



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ  
CENTRO DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM RECURSOS HÍDRICOS, SANEAMENTO  
AMBIENTAL E GEOTECNIA**

**IGOR DE BRITO ALENCAR**

**ANÁLISE EXPERIMENTAL E NUMÉRICA DA COMPRESSIBILIDADE DE SOLOS  
CIMENTADOS ARTIFICIALMENTE**

**FORTALEZA  
2017**

IGOR DE BRITO ALENCAR

ANÁLISE EXPERIMENTAL E NUMÉRICA DA COMPRESSIBILIDADE DE SOLOS  
CIMENTADOS ARTIFICIALMENTE

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Centro de Tecnologia da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: 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)

---

A353a Alencar, Igor de Brito.  
Análise Experimental e Numérica da Compressibilidade de Solos Cimentados Artificialmente / Igor de Brito Alencar. – 2017.  
113 f. : il. color.

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

1. Solo-cimento. 2. Deformabilidade. 3. Programa Unstruct. I. Título.

CDD 624.15

---

IGOR DE BRITO ALENCAR

ANÁLISE EXPERIMENTAL E NUMÉRICA DA COMPRESSIBILIDADE DE SOLOS  
CIMENTADOS ARTIFICIALMENTE

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Centro de Tecnologia da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Geotecnia.

Aprovada em: 27/ 07/ 2017.

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 Fábio Porto de Aguiar  
Instituto Federal do Ceará (IFCE)

A Deus.  
Aos meus pais, Nara e Mateus.

## **AGRADECIMENTOS**

A Deus, pela força espiritual a mim concedido, mostrando-me a luz nas horas difíceis que tive durante minha caminhada.

A minha mãe Ana Monteiro por me ensinarem valores importantes, incentivar a realização dos meus sonhos, ter me proporcionado uma educação de qualidade e estar sempre ao meu lado nos momentos bons e ruins.

A minha noiva Nara Gadelha pelo amor, carinho, compreensão, paciência, amizade, por estar comigo em todas as horas, por me incentivar a vencer todos os obstáculos, enfim, por ser essa pessoa tão maravilhosa na minha vida.

Ao meu irmão Mateus, por ser um grande irmão em todas as horas.

Ao Prof. Dr. Francisco Chagas da Silva Filho, por ter me aceito como orientando, pela excelente orientação e ensinamentos durante essa jornada.

Aos professores participantes da banca examinadora Anderson Borghetti Soares e Marcos Fábio Porto de Aguiar pelo tempo, pelas valiosas colaborações e sugestões.

Aos meus amigos do Mestrado: Ícaro, Alexandre, Fernando, Diego, Gislene, Vitor, Deyvid, Rafael, Alex, Larissa, Ygor e Samuel pelas horas de estudos e parcerias nessa longa caminhada.

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

Aos companheiros do Laboratório de Mecânica dos Solos e Pavimentação LMSP – UFC, Aninha, Ciroca, Roberto, Anselmo e Germano.

A CAPES, órgão de fomento que viabilizou economicamente esta pesquisa, assim como o pesquisador.

À Universidade Federal do Ceará.

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

## RESUMO

Os projetos geotécnicos podem ser conduzidos basicamente de duas formas, ou adaptando as estruturas ao perfil de solo, ou melhorar as propriedades dos solos adaptando-se ao projeto geotécnico já definido. No segundo caso uma das formas mais eficientes e atualmente em bastante uso é a adição de aglomerante ao solo gerando uma cimentação artificial. Pequenas porções de cimento proporcionam grandes aumentos de resistência e de rigidez, características muito importantes quando se deseja ter limitações de deformações com estruturas mais estáveis. Essa pesquisa teve como objetivo avaliar as condições tensão-deformação em amostras de solo cimentado artificialmente através de ensaios edométricos com a aplicação de diferentes valores de teores de cimento. O resultado, evidentemente foi um comportamento não-linear e com a rigidez aumentando tanto com o aumento das tensões de compressão como do teor de cimento. A pesquisa também envolveu a implementação de uma modelagem numérica no programa UNSTRUCT que utiliza resultados de ensaios edométricos em uma amostra de solo sem cimento e outra com teor máximo de cimento. O comportamento para teores intermediários são calculados através de uma interpolação linear, dessa forma a modelagem reduz o número de ensaios e permite a utilização de um programa de elementos finitos para previsão tensão-deformação de solos cimentados. Vale ressaltar que os resultados experimentais demonstram que a interpolação linear apresentou boa concordância o que justifica a utilização da modelagem proposta nessa pesquisa e implementada no programa UNSTRUCT.

**Palavras-chave:** Solo-cimento. Deformabilidade. Programa UNSTRUCT.

## ABSTRACT

Geotechnical projects can be conducted basically in two ways, either by adapting the structures to the soil profile or by improving the soil properties by adapting to the already defined geotechnical design. In the second case, one of the most efficient and currently in great use is the addition of binder to the soil generating an artificial cementation. Small portions of cement provide great increases in strength and rigidity, which are very important when it is desired to have deformation limitations with more stable structures. This research aimed to evaluate the stress-strain conditions in artificially cemented soil samples by means of oedometric tests with the application of different values of cement contents. The result, evidently, was a non-linear behavior and with stiffness increasing with both the increase of the compression stresses and the cement content. The research also involved the implementation of a numerical modeling in the UNSTRUCT program that uses results of oedometric tests in a sample of soil without cement and another one with maximum content of cement. The behavior for intermediate contents is calculated through a linear interpolation, in this way the modeling reduces the number of tests and allows the use of a finite element program for stress-strain prediction of cemented soils. It is noteworthy that the experimental results show that linear interpolation presented good agreement, which justifies the use of the model proposed in this research and implemented in the UNSTRUCT program.

**Keywords:** Soil-cement. Deformability. UNSTRUCT Program.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1	Diagrama esquemático de um oedômetro .....	49
Figura 2	Comparação das modelagens de colapso utilizadas pelo programa UNSTRUCT, Miranda (1988) e Silva Filho (1998) .....	67
Figura 3	Localização da coleta do solo .....	78
Figura 4	Solo coletado para ensaios .....	80
Figura 5	Cimento Portland utilizado nas misturas .....	81
Figura 6	Amostras de solos com 10 e 0% de cimento, respectivamente .....	83
Figura 7	Equipamentos de compressão oedométrica utilizados nos ensaios .....	84
Figura 8	Corpo-de-prova fora do anel de adensamento .....	84

## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 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 ( $\rho_d$ ) .....	39
Gráfico 2-2	Efeito do teor de umidade de moldagem ( $w$ ) sobre a resistência à compressão simples de amostras de solo artificialmente cimentadas ....	40
Gráfico 2-3	Variação da resistência à compressão simples em função da porosidade ( $n$ ) .....	41
Gráfico 2-4	Variação da resistência à compressão simples em função da porosidade e do teor volumétrico de cimento .....	43
Gráfico 2-5	Comportamento idealizado de um solo cimentado: (a) trajetórias de tensões; (b) curvas de tensão-deformação .....	45
Gráfico 3-1	Resultado típico de um ensaio oedométrico .....	50
Gráfico 3-2	Definição do módulo oedométrico .....	51
Gráfico 3-3	Relação índice de vazios versus tensão vertical efetiva .....	52
Gráfico 3-4	Relação deformação volumétrica específica versus tensão vertical efetiva .....	52
Gráfico 3-5	Curvas de compressão para estágios de carga com diferentes tempos de duração .....	55
Gráfico 3-6	Efeito da compressão secundária no posicionamento da curva de pressão neutra .....	56
Gráfico 3-7	Relação idealizada entre índice de vazios e tensão vertical efetiva .....	57
Gráfico 3-8	Determinação do coeficiente de adensamento pelo método de Casagrande .....	60
Gráfico 3-9	Classificação da Susceptibilidade do solo ao colapso .....	62
Gráfico 4-1	Modelagem completa para a expansão ou colapso .....	73
Gráfico 4-2	Modelagem completa para contração e comportamento neutro .....	73
Gráfico 4-3	Aplicação incremental comparado com a curva do ensaio .....	74

Gráfico 5-1	Curvas granulométricas do solo estudado .....	87
Gráfico 5-2	Curvas de compactação do solo estudado .....	88
Gráfico 5-3	Curvas de compactação da mistura solo-cimento .....	89
Gráfico 5-4	Tensão vertical x deformação específica do solo cimentado e natural com 7 dias de cura .....	90
Gráfico 5-5	Tensão vertical x deformação específica do solo cimentado e natural com 14 dias de cura .....	91
Gráfico 5-6	Tensão vertical x deformação específica do solo cimentado e natural com 28 dias de cura .....	91
Gráfico 5-7	Módulo de elasticidade oedométrico versus teor de cimento .....	92
Gráfico 5-8	Módulo oedométrico versus teor de cimento no trecho de tensão 0 a 200 kPa .....	93
Gráfico 5-9	Módulo oedométrico versus teor de cimento no trecho de tensão de 200 a 400 kPa .....	94
Gráfico 5-10	Módulo oedométrico versus teor de cimento no trecho de tensão de 400 a 800 kPa .....	94
Gráfico 5-11	Módulo oedométrico versus teor de cimento no trecho de tensão de 800 a 1600 kPa .....	95
Gráfico 5-12	E versus $C_i$ no trecho de 0 a 200kPa .....	97
Gráfico 5-13	E versus $C_i$ no trecho de 200 a 400kPa .....	98
Gráfico 5-14	E versus $C_i$ no trecho de 400 a 800kPa .....	98
Gráfico 5-15	E versus $C_i$ no trecho de 800 a 1600kPa .....	99
Gráfico 5-16	Tensão vertical versus deformação específica .....	100
Gráfico 5-17	Modelagem no UNSTRUCT .....	101

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2-1	Condições granulométricas para que seja viável o tratamento do solo com cimento (adaptado de ATIC, 1993) .....	30
Tabela 2-2	Previsão da quantidade de cimento em função do tipo de solo .....	34
Tabela 4-1	Valores máximos de sucção para a amostra seca .....	69
Tabela 5-1	Composição química do cimento Portland CP – II – 32 .....	77
Tabela 5-2	Programa de ensaios realizados .....	78
Tabela 5-3	Propriedades físicas do solo utilizado e normas de ensaios .....	85
Tabela 5-4	Índices físicos dos pontos máximos das curvas do Gráfico 5-3 .....	88
Tabela 5-5	Valores do módulo de elasticidade oedométrico, em kPa, variando com as tensões e os teores de cimento .....	91
Tabela 5-6	Valores de E (kPa) obtidos nos ensaios, programa e ajuste linear para o trecho de tensão de 0 a 200 kPa .....	94
Tabela 5-7	Valores de E (kPa) obtidos nos ensaios, programa e ajuste linear para o trecho de tensão de 200 a 400 kPa .....	95
Tabela 5-8	Valores de E (kPa) obtidos nos ensaios, programa e ajuste linear para o trecho de tensão de 400 a 800 kPa .....	95
Tabela 5-9	Valores de E (kPa) obtidos nos ensaios, programa e ajuste linear para o trecho de tensão de 800 a 1600 kPa .....	95
Tabela 5-10	Resultados das deformações obtidas no ensaio de compressão oedométrica e no programa UNSTRUCT .....	98

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ABCP	Associação Brasileira de Cimento Portland
ACI	American Concrete Institute
AM	Amostra de Solo Ensaiado
ASTM	American Society of Testing Materials
ATIC	Associação Técnica da Indústria do Cimento
CP	Cimento Portland
CP'S	Corpos-de-prova
CRRI	Central Road Research Institute
DNER	Departamento Nacional de Estradas e Rodagens
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
EUA	Estados Unidos da América
IP	Índice de Plasticidade
LC	Limite de Contração
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
METROFOR	Companhia Cearense de Transportes Metropolitanos
NBR	Norma Brasileira
OCR	Overconsolidation ratio (Razão de Pré-adensamento)
PCA	Portland Cement Association
PH	Potencial Hidrogeniônico
SUCS	Sistema Unificado de Classificação do Solo
USACE	United States Army Corps of Engineers
USBR	United States Bureau of Reclamation
UNSTRUCT	Programa numérico de elementos finitos para solos não-saturados

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\text{Al}_2\text{O}_3$	Óxido de Alumínio
apud	Junto a
$a_v$	Coefficiente de compressibilidade
$\mathbf{B}^T$	Matriz transposta deformação desformação deslocamento
$\text{CaO}$	Óxido de Cálcio
$\text{CAH}$	Hidratos de Aluminato de Cálcio
$\text{Ca(OH)}_2$	Hidróxido de Cálcio
$C_c$	Índice de compressão
$C_3S$	Silicato de Cálcio
$C_3S_2H_x$	Silicato de Cálcio Hidratado
$C_i$	Teor de cimento gravimétrico; teor de cimento dado
$C_{i_v}$	Teor de cimento volumétrico
$C_f$	Teor de cimento máximo
$C_s$	Índice de descompressão
$\text{CSH}$	Silicato de Cálcio Hidratado
$C_r$	Índice de recompressão
$\text{CR}$	Razão de compressão virgem
$C_v$	Coefficiente de adensamento
$C_\alpha$	Compressão secundária
$d^e$	Deslocamento dos nós do elemento
$D_2$	Matriz de elasticidade do solo com sucção
$D_1$	Matriz de elasticidade do solo não-saturado
$D_e$	Rigidez inicial do solo
$\overline{D}_e$	Rigidez final após o colapso
$\Delta\sigma$	Varição de tensões
$\Delta u$	Varição de poro-pressão
$E$	Módulo de Young; módulo oedométrico para o teor de cimento dado ( $C_i$ )
$E_f$	Módulo oedométrico para o teor de cimento máximo adotado
$E_{\text{oed}}$	Módulo Oedométrico
$E_u$	Módulo de elasticidade interpolado
$E_0$	Módulo de elasticidade para condição inicial; módulo oedométrico s/ cim.
$E_s$	Módulo de elasticidade para a condição saturada
$e$	Índice de vazios, número de Euler
et. al.	E outros
$\xi$	Deformação
$\xi_c$	Deformação de colapso
$\xi_i$	Deformação do solo antes de receber umidade
$\xi_v$	Deformação de expansão
$\xi_0$	Deformação inicial do solo; deformação para expansão livre
$\xi_v$	Deformação específica
e.g.	Por exemplo
$\xi_a$	Deformação axial
$\emptyset$	Ângulo de atrito interno
$\text{Fe}_2\text{O}_3$	Óxido de ferro
$\gamma$	Peso específico
$\gamma_w$	Peso específico da água

$G_s$	Densidade real dos grãos
H	Profundidade, altura da camada cimentada
H <sub>2</sub> O	Água
k	Coefficiente de permeabilidade
$K_0$	Coefficiente de empuxo no repouso
MPa	Mega Pascal
kPa	Quilo Pascal
$m_v$	Coefficiente de compressibilidade volumétrico
MgO	Óxido de Magnésio
n	Porosidade
OH	Hidroxila
$\nu$	Coefficiente de Poisson
$\nu_u$	Coefficiente de Poisson interpolado
$\nu_0$	Coefficiente de Poisson para condição inicial
$\nu_s$	Coefficiente de Poisson para condição saturada
q	Tensão desvio
$p'$	Tensão normal média efetiva
$q_u$	Resistência à compressão simples
$\rho_d$	Massa específica aparente seca
$\rho_{dm\acute{a}x}$	Massa específica aparente seca máxima
RR	Razão de recompressão
S	Grau de saturação
SiO <sub>2</sub>	Óxido de Silício
SiO <sub>3</sub>	Dióxido de Silício
SO <sub>3</sub>	Anidrido Sulfúrico
SR	Razão de descompressão
t	Tempo
T	Fator tempo
U <sub>Z</sub>	Grau de adensamento
$\bar{U}_Z$	Grau de adensamento médio
u	Excesso de pressão neutra num momento qualquer
$(u_a - u_w)_0$	Sucção do corpo de prova usado para definir $E_0$
$(u_a - u_w)$	Sucção do solo para o qual se deseja calcular $E_u$
$u_0$	Excesso de pressão neutra inicial
v	Volume específico
$V_{ci}$	Volume absoluto de cimento
$V_v$	Volume absoluto de vazios
$V_v/C_i, n/C_{i_v}$	Fator vazio cimento
w	Teor de umidade
$w_0$	Teor de umidade ótimo
z	Profundidade
$\Delta\sigma'_v$	Incremento de tensões verticais efetivas
$\Delta\xi'_v$	Incremento das deformações verticais
$\sigma'_h$	Tensão normal efetiva horizontal
$\sigma'_v$	Tensão normal efetiva vertical
$\sigma'_{vm}$	Maior tensão vertical efetiva a que o solo já se submeteu
$\sigma'_v$	Tensão vertical efetiva atuante
$\sigma'_{zm}$	Tensão de pré-adensamento
$\sigma'_{vpm}$	Tensão de pré-adensamento virtual do solo na umidade natural
$\sigma'_{vps}$	Tensão de pré-adensamento virtual do solo inundado

$\sigma_{v0}$	Tensão vertical devido ao peso próprio
$\sigma_v$	Tensão vertical total
$\sigma_0$	Estado inicial de tensões compatível com o carregamento aplicado
$\sigma$	Novo estado de tensões após o colapso do solo

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	19
1.1	Objetivos da pesquisa .....	21
1.2	Organização da dissertação .....	21
<b>2</b>	<b>SOLOS ARTIFICIALMENTE CIMENTADOS</b> .....	23
2.1	Breve histórico do solo cimento .....	23
2.2	Visão geral .....	23
2.3	Materiais apropriados para a mistura de solo-cimento .....	29
2.3.1	<i>Solos</i> .....	30
2.3.2	<i>Cimento</i> .....	32
2.3.3	<i>Água</i> .....	33
2.3.4	<i>Materiais maléficos ao cimento</i> .....	34
2.3.5	<i>Dosagem do solo cimento</i> .....	34
2.4	Variáveis importantes que influenciam o comportamento mecânico do solo-cimento .....	36
2.4.1	<i>Efeitos do tipo de solo</i> .....	38
2.4.2	<i>Efeitos da quantidade de cimento</i> .....	39
2.4.3	<i>Efeito da umidade de moldagem</i> .....	40
2.4.4	<i>Efeito da densidade final da mistura</i> .....	41
2.4.5	<i>Efeito do fator água/cimento</i> .....	42
2.4.6	<i>Efeito do fator vazios/cimento</i> .....	43
2.5	Tensão-deformação para solos artificialmente cimentados .....	43
2.6	Variação da rigidez em função da adição de cimento .....	46
2.7	Considerações finais do capítulo .....	46
<b>3</b>	<b>COMPRESSIBILIDADE UNIDIMENSIONAL DE MATERIAIS PARTICULADOS</b> .....	47
3.1	Compressão primária .....	47
3.1.1	<i>Introdução</i> .....	48
3.1.2	<i>Tensões geostáticas e estado de repouso</i> .....	48
3.1.3	<i>Solos normalmente adensados e pré-adensados</i> .....	49
3.1.4	<i>Compressão unidimensional – o ensaio oedométrico</i> .....	50
3.1.5	<i>Compressão inidimensional</i> .....	51

3.1.6	<i>Mecanismos de variação volumétrica e comportamento característico</i> .....	53
3.1.7	<i>Tensão de pré-adensamento</i> .....	54
3.1.8	<i>Efeitos de procedimentos sobre os resultados dos ensaios oedométricos</i> .....	55
3.2	<b>Adensamento primário</b> .....	56
3.2.1	<i>Teoria do adensamento de Terzaghi e Frölich</i> .....	58
3.2.2	<i>Determinação do coeficiente de adensamento (<math>c_v</math>)</i> .....	60
3.3	<b>Ensaio oedométrico em amostra de solo não saturada</b> .....	61
3.4	<b>Considerações finais do capítulo</b> .....	63
4	<b>PROGRAMA UNSTRUCT PARA SOLOS CIMENTADOS ARTIFICIALMENTE</b> .....	64
4.1	<b>Breve histórico do desenvolvimento do programa</b> .....	64
4.2	<b>Programa Unstruct proposto por Miranda (1988)</b> .....	65
4.3	<b>Programa Unstruct proposto por Silva Filho (1998)</b> .....	65
4.3.1	<i>Implementação do colapso em programa de elementos finitos</i> .....	68
4.3.2	<i>Módulos de elasticidades variáveis (linear por trechos)</i> .....	71
4.3.3	<i>Modelagem de solos não saturados que podem apresentar expansão ou contração e colapso</i> .....	73
4.3.4	<i>Aplicação incremental de carregamentos</i> .....	75
4.4	<b>Programa Unstruct para solos artificialmente cimentados proposto nessa pesquisa</b> .....	75
5	<b>APLICAÇÕES DO PROGRAMA UNSTRUCT A ENSAIOS EDOMÉTRICOS EM SOLOS CIMENTADOS ARTIFICIALMENTE</b> .....	77
5.1	<b>Considerações iniciais</b> .....	77
5.2	<b>Materiais utilizados</b> .....	77
5.2.1	<i>Solo</i> .....	78
5.2.2	<i>Cimento Portland</i> .....	79
5.2.3	<i>Água</i> .....	80
5.3	<b>Ensaio realizados</b> .....	80
5.3.1	<i>Coleta e preparação das amostras</i> .....	81
5.3.2	<i>Ensaio de caracterização e compactação</i> .....	82
5.3.3	<i>Preparação dos corpos de prova</i> .....	83
5.3.4	<i>Ensaio de compressão oedométrica</i> .....	84
5.4	<b>Resultados da investigação experimental</b> .....	85

5.4.1	<i>Considerações iniciais</i> .....	86
5.4.2	<i>Ensaio de caracterização e compactação</i> .....	86
5.4.3	<i>Ensaio de compressão unidimensional</i> .....	90
5.5	<b>Considerações finais</b> .....	101
6	<b>CONCLUSÕES E SUGESTÕES</b> .....	103
6.1	<b>Conclusões</b> .....	103
6.1.1	<i>Resultados da investigação experimental</i> .....	104
6.1.2	<i>Modelagem numérica implementada no programa UNSTRUCT</i> .....	105
6.2	<b>Sugestões para trabalhos futuros</b> .....	105
	<b>REFERÊNCIAS</b> .....	105

## 1 INTRODUÇÃO

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

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

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

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

As pesquisas mais recentes sobre solos artificialmente cimentados apresentam o desenvolvimento de metodologias de dosagens baseadas em critérios racionais, como a relação água/cimento utilizada para o concreto. Diversos trabalhos encontrados, mostraram que uma boa relação para a caracterização mecânica do solo artificialmente cimentado é o fator vazio/cimento. Mas também o fator teor de cimento ainda é utilizado nos trabalhos.

O presente trabalho visa estudar o comportamento de um solo artificialmente cimentado, proporcionando um aumento significativo de sua rigidez. Dessa forma, esta

pesquisa apresenta um estudo experimental e numérico do aumento de rigidez numa massa de solo causada pela adição de cimento e proposto por ALENCAR (2017).

Foram realizados ensaios experimentais de caracterização física, compactação e compressão oedométrica. Os ensaios de caracterização física e compactação foram realizados nas amostras de solo sem cimento. Já os ensaios de compressão unidimensional foram realizados nas amostras com os teores de cimento de 0, 2, 5 e 10% e com tempo de cura de 7, 14 e 28 dias.

As curvas de tensão-deformação foram apresentadas para os teores estudados e com isso foram obtidos os módulos de rigidez do solo. Os resultados mostraram um aumento significativo de rigidez com o aumento do teor de cimento na massa de solo. Esse aumento do módulo oedométrico com o teor de cimento utilizado apresentou um comportamento linear, como será apresentado mais adiante.

Foi realizado uma análise numérica simulando o ensaio de compressão unidimensional na qual, obteve-se as deformações específicas dos corpos-de-prova submetidos aos mesmos carregamentos do ensaio experimental. Os resultados obtidos por essa análise apresentaram-se bastantes concordantes, o que viabiliza a sua utilização em casos práticos que envolvem obras geotécnicas, tais como uma fundação superficial.

Foram traçadas as curvas de tensão *versus* deformação para cada estágio de carregamento para o ensaio e o resultado numérico, isso para cada trecho de carregamento, sendo observado bons ajustes entre os dados experimentais e numéricos.

A implementação numérica foi feita utilizando o programa UNSTRUCT que modela o comportamento tensão-deformação para solos não saturados que possuem um aumento de rigidez com a sucção. No estudo apresentado nesse trabalho esse programa foi usado para modelar, de forma semelhante o melhoramento do solo com cimento. A metodologia atual utilizada pelo UNSTRUCT usa apenas dois teores de cimento (0 e 10%) podendo prever os valores de deformações para teores de cimentos intermediários (por exemplo, 2 e 5%). A partir daí pode-se determinar a quantidade adequada de cimento a ser adicionada ao solo para que se obtenha uma determinada rigidez necessária.

A seguir serão apresentados o objetivo geral e específico e a organização da dissertação.

## 1.1 Objetivos da pesquisa

O objetivo principal desta pesquisa é propor uma análise numérica para estimar a quantidade de cimento a ser adicionada a uma determinada massa de solo para que se tenha uma deformação desejada.

Os objetivos específicos da pesquisa foram:

- Analisar o comportamento mecânico de um solo cimentado artificialmente com diferentes teores de cimento, em relação a compressibilidade, através da realização de ensaios experimentais;
- Obter os módulos de elasticidade oedométricos com os teores de cimento estudados observando o aumento de rigidez com o aumento do teor de cimento;
- Propor uma modelagem numérica usando o programa UNSTRUCT desenvolvido por SILVA FILHO (1998), na qual, usando apenas dois teores de cimento (0 e 10%) pode-se prever a deformação da massa de solo para um determinado teor de cimento intermediário (2 e 5%).

## 1.2 Organização da dissertação

A dissertação está dividida em seis 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 – Solos artificialmente cimentados: apresenta um resumo dos principais conceitos sobre solos cimentados, enfatizando seu comportamento mecânico e os fatores que influenciam;
- Capítulo 3 – Compressibilidade unidimensional de materiais particulados: apresenta um resumo dos principais conceitos sobre o ensaio de compressibilidade oedométrica em solos cimentados e naturais;

- Capítulo 4 – Programa UNSTRUCT para solos cimentados artificialmente: apresenta o programa inicialmente desenvolvido por MIRANDA (1988), complementado e melhorado por SILVA FILHO (1998) para solos não saturados através do ensaio duplo de JENNINGS e KNIGH (1957) e a metodologia proposta nesta pesquisa para solos cimentados artificialmente;
- Capítulo 5 – Aplicação do programa UNSTRUCT a ensaios edométricos em solos cimentados artificialmente: apresenta todos os ensaios realizados na amostra de solo bem como as discussões dos resultados. Mostra também os resultados obtidos pela metodologia desenvolvida no programa UNSTRUCT;
- Capítulo 6 – Conclusões e recomendações: apresenta as conclusões obtidas neste trabalho e as sugestões para a continuidade desta pesquisa.

## 2 SOLOS ARTIFICIALMENTE CIMENTADOS

### 2.1 Breve histórico do solo-cimento

Em 1917 Joseph Hay Amies mostrou uma patente nos Estados Unidos de uma mistura de solo-cimento. No Reino Unido, em 1920, utilizaram cimento misturado ao solo para a construção de casas. No final dos anos 30 a Road Transport and Road Research Laboratory, conduziu um programa de ensaios de laboratório e de realização de trechos experimentais onde verificou-se que o ensaio Proctor poderia ser aplicado a misturas envolvendo solo-cimento (GOMES CORREIA *et al.*, 2002).

No Brasil teve início em São Paulo, nos anos 40, devido ao rápido crescimento do interior do estado e conseqüentemente expansão da malha rodoviária. A primeira experiência de campo foi feita no acesso ao aeroporto de Bauru, num trecho de extensão de 500 metros. Em seguida foi pavimentado o acesso ao aeroporto Prudente-Pirapozinho, com extensão de 14 km. A partir daí o solo-cimento passou a ser base e a sub-base mais construída no Estado, representando, atualmente, cerca de 50% da extensão de toda a rede pavimentada (SENÇO, 2001).

### 2.2 Visão geral

Diversos autores denominam de maneiras diferentes a adição de cimento ao solo. Existem certos critérios que os autores utilizam para adotar uma ou outra denominação, cujo principal, é o grau de alteração das propriedades do solo natural em função da quantidade de cimento adicionada. No entanto, os processos apresentam os mesmos conceitos, ou seja, introduz-se cimento ao solo para melhorar as propriedades de resistência e deformabilidade do mesmo (FOPPA, 2005).

As denominações mais utilizadas na literatura científica são: solo-cimento, solo artificialmente cimentado, solo estabilizado com cimento e solo melhorado com cimento (FOPPA, 2005). Nesta revisão não será feita nenhuma distinção desses termos. Será utilizado o termo do autor citado.

Vale ressaltar que, existem duas categorias principais de misturas de solo com cimento: solo-cimento e solo tratado com cimento. O solo-cimento apresenta uma quantidade suficiente de cimento que confere a mistura resultante certas propriedades mecânicas e de durabilidade, depois de compactadas com um certo teor em água para garantir a hidratação do cimento. É utilizado em camadas de base e sub-base de pavimentos. Segundo a Portland Cement Association (PCA, 1971), é o campo de aplicação de solo-cimento. Para poder ser utilizado nas camadas de pavimento as propriedades mecânicas devem servir-se para dimensionar a estrutura do pavimento. Os ensaios de flexão, de compressão uniaxial e diametral são os ensaios de laboratório mais adequados (VITALI, 2008).

O solo tratado com cimento apresenta uma pequena quantidade de cimento que não lhe confere características de estabilização e durabilidade do solo-cimento. É um solo melhorado que funciona como um material granular e que se quebra sob a ação de tráfego de obra. Utilizam-se em aterros e leitos de pavimento (VITALI, 2008).

O objetivo de se usar solo-cimento em camadas de base e sub-base de pavimentos é o desempenho de funções de material estrutural, dando-se importância as características mecânicas. Já o objetivo do solo tratado com cimento é obter um melhoramento imediato das propriedades mecânicas do solo, para torna-se possível a sua compactação e trafegabilidade.

O engenheiro responsável pela obra utiliza-se da resistência obtida pela mistura de solo-cimento compactada e obtém-se em campo esse valor de resistência modificando o teor em água, quantidade de cimento e grau de compactação. Com isso, ele adequa a sua necessidade ao projeto sem precisar de fazer uma grande quantidade de ensaios experimentais, pois isso, pode encarecer a obra e ser demorado (BASTOS, 2017).

De acordo com a ABNT, o material solo-cimento é definido pela NBR 12253/92, Solo-cimento – Dosagem para Emprego em Camadas de Pavimento, 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 ACI, citado pelo U.S. Army Corps of Engineers, define solo-cimento como uma mistura adequadamente proporcionada de solo, cimento e água, compactada em uma alta densidade, semelhante a ABNT (USACE, 2000).

De acordo com o DNIT define solo cimento como uma mistura devidamente compactada de solo, cimento Portland e água. Devendo-se satisfazer alguns critérios de: densidade, durabilidade e resistência, resultando em um material duro, cimentado e de elevada rigidez à flexão (DNIT, 2004).

A ABCP (2002) define o solo-cimento como o material resultante da mistura homogênea, compactada e curada de 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 diminuição de volume e durabilidade elevada.

Existem diferenças entre o concreto e o solo-cimento. No solo-cimento, a quantidade de pasta (cimento + água) não consegue recobrir a superfície de todas as partículas de solo e os espaços vazios, diferentemente do concreto. Com isso forma-se uma matriz cimentícia que une conglomerados de agregados não cimentados (PCA, 2004).

Quando não se dispõe de um material ou combinações de materiais com certas características de resistência, deformabilidade, permeabilidade ou durabilidade faz-se o uso de solo-cimento para atender essas características do projeto. A técnica de estabilização com cimento é a mais utilizada (INGLES & METCALF, 1972).

Existem inúmeros trabalhos que informam a melhora das propriedades físicas e mecânicas dos solos artificialmente cimentados (*e.g.* LADE e OVERTON, 1989; SCHNAID *et al.*, 2001; CONSOLI *et al.*, 2007). Também pode-se utilizar a estabilização com a cal. A estabilização com cimento é bastante empregada na construção de estradas, sendo geralmente utilizado como base ou sub-base de pavimentos (CATTON, 1962; INGLES & METCALF, 1972; 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. O “*rip-rap*” é utilizado para esta finalidade, mas, se as rochas não estiverem disponíveis a solução mais econômica e adequada pode ser o uso do solo-cimento (USACE, 2000).

A U.S. Bureau of Reclamation, em 1951, utilizou o solo-cimento pela primeira vez no reservatório Bonny, no estado do Colorado. Os resultados das observações experimentais foram excelentes (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. Essas condições são problemáticas podendo causar trincas severas e até mesmo a inabitabilidade da edificação (INGLES & METCALF, 1972).

A solução mais utilizada é o uso de fundações profundas, nesses locais, para suportar as cargas geradas pela construção. Por estarem a uma profundidade elevada, há uma maior capacidade de suporte. Essa técnica pode aumentar o custo da obra e até tornar-lá inviável, por exemplo, na construção de um conjunto habitacional popular (THOMÉ *et al.*, 2005).

Além das aplicações destacadas anteriormente, outras utilizações para 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 de 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; CRUZ *et al.*, 2005).

A adição de pequenas quantidades de cimento, de até 2%, irá modificar as propriedades dos solos, enquanto que quantidades maiores alterarão drasticamente as suas propriedades (INGLES & METCALF, 1972).

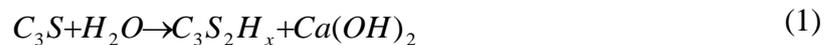
Quando adicionam-se água e cimento Portland ao solo, a cimentação resultante é uma combinação de dois tipos de ligações: (i) ligações mecânicas entre o cimento e a superfície rugosa dos grãos e (ii) ligações químicas desenvolvidas entre o cimento e a superfície dos grãos (EL-RAWI *et al.*, 1967).

O endurecimento da mistura de solo-cimento é devido a cimentação de partículas de solo pelos produtos da hidratação do cimento e pelos produtos de reações secundárias. Essa maior resistência e rigidez é devido a formação de um esqueleto composto desses materiais através da massa de solo (HERZOG & MITCHELL, 1963).

Em solos siltosos e/ou arenosos a resistência alcançada pela mistura é uma consequência das ligações químicas secundárias, como as forças de Van der Waals (NISHIDA & KAWAMURA, 1971).

Quando adiciona-se água ao cimento, os produtos da hidratação são silicatos hidratados de cálcio, aluminatos hidratados de cálcio e cal hidratada. Os dois primeiros produtos são os principais componentes da hidratação. Nos solos granulares, a estabilização ocorre devido a forças de adesão resultantes da cimentação. Os silicatos e aluminatos de cálcio ligam-se às partículas de solo conferindo maior resistência à mistura. As reações químicas entre o solo e o cimento são:

(i) Reações de hidratação do cimento:



(ii) Reação entre a cal gerada na hidratação e os argilos-minerais do solo:



As últimas reações são chamadas de pozolânicas e ocorrem em velocidade mais lenta. Os compostos CSH e CAH são agentes cimentantes responsáveis pelo ganho de resistência (VITALI, 2008).

Se ocorrer uma queda no pH da mistura, a reação caminha no seguinte sentido:



O silicato de cálcio hidratado ( $C_3S_2H_x$ ) é o produto final da hidratação tanto do  $C_3S$  como do  $C_2S$ , sendo que, aquele originado do  $C_3S$  é estável somente em soluções

saturadas de hidróxido de cálcio, com pH variando de 12,34 a 12,20, enquanto que o proveniente do  $C_2S$  é estável em soluções com pH igual a 11 (PITTA *et al.*, 1988).

Se o pH abaixar, o silicato de cálcio hidratado ( $C_3S_2H_x$ ) deixa de ser estável e ocorre a reação da equação (5). Nesta reação, forma-se o CSH, que apesar de ser também um silicato de cálcio hidratado, no entanto apresenta características de cristalização e de resistência mecânica diferenciadas do ( $C_3S_2H_x$ ), devido as condições do meio em que se forma. Com isso, a queda do pH, forma-se o CSH, com consumo de parte do  $C_3S_2H_x$  (MOH, 1962).

As principais causas da queda do pH em uma mistura de solo-cimento são as reações entre a cal gerada na hidratação do cimento e os argilos-minerais do solo, equações (3) e (4) e que são mais pronunciadas em solos argilosos. Por isto, à medida que os solos tornam-se mais finos (mais argilosos e reativos com a cal), a contribuição das reações pozolânicas (mais pronunciadas nos solos finos) para a resistência final da mistura se dá às custas do consumo de um composto cimentante mais resistente que aquele originado pelas reações pozolânicas. Conseqüentemente, uma mesma quantidade de cimento resultará em uma resistência mais elevada em solos de características arenosas, do que em solos predominantemente argilosos (CROFT, 1967).

O cimento adicionado ao solo atua formando ligações entre as partículas com isso, formam arranjos estruturais que conferem ao material melhores resistências e rigidez do que o não cimentado. Esses efeitos podem ser visualizados ao fazer-se ensaios de resistência e deformabilidade com amostras cimentadas e não cimentadas (PRIETTO, 2004).

Essa estrutura faz com que o solo-cimentado se comporte como uma rocha branda e outros materiais naturalmente estruturados. Com isso, os solos-cimentados estão enquadrados numa faixa intermediária entre solos e rochas e seu comportamento não pode ser totalmente compreendido somente com os conceitos de Mecânica dos Solos Clássica (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990).

Os modelos clássicos da mecânica dos solos não explicam por completo o comportamento mecânico dos solos estruturados, pois, consideram como conceitos básicos, somente, a densidade inicial e a história de tensões. A estrutura do solo também deve-se ser levada em consideração (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990).

## 2.3 Materiais apropriados para a mistura de 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 da mistura 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).

Solos argilosos que apresentam o argilomineral montmorilonita, são difíceis de estabilizar pela adição de cimento (CROFT, 1967). O autor concluiu que alguns argilominerais dificultam a estabilização do cimento. Solos caoliníticos ou ilíticos são mais apropriados para a estabilização com cimento do que solos com grandes quantidades de argilo-minerais expansivos. A ação do cimento reduz o IP e aumenta o LC dos solos PRIETTO, 2004).

A fração de argila sofre ataque e deterioração quando misturada com o cimento Portland. O argilomineral mais susceptível é a montmorilonita, depois a caolinita e a ilita. Ao fazer ensaios de compressão simples, os resultados mostraram 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 (PLASTER & NOBLE, 1970).

De acordo com a aplicação existem normas específicas que apresentam critérios quanto à seleção do solo a ser utilizado nas misturas do 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 (BASTOS, 2017).

A NBR 12253/92 – Solo-cimento – Dosagem para Emprego como Camada de Pavimento, exige que o solo se enquadre nas classificações A1, A2, A3 e A4 da (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.

A matéria orgânica e sais em excesso, bem como o pH ácido são fatores que inibem o desenvolvimento da resistência de misturas solo-cimento, pois retardam ou impedem a hidratação do cimento (PRIETTO, 2004).

Uma das razões pelas quais a matéria orgânica retarda a hidratação, é porque ela absorve preferencialmente os íons cálcio Ingles & Metcalf (1972). Os autores apontam que o tipo e a quantidade de matéria orgânica são importantes e que 2% é considerado um limite superior seguro. Em relação ao tipo de matéria orgânica, Catton (1940) citado por Núñez (1991), afirma que compostos orgânicos de alto peso molecular (celulose) tem pouco efeito na mistura ao passo que compostos de peso molecular mais baixo (dextrose, ácido nucléico) podem retardar a hidratação e impedir a ação do cimento.

Alguns autores, Epps, Dunlap & Gallaway (1971); Robbins & Mueller (1960) citados por Núñez (1991), observaram uma relação entre o pH e a reatividade dos solos com cimento. Solos com pH baixo não reagem normalmente com o cimento.

Vale ressaltar que, o teor de finos exerce grande influência na estrutura mineral do solo. Em grandes quantidades, fazem com que a estrutura da mistura depois de compactada seja do tipo flocular. Com isso, as areias perdem 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 MINGUELA (2007) *apud* VITALLI (2008).

No entanto, a presença de finos é importante, pois dá uma maior estabilidade estrutural. 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.

Solos com elevada plasticidade são muito sensíveis a variações do teor em água, sendo necessária a adição de uma elevada quantidade de cimento para adequar o solo ao tratamento, ou seja, a plasticidade do solo também deve ser limitada (MINGUELA, 2007).

Segundo a experiência da Portland Cement Association, os solos mais adequados para a estabilização com cimento são os materiais bem graduados que possuem uma quantidade de finos adequada para formar uma matriz fluante. A granulometria tem de estar

de acordo com os seguintes limites: no mínimo, 55% de partículas menores do que 4,75 mm; no mínimo, 35% de partículas menores do que 2,00 mm e no mínimo, 25% das partículas com tamanhos entre 0,075 mm e 2,00 mm (PCA, 1971).

O U.S. Bureau of Public Roads recomenda que o cimento deve ser usado como ligante quando o solo tem menos de 35% passado na peneira nº 200 e um  $I_p < 20\%$ . Atendendo a esses critérios o solo é classificado como sendo A-2 e A-3, de acordo com a ASTM D 3282 e está apropriado para a estabilização com cimento (GOMES CORREIA, 2002).

Perante a Associação Técnica da Indústria do Cimento ATIC (1993), todos os solos em quaisquer lugares podem ser tratados com cimento, pois é fácil um solo se enquadrar nas recomendações granulométricas apresentadas na Tabela 2-1. As condições de plasticidade são:  $IP \leq 18\%$  e  $LL \leq 40\%$ .

Tabela 2-1 - Condições granulométricas para que seja viável o tratamento do solo com cimento (adaptado de ATIC, 1993).

Peneira (nº)	03	04	40	200
%Passante	100	50 – 100	15 - 100	0 – 50

Fonte: VITALLI, 2008

### 2.3.2 Cimento

Pode-se utilizar qualquer tipo de cimento para a estabilização com o solo, mas o cimento Portland comum é o mais utilizado. A Associação Brasileira de Cimento Portland, ABCP (2002) não recomenda utilizar o cimento Portland com alta resistência inicial em obras correntes, pois, este tipo de cimento apresenta resistências menores quando em contato com agentes agressivos no solo (VITALLI, 2008).

Mínguela (2007) cita as qualidades desejáveis do cimento a ser empregado, sendo elas:

- i. Longo tempo de início e fim de pega, para um maior prazo de trabalhabilidade, recomenda um tempo mínimo de 2 horas;
- ii. Baixa liberação de calor de hidratação, a fim de minimizar as contrações térmicas e limitar fissuras por retração;
- iii. Desenvolvimento lento da resistência, procurando limitar o efeito da retração e os fenômenos iniciais de fadiga introduzido pelas cargas de tráfego.

Cimentos com baixos teores de clínquer são os que se aproximam dessas exigências. Recomenda-se um teor mínimo de 3% de cimento, determinado a partir da massa de solo seco.

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

De acordo com a ATIC (1993) aumentar a quantidade 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 o emprego de material de melhor qualidade. O aumento da espessura ou o uso de material de melhor qualidade implicam custos extras de transporte e custos devido a movimentos de terra, além do aumento de tempo de duração da obra.

No entanto, segundo Ingles & Metcalf (1972), não existem restrições quando ao tipo de cimento para uso em solo-cimento de um modo geral.

### **2.3.3 Água**

Pode-se utilizar a água potável nas misturas de solo-cimento. Em geral, a quantidade de água a ser adicionada é determinada pelo ensaio de compactação na determinação do teor de umidade ótimo (INGLES & METCALF, 1972). A quantidade de água 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 retido na água de gel (NEVILLE, 1997).

#### **2.3.4 *Materiais maléficos ao cimento***

A matéria orgânica em excesso ou principalmente os sulfatos, são bastantes prejudiciais na estabilização das misturas de solo-cimento, pois retardam a hidratação e até mesmo fazem com que o cimento não atinja a resistência adequada (FELT, 1955).

A matéria orgânica retarda a hidratação do cimento devido a absorção dos íons de cálcios liberados na hidratação, prejudicando assim as reações secundárias dos cálcios liberados com a sílica ( $\text{SiO}_2$ ) e alumina ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ) do solo, também responsáveis pelo ganho de resistência (INGLES & METCALF, 1972).

Sherwood (1958) citado por Núñez (1991) afirma que 0,5% de sulfato presente no solo é suficiente para reagir com os produtos da hidratação do cimento podendo gerar compostos expansivos com conseqüente deterioração e perda de resistência do solo-cimento. Dupas & Pecker (1979) observaram uma redução significativa 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.

#### **2.3.5 *Dosagens do solo-cimento***

A dosagem de cimento serve para determinar a quantidade de cimento que será adicionada ao solo para obter a resistência e a durabilidade necessárias para atender as especificações do projeto. Para dosar a quantidade certa deve-se realizar ensaios de laboratório de compressão uniaxial e ensaios de secagem-molhagem e/ou gelo-degelo, caso seja necessário (INGLES & METCALF, 1972).

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 PCA aceito pela ASTM, ou utilizando este como comparação de seus resultados (CERRATI & CASANOVA, 1988).

Cada país adota um critério em relação a quantidade de cimento a ser adicionada. Os trabalhos pioneiros nos EUA 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, no final da sequência, a perda de peso após escovamento superficial da amostra era medida em conjunto com o eventual aumento de volume. Utilizava-se a quantidade de cimento que produzia níveis de perda de massa e inchamento dentro dos padrões estabelecidos (INGLES & METCALF, 1972).

Adotavam-se ensaios de congelamento e degelo ou molhagem e secagem, pois simulam melhor as tensões internas geradas quando da ocorrência de variações de umidade no interior da amostra de solo-cimento em serviço. Os ensaios de molhagem e secagem simulam as tensões provocadas pelas retrações. O ensaio de congelamento e degelo simulam as forças expansivas. Estes testes mostravam que o solo reagiu adequadamente com o cimento (CATTON, 1962; INGLES & METCALF, 1972 e CERRATI & CASANOVA, 1988).

Segundo a ABNT (1992) através da NBR 12253/92 estabelece como critério de aceitação uma resistência mínima de 2,1 MPa aos 7 dias de cura. Abaixo segue-se um resumo do procedimento de dosagem:

- i. Em função da classificação granulométrica do solo (A1, A2, A3 ou A4 da norma ASTM D 3282), são indicadas porcentagens de cimento de 5 a 10% para a execução do ensaio de compactação;
- ii. 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;
- iii. Moldar corpos-de-prova para o ensaio de resistência a compressão simples com um ou mais teores de cimento de forma que se determine aquele que satisfaça o critério de resistência mínimo aos sete dias de 2,1MPa. 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;

iv. Decorrido o período de cura, executar o ensaio de resistência à compressão simples de acordo com as prescrições da NBR 12025/92;

v. 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;

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

vii. 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;

viii. 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 Tabela 2-2 indica a quantidade de cimento a ser adicionada para a estabilização em relação ao tipo de solo, adaptada de (INGLES & METCALF, 1972).

Tabela 2-2 - Previsão da quantidade de cimento em função do tipo de solo.

<b>TIPO DE SOLO</b>	<b>% DE CIMENTO A ADICIONAR</b>
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).

Segundo Cerrati & Casanova (1988), os métodos convencionais para determinação do teor de cimento são bastantes demorados e trabalhosos, além do mais, necessitam de pessoal treinado para trabalhar com o equipamento. Baseado nisso, alguns autores buscaram desenvolver um método físico-químico simples e rápido, proposto originalmente pelo Central Road Research Institute da Índia (CRRI). O método considera a interação elétrica entre as partículas de cimento e as de argila. Os resultados obtidos no método simplificado e no método de dosagem da ABCP mostravam-se concordantes. Indicando que o método é eficiente para a dosagem de cimento (CERRATI & CASANOVA, 1988).

Deve-se levar em consideração que, no processo de construção em campo, por ser menos eficiente do que a moldagem de corpos-de-prova em laboratório, deve-se utilizar uma quantidade de cimento maior do que a utilizada 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).

#### **2.4 Variáveis importantes que influenciam o comportamento mecânico do solo-cimento**

Diversos fatores influenciam o comportamento mecânico dos solos artificialmente cimentados, por exemplo: fatores físico-químicos do solo, tipo de cimento utilizado, condições de preparação das amostras e condições de carregamento. Na literatura encontram-se uma grande quantidade de estudos realizados 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 *et al.*, 1981; ROTTA, 2005; CONSOLI *et al.*, 2007).

Os fatores que influenciam o comportamento mecânico, segundo FELT (1955) são: o tipo e composição química do solo, a quantidade de cimento e água adicionados, a densidade na qual a mistura é compactada, o tempo pelo qual o solo, o cimento e a água são misturados antes da compactação e o grau de pulverização do solo, se este for argiloso.

Diante dos trabalhos analisados percebeu-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 que interferem mais no comportamento mecânico do solo-cimento.

#### **2.4.1 Efeitos do tipo de solo**

Não há restrição com relação ao tipo de solo para uso com cimento, mas, as propriedades finais da mistura dependem do tipo de material utilizado. Propriedade como granulometria, mineralogia, e composição química, podem influenciar as reações com cimento e a resistência final do material (FELT, 1955, *apud* FOPPA, 2005).

A quantidade de argila presente no solo e a sua mineralogia influenciam as reações químicas do cimento afetando a sua resistência final, segundo trabalhos realizados por Croft (1967) e Plaster e Noble (1970). Ao entrar em contato com o cimento a argila sofre deterioração, sendo que o argilo-mineral mais susceptível é a montmorilonita. Além do mais, este argilo-mineral retarda a hidratação do cimento, reduzindo a eficiência da estabilização. Estudos mostraram ainda que a resistência final da mistura é mais afetada pela presença de argila no solo do que da sua mineralogia.

Ingles & Metcalf (1972) constataram que os efeitos causados pelo aumento do teor de cimento dependem do tipo de solo utilizado para a mistura. Para solos arenosos, ocorreu uma tendência ao aumento da retração e uma diminuição da permeabilidade. Para solos argilosos ocorreu um aumento da permeabilidade e uma diminuição do potencial de expansão.

Clough *et al.* (1981) e Chang & Woods (1992) verificaram que ao utilizar solos com uma distribuição granulométrica bem graduada e uma boa quantidade de finos, na

mistura com o cimento, apresentaram uma maior resistência. Devido ao fato que, o número de contatos entre os grãos é muito elevado, favorecendo a formação das ligações de cimento.

É importante que o solo cimentado apresente frações adequadas de material fino e grosso. As partículas finas dão uma maior estabilidade estrutural ao solo, enquanto que 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 (MINGUELA, 2007 *apud* VITALI, 2008).

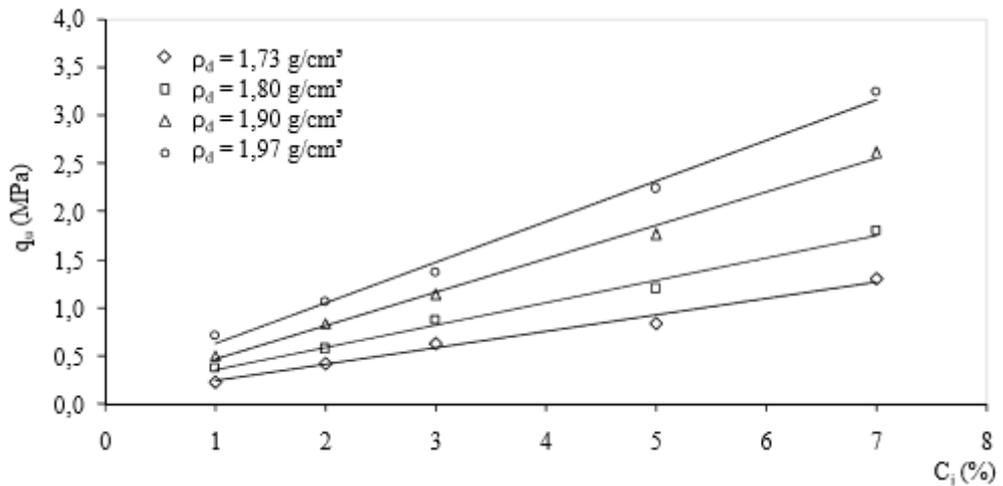
#### **2.4.2 Efeitos da quantidade de cimento**

A adição de cimento, mesmo que em pequenas quantidades, altera as propriedades do solo. Catton (1962) realizou ensaios em amostras de solo-cimentadas com baixos teores e observou um aumento no tamanho médio das partículas, uma redução da capacidade de retenção de água e uma redução do índice de plasticidade. Estudos posteriores mostraram ainda que, mesmo a adição de 1% de cimento provoca melhoras significativas nos parâmetros de resistência e deformabilidade do solo (SCHNAID *et al.*, 2001; FOPPA, 2005; CONSOLI *et al.*, 2007).

Clough *et al.* (1981) realizaram ensaios triaxiais em amostras com diferentes teores de cimento e verificaram que, para uma mesma tensão confinante, a resistência e a rigidez do solo-cimentado aumentam com o teor de cimento. Comportamento este observado em todos os trabalhos encontrados na literatura.

O Gráfico 2-1 exemplifica o ganho de resistência do solo em função da quantidade de cimento adicionada. Esses resultados foram obtidos por FOPPA (2005).

Gráfico 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).

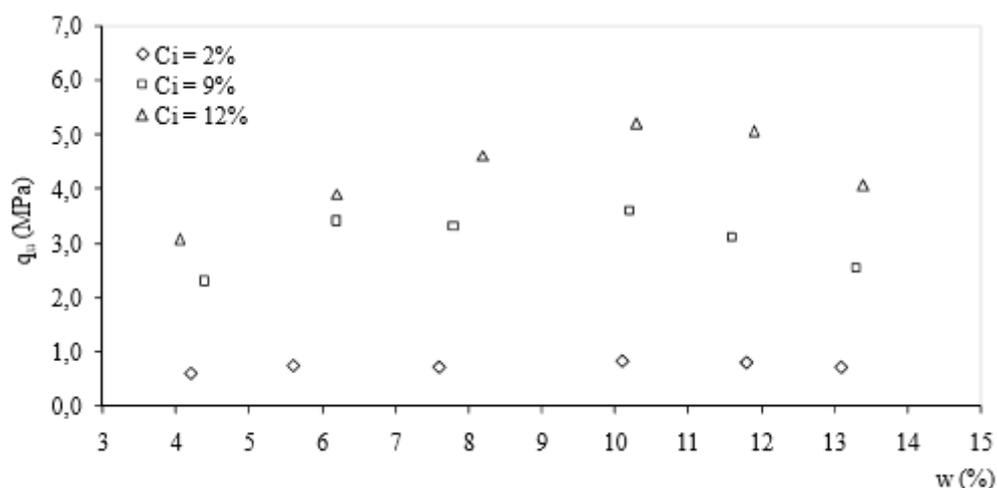
Esses resultados mostraram que, mesmo nas misturas cimentadas de maior densidade, o acréscimo de cimento gera ganhos significativos de resistência.

### 2.4.3 Efeito da umidade de moldagem

Ensaio de durabilidade e de resistência à compressão simples em tipos de solos diferentes tratados com cimento, mostraram que, nos ensaios de durabilidade, as misturas feitas em solos argilosos e siltosos apresentaram melhor desempenho para teores de umidade acima do teor de umidade ótimo de compactação; enquanto que as misturas arenosas apresentaram valores máximos para teores de umidade um pouco abaixo da ótima. Nos ensaios de compressão simples, as misturas com teores de umidade um pouco abaixo do ótimo apresentaram maior resistência (FELT, 1955 *apud* FOPPA, 2005).

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 no Gráfico 2-2.

Gráfico 2-2 - Efeito do teor de umidade de moldagem ( $w$ ) sobre a resistência à compressão simples de amostras de solo artificialmente cimentadas.



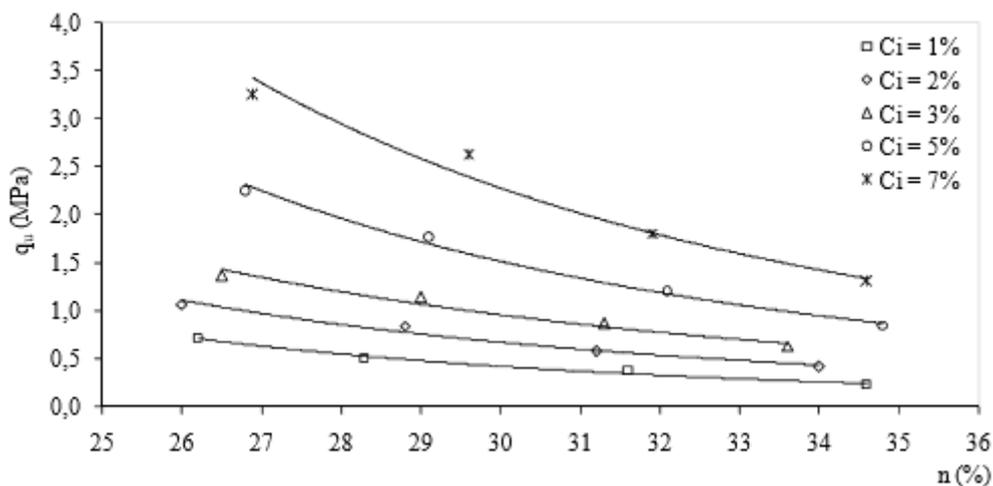
Fonte: Adaptado de FOPPA, 2005.

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.

#### 2.4.4 Efeito da densidade final da mistura

Felt (1955) apud Foppa (2005) realizou uma série de ensaios utilizando diferentes tipos de solos 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-se no Gráfico 2-3.

Gráfico 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  $29^\circ$  e  $41^\circ$ .

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 maior número de pontos de contato entre as partículas, o que facilita a formação das cimentações. Isto 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.

#### 2.4.5 Efeito do fator água/cimento

Foppa (2005) obteve resultados que não puderam determinar uma relação entre a resistência à compressão uniaxial com o fator água/cimento. Resultado diferente do que

ocorre num solo-cimentado, com um teor de cimento elevado, e no concreto, estudados por Horpibulsuk *et al.* (2003) e Azambuja (2004).

No estudo realizado por Foppa (2005), os vazios estavam parcialmente preenchidos de 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 (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 (VITALI, 2008).

#### **2.4.6 Efeito do fator vazios/cimento**

O primeiro a utilizar o termo fator vazio/cimento para estudar o comportamento de solos cimentados foi Larnach, em 1960. Dado pela razão entre o volume absoluto de vazios ( $V_v$ ) e o volume absoluto de cimento ( $V_{ci}$ ). FOPPA (2005) realizou ensaios de compressão simples e de flexão em vigotas utilizando misturas cimentadas, moldadas com diferentes teores de umidade, densidades e teores de cimento, encontrando uma correlação razoável entre o fator ( $V_v/V_{ci}$ ) e a resistência do solo-cimento (LANARCH, 1960 *apud* FOPPA, 2005).

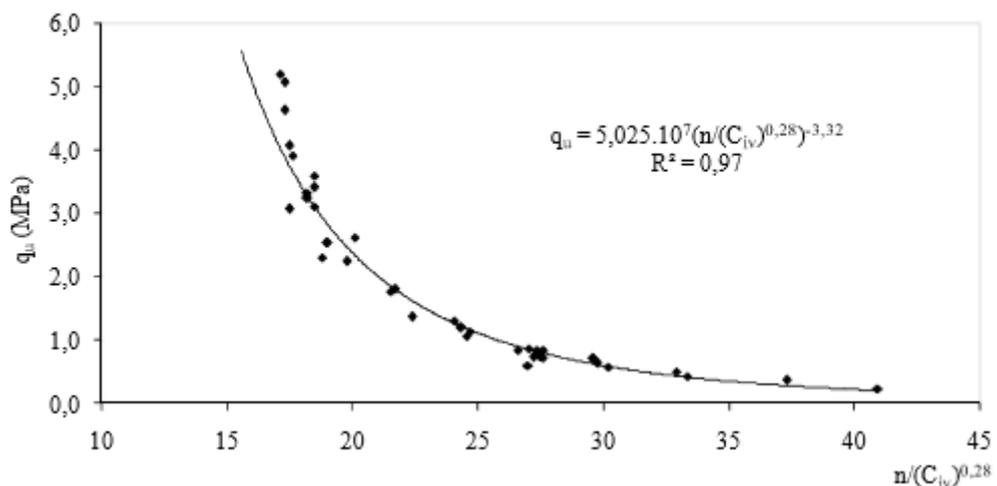
Diversos trabalhos são encontrados na literatura mostrando que os parâmetros de resistência e deformabilidade do solo cimentado podem ser ajustados pelo fator vazio/cimento, através das interpretações dos ensaios de compressão simples, compressão triaxial e das medidas de rigidez (CONSOLI *et al.*, 2007, 2009; CONSOLI e FOPPA, 2014).

Foppa (2005) observou que misturas moldadas com o mesmo fator  $V_v/V_{ci}$ , mas com diferentes combinações de teor de cimento e densidade, apresentaram diferentes valores de resistência à compressão simples. Isto ocorre porque a resistência varia a taxas diferentes em função do volume de vazio ( $V_v$ ) e do inverso do volume de cimento ( $1/V_{ci}$ ). Para compatibilizar a influência dessas duas variáveis, FOPPA (2005) sugeriu a aplicação de uma potência ( $r$ ) sobre o volume de cimento, tornando o ajuste único. O valor desta potência, por

sua vez, depende da granulometria do solo, da mineralogia e da forma das partículas, como mostraram (RIOS *et al.*, 2013).

Foppa (2005) também sugere que o fator vazio/cimento seja expresso utilizando a porosidade ( $n$ ) e o teor volumétrico de cimento ( $C_{iv}$ ), em vez do volume de vazios e de cimento. Estas variáveis, além de serem proporcionais às anteriores, são expressas por unidade de volume, fazendo com que o ajuste obtido seja independente das unidades de volume adotadas. A diferença entre os ajustes feitos com os dois pares de variáveis pode ser notada apenas com a utilização da potência. No Gráfico 2-4 foi apresentado o ajuste final obtido por FOPPA (2005) para a resistência à compressão simples do solo estudado.

Gráfico 2-4 - Variação da resistência à compressão simples em função da porosidade e do teor volumétrico de cimento.



Fonte: Adaptado de FOPPA (2005).

## 2.5 Tensão-deformação para solos artificialmente cimentados

A relação tensão-deformação dos solos cimentados apresenta um comportamento inicial rígido, aparentemente linear, até um ponto de plastificação bem definido, além do qual ocorre ruptura frágil do material. A fragilidade dessa ruptura é causada pela presença das ligações cimentadas e, por isso, cresce com o aumento do teor de cimento (PRIETTO, 2004).

Chang & Woods (1992), mostraram que o comportamento frágil observado para baixas pressões de confinamentos muda, de forma gradual, para um comportamento dúctil a medida que a tensão de confinamento aumenta.

De acordo com Leroueil & Vaughan (1990), o comportamento antes da plastificação, embora rígido e aparentemente linear, não é necessariamente elástico, uma vez que uma parcela da estrutura pode ser perdida em função da variação de tensões dentro da superfície de plastificação. Segundo os autores, o fenômeno de plastificação está associado ao início do processo de degradação da estrutura ou quebra das ligações cimentantes.

Para Clayton e Serratrice (1997), a perda da estrutura causa perda da rigidez e queda na resistência de pico com a consequente contração da envoltória de resistência em direção a envoltória do material desestruturado.

Kavvadas & Anagnostopoulos (1998) sugerem a existência de duas envoltórias de plastificação: uma correspondente a um ponto de plastificação inicial ou primário da estrutura, caracterizado por uma pequena perda de rigidez na curva tensão-deformação e que corresponderia ao final do regime puramente elástico, e outra, para tensões maiores, onde acontece uma queda mais acentuada da rigidez. Após, a resistência das cimentações diminui simultaneamente com as tensões e as respostas tensão-deformação de amostras cimentadas e reconstituídas tendem a convergir. Segundo Maccarini (1989), o ponto onde há uma queda mais acentuada da rigidez ocorre quando a tensão aplicada se iguala à resistência das cimentações.

Para Clayton *et al.* (1992), a degradação progressiva é causada por diferenças pontuais na resistência e rigidez das ligações cimentantes e, também, por diferenças nos tamanhos dos poros do solo. Segundo o autor, em uma primeira etapa, ocorre quebra das cimentações que ligam os agregados de partículas; num segundo momento, as cimentações que ligam as partículas intra-agregados entram em colapso. Em uma terceira etapa, dependendo do nível de tensões efetivas e da mineralogia do solo, pode ocorrer ainda a plastificação devido à quebra das partículas, como observado em algumas areias calcárias naturalmente cimentadas (*e.g.* AIREY, 1993).

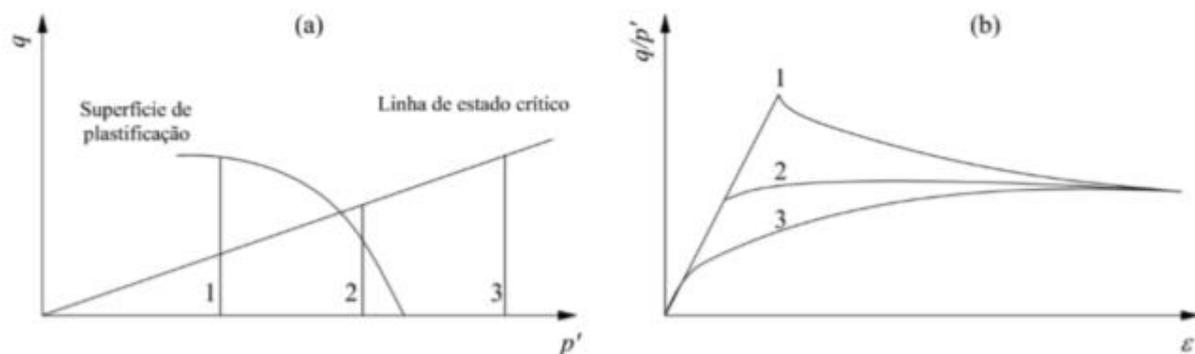
O comportamento tensão-deformação dos solos, rochas brandas porosas e solos cimentados são similares por apresentarem uma estrutura na qual as partículas apresentam ligações entre si. Apesar da estrutura ter uma origem tão complexa e variada, os seus efeitos

são qualitativamente similares para materiais tão distintos, podendo ser descritos dentro de um arcabouço teórico comum e unificado que envolve um comportamento inicial rígido seguido de plastificação, de maneira similar ao que ocorre no processo de pré-adensamento das argilas (LEROUEIL & VAUGHAM, 1990).

O ponto de plastificação, segundo Leroueil & Vaughan (1990), corresponde a uma descontinuidade no comportamento tensão-deformação sob variações de tensões e é caracterizado por uma mudança irreversível na rigidez e na resistência do material. Os autores mostraram que o comportamento tensão-deformação de materiais geotécnicos cimentados depende fundamentalmente do estado inicial do material cimentado em relação à curva de plastificação e à linha de estado crítico no solo natural.

Partindo deste conceito, Coop e Atkinson (1993) descreveram o comportamento das curvas tensão-deformação dos solos cimentados a partir da idealização de três classes, conforme seus estados iniciais em relação a curva de plastificação e à linha de estados críticos, representadas nos Gráfico 2-5. Admitindo que em todas as classes, as curvas tendem para a linha de estado crítico do solo natural, em elevados níveis de deformação.

Gráfico 2-5 - Comportamento idealizado de um solo cimentado: (a) trajetórias de tensões; (b) curvas de tensão-deformação.



Fonte: Adaptado de COOP e ATKINSON (1993).

O caso (1) 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.

O caso (2) ocorre quando 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. Nessa 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 caso (3) 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 proposto 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. Este modelo assume que o cisalhamento é controlado pela dilatância.

## **2.6 Variação da rigidez em função da adição de cimento**

O presente trabalho investiga a influência do cimento na deformabilidade do material cimentado artificialmente. Embora a maioria dos trabalhos indiquem o aumento de resistência ao cisalhamento com a adição de cimento, quanto a deformabilidade também se tem um ganho significativo na rigidez do solo cimentado. Esse é um aspecto mecânico para casos em que se deve ter a limitação dos recalques.

## **2.7 Considerações finais do capítulo**

Neste capítulo foi apresentado um breve histórico do solo-cimento, bem como, uma visão geral a respeito das características destes solos melhorados destacando-se os parâmetros que mais influenciam o comportamento mecânico dos solos-cimentados.

### 3 COMPRESSIBILIDADE UNIDIMENSIONAL DE MATERIAIS PARTICULADOS

#### 3.1 Compressão primária

##### 3.1.1 Introdução

As variações de volume que ocorre numa massa de solo estão relacionadas, de acordo com o princípio das tensões efetivas, com as variações das tensões efetivas. Admite-se na mecânica dos solos que tanto os grãos minerais quanto a água intersticial são incompressíveis. Então a única forma de variação de volume numa massa de solo, estando este saturado, é promover o fluxo de água intersticial para dentro ou para fora da massa de solo (MARTINS, 1983).

Para simplificar, admite-se que o fluxo de água intersticial obedece a lei de Darcy e que o fluxo de massa por unidade de tempo tenha valor finito. A conclusão é que qualquer variação de volume sofrida pela massa de solo se dará ao longo do tempo, ou seja, o estado de tensões efetivas também variará ao longo do tempo até que se atinja uma situação de equilíbrio (MARTINS, 1983).

##### 3.1.2 Tensões geostáticas e estado de repouso

As tensões numa massa de solo são devidas ao seu próprio peso e/ou cargas externas aplicadas ao solo. A distribuição das tensões devido ao próprio peso pode, às vezes, tornar-se complexa. Se a superfície do maciço for horizontal e a natureza do solo não varia segundo direções horizontais, a distribuição das tensões, devido ao peso próprio, são simples. Esta situação ocorre em solo sedimentares e as tensões são chamadas de geostáticas (LAMBE & WHITMAN, 1969).

Se o maciço de solo encontra-se sob o estado de tensões geostáticas, os planos horizontais e verticais são os planos principais. A medida que os sedimentos vão se depositando para formar o maciço, as camadas já depositadas vão sendo sobrecarregadas

pelas camadas que as sucedem. A compressão imposta ao maciço devido ao seu peso próprio é unidimensional, pois não há deformações horizontais devido à simetria axial (MARTINS, 1983).

Como o maciço do solo não apresenta deformações horizontais (estado de repouso), vale a seguinte relação para o coeficiente de repouso ( $K_0$ ).

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (6)$$

### 3.1.3 Solos normalmente adensados e pré-adensados

Solo normalmente adensado: tensão vertical efetiva presente é a tensão vertical máxima a que o solo foi submetido no passado. Sobreadensado ou pré-adensado: tensão vertical efetiva presente é inferior àquela que o solo experimentou no passado. A tensão vertical efetiva máxima passada é chamada de tensão de pré-adensamento (LAMBE & WHITMAN, 1969).

Define-se razão de sobreadensamento (OCR) de um solo, como:

$$OCR = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_v} \quad (7)$$

O  $K_0$  é constante em ensaios de compressão unidimensional realizados em amostras de solo normalmente adensadas (MARTINS, 1983).

Para argilas normalmente adensadas o valor de  $K_0$  foi empiricamente relacionado ao ângulo de atrito interno ( $\phi$ ), pela expressão (BROOKER, 1965).

$$K_0 = 0,95 - \text{sen } \phi \quad (8)$$

A relação de Jáky (1944) também é válida para solos normalmente adensados

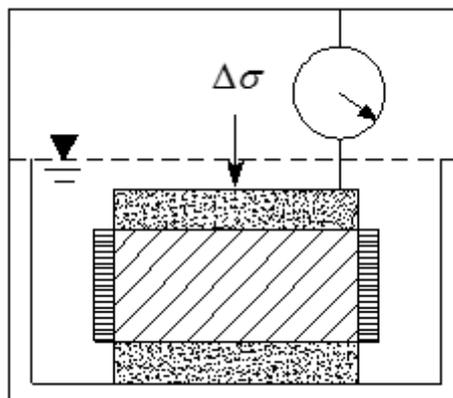
$$K_0 = 1 - \sin \phi \quad (9)$$

Dados coletados por Mayne E Kulhawy (1982) citado por Martins (1983), referentes a mais de 170 solos não confirmam nenhuma relação entre  $K_0$  e propriedades-índices (por exemplo IP).  $K_0$  está intimamente ligado à história de tensões do solo e que aumenta com a relação de pré-adensamento.

### 3.1.4 Compressão unidimensional – O ensaio oedométrico

Sugerido primeiramente por Terzaghi. Esse ensaio é realizado em um oedometro, cujo diagrama esquemático é mostrado na Figura 1.

Figura 1 - Diagrama esquemático de um oedometro

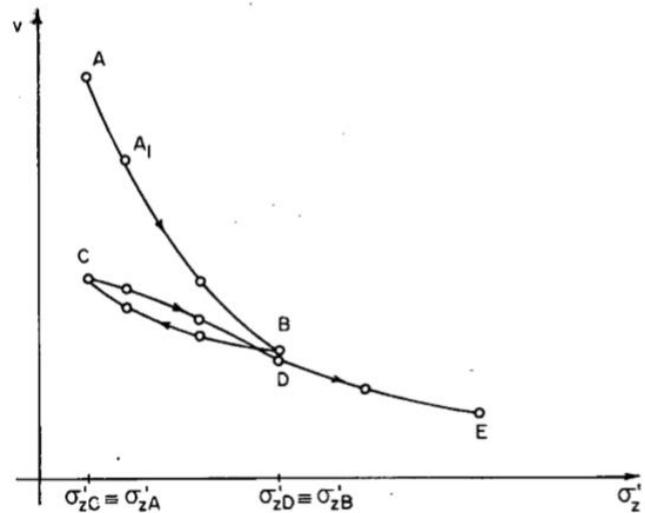


Fonte: Adaptado de DAS, 2007.

O solo é colocado dentro de um anel rígido e impermeável fazendo com que não tenha deformação radial e o fluxo de água dar-se-á na vertical. A tensão vertical total é incrementada, fazendo com que haja aumento da pressão neutra e início do fluxo de água para o exterior do elemento de solo. Permite-se, então, que o excesso de pressão neutra se dissipe e então torna a carregá-lo, repetindo-se o processo (MARTINS, 1983).

O Gráfico 3-1 apresenta um resultado típico de um ensaio oedométrico onde é mostrada a relação volume específico ( $v$ ) x tensão vertical efetiva ( $\sigma'_v$ ).

Gráfico 3-1 - Resultado típico de um ensaio oedométrico.



Fonte: Adaptado de MARTINS, 1983.

Os trechos de carregamento A→B e D→E correspondem a compressões virgens,  $K_0$  é constante. De B até C o elemento sofreu um descarregamento, a relação de pré-adensamento aumentou até atingir um valor máximo no ponto C. No trecho C→D (recarregamento), OCR diminuiu, assim como  $K_0$ , até atingir o ponto D. No trecho D→E,  $K_0$  volta a ser constante com o valor ao trecho A→B (MARTINS, 1983).

### 3.1.5 Compressão unidimensional

Pela teoria da elasticidade, a relação tensão-deformação, para materiais elásticos, é dada pelo módulo de Young (E), além do coeficiente de Poisson. Para os solos, que apresentam um comportamento tipicamente não linear, o módulo análogo a E, denominado módulo de deformação, não é constante. No caso do ensaio oedométrico, a relação entre incrementos das tensões verticais efetivas e das deformações é denominada módulo oedométrico que é definido por (HEAD, 1994).

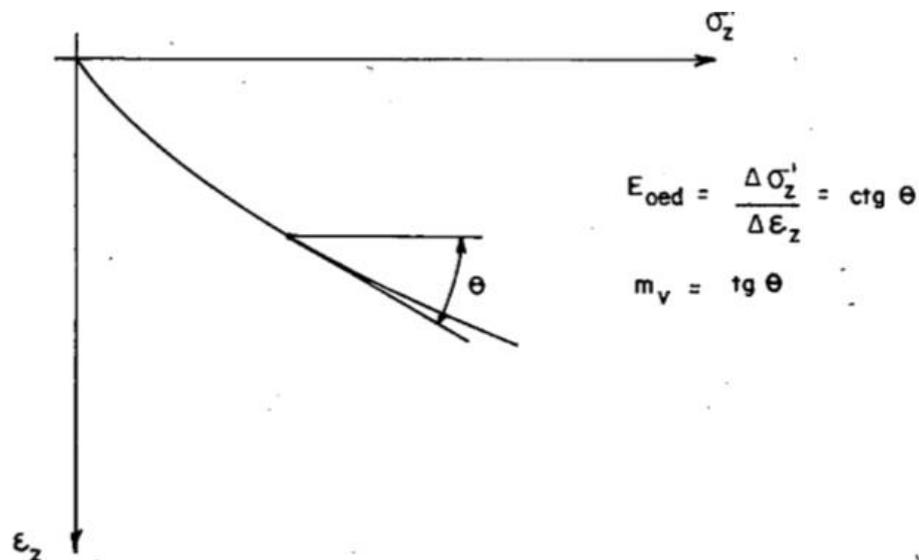
$$E_{oed} = \frac{\Delta \sigma'_v}{\Delta \xi_v} \quad (10)$$

Às vezes é conveniente utilizar o inverso do módulo oedométrico definindo-se, para tanto, o coeficiente de compressibilidade volumétrica dado por:

$$m_v = \frac{\Delta \xi_v}{\Delta \sigma'_v} \quad (11)$$

Lembrando-se que a deformação vertical específica, no ensaio oedométrico, equivale à deformação volumétrica específica. O Gráfico 3-2 mostra a definição do módulo oedométrico.

Gráfico 3-2 - Definição do módulo oedométrico.

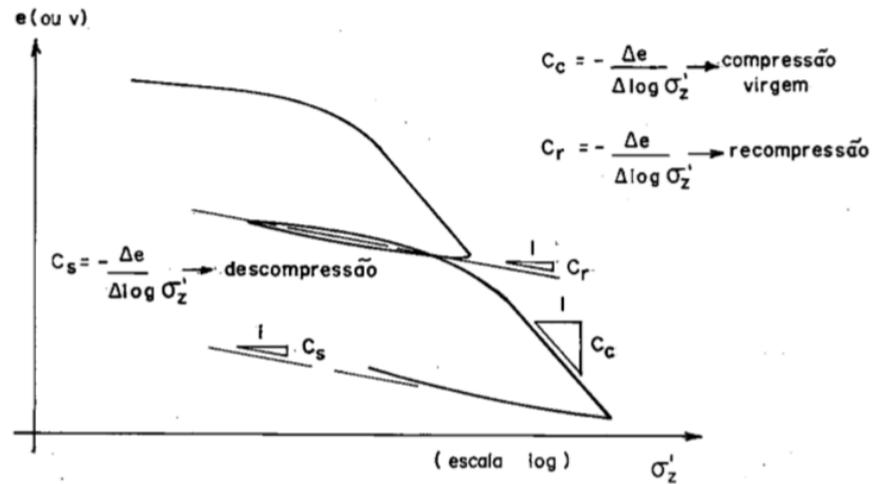


Fonte: Adaptado de MARTINS, 1983.

Os resultados de um ensaio de compressão unidimensional são, via de regra, representados em gráficos ( $e \times \log \sigma'_v$ ), ( $v \times \log \sigma'_v$ ) ou ( $\xi_v \times \log \sigma'_v$ ). A escala logarítmica é usada no eixo das tensões verticais, porque o tipo de gráfico fornecido tem mostrado ser bastante útil (LADD, 1974).

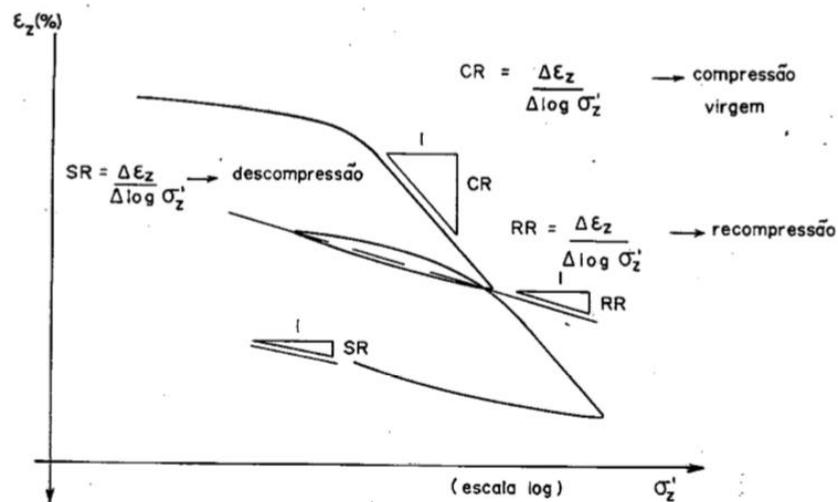
O Gráfico 3-3 mostra os parâmetros de compressibilidade determinados num gráfico índice de vazios ou volume específico versus logaritmo da tensão vertical efetiva. O Gráfico 3-4 mostra os parâmetros quando se usa deformação volumétrica específica versus logaritmo da tensão efetiva vertical.

Gráfico 3-3 - Relação índice de vazios versus tensão vertical efetiva.



Fonte: Adaptado de MARTINS, 1983.

Gráfico 3-4 - Relação deformação volumétrica específica versus tensão vertical efetiva.



Fonte: Adaptado de MARTINS, 1983.

### 3.1.6 Mecanismos de variação volumétrica e comportamento característico

Segundo LADD (1971), os mecanismos segundo os quais se processa a compressão de um solo saturado podem ser classificados em quatro categorias.

- I. Deformações elásticas dos grãos, tais como flexão de partículas de argila de forma laminar;

II. Variações no pequeno espaçamento entre partículas com orientação aproximadamente constante, tais como:

- a) Variações na espessura da dupla camada de partículas bem “espaçadas”.
- b) Variações nos “espaçamentos de contato” decorrentes da extrusão da água adsorvida.

III. Mudanças de orientação das partículas.

- a) Partículas agrupadas inicialmente de forma aleatória adquirem uma orientação mais paralela.
- b) Deslizamento relativo entre os pontos de contato das partículas.

IV. Deformações irreversíveis das partículas, tais como quebra de grãos.

Durante o descarregamento, acredita-se que os mecanismos que controlam a expansão são apenas os descritos nos itens (I e II).

### ***3.1.7 Tensão de pré-adsensamento***

Segundo LADD (1971), o processo de determinação da tensão de pré-adsensamento mais utilizado é experimental e realizado por Casagrande (1936). Para que o processo seja eficiente, faz-se necessário ter amostras de boa qualidade e também adicionar pequenos incrementos de carga próximos da tensão de pré-adsensamento, assim, obtém-se uma melhor curva definida. Existe outro método bastante utilizado que é o de Pacheco e Silva (1970).

Seja qual for o método utilizado para determinar a tensão de pré-adsensamento, deve-se aplicá-lo a curva correspondente ao final do adsensamento primário, quando o excesso de poro-pressão já se dissipou (LADD, 1971).

Segundo LADD (1971), os mecanismos que provocam o efeito de pré-adsensamento são:

- I. Variação da tensão total devida a: uma remoção da sobrecarga; demolição de estrutura antiga; glaciação.
- II. Variação da pressão neutra devido a: variação na cota do lençol d'água; pressões artesianas; bombeamento profundo; ressecamento e evaporação; ressecamento devido a vegetação.
- III. Variação na estrutura do solo devido a: compressão secundária; mudanças ambientais, tais como temperatura, concentração de sais, pH; precipitação de agentes cimentantes, troca catiônica, etc.

TERZAGHI (1967) recomenda interpretar os resultados dos ensaios oedométricos à luz da geologia, para identificar o mecanismo envolvido. Por exemplo, um pré-adensamento devido ao efeito de ressecamento se estende a poucos metros, ao passo que, um pré-adensamento provocado por uma remoção de camadas superficiais se manifesta ao longo da profundidade nas camadas remanescentes.

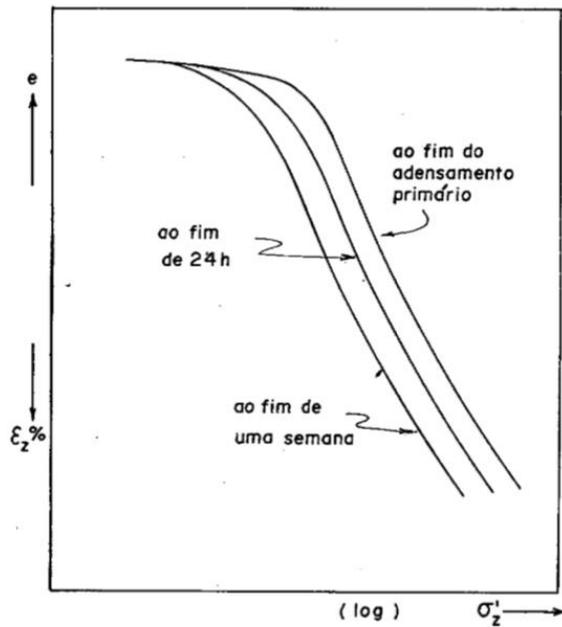
### ***3.1.8 Efeitos de procedimentos sobre os resultados dos ensaios oedométricos***

Para realizar o ensaio oedométrico deve-se seguir alguns procedimentos, como: uso de corpos-de-prova de, no mínimo, 2 cm de altura e 5 cm de diâmetro, se possível, uso de anel flutuante, relação unitária entre incremento de tensão e tensão existente e duração de 24h para cada estágio de carga (GRAY, 1945).

O atrito desenvolvido nas laterais do corpo de prova e o anel reduz a tensão normal de consolidação durante o carregamento, ocorrendo o inverso no descarregamento. Para carregamentos no domínio virgem, com anéis “lisos” que possuam uma relação diâmetro-altura de 3 a 4, a tensão de consolidação média que age na amostra atinge 95% da tensão aplicada (TAYLOR, 1942). Efeito este de pouco interesse prático.

O tempo de duração de cada estágio de carga é um fator de muito interesse do ponto de vista prático. CRAWFORD (1964) mostrou que a localização do trecho virgem e o valor da tensão de pré-carregamento dependem do tempo de duração de cada estágio de carga, conforme Gráfico 3-5.

Gráfico 3-5 - Curvas de compressão para estágios de carga com diferentes tempos de duração.

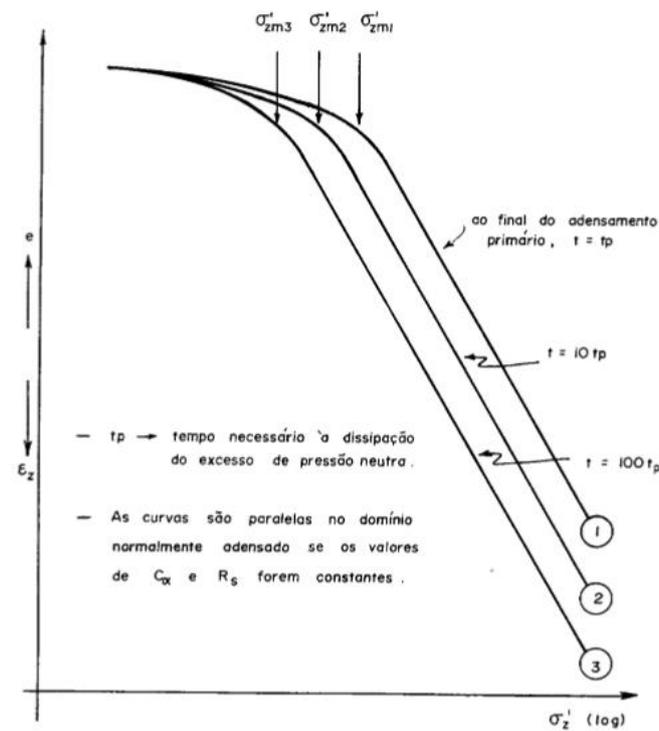


Fonte: Adaptado de CRAWFORD (1964).

O Gráfico 3-5 mostra que a tensão de pré-adensamento é tanto menor quanto maiores forem os tempos de duração dos estágios de carga.

De acordo com LADD (1971) a compressão secundária desloca para baixo a curva de compressão e diminui o valor da tensão de pré-adensamento, conforme Gráfico 3-6. É recomendável, para a determinação da tensão de pré-adensamento, traçar a curva de compressão utilizando os valores de  $e$  e  $\sigma'_v$  correspondentes ao “final” do adensamento primário.

Gráfico 3-6 - Efeito da compressão secundária no posicionamento da curva de pressão neutra.



Fonte: Adaptado de LADD, 1971.

### 3.2 Adensamento primário

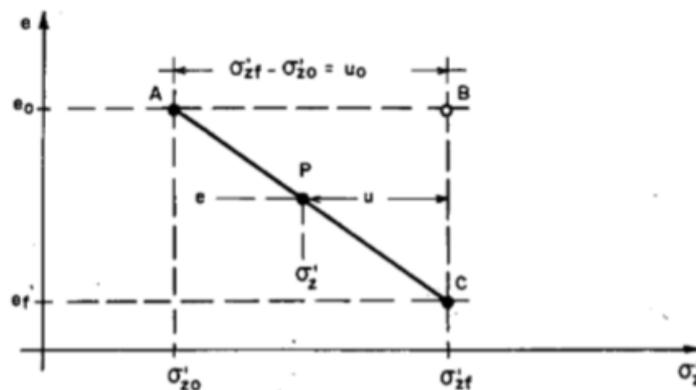
Segundo WAHLS (1962) a mecânica do adensamento primário é baseada na premissa de que para cada índice de vazios existe uma tensão efetiva vertical máxima que pode ser suportada pelo esqueleto granular. Se o excesso de tensão aplicada estiver excedendo a tensão de capacidade limite do esqueleto sólido, o excesso se descarregará na água existente nos poros. O excesso de poro-pressão provoca o fluxo de água para fora dos vazios do solo. A redução do índices de vazios aumenta a capacidade de carga do esqueleto sólido, aliviando o excesso de pressão neutra. Esse processo continua até que o excesso de pressão neutra caia a zero e a tensão aplicada seja inteiramente suportado pelo esqueleto sólido.

O adensamento é composto do fenômeno hidrodinâmico e do chamado efeito secundário. A teoria do adensamento de Terzaghi e Frölich ignora o efeito secundário e se baseia em hipóteses simplificadoras que na realidade nem sempre se verificam (WAHLS, 1962).

### 3.2.1 Teoria do adensamento de Terzaghi e Frölich

O Gráfico 3-7 representa um segmento de reta da curva ( $e \times \sigma'_v$ ). Admite-se, por hipótese, que tal segmento seja retilíneo e também que a relação índice de vazios – tensão vertical é única e independente do tempo.

Gráfico 3-7 - Relação idealizada entre índice de vazios e tensão vertical efetiva.



Fonte: Adaptado de MARTINS, 1983.

Denota-se grau de adensamento ( $U_z$ ) a relação entre a variação do índice de vazios ocorrida até o momento considerado e a variação do índice de vazios por ocorrer durante o estágio. O grau de adensamento do ponto P do Gráfico 3-7 vale:

$$U_z = 1 - \frac{u}{u_0} \quad (12)$$

As hipóteses sobre as quais Terzaghi e Frölich construíram sua teoria são as seguintes: solo homogêneo; solo saturado; compressibilidade dos grãos e da água desprezíveis em relação à compressibilidade do esqueleto sólido; não há diferença entre massas de solo de pequenas e grandes dimensões; a compressão é unidimensional; o fluxo de água é unidirecional; validade da lei de Darcy; constância dos valores de certos parâmetros físicos que, em realidade, variam com o estado de tensão; validade da relação idealizada entre tensões verticais e índice de vazios (TERZAGHI, 1967).

A hipótese do solo ser homogêneo está relacionado á espessura da camada compressível, ou seja, quanto mais espessa a camada, maior amplitude de variação do estado de tensões efetivas. As hipóteses da saturação do solo e da incompressibilidade dos grãos e da água são geralmente satisfeitas nos solos sedimentares. Devido as condições de contorno impostas pelo próprio ensaio faz com que o fluxo e a compressão sejam unidirecionais. A lei de Darcy é amplamente aceita, mas com pequenas restrições. Deve-se ter cuidado em considerar parâmetros constantes, quando na verdade são variáveis dependentes do estado de tensão, pois pode levar a alguns erros. E em relação a última hipótese, segundo TAYLOR (1948), conduz à limitada validade da teoria de adensamento de Terzaghi e Frölich.

A equação de adensamento unidimensional de Terzaghi, 1943 é:

$$\left[ \frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} \right] \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (13)$$

O termo entre colchetes é constante e está relacionado com a capacidade de drenar da camada que se adensa e é denominado de coeficiente de adensamento ( $c_v$ ).

As condições de contorno imposta a equação (13) são:  $u(z,t) = u_0$ , para  $t = 0$  e  $0 \leq z \leq H$ ;  $u(0,t) = 0$ , para  $0 \leq t \leq \infty$  e  $z = 0$ ;  $\partial u / \partial z = 0$ , para  $0 \leq t \leq \infty$  e  $z = H$ .

A equação (13) juntamente com as condições de contorno acima fornecem a seguinte solução para o excesso de pressão neutra  $u$ :

$$u(z,t) = \frac{4}{\pi} u_0 \sum_{m=0}^{\infty} \frac{1}{(2m+1)} \operatorname{sen} \left[ \frac{(2m+1)\pi z}{2H} \right] e^{-\frac{(2m+1)^2 \pi^2 T}{4}} \quad (14)$$

O termo  $T$  é um fator adimensional, denominado fator tempo, dado por:

$$T = \frac{c_v t}{H^2} \quad (15)$$

A equação (14) pode ser dada em termos da porcentagem de adensamento ( $U_z$ ).

Para calcular o recalque da camada em qualquer tempo utiliza-se o grau de adensamento médio  $\bar{U}_z$ :

$$\bar{U}_z = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{m=0}^{\infty} \frac{1}{(2m+1)^2} e^{-\frac{(2m+1)^2 \pi^2 T}{4}} \quad (16)$$

### 3.2.2 Determinação do coeficiente de adensamento ( $c_v$ )

Para saber o tempo necessário para ocorrer uma determinada porcentagem de adensamento, basta que se selecione o fator tempo associado e calcule o tempo decorrido (t) através da equação (15), contudo, faz-se necessário conhecer o valor de  $c_v$  (MARTINS, 1983).

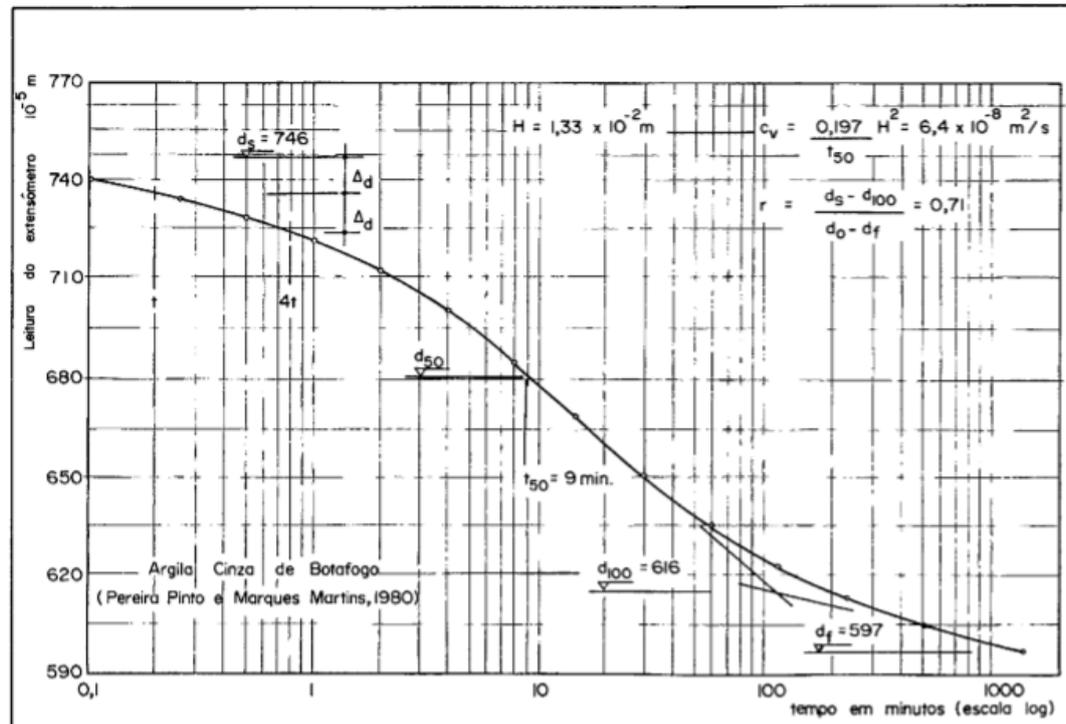
Existem dois métodos para a determinação do coeficiente de adensamento a partir de ensaios de laboratório, o método de Casagrande e o de Taylor. Irei descrever o método de Casagrande cujo gráfico, no eixo da abscissa é representado pelo logaritmo do tempo e no eixo da ordenada representa a compressão.

Segundo CASAGRANDE & FADUM (1940) uma curva tempo x recalque experimental mostra-se bastante concordante com uma curva tempo x recalque teórico para um valor do grau de adensamento da ordem de 60%. Pode-se determinar o valor de  $c_v$  por meio da expressão:

$$c_v = \frac{T}{t} H^2 \quad (17)$$

Onde o fator tempo (T) e o tempo (t) estejam relacionados ao mesmo grau de adensamento  $\bar{U}_z$ . Para encontrar os tempos (t) associados as porcentagens de adensamento, é necessário converter a escala do eixo das ordenadas de leitura do extensômetro para grau de adensamento. Para isso, deve-se determinar os pontos correspondentes a  $\bar{U}_z = 0\%$  e  $\bar{U}_z = 100\%$ . O ponto correspondente a  $\bar{U}_z = 0\%$  através do Gráfico 3-8 (MARTINS, 1983).

Gráfico 3-8 - Determinação do coeficiente de adensamento pelo método de Casagrande.



Fonte: Adaptado de MARTINS, 1983.

O ponto correspondente a  $\bar{U}_z = 100\%$  é determinado prolongando-se a reta que define o início do adensamento secundário, até que se intercepte a tangente à curva de adensamento primário no ponto de inflexão vide (Gráfico 3-8). A ordenada do ponto assim determinado é tomada como correspondente a  $\bar{U}_z = 100\%$  (MARTINS, 1983).

Após a determinação dos pontos correspondentes a  $\bar{U}_z = 0\%$  e  $\bar{U}_z = 100\%$ , determina-se o tempo correspondente ao grau de adensamento  $\bar{U}_z = 50\%$ . Após isso, calcula-se  $c_v$  por:

$$c_v = \frac{0,197}{t_{50}} H^2 \quad (18)$$

Onde  $H$  é a espessura da camada compressível dividida pelo número de faces drenantes.

Os resultados dos ensaios de laboratório via de regra não se mostram em total acordo com a teoria de Terzaghi e Frölich. Se os solos seguissem exatamente, os valores dos

coeficientes de adensamento obtidos pelos métodos de Casagrande e de Taylor seriam iguais (MARTINS, 1983).

A compressão ocorrida num estágio de carga pode ser dividida em três partes: uma compressão inicial, primária e secundária, que se desenvolve com excesso de pressão neutra zero. Esta divisão é arbitrária e serve para fixar ideias.

### 3.3 Ensaio oedométrico em amostra de solo não saturada

Ensaio oedométrico podem determinar o potencial de colapso do solo. Para os resultados mostrarem-se satisfeitos devem-se simular no laboratório a mesma condição de campo. Existem duas formas de se analisar a colapsibilidade dos solos no ensaio oedométrico. O ensaio oedométrico duplo e o simples (MENDONÇA, 1990).

O ensaio oedométrico duplo proposto por Jennings e Knight (1957) consiste em realizar um ensaio com o corpo de prova inundado e o outro com o corpo de prova na umidade natural. Dá comparação das duas curvas dos c.p.'s pode-se quantificar o colapso. Deve-se ter cuidado na amostragem para evitar o efeito do amolgamento das amostras de solo.

Jennings e Knight (1975) propõem o seguinte procedimento para o ensaio: os dois corpos de prova são mantidos por 24h na umidade natural e com uma carga de 1kPa. Após esse estágio, um dos corpos de prova é inundado na célula do oedômetro e o outro é mantido na umidade natural. Os dois corpos de prova permanecem nesse estágio por 24h. Após a fase anterior o ensaio se processa de modo convencional. Após a realização do ensaio, controem-se as curvas ( $e \times \log \sigma_v$ ) correspondente aos dois ensaios.

Esse método basea-se na hipótese de que a magnitude da deformação de colapso, resultante do umedecimento, é a mesma, sem levar em consideração se o solo foi umedecido antes ou depois da aplicação da sobrecarga. Para a maioria dos autores é uma hipótese satisfatória e usada nas estimativas de engenharia (JENNINGS e KNIGHT, 1975).

No ensaio oedométrico simples adiciona-se um estágio de inundação do corpo de prova que é moldado e colocado com cuidado na célula do oedômetro, mantendo-se o teor de umidade natural. Inicia-se o ensaio até o estágio de carga para o qual se quer estimar o

colapso. Após a estabilização das deformações desse estágio de carga, enche-se a célula oedométrica com o fluido saturante, provocando a inundação do c.p., sem variação da carga aplicada. São feitas, então, as leituras das deformações, correspondentes ao estágio de colapso. Daí, o c.p. pode ser submetido a tensões adicionais até se completar o ensaio (MENDONÇA, 1990).

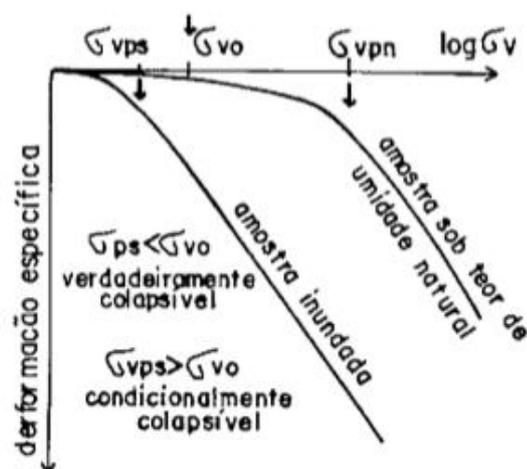
O ensaio oedométrico duplo apresenta uma vantagem que é a estimativa de colapso para um grande intervalo de tensões. Também apresenta desvantagens que são a heterogeneidade das amostras e o problema do ajuste da curva. O ensaio simples é mais lento, mas em compensação, representa as melhores condições de campo tornando a análise dos resultados mais consistentes (MENDONÇA, 1990).

A tensão de pré-adensamento em solos colapsíveis não correspondem a tensão para o qual a deformação aumenta rapidamente, pois, a maior capacidade de suportar tensões abaixo deste valor não se deve ao seu histórico de tensões, mas sim o vínculo intergranular (MENDONÇA, 1990).

Estas tensões são determinadas da mesma forma que a tensão de pré-adensamento, mas recebem a denominação de tensão de “pré-adensamento virtual” (VARGAS, 1973).

Reginatto (1970) propôs uma metodologia de identificação e classificação da susceptibilidade ao colapso, baseado nos gráficos de deformação específica versus logaritmo da tensão vertical, obtido no ensaio de oedométrico duplo, Gráfico 3-9.

Gráfico 3-9 - Classificação da Susceptibilidade do solo ao colapso.



Fonte: Adaptado de Reginatto (1970).

Nos solos colapsíveis  $\sigma_{v_{pn}}$  (tensão de pré-adensamento virtual do solo na umidade natural)  $> \sigma_{v_{ps}}$  (tensão de pré-adensamento virtual do solo inundado). Os solos que apresentam  $\sigma_{v_{ps}} < \sigma_{v_0}$  (tensão vertical devido ao peso próprio do solo em campo) são “verdadeiramente colapsíveis”, pois quando saturados sofrem colapso, sem necessidade nenhuma de sobrecarga, além do peso próprio. Determinados solos, devido ao efeito do amolgamento das amostras podem apresentar esse comportamento nos ensaios de laboratório, não estando de acordo com o que ocorre em campo (JENNINGS e KNIGHT, 1957). Quando  $\sigma_{v_{ps}} > \sigma_{v_0}$ , os solos são denominados de “condicionalmente colapsíveis”, pois a possibilidade de que ocorra colapso depende de  $\sigma_v$  (tensão vertical total): se  $\sigma_v < \sigma_{v_{ps}}$ , não ocorre colapso com a inundação do solo; se  $\sigma_v > \sigma_{v_{ps}}$  o colapso ocorre com a simples inundação do solo (MENDONÇA, 1990).

### **3.4 Considerações finais do capítulo**

Este capítulo propôs apresentar tópicos relacionados ao ensaio oedométrico, solos normalmente adensados e pré-adensados, adentrando pela teoria de adensamento unidimensional de Terzaghi. O adensamento primário foi explorado neste capítulo bem como o coeficiente de adensamento. Ensaio em amostras não saturadas e o ensaio oedométrico duplo de Jennings e Knight (1957) também foram abordados neste capítulo.

## **4 PROGRAMA UNSTRUCT PARA SOLOS CIMENTADOS ARTIFICIALMENTE**

### **4.1 Breve histórico do desenvolvimento do programa**

Utilizando o método dos elementos finitos, Miranda (1988) desenvolveu um programa capaz de analisar o comportamento tensão-deformação dos solos não saturados, cuja principal característica do programa UNSTRUCT é a simplicidade na obtenção dos dados necessários para as análises. Usa-se apenas o ensaio duplo de adensamento (JENNINGS e KNIGHT, 1957), e que pode ser realizado sem grandes dificuldades em qualquer laboratório de solos.

O programa UNSTRUCT admitia a condição de deformação plana, calculando as tensões iniciais devido ao peso próprio do maciço e logo após os sucessivos estados de tensão-deformação causados por cargas distribuídas, variação de umidade do material, por deformações dos solos não saturados colapsíveis, expansivos e ainda por forças de percolação e empuxo hidrostático. Em suas análises, o comportamento do solo era considerado elástico linear, restrito a pequenos carregamentos e utilizava-se uma única formulação para o colapso e a expansão (SILVA FILHO, 1998).

Silva Filho (1998) apresentou uma nova versão, em que se ampliou a capacidade do programa para trabalhar com solos não saturados nos seguintes aspectos: implementação da variação da rigidez para modelagem dos solos colapsíveis; utilização de módulos de elasticidade variáveis conforme o nível de tensões; possibilidade de realizar análises em solos expansivos que podem apresentar colapso e utilização de incrementos para a aplicação de cargas ou até mesmo para a variação de umidade.

O presente trabalho irá utilizar o programa UNSTRUCT para analisar as curvas de tensão-deformação de solos cimentados artificialmente. Nos solos não saturados a sucção promove ao solo um ganho de rigidez assim como a adição de cimento, só que o ganho de rigidez devido ao cimento é permanente e o devido a sucção é temporário.

#### **4.2 Programa UNSTRUCT proposto por MIRANDA (1988)**

Miranda (1988) desenvolveu um programa de elementos finitos que utiliza uma analogia térmica para o cálculo das deformações ocasionadas pela variação da sucção no solo. Miranda (1988) visava conhecer melhor o comportamento de pequenas barragens de terra no Nordeste do Brasil durante o primeiro enchimento. Os solos dessas localidades apresentavam-se potencialmente colapsíveis, pois eram executados no período de estiagem, onde ocorre a dificuldade de obtenção de água necessária para a adequada compactação. Durante o enchimento, o fluxo transiente no aterro aumenta a sua umidade, modificando o estado de tensões iniciais no maciço e ocasionando o colapso nos pontos do aterro onde ocorre a diminuição da sucção. O colapso nestes pontos do maciço causa recalques diferenciais e em consequência, o fissuramento da barragem, facilitando o “pipping” e ocasionando até mesmo a ruptura total da obra. A partir dos estudos do programa UNSTRUCT, Miranda (1988) apresentou uma proposta para a construção destas pequenas barragens, que consistia em utilizar o núcleo da pequena barragem com o solo compactado à umidade ótima e o restante do aterro compactado abaixo dessa umidade (SILVA FILHO, 1998).

O programa UNSTRUCT usa o método dos elementos finitos para a análise das tensões e deformações de maciços de terra saturados e não saturados sob a condição de deformação plana. Para o cálculo das tensões iniciais, procede-se a resolução das equações, sendo desprezados os deslocamentos. Os estados de tensão e deformação subsequentes são causados por cargas externas, por variações da umidade do material, por deformações de solo não saturados colapsíveis e expansivos e ainda por forças de percolação e empuxo hidrostático na zona saturada do maciço (SILVA FILHO, 1998).

#### **4.3 Programa UNSTRUCT proposto por SILVA FILHO (1998)**

A versão original do programa UNSTRUCT apresentava algumas limitações que o impossibilitavam de reproduzir com maior realismo o comportamento de obras geotécnicas em solos não saturados. A aplicação da analogia térmica para a previsão do colapso não apresentava os resultados tão bons quanto a expansão. Outra limitação do programa estava no

fato de que a curva tensão-deformação utilizada nas análises era linear, restringindo-se a sua aplicação à modelagem de pequenos carregamentos.

Silva Filho (1998) utilizou-se da aplicação dos carregamentos em estágios de cargas dando um aspecto não linear a curva tensão-deformação. Todas as dificuldades referentes a essa implementação foram contornadas e o programa UNSTRUCT passou a ter variação de rigidez no colapso; módulos de elasticidades variáveis – linear por trechos; modelagem completa (analogia térmica e variação da rigidez) e aplicação incremental de carregamentos.

O solo quando sofre colapso experimenta uma redução volumétrica por conta de rearranjo das partículas. Isto se deve ao fato de que os solos potencialmente colapsíveis possuem uma estrutura aberta não saturada (BARDEN L. M., 1973).

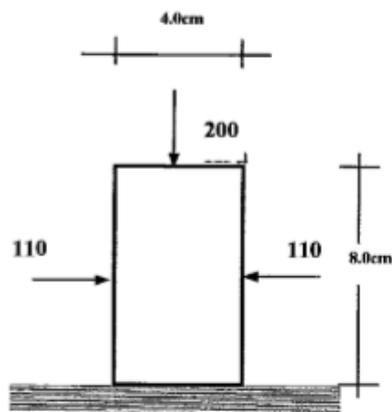
A modelagem do colapso no programa UNSTRUCT considera como fator determinante a variação da sucção para um determinado estado de tensões atuante. Os agentes cimentantes, que também estabilizam o contato intergranular, aumentam a rigidez do solo sob condições não saturadas. Quando ocorre redução da sucção por adição de um fluido, o solo sofre diminuição desta rigidez, deformando-se. As deformações potenciais de colapso são aumentadas pela inundação dos elementos cimentantes por fluidos de saturação agressivos (CAMAPUM DE CARVALHO, 1994). Segundo Mariz & Casanova (1994) as deformações de colapso também são influenciadas pela velocidade com que o ar aprisionado no interior do solo é forçado a sair dos seus vazios.

Na versão do programa proposta por MIRANDA (1988) o colapso e a expansão diferenciavam-se numericamente apenas por uma simples mudança de sinal nos carregamentos internos para atender as condições do fenômeno que se desejava simular. Mas o colapso não é o inverso da expansão, pois o aumento das tensões horizontais durante o colapso implica que nesta direção o solo deve ter comprimido, como ocorre na vertical (SILVA FILHO, 1998).

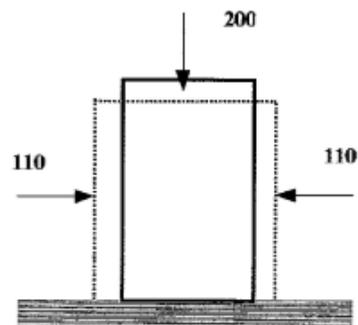
Segundo Habib e Sabbagh (1995) os aumentos de sucções provocam uma diminuição nas tensões horizontais. A Figura 2 esclarece a informação anterior, onde se pode observar a diferença da previsão do colapso pela analogia térmica e a proposta SILVA FILHO (1998). Nesta figura são apresentados esquematicamente três estágios da previsão de um ensaio triaxial com a utilização das modelagens de analogia térmica e variação da rigidez. A

Figura 2-a mostra o estado de tensões inicial, após a aplicação de uma tensão confinante de 110 kPa, seguida de um acréscimo de tensão vertical de 90 kPa em um solo não saturado. Após a aplicação deste carregamento, procede-se a saturação da amostra, mantendo-se o estado de tensões totais original. Na Figura 2-b apresenta-se a configuração final obtida com a utilização da analogia térmica, onde se verifica o colapso em todas as direções. Já na Figura 2-c, o resultado foi obtido com o uso da variação da rigidez e percebe-se que ocorre colapso apenas na direção vertical.

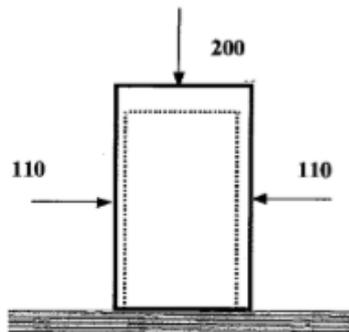
Figura 2 - Comparação das modelagens de colapso utilizadas pelo programa UNSTRUCT, Miranda (1988) e Silva Filho (1998).



(a) Aplicação do carregamento



(c) Colapso pela variação da rigidez



(b) Colapso pela analogia térmica

Fonte: Adaptado de SILVA FILHO (1998).

#### 4.3.1 Implementação do colapso em programa de elementos finitos

O programa desenvolvido por Silva Filho (1998) adota dois modelos para a variação da sucção nos solos não saturados: no primeiro aplica-se a analogia térmica para as deformações dos solos expansivos, submetidos a variação de umidade (contração com o aumento de sucção e expansão caso contrário) e no segundo, a variação de rigidez do solo que sofre colapso com diminuição da sucção (MIRANDA & SILVA FILHO, 1994).

Antes do colapso o solo é submetido a vários carregamentos tais como, o peso próprio e as forças superficiais aplicadas ao solo. Face a estes carregamentos, o solo sofre deformações compatíveis com estas cargas e sua rigidez. O aumento da umidade causa uma diminuição da rigidez, ocorrendo uma redução do módulo de elasticidade, e aumento do coeficiente de Poisson durante a saturação (SILVA FILHO, 1998).

Segundo Pereira & Fredlund (1997) há um aumento do coeficiente de Poisson, do ponto de vista fenomenológico. Ao se adicionar água, o solo não saturado não consegue se manter estável e sofre deformações obrigatórias, configurando-se no colapso do solo, conforme se viu na Figura 2. Isto ocorre devido a uma redução em sua rigidez, quando o solo está submetido a estes carregamentos.

Abaixo encontra-se a formulação utilizada em elementos finitos (SILVA FILHO, 1998).

a) Equilíbrio: as tensões iniciais no elemento podem ser admitidas como estando em equilíbrio com as deformações iniciais, que foram ocasionadas por carregamentos anteriores.

$$\int_{V_e} B^T \sigma_0 d(vol) = \int_{V_e} B^T D_e \varepsilon_0 d(vol) \quad (19)$$

onde:

$\sigma_0$  – estado de tensões compatível com o carregamento aplicado ao solo;

$\xi_0$  – deformação também compatível com o carregamento aplicado e com a rigidez do solo;

$D_e$  – rigidez inicial do solo (antes do colapso);

$B^T$  – matriz transposta deformação-deslocamento.

b) Colapso: com a diminuição da rigidez do solo, deformações adicionais devem ocorrer no elemento, para obter um novo equilíbrio.

$$\int_{Ve} B^T \sigma d(vol) = \int_{Ve} B^T \overline{D}_e B d(vol) x a^e - \int_{Ve} B^T \overline{D}_e \varepsilon_0 d(vol) + \int_{Ve} B^T \sigma_0 d(vol) \quad (20)$$

onde:

$\sigma$  – novo estado de tensões após o colapso do solo;

$\overline{D}_e$  - rigidez final, após o colapso do solo;

$d^e$  – deslocamentos dos nós do elemento.

A nova rigidez, na qual estão associados o módulo de elasticidade ( $E_u$ ) e o coeficiente de Poisson ( $\nu_u$ ), são calculados através de uma interpolação entre os valores extremos não saturado e saturado do ensaio duplo de adensamento:

$$E_u = \frac{E_0}{\left(1 - \frac{E_0}{E_s}\right) \left[ \frac{(u_a - u_w)}{(u_a - u_w)_0} - 1 \right] + 1} \quad (21)$$

e

$$\nu_u = \nu_s - (\nu_s - \nu_0) \frac{(u_a - u_w)}{(u_a - u_w)_0} \quad (22)$$

onde:

$(u_a - u_w)_0$  – sucção do corpo de prova usado para definir  $E_0$ ;

$(u_a - u_w)$  – sucção do solo para o qual se deseja calcular  $E_u$ ;

$E_0$  – módulo de elasticidade para a condição inicial com  $(u_a - u_w)_0$ ;

$E_s$  – módulo de elasticidade para a condição saturada;

$\nu_0$  – coeficiente de Poisson para a condição inicial com  $(u_a - u_w)_0$ ;

$\nu_s$  – coeficiente de Poisson para a condição saturada.

No programa UNSTRUCT, o desequilíbrio causado pela variação de sucção é utilizado para determinação das tensões de deformações do colapso, sendo que o vetor de cargas totais não pode ser utilizado no cálculo de desequilíbrio consequente da diminuição da sucção, pois não possui informações da rigidez do material. A solução foi obtida com a utilização do vetor de deformações acumulado, para o cálculo das cargas nodais. Estas cargas nodais geram as deformações de colapso da estrutura do solo (SILVA FILHO, 1998).

Durante o processo de saturação com conseqüente colapso, o incremento é dado na sucção, que por sua vez modifica os parâmetros do solo e em seguida ocorre o desequilíbrio. Este procedimento não incorre em diminuição do valor final de colapso com o aumento do número de incrementos, pois o que se divide não é a tensão a ser relaxada e sim a sucção.

Os parâmetros elásticos do solo são funções da sucção e a cada incremento são calculados novos valores. Desta forma, as deformações de colapso vão sendo sempre acumuladas e o desequilíbrio deve sempre existir enquanto não ocorrer toda a deformação (SILVA FILHO, 1998).

A interpolação linear adotada pelo programa UNSTRUCT para o cálculo dos parâmetros elásticos do solo não saturado, pode levar a significativas diferenças entre os valores de colapso, medidos e previstos. Alguns resultados de ensaios, por exemplo (JUCÁ, 1993) mostraram que o módulo de elasticidade não acompanha a variação de sucção para valores muito elevados desta variável. Assim, recomenda-se analisar se a faixa de variação da sucção que está sendo modelada é compatível com a hipótese de variação linear. Como forma de contornar o problema, Miranda & Silva Filho (1995) sugerem-se adotar os valores de sucção indicados na Tabela 4-1.

Tabela 4-1 - Valores máximos de sucção para a mostra seca.

Solo	$(u_a - u_w)$ kPa
Areias e siltes de baixa plasticidade	500
Argilas de baixa plasticidade	4000
Argilas de alta plasticidade	8000

Fonte: Adaptado de MIRANDA & SILVA FILHO (1995).

#### 4.3.2 *Módulo de elasticidade variáveis (linear por trechos)*

No programa, a apresentação dos resultados do ensaio duplo de adensamento (JENNINGS e KNIGH, 1957) é feita com a tensão vertical  $\sigma_v$  em escala natural versus a deformação vertical específica. Através da observação dos resultados do ensaio percebe-se a não-linearidade do comportamento tensão-deformação do corpo de prova.

O programa UNSTRUCT considera que a rigidez do solo não saturado é a mesma do solo saturado para tensões elevadas, o que é evidenciado no ensaio duplo de adensamento pela convergência das curvas seca e saturada (SILVA FILHO, 1998).

A curva tensão-deformação tem um comportamento linear por trechos. Os resultados do ensaio duplo são fornecidos ao programa através de um conjunto de pontos definidos pela tensão vertical, aplicada ao corpo de prova, e a correspondente deformação vertical específica. Entre estes pontos, a relação tensão-deformação é representada por segmentos de retas, que mudam de inclinação a cada intervalo de tensões. O número de trechos lineares que dependem do comportamento geral do solo, é definido pelo usuário. É importante que não ocorra grande variação na inclinação de trechos retilíneos sucessivos, para que se tenha convergência no processo iterativo. Os parâmetros do modelo, utilizados na determinação das deformações iniciais dos solos expansivos são calculados no programa, para cada trecho de tensões que são adotados conforme o nível de tensões atuantes no elemento (SILVA FILHO, 1998).

O processo de cálculo das tensões e deformações é feito iterativamente até atingir um erro máximo entre os valores de tensões, adotado pelo usuário, ou quando atingido um número máximo de iterações, também pré-determinado. Na primeira iteração, os valores dos parâmetros do solo, para todos os elementos serão os correspondentes ao primeiro trecho de tensões.

Para carregamentos elevados, as duas curvas podem chegar a se encontrar, apresentando o mesmo índice de vazios, quando então as deformações de colapso tornam-se praticamente nulas. As curvas saturada e não saturada, em um ensaio duplo de adensamento, muitas vezes mostram que as deformações de colapso devem ser crescentes com as tensões de compressão, atingindo um valor máximo e logo após decrescentes, até atingir um valor para o qual a diminuição da sucção não mais provoca um rearranjo das partículas (ALONSO, 1993).

O procedimento de cálculo do colapso modela as variações nas deformações do colapso, devido aos parâmetros elásticos utilizados pelo programa serem retirados das duas curvas de um ensaio duplo.

### 4.3.3 Modelagem de solos não saturados que podem apresentar expansão ou contração e colapso

No ensaio duplo de adensamento é possível determinar uma tensão vertical para a qual não deva haver nem expansão e nem colapso em trajetória de diminuição de sucção. A esta tensão vertical de comportamento neutro, está associada uma tensão média  $(p - u_a)_N$ , que é utilizada pelo UNSTRUCT para delimitar as faixas de tensões onde são adotados os procedimentos de expansão (e contração) ou de colapso. Durante a variação de sucção, o UNSTRUCT compara a tensão média, em cada elemento com  $(p - u_a)$ . Para tensões maiores do que  $(p - u_a)$  utiliza o procedimento de colapso e caso contrário, calcula a expansão.

Os Gráfico 4-1 e Gráfico 4-2 apresentam curvas de tensão-deformação com a indicação do procedimento utilizado para modelar a expansão e o colapso com o aumento de umidade e contração e comportamento neutro com a diminuição.

onde:

$D_2$  – matriz de elasticidade do solo com sucção inferior;

$\xi_0$  – deformação para de expansão livre;

$\xi_c$  – deformação de colapso;

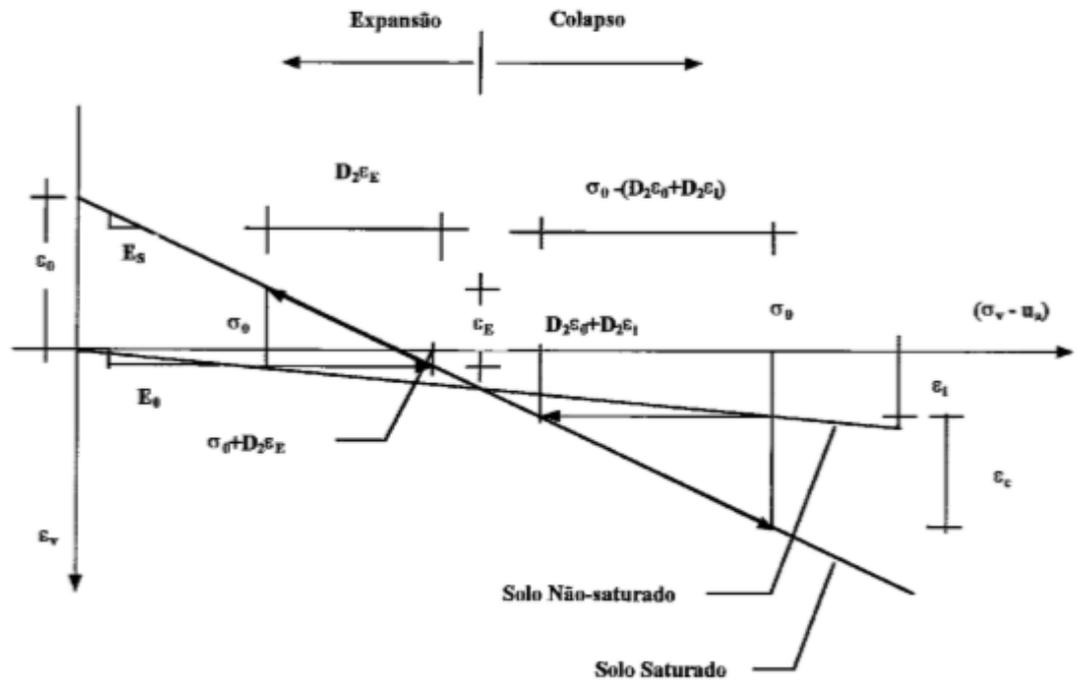
$\xi_E$  – deformação de expansão;

$\xi_i$  – deformação do solo antes de receber umidade (devido a carregamentos anteriores);

$\sigma_0$  – estado de tensões antes do solo receber umidade;

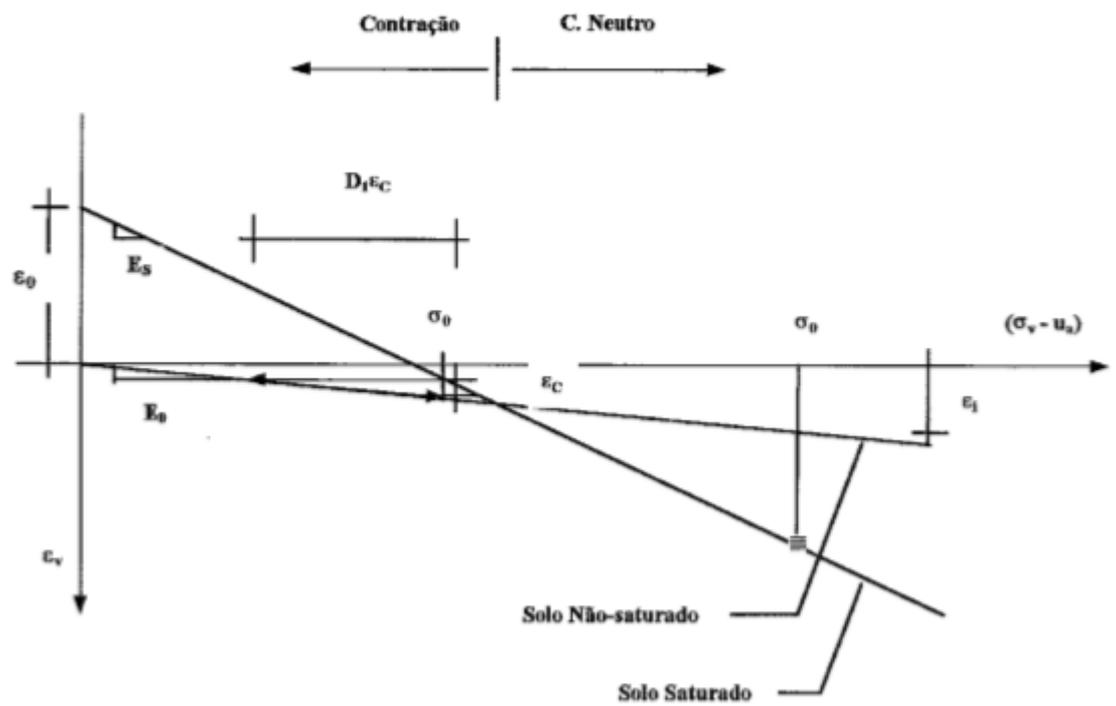
$D_1$  – matriz de elasticidade do solo não-saturado.

Gráfico 4-1 - Modelagem completa para a expansão ou colapso.



Fonte: SILVA FILHO, 1998.

Gráfico 4-2 - Modelagem completa para contração e comportamento neutro.

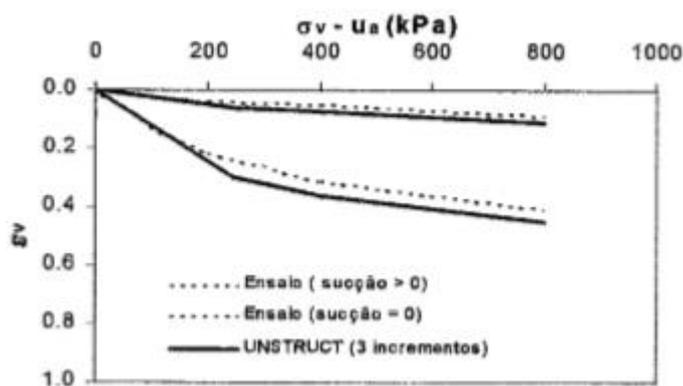


Fonte: SILVA FILHO, 1998.

#### 4.3.4 Aplicação incremental de carregamentos

O programa UNSTRUCT utiliza-se incrementos de carga em todos os tipos de carregamentos, inclusive os correspondentes a variação de sucção, com o cuidado para não apresentar deformações superiores as observadas em campo e laboratório (curva paralela à curva real), como se pode ver no Gráfico 4-3.

Gráfico 4-3 - Aplicação incremental comparado com a curva do ensaio.



Fonte: SILVA FILHO, 1998.

Para o cálculo das tensões e deformações devido ao peso próprio do solo, é utilizado apenas o processo iterativo, com apenas um incremento, desprezando o efeito construtivo, já que a análise tem início a partir do final de construção, no caso de aterros.

A variação de umidade é também aplicada em incrementos. Desta forma, pode ser calculado o colapso, gradualmente, para uma diminuição também gradual da sucção. No colapso a variação brusca de umidade pode ocasionar uma deformação superior à produzida com a aplicação de incrementos de umidade, fato não contemplado pelo UNSTRUCT, pois a deformação volumétrica final de colapso é independente do número de passos. O cálculo da variação total da sucção também é dividido em incrementos, de forma semelhante ao que ocorre no campo, adequando-se ao comportamento tensão-deformação linear (SILVA FILHO, 1998).

#### 4.4 Programa UNSTRUCT para solos cimentados artificialmente proposto nessa pesquisa

O aumento da sucção em solos não saturados promove um ganho de rigidez, mas esse aumento não é permanente. Se a massa de solo saturar-se pode fazer com que a sucção diminua, podendo causar, por exemplo em taludes, a queda da estrutura. A adição de cimento ao solo melhora algumas propriedades mecânicas dos solos, por exemplo, aumento da rigidez, fazendo com que o solo atenda aos requisitos da obra.

Os ensaios de adensamento em amostras cimentadas demonstraram um aumento da rigidez em função das tensões de compressão e do teor de cimento.

O comportamento não linear da curva de compressibilidade foi implementado na versão do programa UNSTRUCT proposta por Silva Filho (1998). Nesse trabalho propõe-se uma interpolação linear entre dois valores extremos, como por exemplo: o solo compactado sem cimento e o mesmo compactado com teor de cimento de 10%.

Vale ressaltar que a interpolação é feita para cada trecho de tensões, já que o comportamento da rigidez varia com o nível de tensões. Dessa forma o módulo de elasticidade para um determinado teor de cimento será dado por:

$$E = E_f - (E_f - E_0) \frac{C_i}{C_{i_f}} \quad (23)$$

onde:

$E$  – módulo oedométrico para o teor de cimento dado  $C_i$ ;

$E_f$  – módulo oedométrico para o teor de cimento máximo adotado (pode ser 10%);

$E_0$  – módulo oedométrico para o solo sem cimento;

$C_i$  – teor de cimento dado;

$C_{i_f}$  – teor de cimento máximo (pode ser igual a 10%).

Para realizar a implementação foi modificada a sub-rotina que considerava o aumento da rigidez com a sucção passando a ser variável com o teor de cimento.

Com relação ao coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), a proposta foi manter constante o valor independente do teor de cimento adotado. Foi adotado o valor de  $\nu = 0,3$ , representativo do solo em estudo.

## **5 APLICAÇÃO DO PROGRAMA UNSTRUCT A ENSAIOS EDOMÉTRICOS EM SOLOS CIMENTADOS ARTIFICIALMENTE**

### **5.1 Considerações iniciais**

Nesse capítulo será apresentado uma validação da metodologia proposta para o programa UNSTRUCT a trabalhar com solos cimentados artificialmente. Para tanto foram realizados ensaios edométricos em amostras de solo cimentado e a simulação do comportamento dos ensaios pelo programa modificado nessa pesquisa.

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.

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

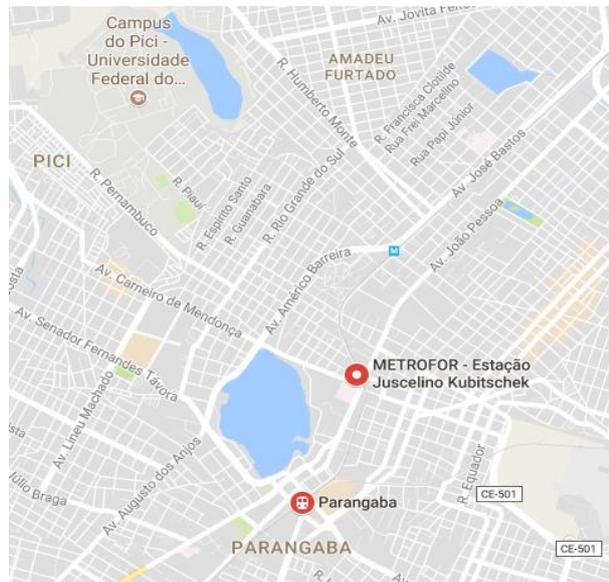
### **5.2 Materiais utilizados**

#### **5.2.1 Solo**

O solo utilizado foi uma areia fina a média sem plasticidade. Na escolha deste material foi considerada a localização, a disponibilidade e, principalmente, a granulometria uniforme com baixa porcentagem de finos, característica essa que minora a responsabilidade da ação da coesão do material no seu estado natural, garantindo assim, que qualquer alteração na rigidez 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.

Figura 3- Localização da coleta do solo.



Fonte: Google maps, 2017.

## 5.2.2 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 desse tipo de cimento encontram-se na Tabela 5-1 e foram apresentadas por CARRIJO (2005). A autora encontrou uma massa específica de  $3,02 \text{ g/cm}^3$ , uma resistência de 36,6 MPa aos 28 dias e um tempo de início de pega de 4 horas.

Tabela 5-1 - Composição química do cimento Portland CP - II - 32.

Componentes	% em massa
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).

### 5.2.3 Água

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

## 5.3 Ensaios realizados

O estudo experimental foi realizado 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 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 compressibilidade unidimensional utilizando c.p.'s moldados com diferentes teores de cimento (0, 2, 5 e 10%). O objetivo dessa etapa foi avaliar a influência da quantidade de cimento no comportamento mecânico do solo-cimento. A Tabela 5-2 apresenta um resumo do programa experimental, com o tipo e a quantidade de ensaios realizados em cada etapa.

Tabela 5-2 - 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
		Análise granulométrica	3

		Limite de Liquidez	3
		Limite de Plasticidade	3
		Compactação	3
Rigidez mecânica	Solo cimento compactado	Compressão oedométrica	20

Fonte: Alencar (2017).

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

### ***5.3.1 Coleta e preparação das amostras***

O solo utilizado foi coletado no estado amolgado, através de escavação manual, em quantidade suficiente para a realização de todos os ensaios previstos. Durante a coleta, foram tomados 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 a Figura 4, e transportados ao Laboratório de Mecânica dos Solos e Pavimentação da UFC.

Figura 4 - Solo coletado para ensaios.



Fonte: Alencar (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 conseqüente preparação da mistura, como se pode verificar na Figura 5.

Figura 5 - Cimento Portland utilizado nas misturas.



Fonte: Alencar (2017).

A preparação do solo para os ensaios de caracterização e moldagem dos c.p's foram feitas 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.

### **5.3.2 Ensaios de caracterização e compactação**

A caracterização física do solo foi feita através dos ensaios de granulometria, limites de Atterberg e densidade real dos grãos. Em seguida, foram realizados ensaios de compactação Proctor normal utilizando o solo 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 Atterberg também fora determinada três vezes, seguindo os métodos descritos nas normas NBR 6459/84 e NBR 7180/84, respectivamente.

Por último, foram realizados três ensaios de compactação na energia Proctor normal, com o solo sem adição de cimento. Este ensaio seguiu-se o procedimento descrito na norma NBR 7182/86.

### ***5.3.3 Preparação dos corpos-de-prova***

Nos ensaios de compressão oedométrica foram utilizados corpos cilíndricos com 5 cm de diâmetro e 2 cm de altura (mesmo tamanho do anel da célula de adensamento), com variações de, no máximo, 0,2 cm, moldados com diferentes teores de cimento. As amostras foram identificadas com a seguinte numeração: AM-01 até AM-20, com os teores de cimento na ordem de (0, 2, 5 e 10%) e com os tempos de cura (7, 14 e 28 dias).

Para a preparação dos c.p.'s, inicialmente, as quantidades necessárias de solo, cimento e água foram 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 seis c.p.'s e para duas determinações de umidade, uma no início da compactação, para cada corpo-de-prova e outra no final.

A mistura de solo-cimento foi homogeneizada, armazenada em sacos plásticos e depositadas em um recipiente vedado. A água era adicionada no momento da confecção dos c.p.'s.

As compactações dos corpos-de-prova foram feitas dinamicamente no próprio anel da célula de adensamento, devidamente lubrificado, utilizando a mesma energia de compactação do ensaio Proctor normal. Todas as amostras utilizadas foram compactadas com o mesmo teor de umidade ótimo e com a mesma massa específica aparente seca máxima, obtidos no ensaio Proctor normal do solo sem cimento. Foram compactadas 18 amostras de solo-cimento, sendo 6 amostras para cada teor (2, 5 e 10%) com 7, 14 e 28 dias de cura e 2 amostras de solo natural.

As moldagens dos corpos-de-prova eram feitas aos pares, o restante da amostra ficava armazenado. O corpo-de-prova permanecia no anel de adensamento e era guardado em um recipiente fechado para evitar perda de umidade. Antes do ensaio era medida a umidade de cada c.p. e se tivesse uma variação maior do 2% a amostra era descartada. Após o término dos ensaios os corpos-de-prova eram retirados dos anéis e realizados suas medidas de massa e altura final do corpo de prova.

A Figura 6 mostra dois corpos-de-prova moldados antes de serem lacrados e guardados até a realização do ensaio.

Figura 6 - Amostras de solos com 10 e 0% de cimento, respectivamente.



Fonte: Alencar (2017).

#### **5.3.4 Ensaio de compressão oedométrica**

O ensaio de compressão oedométrica fornece informações relativas as propriedades de adensamento do solo, caracterizadas pela velocidade e magnitude das deformações, quando o mesmo é lateralmente confinado e axialmente carregado e drenado. O ensaio foi realizado com base na norma NBR 12007/90.

A Figura 7 mostra as máquinas dos ensaios de compressão unidimensional que consistem, basicamente, em submeter um corpo-de-prova cilíndrico a carregamentos verticais, ao longo do período necessário de tempo, e com uma precisão de 0,5% da carga aplicada. O corpo de prova pode ser inundado ou não.

Figura 7 - Equipamentos de compressão oedométrica utilizados nos ensaios.



Fonte: Alencar (2017).

Inicialmente cada c.p.'s foi pré-adensado com uma tensão de 5 kPa. Após a aplicação da carga a célula foi inundada e somente após, no mínimo 24 h, o ensaio prosseguiu-se. O carregamento deu-se em estágios de cargas (13, 25, 50, ....., até 1600 kPa) e o tempo de espera de cada estágio foi, no máximo 24 h. Após o fim desses estágios promoveu-se o descarregamento total do corpo-de-prova e o seu desconfinamento da célula de adensamento, como mostra a Figura 8.

As amostras foram ensaiadas aos pares, as duas amostras referentes ao mesmo teor de cimento e ao mesmo tempo de cura foram ensaiadas juntas, por exemplo: AM-19 e AM- 20, com 10 % de cimento e 28 dias de cura.

Figura 8 - Corpo-de-prova fora do anel de adensamento.



Fonte: Alencar (2017).

## **5.4 Resultados da investigação experimental**

### ***5.4.1 Considerações iniciais***

Neste tópico do capítulo serão apresentados e discutidos os resultados dos ensaios de caracterização, compactação e compressão oedométrica obtidos no presente trabalho. As discussões serão feitas com base nos conceitos apresentados nos capítulos 2 e 3 e em outros resultados encontrados na literatura científica.

### ***5.4.2 Ensaios de caracterização e compactação***

A caracterização física do solo foi feita através dos ensaios de análise granulométrica (com uso de defloculante – hexametáfosfato de sódio com a concentração de 45,7 g do sal por 1000 cm<sup>3</sup> de solução), densidade real dos grãos e limites de Atterberg. Todos os procedimentos para a realização desses ensaios foram executados seguindo as recomendações das normas ABNT ou do Departamento Nacional de Estradas e Rodagens – DNER. A Tabela 5-3 apresenta as propriedades físicas e as frações granulométricas do solo estudado (média dos ensaios), além das normas referentes a cada ensaio.

Tabela 5-3 - Propriedades físicas do solo utilizado e normas dos ensaios.

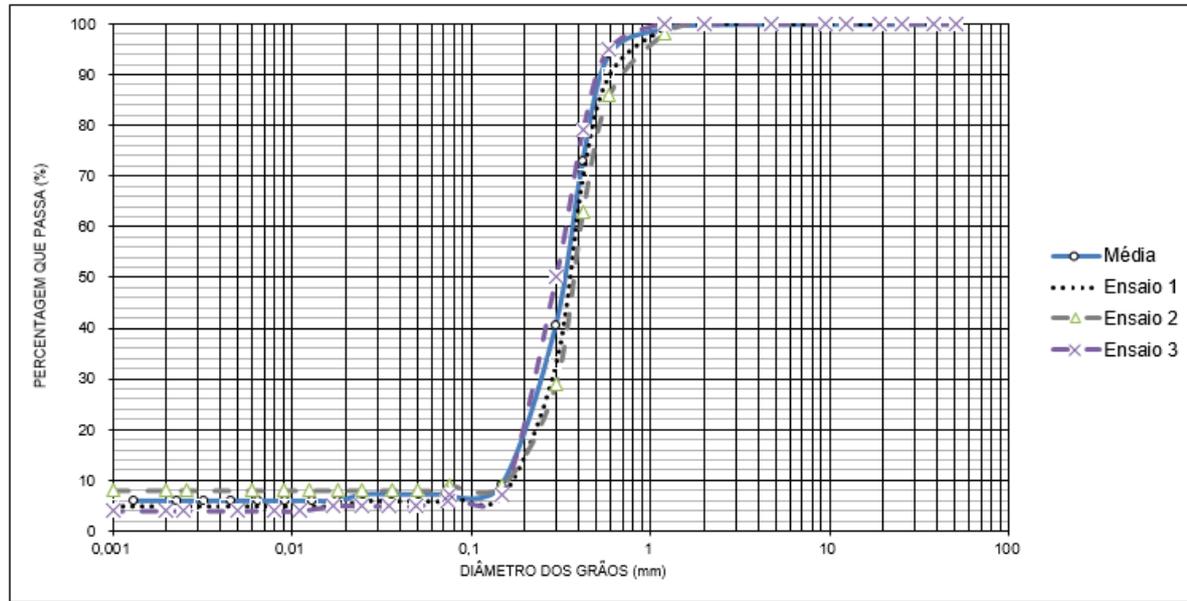
<b>Índice físicos</b>	<b>Valores</b>	<b>Normas</b>
Limite de Liquidez (LL)	0%	NBR 6459/84
Limite de Plasticidade (LP)	0%	NBR 7180/84
Índice de Plasticidade (IP)	0%	-
Densidade real dos grãos ( $G_s$ )	2,61	DNER-ME 093/94
% de areia média ( $0,42 < D < 2,0$ mm)	27%	
% de areia fina ( $0,42 < D < 0,05$ mm)	66%	NBR 7181/84
% de silte ( $0,05$ mm $< D < 0,005$ mm)	1%	NBR 7181/84
% de argila ( $D < 0,002$ mm)	6%	
Umidade ótima ( $w_0$ )	10,1%	
Massa específica seca máxima ( $\rho_d$ )	1,72	NBR 7182/86
Coefficiente de Uniformidade ( $C_u$ )	2,3	-
Coefficiente de Curvatura ( $C_c$ )	1,05	-

Fonte: Alencar (2017).

Pelo Sistema Unificado de Classificação do Solo (SUCS), o material utilizado foi classificado como SP – SC (areia mal graduada com argila). Pelo Sistema AASHTO o solo enquadra-se no grupo A-3.

A curva granulométrica do solo encontra-se no Gráfico 5-1.

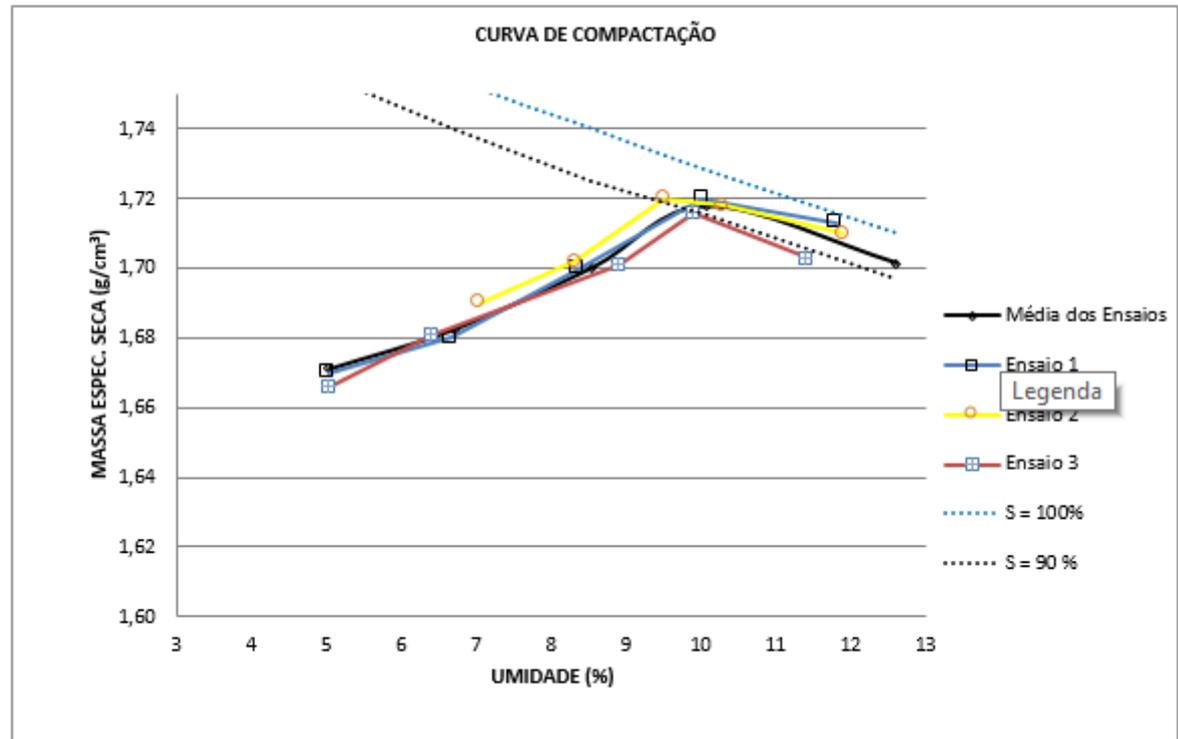
Gráfico 5-1 - Curvas granulométricas do solo estudado.



Fonte: Alencar (2017).

Foram realizados 3 ensaios de compactações Proctor normal com o solo sem cimento, seguindo-se a NBR 7182/86. A média do teor de umidade ótimo foi de  $w_0 = 10,1 \%$  e a massa específica aparente seca máxima foi de  $\rho_d = 1,72 \text{ g/cm}^3$ . O Gráfico 5-2 apresenta os resultados obtidos, juntamente com as curvas de 90 e 100% de saturação.

Gráfico 5-2 - Curvas de compactação do solo estudado.



Fonte: Alencar (2017).

Para verificar a influência do teor de cimento sobre a curva de compactação Bastos (2017) realizou ensaios de compactação Proctor na energia normal utilizando os teores de cimento de 2, 5 e 10 % em massa, seguindo a NBR 12023/92.

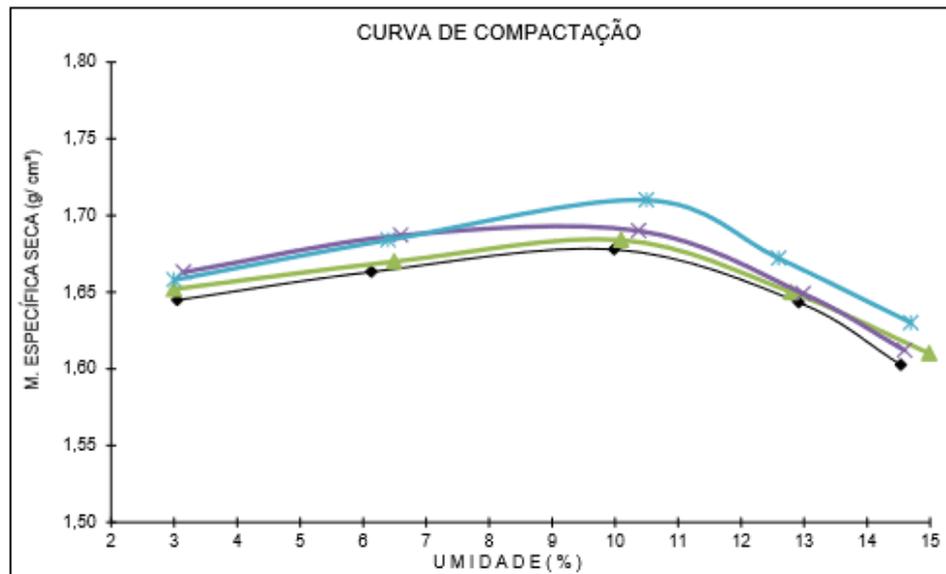
Os resultados obtidos mostraram que o aumento do teor de cimento proporcionou pequenas elevações no teor de umidade ótimo e na massa específica aparente seca máxima, conforme Gráfico 5-3.

A curva na cor preta representa o solo com o teor de 0% de cimento e as curvas, verde, roxa e azul, representam os teores de 2, 5 e 10% de cimento, respectivamente.

Os valores dos índices físicos referentes aos pontos de massa específica aparente seca máxima das curvas do Gráfico 5-3 estão resumidos na Tabela 5-4.

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

Gráfico 5-3 - Curvas de compactação da mistura solo-cimento.



Fonte: Adaptado de BASTOS (2017).

Tabela 5-4 - Índices físicos dos pontos máximos das curvas do Gráfico 5-3.

Parâmetros	Ci (%)			
	0	2	5	10
$w_0$	10,1	10,3	10,5	10,8
$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1,66	1,67	1,68	1,71
$G_s$	2,63	2,64	2,65	2,67
$e$	0,58	0,59	0,58	0,56
$n$	0,37	0,37	0,37	0,36

Fonte: Adaptado de BASTOS (2017).

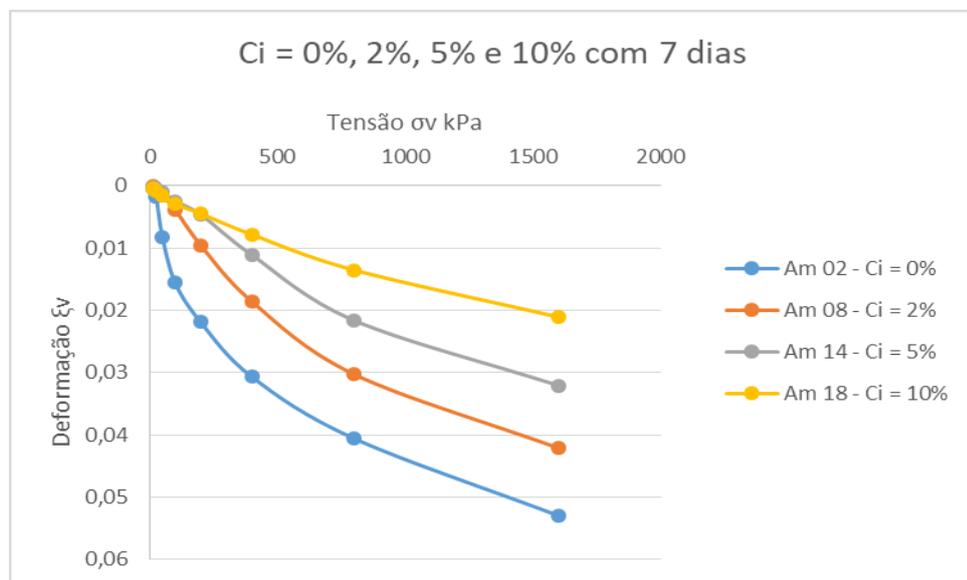
Os dados da Tabela 5-4 mostraram que os índices físicos das misturas cimentadas utilizadas não apresentaram variações significativas em função da variação do teor de cimento. Por este motivo, todos os corpos-de-prova utilizados nos ensaios de rigidez foram moldados nas condições ótimas obtidas com o solo não cimentado.

#### 5.4.3 Ensaios de compressão unidimensional

Após a realização dos ensaios de caracterização e compactação, foram executados os ensaios de compressão oedométrica com o solo cimentado com teores de cimento de 0, 2, 5 e 10% de cimento. Todos os corpos-de-prova foram moldados com  $w_0$  (ótimo) = 10,1% e  $\rho_d$  (máxima) = 1,72 g/cm<sup>3</sup>.

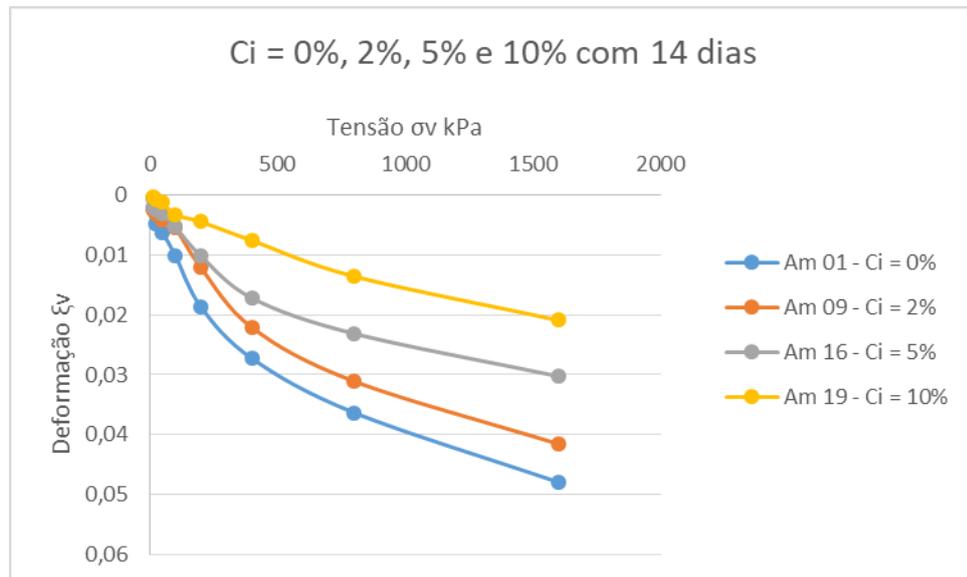
Os c.p.'s foram moldados com os teores de 0, 2, 5 e 10 % de cimento com 7, 14 e 28 dias de cura. Os Gráfico 5-4Gráfico 5-5 e Gráfico 5-6 representam as tensões verticais (13, 25, 50, 100, 200, 400, 800 e 1600 kPa) versus deformações específicas para os teores de cimento estudados para os dias de cura especificados acima.

Gráfico 5-4 - Tensão vertical x deformação específica do solo cimentado e natural com 7 dias de cura.



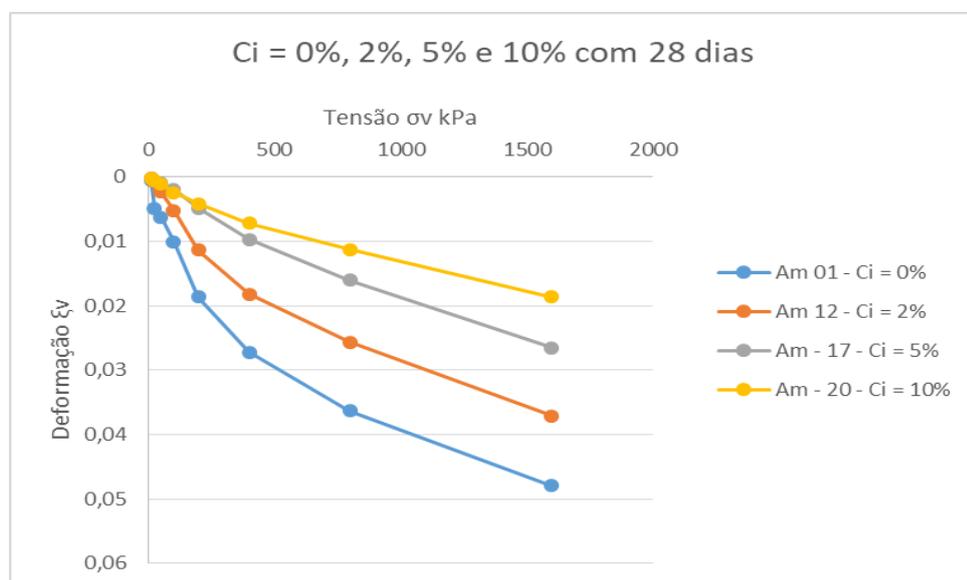
Fonte: ALENCAR (2017).

Gráfico 5-5 - Tensão vertical x deformação específica do solo cimentado e natural com 14 dias de cura.



Fonte: ALENCAR (2017).

Gráfico 5-6 - Tensão vertical x deformação específica do solo cimentado e natural com 28 dias de cura.



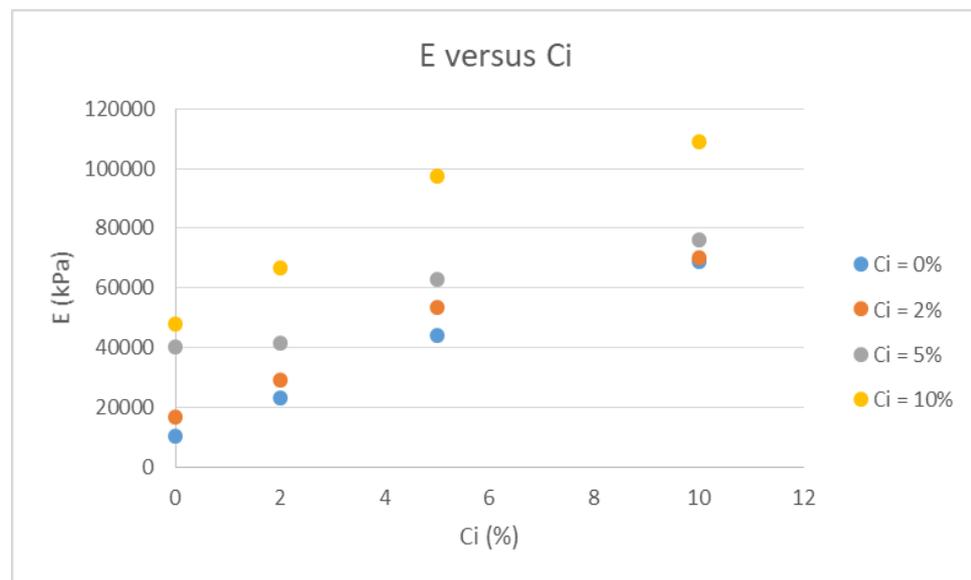
Fonte: ALENCAR (2017).

Percebe-se nos gráficos acima que a adição de pequenas quantidades de cimento no solo melhora, significativamente sua rigidez. Os c.p.'s, com os teores de cimento estudado, com 7 dias de cura, apresentaram um aumento significativo da sua rigidez. Em algumas

amostras como, por exemplo, Am – 18, 19 e 20, os tempos de cura de 14 e 28 dias não proporcionaram um ganho de rigidez significativamente maior que o tempo de cura de 7 dias. Já, nas amostras, Am – 14, 16 e 17 o tempo de cura de 28 dias promoveu uma redução grande na deformação específica do corpo, mais do que os 7 dias de cura, o mesmo ocorrendo para as amostras com teores de 2% de cimento.

O Gráfico 5-7 representa a variação do módulo de elasticidade oedométrico versus teor de cimento.

Gráfico 5-7 - Módulo de elasticidade oedométrico versus teor de cimento.



Fonte: ALENCAR (2017).

Os resultados mostraram que o módulo de elasticidade oedométrico aumentou proporcionalmente com o teor de cimento adicionado ao solo. A Tabela 5-5 apresenta os valores obtidos do módulo de elasticidade oedométrico (E) com os teores de cimento e tensões aplicadas à massa de solo, mostrando o aumento de (E), para cada trecho de tensão, com Ci.

Tabela 5-5 - Valores do módulo de elasticidade oedométrico, em kPa, variando com as tensões e os teores de cimento.

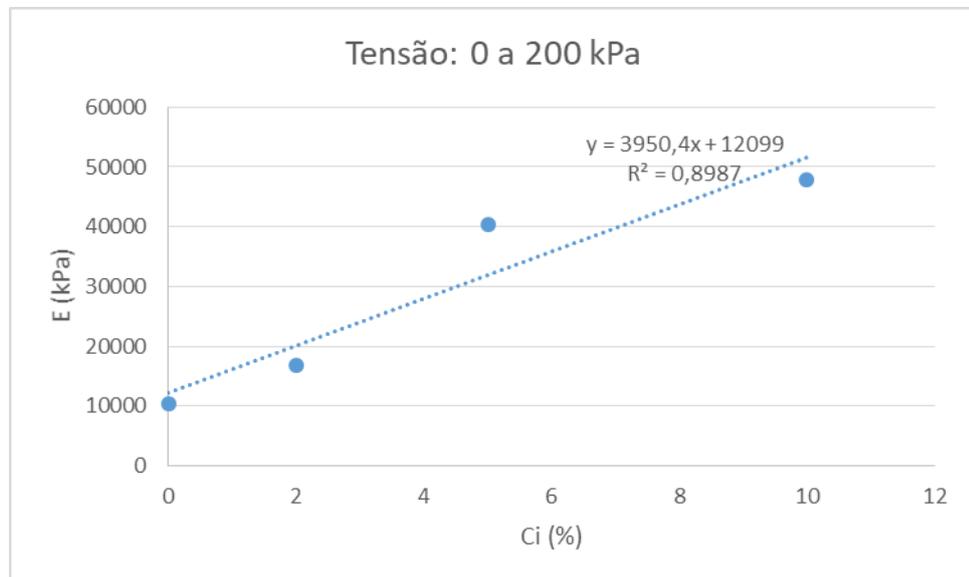
Tensões (kPa)	Ci (%)			
	0	2	5	10
200	10336,81	16846,85	40419,27	47948,72

400	23161,97	29197,08	41500	66666,67
800	44082,06	53333,33	62926,46	97560,98
1600	68688,52	70175,44	76111,87	108843,5

Fonte: ALENCAR (2017).

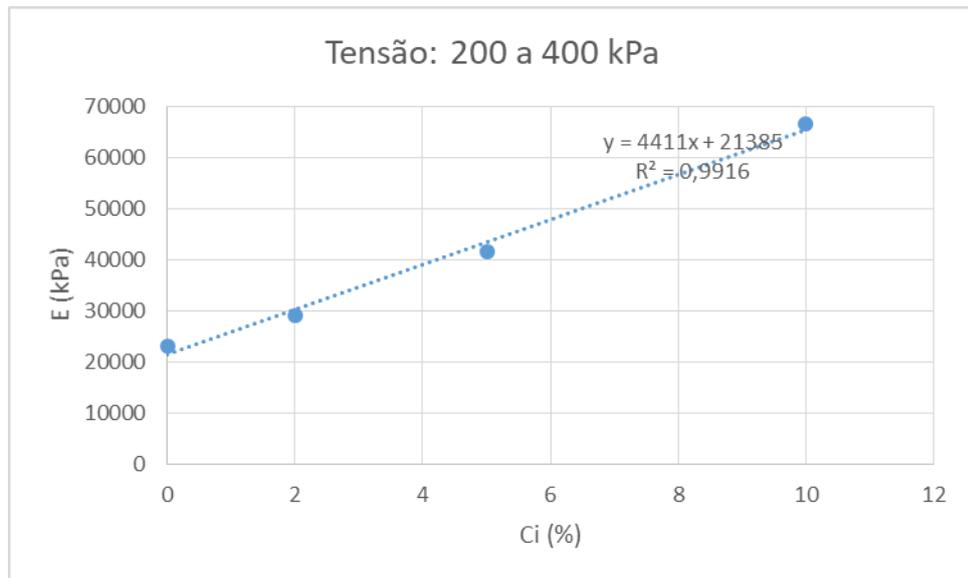
Os Gráfico 5-8Gráfico 5-9Gráfico 5-10 Gráfico 5-11 mostram a variação do módulo de elasticidade oedométrico com o teor de cimento, por trechos de tensões e seus respectivos ajustes lineares.

Gráfico 5-8 - Módulo oedométrico versus teor de cimento no trecho de tensão 0 a 200 kPa.



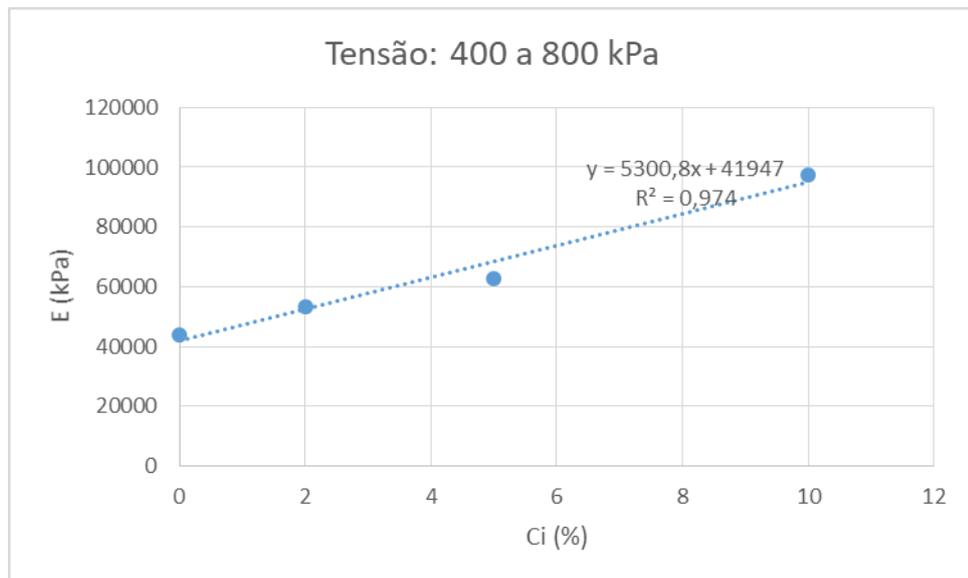
Fonte: ALENCAR (2017).

Gráfico 5-9 - Módulo oedométrico versus teor de cimento no trecho de tensão de 200 a 400 kPa.



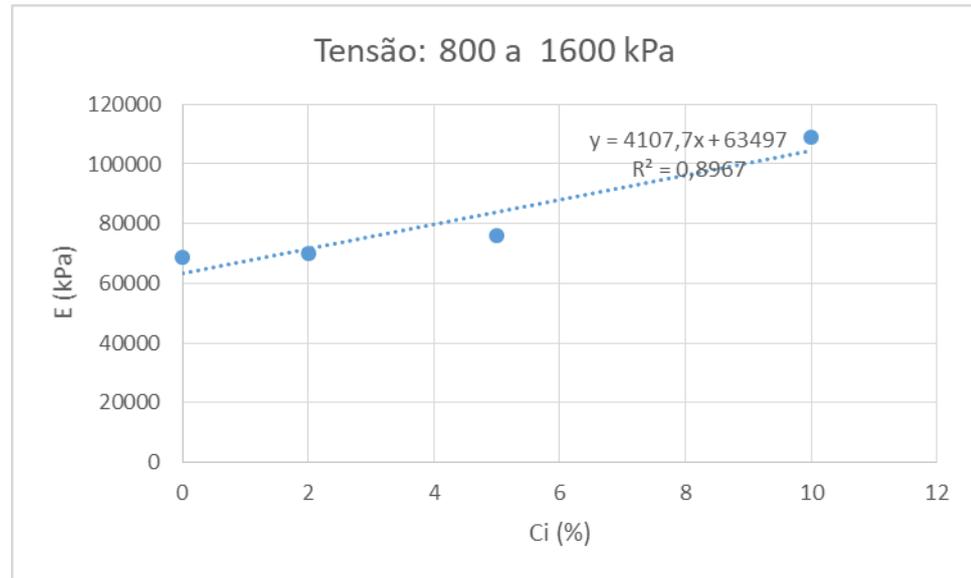
Fonte: ALENCAR (2017).

Gráfico 5-10 - Módulo oedométrico versus teor de cimento no trecho de tensão de 400 a 800 kPa.



Fonte: ALENCAR (2017).

Gráfico 5-11 - Módulo oedométrico versus teor de cimento no trecho de tensão de 800 a 1600 kPa.



Fonte: ALENCAR (2017).

Os resultados mostraram que a variação do módulo oedométrico com o teor de cimento pode ser ajustada linearmente. Nos trechos de 200 a 400 kPa e de 400 a 800 kPa o ajuste foi bastante preciso. Já para baixas tensões (até 200 kPa) e para altas tensões (no mínimo 800 kPa) o ajuste não foi tão preciso. Mas, ainda assim a regressão linear teve um valor satisfatório.

Os Gráfico 5-12, Gráfico 5-13, Gráfico 5-14 e Gráfico 5-15 representam as variações do módulo oedométrico com o teor de cimento por trechos de tensões. As Tabela 5-6, Tabela 5-7, Tabela 5-8 e Tabela 5-9 referem-se aos gráficos citados na ordem acima e representam os valores do módulo de elasticidade oedométrico obtidos nos ensaios de laboratório, no programa UNSTRUCT e através de um ajuste linear em função dos teores de cimento.

Tabela 5-6 - Valores de E (kPa) obtidos nos ensaios, programa e ajuste linear para o trecho de tensão de 0 a 200kPa.

Ci (%)	Ajuste Linear	R. Ensaios	R. Prog. Unstruct
0	12099	10336	10336
2	19999,8	16846	17858,4
5	31851	40419	29142
10	51603	47948	47948

Fonte: ALENCAR (2017).

Tabela 5-7 - Valores de E (kPa) obtidos nos ensaios, programa e ajuste linear para o trecho de tensão de 200 a 400kPa.

<b>Ci (%)</b>	<b>Ajuste Linear</b>	<b>R. Ensaios</b>	<b>R. Prog. Unstruct</b>
0	21384	23161	23161
2	30206	29197	31862
5	43439	41500	44913,5
10	65494	66666	66666

Fonte: ALENCAR (2017).

Tabela 5-8 - Valores de E (kPa) obtidos nos ensaios, programa e ajuste linear para o trecho de tensão de 400 a 800kPa.

<b>Ci (%)</b>	<b>Ajuste Linear</b>	<b>R. Ensaios</b>	<b>R. Prog. Unstruct</b>
0	41947	44082	44082
2	52548,6	53333	54777,6
5	68451	62926	70821
10	94955	97560	97560

Fonte: ALENCAR (2017).

Tabela 5-9 - Valores de E (kPa) obtidos nos ensaios, programa e ajuste linear para o trecho de tensão de 800 a 1600kPa.

<b>Ci (%)</b>	<b>Ajuste Linear</b>	<b>R. Ensaios</b>	<b>R. Prog. Unstruct</b>
0	63497	68688	68688
2	71712,4	70715	76719
5	84,035,5	76111	88765,5
10	104574	108843	108843

Fonte: ALENCAR (2017).

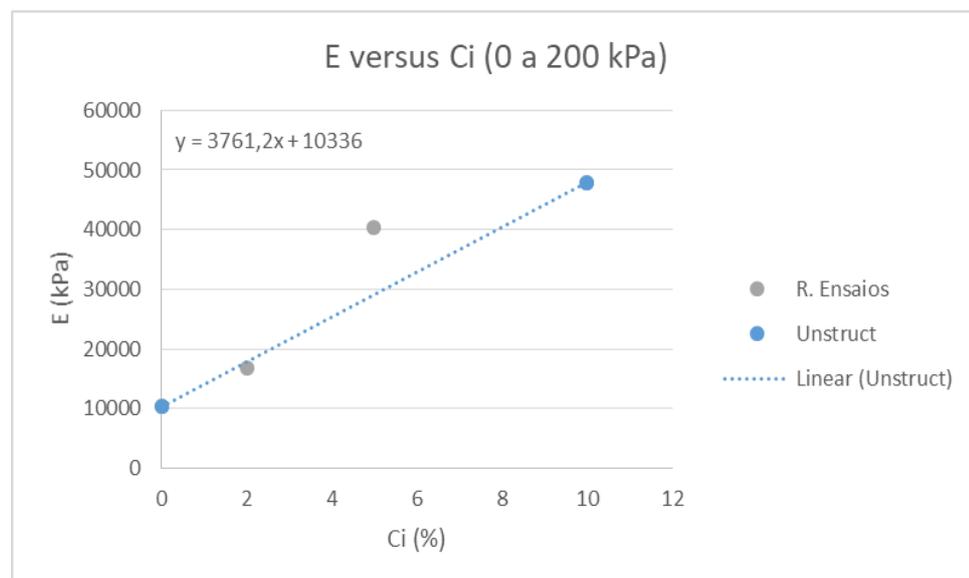
O ajuste “melhor” linear é o apresentado na primeira coluna. Verifica-se uma divergência entre os resultados dos ensaios e o ajuste linear. No entanto, optou-se nesta pesquisa adotar a metodologia utilizada pelo programa UNSTRUCT que usa os valores extremos de rigidez (0 e 10 %) e obtém os valores intermediários através da interpolação

linear. Essa metodologia apresenta a vantagem de se usar apenas ensaios com dois teores de cimento e modelar o comportamento crescente da rigidez com o teor de cimento.

As divergências entre os resultados obtidos pelo “melhor ajuste” e os experimentais estão relacionadas as modelagens dos corpos-de-prova. Em algumas amostras, como representada no Gráfico 5-13, para os teores de 2 e 5%, o aumento da rigidez foi muito pequeno fazendo com que os pontos ficassem abaixo da linha. Verificou-se isso também, nos Gráfico 5-14 e Gráfico 5-15.

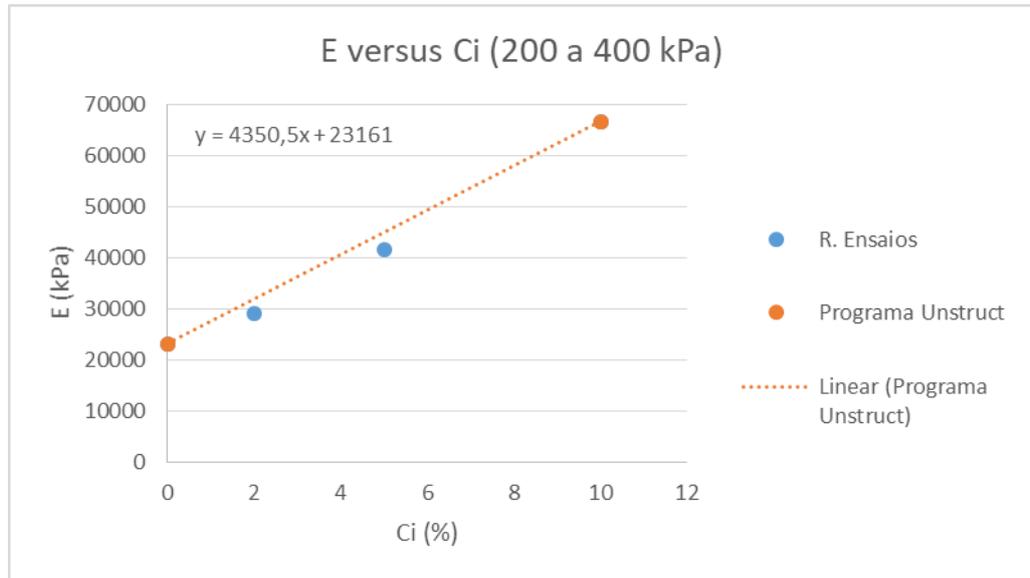
Isso se deve ao fato de que cada amostra, mesmo moldada com as mesmas características, apresentam divergências. Se a amostra apresentar grandes vazios, a reação do cimento pode não ser adequada, com isso, o aumento de rigidez não foi satisfatório. No decorrer do ensaio o corpo de prova pode apresentar pequenas fissuras, com isso em alguns carregamentos a variação de altura pode ser maior do que o esperado.

Gráfico 5-12 - E versus Ci no trecho de 0 a 200kPa.



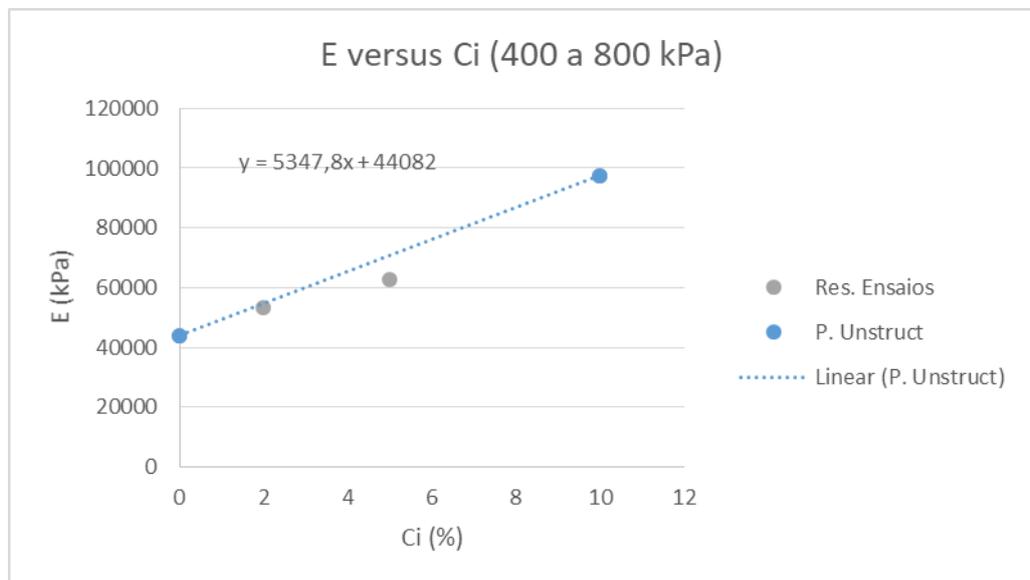
Fonte: ALENCAR (2017).

Gráfico 5-13 - E versus Ci no trecho de 200 a 400kPa.



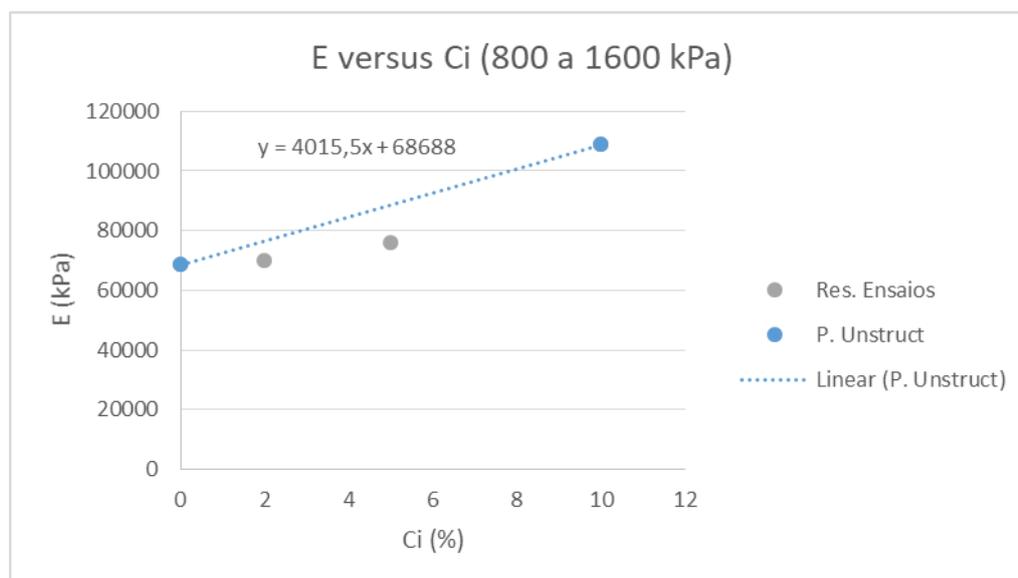
Fonte: ALENCAR (2017).

Gráfico 5-14 - E versus Ci no trecho de 400 a 800kPa.



Fonte: ALENCAR (2017).

Gráfico 5-15 - E versus Ci no trecho de 800 a 1600kPa.



Fonte: ALENCAR (2017).

O Gráfico 5-16 mostra a tensão vertical versus deformação específica das amostras com os teores de cimento de 0 a 10% com as tensões variando de 13 a 1600 kPa, representando as deformações obtidas no ensaio de compressão oedométrica com as obtidas pelo programa UNSTRUCT. Os pontos da curva ilustram os resultados experimentais e a linha contínua mostra os resultados da modelagem numérica. Os resultados do ensaio versus previsão mostraram-se adequados, com pequenas divergências. A Tabela 5-10 apresenta os resultados. Percebe-se que para alguns valores de tensões os resultados obtidos numericamente mostraram deformações maiores que as obtidas nos ensaios. Para o teor de 10% de cimento, para pequenos carregamentos, mostraram deformações maiores que nos teores de cimento mais baixos. O ganho de rigidez não foi significativo.

Nas tensões mais elevadas as deformações mostraram valores menores do que as obtidas para baixos teores, o que já era esperado.

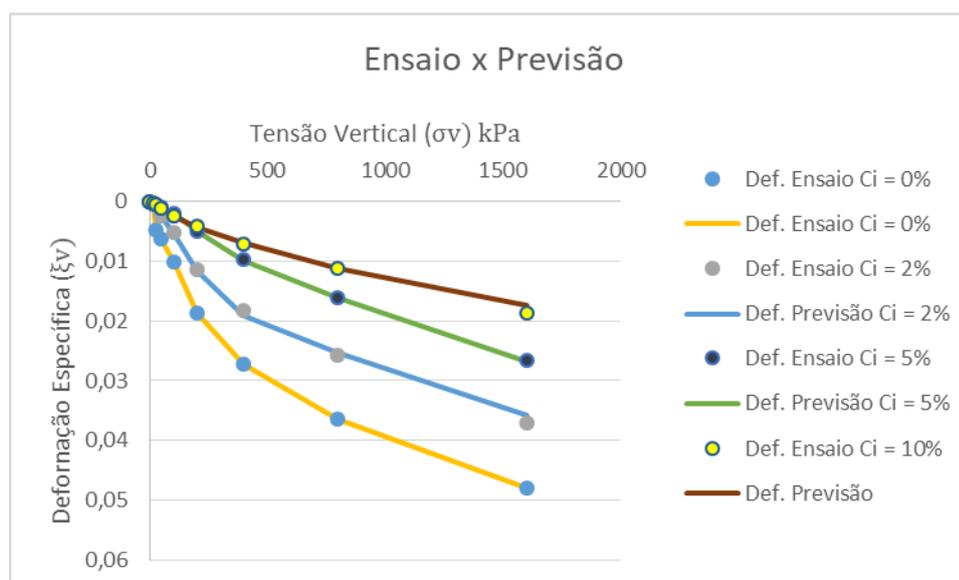
Tabela 5-10 - Resultados das deformações obtidas no ensaio de compressão oedométrica e no programa UNSTRUCT.

Tensão (kPa)	Ci= 0%		Ci=2%		Ci= 5%		Ci=10%	
	D. E.	D. P.	D. E.	D. P.	D. E.	D. P.	D. E.	D. P.
	D. E.	D. P.	D. E.	D. P.	D. E.	D. P.	D. E.	D. P.

0	0	0	0	0	0	0	0	0
13	0,000525	0,00053	0,00025	0,00025	0,000240	0,00024	0,00025	0,00025
25	0,004821	0,00498	0,00075	0,00076	0,000481	0,00048	0,00055	0,00055
50	0,006252	0,00721	0,0023	0,00237	0,000963	0,00097	0,00105	0,00107
100	0,010023	0,00947	0,00515	0,00532	0,001879	0,00188	0,0024	0,00239
200	0,018615	0,02142	0,01135	0,01169	0,004867	0,00487	0,00415	0,00427
400	0,02725	0,02425	0,0182	0,01905	0,009686	0,00991	0,00715	0,00698
800	0,036320	0,03234	0,0257	0,02524	0,016043	0,016	0,01125	0,01126
1600	0,04797	0,04319	0,0371	0,0358	0,02655	0,02678	0,0186	0,01747

Fonte: ALENCAR (2017).

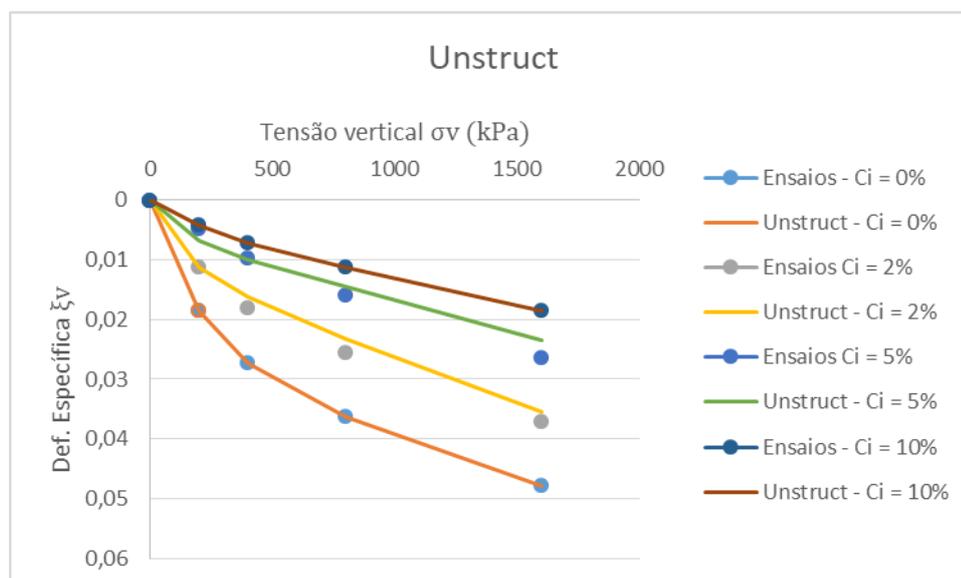
Gráfico 5-16 - Tensão vertical versus deformação específica.



Fonte: ALENCAR (2017).

O Gráfico 5-17 relaciona as tensões com suas respectivas deformações por trechos de carregamentos obtidos através da modelagem no UNSTRUCT.

Gráfico 5-17 - Modelagem no UNSTRUCT.



Fonte: ALENCAR (2017).

Utilizando apenas dois teores de cimento, 0 e 10%, pode-se prever as deformações obtidas para os teores de cimento de 2 e 5%. Os pontos representam os ensaios experimentais e as linhas representam a modelagem computacional. Há pequenas discrepâncias entre os valores experimentais e numéricos, mas ainda assim, a modelagem mostrou-se adequada.

Em alguns pontos a modelagem mostrou deformações menores do que os ensaios. Tanto na modelagem computacional quanto na realização dos ensaios há erros. Esses equívocos devem ser minorados.

## 5.5 Considerações finais

Neste capítulo foram apresentados e discutidos os resultados dos ensaios de caracterização física, compactação, compressão oedométrica e análise numérica.

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

Os resultados obtidos nos ensaios de compressão unidimensional mostraram, como esperado, que o aumento do teor de cimento proporcionou ganhos de rigidez as amostras.

A análise numérica obteve-se resultados satisfatórios com os obtidos experimentalmente podendo-se ser implementada.

## 6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

### 6.1 Conclusões

Com base nas análises dos resultados obtidos no programa de investigação experimental e na metodologia numérica implementada no programa UNSTRUCT, foram obtidas as conclusões apresentadas nos itens seguintes.

#### *6.1.1 Resultados da investigação experimental*

O solo caracterizado nesta pesquisa foi uma areia mal graduada com argila, sem plasticidade, com teor de umidade ótimo, aproximadamente 10% e uma massa específica aparente seca máxima de  $1,72 \text{ g/cm}^3$ , de acordo com o ensaio de compactação Proctor normal.

De acordo com os resultados de compactação obtidos por BASTOS (2017), realizados no mesmo solo com e sem cimento, não apresentaram variações significativas no teor de umidade ótimo e na massa específica aparente seca máxima, então foram adotados o mesmo valor de  $w_0$  e  $\rho_d$  do solo natural para todas as amostras cimentadas nos ensaios de compressibilidade.

Os ensaios de compressibilidade unidimensional mostraram que o aumento da quantidade de cimento adicionada ao solo proporciona ganhos significativos de rigidez. As amostras ensaiadas com sete dias de cura já apresentaram uma deformabilidade menor do que as amostras sem cimento. Com os 28 dias de cura as amostras apresentaram uma rigidez maior do que as amostras com 7 dias.

O módulo oedométrico apresentou um comportamento com tendência linear com o aumento do teor de cimento nos trechos de tensões aplicados. Esse comportamento foi importante para implementação da capacidade do programa UNSTRUCT trabalhar com solos artificialmente cimentados conforme conclusões apresentadas a seguir.

### **6.1.2 Modelagem numérica implementada no programa UNSTRUCT**

Os resultados obtidos no programa UNSTRUCT implementados por Alencar (2017) mostraram bastante próximos com os obtidos experimentalmente indicando que, a análise computacional pode ser utilizada para solucionar os problemas de deformabilidade de solos.

A implementação no programa UNSTRUCT feita por Alencar (2017) mostrou que com apenas dois teores de cimento (mínimo e máximo) pode-se prever a quantidade intermediária de cimento a ser adicionada ao solo em questão, para que o mesmo adquira uma deformação desejável.

Nesse caso, pode-se estudar problemas de fundações, por exemplo, identificando o teor de cimento necessário para uma determinada situação de recalque desejada. No entanto, os estudos de Alencar (2017) não abordaram a aplicação do programa UNSTRUCT a esses problemas de fundações, mesmo ressaltando-se que o UNSTRUCT poderá modelar essas e outras situações geotécnicas que envolvem a utilização de solo-cimento.

## **6.2 Sugestões para trabalhos futuros**

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

- Realizar ensaios de compressão oedométrica utilizando outros teores de cimento e outros tipos de solo;
- Aplicar a solução implementada no programa UNSTRUCT para solucionar problemas de engenharia referentes a deformabilidade de solos;
- Realizar ensaios de prova de carga em placa em camadas de solo melhorado artificialmente com a adição de cimento e a respectiva modelagem com a utilização do programa em sua versão proposta nessa pesquisa.

## REFERÊNCIAS

- ABCP. Associação Brasileira de Cimento Portland. **Guia Básico de Utilização do Cimento Portland**, São Paulo: [s. n], 2002.
- AIREY, D. W. Triaxial testing of naturally cemented carbonate soil. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v. 119, n. 9, p. 1379-1398, 1993.
- ALONSO, E. E. **Constitutive Modelling os Unsaturated Soils**. Civil Engineering. Barcelona, European Courses Programme of Continuing Education, 1993.
- ANAGNOSTOPOULOS, A. G. Compressibility behavior of a soft lignite. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, New York, n. 108 (GT 12), p. 1549-1566, 1982.
- ATIC. Associação de Normas Técnicas da Indústria do Cimento. **Pistas de Solo-Cimento**. Boletim Técnico n. 13, 1993.
- AZAMBUJA, R. M. B. **Comportamento Mecânico e Hidráulico de Misturas de Solo-Cimento-Bentonita para Aplicação em Barreiras Verticais de Contenção de Contaminantes**. 2004. 98 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia)-Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004.
- BARDEN, L.; McGROWN. A.; COLLINS. K. The Collapse Mechanism in Partly Saturated Soil. **Engineering Geology**, v. 7, p. 49-60, 1973.
- BARDEN, L. Time dependent deformation of normally consolidated clays and peats. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, New York, n. 95 (SM1), p. 1-31, 1969.
- BASTOS, I. J. F. S. **Uma proposta de envoltória de resistência ao cisalhamento para solos arenosos artificialmente cimentados na Região Metropolitana de Fortaleza**. 2017. 111 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil: Geotecnia)-Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2017.
- BROOKER, E. W.; IRELAND, H. O. Earth Pressures at rest related to stress history. **Canadian Geotechnical Journal**, Toronto, v. 2, n. 1, p. 1-15, 1965.
- CAMAPUM DE CARVALHO, J. Considerações sobre o Estado e Análise do Colapso dos Solos Porosos Naturais. **2. Simpósio sobre Solos Não Saturados - ASMF - UFPE - ABMS/NE**, Recife, 1994.
- CARRIJO, P. M. **Análise da influência da massa específica de agregados graúdos provenientes de resíduo de construção e demolição no desempenho mecânico do concreto**. 2005. 146 f. Dissertação (Mestrado)-Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005.

CARVALHO, J. C.; FARIAS, M. M.; SILVA, C. M. Use of Soil-cement in Deep Foundations. **Symposium on Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics**, Rotterdam, v. 1, n. 2v, p. 473-479, 1997.

CASAGRANDE, A.; FADUM, R. E. **Notes on soil testing for engineering purposes**. Harvard University, Cambridge, 1940. (Soils Mechanics Series n. 8).

CATTON, M. D. Research on the physical relations of soil and soil-cement mixtures. **ANNUAL MEETING OF THE HIGHWAY RESEARCH BOARD**, Washington, v. 1, n. 20, p. 821-855, 1940.

CATTON, M. D. Soil-Cement Technology - A Résumé. **Research and Development Laboratories of the Portland Cement Association: Bulletin 136**, v. 4, n. 1, p. 13-21, 1962.

CERRATI, J. A. P.; CASANOVA, F. J. Um Método Físico Químico para Dosagem de Solo-Cimento. **Simpósio sobre Novos Conceitos em Ensaios de Campo e Laboratório em Geotecnia**, Rio de Janeiro, v. 1, n. 2v, p. 191-200, 1988.

CHANG, T. S.; WOODS, R. D. Effect of particle contact bond on shear modulus. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v. 118, n. 8, p. 1216-1233, 1992.

CLAYTON, C. R. I.; SERRATRICE, J. F. General report session 2: the mechanical properties and behaviour of hard soils soft rocks. **Geotechnical Engineering of Hard Soils Soft Rocks 3**, Rotterdam: Balkema, p. 1839-1877, 1997.

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

CLOUGH, G. W. et al. Cement sands under static loading. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, New York, v. 107, n. n.GT6, p. 799-817, 1981.

CONSOLI, N. C. et al. Key parameters for strength control of artificially cemented soils. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, New York, v. 133, n. n. 2, p. 419-436, 2007.

CONSOLI, N. C. et al. Fundamental parameters for the stiffness and strength control artificially cemented sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, New York, 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.

CONSOLI, N. et al. **Análise de Variáveis-Chave no Controle da Resistência Mecânica de Solos Artificialmente Cimentados**. Porto Alegre: [s. n], 2005.

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

COUTINHO, R. Q. **Características de adensamento com drenagem radial em argila mole da Baixada Fluminense**. 1976. Dissertação (Mestrado)-COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1976.

COUTINHO, R. Q. **Resultados preliminares de ensaios de adensamento oedométricos na argila de Juturnaíba**. Tese (Doutoramento em andamento), 1983.

CRAWFORD, C. B. Interpretation of the consolidation test. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, New York, v. 90 (SM5), p. 87-102, 1964.

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

CRUZ, R. C. et al. Encapsulamento de um Solo Contaminado por Óleo Diesel. **Solos e Rochas: Revista Latino-Americana de Geotecnia**, São Paulo, 2005.

CUCCOVILLO, T.; COOP, M. R. On the mechanics of structured sands. **Geotechnique**, v. 49, n. 6, p. 741-760, dez 1999.

DE JONG, E. H.; RAYMOND, G. P. A Non-linear theory of consolidation. **Geotechnique**, London, v. 15, n. 2, p. 161-173, 1975.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE. **Execução de sub-base de solo-cimento**: manual de pavimentação, São Paulo: [s. n], 2004.

DUPAS, J. M.; PECKER, A. Static and Dynamic Properties of Sand-Cement. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, New York, v. 105, n. n.GT3, p. 419-436, 1979.

EL RAWI, N. M.; HALIBURTON, A.; JANES, R. L. Effect of the Compaction on Strength of Soil-cement. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, New York, v. 93, n. n.6, p. 195-208, 1967.

EPPS, J. A.; DUNLAP, W. A.; GALLAWAY, B. M. Soil Stabilization: a mission oriented approach. **Highway Research Record**, n. 351, p. 1-20, 1971.

FELT, E. J. Factors influencing physical properties of soil-cement mixtures. **Research and Development Laboratories of the Portland Cement Association: Bulletin D5**, p. 138, 1955.

FOPPA, D. **Análise de variáveis-chaves no controle da resistência mecânica de solos artificialmente cimentados**. 2005. 146 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)-Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

GOMES CORREIA, A.; MARQUES, F. **Comportamento de um agregado granítico no domínio das pequenas deformações**. Actas do 8º Congresso Nacional de Geotecnia. Lisboa: [s.n.]. 2002. p. 495- 504.

GOMES CORREIA, A. Evaluation of mechanical properties of unbound granular materials for pavements and rail tracks. **International Seminar on Geotechnics in Pavement and Railway Design and Construction**, p. 35-60, 2002.

GRAY, H. Simultaneous consolidation of contiguous layers of unlike compressible soils. **Transactions**, v. 110, p. 1327, 1945.

HABIB, S. A. Lateral Pressure of Unsaturated Expansive Clay in Looped Stress Path. **Proceedings of first international conference on unsaturated soils**, Paris, v. 3, 1995.

HEAD, K. H. **Manual of Soil Laboratory Testing**. 2. ed. New York: John Wiley e Sons, 1994. (v. 2 : Permeability. Shear Strenght and Compressibility Tests).

HERZOG, A.; MITCHELL, J. K. Reactions accompanying stabilization os clay with cement. **Highway Research Record**, Washington, v. 36, p. 146-171, 1963.

HORPIBULSUK, S.; MIURA, N.; NAGARAT, T. S. Assessment of Strenght Development in Cement-Admixed High Water Content Clays with Abram's Law as a Basis. **Geotéchnique**, London, v. 53, n. 4, p. 439-444, 2003.

INGLES, O. G.; METCALF, J. B. **Soil Stabilization** - Principles and Praticce. Australia: Butterworths, 1972. 366 p.

JENNINGS, J. E.; KNIGHT. K. The Additional Settelment of Foundation due to a Collapse of Structure of Sandy Subsoils on Wetting. **Proceedings, IV Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering**, Londres, v. 1, p. 316-319, 1957.

JENNINGS, J. E.; KNIGHT. K. A Guide to Construction on or with Materials Exihbiting Additional Settlement duo to 'Collapse' of "Grain Structure". **Proceedings, VI Regional Conference for Africa on Soil Mech. and Found. Engineering**, Durban, p. 99-105, 1975.

JUCÁ, J. F. T. **Comportamiento de los Suelos Parcialmente Saturados bajo Succión Controlada**. Madri: Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas - CEDEX, 1993.

KAVVADAS, M.; ANAGNOSTOPOULOS, A. G. A framework for the mechanical behaviour of structure soils. **INT. SYMP. ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS - SOFT ROCKS, 2, Naples**, Rotterdam, p. 591-601, 1998.

LACERDA, W. A. Discussion on the evaluation of  $K_0$  during the drained creep in one-dimensional compression tests. **Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Tokyo, v. III, p. 347-348, 1977.

LADD, C. C.; FOOTT. R. New design procedure for stability os soft clays. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, New York, v. 100(GT7), p. 763-786, 1974.

LADD, C. C. Settlement analysis for cohesive soils. **Research report R271-2, soils publication 272. Soil Mechanics Division, Departament of Civil Engineering, M.I.T.**, Cambridge, p. 1-76, 1971.

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

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

LANARCH, W. J. Relationship Between Dry Density, Voids/Cement Ratio and Strength of Soil-cement Mixtures. **Civil Engineering and Public Works Reviews**, London, v. 55, n. 648, p. 903-905, 1960.

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.

MACCARINI, M. Estudo da quebra de cimentações de um solo artificial. Uma tentativa de modelo para solos residuais. **COLÓQUIO DE SOLOS TROPICAIS E SUBTROPICAIS E SUAS APLICAÇÕES EM ENGENHARIA CIVIL**, Porto Alegre, v. 1, n. 2, p. 82-95, 1989.

MARIZ, D. F.; CASANOVA. F. J. Alguns Aspectos Relevantes no Mecanismo de Colapso de Solos do Planalto Central. **2. Simpósio sobre Solos Não Saturados - ASMF - UFPE - ABMS/NE**, Recife, 1994.

MARTINS, I. S. M. **Sobre uma nova relação índice de vazios tensão em solos**. 1983. 220 f. Tese (Doutorado)-Faculdade de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1983.

MAYNE, P. W.; KULHAWY. F. H.  $K_0$  - OCR relationships in soil. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, New York, n. 108 (GT6), p. 851-872, 1982.

MENDONÇA, M. B. D. **Comportamento de Solos Colapsíveis da Região de Bom Jesus da Lapa - Bahia**. 1990. 270 f. Tese (Doutorado)-Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1990.

MINGUELA, J. D. Suelocemento. **Jornada Explanada Estabilizadas Y Capas de Firmes Tratadas com Cimento**, Barcelona, 2007.

MIRANDA, A. N.; SILVA FILHO. F. F. C. Programa UNSTRUCT 2.0A. **Universidade Federal do Ceará**, 1994.

MIRANDA, A. N.; SILVAFILHO. F. F. C. Programa UNSTRUCT 3.0. **Universidade Federal do Ceará**, 1995.

MIRANDA, A. N. Behavior of Small Dams During Initial Filling. **Dissertação de Ph.D, Colorado State University**, Fort Collins - USA, p. 229, 1988.

MITCHELL, J. K. Shearing resistance of soils as a rate process. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, New York, n. 90(SM1), p. 29-61, 1964.

MOH, Z. C. Soil stabilization with cement and sodium additives. **Journal of the Mechanics and Foundations Division**, v. 88, n. SM6, December 1962.

MOORE, R. K.; KENNEDY, T. W.; HUDSON, W. R. Factors affecting the tensile strenght of cement-treated materials. **Highway Research Record: Soil Stabilization: Multiple Aspects**, Washington - DC, n. 315, p. 64-80, 1970.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do Concreto**. 2. ed. [S.l.]: PINI, 1997. 828 p.

NISHIDA, Y.; KAWAMURA, M. The mechanism os soil-cement stabilization - a short review. **ASIAN REGIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING**, Bangkok, v. 2, n. 4, p. 199-204, 1971.

NÚÑEZ, W. P. **Estabilização físico-química de um solo de arenito Botucatu, visando o seu emprego na pavimentação**. 1991. 150 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia)-Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1991.

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

PORTLAND CEMENT ASSOCIATION - PCA. **Soil-Cement Labortory Handbook**. [s. l. s. n.], 1971.

PORTLAND CEMENT ASSOCIATION – PCA. **Soil-Cement**. PORTLAND CEMENT ASSOCIATION. Disponível em: <[www.cement.org/pavements](http://www.cement.org/pavements)>. Acesso 02 Jun. 2017.

PEREIRA, J. H.; FREDLUNG. D. W. Constitutive Modelling of Metastable-Structured Compacted Soil. **Recent Developments in Soil and Pavements Mechanics**, 1997.

PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas**. 3ª. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

PITTA, M. R.; CARVALHO, M. D.; RODRIGUES, P. P. F. Materiais para pavimentos de concreto simples. **Estudo Técnico 47**, São Paulo, p. 172, 1988.

PLASTER, R. W.; NOBLE, D. F. Reactions and strenght in Portland cement-soil mixtures. **Highway Research Record: Soil Stabilization: Multiple Aspects**, Washington - DC, n. 315, p. 46-63, 1970.

PORBAHA, A.; TANAKA, H.; KOBAYASHI, M. State of the art in deep mixing technology: part II - Applications. **Journal of ISSMGE**, v. 2, n.2, p. 125-139, 1998.

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

REGINATTO, A. "Suelos Colapsibles: Prediction de la Susceptibilidad al Colapso". **Proceedings, II Reunion Argentina de Mec. de Suelos e Ing. de Fundaciones**, Cordoba, v. 1-7, p. 1-7, 1970.

RIOS, S. et al. Influence of grain size and mineralogy on the porosity/cement ratio. **Géotechnique Letters**, v. 3, p. 130-136, 2013.

ROBERTS, J. E.; DE SOUZA, J. M. The compressibility of sands. **Proceedings. ASTM**, v. 58, p. 1269-1277, 1958.

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

SABBAGH, A. Prediction of Volume Change in Unsaturated Clays. **Proceedings of first international conference on unsaturated soils**, Paris, v. 3, 1995.

SCHNAID, F.; PRIETTO, P. D. M.; CONSOLI, N. C. Prediction of Cemented Sand Behavior in Triaxial Compression. **Journal of Geoenvironmental Engineering**, New York, v. 127, n. 10, p. 857-868, 2001.

SENÇO, W. **Manual de Técnicas de Pavimentação**. 1. ed. São Paulo: PINI, 2001. v. 2.  
SHERWOOD, P. T. The Stabilization with Cement of Weathered and Sulfate Bearing Clays. **Géotechnique**, London, n. 7, p. 179-91, 1958.

SILVA FILHO, F. C. D. **Análise Numérica de Problemas em Solos Não Saturados**. 1998. 236 f. Tese (Doutorado)-Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1998.

TAYLOR, D. W. Research on consolidation of clays. **Dept. of Civil Engineering, M.I.T.**, n. Seria 82, 1942.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. **Soil mechanics in engineering practice**. 2nd. ed. New York: John Wiley & Sons, 1967.

THOMÉ, A. et al. Circular Footings on a Cemented Layer Above Weak Foundation Soil. **Canadian Geotechnical Journal**, 2005.

UNITED STATES ARMY CORPS of ENGINEERS - USACE. Design and Construction of Levees. **Engineer anual N° 1110-2-1913, Appendix G: Use of Soil cement for Levee Protection.**, WashingtonD. C, p. 146-162, 2000.

VARGAS, M. "Structurally Unstable Soils in Southern Brazil". **Proceedings, VIII Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering**, Moscou, v. 2, p. 239-246, 1973.

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

WAHLS, H. E. Analysis of primary and secondary consolidation. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, New York, n. 88(SM6), p. 207-231, 1962.