ (g/ cm <sup>3</sup> )	1,67	1,69	1,69	1,71
G <sub>s</sub>	2,63	2,64	2,65	2,67
E	0,29	0,3	0,31	0,32
N	0,22	0,23	0,23	0,24

Fonte: BASTOS (2017).

Os dados da Tabela 3.9 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 ( $w_o$ ,  $p_d$ ) obtidas com o solo não cimentado.

### 3.4.2 Ensaios Triaxiais Adensados e não Drenados

Os ensaios triaxiais adensados isotropicamente (adensamento hidrostático) e não drenados (CIU) foram realizados com amostras não cimentadas e cimentadas com os mesmos teores de cimento utilizados nos ensaios de compactação (2 %, 5 % e 10 %). Também foram admitidos os mesmos valores de umidade de moldagem. Os principais resultados obtidos estão resumidos na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Resultados dos ensaios triaxiais CIU.

Ci (%)	$\sigma'_3$ (kPa)	$\epsilon a_{RUP}$ (%)	$\Delta\sigma_{RUP}$ (kPa)	$\varphi'$ (°)	$c'$ (kPa)
0	50	0,5	161	31,3	1
	100	0,5	283		
	200	0,5	506		
2	50	1,2	699	34,1	86
	100	1,15	1292		
	200	1,05	1978		
5	50	0,9	3462	37,4	203
	100	0,88	4631		
	200	0,84	5543		
10	50	0,85	6876	48,12	426
	100	0,83	9289		
	200	0,8	12105		

Fonte: BASTOS (2017).

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

#### 3.4.2.1 *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 & LEE, 1973 e LAMBE & 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 e FOPPA, 2005).

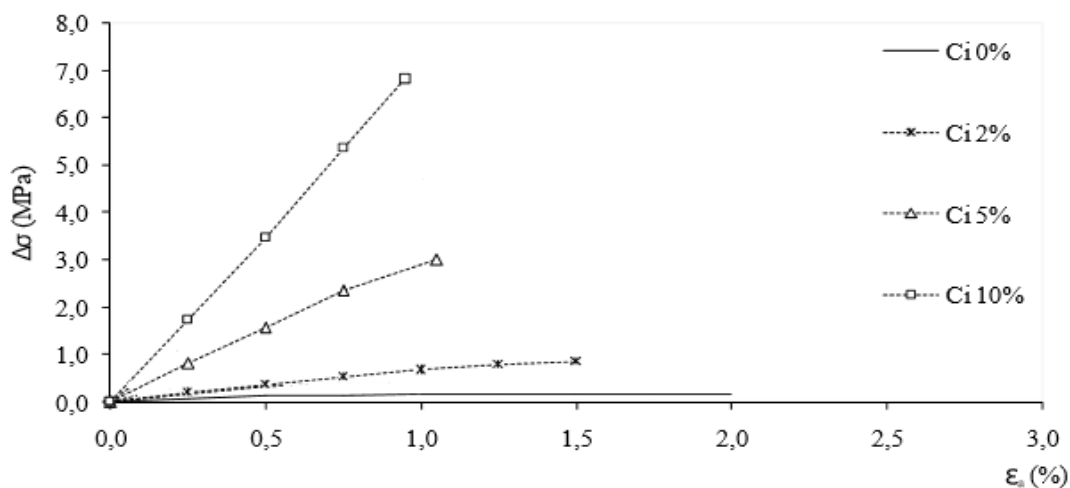
Dessa forma, entende-se que os valores de B obtidos neste trabalho, apesar de inferiores à unidade e de apresentarem uma pequena variação, indicam que os corpos-de-prova utilizados nos ensaios triaxiais atingiram um alto grau de saturação (possivelmente, superior a 90 %), fazendo com que os efeitos das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

#### 3.4.2.2 *Comportamento Tensão-Deformação*

As Figuras de 3.10 a 3.12 apresentam as curvas tensão-deformação, plotadas no espaço deformação axial versus tensão desvio ( $\epsilon_a$ ,  $\Delta\sigma$ ), 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

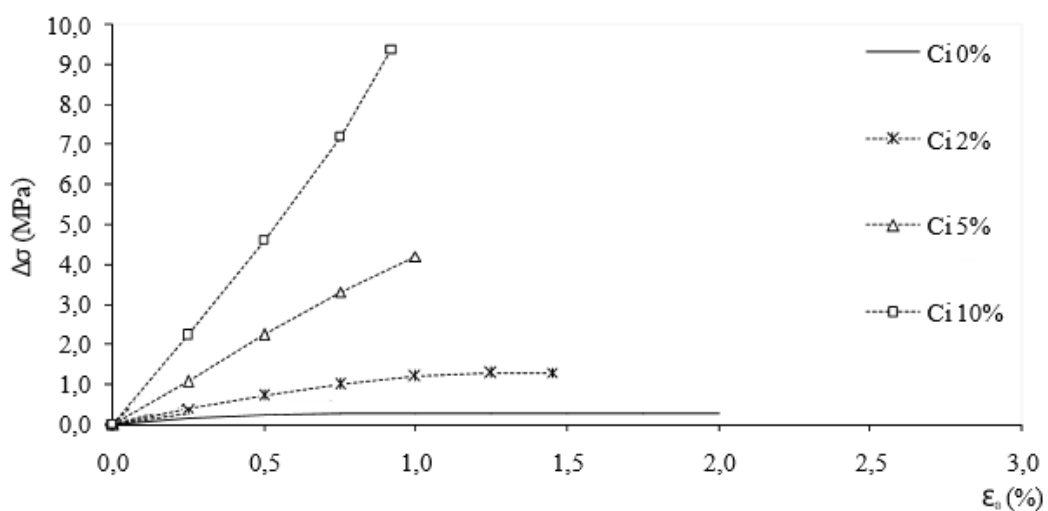
típico de solos cimentados, com aumento da resistência de pico e da rigidez inicial em função do aumento do teor de cimento e da tensão confinante aplicada.

Figura 3.10 – Curvas tensão-deformação para a tensão confinante de 50 kPa.



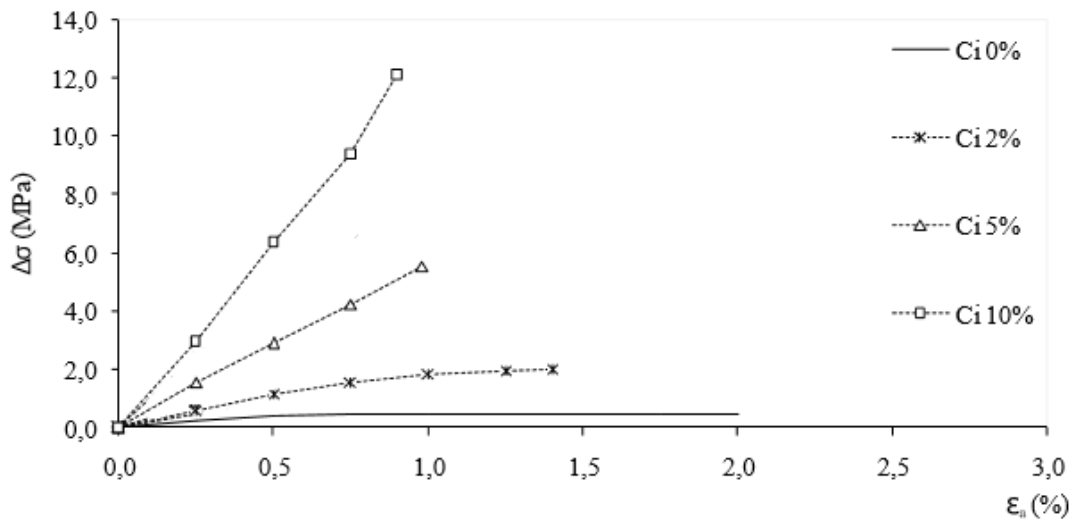
Fonte: BASTOS (2017).

Figura 3.11 – Curvas tensão-deformação para a tensão confinante de 100 kPa.



Fonte: BASTOS (2017).

Figura 3.12 – Curvas tensão-deformação para a tensão confinante de 200 kPa.



Fonte: BASTOS (2017).

A amostra não cimentada apresentou 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 essa amostra a deformação axial do ponto de plastificação foi de aproximadamente 0,5 %.

Nas amostras cimentadas com teores de cimento de 2, 5 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 0,8 e 1,2 %. A amostra cimentada com 2 % de cimento apresentou um primeiro ponto de plastificação com 1 % de deformação, antes da ruptura total.

Para a amostra não cimentada, o ponto de ruptura foi definido como sendo o final do trecho linear ( $\epsilon_a = 0,5$  %). Para a amostra cimentada com 2 %, ocorreu um comportamento não-linear até ( $\epsilon_a = 1$  %) a partir do qual as deformações são crescentes sem mobilização de mais resistência. Esse ponto foi

considerado como a ruptura do material. Já para as amostras cimentadas com 5 e 10 % de cimento, foi adotado como ponto de ruptura o ponto de máxima tensão desvio. As Figuras de 3.13 a 3.16 apresentam o aspecto geral dos corpos-de-prova cimentados com 2, 5 e 10 % de cimento, após os ensaios. Estes corpos-de-prova apresentaram ruptura frágil, com clássica formação de planos de cisalhamento, e, em alguns casos, a ocorrência de trincas quase verticais em toda a sua lateral. A ruptura destes corpos de provas ocorreu semelhante a um solo com plasticidade, mas com teor de umidade abaixo do limite de plasticidade, onde se observa um comportamento “quebradiço”.

Nas amostras não cimentadas a ruptura se deu por "embarrigamento", característica comportamental própria de solos.

**Figura 3.13 – Aspecto geral dos corpos-de-prova após a ruptura (a).**



Fonte: BASTOS (2017).

**Figura 3.14 – Aspecto geral dos corpos-de-prova após a ruptura (b).**



**Fonte: BASTOS (2017).**

**Figura 3.15 – Aspecto geral dos corpos-de-prova após a ruptura (c).**



**Fonte: BASTOS (2017).**

**Figura 3.16 – Aspecto geral dos corpos-de-prova após a ruptura (d).**



**Fonte: BASTOS (2017).**

#### *3.4.2.3 Variação da Poro-Pressão*

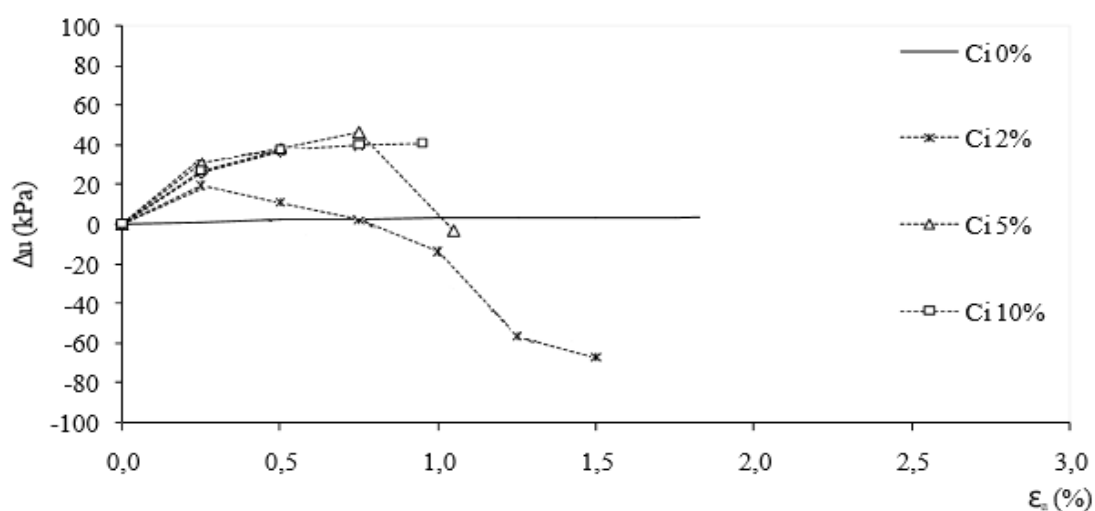
As Figuras de 3.17 a 3.19 apresentam a variação das poro-pressões ( $\Delta u$ ) de todos os corpos-de-prova utilizados nos ensaios triaxiais em função das deformações axiais, para as três tensões confinantes empregadas (50, 100 e 200 kPa, respectivamente). Pode-se observar pelas figuras que o aumento da quantidade de cimento alterou o comportamento volumétrico do material, criando uma tendência à dilatância durante o cisalhamento, observada pela diminuição das poro-pressões. Esse comportamento é típico de materiais muito compactos.

Os corpos-de-prova cimentados apresentaram um comportamento compressivo até próximo da plastificação convencionalmente denominada como ruptura, 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



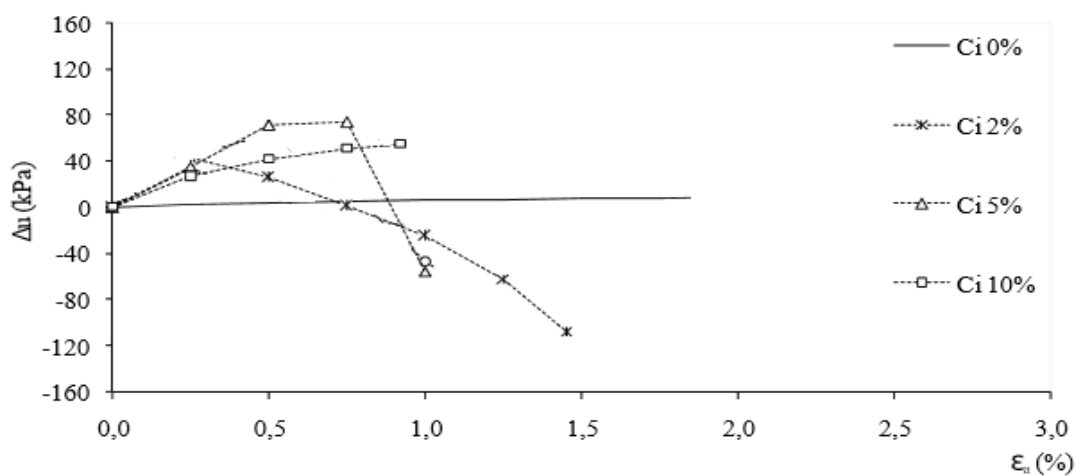
até atingir variações negativas. Para as amostras não cimentadas as variações de poro-pressões foram positivas, mas com valores muito baixos. A tendência dilatante, com a diminuição das poro-pressão, ficou mais evidente nos corpos-de-prova com 2 e 5 % de teor de cimento. As amostras com 10 % apresentaram, respectivamente, diminuição e estabilização das poro-pressões, antes da ruptura, mas não apresentaram variações negativas.

**Figura 3.17 – Geração de poro-pressão para a tensão confinante de 50 kPa.**



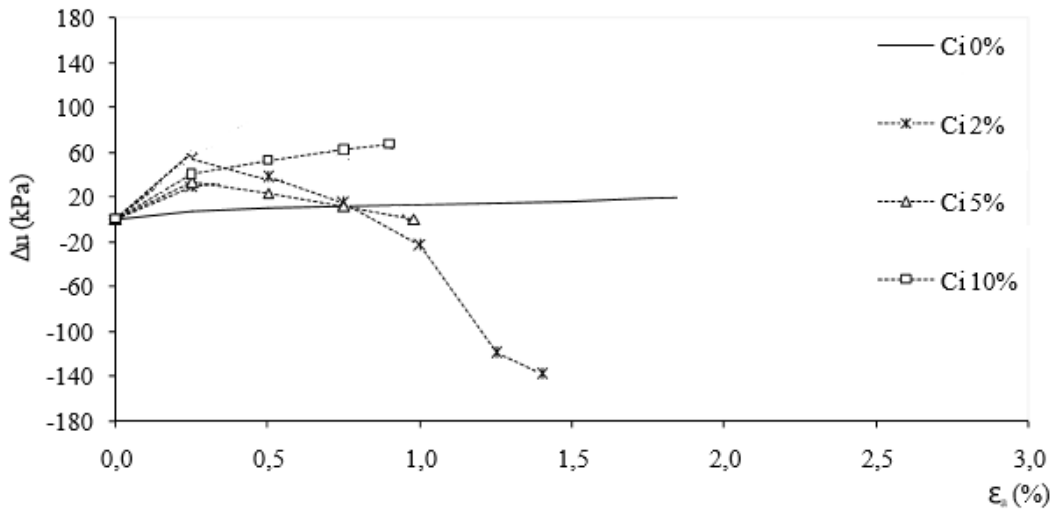
Fonte: BASTOS (2017).

**Figura 3.18 – Geração de poro-pressão para a tensão confinante de 100 kPa.**



Fonte: BASTOS (2017).

Figura 3.19 – Geração de poro-pressão para a tensão confinante de 200 kPa.

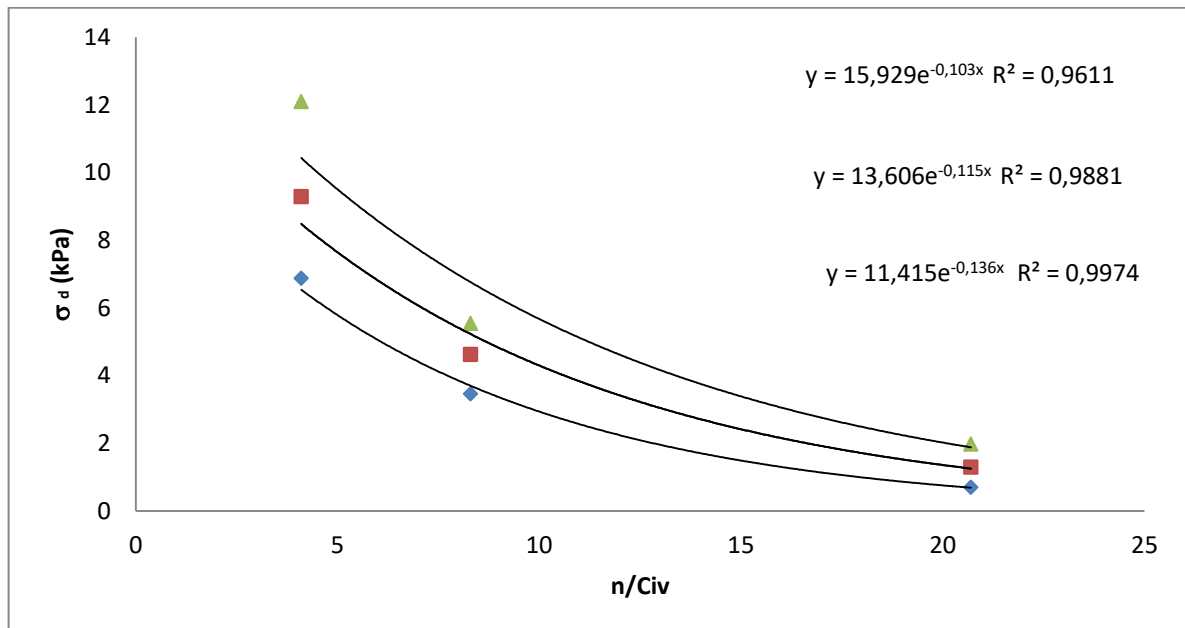


Fonte: BASTOS (2017).

#### 3.4.2.4 Variação da Resistência ao Cisalhamento

A Figura 4.13 apresenta a variação das tensões desvio na ruptura em função do fator vazio/ 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 ( $R^2 = 0,961$ , mínimo).

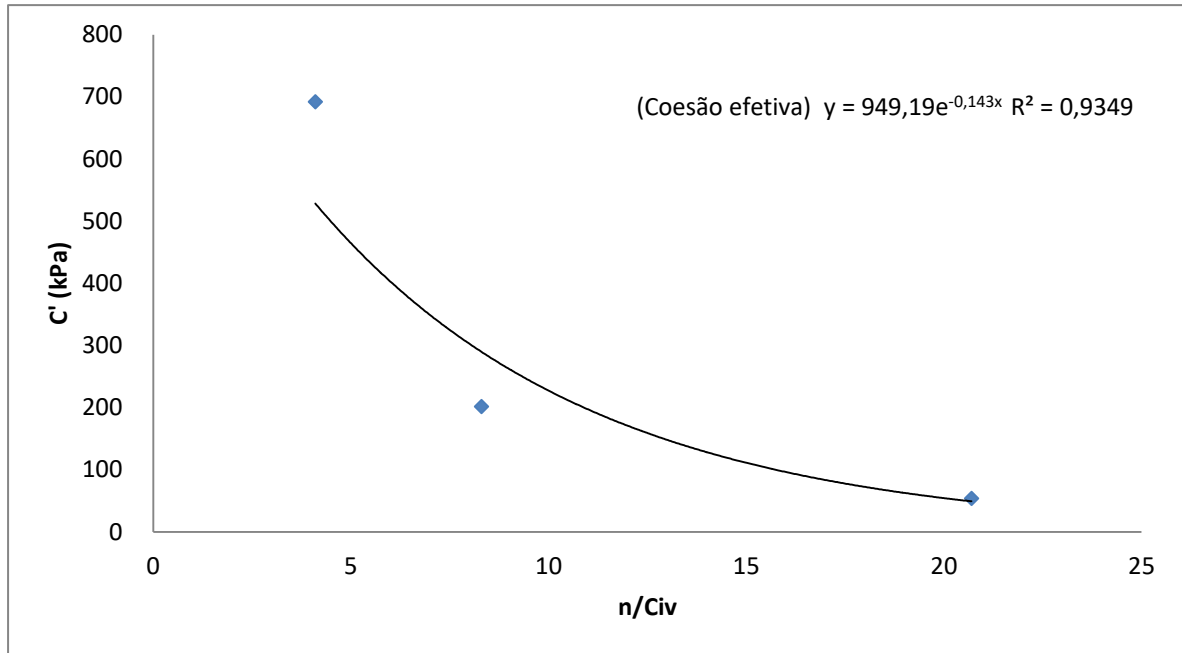
**Figura 3.20 – Variação da tensão desvio de ruptura para as três tensões confinantes em função da relação vazio/ cimento.**



Fonte: BASTOS (2017).

A Figura 3.21 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 apresentou  $R^2 = 0,935$ .

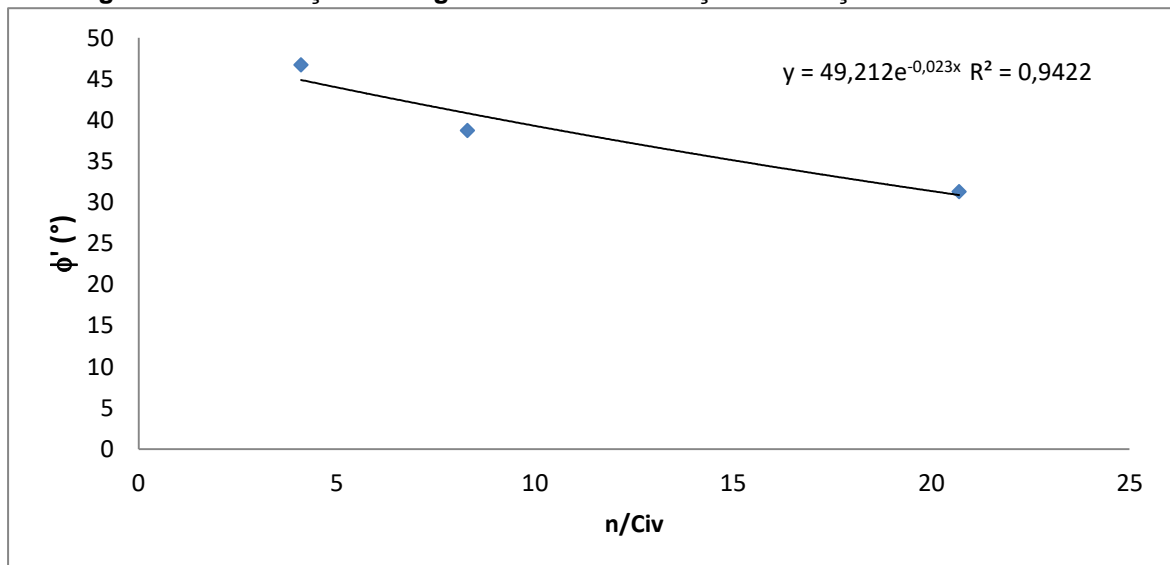
Figura 3.21 – Variação da coesão em função da relação vazio/ cimento.



Fonte: BASTOS (2017).

Por último, a Figura 3.22 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 ( $R^2 = 0,942$ ).

Figura 3.22 – Variação do ângulo de atrito em função da relação vazio/ cimento.



Fonte: BASTOS (2017).

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 & OVERTON, 1989; ROHLFES JR, 1996 e 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 e LOPES, 2012). Pode-se concluir nesse trabalho que a envoltória de fato é não linear, ou seja, o ângulo de atrito pode ser considerado variável para baixos valores de tensão confinante e constante, independente do teor de cimentos para tensões mais elevadas.

A variação do ângulo de atrito em função do teor de cimento relatado nesse e em outros trabalhos (MARRI, 2010, CONSOLI *et al.*, 2012 e OLIVEIRA, 2015), mostra que com o incremento de porcentagens moderadas de cimento é possível melhorar substancialmente as propriedades mecânicas da mistura a começar pelo próprio aumento do ângulo de atrito. Os valores obtidos neste estudo foram bastante satisfatórios, variando entre 31,5 ° e 46,7 ° (ângulos efetivos). Os maiores valores encontrados na literatura variaram em torno de 50 °.

O solo utilizado para a elaboração deste trabalho possui uma distribuição granulométrica não uniforme, com boa porcentagem de finos não plásticos. 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 & 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 cimentados,

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 & OVERTON, 1989; LEROUEIL & VAUGHAN, 1990; CECCONI *et al.*, 1998; MARRI, 2010 e 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 realizados ensaios CIU e não foi possível quantificar o comportamento dilatante das amostras.

### **3.5 Considerações Finais do Capítulo**

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 dos teores de cimento sobre os parâmetros de resistência das misturas utilizadas.

Também neste capítulo foram apresentados e discutidos os resultados dos ensaios de caracterização física, compactação e resistência à compressão 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 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 dilatante. 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  $n/ C_{iv}$ .

Um ponto importante a ser observado nos resultados dos ensaios triaxiais foi o aumento do ângulo de atrito com o aumento do teor de cimento, para as tensões confinantes de ensaio. 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 triaxiais foram utilizados para a elaboração do modelo de envoltória linear proposto para os solos artificialmente cimentados, apresentado no capítulo seguinte.

## 4. PROPOSTA DE FORMULAÇÃO DE ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA

### 4.1 Considerações Iniciais

A envoltória de ruptura dos solos com cimentação artificial apresenta um comportamento de caráter não linear, sendo que a curvatura aumenta com o incremento do teor de cimento e a inclinação diminui com o aumento da tensão confinante (e.g. LADE & OVERTON, 1989; LEROUEIL & VAUGHAN, 1990; CUCCOVILLO & COOP, 1999, MARRI, 2010; entre outros). Entretanto, a maioria das aplicações de engenharia atuais, que utilizam melhoramento por cimentação artificial, restringe-se a teores baixos de aglomerante.

Apesar de esse comportamento variar com o nível de confinamento, a maior parcela das obras ocorre entre pequenas e médias profundidades e dessa forma variando pouco em relação às tensões confinantes. Assim, para estas situações práticas, a utilização do comportamento linear permite uma melhor forma de utilização em projetos geotécnicos.

A cimentação artificial causa um melhoramento na compressibilidade e na resistência ao cisalhamento dos solos. Nos solos não saturados, a sucção causa um efeito semelhante, embora que de forma não permanente. Esse aspecto é importante, pois será utilizado para definição de uma formulação para resistência ao cisalhamento dos solos cimentados artificialmente.

Com base nesta observação, o presente trabalho propõe a utilização do critério de ruptura de Mohr-Coulomb modificado por FREDLUND *et al.* (1978), com algumas adaptações, para estimar a resistência dos solos artificialmente cimentados.



A utilização do modelo de FREDLUND *et al.* (1978) para solos cimentados terá como diferencial a forma de obtenção dos parâmetros da envoltória, além de que os dois parâmetros de resistência, coesão e ângulo de atrito variam com a cimentação. No modelo de solos não saturados a determinação é feita em função da sucção enquanto que na metodologia proposta nesta pesquisa, a determinação será feita em função do teor de cimento.

## **4.2 Critérios de Resistência**

O projeto de obras geotécnicas é fortemente influenciado pelas condições de resistência e estabilidade do maciço. Por esse motivo, o critério de resistência de solos sempre foi um foco de interesse na engenharia geotécnica, ou seja, os critérios de resistência são formulações que procuram refletir as condições em termos de tensões em que ocorre a ruptura dos materiais.

Existem critérios que estabelecem máximas tensões de compressão, de tração ou de cisalhamento. Outros que se referem a máximas deformações. Outros, ainda consideram valores limites de energia de deformação (MAXWELL, 2011).

Um critério é satisfatório na medida em que reflete o comportamento do material em consideração. Entre os critérios de resistência de solos mais usados tem-se notoriamente reconhecido o critério de Mohr-Coulomb. Também são usados os critérios de Tresca e Drucker e Prager. Para maciços rochosos a utilização do critério de Hoek e Brown é mais realista.

### **4.2.1 Critério de Resistência de Mohr-Coulomb**

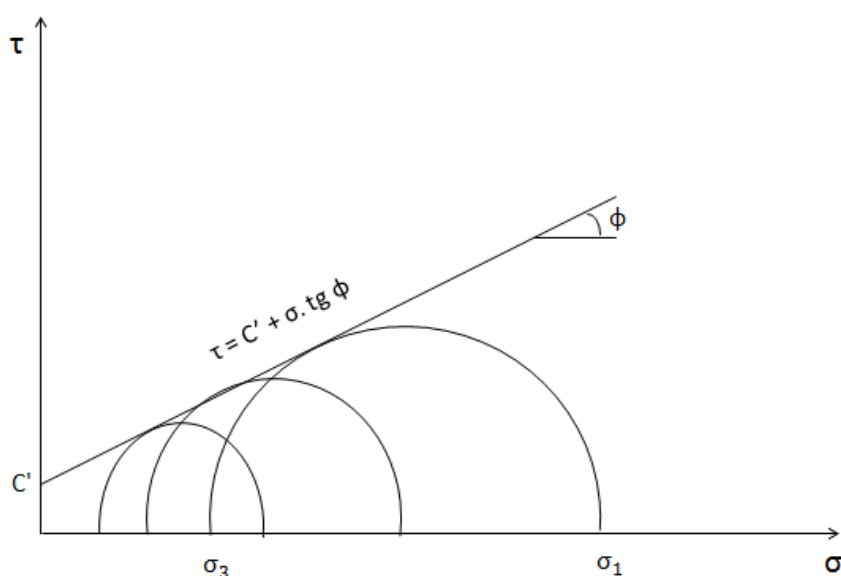
O colapso se dá quando a tensão cisalhante atuante no plano de resistência alcança o valor da tensão cisalhante de resistência do material. No critério de Mohr a envoltória é comumente curva, embora possa ser ajustada por uma reta no intervalo

de tensões normais de interesse, ou seja, adotando-se o critério de Mohr-Coulomb. A Equação (4.1) descreve esse comportamento.

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan\phi \quad (4.1)$$

A Figura (4.1) a seguir indica o comportamento das tensões atuantes na superfície de resistência de Mohr-Coulomb de acordo com a Equação (4.1).

Figura 4.1 – Critério de escoamento de Mohr-Coulomb no plano ( $\sigma, \tau$ ).



Fonte: BASTOS (2017).

#### 4.2.2 Critério de Resistência em Solos Não Saturados

O estado de tensões em solos não saturados difere daquele para solos saturados ou secos. Para solos saturados o sistema de tensões é bifásico (solo-ar ou solo-água), a pressão da água é positiva e age no sentido de reduzir a tensão atuante no esqueleto sólido. Neste sistema é válido o princípio de tensões efetivas de Terzaghi (e.g. LAMBE & WITHMAN, 1969), equação (4.2):

$$\sigma' = \sigma - u_w \quad (4.2)$$

Onde:

$\sigma'$  é a tensão normal efetiva;

$\sigma$  é a tensão normal total;

$u_w$  é a poro-pressão.

Já no caso dos solos não saturados, o sistema é trifásico (solo-ar- água), sendo que a pressão de ar é maior que a pressão de água.

Adotando-se o critério de resistência de Mohr-Coulomb, Fredlund et al (1978) incorporou o efeito da sucção, resultando na equação (4.3), conforme a seguir:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \varphi' + (u_a - u_w) \tan \varphi^b \quad (4.3)$$

Nesta seção foram apresentados os conceitos básicos e as equações que definem os critérios de ruptura em geral e foi dada especial atenção ao critério para solos não saturados adaptado por FREDLUND *et al.* (1978). Não foi apresentada a metodologia para determinação das equações, por não fazer parte do escopo do trabalho.

### 4.3 Metodologia Proposta

O critério de Mohr-Coulomb modificado por FREDLUND *et al.* (1978) assume que o maciço de solo é isotrópico e pode ser representado por um meio contínuo equivalente, onde a parcela de coesão é influenciada pelo grau de saturação que por sua vez reduz a resistência do maciço. No caso do solo com

cimentação artificial, a isotropia também pode ser assumida e a resistência aumenta em função do nível de cimentação.

É válido salientar, entretanto, que diferentemente do que ocorre no estudo de solos não saturados em que o umedecimento, ou seja, o aumento do grau de saturação do solo gera uma perda de resistência do maciço devido à diminuição ou mesmo eliminação de uma parcela da coesão, a coesão aparente neste caso, no estudo ligado a solos cimentados pode-se idealizar que um aumento no teor de cimento gera, não apenas um aumento na parcela de coesão como também na parcela do atrito.

Imagina-se que tal situação pode ser entendida pelo fato de que com o aumento do teor de cimento este preenche cada vez mais os vazios existentes aumentando os pontos de ligação, mas também propiciando um travamento entre partículas maior e mais forte nos pontos já cimentados influenciando, assim, tanto na coesão quanto no atrito, respectivamente.

Com isso, para a utilização da envoltória proposta, tanto os parâmetros de coesão quanto de atrito serão calculados para o maciço em função do grau de cimentação, esses podem ser determinados para o solo artificialmente cimentado em função do teor de cimento, que representa o nível de cimentação artificial ao qual o solo está submetido.

Para determinar os parâmetros de resistência serão realizadas análises dos valores obtidos dos ensaios de compressão triaxial para o solo em questão e verificado o ajustamento desses que melhor se adeque aos resultados levantados, mas que mantenha um nível de praticidade condizente com a aplicação da proposta. Assim sendo, as correlações da equação para a obtenção da resistência proveniente da adaptação do critério modificado de FREDLUND *et al.* (1978) para solos artificialmente cimentados será reescrita como:

$$\tau = C_t + \sigma \operatorname{tg}(\varphi_{ci}) \quad (4.7)$$

Dessa maneira, é importante que se demonstre que tanto a parcela de atrito resultante terá influência do ângulo de atrito inicial (solo sem adição de cimento) e do teor de cimentação existente na mistura considerada, como a coesão total também será uma combinação entre o intercepto coesivo do solo no estado natural e do aumento de ligações cimentícias que irão gerar um aumento significativo no intercepto de coesão total.

É válido salientar, que segundo ajustes apresentados adiante neste texto, as parcelas de atrito e coesão serão relacionadas pelas funções apresentadas respectivamente como:

$$\varphi_{ci} = \varphi_0 \cdot e^{\alpha \cdot Ci} \quad (4.8)$$

Onde:

$\varphi_{ci}$  é o ângulo de atrito da mistura solo-cimento;

$\varphi_0$  é ângulo de atrito do solo no estado natural;

$\alpha$  é o fator de ajuste;

$Ci$  é o teor de cimento utilizado.

$$C_t = c' + Ci \cdot \tan\beta \quad (4.9)$$

Onde:

$C_t$  é o intercepto de coesão total;

$c'$  é o intercepto de coesão do solo sem cimentação;

$Ci$  é o teor de cimento utilizado;

$\beta$  é a inclinação de variação dos interceptos coesivos em função dos teores de cimento.

Considerando agora as influências da cimentação no ângulo de atrito e no intercepto coesivo é possível correlacionar as equações de 4.7 a 4.9 e obter a equação geral de resistência para solos cimentados:

$$\tau = c' + \sigma \cdot \tan(\varphi_0 \cdot e^{\alpha \cdot Ci}) + (Ci) \cdot \tan\beta \quad (4.10)$$

Para aferição dos ajustes realizados foram aplicados os dados obtidos neste trabalho durante a realização da campanha experimental que conta com a realização de ensaios de compressão triaxial de solo no seu estado natural (0 %) e com teores de 2, 5 e 10 % de cimento. Os resultados foram apresentados no capítulo anterior e estão dispostos na tabela 4.1.

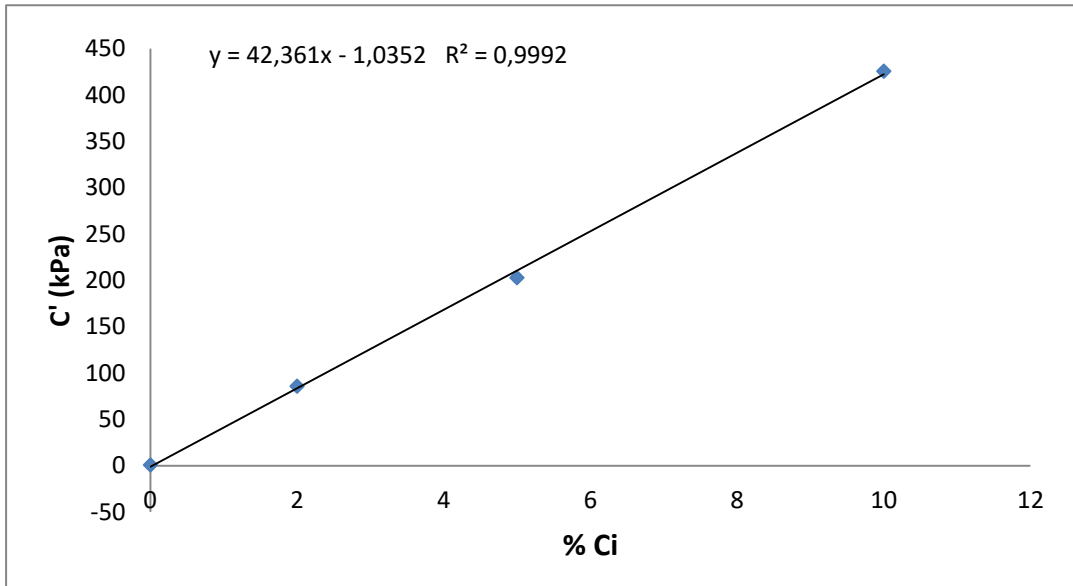
**Tabela 4.1 – Resultados dos parâmetros de resistência dos ensaios realizados.**

<b>% Ci</b>	<b><math>\varphi</math></b>	<b><math>c'</math></b>
0	31	1
2	34	86
5	37	203
10	48	426

**Fonte: BASTOS (2017).**

De posse dos seguintes dados foram realizados ajustamentos que buscassem correlacionar da melhor maneira possível os resultados acima mencionados. É importante salientar que para a variação do intercepto coesivo com o teor de cimento foi adotado um ajuste linear, conforme apresentado na figura 4.2.

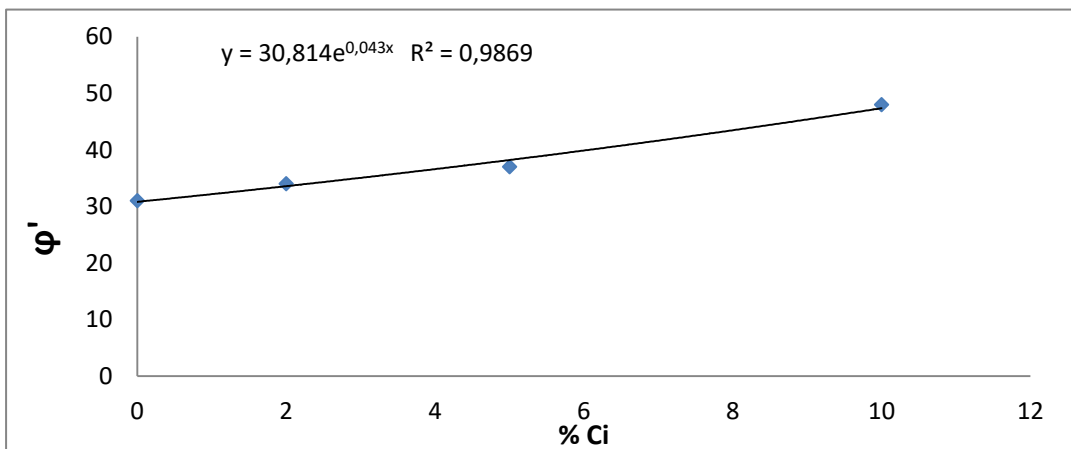
Figura 4.2 – Intercepto coesivo x Teor de cimento para os resultados de Bastos (2017).



Fonte: BASTOS (2017).

Como se pode perceber o ajuste linear foi de boa qualidade garantindo um razoável alinhamento entre o ajuste linear proposto e os valores de ensaio obtidos no presente trabalho. Já para a avaliação do crescimento do ângulo de atrito com os níveis de cimentação foi verificado como melhor ajuste o exponencial. Apresentado na figura 4.3.

Figura 4.3 – Ângulo de atrito x Teor de cimento para os resultados de Bastos (2017).



Fonte: BASTOS (2017).

Da mesma forma, o ajuste exponencial neste caso também foi de boa qualidade garantindo um razoável alinhamento entre o ajuste proposto e os valores de ensaio obtidos no presente trabalho.

Assim sendo, é possível de posse das equações de ajuste obtidas tanto para as variações de coesão quanto de atrito estabelecer os valores mais coerentes de  $\alpha$  e  $\phi_0$  para o cálculo da parcela de atrito e  $\beta$  para a parcela de coesão. Tais valores estão dispostos na tabela 4.2 a seguir.

**Tabela 4.2 – Resultados de  $\alpha$ ,  $\phi_0$  e  $\beta$  obtidos dos modelos ajustados.**

$\phi_0$	30,814°
$\alpha$	0,043
$\beta$	88,65°

**Fonte: BASTOS (2017).**

Assim sendo, utilizando os parâmetros obtidos dos modelos de ajuste e aplicando na equação 4.10 proposta nesse trabalho com esses, propõe-se prever o comportamento de resistência da mistura de solo-cimento através da análise do gráfico  $\tau \times \sigma$ . Logo, para isso foi realizado o cálculo dos valores de ângulo de atrito e intercepto coesivo para o solo natural e as misturas dosadas por meio da metodologia proposta, conforme é explicitado abaixo.

Vide equação 4.8 e parâmetros obtidos do ajuste, temos que:

$$\varphi_{Ci} = 30,814^\circ \cdot e^{0,043 \cdot Ci}$$



Logo, para  $C_i = 0 \%$  (solo natural), tem-se:

$$\varphi_{C_i} = 30,81^\circ$$

Para  $C_i = 2 \%$  (mistura solo-cimento), tem-se:

$$\varphi_{C_i} = 33,6^\circ$$

Para  $C_i = 5 \%$  (mistura solo-cimento), tem-se:

$$\varphi_{C_i} = 38,2^\circ$$

Para  $C_i = 10 \%$  (mistura solo-cimento), tem-se:

$$\varphi_{C_i} = 47,3^\circ$$

No que concerne ao cálculo do intercepto coesivo, tem-se que como o ajuste é linear e o equacionamento proposto para essa parcela também segue o mesmo padrão, pode-se realizar uma identificação de parcelas correlatas onde cada parcela da equação guarda correlação com uma parcela da outra equação.

Segundo a equação 4.9 temos que:

$$C_t = c' + C_i \cdot \tan\beta$$

E do ajuste realizado obteve-se:

$$y = 42,361 \cdot x - 1,0352$$

Onde necessariamente pode-se correlacionar:

$$C_i \leftrightarrow x$$

$$\tan\beta \leftrightarrow 42,36$$

$$c' \leftrightarrow -1,0352$$

O valor negativo da parcela da coesão natural, claro não se deve a ocorrência física, evidentemente, mas sim ao fato de tal valor ter sido advindo de um ajuste puramente matemático e sem nenhuma interpretação real.

No que concerne aos resultados temos que:

Para  $C_i = 0 \%$  (solo natural), tem-se:

$$C_t = 0 \text{ kPa}$$

Para  $C_i = 2 \%$  (mistura solo-cimento), tem-se:

$$C_t = 83,7 \text{ kPa}$$

Para  $C_i = 5 \%$  (mistura solo-cimento), tem-se:

$$C_t = 210,8 \text{ kPa}$$

Para  $C_i = 10 \%$  (mistura solo-cimento), tem-se:

$$C_t = 422,6 \text{ kPa}$$

Assim, para uma melhor visualização e organização os resultados serão apresentados abaixo na tabela 4.3.

**Tabela 4.3 – Valores de  $\phi$  e  $c'$  obtidos via modelo ajustado.**

METODOLOGIA PROPOSTA	
$\phi$ (°)	C (kPa)
30,814	0
33,58129	83,6868
38,2051	210,7698
47,36905	422,5748

**Fonte: BASTOS (2017).**

Logo, para uma análise comparativa entre valores de ensaio triaxial (assinalados com \*) e os obtidos pela metodologia, pode-se avaliar na Tabela 4.4 que os valores não se distanciaram demasiadamente, tendo conseguido, inclusive, na maioria das aplicações propiciarem uma excelente aproximação.

Vale salientar que os valores de atrito por ter um ajuste mais complexo guardaram muita proximidade com os valores de ensaio. Enquanto que para a parcela de coesão o ajuste linear, apesar de bastante pratico trouxe uma quantidade maior de imprecisão embora ainda assim bastante satisfatório, excetuando-se a coesão da mistura de 5% que superestimou o valor de ensaio.

**Tabela 4.4 – Comparativo entre ângulos de atrito e coesões obtidas por ensaio triaxial e pela metodologia proposta.**

Ci (%)	$\phi$ (°)	$\phi$ (°) *	c (kPa)	c (kPa) *
0	31	31	0	1
2	34	34	84	86
5	38	37	211	203
10	47	48	423	426

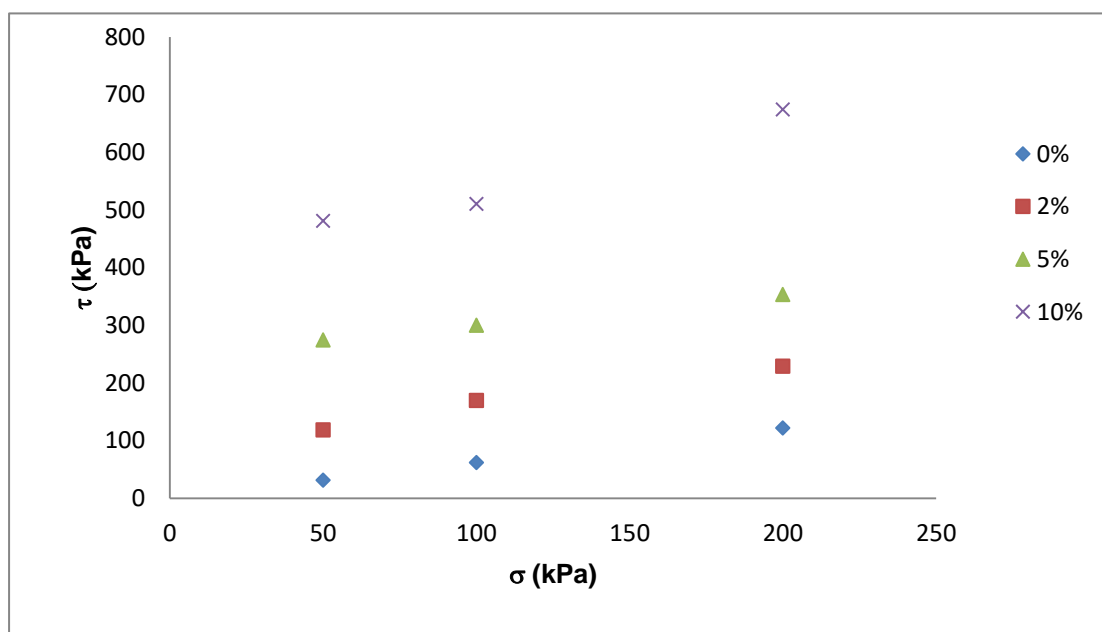
**Fonte: BASTOS (2017).**

Por fim, apesar de se perceber que os resultados obtidos no que concerne aos parâmetros de resistência foram de excelente qualidade principalmente para a parcela de atrito, é interessante que seja verificada se a modelagem garante semelhança entre os resultados dos ensaios realizados e o do critério proposto na equação 4.10, já que este é foco deste trabalho.

Para tanto, foram gerados os gráficos  $\tau \times \sigma$  para os resultados obtidos dos ensaios de compressão triaxial assim como também para os da metodologia proposta levando em consideração o valor do incremento de cimento da mistura e os parâmetros obtidos durante os ajustes.

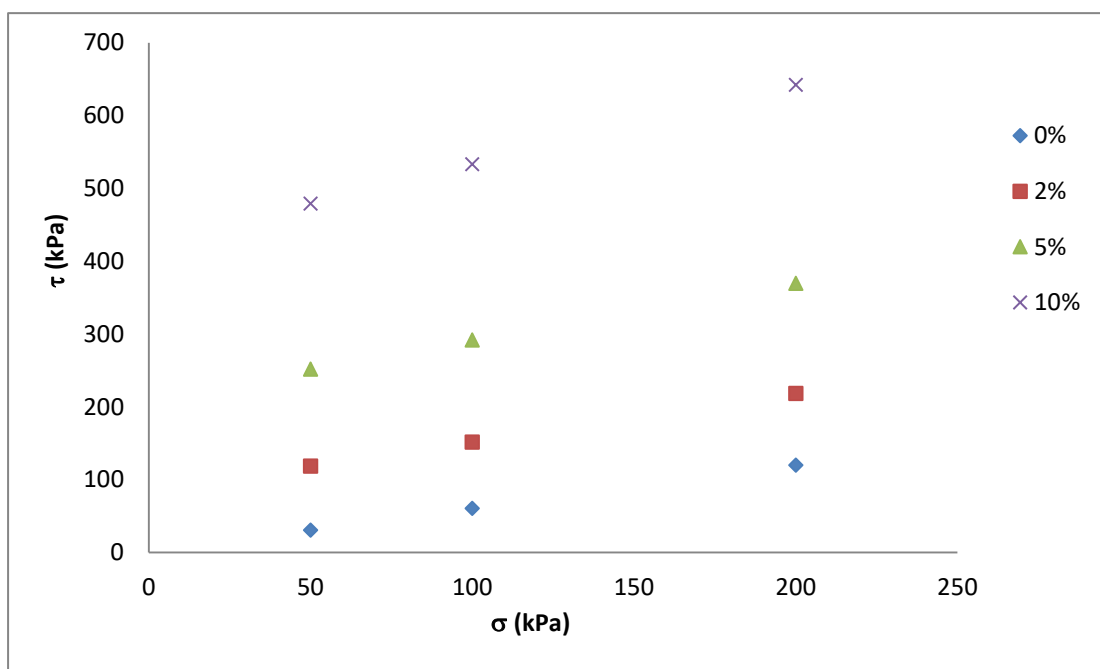
Nas Figuras, 4.4 e 4.5 a seguir poder-se-á verificar o aumento da resistência ao cisalhamento em função do aumento do confinamento. Inicialmente, para o gráfico obtido pelos ensaios experimentais e subsequentemente para o critério proposto no presente trabalho.

**Figura 4.4 – Gráfico  $\tau \times \sigma$  dos resultados dos ensaios de BASTOS (2017).**



**Fonte: BASTOS (2017).**

**Figura 4.5 – Gráfico  $\tau$  x  $\sigma$  dos resultados da metodologia proposta para BASTOS (2017).**



**Fonte: BASTOS (2017).**

Percebe-se a semelhança entre os gráficos assim como também das diferenças de inclinação das variações em função do incremento de cimento para ambos os gráficos. Assim propõe-se como satisfatória a metodologia proposta para o cálculo dos parâmetros de resistência em função do acréscimo de material cimentante na mistura.

#### **4.4 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 realizados com o solo não cimentado e cimentado apenas com o teor de cimento em um intervalo especificado.

A aplicação da metodologia é dividida em três etapas. A primeira consiste na realização de ensaios triaxiais, sendo realizado com o solo não cimentado e cimentado com teores de cimento de um dado intervalo.

Na segunda etapa da metodologia, os resultados dos ensaios de resistência são utilizados para obter os parâmetros de ajustamento da envoltória ( $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\varphi_0$ ) referentes ao solo não cimentado e cimentado com os teores de cimento do intervalo considerado. A partir desses parâmetros, são determinadas as constantes das equações 4.8 e 4.9.

A etapa final consiste na aplicação das Equações 4.8, 4.9 e 4.10 para a determinação dos parâmetros ( $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\varphi_0$ ) referentes às misturas com os vários teores de cimento e, conseqüentemente, a obtenção das envoltórias de resistência para estes mesmos teores. Permitindo, a posteriori, a estimativa do quantitativo do incremento de cimento necessário para a obtenção de determinada resistência “característica” a uma mistura de solo-cimento utilizada para especificado fim.

#### **4.5 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, cimentada com diferentes teores de cimento e submetida a ensaios triaxiais com variados níveis de tensões confinantes.

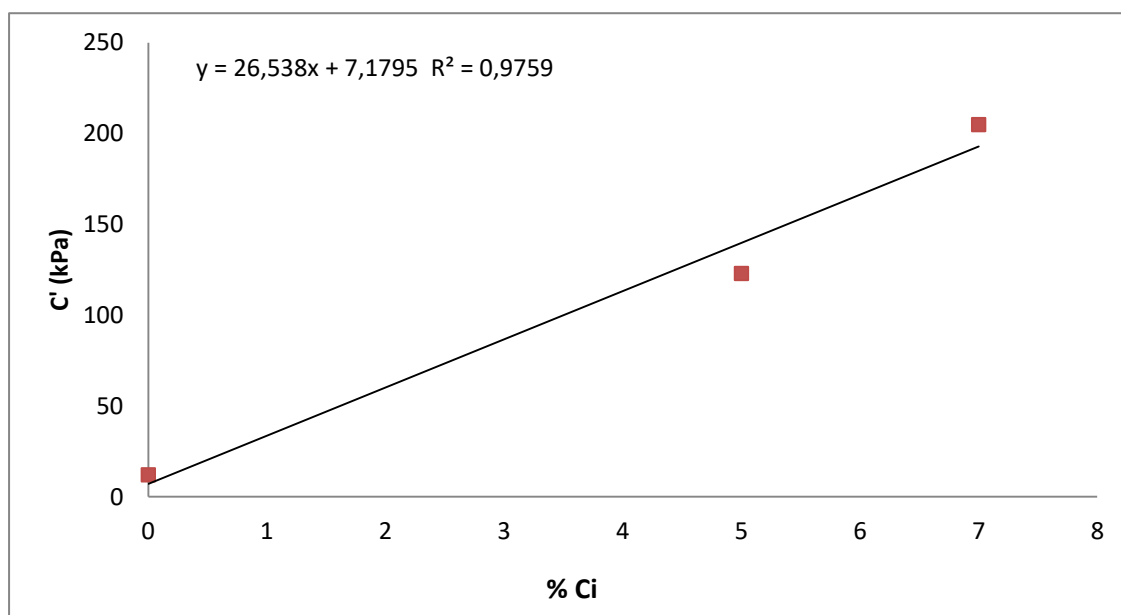
A verificação da metodologia foi feita em duas etapas. Inicialmente, a envoltória de Mohr-Coulomb modificada de FREDLUND *et al.* (1978) foi ajustada aos dados, calculando os parâmetros. Em seguida à obtenção dos três parâmetros ( $\alpha$ ,  $\beta$ ,

$\phi_0$ ), foi calculado o ângulo de atrito cimentado e o intercepto coesivo total para propor as envoltórias estimadas. Na verificação foram utilizados os resultados dos ensaios apresentados por ROHLFES JR (1996), CRUZ (2008) e LOPES (2012). Os dados utilizados encontram-se resumidos nos anexos.

Os resultados apresentados por ROHLFES JR (1996) foram os primeiros utilizados para a verificação.

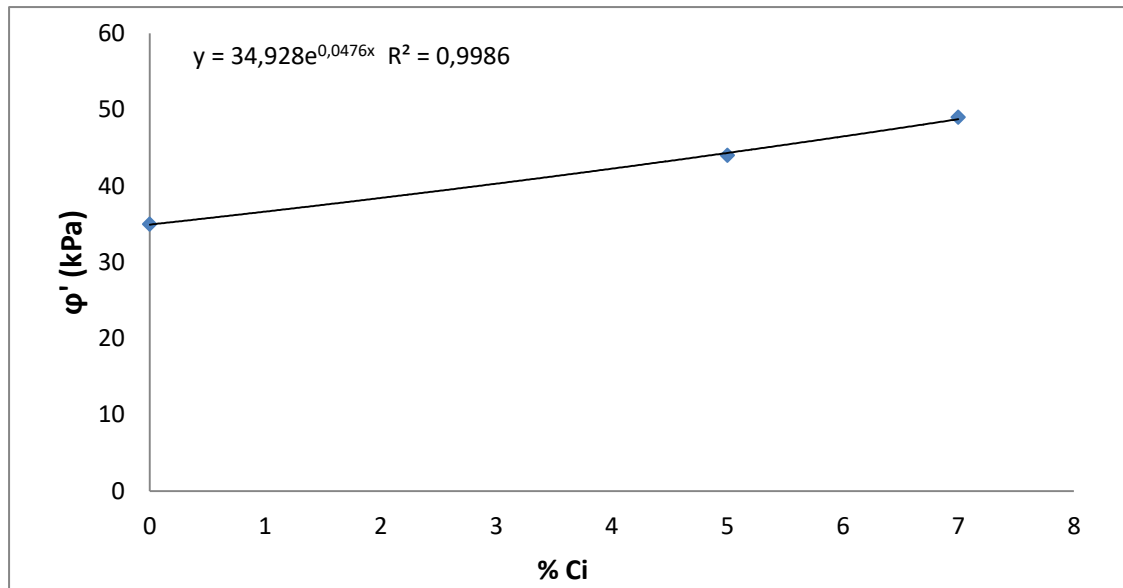
O autor utilizou em sua dissertação uma argila de baixa plasticidade e realizou ensaios de resistência à compressão triaxiais utilizando teores de cimento de 0, 5 e 7 %. Os ajustes realizados para a obtenção dos coeficientes da envoltória para os resultados deste trabalho estão nas Figuras 4.6 e 4.7.

**Figura 4.6 – Intercepto coesivo x Teor de cimento para os resultados de ROHLFES JR (1996).**



Fonte: BASTOS (2017).

Figura 4.7 – Ângulo de atrito x Teor de cimento para os resultados de ROHLFES JR (1996).



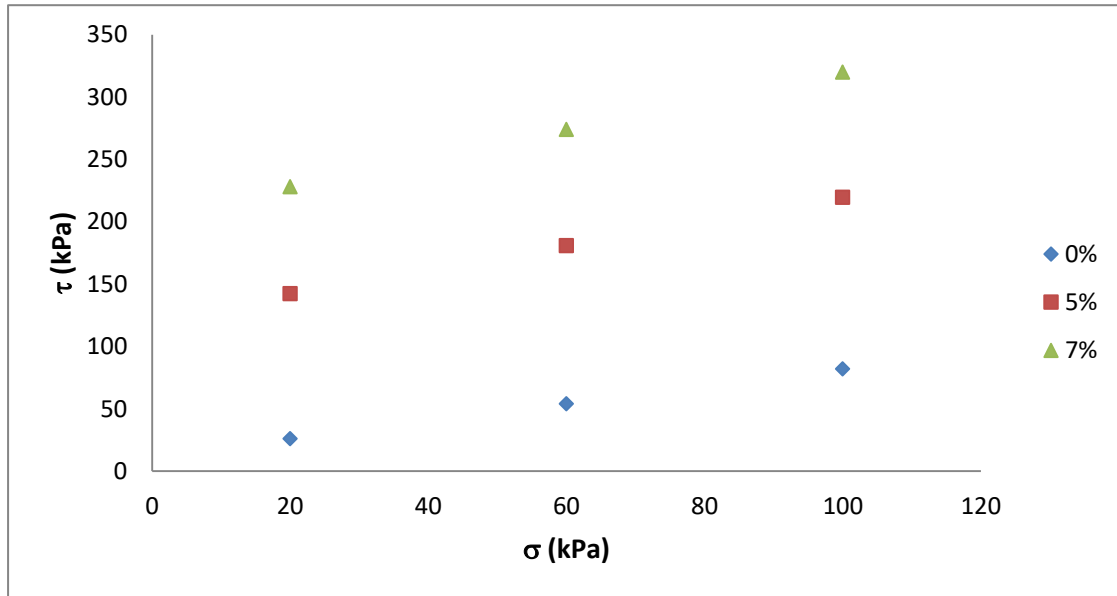
Fonte: BASTOS (2017).

Os resultados das Figuras 4.6 e 4.7 mostram que a aplicação da metodologia proposta foi capaz de estimar os parâmetros de resistência ( $\phi$  e  $c'$ ), para os dados de ROHLFES JR (1996), com uma concordância razoável. Assim, como levantado na análise para os ensaios do presente trabalho para os dados de ROHLFES JR (1996) também fica nítido o excelente ajuste para os dados de atrito com uma qualidade bem acima em relação ao ajuste para coesão. Observa-se, ainda, que o ajuste da parcela de coesão superestimou os valores para o teor de 5 %.

A seguir serão apresentados os resultados das envoltórias de ruptura tanto dos ensaios realizados pelo autor quanto o estimado pela metodologia proposta neste texto.

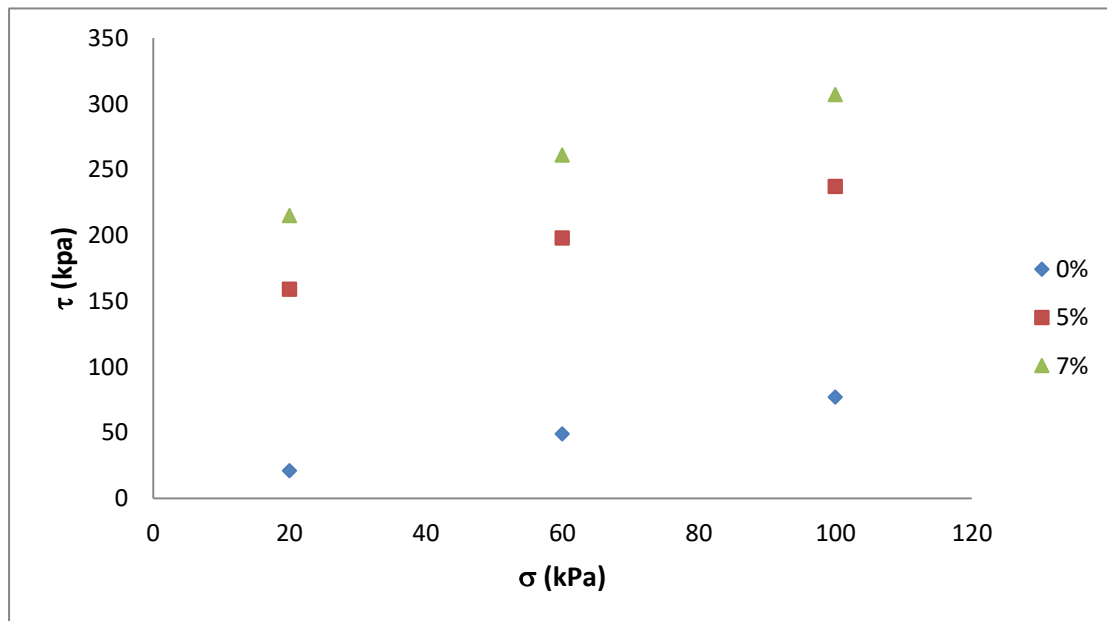


Figura 4.8 – Gráfico  $\tau$  x  $\sigma$  dos resultados dos ensaios de ROHLFES JR (1996).



Fonte: BASTOS (2017).

Figura 4.9 – Gráfico  $\tau$  x  $\sigma$  dos resultados da metodologia proposta para ROHLFES JR (1996).

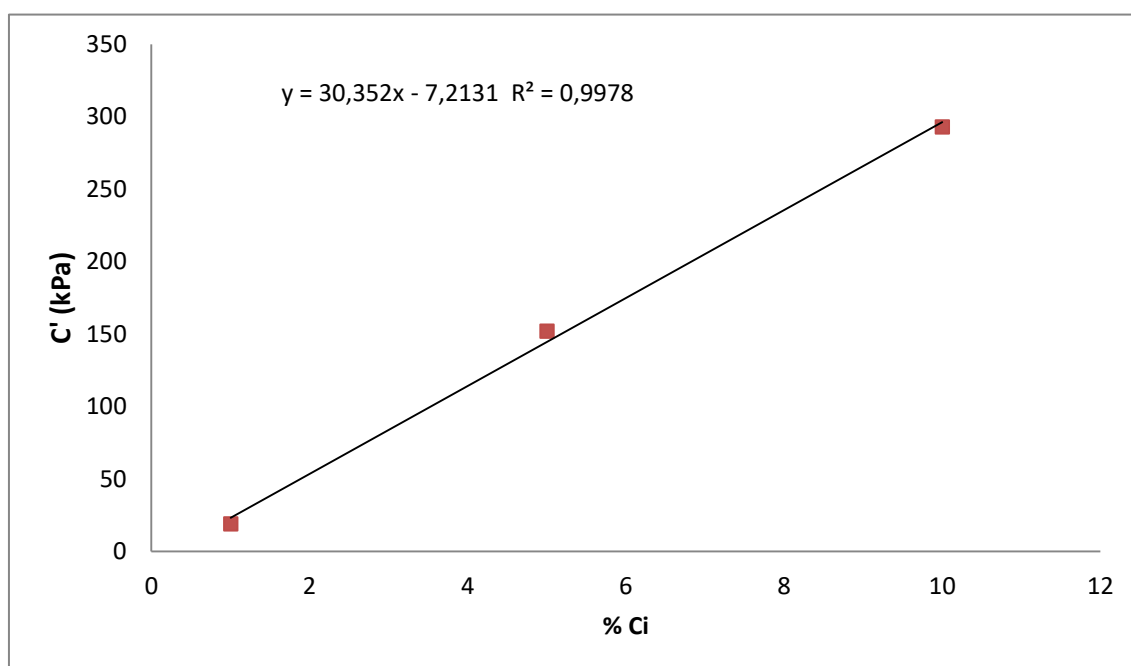


Fonte: BASTOS (2017).

Os resultados das Figuras 4.8 e 4.9 mostram que a aplicação da metodologia proposta foi capaz de estimar as envoltórias de resistência, para os dados de ROHLFES JR (1996), com uma concordância bastante satisfatória.

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 triaxiais onde foram adotados três valores de percentual de cimento (% Ci) 1, 5 e 10 %. Os ajustes realizados para a obtenção dos coeficientes da envoltória para os resultados deste trabalho estão nas Figuras 4.10 e 4.11.

**Figura 4.10 – Intercepto coesivo x Teor de cimento para os resultados de CRUZ (2008).**

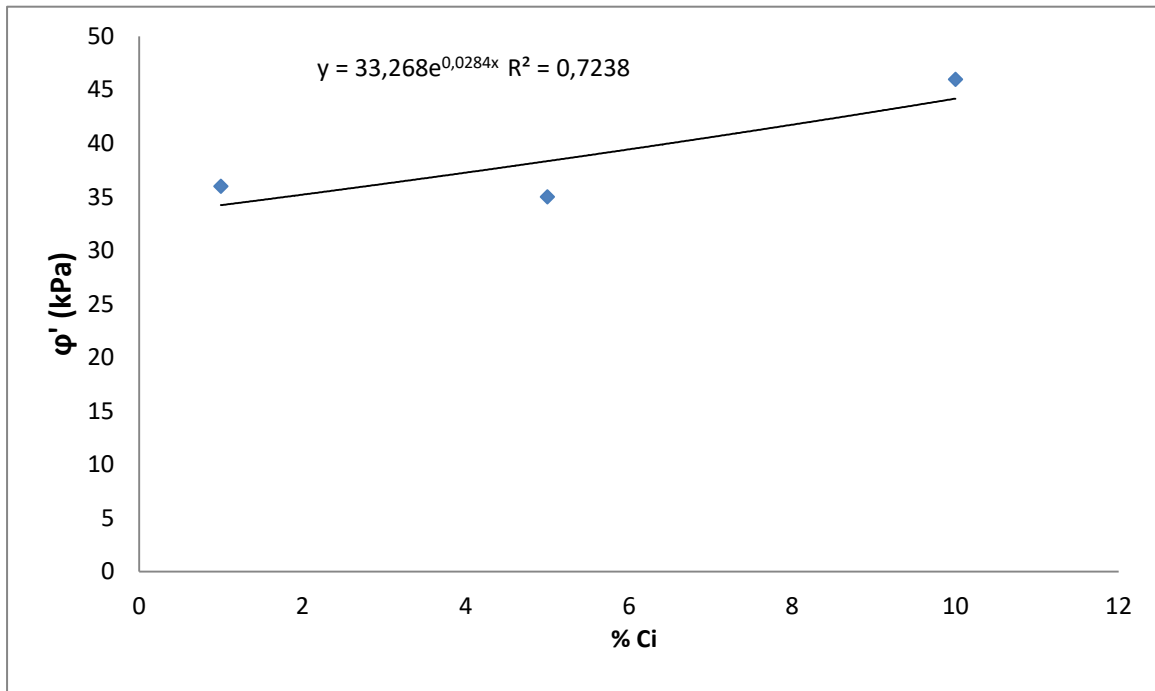


**Fonte: BASTOS (2017).**

Os resultados das Figuras 4.8 e 4.9 mostram que a aplicação da metodologia proposta foi capaz de estimar os parâmetros de resistência ( $\phi$  e  $c'$ ), para os dados de CRUZ (2008), com uma concordância razoável. Entretanto, diferentemente do que foi levantado na análise dos ensaios do presente trabalho para os dados de

CRUZ (2008) fica nítido o excelente ajuste para os dados de coesão com uma qualidade bem superior em relação ao ajuste para a parcela de atrito. Observa-se, ainda, que o ajuste da parcela de atrito superestimou os valores para o teor de 5 %.

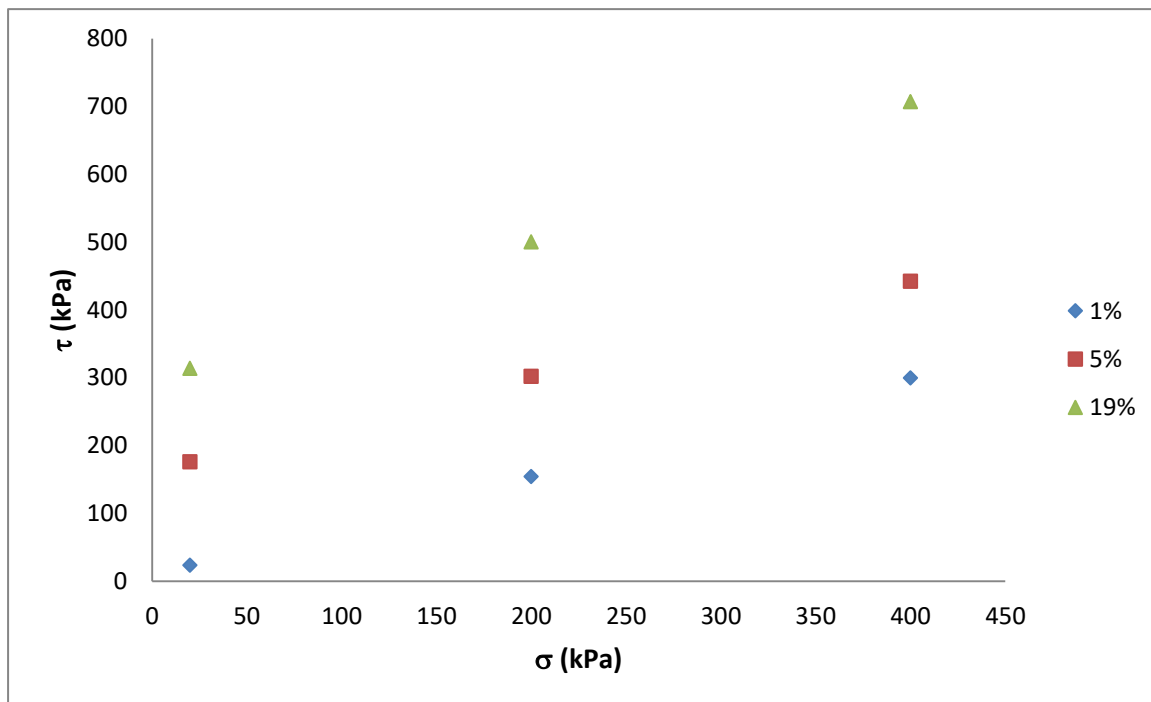
**Figura 4.11 – Ângulo de atrito x Teor de cimento para os resultados de CRUZ (2008).**



Fonte: BASTOS (2017).

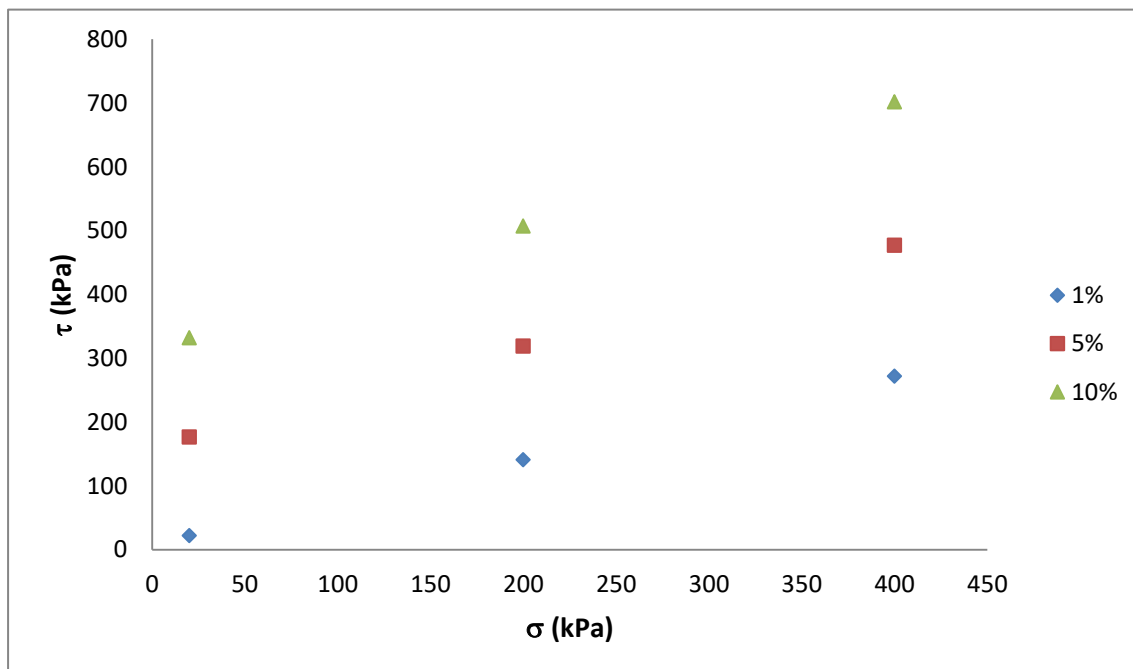
A seguir serão apresentados os resultados das envoltórias de ruptura tanto dos ensaios realizados pelo autor quanto o estimado pela metodologia proposta neste texto.

Figura 4.12 – Gráfico  $\tau$  x  $\sigma$  dos resultados dos ensaios de CRUZ (2008).



Fonte: BASTOS (2017).

Figura 4.13 – Gráfico  $\tau$  x  $\sigma$  dos resultados da metodologia proposta para CRUZ (2008).



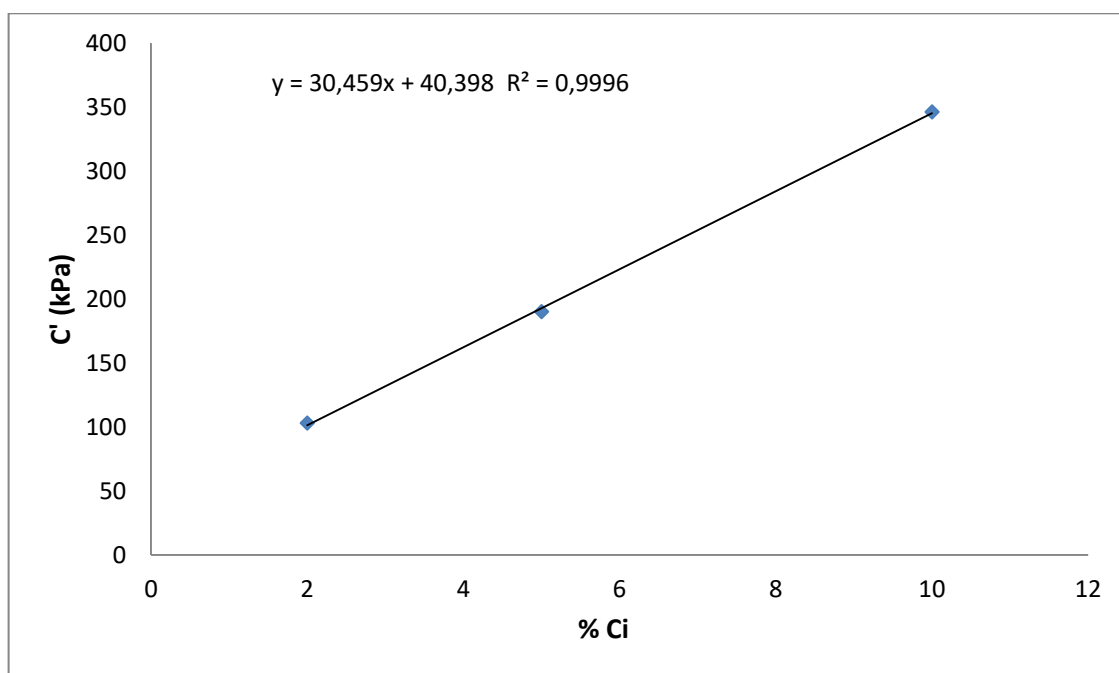
Fonte: BASTOS (2017).

Os resultados das Figuras 4.12 e 4.13 mostram que a aplicação da metodologia proposta foi capaz de estimar as envoltórias de resistência, para os dados de CRUZ (2008), com uma concordância bastante satisfatória. Reiterando a observação já feita durante as análises anteriores no presente trabalho.

A última verificação foi feita utilizando os resultados apresentados por LOPES (2012). O autor realizou ensaio de compressão triaxial utilizando uma areia uniforme, moldada com teores de cimento de 2 %, 5 % e 10 %.

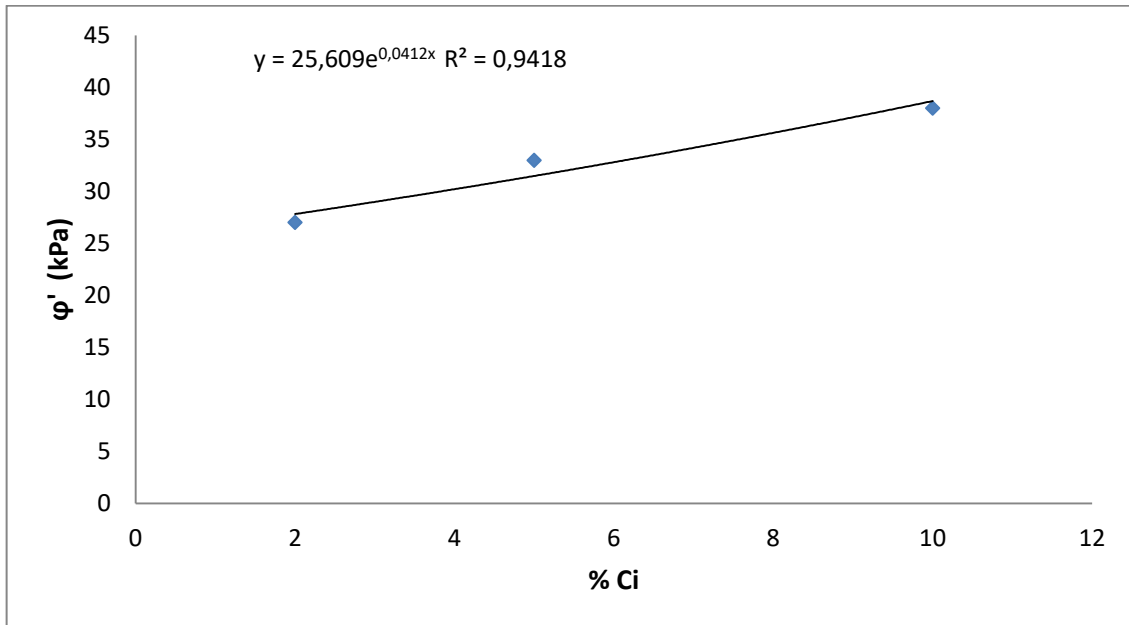
Os ajustes realizados para a obtenção dos coeficientes da envoltória para os resultados deste trabalho estão nas Figuras 4.14 e 4.15.

**Figura 4.14 – Intercepto coesivo x Teor de cimento para os resultados de LOPES (2012).**



**Fonte: BASTOS (2017).**

**Figura 4.15– Ângulo de atrito x Teor de cimento para os resultados de LOPES (2012).**

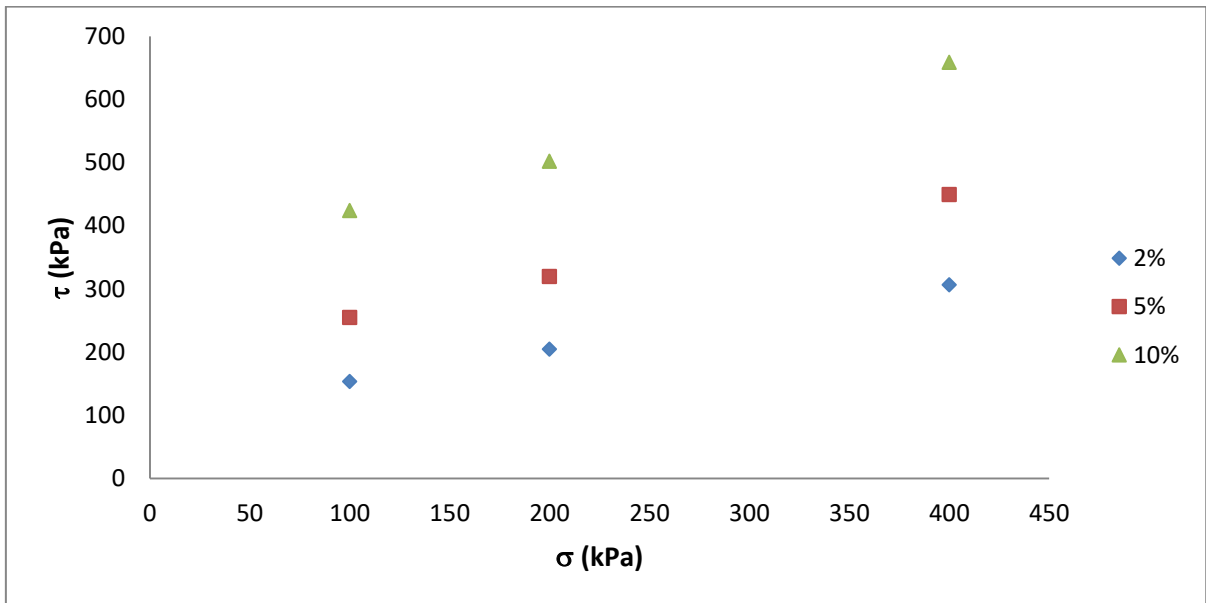


**Fonte: BASTOS (2017).**

Os resultados das Figuras 4.14 e 4.15 mostram que a aplicação da metodologia proposta foi capaz de estimar os parâmetros de resistência ( $\phi$  e  $c'$ ), para os dados de LOPES (2012), com uma concordância excelente. Vale salientar que diferentemente do que foi levantado nas análises anteriores no presente trabalho onde uma parcela foi melhor ou pior ajustada (coesão ou atrito), no ajuste para os dados de LOPES (2012) tanto a parcela de coesão quanto a parcela de atrito tiveram uma qualidade bem superior.

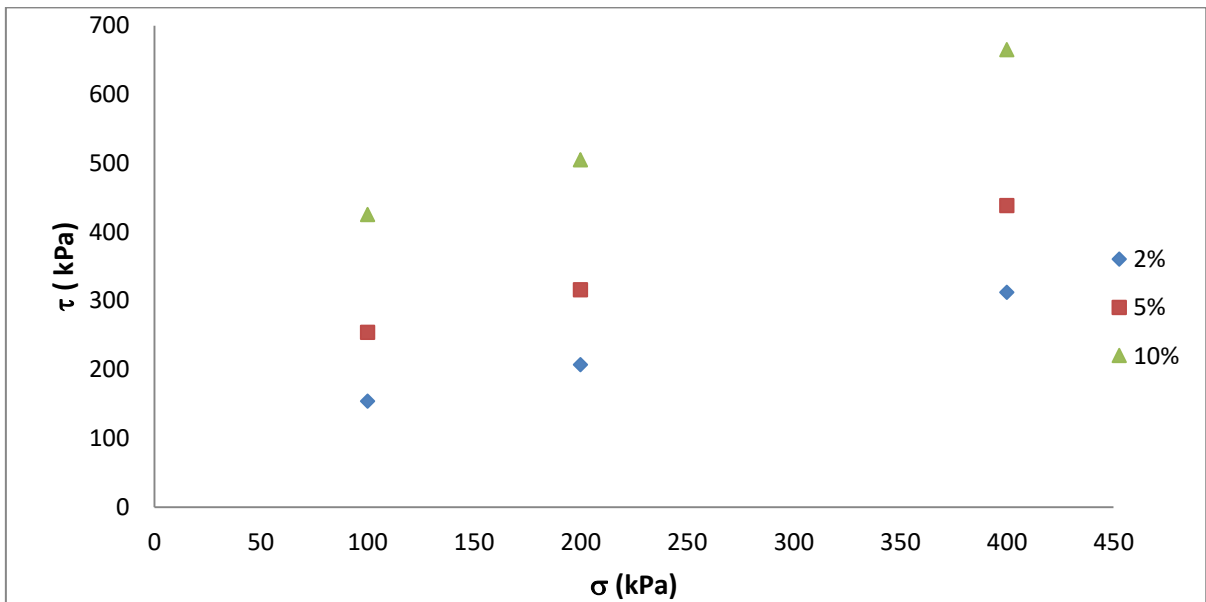
A seguir, nas figuras 4.16 e 4.17 serão apresentadas as envoltórias para os dados de LOPES (2012), provenientes do resultado dos ensaios do próprio autor e aquelas advindas da aplicação dos ajustes obtidos na metodologia proposta pelo presente trabalho.

Figura 4.16 – Gráfico  $\tau$  x  $\sigma$  dos resultados dos ensaios de LOPES (2012).



Fonte: BASTOS (2017).

Figura 4.17 – Gráfico  $\tau$  x  $\sigma$  dos resultados da metodologia proposta para LOPES (2012).



Fonte: BASTOS (2017).

Analisando as Figuras 4.16 e 4.17, percebe-se que, mesmo com os resultados de 2 % e 5 % muito próximos, a envoltória forneceu ajustes de excelente precisão e não foram encontradas limitações à sua aplicação.

Por fim, é válido citar que os ótimos ajustes obtidos para os parâmetros de resistência muito provavelmente permitiram a obtenção de resultados satisfatórios, como os apresentados para os dados de LOPES (2012), no que concernem às envoltórias.

Por fim, é notório que a utilização do critério de Mohr-Coulomb modificado por FREDLUND *et al.*, (1978), se configura como uma boa possibilidade a previsão e estimativa do comportamento mecânico das misturas de solo-cimento para aplicações em engenharia.

Outra questão possível de ser levantada é que em decorrência das análises feitas não apenas para os dados do presente trabalho, mas também para os dos demais autores é que a mais precisa resposta do modelo está como era de se esperar, diretamente, ligada à qualidade do ajustamento dos fatores ( $\alpha$ ,  $\beta$  e  $\phi_{0ci}$ ).

Assim sendo, abaixo serão elencados na tabela 4.5, os ângulos de atrito e os interceptos coesivos provenientes dos ensaios realizados na pesquisa em curso assim como dos demais autores neste texto mencionados em comparativo aos valores obtidos dos ajustes propostos nessa pesquisa.



**Tabela 4.5 – Parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb.**

Trabalhos	Ci (%)	$\phi$ (°)	$\phi$ (°)*	c (kPa)	c (kPa)*
Bastos (2017)	0	31	31	0	1
	2	34	34	84	86
	5	38	37	211	203
	10	47	48	423	426
Rolfhes Júnior (1996)	0	35	35	7	12
	5	44	44	140	123
	7	49	49	193	205
Cruz (2008)	1	34	36	23	19
	5	38	35	145	152
	10	44	46	296	293
Lopes (2012)	2	28	27	101	103
	5	32	33	193	190
	10	39	38	345	346

\* Resultados dos ensaios

**Fonte: BASTOS (2017).**

Como se pode verificar na tabela 4.5 para a maioria dos autores o critério utilizado retornou excelentes resultados principalmente no que concerne a parcela relativa ao ganho de resistência com o atrito. Mas nem todos retornaram resultados tão bons em relação à parcela de ganho de resistência por coesão, mais precisamente ROHLFES JR (1996).

Tal ocorrência pode estar relacionada ao fato de que o solo utilizado pelo referido autor tenha características argilosas e o que para esse tipo de material o ganho de resistência com o nível de cimentação se dê de maneira distinta, diferentemente dos demais autores que utilizaram areias, como foi o caso da presente pesquisa.

Entretanto, é válido salientar que em uma análise geral todos os resultados guardaram boa precisão em relação aos valores obtidos nas campanhas experimentais.

#### **4.6 Considerações Finais do Capítulo**

Neste capítulo foram apresentados o critério de ruptura geral de Mohr-Coulomb modificado por FREDLUND *et al.* (1978) utilizado para solos não saturados, que foi adaptado para uma metodologia proposta de utilização do critério de Mohr-Coulomb modificado por FREDLUND *et al.* (1978) 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 ainda não estudada foi a de aplicação a altos níveis de tensões confinantes, no caso acima de 1 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 Mohr-Coulomb modificada obtidos neste capítulo, para o solo utilizado no presente trabalho, foram utilizados para realizar o estudo numérico sobre fundações superficiais estabilidade de taludes apresentado no capítulo seguinte.

## 5 APLICAÇÃO DA ENVOLTÓRIA PROPOSTA

### 5.1 considerações Iniciais

Neste capítulo são apresentadas aplicações práticas da envoltória proposta no presente trabalho. As aplicações se basearam no estudo numérico sobre o comportamento mecânico de misturas de solo artificialmente cimentadas e compactadas. Tais aplicações versam sobre capacidade de carga de fundações superficiais e estabilidade de taludes, ambas as áreas de grande interesse geotécnico e podem demonstrar a importância da proposição.

As análises foram realizadas utilizando o Método do equilíbrio limite, sendo que para ambos os casos a metodologia de variação dos parâmetros de resistência ( $\phi$  e  $c$ ) em função do teor de cimento e proposto no capítulo anterior para a camada de solo a ser reforçada e do talude a ser estabilizado, e conseqüentemente seus respectivos parâmetros de resistência.

O estudo dividiu-se em duas aplicações, sendo a primeira uma análise do aumento de capacidade de carga de uma fundação (com forma e tamanho definido) assente em um solo artificialmente melhorado com diferentes teores de cimento. Já a segunda análise, tratar-se-á de um estudo de estabilidade de um talude com solo natural (sem adição de cimento) em comparativo a uma análise que leve em consideração uma mistura de solo-cimento como parte integrante do próprio talude nesse caso com trecho compactado, ou seja, será feita a verificação, para o solo natural, da inclinação necessária à obtenção de um fator de segurança em torno de 1,5.

A seguir será feita a análise de qual teor de cimento seria necessário à dosagem da mistura solo-cimento para a obtenção de um talude vertical, submetido ao mesmo valor de segurança. Essa seria uma situação prática interessante em

particular para a região metropolitana de Fortaleza que possui uma cobertura muito extensa de solo arenoso, muitas vezes fofo, o que exigiria pequenas inclinações além de que o solo granular estaria mais vulnerável a processos erosivos causados por chuva, por exemplo.

Nas duas etapas, o modelo constitutivo utilizado para representar o solo artificialmente cimentado foi o modelo rígido plástico, com critério de ruptura de Mohr-Coulomb modificado nesta pesquisa para solos cimentados conforme apresentado no capítulo anterior. Para o solo não cimentado foi adotado o critério de Mohr-Coulomb original.

Os teores de cimento utilizados foram os mesmos dos ensaios triaxiais e os parâmetros de resistência adotados para as camadas de solo cimentado foram os mesmos obtidos no capítulo anterior (Tabela 4.5). Para o solo não cimentado foi adotado um ângulo de atrito de  $31^\circ$  sem coesão.

## **5.2 Estudo da Capacidade de Carga**

O problema da determinação da capacidade de carga dos solos é dos mais importantes para o engenheiro, que atua na área de construção civil, particularmente para o desenvolvimento de projeto de fundações. Principalmente, para fundações superficiais que são muito utilizadas em áreas urbanas como o caso da cidade de Fortaleza.

Ressalta-se que no projeto de fundações devem-se considerar duas condições fundamentais de comportamento (ou restrições): ruptura e deformação. Entretanto, muitos são as variantes de capacidade de carga e aquela que se refere especificamente a segurança à ruptura pode ser entendida como a pressão transmitida pela fundação ao sem necessariamente considerar as deformações que deverão ocorrer.

A estimativa da capacidade de carga pode ser feita teoricamente, empregando formulações conhecidas da literatura científica da área como também de forma experimental, através, por exemplo, da execução de provas-de-carga.

A teoria de TERZAGHI (1943) com modificações posteriores, para o cálculo da capacidade de carga de fundações foi desenvolvida baseada inicialmente nos estudos de PRANDTL (1920) para metais. TERZAGHI (1943) aplicou a metodologia para fundações em solos com atrito e coesão ( $c, \phi$ ), solos não coesivos ou granulares ( $c = 0$ ) e solos puramente coesivos ( $\phi = 0$ ).

No presente trabalho utilizaremos a equação de TERZAGHI (1943) para o cálculo da capacidade de carga de uma fundação superficial quadrada de base 2 metros. Abaixo se tem a equação, corrigida para a condição de fundação com base quadrada:

$$q_{ult} = 1,3 c N_c + \gamma D N_q + 0,8 \gamma B N_\gamma \quad (5.1)$$

Onde:

$q_{ult}$  é a tensão de ruptura;

$c$  é o intercepto coesivo;

$\gamma$  é o peso específico natural do solo;

$D$  é a espessura da camada de solo sobrejacente ao elemento de fundação;

$B$  é a maior dimensão da base do elemento de fundação;

$N_c$  é o coeficiente da parcela relacionada ao efeito coesivo;

$N_q$  é o coeficiente da parcela relacionada ao efeito da sobrecarga de solo;

$N_\gamma$  é o coeficiente da parcela relacionada ao efeito de atrito.

Para o cálculo dos coeficientes  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  também são necessárias equações que são expressas a seguir:

$$N_q = \frac{a_\theta^2}{2 \cos^2(45 + \frac{\phi}{2})} \quad (5.2)$$

$$N_c = \cotg \phi [N_q - 1] \quad (5.3)$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tg \phi \quad (5.4)$$

$$a_\theta = e^{\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \tg \phi} \quad (5.5)$$

Onde:

$a_\theta$  é um parâmetro de cálculo;

$\phi$  é o ângulo de atrito efetivo.

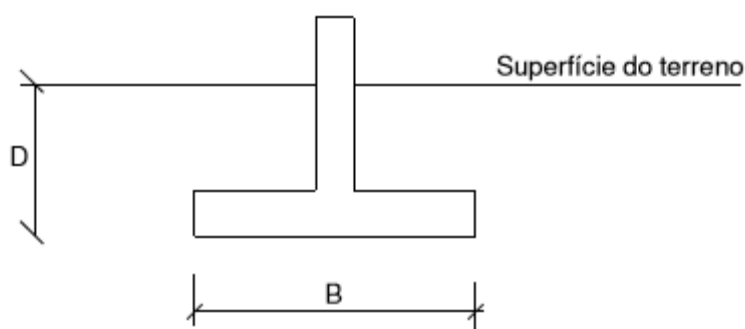
É válido salientar que para a obtenção da capacidade de carga pela equação (5.1) será necessário que todos os demais fatores que compõem a sentença sejam determinados. É possível se verificar que a exceção do  $\gamma_{nat}$ , B, D e dos fatores de forma (sapata quadrada) todos os demais fatores variam seu valor significativamente com os parâmetros de resistência, c e/ ou  $\phi$ , que por sua vez não são constantes e variam com o incremento de cimento.

Desta feita, para que o cálculo leve em consideração a influência da cimentação, os parâmetros de resistência (ângulo de atrito e coesão) utilizadas nas equações 5.2 a 5.5 foram os mesmos verificados na metodologia de envoltória proposta no capítulo anterior e dispostos na Tabela 4.5.

Assim sendo, executou-se uma simulação de uma situação prática de engenharia, para se determinar a capacidade de carga de uma sapata quadrada, de 2m de lado, assente a uma profundidade de 0,5 m, em um solo com características de areia fina similar ao trabalhado nesta dissertação. A Figura 5.1 mostra a situação

esquemática a qual está submetida o elemento de fundação. Na Tabela 5.1 estão dispostos os dados utilizados na simulação.

**Figura 5.1 – Sapata quadrada, de base 2m, utilizada na aplicação hipotética.**



Fonte: BASTOS (2017).

**Tabela 5.1 – Dados da simulação hipotética.**

B (Lado da sapata)	D (Profundidade de assentamento)	$\gamma_{nat}$ (Peso específico natural)	$\phi'$ (Ângulo de atrito efetivo)	$c'$ (Intercepto coesivo)
2 m	0,5 m	18,7 kN/ m <sup>3</sup>	30,8 °	0 kPa

Fonte: BASTOS (2017).

É necessário se destacar que o ângulo de atrito assim como o intercepto coesivo fornecidos na Tabela 5.1 são os dados obtidos para o solo natural (sem cimentação), entretanto, a simulação completa foi realizada considerando as variações de ângulo de atrito e coesão em função do incremento do teor de cimento, conforme proposta discutida neste texto, seguindo a metodologia de Mohr-Coulomb modificada para solos cimentados. Os teores variaram desde 0 % (sem adição de cimento) até hipoteticamente 15 % (com percentual em peso de 15 % de cimento), obteve-se os resultados explicitados na tabela 5.2.

**Tabela 5.2 – Aplicação numérica do método de Terzaghi para capacidade de carga de sapata quadrada (2m x 2m).**

% Ci	$\phi$ (°)	$a\theta$	$N_q$	$N_c$	$N_\gamma$	$c$ (kPa)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	D (m)	B (m)	$q_{ult}$ (kPa)	F.S	$\sigma_{adm}$ (kPa)
0	30,8	3,47	24,72637572	39,78	30,69	0	18,7	0,5	2	690,2996233	3	230,0998744
1	32,2	3,69	29,10391222	44,68	37,87	41,33	18,7	0,5	2	3239,193133	3	1079,731044
2	33,6	3,93	34,63955223	50,67	47,32	83,69	18,7	0,5	2	6544,108678	3	2181,369559
3	35,1	4,21	41,74111168	58,06	59,98	126	18,7	0,5	2	10801,73378	3	3600,577927
4	36,6	4,54	50,99918923	67,33	77,23	168,4	18,7	0,5	2	16373,06	3	5457,686667
5	38,2	4,91	63,28854373	79,14	101,2	210,8	18,7	0,5	2	23790,12997	3	7930,043325
6	39,9	5,36	79,93807065	94,46	135,3	253,1	18,7	0,5	2	33856,11868	3	11285,37289
7	41,6	5,88	103,0248443	114,8	185	295,5	18,7	0,5	2	47816,79366	3	15938,93122
8	43,5	6,51	135,9019714	142,3	259,5	337,9	18,7	0,5	2	67664,84713	3	22554,94904
9	45,4	7,29	184,1861777	180,8	375,3	380,2	18,7	0,5	2	96702,22545	3	32234,07515
10	47,4	8,25	257,6952461	236,3	562	422,6	18,7	0,5	2	140628,1101	3	46876,03672
11	49,5	9,48	374,4625592	319,5	877,7	464,9	18,7	0,5	2	209758,8728	3	69919,62426
12	51,6	11,1	569,6034842	450,3	1441	507,3	18,7	0,5	2	323847,8997	3	107949,2999
13	53,9	13,3	916,4289085	667,8	2515	549,7	18,7	0,5	2	523347,0599	3	174449,02
14	56,3	16,3	1581,46893	1056	4738	592	18,7	0,5	2	898140,8874	3	299380,2958
15	58,7	20,8	2984,536825	1812	9833	634,4	18,7	0,5	2	1669184,887	3	556394,9623

Fonte: BASTOS (2017).

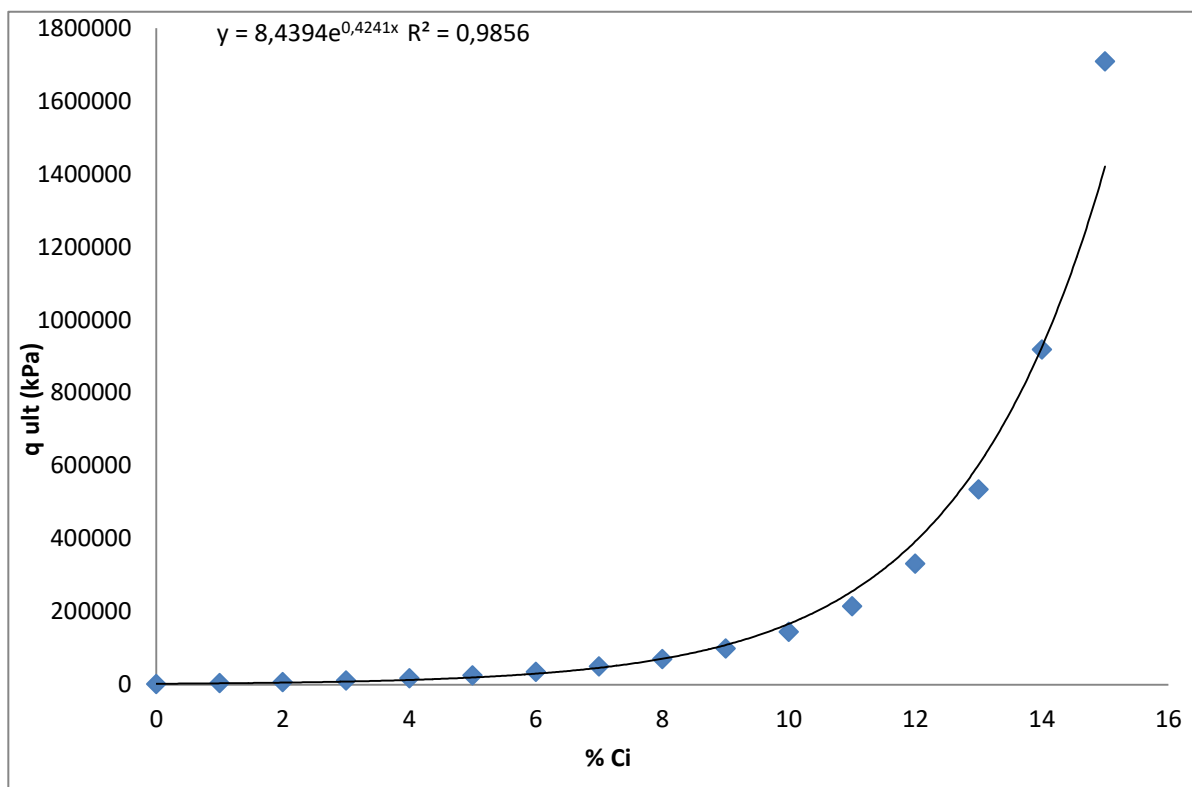
Na Tabela 5.2, foram gerados resultados de  $q_{ult}$  e de  $\sigma_{adm}$  referentes aos fatores de contribuição de coesão, atrito e sobrecarga. Vale salientar que foi utilizado um fator de segurança igual a 3,0, conforme recomendação da norma de fundações superficiais NBR 6122/ 2010. Observa-se que os valores obtidos de  $q_{ult}$ , demonstram uma influência significativa já que o incremento de teores de cimento está associado, nesse exemplo hipotético, apenas aos parâmetros de resistência, já que as demais características permaneceram constantes para todas as análises realizadas.

Desta feita, pode-se verificar que mesmo em misturas com pequenos teores de cimento, é possível obter um nível de melhoramento das capacidades mecânica bastante considerável, não apenas pelo aumento da capacidade de carga que esta diretamente ligada ao elemento de fundação escolhido, podendo mudar completamente em uma nova análise, mas principalmente pelo aumento já observado nesse texto das propriedades de coesão e atrito que influenciam diretamente a resistência mecânica do solo.



Por fim, analisou-se como ocorreu a taxa de crescimento de capacidade de suporte do sistema, para o tipo de fundação escolhido, na Figura 5.2 pode-se observar.

**Figura 5.2 – Aumento da Capacidade de carga ( $q_{ult}$ ) x Teor de cimento (% Ci).**



Fonte: BASTOS (2017).

Assim sendo, verifica-se como ocorreu o crescimento da capacidade de suporte em função do teor de cimento. É perceptível que o aumento foi bastante razoável e que sem dúvidas um melhoramento de solo com utilização de cimento pode tornar viável um projeto de fundação superficial outrora desconsiderado. Propiciando, assim, redução de custo, desmobilização de grandes equipamentos, altos índices de ruídos e vibração excessiva, características muito comuns quando da escolha por projetos de fundações profundas.

### 5.3 Estudo da Estabilidade de Taludes

A aplicação seguinte versa sobre o estudo de estabilidade de taludes, área de grande interesse geotécnico e que pode demonstrar a importância da proposição.

As análises foram realizadas utilizando o *software* comercial *Slide 6.0* da empresa *Rocscience* que utiliza o Método do equilíbrio limite. Além disso, no que diz respeito à metodologia de variação dos parâmetros de resistência ( $\varphi_{Ci}$  e  $C_t$ ) em função do teor de cimento será utilizado a proposição de Bastos (2017), comentada no item anterior, para o talude a ser estabilizado.

A análise tratar-se-á de um estudo de estabilidade de um talude com solo natural (sem adição de cimento) em comparativo a uma análise que leve em consideração uma mistura de solo-cimento como parte integrante do próprio talude, nesse caso, com trecho compactado, ou seja, será feita a verificação, para o solo natural, da inclinação necessária à obtenção de um fator de segurança em torno de 1,5.

A seguir será feita a análise de qual teor de cimento seria necessário à dosagem da mistura solo-cimento para a obtenção de um talude vertical, submetido ao mesmo valor de segurança. Essa seria uma situação prática interessante em particular para a região metropolitana de Fortaleza que possui uma cobertura muito extensa de solo arenoso, muitas vezes fofo, o que exigiria pequenas inclinações além de que o solo granular estaria mais vulnerável a processos erosivos causados por chuva, por exemplo.

O modelo constitutivo utilizado para representar o solo artificialmente cimentado foi o modelo rígido plástico, com critério de ruptura de Mohr-Coulomb modificado na pesquisa para solos cimentados, conforme apresentado no item anterior. Para o solo não cimentado foi adotado o critério de Mohr-Coulomb original.

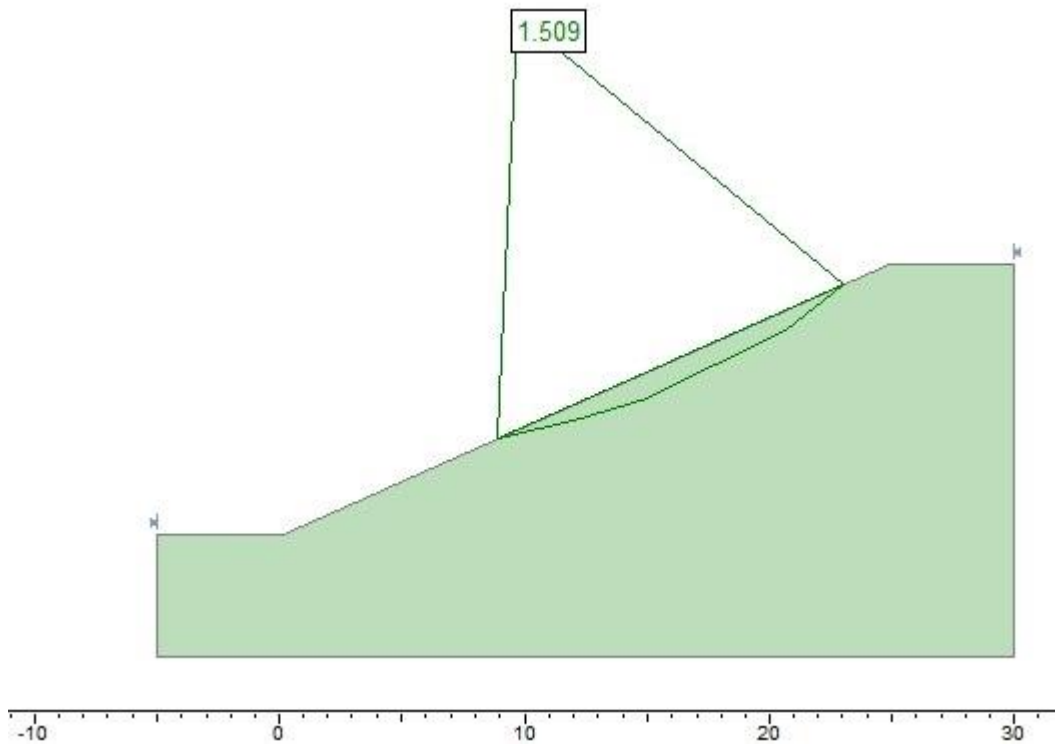
Os teores de cimento utilizados foram os mesmos dos ensaios triaxiais e os parâmetros de resistência adotados para as camadas de solo cimentado foram os mesmos obtidos no capítulo anterior e expostos no tópico de capacidade de carga apresentado na Tabela 5.2. Para o solo não cimentado foi adotado um ângulo de atrito de  $31^\circ$  e sem coesão. Para todas as análises com e sem cimento, não foi atribuído variação de peso específico, sendo utilizado o valor de  $18,7 \text{ kN/m}^3$ . Tal consideração foi feita visto que os teores utilizados para esse fim são muito pequenos, logo a influência desses nas propriedades físicas (umidade ótima, densidade real, porosidade, entre outros) se torna muito incipiente, não causando quase nenhuma variação no peso específico (Bastos, 2017).

Na Figura 5.3 pode-se verificar a obtenção de um talude de solo natural com fator de segurança em torno de 1,5, para isso foi necessário uma inclinação de 2:1 propiciando um talude extremamente suavizado e que apesar de ter apenas 12 metros necessitou de aproximadamente 24 metros de comprimento para estar dentro de um nível razoável de segurança.

Já na Figura 5.4 pode-se verificar que um talude com mesmo material que obteve, quando na inclinação 2:1, um fator de segurança em torno de 1,5 se fosse executado com inclinação vertical, forma mais econômica e menos propícia a erosão ocasionada pelas chuvas, estaria com o coeficiente de segurança em torno de 0,115, algo inimaginável para o rigor das obras de engenharia atuais.

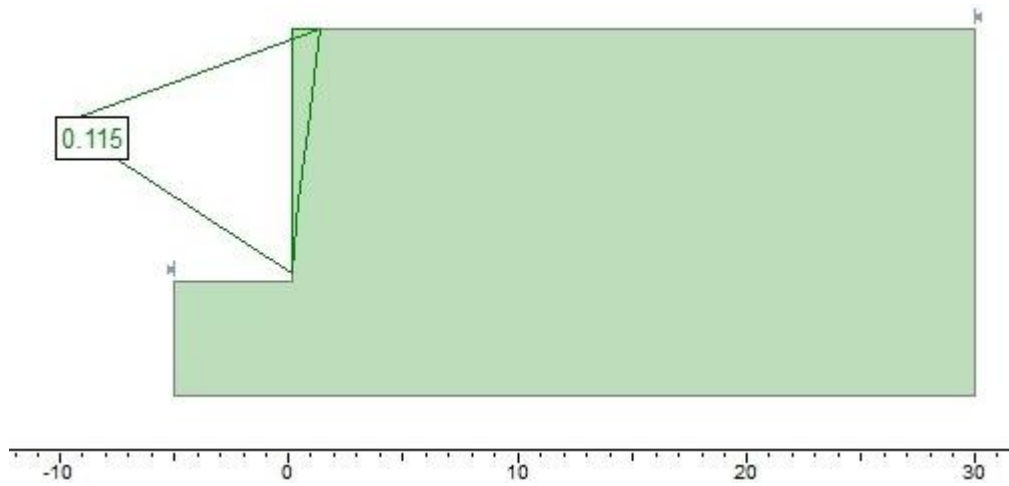
Por fim, na Figura 5.5, pode verificar a segurança de um talude com mesmo material dos anteriores, executado com inclinação vertical e com apenas uma camada melhorada na região mais superficial da encosta com 2 % de cimento que geraram um ângulo de atrito de aproximadamente  $34^\circ$  uma coesão total de 84 kPa. Tal modificação foi suficiente para obter um parâmetro de segurança em torno de 1,5. A seguir são apresentadas as análises de estabilidade realizadas com solo no estado natural e com a adição de cimento em teores e áreas de aplicação diferentes, todas foram analisadas à luz do método de Bishop Simplificado.

Figura 5.3 Talude com solo natural (sem adição de cimento) e inclinação de 2:1.



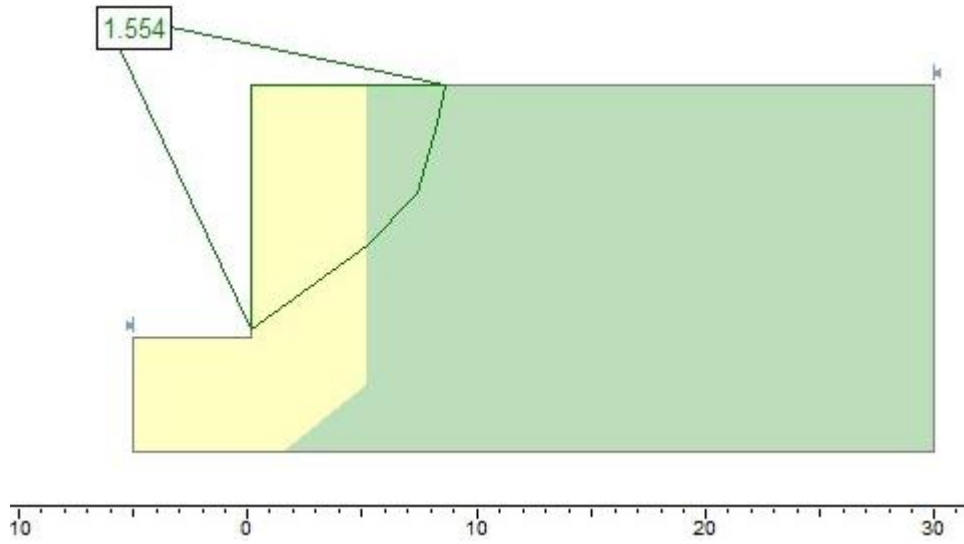
Fonte: BASTOS (2017).

Figura 5.4 Talude com solo natural (sem adição de cimento) e inclinação vertical.



Fonte: BASTOS (2017).

**Figura 5.5 Talude com solo natural com adição de cimento no teor de 2 % na região mais superficial da encosta e inclinação vertical.**



**Fonte: BASTOS (2017).**

## 6 CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES

### 6.1 Considerações Finais

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.

#### 6.1.1 Resultados da Investigação Experimental

O solo caracterizado nesta pesquisa consiste basicamente de uma areia fina uniforme, de baixa plasticidade, com teor de umidade ótimo de compactação de 10 % e massa específica aparente seca máxima de 1,7 g/ cm<sup>3</sup>, aproximadamente, obtidos nos 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 triaxial 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 teor de cimento (C<sub>i</sub>), aumentando exponencialmente em função do aumento deste parâmetro.

Os resultados obtidos nos ensaios triaxiais que apresentaram ganhos expressivos de resistência também demonstraram um aumento expressivo de rigidez em função do aumento do teor de cimento. O comportamento das tensões desvia em função do teor de cimento aumentou exponencialmente com o aumento do teor de dosagem e apresentou ajustes de boa qualidade.

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 5 %, 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 uma 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 ( $c'$ ,  $\phi'$ ). A coesão efetiva variou de 1 a 426 kPa, enquanto o ângulo de atrito efetivo variou de 31 ° a 48 °. Os valores encontrados para o ângulo de atrito das amostras cimentadas foram bastante razoáveis, assim como em vários trabalhos encontrados na literatura científica com essa ordem de grandeza.

Acredita-se que o crescimento do ângulo de atrito obtido é atribuído a um aumento da 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  $\phi'$ ) e o teor de cimento. E, assim como para os demais parâmetros, a coesão e o ângulo de atrito aumentam exponencialmente em função do aumento do teor.

### ***6.1.2 Proposta de Utilização da Envoltória de Mohr-Coulomb modificado por FREDLUND et al. (1978) para Estimar a Resistência de Solos Artificialmente Cimentados.***

A metodologia proposta para a utilização da envoltória de resistência de Mohr-Coulomb modificado por FREDLUND *et al.* (1978) consiste basicamente em determinar os parâmetros da envoltória em função do teor de cimento, utilizando resultados de ensaios realizados com o solo não cimentado e cimentado com determinados teores de cimento, para estimar a resistência das misturas com teores variados.

A metodologia foi aplicada aos resultados dos ensaios realizados no presente trabalho e nos trabalhos de ROHLFES JR (1996), CRUZ (2008) e LOPES (2012). Os resultados mostraram que a envoltória proposta é capaz de representar satisfatoriamente a resistência dos solos artificialmente cimentados, acoplando os



efeitos da tensão confinante e do nível de cimentação, através da linearidade proposta.

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  $\sigma_3$  muito elevados, onde ocorre a quebra das ligações de cimento, os parâmetros de resistência das misturas cimentadas tendem para uma menor influência dos teores de cimento e maior do confinamento.

### **6.1.3 Análise Numérica de Fundações e Taludes em Solo Artificialmente Cimentado**

Nas análises numéricas foi simulado o comportamento de capacidade de carga de uma fundação superficial assente em um solo artificialmente cimentado. As análises foram realizadas através do Método de Equilíbrio Limite (MEL), utilizando como variáveis o teor de cimento da camada reforçada, e seus respectivos parâmetros de resistência, e a relação entre a altura da camada (H) e a dimensão da fundação (D). O material da camada cimentada foi representado por um modelo constitutivo rígido plástico, utilizando o critério de ruptura geral de Mohr-Coulomb modificado por FREDLUND *et al.* (1978).

Os resultados obtidos mostram que a utilização de camadas artificialmente cimentadas eleva consideravelmente o suporte do solo, necessário para execução de uma edificação em geral e, conseqüentemente, o fator de segurança da fundação. Com isso, a execução de fundações superficiais, em substituição a fundações profundas, torna-se viável.

Já para a aplicação em estabilidade de taludes foi possível verificar que o incremento de pequenas quantidades de cimento possibilita um aumento substancial nos fatores de segurança, possibilitando, assim, razoáveis aumentos de inclinação

diminuindo custos de execução, promovendo aproveitamento de materiais e mitigando a ocorrência da erosão superficial ocasionada pelas chuvas.

Por fim, esse trabalho apresentou a utilização da envoltória de resistência ao cisalhamento para solos cimentados artificialmente para um solo arenoso, tipo de solo que é predominante na Região Metropolitana de Fortaleza (RMF). O objetivo dessa aplicação é demonstrar a eficiência e a praticidade da envoltória assim como contribuir com uma alternativa de projeto regional de escavações estabilizadas com trechos cimentados nos diversos tipos de projetos geotécnicos que envolvem esse procedimento em Fortaleza – CE.

## **6.2 Sugestões para Trabalhos Futuros**

As sugestões feitas para a continuidade desta pesquisa são as seguintes:

Verificar a existência de uma correlação entre o teor de cimento e o ângulo de atrito dos solos artificialmente cimentados para solos argilosos;

Verificar a metodologia proposta de utilização da envoltória de Mohr-Coulomb modificada por FREDLUND *et al.* (1978), através da realização de ensaios triaxiais com mais valores para o teor de cimento, sendo eles maiores que os utilizados nessa pesquisa;

Verificar a metodologia proposta, também conforme a sugestão anterior, utilizando diferentes tipos de solo.

## REFERÊNCIAS

ABCP (2002). Associação Brasileira de Cimento Portland - **Guia Básico de Utilização do Cimento Portland**. 7.ed. São Paulo, pp.28

BASTOS, I. J. F. S. (2017). **Uma proposta de envoltória de resistência ao cisalhamento para solos arenosos artificialmente cimentados na Região Metropolitana de Fortaleza**. 111 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil: Geotecnia) – Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza.

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.

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.; 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. 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. 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.

CROFT, J. B. The influence of soil mineralogical composition on cement stabilization. **Géotechnique**, London, v. 17, p. 119-135, 1967.

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

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

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.

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. 146 p, 2005.

FREDLUND, D. G., MORGENSTERN, N. R., WIDGER, R. A. (1978) The Shear Strength of Unsaturated Soils. **Canadian Geotechnical Journal**. v. 15, n. 3, p. 313-321.

INGLES, O. G.; METCALF, J. B. **Soil stabilization** – principles and practice. Australia: Butterworths Pty. Limited, 366 p, 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., v. 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, 109 p, 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.

MIRANDA, A. N. (2008). **Fundações e CONTENÇÃO** - *Caderno de Encargos*.

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, HRB, p. 64-80, 1970.

OLIVEIRA, A. D. **Comportamento mecânico de solos artificialmente cimentados: ensaios modelagem e aplicação**. 103 f. 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil: Geotecnia) – Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza.

PLASTER, R. W.; NOBLE, D. F. Reactions and strength in Portland cement-soil mixtures. **Highway Research Record: Soil stabilization: Multiple Aspects**, Washington, HRB, p.46-63, 1970.

PRIETTO, P. D. M. **Resistência e dilatação de solos cimentados: uma abordagem teórico-experimental**. 250 f. 2004. Tese (Doutorado em Engenharia). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

PORTLAND CEMENT ASSOCIATION - PCA. (2002) **Soil-Cement for Water Resources Applications**. Soil-Cement Solutions, Report PL072.01. 8p.

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**. 142 f. 1996. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

ROTTA, G. V. **Plastificação de um solo cimentado curado sob tensão**. 154 f. 2005. Tese (Doutorado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

SENÇO, W. **Manual de Técnicas de Pavimentação**. 1. ed. São Paulo: PINI. p. 70-131 2001. v. 2.

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.

USACE – U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. **Design and Construction of Levees**. Engineer anual N° 1110-2-1913, Appendix G: Use of Soil cement for Levee Protection. Washington, 2000. p. 146-162.

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