

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

**A Influência da Umidade de Compactação na Durabilidade,
Rigidez e Resistência de um Solo Fino Artificialmente Cimentado**

Luis Enrique González Velázquez

Porto Alegre
2016

LUIS ENRIQUE GONZÁLEZ VELÁZQUEZ

**A INFLUÊNCIA DA UMIDADE DE COMPACTAÇÃO NA
DURABILIDADE, RIGIDEZ E RESISTÊNCIA DE UM SOLO
FINO ARTIFICIALMENTE CIMENTADO**

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

Porto Alegre
2016

LUIS ENRIQUE GONZÁLEZ VELÁZQUEZ

**A INFLUÊNCIA DA UMIDADE DE COMPACTAÇÃO NA
DURABILIDADE, RIGIDEZ E RESISTÊNCIA DE UM SOLO
FINO ARTIFICIALMENTE CIMENTADO**

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

Porto Alegre, 24 de março de 2016

Prof. Nilo Cesar Consoli
Ph.D. Concórdia University, Canadá
Orientador

Prof^a. Cecília Gravina da Rocha
Dr^a. pelo PPGEC-UFRGS
Co-Orientadora

Prof. Carlos Torres Formoso
Ph. D. pela University of Salford, Grã Bretanha
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Luciano Pivoto Specht
D.Sc.. pelo PPGEC-UFRGS

Prof^a. Karla Salvagni Heineck
Dr^a. pelo PPGEC-UFRGS

Prof. Lucas Festugato
D.Sc.. pelo PPGEC-UFRGS

Dedico este trabalho a meus pais pelo suporte e apoio, não
somente ao longo deste curso de Pós-Graduação senão
durante toda minha vida.

AGRADECIMENTOS

Cada passo na minha vida que logro atingido é um acúmulo de esforços, mais não de um esforço individual se não de um esforço coletivo que ajuda a que cada passo seja mais leve e agradável.

Agradeço, primeiramente aos meus pais Coronado y Tania pelo apoio incondicional, pelo amor carinho e ao longo da toda minha vida. Aos meus irmãos Cesar e Diego pela força de sempre.

À minha esposa Bettina pela compreensão, paciência, confiança, amor e carinho de sempre. Porque “El amor todo lo puede∞”.

Ao professor Nilo Consoli, pela confiança que depositou em mim, pelos conhecimentos transmitidos, pela paciência, estímulo, motivação e disponibilidade de sempre, e principalmente pela amizade. Minha grande admiração e mais sinceros agradecimentos.

Ao professor Lucas Festugato, pela força, conselhos, conhecimento transmitidos dia a dia no LEGG, mas principalmente pela grande amizade. “Muchas gracias professor”.

Ao professor M.Sc. Rubén López, pela confiança e motivação para iniciar o desafio de fazer um mestrado fora do meu país.

A todos os professores da pós-graduação em engenharia civil da área de Geotecnia, pelo esforço e dedicação na transmissão de seus conhecimentos.

Aos meus amigos paraguaios Ale, Hermann, Kana, Rodrigo, Bitti, Ali, Paola e Cynthia que estando longe da minha família eles se tornaram meus irmãos e irmãs, obrigado pela ajuda e companheirismo de todos os dias.

Aos meus colegas e amigos de mestrado, Mario, Marina, Eduardo, Guilherme, Thaís De Paula e Thaís Radunz. Obrigado pelo companheirismo e pela parceria de sempre.

A toda equipe do LEGG. Muito obrigado pela força, disponibilidade e amizade de todos, em especial ao laboratorista João Diniz pela ajuda ao longo de toda a pesquisa e a todos os ajudantes de pesquisas que tornaram o trabalho muito mais ameno. Ao Jorge, Sérgio e David pela ajuda e disponibilidade, apoio e amizade de sempre.

Por fim agradeço ao PPGEC/UFRGS pela confiança e a oportunidade de fazer este curso de Mestrado. Ao CNPq e à CAPES pelo suporte financeiro que possibilitou a realização desta pesquisa.

Comienza haciendo lo que es necesario, después lo que es posible y de repente estarás haciendo lo imposible.

San Francisco de Asís.

RESUMO

GONZÁLEZ VELÁZQUEZ, L.E.A **Influência da Umidade de Compactação na Durabilidade, Rigidez e Resistência de um Solo Fino Artificialmente Cimentado**. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

A engenharia geotécnica frequentemente tem limitações de caráter econômico e ambiental. É por isso que a técnica de melhoramento das propriedades do solo pode se tornar uma alternativa de solução em diversos casos, como na construção de bases de pavimentos, camada de suporte em fundações superficiais, revestimento de canais e na proteção de taludes em barragens. Este trabalho faz parte de uma dissertação de mestrado que tem por objetivo avaliar a influência do teor de umidade de compactação, peso específico aparente seco e teor de agente cimentante na durabilidade, rigidez e resistência de um solo fino artificialmente cimentado. Para isso foram realizados ensaios de compressão simples após ciclos de molhagem e secagem, ensaios de perda de massa, rigidez inicial e ensaios de compressão triaxial. Os resultados mostraram que quanto maior o teor de cimento, o peso específico aparente seco e o teor de umidade para os teores estudados (17%, 20%, e 23%), maior é a resistência e menor é a queda da rigidez inicial após ciclos de molhagem e secagem, assim também menor é a perda de massa, mostrando um melhor desempenho quanto à durabilidade. Verificou-se que a metodologia apresentada por Consoli (2014) é válida para a previsão de parâmetros de resistência ao cisalhamento de solos com diferentes teores de umidade.

Palavras-chave: *Estabilização de solos, solo-cimento, durabilidade, rigidez.*

ABSTRACT

GONZÁLEZ VELÁZQUEZ, L.E. **A Influência da Umidade de Compactação na Durabilidade, Rigidez e Resistência de um Solo Fino Artificialmente Cimentado.** 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Geotechnical engineering often has limitations of economic and environmental natures, which is why the ground improvement technique can become an alternative solution in many cases, as in pavement base layers, support layers under shallow foundations, canal coating and in slope protection of earth dams. This work is part of a M.Sc. dissertation, which aims to assess the influence of the moisture content, porosity and cement content on durability, initial stiffness and strength of an artificially cemented fine-grained soil. A number of unconfined compression tests were carried out after wetting and drying cycles, together with weight loss and initial shear stiffness tests. Triaxial compression tests were also done. The results show that as higher the amount of cement, porosity and moisture content for the studied concentrations (17%, 20% and 23%), the greater is the resistance and lower is the drop of initial stiffness after wetting and drying cycles, as well as smaller the weight loss, showing a better performance in terms of durability. It was verified that, the methodology presented by Consoli (2014) is valid for predicting soil shear strength parameters with different moisture contents.

Keywords: *Soil stabilization, soil-cement, durability, stiffness.*

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	19
1.1	JUSTIFICATIVA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA.....	19
1.2	OBJETIVOS.....	20
1.2.1	Objetivo Geral	20
1.2.2	Objetivo Específico	20
1.3	ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	20
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	22
2.1	VISÃO GERAL SOBRE O SOLO-CIMENTO.....	22
2.1.1	Definição e histórico	22
2.1.2	Materiais do Solo-Cimento	22
2.1.2.1	Solo.....	22
2.1.2.2	Cimento	23
2.1.2.3	Água	24
2.1.3	Reações do Solo-Cimento	24
2.1.4	Dosagem do Solo-Cimento	25
2.1.5	Efeitos ambientais na utilização do Solo-Cimento	26
2.2	VARIÁVEIS DETERMINANTES NO COMPORTAMENTO DO SOLO-CIMENTO.....	27
2.2.1	Efeito do Cimento	27
2.2.2	Efeito da Densidade de Compactação.....	27
2.2.3	Efeito do Teor de Umidade	28
2.2.4	Efeito da Relação Vazios/Cimento	29
2.3	COMPORTAMENTO MECÂNICO DO SOLO-CIMENTO	34
2.3.1	Resistencia à Compressão Simples	34
2.3.2	Resistência ao Cisalhamento.....	36
2.3.3	Rigidez Inicial	37

2.3.4	Durabilidade	38
3	PROGRAMA EXPERIMENTAL	42
3.1	CONSIDERAÇÕES INICIAS	42
3.2	VARIÁVEIS INVESTIGADAS	43
3.3	MATERIAIS	44
3.3.1	Solo.....	44
3.3.2	Cimento	45
3.3.3	Água	45
3.4	MÉTODOS.....	45
3.4.1	Moldagem e Cura dos Corpos-de-Prova	45
3.4.2	Ensaio de Durabilidade por Molhagem e Secagem – Sem Escovação.....	46
3.4.3	Ensaio de Durabilidade por Molhagem e Secagem – Com Escovação.....	48
3.4.4	Ensaio de Compressão Simples	49
3.4.5	Ensaio de Medidas de Rigidez Inicial	50
3.4.6	Ensaio de Compressão Triaxial	52
3.5	PROGRAMA DE ENSAIOS	57
3.5.1	Definição dos Pontos de Moldagem.....	57
3.5.2	Programa de Ensaio - Durabilidade - Resistência à compressão simples após ciclos de molhagem e secagem.	58
3.5.3	Programa de Ensaio - Durabilidade – Perda de massa.	59
3.5.4	Programa de Ensaio de Medidas de Rigidez Inicial	59
3.5.5	Programa de Ensaio de Compressão Triaxial.....	60
4	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	61
4.1	ENSAIOS DE DURABILIDADE - RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES APÓS CICLOS DE MOLHAGEM E SECAGEM.	61
4.1.1	Efeito do teor de cimento e do peso específico aparente seco para diferentes teores de umidade.....	61
4.1.2	Relação Vazios/Cimento	68

4.2	ENSAIOS DE DURABILIDADE - PERDA DE MASSA.....	71
4.2.1	Efeito do teor de cimento e do peso específico aparente seco	72
4.3	ENSAIOS DE RIGIDEZ INICIAL – SEM ESCOVAÇÃO	74
4.3.1	Efeito do teor de cimento e do peso específico aparente seco para diferentes teores de umidade.....	75
4.3.2	Relação Vazios/Cimento	81
4.4	ENSAIOS DE RIGIDEZ INICIAL – COM ESCOVAÇÃO	88
4.4.1	Efeito do teor de cimento e do peso específico aparente seco	88
4.4.2	Relação Vazios/Cimento	91
4.5	ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL	93
4.5.1	Variação da poro-pressão – Parâmetro B	93
4.5.2	Comportamento Tensão-Deformação	94
4.5.3	Envoltórias de rupturas e parâmetros de resistência ao cisalhamento	99
4.5.4	Previsão dos parâmetros de resistência ao cisalhamento.	101
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	106
5.1	CONCLUSÕES.....	106
5.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	108
5.3	REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA	109

LISTA DE FIGURAS

Figura 2-1 relação vazios/cimento pela resistência à compressão	30
Figura 2-2: relação vazios/cimento pela resistência	31
Figura 2-3: relação vazios/cimento pela resistência	32
Figura 2-4: RCS e RCD vs. relação vazios/cimento para 20% de umidade – Caulim-Cimento. (Consoli et al., 2016)	33
Figura 2-5: RCS e RCD vs. relação vazios/cimento para 17% de umidade – Caulim-Cimento. (Consoli et al., 2016)	33
Figura 2-6:RCS e RCD vs. relação vazios/cimento para 23% de umidade – Caulim-Cimento. (Consoli et al., 2016)	34
Figura 2-7: Teor de cimento versus a resistência à compressão (adaptado de INGLES & METCALF, 1972)	35
Figura 2-8:Efeito de diferente tipos de agentes cimentantes na resistência a compressão simples Porbaha et al. (2000)	36
Figura 2-9: Relação entre resistência a compressão simples e durabilidade em solo-cimento segundo a (PCA).....	41
Figura 3-1 Curva granulométrica do caulim. Adaptado (Feuerharmel, 2000)	44
Figura 3-2: Ciclos de molhagem e secagem sem escovação e com ensaio de compressão simples.	47
Figura 3-3: Ciclos de molhagem e secagem com escovação.....	48
Figura 3-4 Ensaio de Resistencia à Compressão Simples.	50
Figura 3-5 (a) Componentes do equipamento Pundit Lab. (b) Execução do ensaio de medida de rigidez inicial.	51
Figura 3-6:Medição das ondas “P” e “S” no equipamento ultrassônico Pundit Lab Plus.....	52

Figura 3-7 Visão geral de uma prensa tipo Bishop-Wesley. Fonte: Dalla Rosa (2009).....	53
Figura 3-8 Medidor externo de variação volumétrica.	54
Figura 3-9 (a) LVDT adaptado ao medidor externo de variação volumétrica (b) Medidor externo de deslocamento axial.....	55
Figura 3-10 - Curvas de calibração dos transdutores de deslocamento linear: (a) Medidor Volumétrico (b) Deslocamento axial externo.....	55
Figura 3-11 Sensores de efeito Hall.	56
Figura 3-12 Curvas de calibração dos sensores de efeito Hall: (a) Axial 1 (b) Axial 2.....	56
Figura 3-13 Célula de carga de medição externa.	57
Figura 3-14 Curva de calibração da célula de carga.....	57
Figura 3-15 Curvas de compactação Proctor Modificado e pontos de moldagem.....	58
Figura 4-1: RCS versus N° de Ciclos – Solo-Cimento - γ_d : 14 kN/m ³ – 17% de Umidade.....	62
Figura 4-2: RCS versus N° de Ciclos – Solo-Cimento - γ_d : 14 kN/m ³ – 20% de Umidade.....	63
Figura 4-3: RCS versus N° de Ciclos – Solo-Cimento - γ_d : 14 kN/m ³ – 23% de Umidade.....	63
Figura 4-4: RCS versus N° de Ciclos – Solo-Cimento - γ_d : 15kN/m ³ – 17% de Umidade.....	64
Figura 4-5: RCS versus N° de Ciclos – Solo-Cimento - γ_d : 15kN/m ³ – 20% de Umidade.....	65
Figura 4-6: RCS versus N° de Ciclos – Solo-Cimento - γ_d : 15kN/m ³ – 23% de Umidade.....	65
Figura 4-7: RCS versus N° de Ciclos – Solo-Cimento - γ_d : 16kN/m ³ – 17% de Umidade.....	66
Figura 4-8: RCS versus N° de Ciclos – Solo-Cimento - γ_d : 16kN/m ³ – 20% de Umidade.....	67
Figura 4-9: RCS versus N° de Ciclos – Solo-Cimento - γ_d : 16kN/m ³ – 23% de Umidade.....	67
Figura 4-10: RCS vs. relação vazios/cimento para 17% de umidade e para cada um dos ciclos estabelecidos.	69

Figura 4-11: RCS vs. relação vazios/cimento para 20% de umidade e para cada um dos ciclos estabelecidos.....	70
Figura 4-12:RCS vs. relação vazios/cimento para 23% de umidade e para cada um dos ciclos estabelecidos.....	71
Figura 4-13: Perda de massa acumulada versus N° de ciclos para 20% de umidade e γ_d : 14 kN/m ³	72
Figura 4-14:Perda de massa acumulada versus N° de ciclos para 20% de umidade e γ_d : 15kN/m ³	73
Figura 4-15: Perda de massa acumulada versus N° de ciclos para 20% de umidade e γ_d : 16kN/m ³	74
Figura 4-16: Módulo Cisalhante versus N° de Ciclos – Solo-Cimento - γ_d : 14 kN/m ³ – 17% de Umidade	75
Figura 4-17: Módulo Cisalhante versus N° de Ciclos – Solo-Cimento - γ_d : 14 kN/m ³ – 20% de Umidade	76
Figura 4-18: Módulo Cisalhante versus N° de Ciclos – Solo-Cimento - γ_d : 14 kN/m ³ – 23% de Umidade	76
Figura 4-19:Módulo Cisalhante versus N° de Ciclos – Solo-Cimento - γ_d : 15kN/m ³ – 17% de Umidade	77
Figura 4-20: Módulo Cisalhante versus N° de Ciclos – Solo-Cimento - γ_d : 15 kN/m ³ – 20% de Umidade	77
Figura 4-21: Módulo Cisalhante versus N° de Ciclos – Solo-Cimento - γ_d : 15 kN/m ³ – 23% de Umidade	78
Figura 4-22: Módulo Cisalhante versus N° de Ciclos – Solo-Cimento - γ_d : 16kN/m ³ – 17% de Umidade	79
Figura 4-23: Módulo Cisalhante versus N° de Ciclos – Solo-Cimento - γ_d : 16 kN/m ³ – 20% de Umidade	79

Figura 4-24: Módulo Cisalhante versus N° de Ciclos – Solo-Cimento - γ_d : 16 kN/m ³ – 23% de Umidade	80
Figura 4-25: Módulo Cisalhante versus relação vazios/cimento ajustado para 17% de umidade e para cada ciclo de durabilidade.....	82
Figura 4-26:Módulo Cisalhante versus relação vazios/cimento ajustado para 20% de umidade e para cada ciclo de durabilidade.....	83
Figura 4-27:Módulo Cisalhante versus relação vazios/cimento ajustado para 23% de umidade e para cada ciclo de durabilidade.....	84
Figura 4-28: Correlação de G_0/q_u versus relação vazios/cimento para 17% de umidade e para cada um dos ciclos de durabilidade estudados.	85
Figura 4-29: Correlação de G_0/q_u versus relação vazios/cimento para 20% de umidade e para cada um dos ciclos de durabilidade estudados.	86
Figura 4-30: Correlação de G_0/q_u versus relação vazios/cimento para 23% de umidade e para cada um dos ciclos de durabilidade estudados.	87
Figura 4-31: Módulo Cisalhante versus N° de Ciclos – Solo-Cimento - γ_d : 14 kN/m ³ – 20% de Umidade	89
Figura 4-32: Módulo Cisalhante versus N° de Ciclos – Solo-Cimento - γ_d : 15 kN/m ³ – 20% de Umidade	89
Figura 4-33: Módulo Cisalhante versus N° de Ciclos – Solo-Cimento - γ_d : 16 kN/m ³ – 20% de Umidade	90
Figura 4-34: Módulo Cisalhante versus relação vazios/cimento ajustado para 20% de umidade (após escovação).....	92
Figura 4-35: Variações do parâmetro B nesta pesquisa.	94
Figura 4-36: (a)Tensão-deformação axial (b) variação volumétrica para amostras com 17% de umidade	95

Figura 4-37:(a) Tensão-deformação axial (b)variação volumétrica para amostras com 20% de umidade	97
Figura 4-38:(a) Tensão-deformação axial (b)variação volumétrica para amostras com 23% de umidade	98
Figura 4-39: Envoltórias de ruptura para os três tores de ruptura.	100
Figura 4-40:Envoltórias de Mohr-Coulomb a partir de ensaios de compressão simples e diametral Consoli (2014).	101
Figura 4-41:Comparação entre as envoltórias de Mohr-Coulomb a partir de ensaios triaxiais e método de Consoli (2014) para 17% de umidade.....	103
Figura 4-42:Comparação entre as envoltórias de Mohr-Coulomb a partir de ensaios triaxiais e método de Consoli (2014) para 20% de umidade.....	104
Figura 4-43:Comparação entre as envoltórias de Mohr-Coulomb a partir de ensaios triaxiais e método de Consoli (2014) para 23% de umidade.....	105

LISTA DE TABELAS

Tabela 2-1 Teores de cimento (ABCP, 1986)	26
Tabela 2-2: Máxima perda de massa admissível nos ensaios de durabilidade (PCA)	40
Tabela 3-1: Etapas e ensaios do programa experimental	43
Tabela 3-2 Índices físicos do caulim (Feuerharmel, 2000)	45
Tabela 3-3 Valores típicos para o parâmetro B. Adaptado de Lambe & Whitman (1969)	54
Tabela 3-4 Pontos de moldagem	59
Tabela 4-1: Ensaios de compressão triaxial (CID)	94
Tabela 4-2: Parâmetros de resistência	100
Tabela 4-3: Comparação de Parâmetros de resistência para 17% de umidade	103
Tabela 4-4: Comparação de Parâmetros de resistência para 20% de umidade	104
Tabela 4-5: Comparação de Parâmetros de resistência para 23% de umidade	105

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABCP	Associação Brasileira de Cimento Portland
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing and Materials
HRB	Highway Reasearch Board
LEGG	Laboratório de Ensaio Geotécnicos e Geoambientais
RCD	Resistência à compressão diametral
RCS	Resistência à compressão simples
TRB	Transportation Research Board
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul

LISTA DE SÍMBOLOS

B	parâmetro de poro-pressão de Skempton
c'	coesão efetiva índice
e	índice de vazios
G	massa específica real dos grãos
IP	índice de plasticidade
LL	limite de liquidez
LP	limite de plasticidade
P'	tensão efetiva normal média
q_u	resistência à compressão simples (compressão)
q_t	resistência à compressão diametral (tração)
G_0	módulo cisalhante
t	tempo de cura
V_v	volume de vazios
V_{total}	volume total
ϕ'	ângulo de atrito
γ_d	peso específico aparente seco
ξ	escalar que relaciona tração com compressão
η	porosidade
ω	umidade, expressa em percentagem

1 INTRODUÇÃO

1.1 JUSTIFICATIVA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA.

A variabilidade e a complexidade do solo natural fazem com que, ao longo da sua vida de trabalho, o engenheiro tenha de enfrentar diversos problemas dos solos, especialmente quando as propriedades deste não satisfazem as exigências requeridas tanto técnicas, econômicas e/ou ambientais.

Um exemplo claro se tem no caso da construção de bases granulares que têm suas jazidas muito distantes da obra, o que inviabiliza a obra economicamente, sem esquecer também dos danos ambientais da exploração e do transporte.

Outro exemplo muito comum é quando se tem solos com baixa capacidade suporte onde a utilização de fundações profundas seria normalmente a solução mais adequada, no entanto, se falamos de conjuntos habitacionais de baixo custo novamente a questão econômica inviabiliza o projeto.

É assim, que a Geotecnia precisa fazer sua contribuição na busca de novas alternativas que deem as soluções econômicas mais viáveis, mas sem esquecer a responsabilidade com o meio ambiente, visando, prevenindo, minimizando e mitigando os impactos ambientais que as obras humanas produzem.

Muitas pesquisas sobre solos artificialmente cimentados têm sido realizadas na Universidade Federal do Rio Grande do Sul, considerando seu emprego como camada suporte para fundações superficiais, e sempre os resultados mostraram ganhos significativos da capacidade suporte e redução nos recalques. Assim, também os solos cimentados têm sido utilizados com sucesso como reforço de base de rodovias, contra a erosão de taludes, entre outras aplicações.

O presente trabalho, provê uma contribuição para o melhor entendimento do comportamento de solos finos artificialmente cimentados com cimento, mediante a identificação e quantificação de variáveis (em especial o teor de umidade), que permitam fornecer subsídios para que se possa atingir de forma objetiva e com uma boa confiabilidade as propriedades requeridas de resistência, rigidez e durabilidade.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

O objetivo geral desta dissertação é avaliar a influência do teor de umidade de compactação, peso específico aparente seco e teor de agente cimentante na durabilidade, rigidez e resistência de um solo fino artificialmente cimentado.

Para atingir o objetivo geral foram estabelecidos os seguintes objetivos específicos:

1.2.2 Objetivo Específico

- Quantificar a influência de cada uma das variáveis de interesse: teor de umidade e porosidade da mistura compactada e teor de cimento sobre a resistência a compressão simples determinada após ciclos de molhagem e secagem,
- Quantificar a rigidez inicial do solo-cimento estudado determinada através da medição da velocidade de propagação de pulsos ultrassônicos,
- Determinar para diferentes teores de umidade o comportamento mecânico e os parâmetros de resistência do solo-cimento para uma relação vazios/cimento específica.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.

A dissertação está dividida em cinco capítulos descritos sucintamente a seguir:

Primeiramente o trabalho tem um capítulo introdutório, Capítulo 1, onde são apresentadas as justificativas, relevância e objetivos da pesquisa.

Em seguida, no Capítulo 2, é apresentada uma revisão bibliográfica dos principais temas a ser tratado na presente dissertação.

No Capítulo 3, são apresentadas as variáveis de interesse juntamente com o programa experimental, descrição dos materiais, equipamentos e métodos utilizados ao longo do trabalho.

No Capítulo 4, são revelados os resultados obtidos na etapa experimental junto com uma análise dos mesmos e uma discussão detalhada levando em conta a literatura previamente encontrada.

As conclusões finais e recomendações para trabalhos futuros são oferecidas no último capítulo, o Capítulo 5.

Por fim, são apresentadas a referências bibliográficas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 VISÃO GERAL SOBRE OSOLO-CIMENTO

2.1.1 Definição e histórico

O solo-cimento é o produto resultante da mistura do solo, cimento Portland e água, o qual adquire resistência através das reações de hidratação do cimento. A norma NBR 12253/92 – Dosagem para Emprego como Camada de Pavimento estabelece como solo-cimento 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 (1990a)”.

Melhorar as propriedades do solo é uma prática muito antiga no homem, já desde as primeiras civilizações conhecidas, eles misturavam o solo com cal para melhorar seus caminhos. No entanto, a utilização do cimento, pelo menos da maneira que é conhecido hoje em dia, demorou mais tempo que a cal. O cimento começou se a utilizar só nos inícios do século XX, porém, somente têm-se relatos de seu emprego na pavimentação após 1932, numa obra de pavimentação de 17.000 m² em Johnsonville, Carolina do Sul, EUA, mas, foi em 1944 quando a American Society for Testing Materials (ASTM) normalizou os ensaios de solo-cimento, seguido pela American Association of State Highway Officials (AASHTO) e pela Portland Cement Association (PCA).

2.1.2 Materiais do Solo-Cimento

2.1.2.1 Solo

Basicamente todos os tipos de solos podem ser tratados com cimento, com exceção de aqueles ricos em mica e húmus, mais como é sabido o solo é o material que tem a maior proporção na mistura, portanto sempre que seja possível deve ser selecionado de modo que possibilite um menor consumo do cimento favorecendo a economia.

Croft (1967) verificou a influência de vários componentes mineralógicos do solo na estabilização com cimento e concluiu que solos caoliníticos ou ílíticos podem ser considerados inertes e apresentaram propriedades adequadas para sua estabilização com cimento, desenvolvendo uma resistência adequada para quantidades econômicas de cimento em comparação com outros solos que contém grandes quantidades de argilo-mineral expansivos como os solos argilosos com um alto teor de argila montmorilonítica.

Ingles&Metcalf (1972) concluíram que maior eficiência é observada em solos arenosos, pela facilidade na mistura e pelas maiores resistências obtidas.

Segundo a ABCP (1986) os solos mais adequados para sua utilização com cimento são os que possuem as seguintes características:

- 100% dos grãos passando na peneira ABNT 4,8 mm (n. 4);
- 10% a 50% dos grãos passando na peneira ABNT 0,075 mm (n. 200);
- Limite de liquidez $\leq 45\%$;
- Índice de plasticidade $\leq 18\%$

É assim que pode se dizer que em quanto à granulometria, os solos arenosos são os mais adequados, a presença de grãos de areia grossa é benéfica já que são materiais inertes o que permite que o cimento aglomere melhor os grãos menores, no entanto, um teor mínimo de solo fino é necessário devido especialmente a que a resistência inicial do solo-cimento se deve à coesão gerada nessa fração.

Finalmente a (NBR 12253/92), Solo-cimento – Dosagem para Emprego como Camada de Pavimento exige que os solos se enquadrem nas classificações A1, A2, A3 e A4 e que contenham:

- 100% de material passando na peneira de abertura de 76 mm;
- No máximo 45% de material retido na peneira de 4,8 mm.

2.1.2.2 Cimento

Desde que em 1894, o pedreiro inglês Apsdin obteve a patente do conglomerante ao qual chamou de cimento Portland, este produto novo não demorou em ressaltar por sobre outros

como a cal hidráulica muito utilizada nesse momento nas obras civil, tanto assim, que sua utilização se expandiu até no tratamento de solos.

A utilização do cimento tem principalmente dois problemas. O primeiro problema é o custo, devido à necessidade de atingir uma resistência específica, que dependendo do tipo do solo utilizado, requer um conteúdo de cimento elevado, desfavorecendo à economia.

O segundo problema é a durabilidade do solo-cimento devido aos trincamentos por retração que podem ser gerados por um alto teor de cimento. Por isso devem ser feitos ensaios tentando definir o conteúdo mínimo, para atingir a resistência desejada, e máximo, pela durabilidade e o custo, de cimento que atenda as especificações requeridas.

2.1.2.3 Água

A água potável é considerada satisfatória para utilização em misturas de solo-cimento. Em geral, a quantidade de água a ser adicionada é determinada pela quantidade requerida para a compactação (Ingles & Metcalf, 1972).

2.1.3 Reações do Solo-Cimento

Torrente & Sagües (1974) diz que o cimento Portland quando entra em contato com o solo começa uma hidratação progressiva das partículas o qual vai acompanhada de um endurecimento e aumento da resistência, esse endurecimento pode-se dividir em três fases. A primeira de aproximadamente cinco minutos de duração onde se produz uma reação rápida. A segunda de uma a duas horas com um endurecimento relativamente lento. Na última fase se tem uma duração indefinida sempre que exista água disponível para ser adsorvida pelas partículas ainda não hidratadas.

Quando a água entra em contato com o cimento começam a se liberar o hidrato de cálcio (cal apagada) a qual se dissolve na água; ao mesmo tempo também se libera sulfato de cálcio o gesso o qual provoca o retardo da hidratação do aluminato tetracálcico mantendo o equilíbrio e evitando que as reações sejam muito rápidas o muito lentas. Chega um momento no qual o gesso é consumido na sua totalidade, imediatamente se produz uma reação muito rápida do aluminato tetracálcico remanescente. Este fenômeno se apresenta no momento qualquer antes das 50 horas a partir do contato cimento água, mas se ocorre um aumento rápido na temperatura o resultado pode ser prejudicial provocando um produto frágil, por isso é importante curar o

cuidar a mistura das mudanças bruscas de temperatura. Numa obra de solo-cimento é fundamental fazer uma cura úmida por 7 dias para permitir sua utilização.

2.1.4 Dosagem do Solo-Cimento

A dosagem de um solo-cimento consiste na fixação de três variáveis: a quantidade de cimento, quantidade de água e massa específica aparente seca máxima, de maneira que sejam garantidas a resistência e durabilidade requeridas no projeto a ser realizado.

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

No Brasil a experiência se baseia nos métodos de dosagem da PCA a qual dispõe de uma norma geral e outra simplificada. A norma geral pode ser resumida nas seguintes etapas:

- Classificação do solo;
- Eleição do teor de cimento para o ensaio de compactação;
- Ensaio de compactação;
- Seleção do teor do cimento para ensaio de durabilidade;
- Moldagem de corpos-de-prova para o ensaio de durabilidade;
- Ensaio de durabilidade por molhagem e secagem;
- Escolha do teor de cimento em função dos resultados obtidos.

Devido ao tempo que leva fazer esses ensaios de durabilidade a PCA apresentou a norma simplificada de dosagem a qual determina a resistência a compressão simples aos sete dias e a compara com a resistência admissível. O método se restringe para solos com um conteúdo máximo de 20% argila e até 50% de silte mais argila.

Na tabela 2.1 proporcionada pela ABCP (1986) pode-se ver um indicativo da quantidade de cimento para a estabilização segundo a classificação da Highway Research Board (HRB).

Tabela 2-1 Teores de cimento (ABCP, 1986)

Classificação da HRB	Teor de cimento
A1-a	5
A1-b	6
A2	7
A3	8
A4	10
A5	10
A6	12
A7	13

2.1.5 Efeitos ambientais na utilização do Solo-Cimento

O Solo-Cimento é claramente uma técnica que permite lograr uma maior sustentabilidade, oferecendo tanto vantagens ambientais como económicas.

O aproveitamento de solos existentes já sejam marginais ou contaminados, evita a redução de recursos naturais na exploração de solos de melhor qualidade, assim como o transporte destes até a obra e dos solos a ser substituídos até os depósitos.

O Instituto Espanhol de Cimento e suas aplicações (IECA) cita algumas vantagens ambientais na utilização de solo-cimento:

- Evita explorar novas jazidas diminuindo a necessidade de depósitos.
- A eliminação do transporte do solo minora a emissão de CO₂ e outros contaminantes como o dano que geram os combustíveis e óleos, assim como os impactos colaterais (erosão e outros) que provocam sobre as estradas e flora adjacente.
- É uma técnica em frio de baixo consumo de energia. Minorando-se notavelmente a contaminação e a emissão de vapores nocivos.

2.2 VARIÁVEIS DETERMINANTES NO COMPORTAMENTO DO SOLO-CIMENTO

Muitos trabalhos discorrem sobre as distintas variáveis que influenciam o comportamento de solos artificialmente cimentados (Ingles&Metcalf, 1972; Clough et al., 1981; Airey, 1993; Porbaha et al., 2000; Schnaid et al., 2001)

Para Clough et al. (1981) os fatores que mais influenciam na resistência dos solos cimentados especificamente nas areias cimentadas são: o peso específico, o teor do cimento e a forma e a distribuição dos grãos.

Airey (1993) concluiu que a cimentação tem dois efeitos principais no comportamento do solo: o incremento do módulo cisalhante do solo, e o incremento da superfície de plastificação. No entanto a cimentação parece ter uma baixa influência no módulo volumétrico.

Schnaid et al. (2001) viram que para solos arenosos artificialmente cimentados a resistência à compressão simples é uma medida direta do grão de cimentação. Conseqüentemente a resistência ao cisalhamento no ensaio triaxial pode ser expressado como uma função de solo dois variáveis: do ângulo de atrito interno do material não estruturado e da resistência à compressão simples.

2.2.1 Efeito do Cimento

O cimento é um estabilizante eficaz para a maioria dos solos. O ganho de resistência das misturas de solo-cimento é rápida e uma grande percentagem da sua resistência máxima é desenvolvida em relativamente pouco tempo Mateos (1961).

Clough et al. (1981) verificaram que, para uma mesma tensão confinante, o aumento da quantidade de cimento provoca aumento da resistência de pico e diminuição da deformação na qual o pico é atingido.

2.2.2 Efeito da Densidade de Compactação

De acordo com INGLES & METCALF (1972) a densidade de compactação é um dos fatores que mais influenciam na resistência, assim como a permeabilidade, com o aumento da densidade, a resistência aumenta e a permeabilidade diminui até um valor mínimo próximo da

umidade, depois começa novamente a aumentar. Vários pesquisadores apresentam uma relação entre resistência e densidade dada pela seguinte equação:

$$S = Ae^{bD}$$

Onde:

S= resistência;

D= densidade;

A e b são constantes.

Pode-se enxergar que o logaritmo da resistência é uma função linear da densidade, e que com o aumento desta a resistência também vai em aumento.

Chang & Woods (1992) concluíram que devido ao aumento da densidade num solo cimentado existem maiores números de contato entre as partículas e, portanto, a cimentação se desenvolve de maneira mais efetiva.

Foppa (2005) também verificou que a efetividade da cimentação é maior nas misturas mais compactas, devido à existência de um número maior de contatos, conseqüentemente, uma maior possibilidade do cimento de promover a união das partículas.

2.2.3 Efeito do Teor de Umidade

Geralmente os solos estabilizados são compactados à umidade ótima onde a massa específica aparente seca é máxima para uma dada energia de compactação. No entanto vários estudos mostram que não sempre o teor de umidade ótima dá a máxima resistência e durabilidade.

Mateos (1961) verificou que para misturas de solo-cal e solo-cal-cinza não necessariamente se tem a máxima resistência com o teor de umidade ótima. Para solos arenosos o teor de umidade para a máxima resistência estava no lado seco da curva de compactação, entretanto, em solos com um alto conteúdo de argila do tipo montmorilonita, que foi o solo estudado nessa pesquisa, o teor de umidade para a resistência máxima ficou do lado úmido da curva de compactação.

Foppa (2005) avaliou a influenciada variação do teor de umidade de moldagem na resistência à compressão simples, mantendo a massa específica aparente seca constante, num solo residual de arenito Botucatu estabilizado com distintas quantidades de cimento e verificou um aumento da resistência com o aumento do teor de umidade até um valor ótimo a partir do qual ocorre um

decréscimo na resistência. Verificou-se que esse teor de umidade ótimo é de aproximadamente 10% independentemente da quantidade de cimento utilizada. A explicação para tal fato está relacionada à estrutura conferida ao solo-cimento no momento da moldagem, onde a quantidade de água na mistura tem um papel fundamental na configuração desta estrutura.

Por tanto, Foppa (2005) concluiu também que a relação vazios/cimento é válida apenas quando consideramos o teor de umidade constante.

Lopes Junior (2007) estudou misturas de solo residual de arenito Botucatu com 25% de rocha basáltica pulverizada, tratadas com 3%, 5%, 7%, 9% e 11% de cal. Nessas misturas utilizou-se 10%, 12%, 14% e 16% de umidade de moldagem. Os resultados mostraram que a variação de umidade de moldagem não afetou consideravelmente a resistência à compressão simples para um tempo de cura de 28 dias, mas para tempos de cura de 90 dias observa-se uma mesma resistência até 12% de umidade, a partir desse ponto as resistências à compressão simples diminuem em média 30%.

2.2.4 Efeito da Relação Vazios/Cimento

O primeiro trabalho em correlacionar a quantidade de vazios do solo com a quantidade de cimento, para estimar sua resistência à compressão simples, foi desenvolvido por Larnach (1960).

Como a compactação em solos ou no solo-cimento nunca consegue expulsar completamente o ar do sistema solo-água-ar ou solo-cimento-água-ar, a resistência não pode ser correlacionada com a relação água/cimento, pois esta só se aplica a materiais onde o ar foi totalmente expulso e os vazios existentes estão preenchidos por água, como no caso do concreto.

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

A relação vazios/cimento utilizada por Larnach (1960) é definida pela seguinte expressão:

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

A figura 2.1 apresenta os resultados dos ensaios de compress\~ao simples das amostras de solo-cimento curadas previamente por 7 dias. Observa-se um bom ajuste dos dados \~a rela\~ao vazios/cimento.

Para Larnach (1960), o uso deste tipo de rela\~ao, similarmente ao que ocorre em concreto, pode ser de extrema utilidade para dosagem e controle de execu\~ao de misturas de solo-cimento em campo.

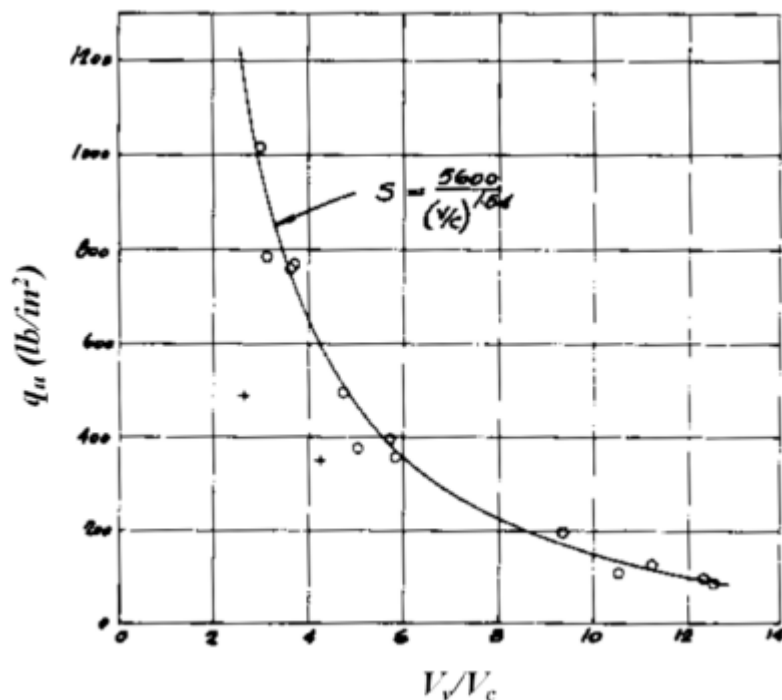


Figura 2-1 rela\~ao vazios/cimento pela resist\~encia \~a compress\~ao simples (adaptado de LARNACH, 1960)

Posteriormente foi Foppa (2005) quem tratando uma areia-siltosa com 2%, 3%, 5%, 7%, 9% e 12% de cimento em rela\~ao ao peso de solo seco, e utilizando o mesmo conceito vazios/cimento verificou a mesma tend\~encia obtida por LARNACH (1960). Ver figura 2.2. No entanto, concluiu que uma correla\~ao volume de vazios/volume de cimento, n\~ao constitui a melhor forma de apresentar os resultados, j\~a que se pode interpretar que dada uma varia\~ao no volume de vazios, uma varia\~ao proporcional no volume de cimento equilibraria a perda o ganho de resist\~encia. Um melhor ajuste dos gr\~aficos foi obtido expressando em termos da porosidade da

mistura e do teor volumétrico de cimento ajustado por um expoente igual a 0,28, o qual se acredita que é uma função do tipo do solo e do cimento utilizado.

Desde então muitos de trabalhos foram realizados para avaliar a relação porosidade da mistura e teor do agente cimentante volumétrico ajustado por um expoente Consoli *et al.* (2007), Lopes Junior (2007), Cruz (2008), Consoli *et al.*, (2009) Consoli *et al.* (2011a), Consoli *et al.* (2011b), Floss (2012), Rosa (2013), Marques *et al.* (2014), Consoli (2014), Quiñonez (2015), Kanazawa (2015), Consoli *et al.* (2016).

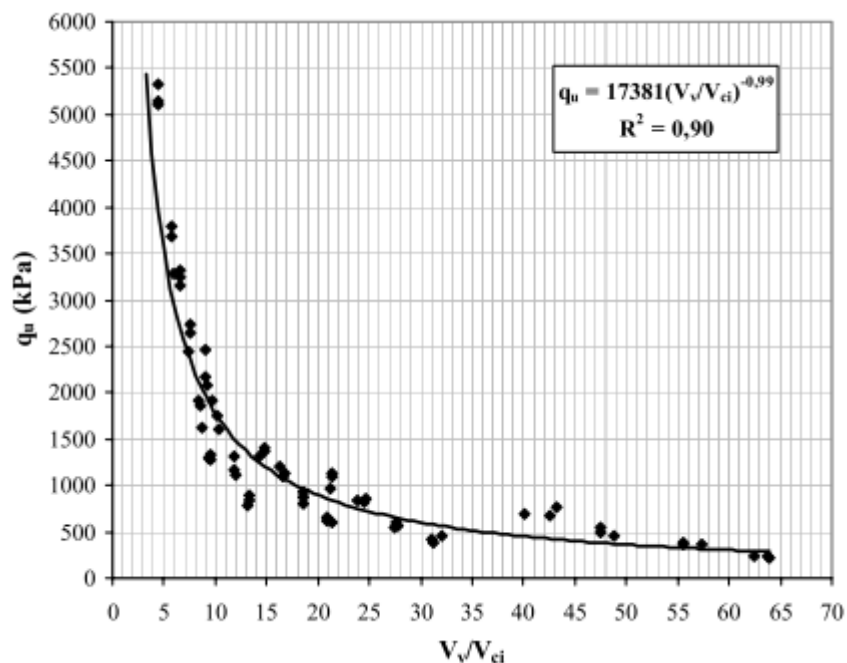


Figura 2-2: relação vazios/cimento pela resistência à compressão simples Foppa (2005)

Cruz (2008), por exemplo utilizou uma areia fina tratada com 2%, 3%, 5%, 7%, 9% e 12% de cimento, e ao igual que os anteriores pesquisadores conseguiu uma boa correlação entre a resistência à compressão simples após 7 dias de cura e a relação vazios/cimento, como pode-se ver na figura 2.3.

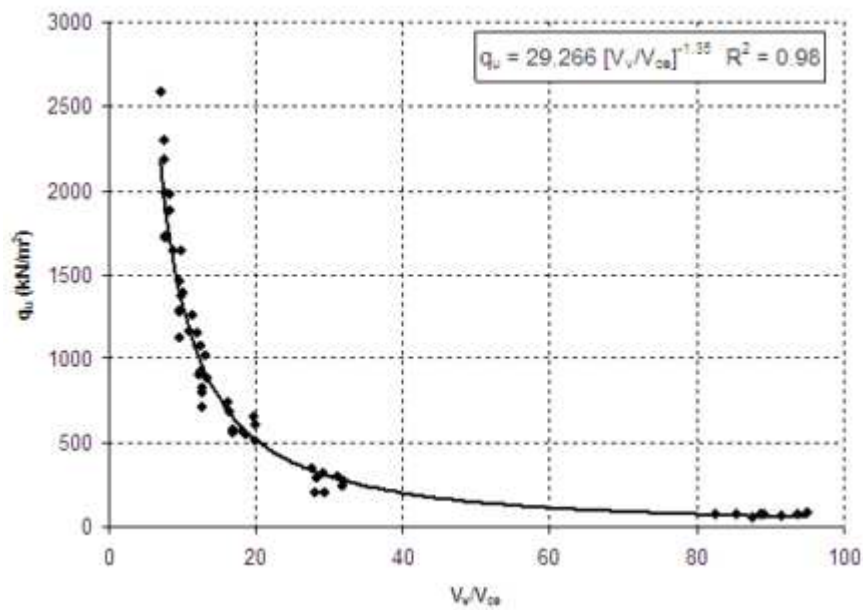


Figura 2-3: relação vazios/cimento pela resistência à compressão simples, Cruz (2008)

Tendo em conta todos os estudos realizados sobre a relação vazios/ agente cimentante, é fácil concluir que esta técnica apresenta uma ferramenta ideal para a escolha de uma quantidade adequada de agente cimentante e energia de compactação para proporcionar uma mistura que atenda a resistência de projeto requerida ao menor custo possível e com uma alta confiabilidade.

Consoli et al. (2016) com o objetivo de desenvolver uma metodologia de dosagem para o melhoramento dos solos finos artificialmente cimentados baseados em critérios racionais, avaliaram a influência do teor de umidade e da relação vazios/cimento. Foram feitos ensaios de resistência à compressão simples e à compressão diametral.

A seguir são apresentados os resultados desses ensaios para as umidades de 17%, 20% e 23%. Pode-se notar que a relação vazios/cimento demonstra ser um parâmetro apropriado para avaliar a resistência à compressão simples e diametral.

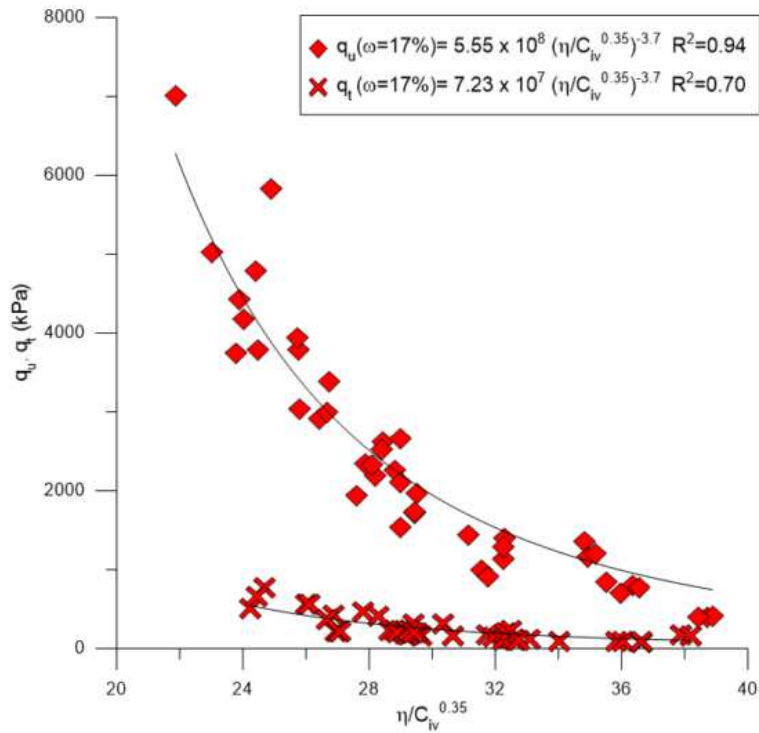


Figura 2-4: RCS e RCD vs. relação vazios/cimento para 17% de umidade – Caulim-Cimento. (Consoli et al., 2016)

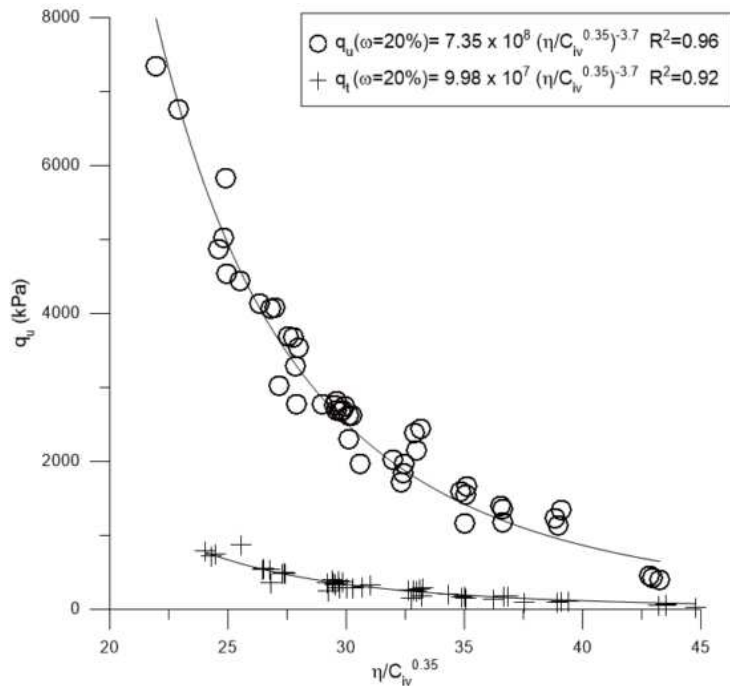


Figura 2-5: RCS e RCD vs. relação vazios/cimento para 20% de umidade – Caulim-Cimento. (Consoli et al., 2016)

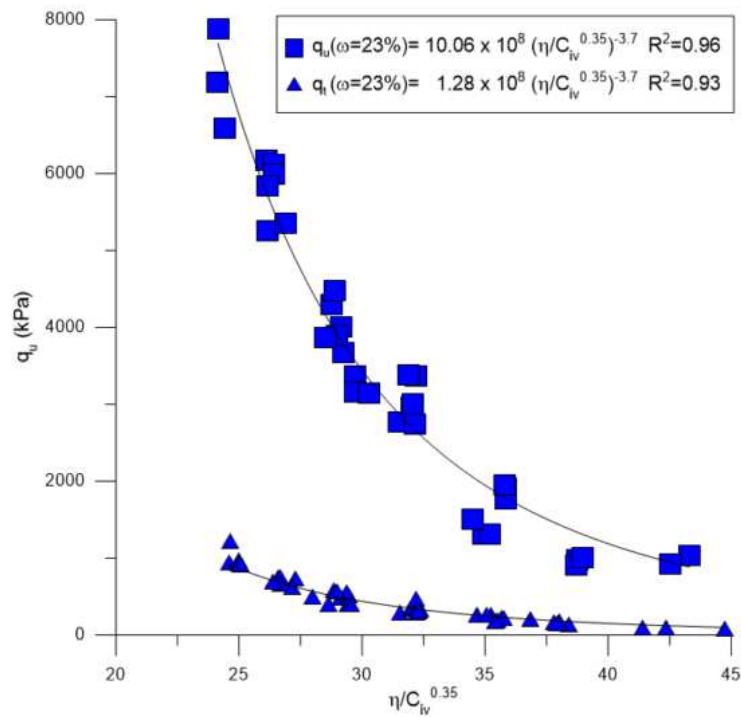


Figura 2-6:RCS e RCD vs. relação vazios/cimento para 23% de umidade – Caulim-Cimento. (Consoli et al., 2016)

Nas figuras apresentadas para as três umidades pode-se ver que o valor de $(\eta/C_{iv}^{0.35})$ pode ser ajustado a um mesmo expoente igual a -3,7, tendo-se um bom ajuste e só um escalar é a diferença nas equações apresentadas para as diferentes umidades.

2.3 COMPORTAMENTO MECÂNICO DO SOLO-CIMENTO

2.3.1 Resistência à Compressão Simples

A resistência à compressão simples é um dos ensaios mais comuns e fáceis de realizar para determinar a efetividade da estabilização de um solo-cimento.

Na Figura 2-7 pode-se ver, segundo INGLES & METCALF (1972), o efeito do teor de cimento sobre a resistência a compressão simples de alguns corpos tratados com cimento Portland e curados por sete dias. A resistência à compressão simples aumenta praticamente linearmente com a adição de cimento, mas, a diferentes taxas para os diferentes tipos de solos.

Esse efeito também foi observado por PORBAHA et al. (2000) onde comprovou que para incrementos do agente estabilizante se tem um aumento na resistência à compressão simples a diferentes taxas, dependendo do tipo do solo e das propriedades do agente estabilizante. Ver Figura 2-8.

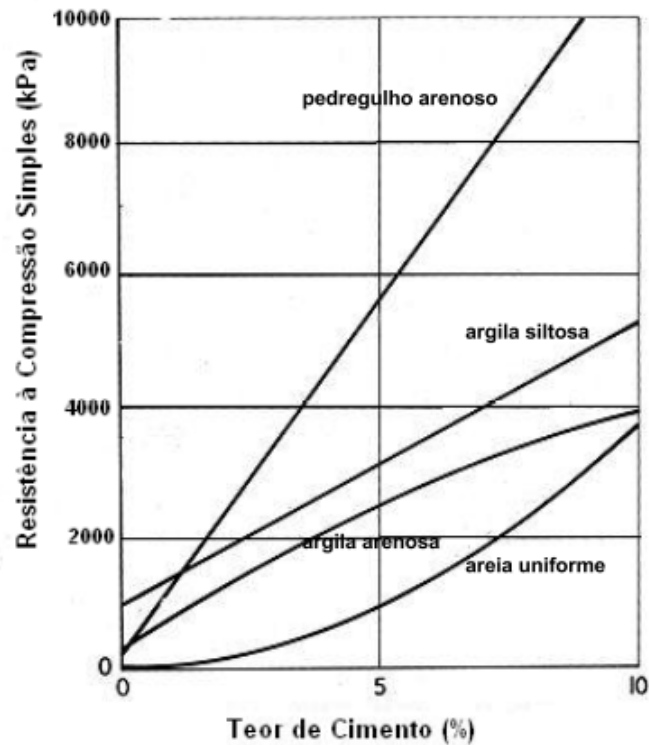


Figura 2-7: Teor de cimento versus a resistência à compressão (adaptado de INGLES & METCALF, 1972)

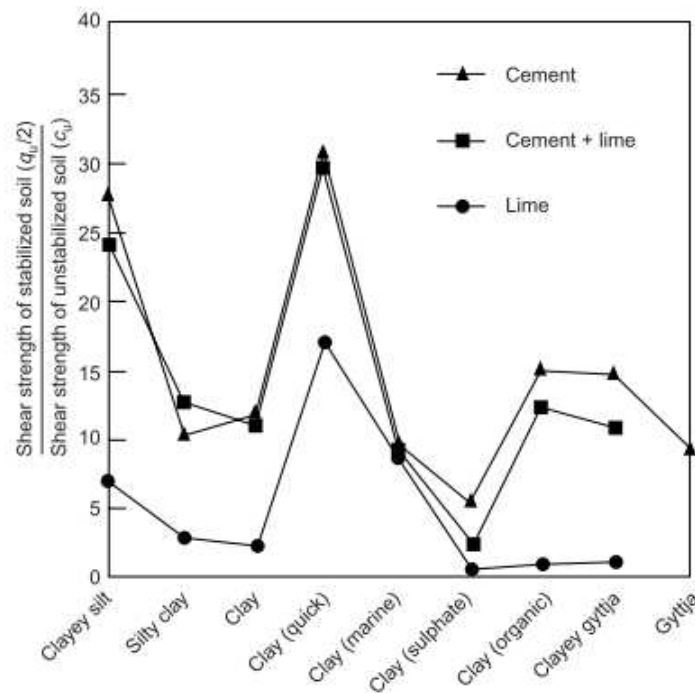


Figura 2-8: Efeito de diferentes tipos de agentes cimentantes na resistência a compressão simples Porbaha et al. (2000)

2.3.2 Resistência ao Cisalhamento

Existe um entendimento geral que, para uma dada variação de tensões, a resistência ao cisalhamento de solos naturalmente e artificialmente cimentados pode ser representada por uma envoltória reta de Mohr-Coulomb, definida por um intercepto coesivo, que é apenas função da cimentação, e por um ângulo de atrito que parece não ser afetado pela cimentação Schnaid et al. (2001).

Clough *et al.* (1981) mostraram que a cimentação em areias tem o efeito básico de adicionar um intercepto coesivo e uma resistência à tração, aumentando a rigidez, mas não afetando significativamente o ângulo de atrito interno. Os mesmos autores verificaram, também, que o pico de resistência em solos cimentados é atingido a pequenas deformações (1% a 2%).

Consoli *et al.* (1998) também comprovaram que a adição de cimento a um solo arenoso incrementa a rigidez, a resistência de pico e a fragilidade da amostra. A pesquisa consistiu também na adição de fibras ao solo-cimento constatando-se pouca variação no intercepto coesivo, sendo este basicamente uma função da cimentação.

Schnaid et al. (2001) demonstraram para um solo arenoso cimentado que a tensão desvio na ruptura (q_f) obtida no ensaio triaxial pode ser expressada como uma função linear do grão de cimentação e da tensão efetiva média inicial através da seguinte equação:

$$q_f = \frac{2 \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \cdot p_i + q_u \quad \text{Equação 2-1}$$

Onde a primeira parcela da equação 2.1 representa a tensão desvio na ruptura do solo não cimentado em função do seu ângulo de atrito interno (φ') e da tensão efetiva média inicial (p'_i); a segunda parcela representa o grau de cimentação do solo cimentado o qual é obtido através da resistência à compressão simples. Normalizando a equação 2.1 pela resistência à compressão simples (q_u) e pela tensão desvio na ruptura do solo não cimentado (q_{flu}), temos as seguintes equações:

$$\frac{q_f}{q_u} = \frac{2 \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \cdot \frac{p'_i}{q_u} + 1 \quad \text{Equação 2-2}$$

$$\frac{q_f}{q_{flu}} = \frac{1 - \sin \varphi'}{2 \sin \varphi'} \cdot \frac{q_u}{p'_i} + 1 \quad \text{Equação 2-3}$$

A Equação 2.2 mostra que para um valor de $\left(\frac{p'_i}{q_u}\right)$ muito próximos de zero, a tensão desvio na ruptura, obtido no ensaio triaxial se aproxima ao valor da resistência a compressão simples. Por outro lado na equação 2.3 quando o valor de $\left(\frac{q_u}{p'_i}\right)$ tende a um valor próximo de zero, a tensão desvio na ruptura, obtido no ensaio se aproxima ao valor da tensão desvio na ruptura do solo não cimentado.

2.3.3 Rigidez Inicial

É bem sabido que o módulo de rigidez inicial é um dos fatores que mais tende a aumentar com o incremento do teor de cimento, pois ele é sensível tanto à quantidade e à natureza do agente cimentante Clough et al. (1981)

Chang & Woods (1992) mostraram que o incremento do módulo de rigidez para baixas deformações de areias cimentadas depende fortemente do número de pontos de contato entre as partículas de sólido onde as ligações são desenvolvidas pelo material cimentante.

Consoli et al.(2009) realizaram ensaios à compressão simples e ensaios de compressão triaxial onde foram medidos o módulo de rigidez inicial (G_0) numa areia artificialmente cimentada. Foi demonstrado que a relação vazios/cimento é um parâmetro apropriado para avaliar a rigidez e a resistência das misturas de areia-cimento estudadas. Também foram determinadas pelos mesmo autores que valores de (G_0) reduzem quando a relação de vazios/cimento aumenta. Uma relação (G_0) dividido pela resistência à compressão simples em função a relação de vazios/cimento foi estabelecida pela seguinte equação:

$$\frac{G_0}{q_u} \cong 345 \left[\frac{V_v}{V_{ce}} \right]^{0.56} \quad \text{Equação 2-4}$$

GALAA et al. (2011) avaliaram a rigidez inicial para corpos-de-prova submersos em água e não submersos, e verificaram que a rigidez inicial aumentou em ambos casos, no entanto, as amostras que não foram submersas em água apresentaram valores maiores que as amostras submersas em água.

Floss (2012) estudou a rigidez inicial em solos artificialmente cimentados, com diferentes granulometrias, mineralogia e formatos de grãos e verificou que para baixos teores de cimento a rigidez não é tão acentuada como ocorre para as amostras com teores mais elevados de cimento.

Fonini (2012) e Floss (2012) ao estudar misturas de solo cimento verificaram que o aumento do tempo de cura proporciona um aumento na rigidez inicial.

Kanazawa (2015) utilizando um solo dispersivo estabilizado com cal constatou, da mesma forma que os pesquisas anteriores) que a rigidez inicial aumenta com o aumento do tempo de cura, mas a taxa de rigidez do módulo cisalhante, representada pela inclinação das retas de ajuste, não variou consideravelmente com o aumento do peso específico aparente seco do material compactado, no entanto, a redução da porosidade do material compactado proporcionou aumentos substanciais do módulo cisalhante.

2.3.4 Durabilidade

A durabilidade se refere à capacidade de um material manter a sua integridade estrutural sob condições a que é exposto. As principais solicitações deteriorantes que afetam a integridade estrutural de um material estabilizado pozolanicamente são as variações de umidade e

temperatura. Além destes fatores ambientais, as ações das cargas repetidas do tráfego debilitam o pavimento por fadiga Marcon, (1977).

Segundo o mesmo autor, estudos realizados indicam que a durabilidade seja talvez a propriedade mais significativa do comportamento dos materiais estabilizados pozolanicamente, sendo que os fatores que mais influenciam estas propriedades são:

- Granulometria do agregado;
- Teor do agente cimentante;
- Tempo de cura;
- Saturação.

Além de isso é importante ressaltar que a finalidade dos ensaios de durabilidade é de simular as condições ambientais de campo. Portanto, deve-se ter em conta a pluviosidade, a umidade do ar, a temperatura local e principalmente a temperatura das camadas, devido a que reações químicas intervêm nos processos de estabilização e o ganho de resistência é função da temperatura.

Thomé (1999) fez ensaios de durabilidade num solo residual de arenito Botucatu estabilizados com resíduos industriais de cinza pesada e cal de carbureto. O ensaio de durabilidade utilizado foi uma adaptação do método Iowa proposto por Hoover et al (1958). O método consiste em corpos-de-prova de 50mm de diâmetro e 100mm de altura, os quais devem ser moldados para um tempo de cura e depois ser submetidos a 12 ciclos de molhagem secagem, cada ciclo consistia em um total de 48 horas, 24 horas de molhagem y 24 horas de secagem, finalmente eram imersos por 24 horas e rompidos à compressão simples. As resistências obtidas dos corpos-de-prova eram comparadas com aqueles que não foram submetidas aos ciclos, determinando-se o valor do coeficiente denominado de coeficiente de durabilidade (C_d), o qual é a razão entre a resistência dos corpos-de-prova submetidos aos ciclos de molhagem-secagem ou gelo-degelo, pela resistência de corpos-de prova curados normalmente. Para Marcon (1977) apresentam boa durabilidade misturas com valores do coeficiente de durabilidade maiores a 0,80.

A (ASTM D559, 2003) especifica que a durabilidade do corpo-de-prova deveria ser medida em função da percentagem da perda de massa, no entanto, Guthrie et al. (2008)ressaltaram que a parcela de escovação é geralmente omitida pelas agências devido à variabilidade associada com

o processo de escovação e é trocada pelo ensaio de resistência à compressão simples após 12 ciclos de molhagem e secagem.

A Portland Cement Association (PCA) estabelece a máxima perda admissível nos ensaios de durabilidade dependendo do tipo do solo, como pode ser observada na tabela a seguir:

Tabela 2-2: Máxima perda de massa admissível nos ensaios de durabilidade (PCA)

AASHTO soil group	Unified soil group	Perda de massa máxima (%)
A-1-a	GW, GP, GM, SW, SP, SM	14
A-1-b	GM, GP, SM, SP	14
A2	GM, GC, SM, SC	14*
A3	SP	14
A4	CL, ML	10
A5	ML, MH, CH	10
A6	CL, CH	7
A7	OH, MH, CH	7

*A-2-6 e A-2-7 perda máxima de 10%

Assim também a PCA tem uma consideração especial pela relação entre a resistência à compressão simples e a durabilidade de um solo cimentado, onde tanto a resistência como os requerimentos de perda de massa máxima devem-se cumprir.

Na figura a seguir pode-se observar o critério da Portland Cement Association. Pode se notar que uma resistência à compressão simples de 800 psi deveria ser adequada para todos os tipos de solos, no entanto, seria maior aos requerimentos da maioria dos solos e resultaria em projetos muitos conservadores e levaria a custos desnecessários. A determinação de uma resistência à compressão simples de desenho adequada se simplifica quando se utilizam materiais que estão dentro de uma faixa de variação de tipo de solo muito pequena, assim é que alguns organismos

têm utilizado satisfatoriamente para um tipo de solo particular os requerimentos de resistência geralmente baseados em resultados de durabilidade de molhagem e secagem ou gelo e degelo.

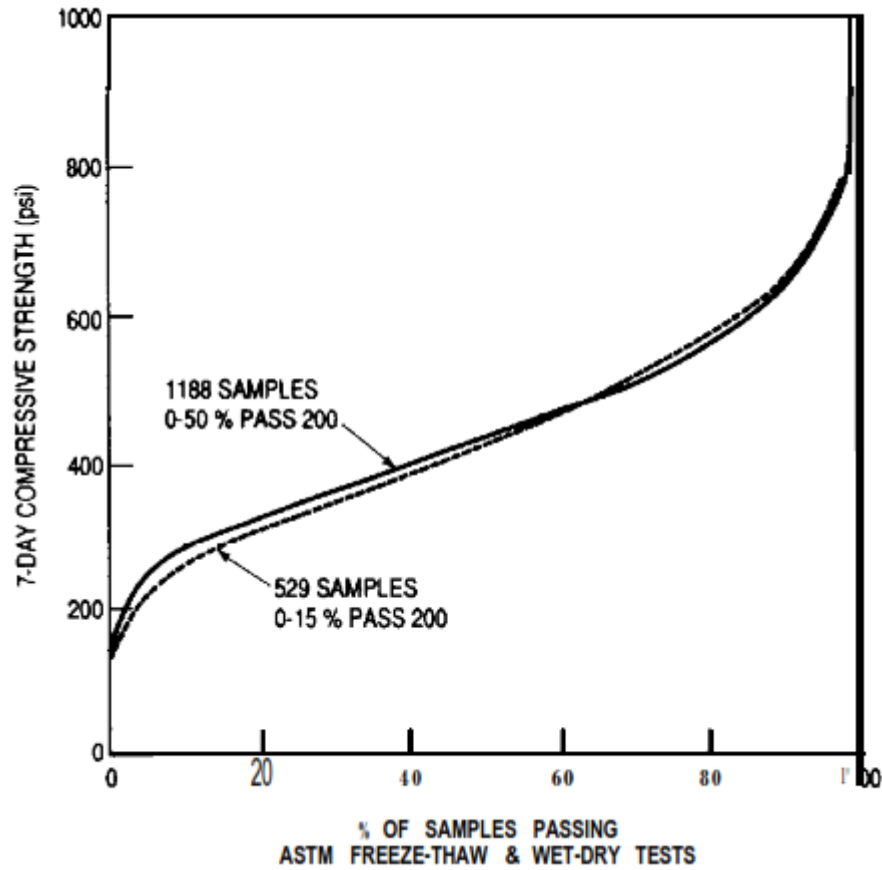


Figura 2-9: Relação entre resistência a compressão simples e durabilidade em solo-cimento segundo a (PCA)

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAS

O programa experimental baseia-se fundamentalmente em três objetivos. O primeiro é avaliar a influência do teor de umidade, do teor de cimento e do peso específico da compactação na durabilidade de um solo fino artificialmente cimentado através da previsão da perda de resistência e rigidez inicial. O segundo consiste em verificar a validade da relação vazios/cimento na estimativa da perda de resistência à compressão simples depois de ciclos de molhagem e secagem. O terceiro foi avaliar a variação da umidade na previsão dos parâmetros de resistência (c' , ϕ').

O programa experimental foi dividido em três etapas. A primeira consistiu em ensaios de ciclos de molhagem e secagem, uma bateria de corpos-de-prova foram feitas para determinar a influência isolada de cada uma das variáveis investigadas. As variáveis investigadas são apresentadas no item 3.2.

Na segunda etapa, foram feitos ensaios de rigidez inicial do solo-cimento através da medição da velocidade de propagação de pulsos ultrassônicos, de maneira a avaliar a influência isolada de cada uma das variáveis investigadas na rigidez inicial.

A terceira etapa consistiu na realização de ensaios à compressão triaxial. Esta etapa tem por objetivo avaliar para diferentes teores de umidade a relação do volume de vazios/volume de cimento na determinação de parâmetros de resistência do solo tratado.

A tabela 3.1 apresenta as etapas do programa experimental, tipo de ensaio e quantidade de ensaios realizados.

Tabela 3-1: Etapas e ensaios do programa experimental

Etapa	Material	Tipo de Ensaio	Número de Ensaios
Ensaio de Caracterização	Solo	Massa Específica Real dos Grãos	3
Durabilidade	Solo-Cimento	Ciclos de Molhagem e Secagem (sem escovação)	135
	Solo-Cimento	Ciclos de Molhagem e Secagem (com escovação)	9
Resistência Mecânica	Solo-Cimento	Resistência à Compressão Simples	135
	Solo-Cimento	Ensaio Triaxial	9
Rigidez Inicial	Solo-Cimento	Rigidez Inicial (equipamento ultrassônico)	366

3.2 VARIÁVEIS INVESTIGADAS

As variáveis da presente pesquisa podem ser divididas em dois grupos: variáveis independentes e variáveis dependentes. As variáveis independentes são todos os fatores do ensaio que podem causar algum efeito sobre as dependentes.

As variáveis independentes podem ser classificadas em dois fatores, fatores controláveis e fatores constantes.

- Fatores controláveis:
 - Teor de umidade do solo-cimento(ω): massa de água (a) dividida pela massa de material seco (solo + cimento), expresso em porcentagem;
 - Peso específico do solo-cimento: expresso através do peso específico aparente seco (γ_d) da mistura compactada;
 - Teor de cimento (C): massa de cimento (c_i) dividida pela massa de solo seco, expressa em porcentagem;
- Fatores constantes:
 - Tipo de solo: solo fino (caulim rosa)
 - Tipo de agente cimentante: cimento Portland de alta resistência inicial (CP V-ARI);
 - Temperatura de moldagem: $21^\circ \pm 2^\circ\text{C}$;
 - Tempo de cura: 7 dias;

As variáveis dependentes são as variáveis de resposta do experimento:

- Resistência à compressão simples após ciclos de molhagem e secagem (q_u);
- Rigidez inicial (G_0);
- Parâmetros de Resistência (c') e (ϕ');

3.3 MATERIAIS

3.3.1 Solo

Na presente pesquisa o solo utilizado foi um silte, originário do município de Pântano Grande - RS, o qual é conhecido comercialmente como “caulim rosa”. Está composto pelos argilo-minerais caulinita, haloisita e numa menor proporção ilita, e sua cor rosa quase branca é devida a seu baixo teor de ferro. Este solo já tem sido usado em várias pesquisas realizadas na Universidade Federal do Rio Grande do Sul, (Feuerharmel, 2000, e Heineck, 2002, entre outros).

Na Figura 3-1, é apresentada a curva granulométrica com desfloclaste e a seguir na Tabela 3-2 as propriedades físicas do material. Pode-se apreciar que o caulim está composto de 32% de argila ($< 0,002\text{mm}$), 66,5% de silte ($0,002$ a $0,06\text{mm}$) e 1,5% de areia fina ($0,06$ a $0,20\text{mm}$). Segundo a classificação unificada (ASTM D 2487, 1993) o caulim pode-se classificar como um silte de baixa plasticidade (ML).

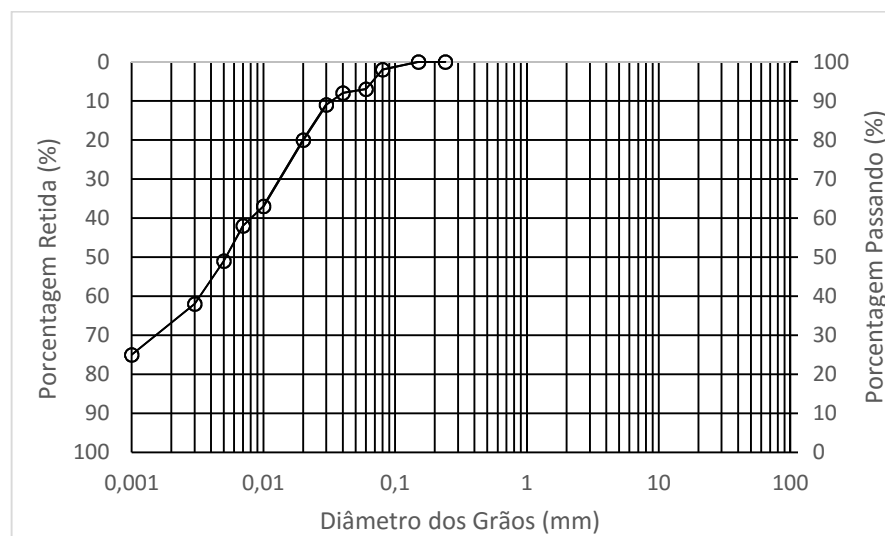


Figura 3-1 Curva granulométrica do caulim. Adaptado (Feuerharmel, 2000)

Tabela 3-2 Índices físicos do caulim (Feuerharmel, 2000)

Índices físicos	Caulim
Massa específica real dos grãos	26,4kN/m ³
Diâmetro médio, D ₅₀	0,005 mm
Limite de liquidez, LL	39%
Limite de plasticidade, LP	34%

O valor de massa específica real dos grãos obtida no laboratório segundo a norma (NBR 6508/84), foi de 26,45 kN/m³, muito próximo ao estabelecido por Feuerharmel (2000) e apresentada na Tabela 3-2.

3.3.2 Cimento

O agente cimentante utilizado ao longo da pesquisa foi o cimento Portland de alta resistência inicial (CPV – ARI). A utilização deste material nos permitiu a adoção de tempo de cura de 7 dias, pois, nesse período atinge 80% de sua resistência aos 28 dias.

3.3.3 Água

A água utilizada para moldagem dos corpos-de-prova foi água destilada, para evitar a variável que poderia resultar de uma possível adição de impurezas com a água da torneira.

3.4 MÉTODOS

3.4.1 Moldagem e Cura dos Corpos-de-Prova

A confecção dos corpos-de-prova foi realizada seguindo os seguintes passos: pesagem dos materiais, mistura, compactação, desmoldagem, acondicionamento, armazenagem e cura.

A moldagem dos corpos-de-prova tanto para os ensaios de durabilidade como para os ensaios de compressão triaxial foram feitas em moldes cilíndricos tripartidos de aço e de dimensões internas de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura.

A quantidade de cimento requerida para a mistura foi calculada em relação à massa do solo seco. A quantidade de água foi definida em relação à soma das massas de solo seco e de cimento.

Para o procedimento de pesagem dos materiais a resolução da balança utilizada foi de 0,01 g, e sempre adicionado uma quantidade total da mistura que permitisse uma sobra de maneira a poder determinar o teor de umidade. Após da pesagem se passou ao processo de mistura, primeiramente misturando o solo e o cimento até atingir uma mistura uniforme e posteriormente foi adicionada a água com um tempo de mistura após a adição da água entre 4 a 5 minutos para ter um controle adequado da perda de umidade na mistura.

Posteriormente da mistura dos materiais se procedeu à divisão do solo-cimento em três partes iguais, armazenadas em recipientes com tampa para evitar a perda da umidade, depois foram retiradas três pequenas porções da mistura e colocadas em cápsulas para a determinação do teor de umidade através da média das três umidades obtidas.

Seguidamente se procedeu à compactação estática em três camadas no interior de um molde de aço tripartido, devidamente lubrificado, de maneira que cada camada atingisse as especificações de teor de umidade e peso específico aparente seco, tomando-se o cuidado de escarificar levemente os topos acabados da primeira e da segunda camada para aumentar a integração entre as camadas superpostas.

Uma vez concluído o processo de compactação, o corpo-de-prova era retirado do molde e se procedia à pesagem e anotação da massa úmida e à medição e anotação do diâmetro e da altura do corpo-de-prova para seu posterior acondicionamento através de sacolas plásticas adequadamente vedadas.

Por fim os corpos de provas eram armazenados por 7 dias à uma temperatura de $21^{\circ} \pm 2^{\circ}\text{C}$.

As tolerâncias estabelecidas para à aceitação dos corpos-de-prova são as seguintes:

- Massa específica aparente seca (γ_d): $\pm 1,0\%$ do valor alvo.
- Teor de umidade (ω): valor especificado $\pm 0,5$ pontos percentuais.
- Dimensões: diâmetro $50 \pm 0,5$ mm e altura 100 ± 1 mm.

3.4.2 Ensaio de Durabilidade por Molhagem e Secagem – Sem Escovação

Os ensaios de durabilidade foram baseados na norma ASTM D 559(2003) intitulada “Standard Test Methods for Wetting and Drying Compacted Soil-Cement Mixtures”, no entanto, foram feitas algumas modificações. O ensaio segundo a ASTM, avalia a durabilidade através da

porcentagem da perda de massa das amostras após 12 ciclos de secagem e molhagem, com a utilização de corpos-de-prova cilíndricos de $100 \pm 0,4$ mm de diâmetro e $127,3 \pm 0,3$ mm de altura. Para a realização deste trabalho foram utilizados corpos-de-prova cilíndricos de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura, moldados segundo o especificado no item 3.4.1 (Moldagem e cura dos corpos-de-prova), e substituindo-se a realização da escovação pelo ensaio de resistência à compressão simples estabelecido no item 3.4.4.

O método de ensaio estabelece uma cura em câmara úmida durante 7 dias, prosseguindo-se depois aos ciclos de molhagem e secagem. Primeiramente se procedia à imersão do corpo de prova por cinco horas para depois ser levado até a estufa por 42 horas a uma temperatura de 71°C , ao final dos ciclos 3, 6, 9 e 12 eram realizadas as medições de suas dimensões e peso úmido para finalmente ser ensaiados à compressão simples previa saturação de um dia para evitar o efeito da sucção.



Figura 3-2: Ciclos de molhagem e secagem sem escovação e com ensaio de compressão simples.

3.4.3 Ensaio de Durabilidade por Molhagem e Secagem – Com Escovação

Para os ensaios de durabilidade com escovação, os procedimentos adotados foram conforme a norma ASTM D 559 (2003), a qual estabelece o método para a determinação da perda de massa, variação de umidade e variação de volume produzidas por ciclos de molhagem e secagem de corpos-de-prova de solo-cimento.

A primeira diferença no ensaio de durabilidade com escovamento com relação ao ensaio sem escovamento está nas dimensões do corpo-de-prova, já que a norma estabelece para a realização da escovação amostras de $100 \pm 0,4$ mm de diâmetro e $127,3 \pm 0,3$ mm de altura.

O ensaio de durabilidade baseado na norma ASTM de Solo-Cimento tem como objetivo avaliar a durabilidade através da porcentagem da perda de massa obtida mediante a escovação de amostras ao longo de 12 ciclos de secagem e molhagem.



Figura 3-3: Ciclos de molhagem e secagem com escovação.

3.4.4 Ensaio de Compressão Simples

O ensaio de resistência à compressão simples é um dos ensaios mais utilizados na prática mundial devido a sua ampla difusão imposta pelas vantagens que ele apresenta como seu baixo custo, simplicidade e rápida execução.

Para a realização dos ensaios seguiram-se os procedimentos estipulados pela norma NBR 12025/ABNT (1990b).

Na figura 3.4 pode-se verificar a prensa utilizada para os ensaios de RCS, a qual tem uma capacidade de 300 kN, com um anel de capacidade de 10 kN e resolução de 0,005 kN. O ensaio foi feito com uma taxa de deslocamento constante de 1,14 mm por minuto.

Para evitar o efeito da sucção, os corpos-de-prova eram submergidos em água por, pelo menos, 24 horas antes da realização do ensaio. A água era mantida a uma temperatura de 21 ± 2 °C.

Após a imersão dos corpos-de-prova, eles eram retirados do recipiente com água e secados superficialmente com um tecido absorvente, para posteriormente proceder-se à realização do ensaio, anotando-se a carga máxima atingida pelo corpo-de-prova.

Foram moldados cinco corpos de prova para cada combinação de variáveis independentes, isso quer dizer que para um mesmo teor de cimento, peso específico, e teor de umidade, moldou-se cinco corpos-de-prova, cada um deles levado à ruptura por compressão simples após cada um dos ciclos de molhagem e secagem estabelecidos (0, 3, 6, 9, 12), o que permitirá ter uma linha de tendência das resistências.



Figura 3-4: Ensaio de Resistencia à Compressão Simples.

3.4.5 Ensaio de Medidas de Rigidez Inicial

O ensaio de medida de rigidez inicial através de ondas ultrassônicas é um método não destrutivo e muito simples pelo qual se pode determinar o valor do módulo cisalhante elástico (G_0).

É muito comum a utilização das ondas ultrassônicas como uma técnica para detectar as imperfeições e para avaliar a variação das propriedades mecânicas dos materiais (Bodig & Jayne, 1982). Assim também na detecção de imperfeições e fraturas em materiais como aço, alumínio e concreto (Cartz et al., 1995, Blitz & Simpson, 1996).

O ensaio ultrassônico não destrutivo é uma técnica baseada na norma ASTM C597 (2002), a qual é utilizada em geomateriais como rochas, areia cimentada e concreto.

Para a determinação do parâmetro (G_0) foi utilizado um equipamento ultrassônico denominado PunditLab Plus, da marca Proceq, o qual é um ensaio de laboratório muito simples, no entanto a interpretação dos mesmos pode se tornar um pouco mais difícil (Amaral et al., 2011)

Assim também pela facilidade de se tratar de um ensaio não destrutivo foram utilizados para a realização do ensaio os mesmos corpos-de-prova utilizados no ensaio de durabilidade através de ciclos de molhagem e secagem definidos no item 3.4.2.

O equipamento PunditLab Plus é composto de uma unidade de emissão e recepção de ondas, um conjunto de transdutores de ondas (“S” e “P”), cabos, gel acoplante, e um software de aquisição de dados. Pode-se observar os componentes do equipamento na Figura 3-5.

O ensaio consiste numa unidade de emissão e recepção de ondas e o tempo de viagem da mesma, com isso pode-se calcular a velocidade da onda V_s , e com ele o módulo cisalhante elástico através da equação 3.1.

$$G_0 = \rho V_s^2 = \rho \left(\frac{L}{t_s}\right)^2 \quad \text{Equação 3-1}$$

Onde:

ρ = Peso específico do solo;

L = distância entre os transdutores;

t_s = tempo de viagem da onda.



(a)

(b)

Figura 3-5: (a) Componentes do equipamento Pundit Lab. (b) Execução do ensaio de medida de rigidez inicial.

Na Figura 3-6 pode-se ver a ilustração de uma medição das ondas “P” e “S” mediante a utilização do software do equipamento ultrassônico Pundit Lab Plus. Ambas ondas utilizadas foram ondas senoidais, onde o emprego da onda “P” é primeiramente para ter uma ideia de onde procurar a resposta da onda “S”, que normalmente está na ordem do dobro do valor lido da onda “P”, obtendo assim maior precisão nos resultados.

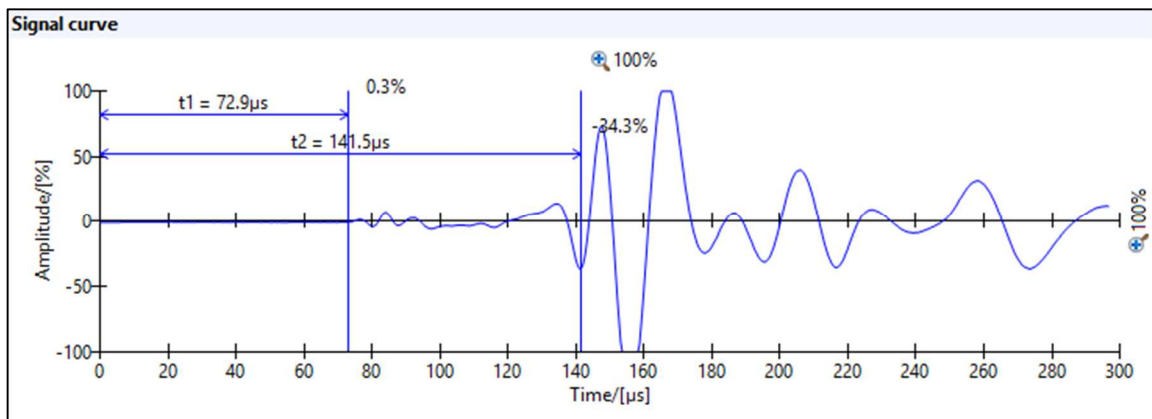


Figura 3-6: Medição das ondas “P” e “S” no equipamento ultrassônico Pundit Lab Plus.

3.4.6 Ensaios de Compressão Triaxial

Para a determinação das características de resistências e deformabilidade do solo foram realizados ensaios de compressão triaxial consolidado isotropicamente e com ruptura drenada (CID).

O equipamento utilizado foi o triaxial tipo Bishop-Wesley desenvolvido na tese de Dalla Rosa (2009), a mesma tem algumas diferenças com as prensas convencionais. A principal diferença é a aplicação da tensão desvio a qual é imposta através cilindro hidráulico movido por um motor de passo. A tensão desvio é aplicada através de uma bomba hidráulica a qual injeta óleo na câmara inferior empurrando o pistão de carga, a vedação da câmara se faz por médio de membranas do tipo “*bellofram*”. Na Figura 3-7 se apresenta uma visão geral do triaxial utilizado.

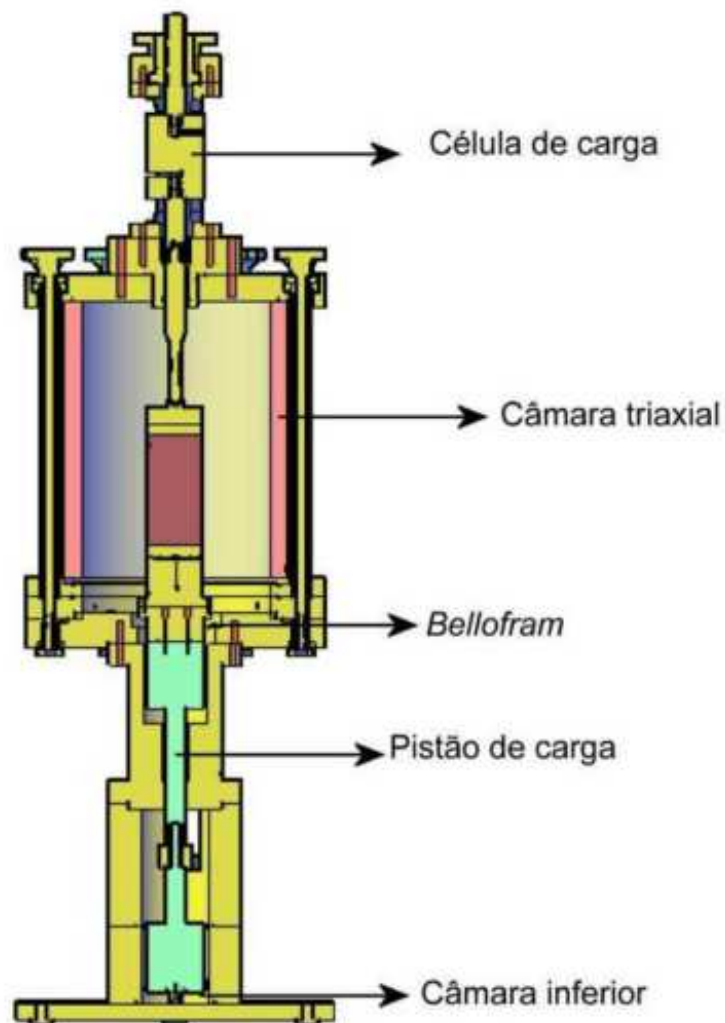


Figura 3-7: Visão geral de uma prensa tipo Bishop-Wesley. Fonte: Dalla Rosa (2009)

Os procedimentos e métodos utilizados na preparação e realização dos ensaios triaxial foram baseados nos princípios descritos pelo (Bishop&Henkel, 1962) e pelos procedimentos de ensaios já consolidados pelos laboratórios de mecânica dos solos da UFRGS.

Uma vez colocado a amostra na câmara triaxial e com os sensores de efeito Hall já colocados como se apresenta na Figura 3-11, se procede à realização da saturação do corpo-de-prova, para garantir a saturação, ela é feita em duas etapas. Primeiramente inicia-se com a percolação, aplicando-se uma tensão efetiva entre 15 a 20 kPa, desta maneira assegura-se uma maior dissolução das bolhas de ar. Posteriormente prossegue-se com os estágios de saturação onde se fazem incrementos de 50kPa mantendo uma tensão efetiva de 20kPa. Através da medição do parâmetro B de Skempton (1954) se conseguiu garantir a saturação da amostra ensaiada.

Tabela 3-3 Valores típicos para o parâmetro B. Adaptado de Lambe & Whitman (1969)

MATERIAL	S (%)	B
Arenito	100	0,286
Granito	100	0,342
Concreto	100	0,582
Areia Densa	100	0,9921
Areia Fofa	100	0,9984
Argila de Londres	100	0,9981

Após a saturação inicia-se a aplicação da tensão confinante até atingir o valor desejado da tensão efetiva, esta fase é conhecida como consolidação do corpo-de-prova. Por fim é aplicada a tensão desvio a qual é medida através da célula de carga apresentada na Figura 3-13.

Durante a realização desta pesquisa o laboratório (LEGG) entrou numa mudança, o equipamento teve que ser completamente desmontado e levado para o novo laboratório, portanto o trabalho consistiu numa montagem novamente do triaxial e da calibração de todos os componentes necessários do equipamento.

Primeiramente foi calibrado o medidor volumétrico externo do tipo Imperial College London como se pode ver na Figura 3-8, que mede a variação volumétrica do corpo-de-prova através de um transdutor de deslocamento linear, da marca GEFTRAN, o mesmo tipo de transdutor é utilizado para a medição do deslocamento axial, na Figura 3-9 (a) e (b) pode-se ver os transdutores de deslocamento para o volumétrico e para a deformação axial respectivamente, e na Figura 3-10 as curvas de calibração para cada um dos transdutores.



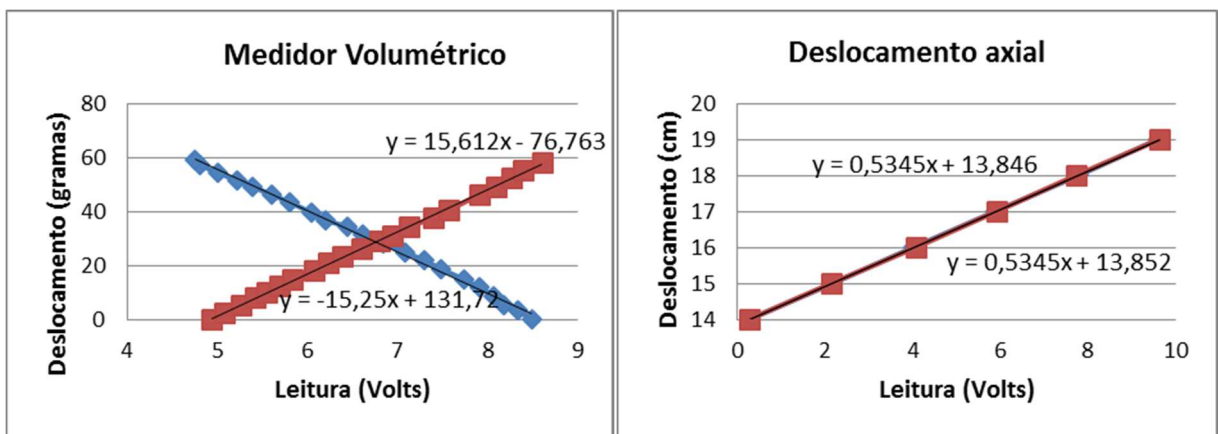
Figura 3-8: Medidor externo de variação volumétrica.



(a)

(b)

Figura 3-9: (a) LVDT adaptado ao medidor externo de variação volumétrica (b) Medidor externo de deslocamento axial.



(a)

(b)

Figura 3-10: - Curvas de calibração dos transdutores de deslocamento linear: (a) Medidor Volumétrico (b) Deslocamento axial externo.

Para as medições de deslocamentos para pequenas deformações são utilizados os sensores de efeito Hall, dois sensores de deslocamento linear interno, axial 1 e axial 2, aderidos à superfície da amostra. Na Figura 3-11 e Figura 3-12 podem-se ver os sensores de efeito Hall e as curvas de calibração respectivamente.



Figura 3-11: Sensores de efeito Hall.

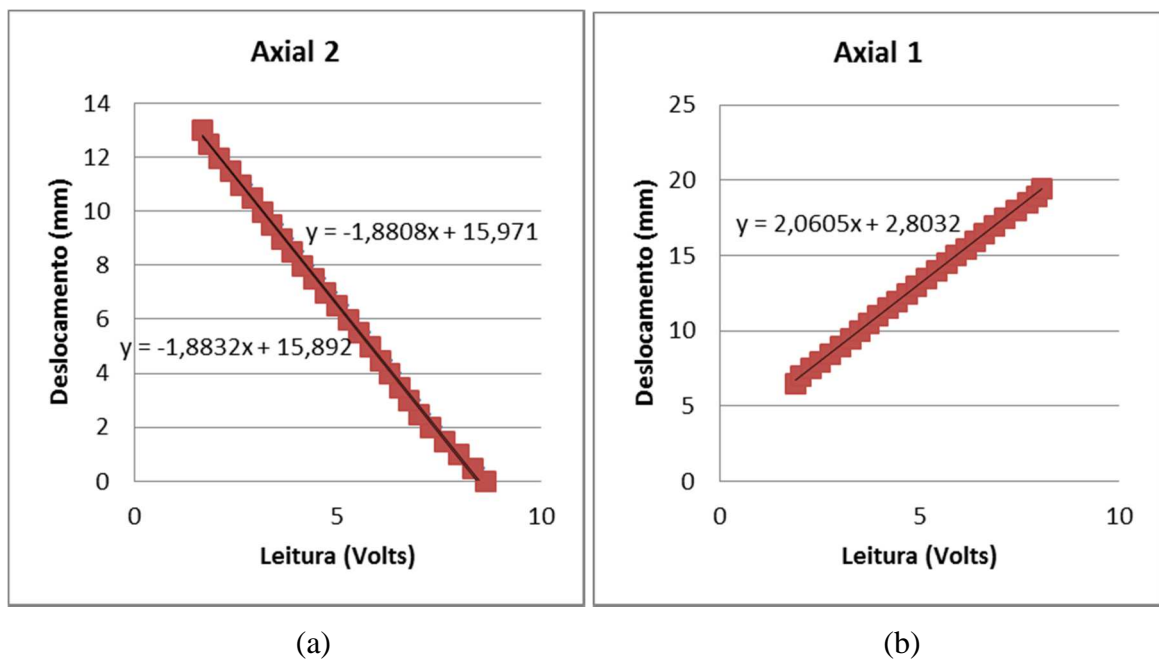


Figura 3-12: Curvas de calibração dos sensores de efeito Hall: (a) Axial 1 (b) Axial 2.

Na aplicação da tensão desvio a carga gerada sobre o corpo-de-prova é medida através de uma célula de carga HBM, modelo *S40/1t*, apresentada na Figura 3-13 seguidamente na Figura 3-14 a calibração da célula de carga.



Figura 3-13: Célula de carga de medição externa.

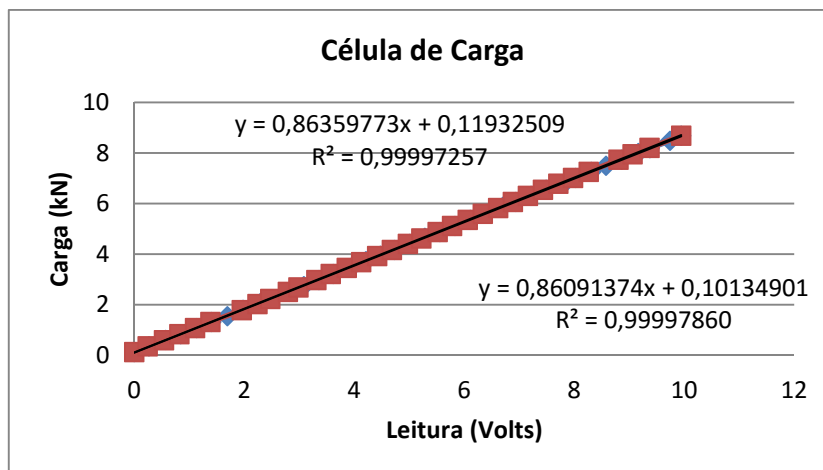


Figura 3-14: Curva de calibração da célula de carga

3.5 PROGRAMA DE ENSAIOS

3.5.1 Definição dos Pontos de Moldagem

Nesta pesquisa, o programa experimental foi baseado na Figura 3-15 onde é apresentada a curva de compactação Proctor Modificada do caulim e os pontos de moldagem estabelecidos na dissertação de (Dalla Rosa Johann, 2013).

Os pontos de moldagem foram locados de modo que ficassem dentro de uma faixa de pesos específicos e teores de umidade exequíveis numa situação de campo.

Cada ponto na Figura 3-15 foi moldado com teores de cimento de 3%, 6% e 9%. Tais teores de cimento foram escolhidos a partir da experiência e da prática brasileira e internacional com o solo-cimento.

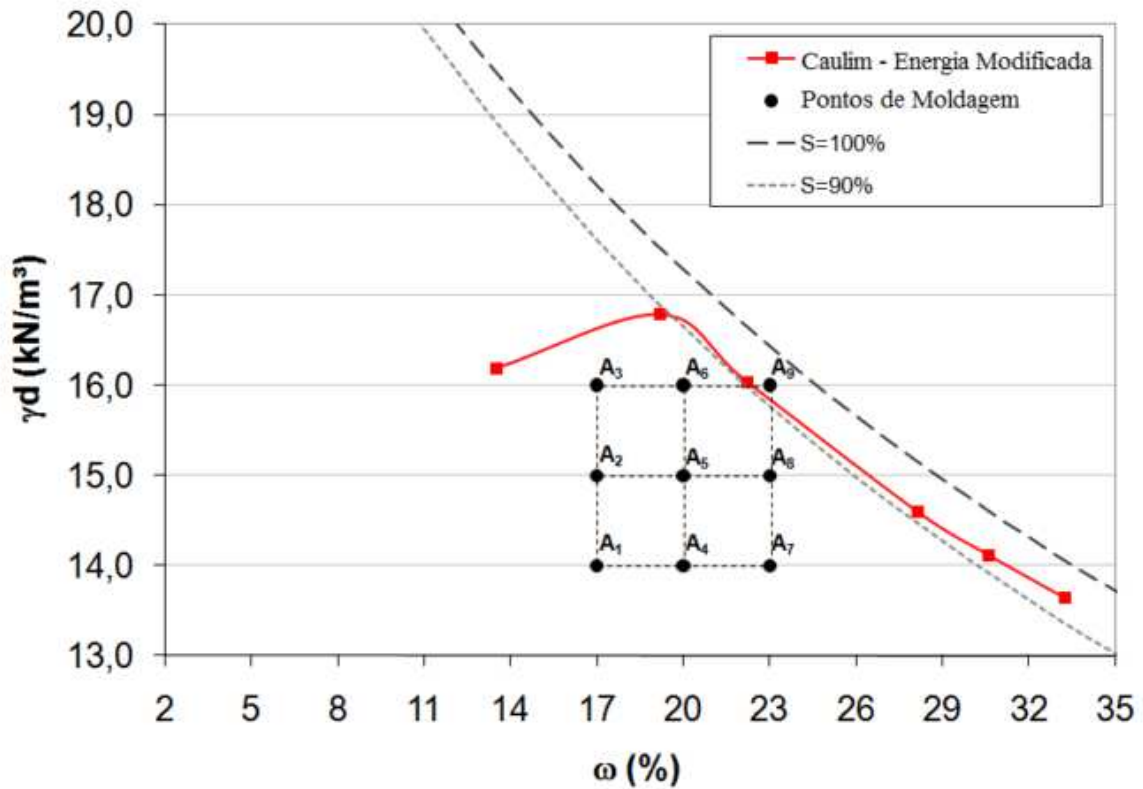


Figura 3-15: Curvas de compactação Proctor Modificado e pontos de moldagem.

3.5.2 Programa de Ensaios - Durabilidade - Resistência à compressão simples após ciclos de molhagem e secagem.

O objetivo do ensaio de durabilidade realizado nesta pesquisa é de avaliar a influência das variáveis investigadas: teor de umidade do solo-cimento, peso específico e teor de cimento sobre a resistência à compressão simples após 12 ciclos de molhagem e secagem.

Cada ponto de moldagem estabelecido no item 3.5.1 foi moldado com teores de cimento de 3%, 6% e 9%, repetindo-se as moldagens quatro vezes, uma para cada ciclo de molhagem e secagem (0, 3, 6, 9, e 12) de maneira a ter uma tendência da resistência da amostra a longo dos ciclos aplicados.

Na tabela 3.4, se apresenta um resumo dos pontos de moldagem previamente estabelecidos no item anterior, pode-se ver que foram moldados aproximadamente 135 corpos-de-prova para a realização dos ensaios de secagem e moldagem.

Tabela 3-4 Pontos de moldagem

Pontos	Teor de umidade (%)	Massa específica aparente seca (kN/m ³)	Teor de cimento	Ciclos de molhagem e secagem	Corpos-de-prova
A1	17	14	3% - 6% - 9%	0 - 3 - 6 - 9 - 12	15
A2	17	15	3% - 6% - 9%	0 - 3 - 6 - 9 - 12	15
A3	17	16	3% - 6% - 9%	0 - 3 - 6 - 9 - 12	15
A4	20	14	3% - 6% - 9%	0 - 3 - 6 - 9 - 12	15
A5	20	15	3% - 6% - 9%	0 - 3 - 6 - 9 - 12	15
A6	20	16	3% - 6% - 9%	0 - 3 - 6 - 9 - 12	15
A7	23	14	3% - 6% - 9%	0 - 3 - 6 - 9 - 12	15
A8	23	15	3% - 6% - 9%	0 - 3 - 6 - 9 - 12	15
A9	23	16	3% - 6% - 9%	0 - 3 - 6 - 9 - 12	15
Total					135

3.5.3 Programa de Ensaios - Durabilidade – Perda de massa.

Com o fim de avaliar a influenciadas variáveis investigadas anteriormente citadas e confronta-los com os ensaios de durabilidade por molhagem e secagem sem escovamento definidos no item 3.5.2, foram realizados ensaios de perda de massa conforme a norma ASTM D 559(2003).

Os corpos-de-prova foram moldados para os três teores de cimento (3%, 6% e 9%), para os três pesos específicos (14 kN/m³, 15 kN/m³ e 16 kN/m³), e para um teor de umidade de 20%. O tempo de cura foi de 7 dias.

3.5.4 Programa de Ensaios de Medidas de Rigidez Inicial

O objetivo do ensaio de medida de rigidez inicial é de avaliar a influência das variáveis investigadas: teor de umidade do solo-cimento, peso específico e teor de cimento sobre o módulo cisalhante (G_0) da mistura de solo-cimento após ciclos de moldagem e secagem.

Como já foi dito anteriormente, o ensaio de medida de rigidez inicial tem a vantagem de ser um ensaio não destrutivo, portanto foram utilizados os mesmos corpos-de-prova moldados para os ensaios de durabilidade, fazendo as medições ao longo dos ciclos de molhagem e secagem especificados na tabela 3.4.

3.5.5 Programa de Ensaios de Compressão Triaxial

O programa de ensaio triaxial tem por objetivo avaliar a metodologia proposta por Consoli et al. (2016) na determinação dos parâmetros de resistência em solos finos artificialmente cimentados para diferentes teores de umidade e para uma mesma relação de vazios/cimento, assim como de determinar o comportamento mecânico deles.

Para a realização deste ensaio optou-se por tensões de confinamento de 20, 100 e 180 kPa, as quais representam tensões de pouca profundidade que é onde mais são utilizados os solos artificialmente cimentados, como é o caso de camadas reforçadas para bases e sub-bases de pavimentos.

Foi escolhido um tempo de cura 7 dias devido à utilização de cimento Portland de alta resistência inicial (CPV – ARI), já que ele atinge em 7 dias um 80% de sua resistência aos 28 dias.

Foram moldados corpos-de-prova com uma relação de vazios/cimento igual a 30,91, teor de cimento de 8,5%, peso específico igual a 14kN/m^3 , e teores de umidade de 17%, 20% e 23%. Em total foram realizados 9 ensaios triaxiais consolidados e drenados (CID).

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 ENSAIOS DE DURABILIDADE - RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES APÓS CICLOS DE MOLHAGEM E SECAGEM.

Para os ensaios de durabilidade foram feitos ensaios de ciclos de molhagem e secagem com algumas modificações respeito às normas brasileira e americana, como foram explicadas no item 3.5.2. Primeiramente são apresentados os resultados dos ensaios de resistência à compressão simples após ciclos de molhagem e secagem, seguidos dos ensaios de durabilidade por perda de massa, posteriormente os resultados dos ensaios de rigidez inicial, e por último os resultados dos ensaios de compressão triaxial.

O objetivo é avaliar os efeitos do teor de cimento e do peso específico para os diferentes teores de umidade estudados, assim como a correlação dos mesmos para com a relação vazios/cimento.

4.1.1 Efeito do teor de cimento e do peso específico aparente seco para diferentes teores de umidade.

A seguir são apresentadas as curvas de variação da resistência à compressão simples versus os ciclos de molhagem e secagem. Nota-se o ganho de resistência após os primeiros três ciclos de molhagem e secagem que apresentam todas as amostras com teores de cimento de 6% e de 9%, para os três pesos específicos analisados, tendendo a manter-se nos seguintes ciclos, no entanto, as amostras com teor de cimento de 3% só tiveram ganhos de resistência significativos após três ciclos para amostras com peso específico de 16kN/m^3 , tendo-se queda da resistência nos casos com peso específico de 14kN/m^3 para as três umidades estudadas.

O ganho de resistência é devido a que os corpos de prova são submetidos a ciclos de molhagem e secagem, os quais são feitos através de uma estufa que mantém uma temperatura aproximada de $70\text{ }^\circ\text{C}$, o que permite a aceleração das reações do cimento tendo assim valores maiores da resistência à compressão simples aos que se teria com uma cura a temperatura normal de laboratório de $23\text{ }^\circ\text{C}$.

Na Figura 4-1 é possível ver a diferença entre o ganho de resistência após os primeiros três ciclos, onde as amostras com 9% de cimento apresentam um ganho de quase 45% em relação a sua resistência inicial. As amostras com 6% de cimento apresentam um ganho de 54%, no entanto, os corpos de prova com 3% de cimento apresentaram uma queda da sua resistência de 53%.

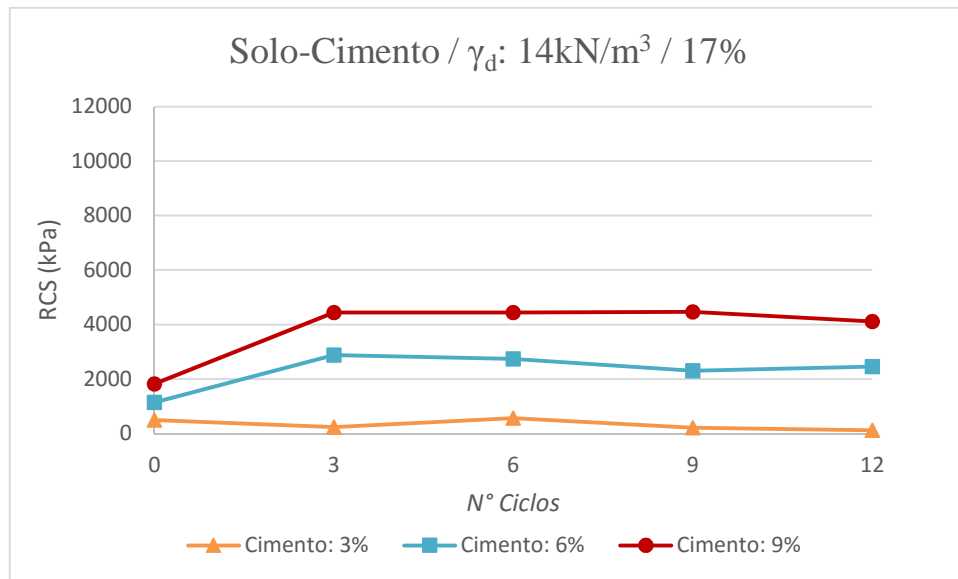


Figura 4-1: RCS versus N° de Ciclos – Solo-Cimento - γ_d : 14 kN/m³ – 17% de Umidade

Após o ganho de resistência inicial nos primeiros três ciclos, as resistências tanto para as amostras com 6% como com 9% de cimento tendem a manter-se com uma pequena queda no último ciclo, mas ainda com um valor final da resistência bem maior da inicial. As amostras com 3% de cimento mantem uma tendência de queda da resistência até chegar a um valor final de 26% da resistência inicial.

Nas Figuras 4.2 e 4.3, pode-se apreciar, da mesma forma que no caso anterior, o aumento da resistência após três ciclos de molhagem e secagem para as misturas com 6% e 9% de teor de cimento tanto para 20% como para 23% umidade. Assim também pode-se verificar que para as misturas com 3% de cimento e 20% de umidade após três ciclos de molhagem e secagem tem uma perda de resistência de aproximadamente 69% da resistência inicial, no entanto, as misturas com 23% de umidade tem um ganho inicial da resistência de 29%, mesmo assim a

tendência para os seguintes ciclos é de uma queda final na resistência de 28% também em relação ao valor inicial da resistência antes de ser submetido a ciclos de molhagem e secagem.

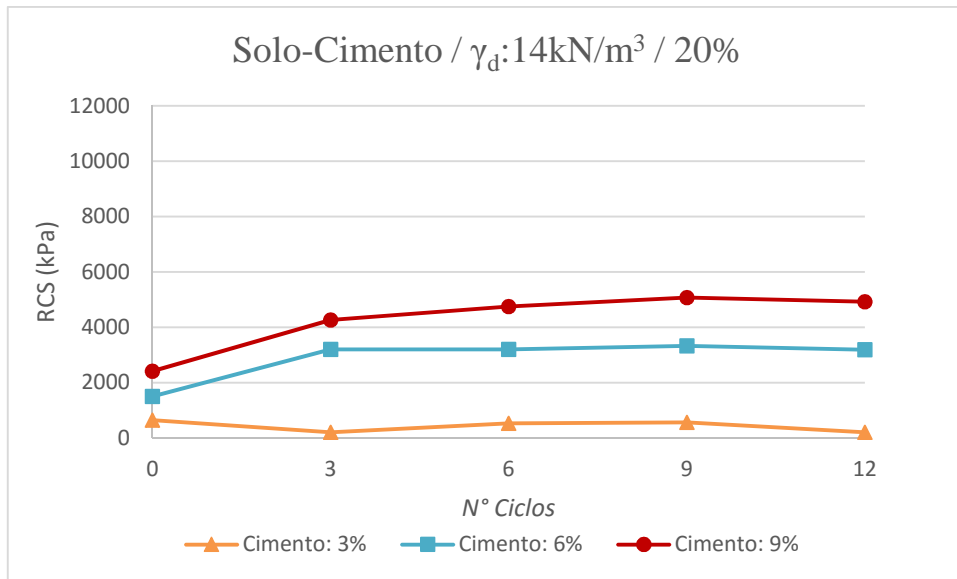


Figura 4-2: RCS versus Nº de Ciclos – Solo-Cimento - $\gamma_d: 14 \text{ kN/m}^3$ – 20% de Umidade

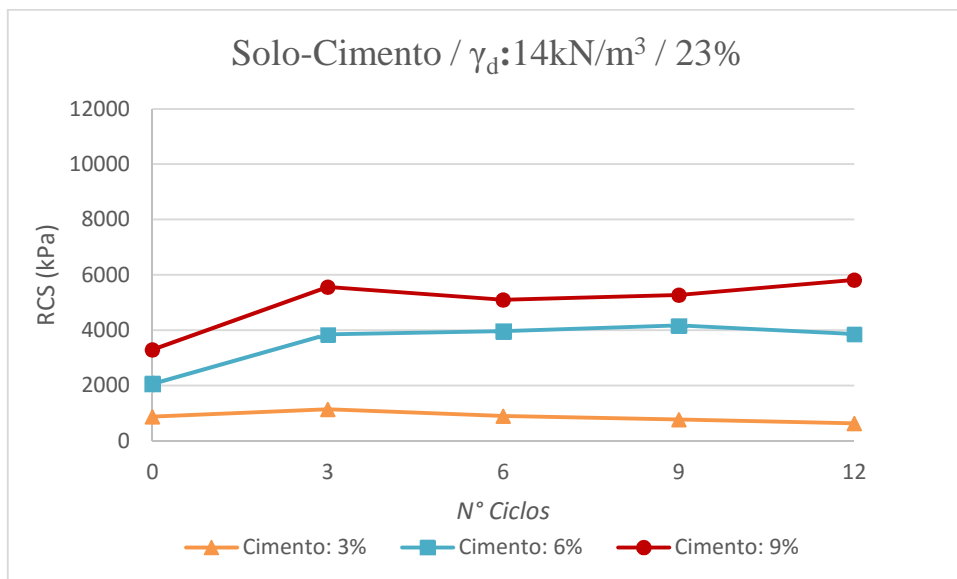


Figura 4-3: RCS versus Nº de Ciclos – Solo-Cimento - $\gamma_d: 14 \text{ kN/m}^3$ – 23% de Umidade

Nas Figura 4-4, Figura 4-5 e Figura 4-6 são apresentadas as curvas de variação da resistência à compressão simples para as umidades de 17%, 20% e 23% respectivamente, todas elas com um peso específico de 15 kN/m^3 .

Nota-se que a variação da resistência tem uma tendência muito parecida com as de 14 kN/m^3 , onde as misturas com 6% e 9% de cimento mostram um ganho de resistência significativo, mas aquelas com 3% apresentam uma perda da sua resistência inicial.

As misturas com 9% de cimento da Figura 4.4 apresentaram um ganho de 142%, após três ciclos de molhagem e secagem, mas no final após 12 ciclos o incremento final da resistência é de 125%. As curvas da variação da resistência para os corpos de prova moldados com 6% de cimento também mostraram um comportamento parecido aos de 9%, um incremento bem marcado após três ciclos, uma tendência a manter essa resistência até o final dos 12 ciclos onde apresenta um ganho de resistência de aproximadamente 120% com respeito à inicial. Para as misturas com 3% de cimento se tem perdas da resistência após cada ciclo de molhagem e secagem, até o final onde a perda da sua resistência é quase total.

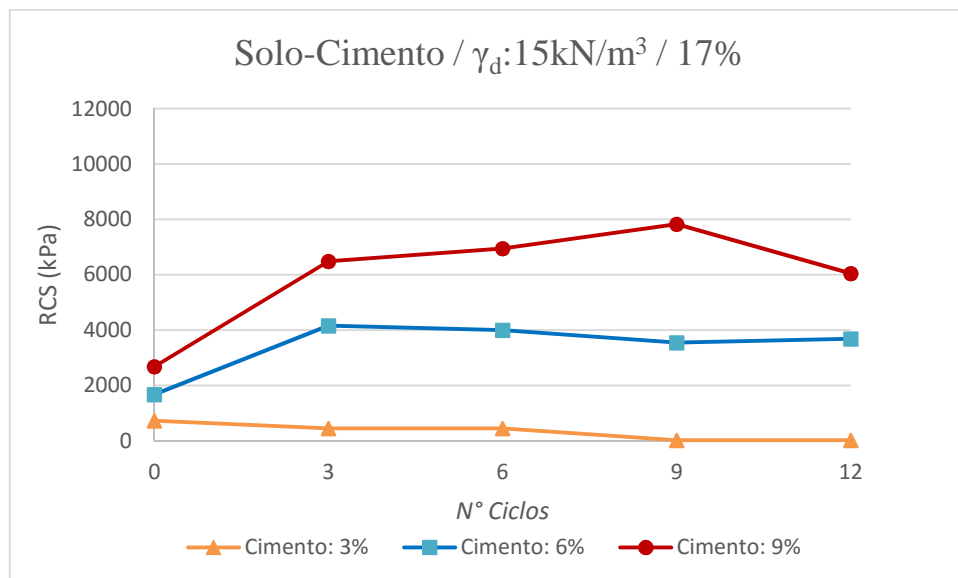


Figura 4-4: RCS versus N° de Ciclos – Solo-Cimento - $\gamma_d: 15 \text{ kN/m}^3$ – 17% de Umidade

Na figura 4.5 pode ser visto o ganho de resistência em relação à resistência inicial das misturas de 42%, 78% e 111%, para aquelas com 3%, 6% e 9% de cimento respectivamente. Pode ser observado o ganho de resistência mesmo para as misturas com o menor teor de cimento; no entanto após os 12 ciclos de molhagem e secagem a resistência final dela é de 78% da resistência inicial.

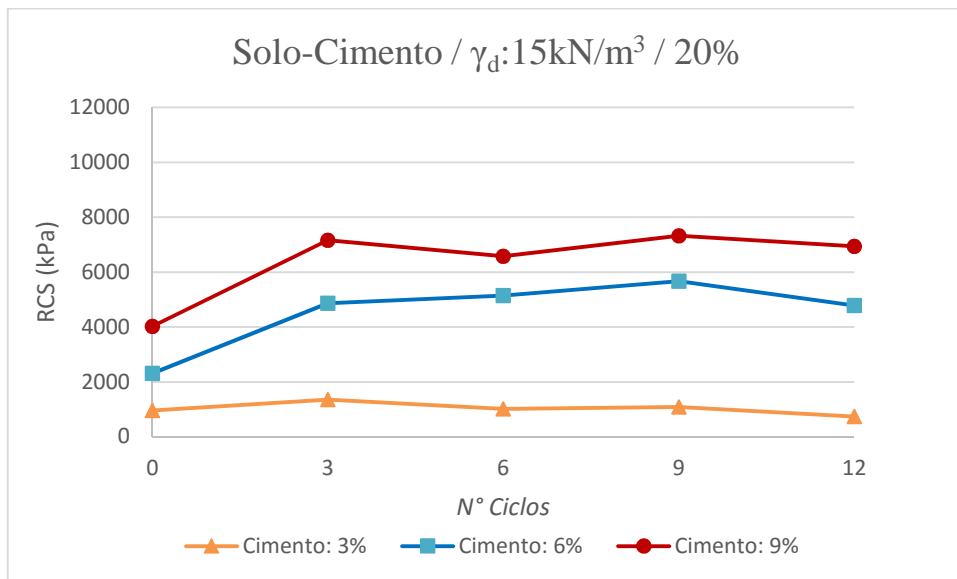


Figura 4-5: RCS versus N^o de Ciclos – Solo-Cimento - $\gamma_d: 15\text{kN/m}^3$ – 20% de Umidade

Note-se na Figura 4-6, para 23% de teor umidade, um comportamento muito parecido ao encontrado na figura anterior para 20%. As resistências após 12 ciclos de molhagem e secagem são de 152%, 185% e 96% da resistência inicial para 3%, 6% e 9% de cimento respectivamente.

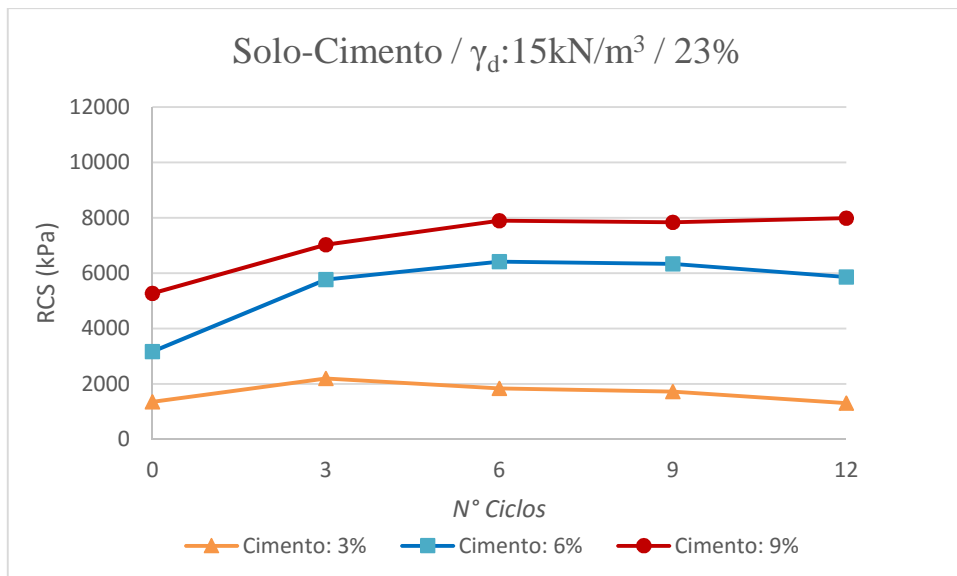


Figura 4-6: RCS versus N^o de Ciclos – Solo-Cimento - $\gamma_d: 15\text{kN/m}^3$ – 23% de Umidade

A seguir são apresentados os resultados da variação da resistência à compressão simples após 12 ciclos molhagem e secagem para um peso específico de 16 kN/m^3 e para as três umidades analisadas.

A figura 4.7 apresenta resultados para 17% de umidade. Pode-se notar o aumento da resistência em 88% e 150% para as misturas de 9% e 6% respectivamente, assim também como nos casos anteriormente apresentados para misturas com 3% de cimento temos uma resistência após os 12 ciclos de 87% da inicial.

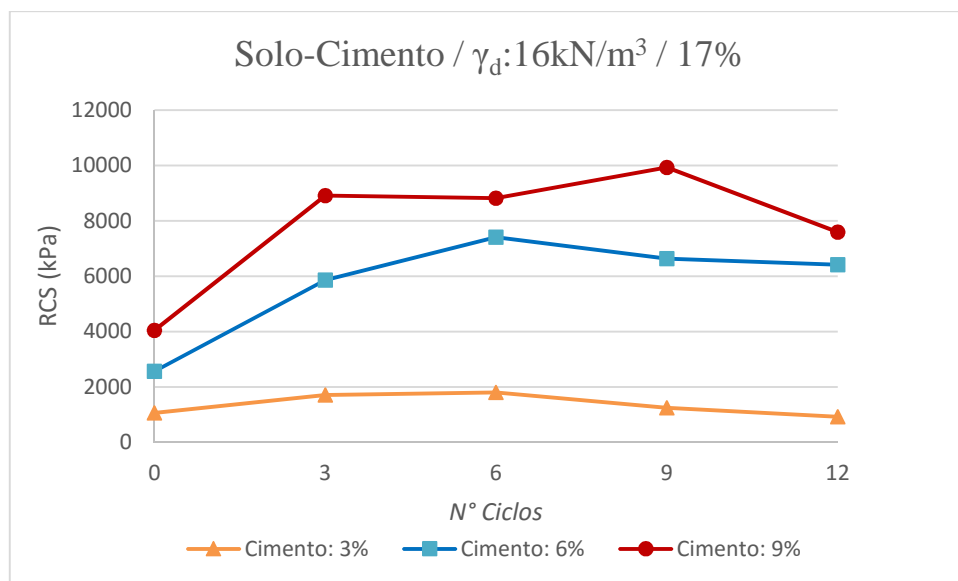


Figura 4-7: RCS versus N° de Ciclos – Solo-Cimento - $\gamma_d: 16 \text{ kN/m}^3$ – 17% de Umidade

Para 20% de umidade (Fig. 4.8) temos uma resistência final de quase o dobro da inicial para a mistura com 9% de cimento, e para a mistura de 6% de cimento se tem uma resistência após os 12 ciclos de 218%, um pouco maior ao dobro da inicial.

Nota-se que para este peso específico e umidade estudada finalmente se tem uma resistência final dos corpos de prova moldados com 3% de cimento maior que a inicial, a resistência final é de 140% respeito à inicial.

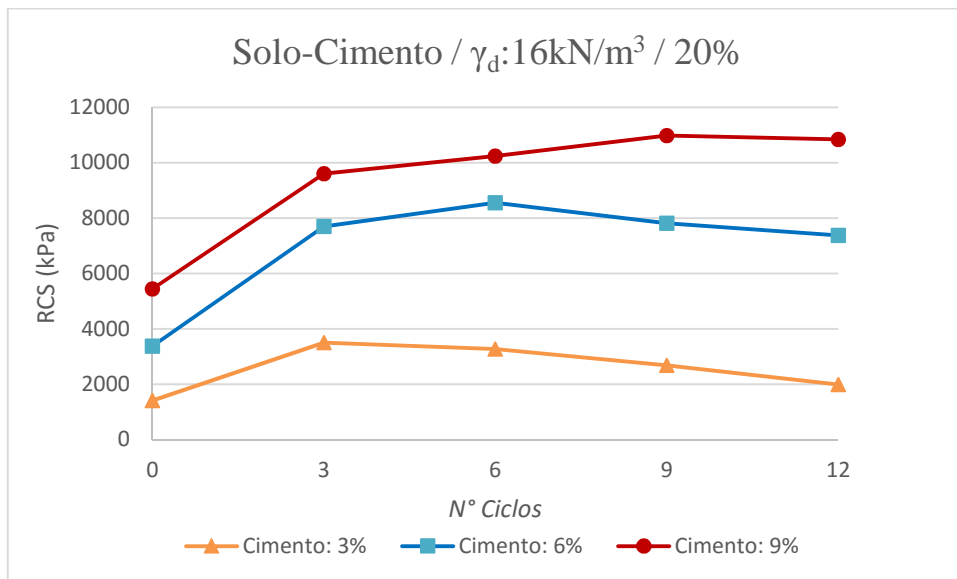


Figura 4-8: RCS versus N° de Ciclos – Solo-Cimento - γ_d : 16kN/m³ – 20% de Umidade

Finalmente, na Figura 4.9 os ciclos de molhagem e secagem para 9% e 6% de teor de cimento tem uma resistência final de 142% e 127% respectivamente, em relação a resistência inicial. Nas misturas com 3% de cimento pode-se ver que se tem um ganho de resistência inicial após três ciclos, mas após os 12 ciclos se tem uma queda da sua resistência, obtendo-se um valor final de 77% da sua resistência inicial.

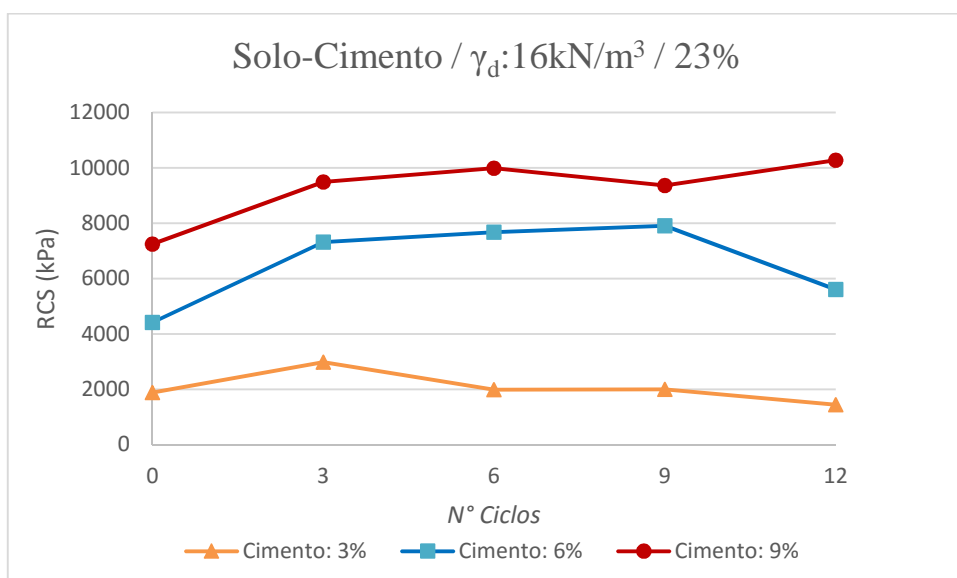


Figura 4-9: RCS versus N° de Ciclos – Solo-Cimento - γ_d : 16kN/m³ – 23% de Umidade

Todas as misturas com 6% e 9% de cimento apresentaram grandes ganhos de resistência após os ciclos de molhagem e secagem tendo um incremento importante no início após três ciclos e com uma tendência a manter essa resistência até o final do 12 ciclos para todos os casos analisados, no entanto, as misturas com 3% de cimento só no máximo peso específico e com uma umidade de 20% apresentou uma resistência final maior que a inicial, mas em várias misturas apresentou uma boa performance tendo a manter sua resistência inicial e acabando com uma resistência final muito próximo a 80% da sua resistência antes de o corpo de prova ser submetido a os ciclos de molhagem e secagem.

É importante ressaltar que para o solo e o tipo de estabilização analisado neste trabalho a variável do teor de cimento é o que mais incidência tem finalmente na resistência do solo-cimento a longo dos 12 ciclos de molhagem e secagem, seguido pelo peso específico e finalmente o teor de umidade. Em geral a tendência foi o aumento da resistência à compressão simples após os ciclos de durabilidade com o acréscimo de cada uma das variáveis estudadas.

4.1.2 Relação Vazios/Cimento

No presente trabalho foram feitos ensaios de resistência à compressão simples após ciclos de molhagem e secagem e foi avaliada se a relação vazios/cimento ajustado ao mesmo expoente de -3,7 estabelecido por(Consoli et al., 2016), a mesma demonstrou que continua sendo apropriada após de todos os ciclos de durabilidade.

A seguir são apresentadas as curvas da resistência à compressão simples versus a relação vazios/cimento para 17%,20%, e 23% de umidade e para todos os ciclos previamente definidos de molhagem e secagem e ajustados ao mesmo expoente que (Consoli et al., 2016).

Na Figura 4-10, (17% de teor de umidade) pode-se ver que a curvas da resistência à compressão para os ciclos de molhagem e secagem estudados (3, 6, 9 e 12) estão defasadas para cima em relação à curva inicial para o ciclo 0 determinada por Consoli et al.(2016), o qual é coerente com o ganho de resistência exibida pelas misturas após os ciclos de molhagem e secagem apresentadas nas figuras no item 4.1.1 do presente trabalho.

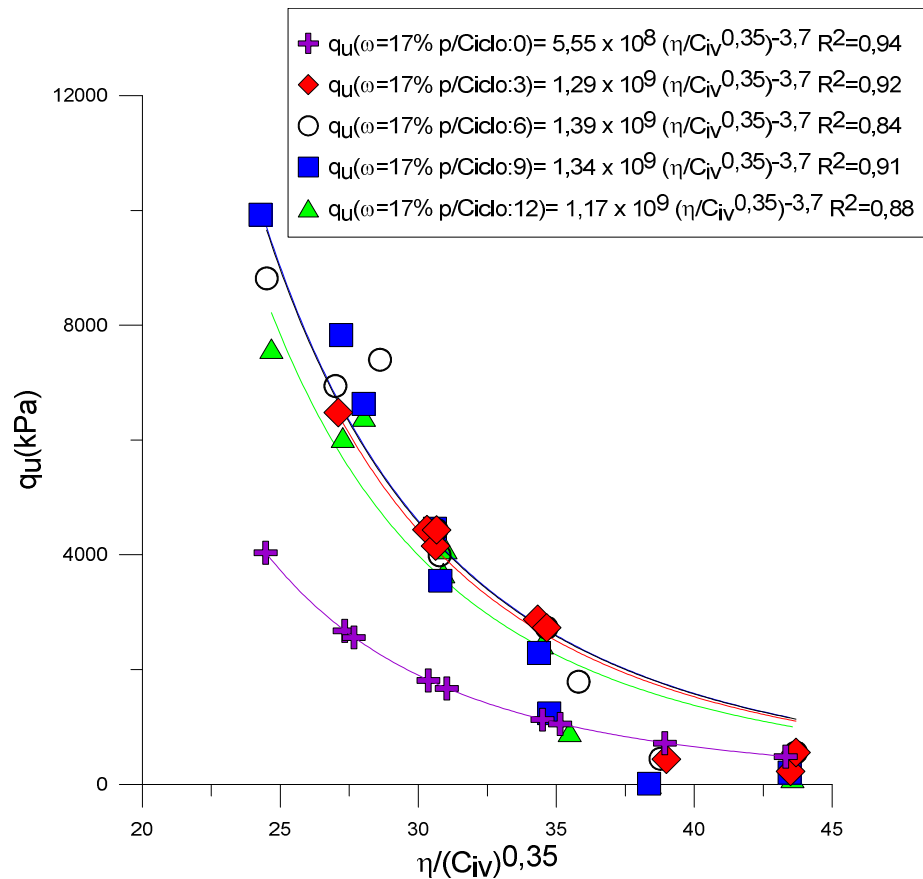


Figura 4-10: RCS vs. relação vazios/cimento para 17% de umidade e para cada um dos ciclos estabelecidos.

É possível ver que o parâmetro $(\eta/C_{iv}^{0,35})^{-3,7}$ ainda pode ser considerado um parâmetro apropriado para avaliar a resistência à compressão simples, observar-se que o R^2 para todos os ciclos é um valor bastante alto pelo qual pode-se dizer que o ajuste da curva é bom.

Porém, o R^2 para o ciclo 0 é de 0,94 e após 12 ciclos caiu até o valor de 0,88. Isto pode ser explicado pelo fato de que para valores de $\eta/C_{iv}^{0,35}$ maiores que 34 observa-se que as resistências após os ciclos têm uma redução no seu valor devido ao desgaste sofrido nas amostras submetidas aos ciclos de durabilidade.

Na Figura 4-11 (teor de umidade de 20%) nota-se uma tendência similar à observada na Figura anterior apresentada para uma umidade de 17%, onde o $(\eta/C_{iv}^{0,35})^{-3,7}$ pode ser considerado um parâmetro apropriado para avaliar a resistência à compressão simples.

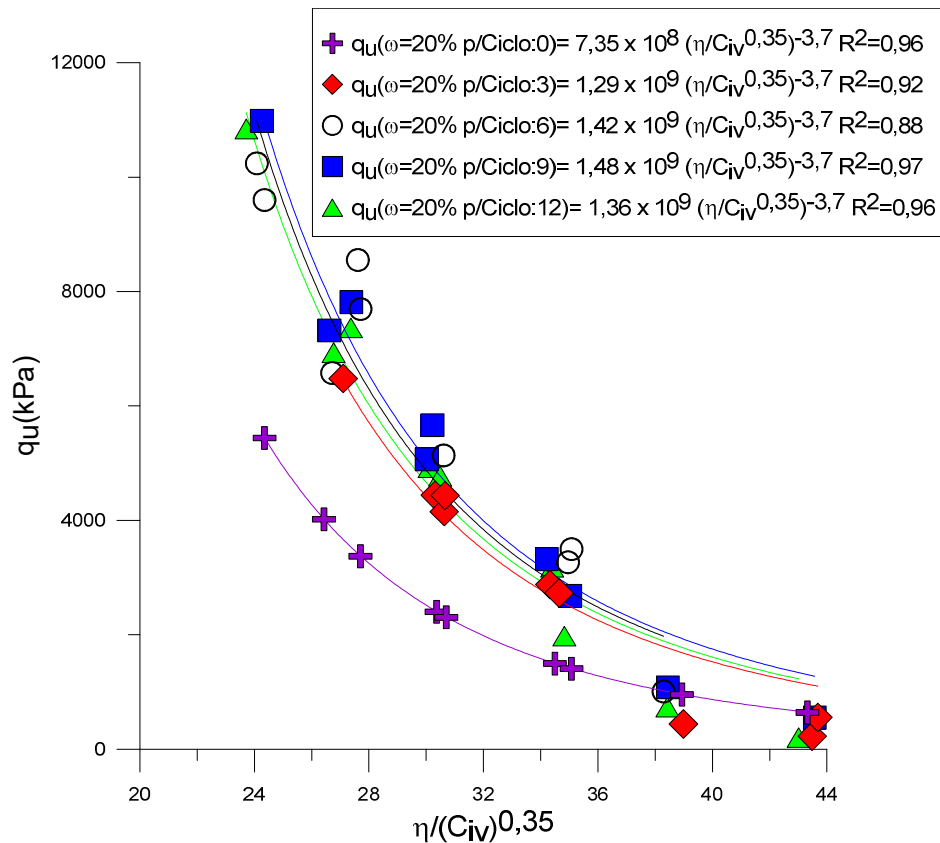


Figura 4-11: RCS vs. relação vazios/cimento para 20% de umidade e para cada um dos ciclos estabelecidos.

Cabe ressaltar também que para valores de $\eta/C_{iv}^{0,35}$ maiores que 34 observa-se valor igual ao caso anterior para uma umidade de 17%, com uma queda na resistência após os ciclos de durabilidade ficando esses pontos bem próximos a curva de ajuste para o ciclo 0. Isto não ocorre para os valores menores que 34, onde os pontos tendem a ficar mais próximos entre si e próximo a sua curva de ajuste.

Na Figura 4-12 pode-se observar a existência de uma boa correlação RCS vs. relação vazios/cimento após os ciclos de molhagem e secagem. Verifica-se que para valores de $\eta/C_{iv}^{0,35}$ maiores que 34 os pontos correspondentes às resistências à compressão simples tendem a migrar para a curva de ajuste inicial.

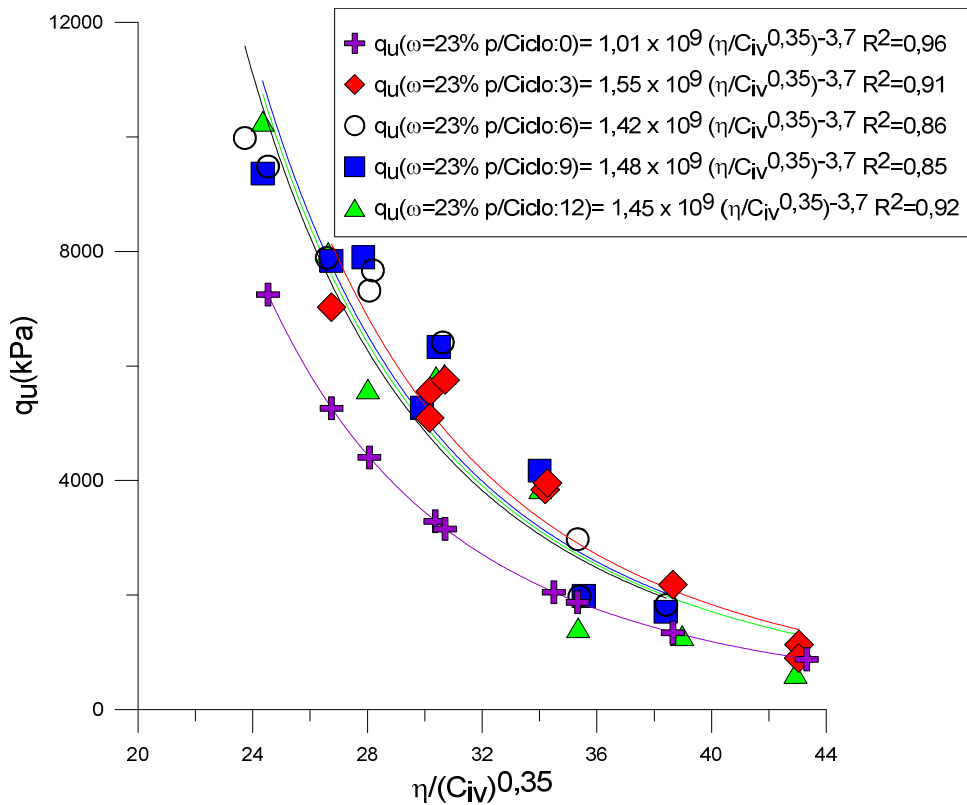


Figura 4-12: RCS vs. relação vazios/cimento para 23% de umidade e para cada um dos ciclos estabelecidos.

É possível visualizar que para os três teores de umidade analisados existe uma boa correlação da relação da resistência à compressão simples versus relação vazios/cimento após os ciclos de molhagem e secagem. No entanto, pode-se ver uma marcada diferença entre o ajuste da curva para os pontos que ficam antes e depois do valor de $\eta/C_{iv}^{0,35} = 34$, é dizer, o ajuste é significativamente melhor para os valores menores, a diferença do que acontece com os valores superiores a esse limite, isto poderia ser explicado devido a que os corpos-de-prova moldados com valores de $\eta/C_{iv}^{0,35}$ maiores ao 34 são os que mais sofrem aos desgastes dos ciclos de durabilidade.

4.2 ENSAIOS DE DURABILIDADE - PERDA DE MASSA

Com o intuito de avaliar os resultados obtidos nos ensaios de durabilidade por molhagem e secagem sem escovamento apresentadas no item 4.1, foram realizados ensaios de durabilidade por perda de massa conforme a norma ASTM, para os três pesos específicos e para uma umidade de 20%.

4.2.1 Efeito do teor de cimento e do peso específico aparente seco

A seguir são apresentadas as curvas de variação da perda de massa acumulada em função aos números de ciclos para 7 dias de cura, 20% de umidade e para cada um dos três pesos específicos estudados.

Nota-se na Figura 4-13 ($\gamma_d = 14 \text{ kN/m}^3$) que após 12 ciclos de molhagem e secagem com escovamento, as misturas com 3% de cimento apresentam uma perda de massa de quase 16%, a qual é muito maior que as perdas de 1,97% e de 3,05% apresentadas pelas misturas de 6% e 9% respectivamente. Pode-se observar que a perda é menor quanto maior o teor de cimento incorporado à amostra. No entanto, a minoração da perda obtida entre uma mistura de 6% e outra de 9% não foi muito considerável, se comparamos com a obtida entre as misturas de 3% e 6% de cimento.

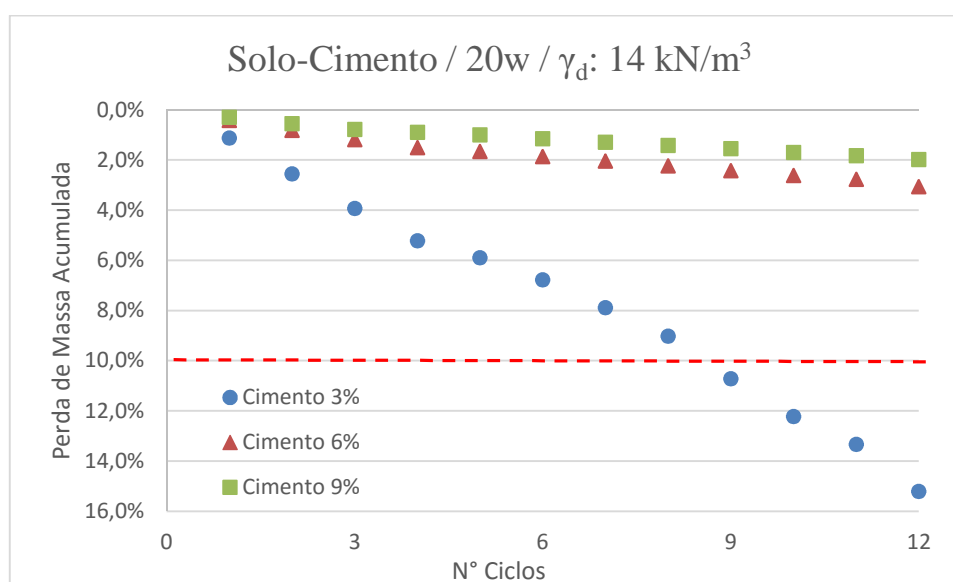


Figura 4-13: Perda de massa acumulada versus N° de ciclos para 20% de umidade e $\gamma_d: 14 \text{ kN/m}^3$

A Portland Cement Association (PCA) estabelece valores máximos da perda de massa admissível nos ensaios de durabilidade como foi apresentado no item 2.3.4. O tipo de solo utilizado é um silte de baixa plasticidade (ML), por tanto o valor limite admissível é de 10%. É possível observar que as amostras moldadas com um teor de cimento igual a 3% não cumprem com as exigências do valor máximo de perda de massa estabelecidas pela (PCA), também é importante destacar que o valor atingido para esses corpos-de-prova é do $\eta/C_{iv}^{0,35}$ é igual a 43,32 o qual é significativamente maior que 34, que era o limite estabelecido anteriormente para o

qual se tinha um ótimo ajuste da curva da resistência à compressão simples versus a relação vazios/cimento, pelo qual se poderia acreditar que exista uma relação entre os valores obtidos de vazios/cimento e a durabilidade do corpo-de-prova.

Na Figura 4-14 apresenta-se as curvas para um peso específico aparente seco de 15 kN/m^3 , a perda de massa para a mistura com 3% de cimento é de aproximadamente 7%, significativamente menor que na figura anteriormente analisada para um peso específico de 14 kN/m^3 .

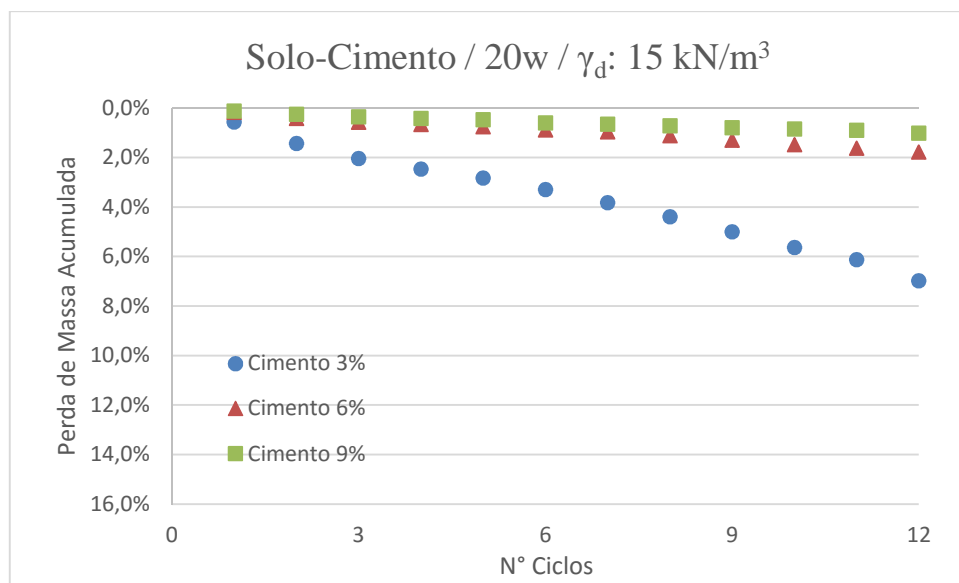


Figura 4-14: Perda de massa acumulada versus N° de ciclos para 20% de umidade e γ_d : 15 kN/m^3

Para 6% e 9% de cimento temos que as perdas de massa são de 1,02% e 1,78% respectivamente, mantendo-se a mesma tendência que na figura anteriormente apresentada onde a diferença entre as perdas de massa para 6% e 9% de cimento não são significativas em comparação com as obtidas entre as misturas de 3% e 6%.

Pode-se observar na Figura 4-15 que a perda de massa para a mistura com 3% de cimento é de 2,75%, constatando-se a tendência inicial da minoração da perda de massa com o aumento do peso específico. As perdas de massa para 6% e 9% de cimento foram de 0,80% e 0,44% respectivamente, verificando-se uma perda de massa praticamente insignificante tendo em conta que foi submetido a 12 ciclos de molhagem e secagem com escovamento em cada ciclo.

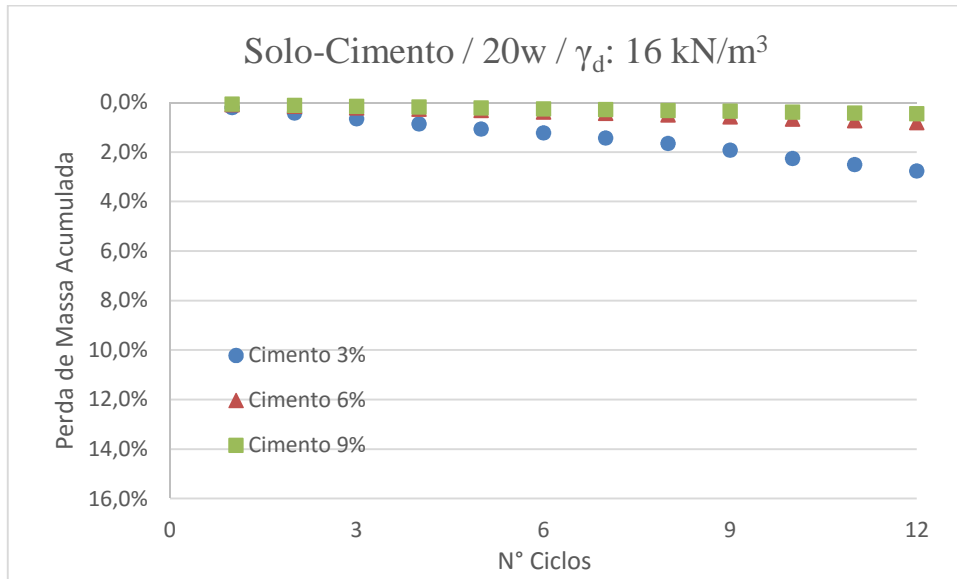


Figura 4-15: Perda de massa acumulada versus N° de ciclos para 20% de umidade e γ_d : 16kN/m³

É possível observar que tanto menor é a perda de massa quanto maior é o teor de cimento e o peso específico do corpo-de-prova. Assim também, pode ser dizer que existe uma relação entre a perda de massa e a relação vazios/cimento, a qual é tanto maior quanto maior é a relação vazios/cimento. Também é possível dizer que todas as amostras ensaiadas com valores menores que $\eta/C_{iv}^{0,35} = 34$ cumpriram com as exigências da (PCA) do limite máximo de perda de massa para o tipo de solo utilizado.

4.3 ENSAIOS DE RIGIDEZ INICIAL – SEM ESCOVAÇÃO

Com a finalidade de avaliar a influência das variáveis investigadas de teor de umidade do solo-cimento, peso específico e teor de cimento sobre o módulo cisalhante inicial (G_0) após ciclos de molhagem e secagem, a seguir são apresentados os resultados do efeito do teor de cimento e do peso específico aparente seco para cada uma das umidades em função dos ciclos de durabilidade. Posteriormente são apresentadas as curvas de variação do módulo cisalhante inicial (G_0) em função da relação porosidade/teor volumétrico de cimento ajustado pela potência 0,35.

4.3.1 Efeito do teor de cimento e do peso específico aparente seco para diferentes teores de umidade

Na Figura 4-16, Figura 4-17 e Figura 4-18 são apresentadas a variação do módulo cisalhante inicial ao longo dos ciclos de molhagem e secagem para um peso específico de 14 kN/m^3 e umidades de 17%, 20% e 23% respectivamente. Cada curva isoladamente, possui a mesma quantidade de cimento, o mesmo peso específico e a mesma umidade.

Na Figura 4-16 pode-se observar uma tendência do módulo de cisalhamento inicial cair após 12 ciclos de molhagem e secagem para os três teores de cimento analisados. No entanto, cabe ressaltar que a mistura com o maior teor de cimento tende a manter maior valor do G_0 , só mostrando uma queda no último ciclo.

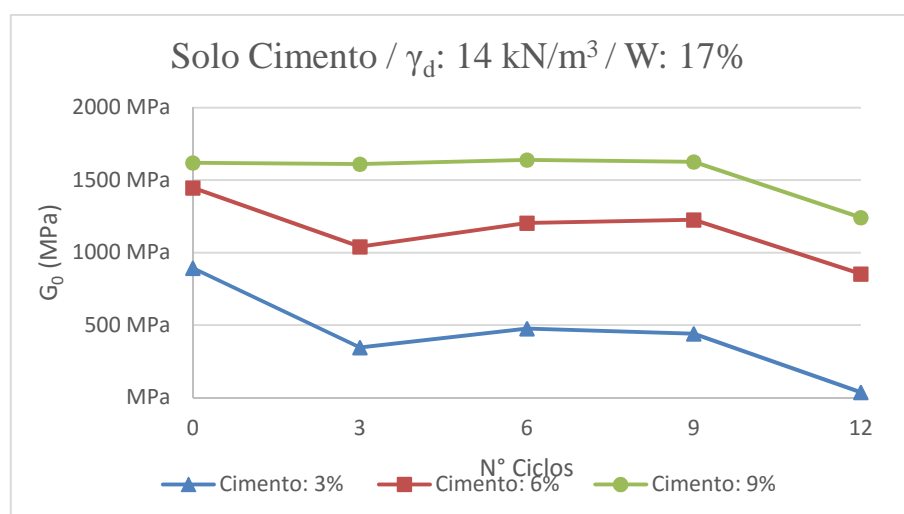


Figura 4-16: Módulo Cisalhante versus N° de Ciclos – Solo-Cimento - $\gamma_d: 14 \text{ kN/m}^3$ – 17% de Umidade

As misturas com 3% e 6%, mostraram um comportamento bastante similar, apresentando uma queda importante após três ciclos de molhagem e secagem para depois exibir uma tendência a manter o valor do G_0 até o último ciclo onde volta a apresentar uma queda significativa.

Tanto na Figura 4-17 como na Figura 4-18 pode-se observar uma tendência de queda do módulo cisalhante inicial. O comportamento apresentado pelas misturas com teores de cimento de 6% e 9% são bastante similares, com uma queda inicial importante após três ciclos de molhagem e secagem, e com uma tendência a manter esse valor de G_0 até o ciclo 12 onde voltam a ter uma queda. Cabe ressaltar que a medida que a umidade aumenta as curvas correspondentes aos teores de cimento de 6% e 9% cada vez ficam mais próximas entre si. Para as misturas com 3%

de cimento o aumento da umidade de 17% a 20% exibe um pequeno ganho no valor do G_0 , que de 20% a 23% não foi significativo. Para as três umidades analisadas a degradação após os ciclos de durabilidade foi muito mais agressiva para as misturas com o menor teor de cimento, piorando com a minoração da umidade.

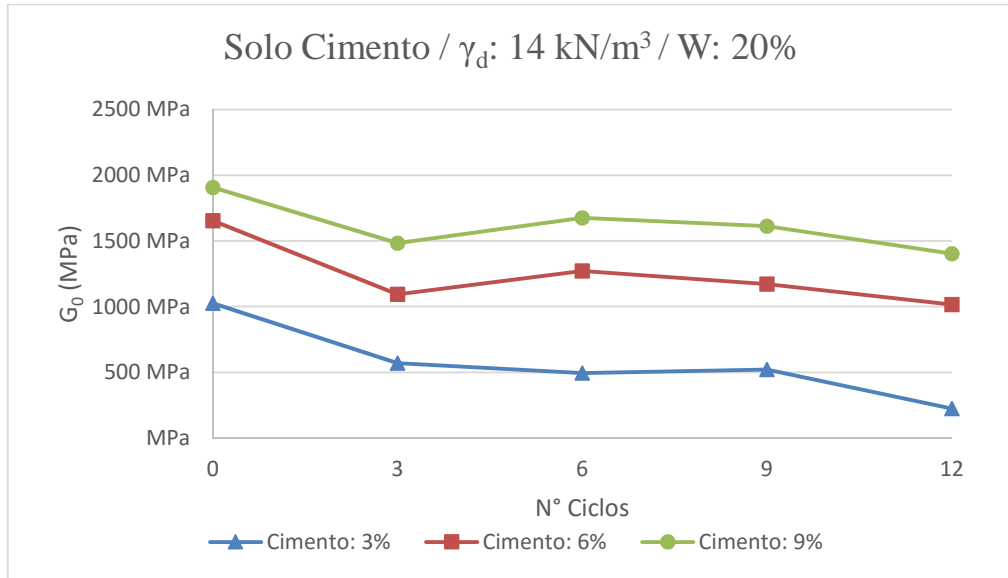


Figura 4-17: Módulo Cisalhante versus N° de Ciclos – Solo-Cimento - $\gamma_d: 14 \text{ kN/m}^3$ - 20% de Umidade

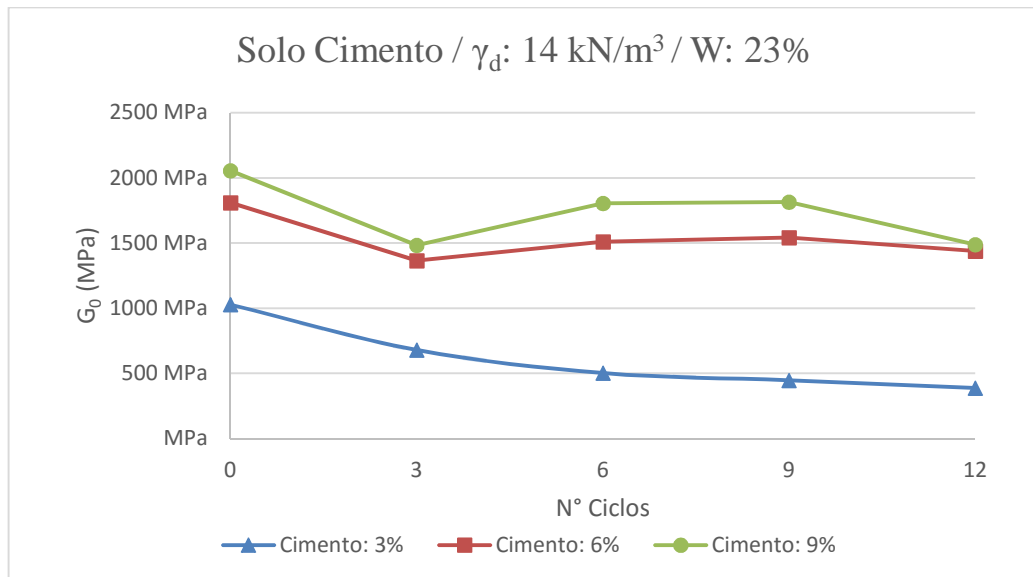


Figura 4-18: Módulo Cisalhante versus N° de Ciclos – Solo-Cimento - $\gamma_d: 14 \text{ kN/m}^3$ - 23% de Umidade

Na Figura 4-19, Figura 4-20 e Figura 4-21 são apresentadas a variação do módulo cisalhante inicial ao longo dos ciclos de molhagem e secagem para um peso específico de 15 kN/m^3 e umidade de 17%, 20% e 23%, respectivamente.

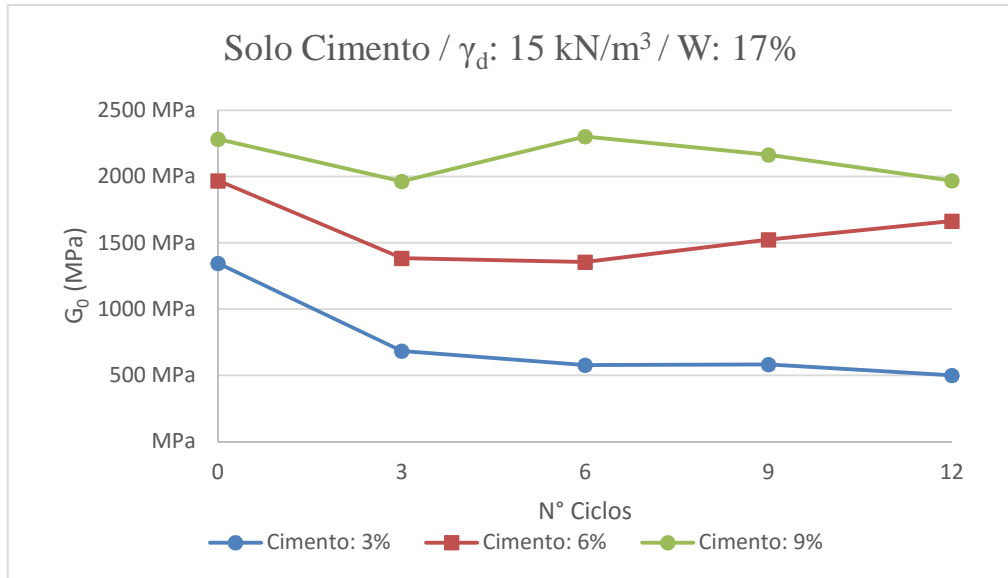


Figura 4-19: Módulo Cisalhante versus Nº de Ciclos – Solo-Cimento - γ_d : 15 kN/m^3 – 17% de Umidade

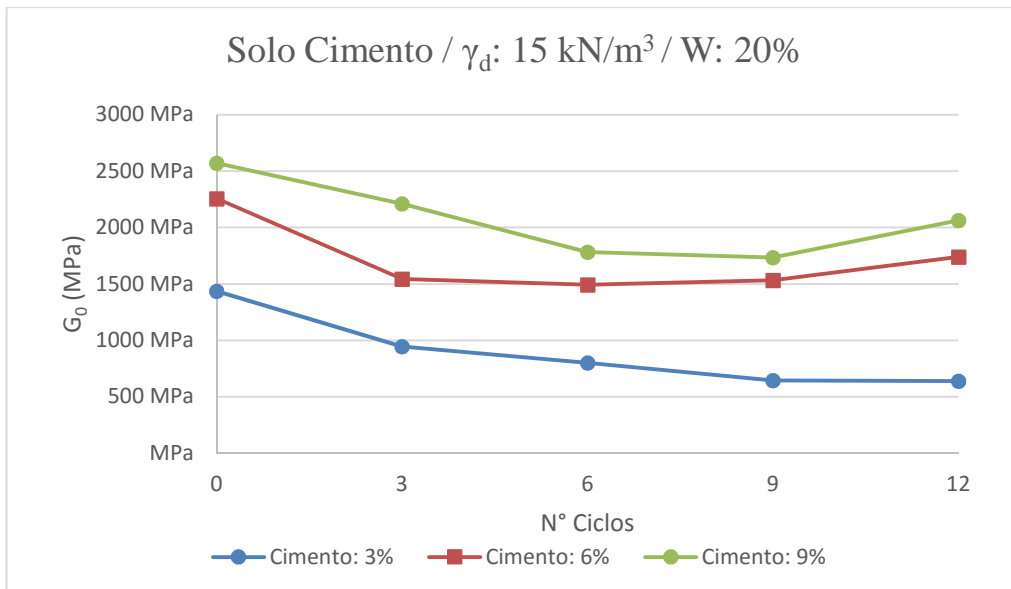


Figura 4-20: Módulo Cisalhante versus Nº de Ciclos – Solo-Cimento - γ_d : 15 kN/m^3 – 20% de Umidade

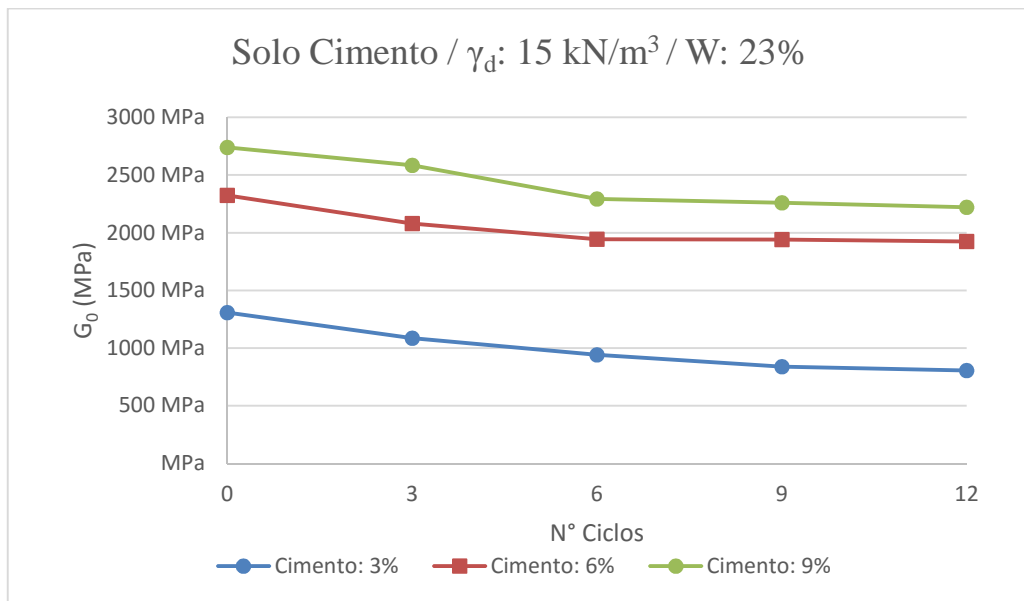


Figura 4-21: Módulo Cisalhante versus N° de Ciclos – Solo-Cimento - γ_d : 15 kN/m³ – 23% de Umidade

Nas curvas correspondentes aos teores de 6% e 9% de cimento nota-se um pequeno incremento no módulo cisalhante inicial para o último ciclo de molhagem e secagem, isso pode ser devido as microfissuras que são geradas, as quais podem ter mostrado uma recuperação o que fez que a velocidade de onda média no ensaio crescesse novamente. No entanto mais ensaios deverão ser realizados para comprovar se esse comportamento foi isolado ou não.

Todas as curvas do módulo cisalhante inicial apresentadas com um peso específico de 15 kN/m³ têm uma tendência a queda do valor do G_0 após os ciclos de molhagem e secagem. Também pode-se ver que o valor do módulo cisalhante inicial em todos os casos é maior quanto maior o teor de cimento, e as curvas correspondentes aos teores de cimento de 6% e 9% tendem a ficar mais próximas entre si, isso quer dizer que o ganho da rigidez inicial de 3% a 6% é muito mais significativo que de 6% a 9%.

Na Figura 4-22, Figura 4-23 e Figura 4-24 são apresentadas a variação do módulo cisalhante em função aos ciclos de molhagem para um peso específico de 16 kN/m³. Cada curva isolada corresponde a uma umidade e a um teor de cimento.

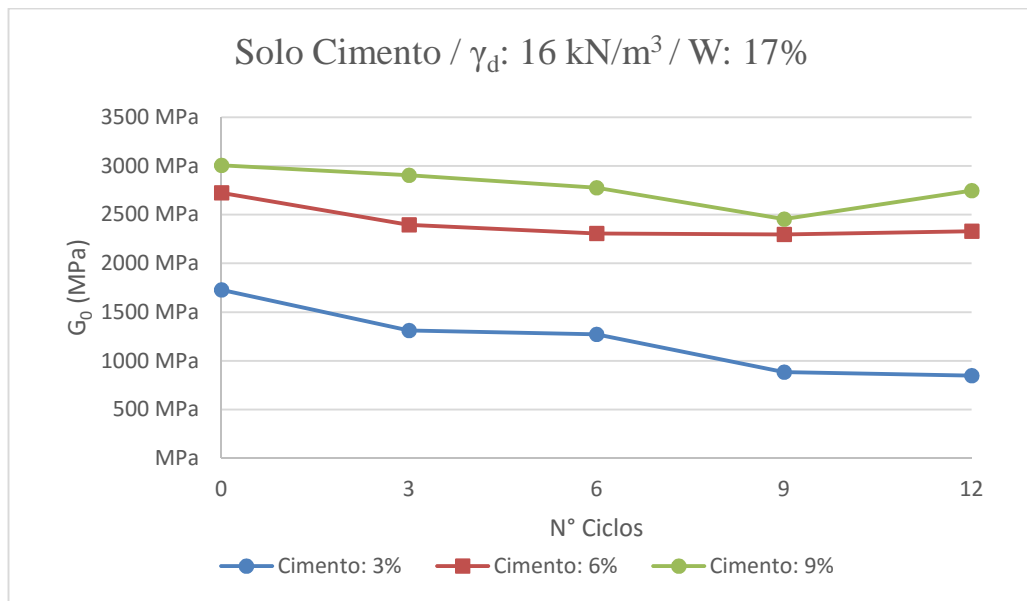


Figura 4-22: Módulo Cisalhante versus Nº de Ciclos – Solo-Cimento - γ_d : 16kN/m³ – 17% de Umidade

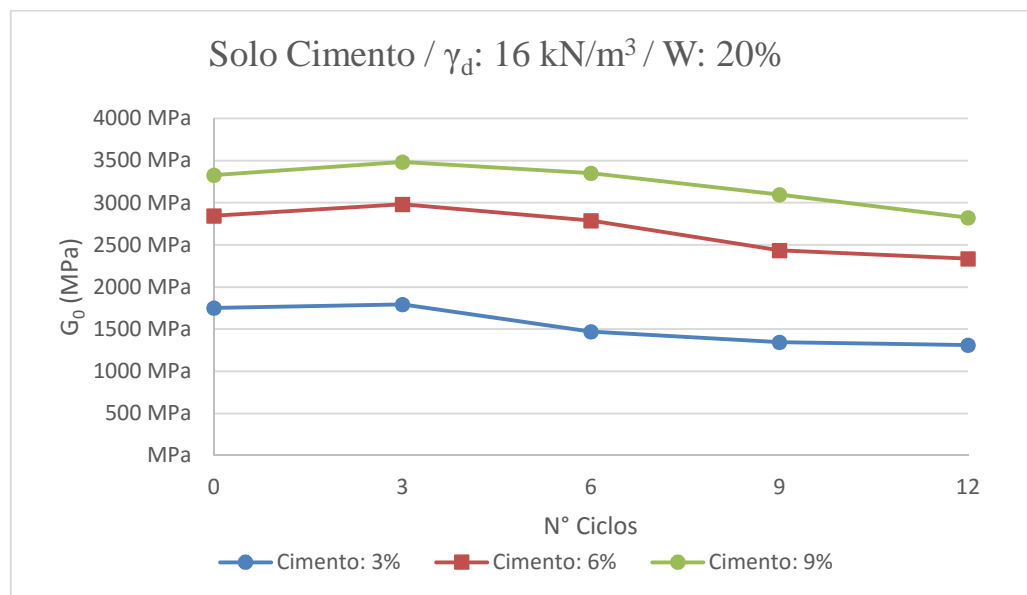


Figura 4-23: Módulo Cisalhante versus Nº de Ciclos – Solo-Cimento - γ_d : 16 kN/m³ – 20% de Umidade

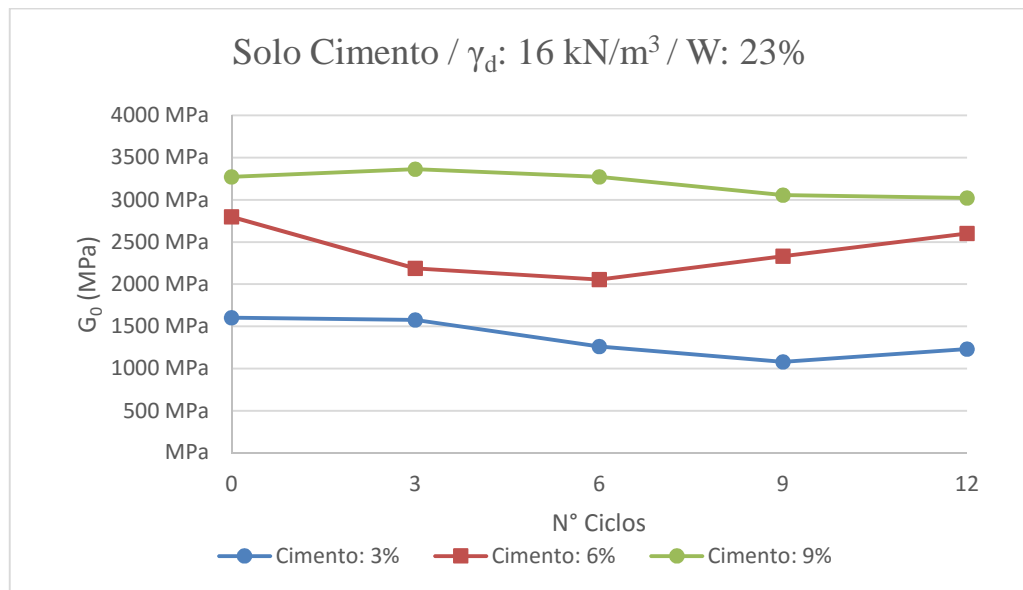


Figura 4-24: Módulo Cisalhante versus Nº de Ciclos – Solo-Cimento - γ_d : 16 kN/m³ – 23% de Umidade

Nota-se que para os teores de cimento de 6% e 9% tem-se uma melhor tendência a manter o valor da rigidez inicial em comparação com as curvas apresentadas anteriormente, no entanto, para as misturas com teor de cimento de 3% ainda têm uma queda significativa em comparação com as de 6% e 9%.

Pode-se observar que todas as curvas apresentadas com um peso específico de 16 kN/m³, quando comparadas aos pesos específicos de 14 e 15 kN/m³, têm valor maior do módulo cisalhante inicial através dos ciclos de molhagem e secagem, e conforme vai aumentando a umidade, a tendência a manter o valor de G_0 melhora ainda mais.

Comparando as curvas de resistência à compressão simples em função aos ciclos de durabilidade apresentadas no item 4.1.1 onde se tem um acréscimo significativo da resistência após três ciclos, com as curvas do G_0 apresentadas mais acima, seria de esperar que com esse incremento seja refletida também um aumento na rigidez inicial das misturas, mas, o que foi encontrado em linhas gerais é uma forte tendência a uma queda do G_0 após 12 ciclos. Essa queda do valor do módulo cisalhante pode ser devida as microfissuras geradas no corpo de prova após os ciclos de molhagem e secagem.

4.3.2 Relação Vazios/Cimento

A seguir serão apresentadas as curvas de variação do módulo cisalhante em função da relação porosidade/teor volumétrico de cimento ajustado pela potência 0,35 para todos os ciclos de molhagem e secagem estabelecido (0, 3, 6, 9 e 12) e para cada uma das umidades (17%, 20% e 23%).

A figura 4.28 corresponde aos corpos de prova moldados para uma umidade de 17%, mas com distintos teores de cimento e com porosidades diferentes. Assim também, são expostas seguidamente as correspondentes às umidades de 20% (Figura 4.29) e 23% (Figura 4.30) respectivamente.

Kanazawa (2015) verificou em um solo dispersivo estabilizado com cal que a rigidez inicial em função da relação porosidade/teor volumétrico de cal, apresenta o mesmo comportamento que as de suas resistências, significando que G_0 cresce continuamente com o tempo, juntamente com a resistência do material.

A ideia é de avaliar o módulo cisalhante inicial após ciclos de molhagem e secagem de modo a conhecer o seu comportamento, e verificar se o parâmetro porosidade/teor volumétrico de cimento é adequado ao longo dos ciclos de molhagem e secagem dos corpos de prova.

Na Figura 4-25 é apresentada a curva módulo cisalhante versus relação vazios/cimento para corpos de prova moldados com uma umidade de 17%. Cada curva representa um dos ciclos estabelecido para o estudo. Pode-se observar a existência de uma boa correlação vazios/teor volumétrico de cimento para todos os ciclos analisados.

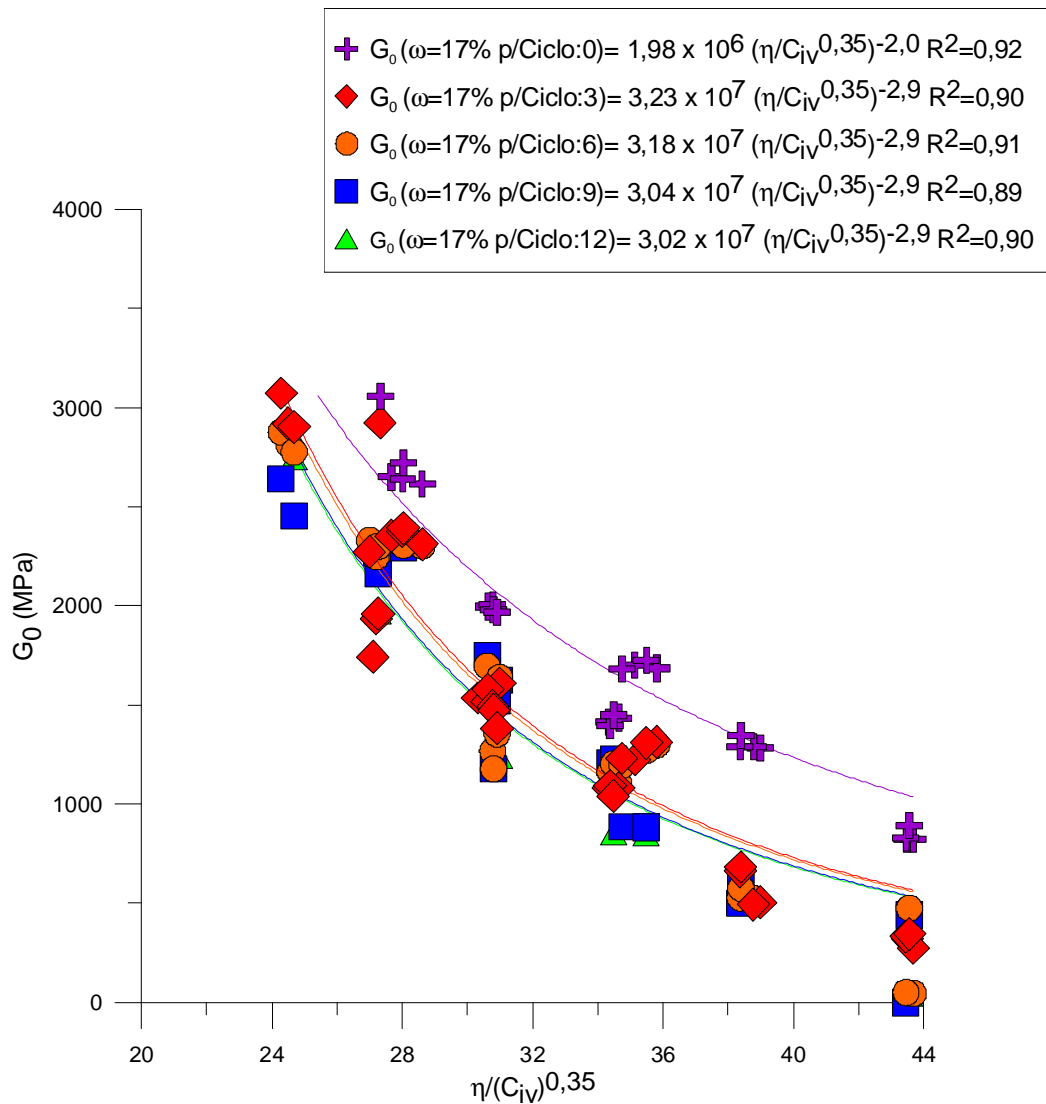


Figura 4-25: Módulo Cisalhante versus relação vazios/cimento ajustado para 17% de umidade e para cada ciclo de durabilidade

É importante ressaltar que segundo as figuras apresentadas no item 4.1.1 onde se pode ver um claro ganho de resistência após os ciclos de molhagem/secagem. Nota-se que para o ciclo 0 antes de que os corpos de prova sejam submetidos a molhagem/secagem o $(\eta/C_{iv}^{0,35})$ é ajustado pela potência -2,0, mas, para os demais ciclos a potência utilizada é -2,9. Segundo Kanazawa (2015), era de esperar um aumento nos valores de rigidez a medida que a resistência aumenta. A queda nos valores de leitura da rigidez inicial poderia ter uma explicação nas trincas que são geradas após os corpos de prova serem submetidos a ciclos de durabilidade. Tais trincas interferem na velocidade da onda cisalhante “S” e conseqüentemente no valor da rigidez inicial.

Na Figura 4-26 é apresentada a curva módulo cisalhante versus relação vazios/cimento para corpos de prova moldados com uma umidade de 20%. Da mesma forma que para umidade de 17%, pode-se observar a existência de uma boa correlação vazios/teor volumétrico de cimento após ciclos de molhagem e secagem. Nota-se que para o ciclo 0 antes de que os corpos de prova sejam sometidos a molhagem e secagem o $(\eta/C_{iv}^{0,35})$ é ajustado pela potência -2,0, mas, para os demais ciclos a potência utilizada é -2,9.

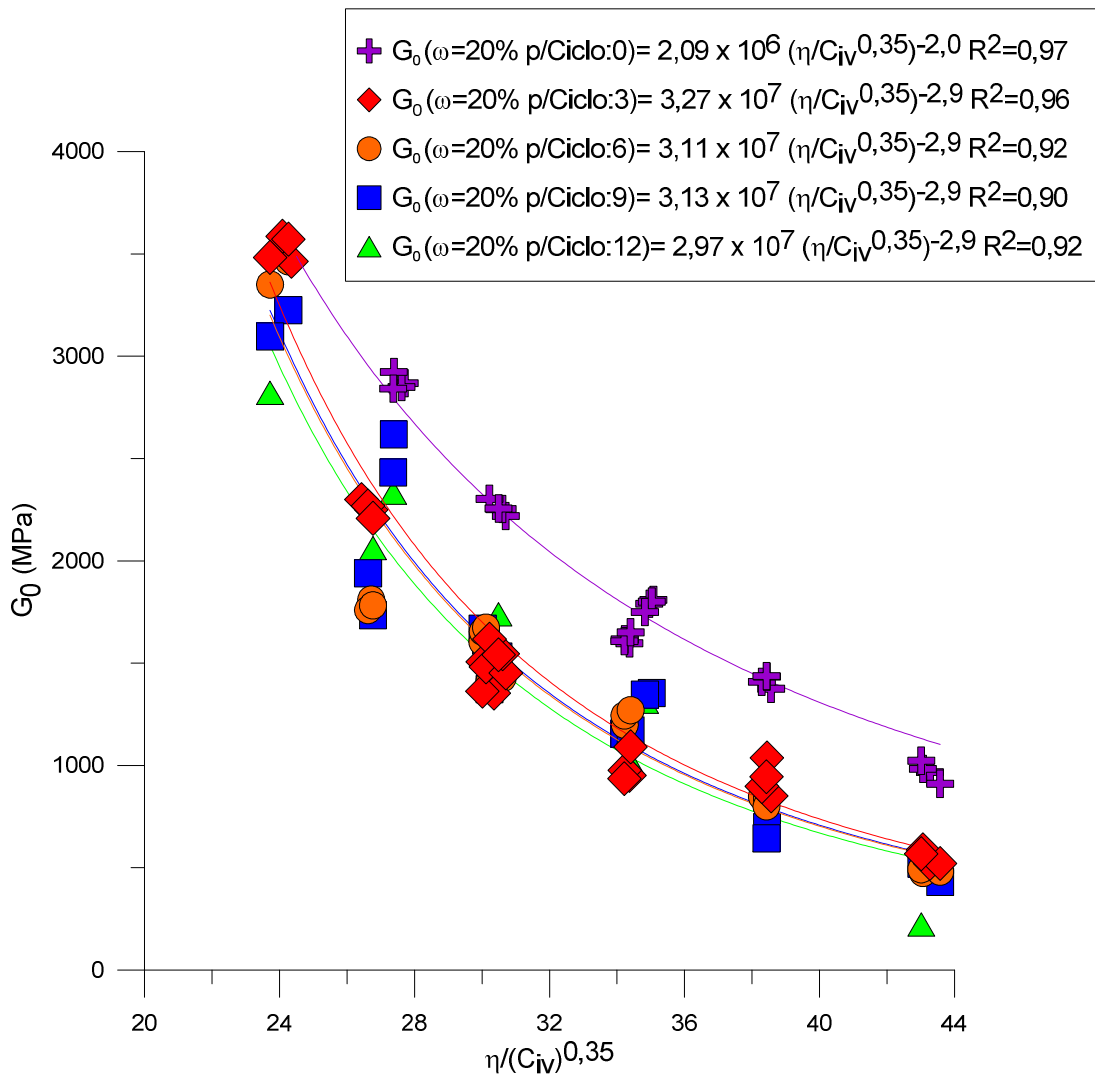


Figura 4-26: Módulo Cisalhante versus relação vazios/cimento ajustado para 20% de umidade e para cada ciclo de durabilidade

Na Figura 4-27 é apresentada a curva módulo cisalhante versus relação vazios/cimento para corpos de prova moldados com uma umidade de 23%.

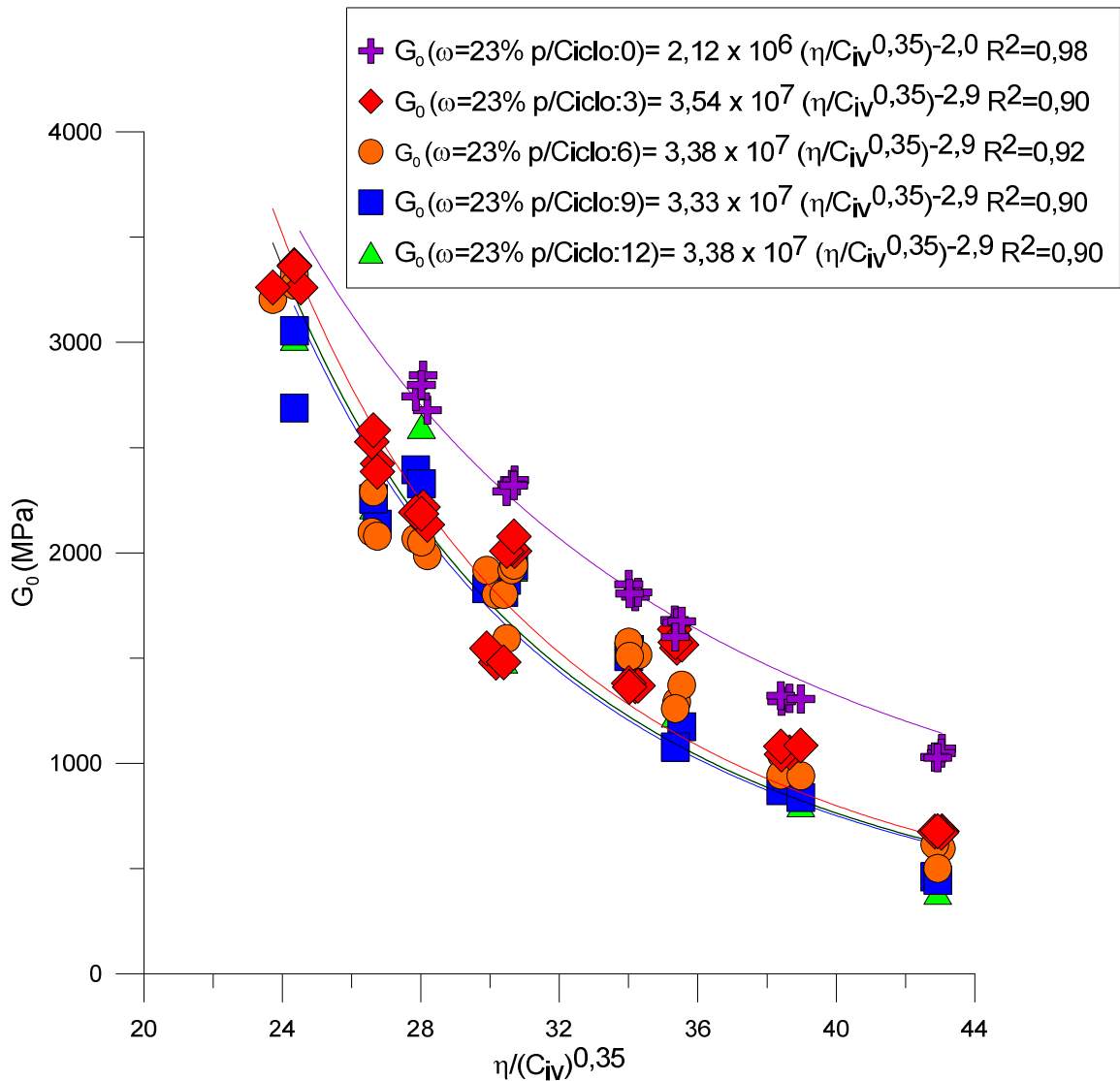


Figura 4-27: Módulo Cisalhante versus relação vazios/cimento ajustado para 23% de umidade e para cada ciclo de durabilidade

Pode-se observar que para uma umidade de 23%, da mesma forma que para 17% e 20% existe também uma boa correlação vazios/teor volumétrico de cimento após ciclos de molhagem e secagem, com valores de $R^2 \geq 0,90$.

Nota-se que da mesma forma que para 17% e 20% de teor de umidade, as curvas correspondentes ao ciclo 0 foram ajustadas pela potência -2,0, e para as demais pela potência -2,9.

A seguir, na Figura 4-28, Figura 4-29 e Figura 4-30 são apresentadas as curvas da correlação de G_0/q_u versus relação vazios/cimento para os três teores de umidade (17%, 20% e 23%, respectivamente) e para cada um dos ciclos de durabilidade estudados.

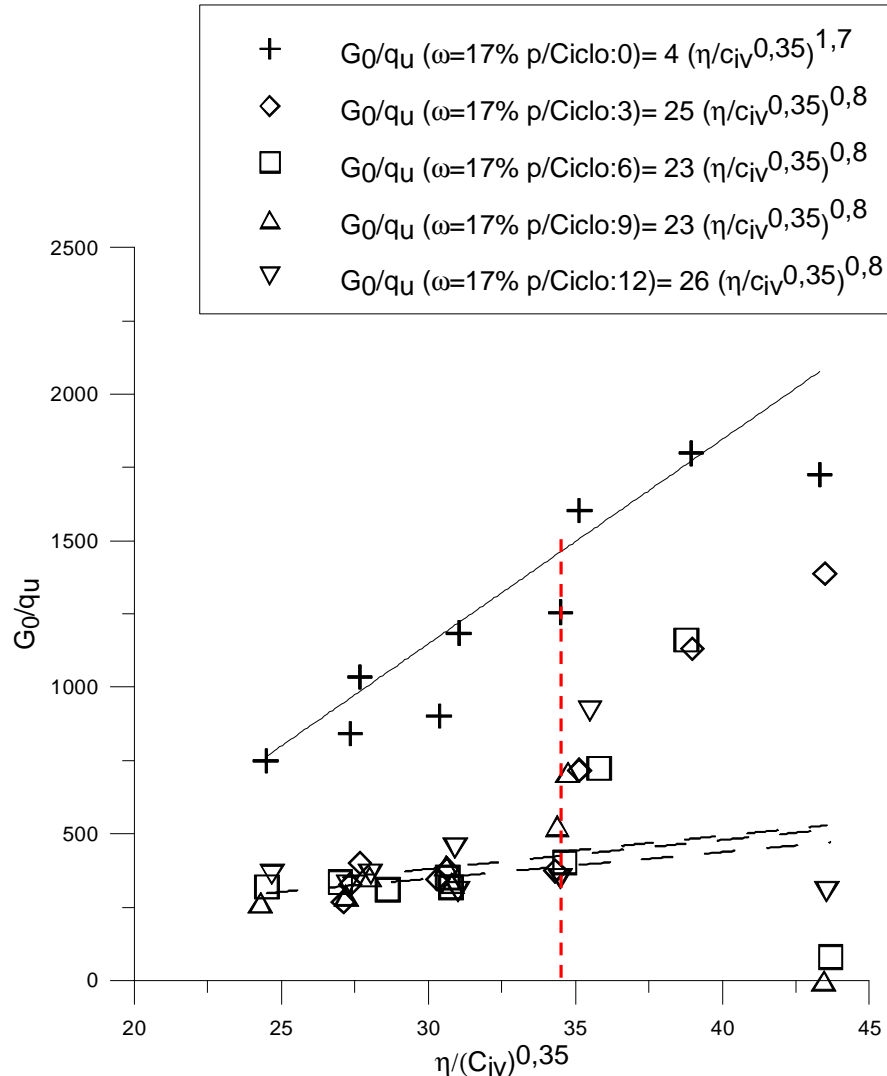


Figura 4-28: Correlação de G_0/q_u versus relação vazios/cimento para 17% de umidade e para cada um dos ciclos de durabilidade estudados.

É possível perceber que para a matriz de solo-cimento utilizado tem uma variação com uma tendência que pareça ser linear da relação G_0/q_u com o parâmetro $(\eta/C_{iv}^{0,35})$, é dizer, com valores de expoentes muito próximos a um, mostrando um padrão de dependência entre as propriedades geotécnicas desses parâmetros, como já foi demonstrado por Consoli et al. (2012).

Nota-se novamente que existe um ajuste muito bom até um valor muito próximo a 34, como se observou nos ajustes das figuras anteriormente apresentadas nos ensaios de durabilidade, e do

mesmo modo, para valores maiores a esse limite se pode ver que o comportamento é diferente e por tanto o ajuste da curva apresenta uma inclinação distinta.

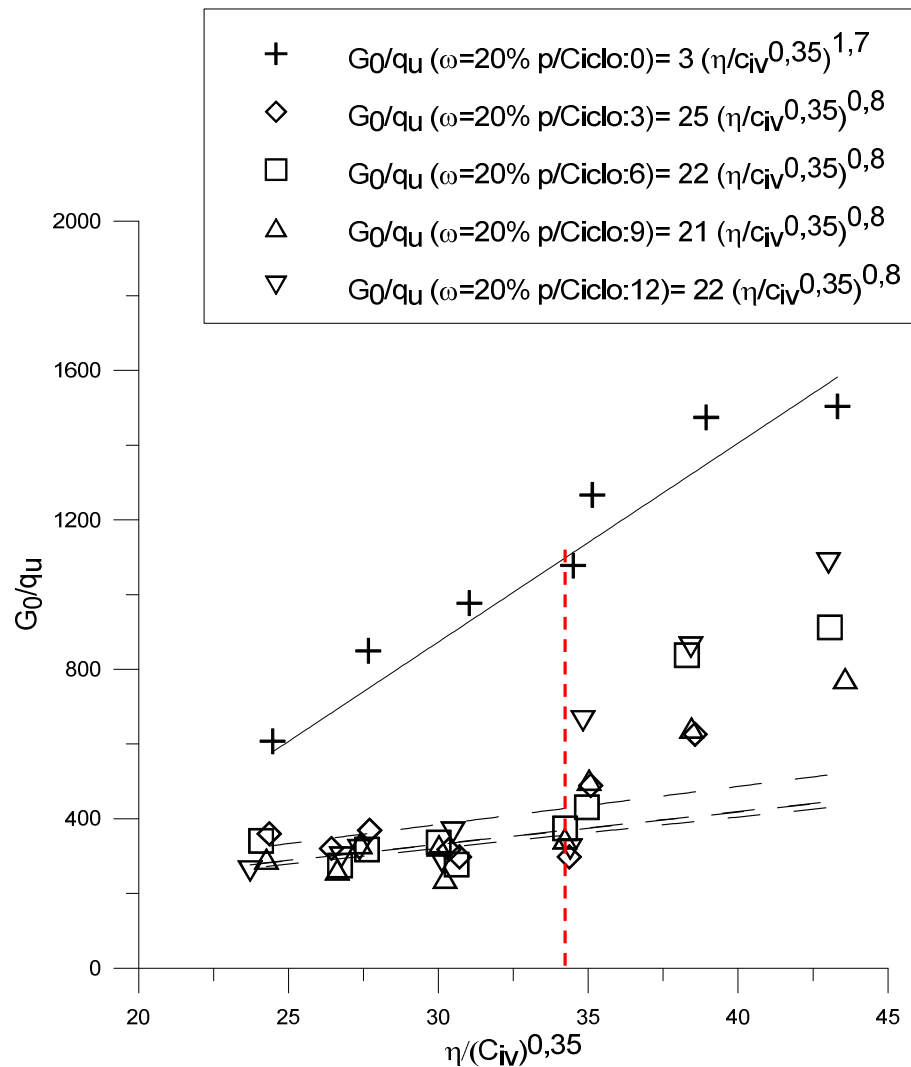


Figura 4-29: Correlação de G_0/q_u versus relação vazios/cimento para 20% de umidade e para cada um dos ciclos de durabilidade estudados.

Igual que no caso anterior pode-se ver a existência de um ajuste bom até um valor próximo de $\eta/C_{iv}^{0,35} = 34$ e para valores maiores pode-se observar uma variação na inclinação da curva de ajuste.

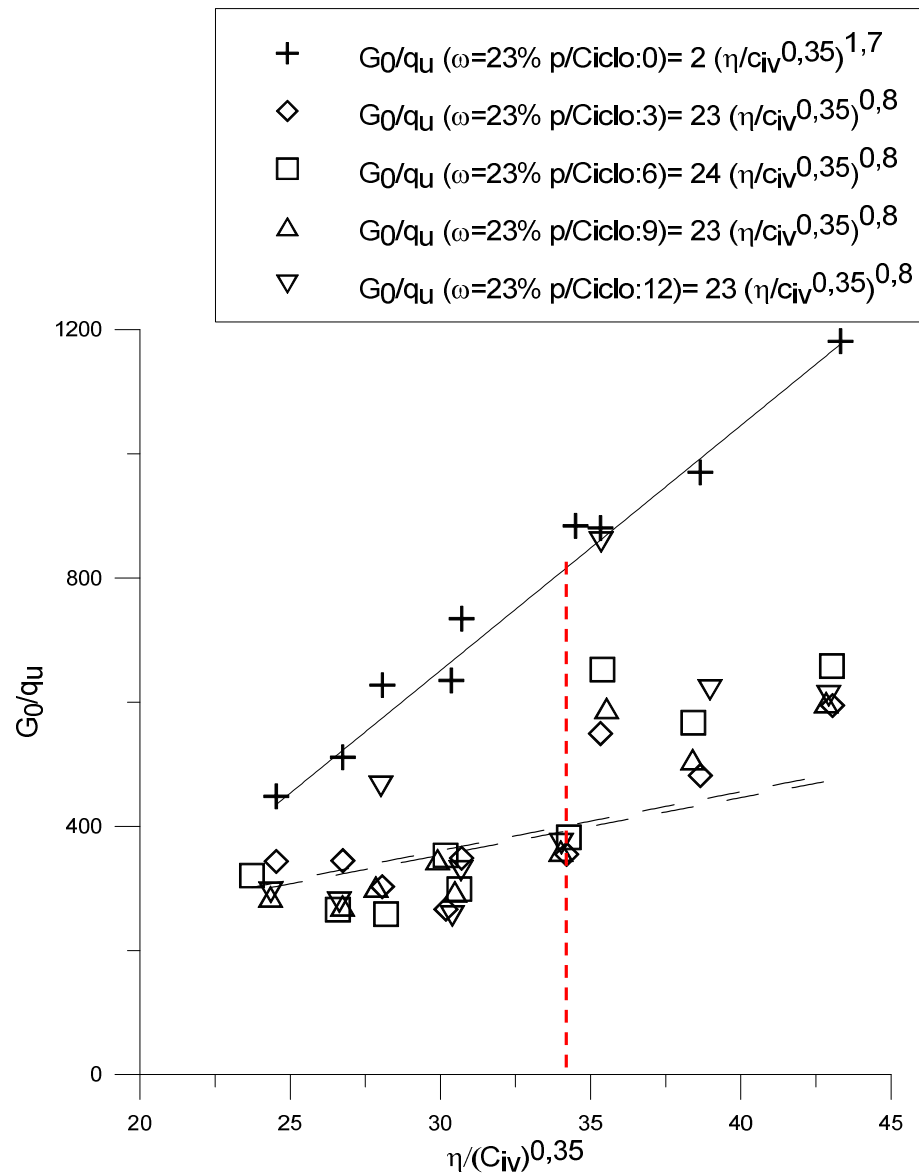


Figura 4-30: Correlação de G_0/q_u versus relação vazios/cimento para 23% de umidade e para cada um dos ciclos de durabilidade estudados.

Para 23% de umidade também se cumpre o que aconteceu para as umidades de 17% e 20% onde se observaram um ajuste ótimo até um valor de $\eta/C_{iv}^{0,35} = 34$ para valores maiores pode-se observar que a curva de ajuste utilizada não é a mais adequada. Por tanto, pode-se dizer que existe uma mudança no comportamento dos corpos-de-prova moldados com valores da relação/vazios maiores a 34, que se pode ver refletida nos resultados obtidos da relação G_0/q_u e que ao mesmo tempo está correlacionada com os resultados obtidos nos ensaios de durabilidade anteriormente apresentados.

4.4 ENSAIOS DE RIGIDEZ INICIAL – COM ESCOVAÇÃO

Anteriormente foram apresentados os resultados da rigidez inicial para corpos-de-prova de dimensões menores - amostras de $50 \pm 0,5$ mm de diâmetro e $100 \pm 0,5$ mm de altura. Os ensaios de durabilidade com escovação as amostras têm dimensões de $100 \pm 0,4$ mm de diâmetro e $127,3 \pm 0,3$ mm de altura (seguindo dimensões sugeridas pela ASTM) e são submetidas a ciclos de molhagem e secagem. Com o objetivo de ter uma comparação de referência para os resultados apresentados anteriormente foram realizados ensaios de rigidez inicial também nos corpos-de-prova correspondentes aos ensaios de durabilidade com escovação, para amostras com 20% de teor de umidade e para os três pesos específicos de estudo. De tal modo, seguindo com a finalidade de avaliar a influência das variáveis investigadas: teor de umidade do solo-cimento, peso específico aparente seco e teor de cimento, sobre o módulo cisalhante inicial (G_0) após ciclos de molhagem e secagem, são apresentados os resultados do efeito do teor de cimento e do peso específico aparente seco para o teor de umidade de 20% em função dos ciclos de durabilidade. Posteriormente são apresentadas as curvas de variação do módulo cisalhante inicial (G_0) em função da relação porosidade/teor volumétrico de cimento ajustado pela potência 0,35.

4.4.1 Efeito do teor de cimento e do peso específico aparente seco

Na Figura 4-31, Figura 4-32 e Figura 4-33 são apresentadas as curvas de variação do módulo cisalhante inicial ao longo dos ciclos de molhagem e secagem para os pesos específicos aparente secos de 14, 15 e 16 kN/m³. Cada curva isoladamente, possui a mesma quantidade de cimento e o mesmo peso específico e um teor de umidade de 20%.

Nota-se na Figura 4-31 ($\gamma_d = 14$ kN/m³ e $w = 20\%$) a tendência a uma queda do módulo cisalhante inicial, para os três teores de cimento utilizados, comprova-se dessa maneira a mesma tendência apresentada nos ensaios de durabilidade sem escovação. Pode-se observar que a discrepância entre os resultados apresentados na Figura 4-17 e na Figura 4-31 não são significativas, portanto nesse caso a medida da rigidez inicial foi praticamente independente das dimensões do corpo-de-prova.

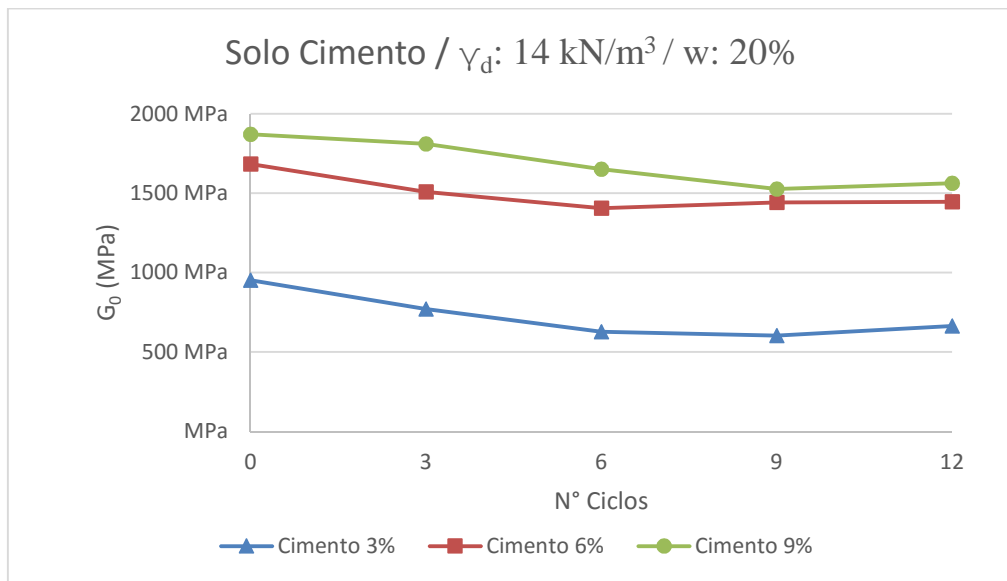


Figura 4-31: Módulo Cisalhante versus N° de Ciclos – Solo-Cimento - γ_d : 14 kN/m³ – 20% de Umidade

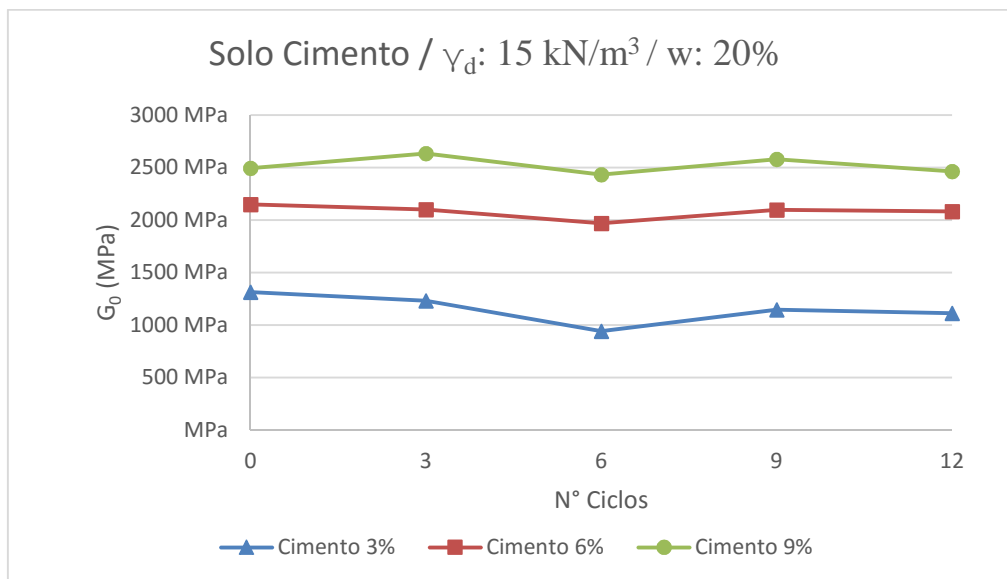


Figura 4-32: Módulo Cisalhante versus N° de Ciclos – Solo-Cimento - γ_d : 15 kN/m³ – 20% de Umidade

Na Figura 4-32 apresenta uma variação quase imperceptível do módulo cisalhante, que mantém o valor de G_0 a longo dos 12 ciclos de molhagem e secagem, o que difere dos resultados apresentados para os corpos-de-prova submetidos a ensaios de durabilidade sem escovação, que apresentaram uma tendência de queda do módulo cisalhante inicial, como pode-se observar na Figura 4-20 apresentada anteriormente. A discrepância observada entre os resultados pode-se

dar pelas dimensões dos corpos-de-prova utilizados, já que as amostras de menores dimensões tendem a sofrer maiores desgastes nos ciclos de molhagem e secagem que as de dimensões maiores utilizadas nos ensaios de escovação. As fissuras geradas serão também diferentes e as leituras da velocidade de onda variarão modificando o valor de G_0 . No entanto, é interessante ver que o valor da rigidez inicial não tende a aumentar apesar do aumento da sua resistência.

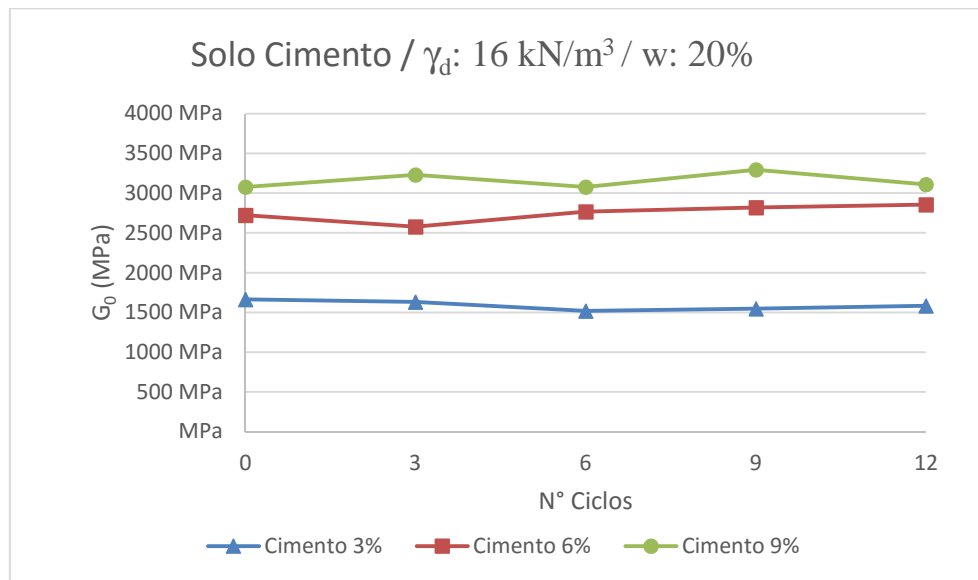


Figura 4-33: Módulo Cisalhante versus N° de Ciclos – Solo-Cimento - γ_d : 16 kN/m³ – 20% de Umidade

A Figura 4-33, a qual também mostra a variação do valor do G_0 em função aos ciclos de molhagem e secagem ($\gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3$ e $w = 20\%$) apresenta a mesma tendência apresentada na figura anterior de manter seu valor a longo dos 12 ciclos, diferentemente do que acontecia com os corpos-de-prova menores, os quais mostravam uma minoração nos seus valores finais do G_0 . Portanto, pode-se observar que para o menor peso específico adotado, o qual é de 14 kN/m^3 , os resultados da variação do valor do G_0 tendem a apresentar uma queda, sem importar se o ensaio foi realizado com os corpos-de-prova “pequenos” ou com os “maiores”. No entanto, para os pesos específicos maiores, de 15 kN/m^3 e 16 kN/m^3 , as dimensões das amostras tem influência nas medições do G_0 para as misturas estudadas nesta pesquisa. Este efeito pode-se entender devido a que a medida que vai aumentando o peso específico e as dimensões das amostras, também aumenta sua resistência aos desgastes sofridos nos ensaios de durabilidade, conseguindo-se assim manter os valores do G_0 .

4.4.2 Relação Vazios/Cimento

A seguir serão apresentadas as curvas de variação do módulo cisalhante em função da relação porosidade/teor volumétrico de cimento ajustado pela potência 0,35 para todos os ciclos de molhagem e secagem estabelecidos (0, 3, 6, 9 e 12) e para uma umidade de 20% sobre os corpos-de-prova utilizados nos ensaios de perda de massa, como foram especificadas anteriormente.

O objetivo é avaliar os resultados obtidos nos ensaios da rigidez inicial sobre os corpos-de-prova submetidos aos ensaios de durabilidade por molhagem e secagem sem escovamento apresentados no item 4.3.2.

Nota-se na Figura 4-34 que os valores do G_0 correspondentes ao ciclo 0 são bastante bem ajustados a um expoente de -2,0, com um $R^2 = 0,94$, o mesmo expoente utilizado para ajustar os valores do G_0 medidos nos corpos-de-prova de dimensões menores e sem escovamento, como pode-se observar na Figura 4-26. Pode-se ver que o valor multiplicador também é muito próximo ao obtido no ensaio para as amostras sem escovamento com 20% de umidade, com valor muito próximo a $2,0 \times 10^6$.

Foi observado também que para os demais ciclos de durabilidade definidos, o expoente que melhor se ajusta aos dados obtidos do G_0 é de -2,9, o qual é também o expoente utilizado para os corpos-de-prova de menores dimensões, sem escovação. O valor do multiplicador após ciclos de molhagem e secagem para o corpos-de-prova menores estão mais perto do $3,0 \times 10^7$ que de $4,0 \times 10^7$, no entanto, para as amostras maiores os valores ficaram mais perto do $4,0 \times 10^7$ que do $3,0 \times 10^7$.

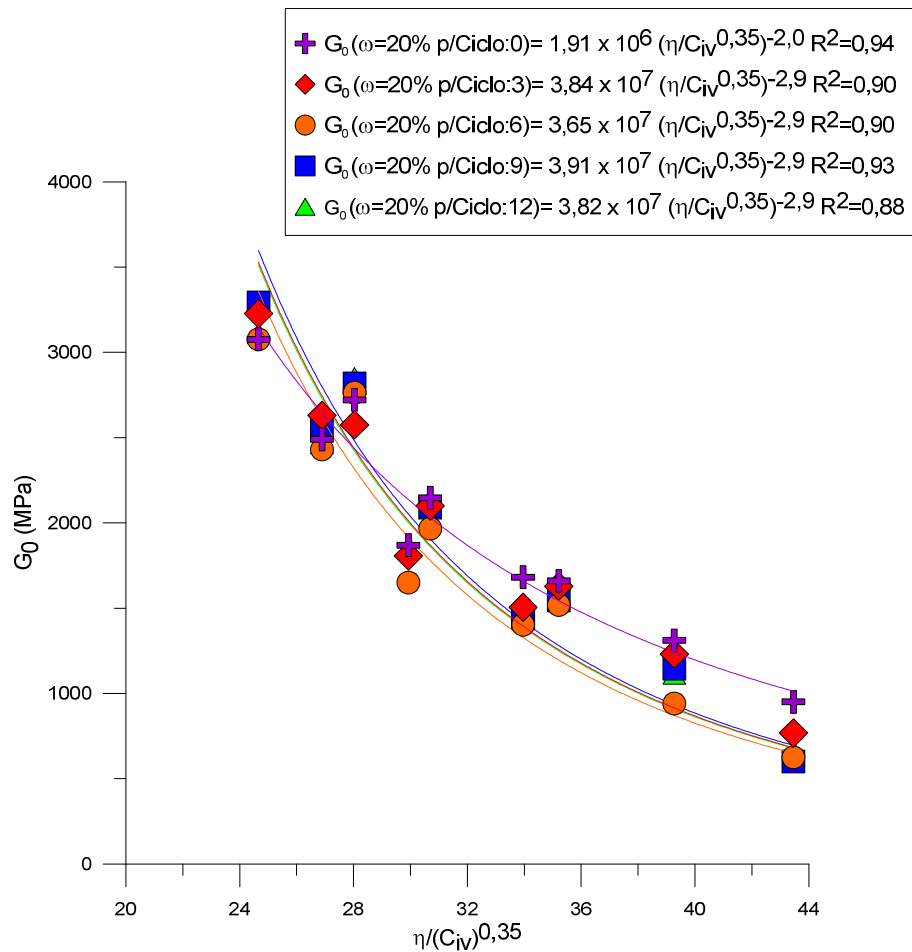


Figura 4-34: Módulo Cisalhante versus relação vazios/cimento ajustado para 20% de umidade (após escovação)

Observa-se que para o ciclo 0, onde as amostras ainda não foram submetidas a molhagem e secagem, o ajuste da curva é praticamente a mesma sem importar a dimensão do corpo-de-prova. Não entanto, para os demais ciclos a dimensão da amostra já tem uma pequena incidência no valor multiplicador, obtendo-se valores maiores quanto maior a amostra, o que tem sentido, já que essas amostras terão um melhor comportamento aos ciclos de durabilidade, pois, o grau de saturação atingido após molhagem será menor quanto maior a amostra, e o peso específico após secagem será maior quanto maior a amostra, o que quer dizer que o ensaio será mais severo para os corpos-de-prova menores.

4.5 ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL

A seguir, são apresentados os resultados dos ensaios triaxial estipulados no programa experimental. Serão abordados três temas principais no presente item, primeiramente serão apresentados os resultados da variação do “parâmetro B” de saturação proposto por Skempton (1954). Em seguida será abordado o comportamento da tensão desviadora versus a deformação axial e a variação volumétrica versus a deformação axial seguida de suas envoltórias de ruptura. Finalmente será analisada a previsão dos parâmetros de resistência ao cisalhamento.

4.5.1 Variação da poro-pressão – Parâmetro B

A medida do grau de saturação tem a finalidade de evitar obter no ensaio triaxial valores da tensão cisalhante maiores do que corresponderia a uma amostra saturada, devido à parcela da tensão aportada pela sucção para os casos de solos parcialmente saturados. Neste trabalho, utilizou-se o parâmetro B definido por Skempton (1954), o qual é expresso pelo quociente da variação da poro-pressão ($\Delta\mu$) e a variação da tensão total ($\Delta\sigma$) aplicada num carregamento isotrópico e não-drenado, conforme a seguinte equação :

$$B = \frac{\Delta\mu}{\Delta\sigma} \quad \text{Equação 4-1}$$

No item 3.5.4 foi apresentada a Tabela 3.3 onde foram proporcionados vários valores do parâmetro B para atingir a saturação para distintos tipos de solos e rochas.

Prietto (1996) verificou para o solo residual de arenito Botucatu que o valor do parâmetro B diminui linearmente com o aumento da cimentação. O autor obteve para os teores de 3% e 5% de cimento, valores de B da ordem de 0,85 e 0,70 respectivamente. Para os corpos-de-prova utilizados na presente pesquisa obteve-se valores do parâmetro B entre 0,67 e 0,79 ao nível de 430 kPa de contrapressão no último incremento. A variação do teor de umidade mostrou ter influência no valor atingido do parâmetro B, conseguindo-se valores maiores para a umidade de 17% e valores menores para 23%.

Apesar de não se obter valores muito próximos à unidade, na Figura 4-35 pode-se ver que o valor do parâmetro B tende a estabilizar-se para os últimos incrementos da saturação, o que indica que a amostra tem atingido valores muito próximos da saturação.

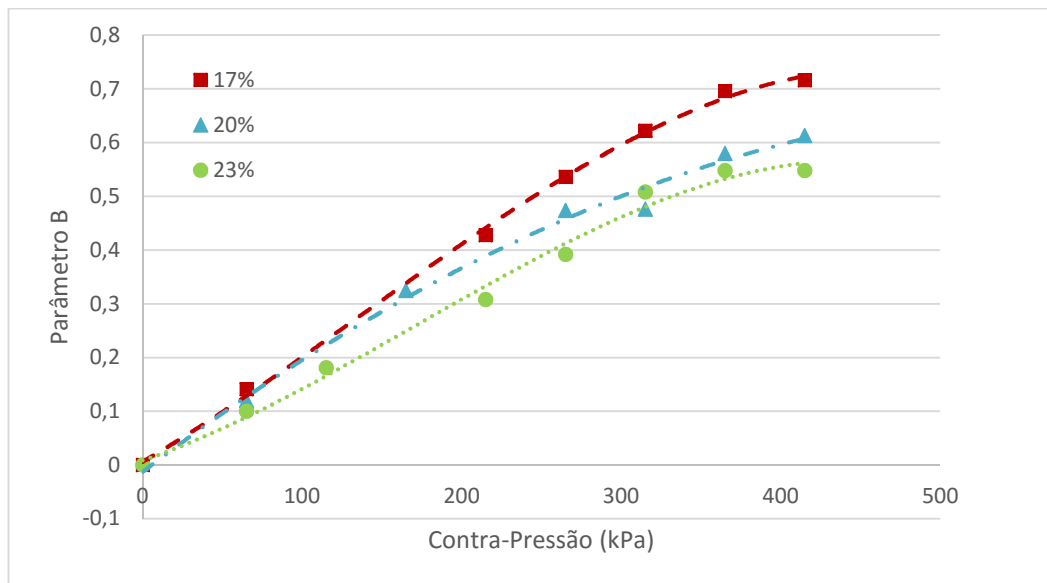


Figura 4-35: Variações do parâmetro B nesta pesquisa.

4.5.2 Comportamento Tensão-Deformação

Os resultados dos ensaios triaxial realizados para um $n/(C_{iv})^{0,35}=30,91$, 7 dias de cura e tensões de confinamento efetiva (TCE) de 20, 100 e 180 kPa são apresentados na Tabela 4-1 para os três teores de umidade estabelecidos 17%, 20% e 23%.

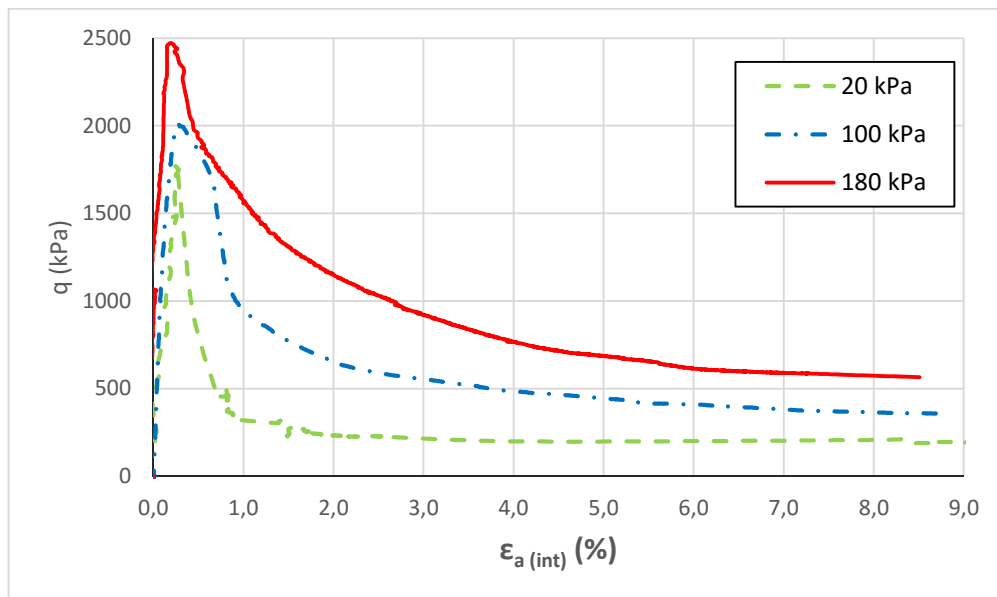
O valor de $n/(C_{iv})^{0,35}=30,91$ foi obtido para um teor de cimento de 8,5 com relação ao peso seco do solo e para um peso específico de 14 kN/m^3 .

Tabela 4-1: Ensaios de compressão triaxial (CID)

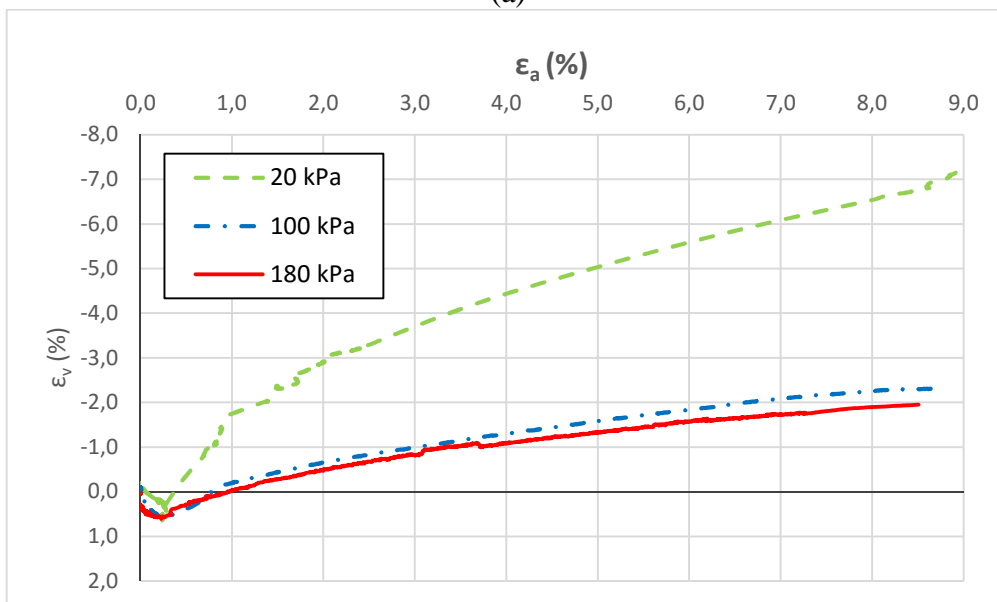
Desig.	γ_d (kN/m^3)	Umidade (%)	$n/(C_{iv})^{0,35}$	TCE(kPa)	Parâmetro B	$\epsilon_{ruptura}$ (%)	$q_{m\acute{a}x}$ (kPa)	q_{gd} (kPa)
M_17_20_1	13,91	17,14	31,19	20	0,734	0,291	1776,80	208,27
M_17_100_2	13,96	17,27	31,02	100	0,722	0,273	2013,66	366,21
M_17_180_3	14,05	17,41	30,74	180	0,716	0,198	2472,06	587,17
M_20_20_1	14,04	20,50	30,79	20	0,603	0,286	2433,72	221,61
M_20_100_2	14,06	20,03	30,71	100	0,620	0,206	2583,32	571,71
M_20_180_3	14,06	19,85	30,73	180	0,613	0,165	3210,24	584,91
M_23_20_1	13,94	23,28	31,09	20	0,548	0,286	2926,51	281,33
M_23_100_2	14,03	23,49	30,80	100	0,586	0,260	3471,26	-
M_23_180_3	14,10	22,45	30,60	180	0,514	0,346	3527,60	834,25

Foram realizados três ensaios de compressão triaxial para cada um dos teores de umidade de maneira a obter a envoltória de ruptura para cada combinação de resultados, as envoltórias serão apresentadas no item seguinte 4.5.3.

Na Figura 4-36, é possível ver o comportamento da tensão desviadora versus a deformação axial, assim como a variação volumétrica versus a deformação axial para um teor de umidade de 17%.



(a)



(b)

Figura 4-36: (a) Tensão-deformação axial (b) variação volumétrica para amostras com 17% de umidade

Como era esperado em termos de comportamento tensão-deformação, é possível notar que, com o aumento da tensão de confinamento, existe um acréscimo da resistência ao cisalhamento e da rigidez. Todas as amostras mostraram um pico de ruptura, seguidas de uma queda posterior, tanto mais acentuada quanto menor a tensão de confinamento. Quanto a variação volumétrica observa-se, em todos os ensaios uma pequena compressão inicial até muito próximo à ruptura, seguida de uma forte expansão para posteriormente diminuir seu gradiente para uma tendência a manter-se constante.

O modo de ruptura foi semelhante para os três ensaios com 17% de umidade, com a formação de um marcado plano de ruptura.

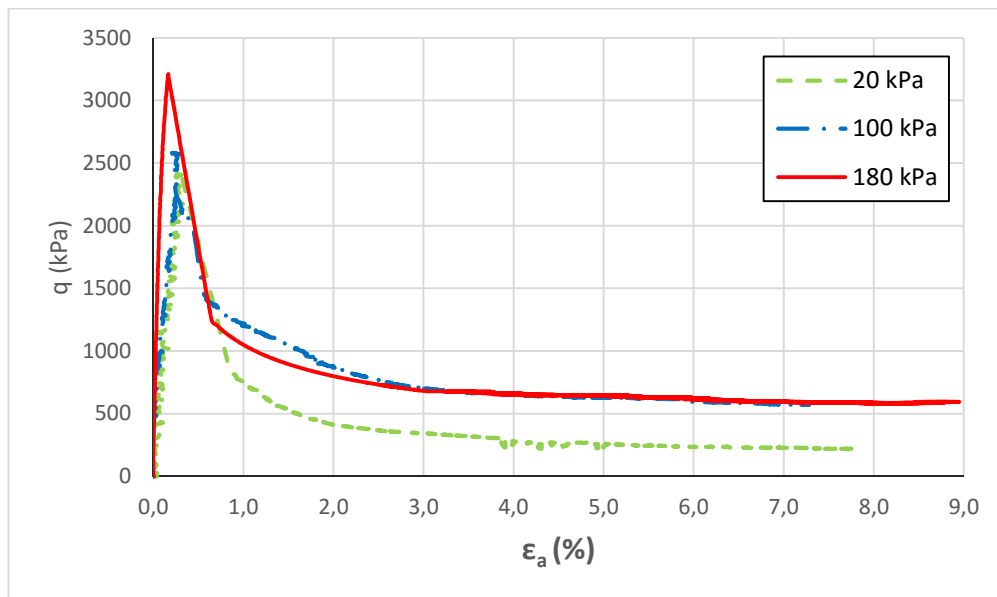
Nota-se que o comportamento das três amostras estudadas são características de um solo fortemente cimentado, onde se tem uma grande rigidez inicial a pequenas deformações, um pico bem pronunciado e uma queda bem acentuada.

Na Figura 4-37 é possível observar o comportamento da tensão desviadora versus a deformação axial, assim como a variação volumétrica versus a deformação axial para um teor de umidade de 20%.

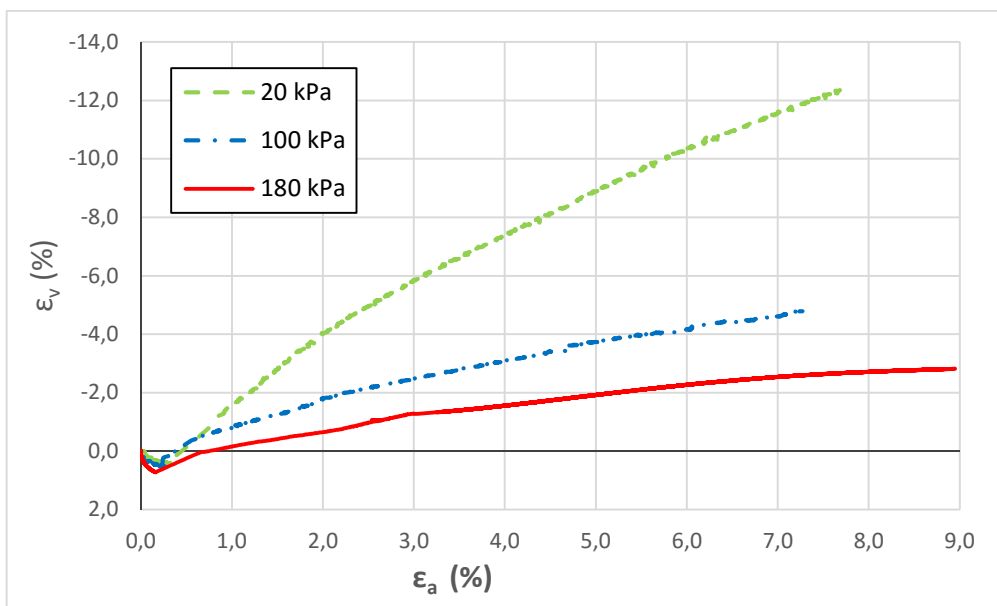
Quanto a tensão-deformação, como no caso anterior, houve um acréscimo da resistência ao cisalhamento e da rigidez com o aumento da tensão de confinamento. Todas as amostras apresentaram um pico de ruptura com uma posterior queda abrupta. Com relação à variação volumétrica observa-se para as três tensões de confinamento uma compressão inicial até uma deformação muito próxima à ruptura para depois ter uma expansão, a qual é tanto maior quanto menor seja sua tensão de confinamento.

As resistências ao cisalhamento apresentadas nos ensaios de 20% de umidade, foram maiores que as obtidas nos ensaios de 17% de umidade, para as três tensões de confinamento utilizadas (20 kN/m², 100kN/m², 180kN/m²). No entanto, o comportamento apresentado foi também bem típico de um solo cimentado, com um pico bem marcado, uma queda abrupta e uma grande rigidez inicial.

Nota-se que o modo de ruptura foi semelhante para os três ensaios com 20% de umidade, com a formação de um plano de ruptura bem definido.



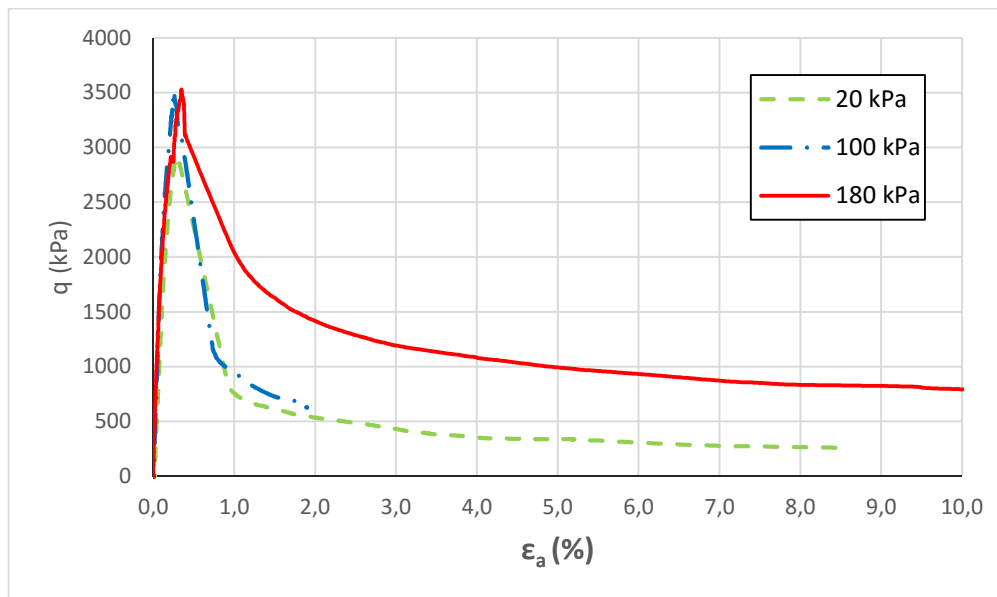
(a)



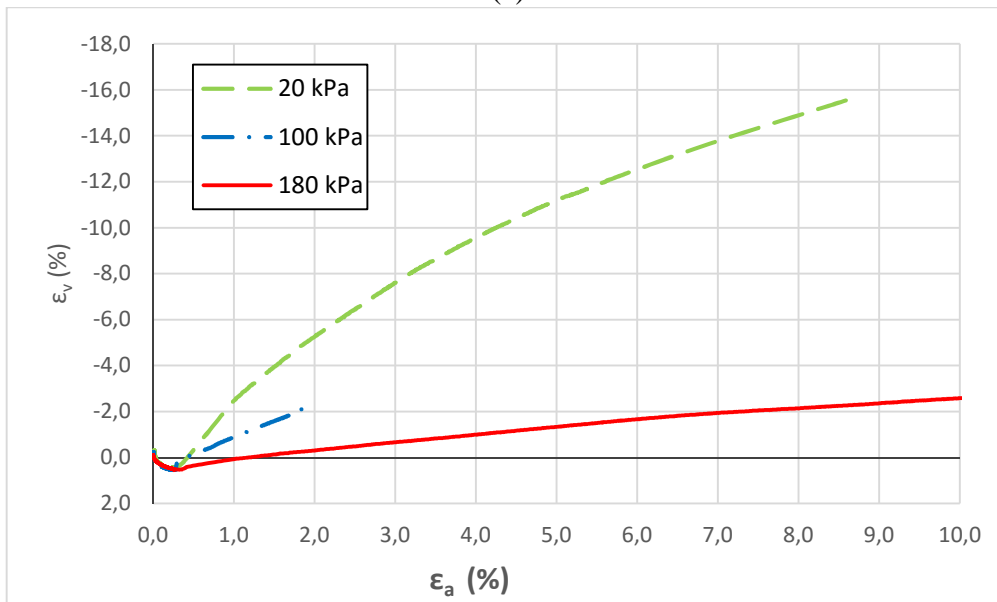
(b)

Figura 4-37:(a) Tensão-deformação axial (b)variação volumétrica para amostras com 20% de umidade

Finalmente, na Figura 4-38, pode-se observar o comportamento da tensão desviadora versus a deformação axial, assim como a variação volumétrica versus a deformação axial para um teor de umidade de 23%.



(a)



(b)

Figura 4-38:(a) Tensão-deformação axial (b)variação volumétrica para amostras com 23% de umidade

Como nos casos de 17% e 20% de umidade apresentados anteriormente, os ensaios para 23% de umidade, mostraram também, um acréscimo da resistência ao cisalhamento e da rigidez com o aumento da tensão de confinamento. Novamente todas as amostras apresentaram um pico de ruptura com a posterior queda acentuada. Quanto a variação volumétrica, nota-se para as três tensões de confinamento uma compressão inicial até uma deformação próxima a ruptura, seguida de uma expansão.

O modo de ruptura para os ensaios com tensões de confinamento de 100kN/m² e de 180kN/m² foram com a formação de um plano de ruptura bem definido. Para o ensaio de 20kN/m² o modo de ruptura foi com a formação de um cone.

Comparando os resultados obtidos para um valor do $\eta/C_{iv}^{0,35}=30,91$ e para os três teores de umidade estabelecidos, é possível afirmar que para os ensaios com teor de umidade de 23% se têm as resistências ao cisalhamento maiores, para cada uma das tensões confinantes estudadas, assim também os ensaios com 20% de umidade apresentaram resultados de resistência ao cisalhamento maiores aos de 17%, mostrando-se uma coerência com os resultados obtidos nos ensaios à compressão simples.

Para todos os ensaios, os resultados mostraram um comportamento típico de um corpo rígido, com uma rigidez inicial a pequenas deformações, praticamente linear, até atingir o ponto de plastificação, onde o solo começa a exibir deformações plásticas crescentes até a ruptura, para depois apresentar uma forte queda da tensão desvio.

4.5.3 Envoltórias de rupturas e parâmetros de resistência ao cisalhamento

A continuação é apresentada para cada um dos teores de umidade estabelecidos, os valores do ângulo de atrito interno, ϕ' , e intercepto coesivo, c' , tanto para a tensão de pico como para grandes deformações (γ_d), definidos através das envoltórias de ruptura seguindo o critério de Mohr-Coulomb.

A seguir são apresentadas as envoltórias de ruptura com ajustes lineares para os três teores de umidades. O diagrama $t \times s'$ é definido pelas seguintes equações:

$$t = \left(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \right) \quad \text{Equação 4-2}$$

$$s' = \left(\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \right) \quad \text{Equação 4-3}$$

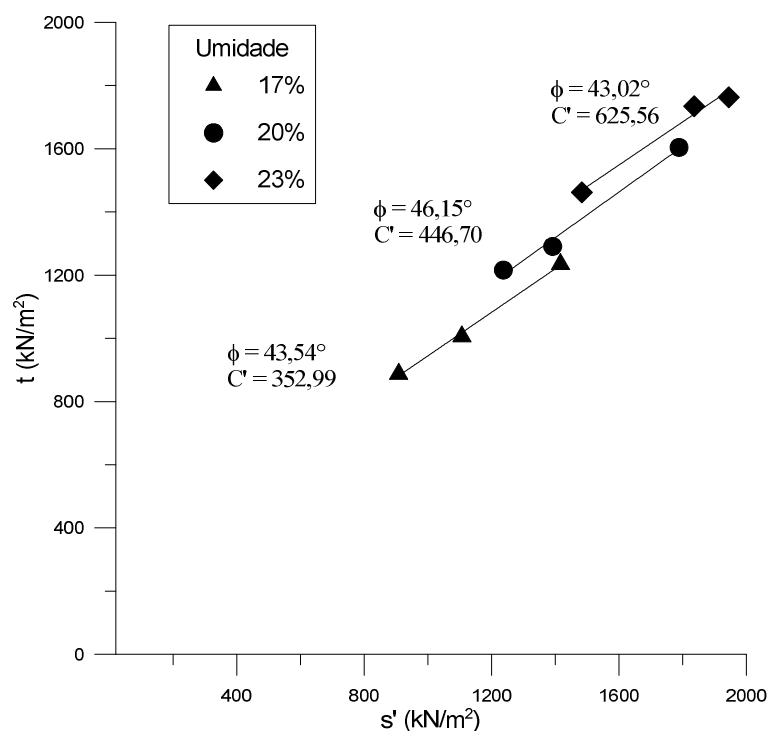


Figura 4-39: Envoltórias de ruptura para os três teores de ruptura.

Observa-se que os ângulos de atrito das três envoltórias são muito semelhantes entre si. O intercepto coesivo aumenta à medida que o teor de umidade aumenta, é dizer, a variação da umidade não é significativa na obtenção do ângulo de atrito, mas tem uma forte incidência no seu intercepto coesivo.

Na Tabela 4-2: Parâmetros de resistência são apresentados os parâmetros de resistência ao cisalhamento, tanto para as deformações de ruptura como para “grandes deformações” (ϕ_{gd}), definida nesta pesquisa para um valor de 8% da deformação axial.

Tabela 4-2: Parâmetros de resistência

Desig.	Umidade (%)	$\eta/C_{iv}^{0,35}$	TCE	ϕ' (°)	C' (kPa)	ϕ'_{gd} (°)	C'_{gd} (kPa)
M_17%_20	17,14	31,19	20				
M_17%_100	17,27	31,02	100	43,54	352,99	33,40	37,19
M_17%_180	17,41	30,74	180				
M_20%_20	20,50	30,79	20				
M_20%_100	20,03	30,71	100	46,15	446,70	34,12	53,00
M_20%_180	19,85	30,73	180				
M_23%_20	23,28	31,09	20				
M_23%_100	23,49	30,80	100	43,02	625,56	38,20	65,72
M_23%_180	22,45	30,60	180				

A Influência da Umidade de Compactação na Durabilidade, Rigidez e Resistência de um Solo Fino Artificialmente Cimentado

4.5.4 Previsão dos parâmetros de resistência ao cisalhamento.

A determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento através da envoltória de Mohr-Coulomb mediante ensaios triaxiais normalmente demanda muito tempo e requiere de muitos cuidados para sua realização tornando o ensaio complexo.

Consoli (2014) determinou uma abordagem alternativa na qual é possível determinar parâmetros de ruptura ao cisalhamento mediante a realização de ensaios básicos de laboratório como são os ensaios de compressão simples e tração por compressão diametral, sem a necessidade de realizar ensaios de compressão triaxial. Tais análises são baseadas no conceito previamente estabelecido de que a razão entre a resistência à tração por compressão diametral sobre a resistência à compressão simples ($\xi = q_t/q_u$) é uma relação única para cada mistura de solo-agente cimentante, não importando o tempo de cura, teor de cimento ou porosidades das amostras.

Usando as resistências de compressão simples e tração por compressão diametral na ruptura, as quais são tensões principais, onde a tensão principal mínima (σ'_3) e a máxima tensão principal (σ'_1), são respectivamente, zero e σ_c para a resistência à compressão simples e $e\sigma_t$ e $-3\sigma_t$ para a compressão diametral, é possível estabelecer as Equações 4-4 e 4-5.

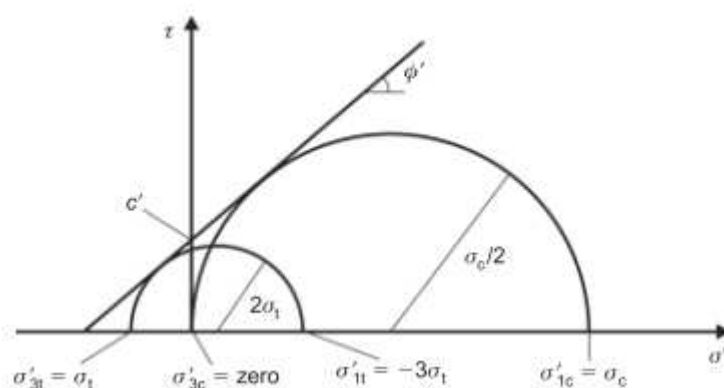


Figura 4-40: Envoltórias de Mohr-Coulomb a partir de ensaios de compressão simples e diametral Consoli (2014).

$$\phi' = \arcsin\left(\frac{1 - 4\xi}{1 - 2\xi}\right) \quad \text{Equação 4-4}$$

$$C' = \frac{\sigma_c \left[1 - \left(\frac{1-4\xi}{1-2\xi}\right)\right]}{2 \cos \left[\arcsin\left(\frac{1-4\xi}{1-2\xi}\right)\right]} \quad \text{Equação 4-5}$$

É possível concluir que ϕ' é um escalar e por tanto não depende da relação n/c_{iv} e que C' é uma função de ξ e de σ_c , onde este último é uma função do n/c_{iv} .

Consoli et al. (2016) determinaram que a relação ($\xi = q_t/q_u$) é um escalar igual a 0,13 para o solo fino cimentado em estudo na presente pesquisa, sendo independente da relação vazios/cimento e do teor de umidade utilizado.

A seguir são plotadas as envoltórias de ruptura determinadas através da metodologia de Consoli (2014) e, as envoltórias de ruptura de Mohr-Coulomb, obtidas dos resultados dos ensaios triaxiais, de maneira a fazer uma comparação entre ambas as envoltórias.

Na Figura 4-41 são apresentadas as envoltórias de Mohr-Coulomb a partir de ensaios triaxiais e método de Consoli(2014) para 17% de Umidade.

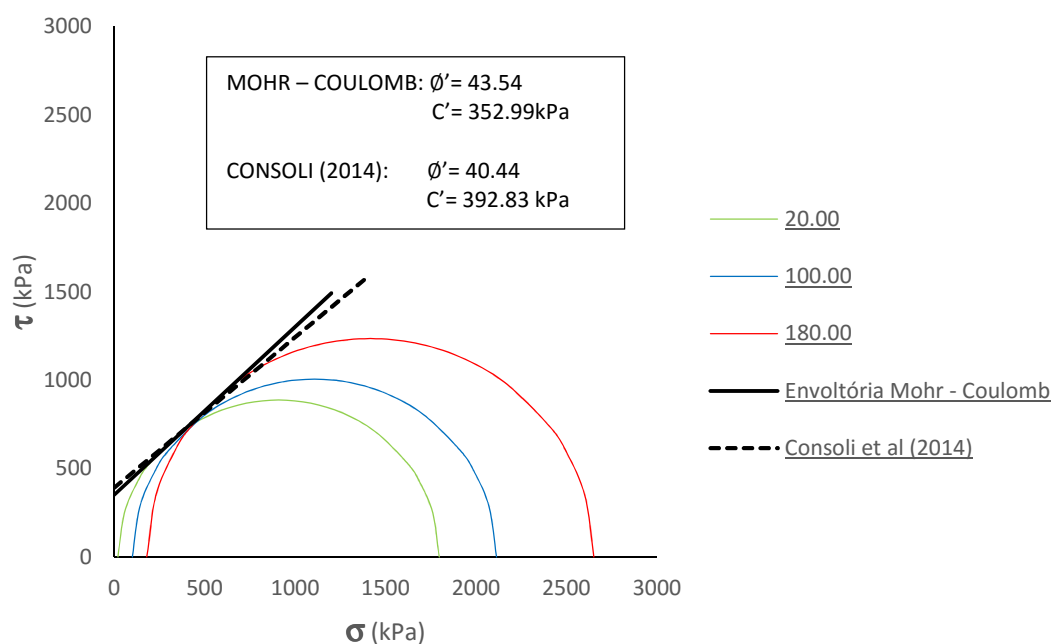


Figura 4-41: Comparação entre as envoltórias de Mohr-Coulomb a partir de ensaios triaxiais e método de Consoli (2014) para 17% de umidade.

Tabela 4-3: Comparação de Parâmetros de resistência para 17% de umidade

	ϕ' (°)	C' (kPa)
MOHR - COULOMB	43,54	352,99
CONSOLI (2014)	40,44	392,83

Pode-se observar a semelhança entre as envoltórias obtidas com uma diferença no ângulo de atrito de aproximadamente 3° a mais para a envoltória obtida dos ensaios de laboratório, no entanto, se teve uma diferença no intercepto coesivo de 40 kPa a mais para a abordagem com a metodologia de Consoli (2014).

A pesar de ter um maior ângulo de atrito, os resultados obtidos no laboratório são um pouco mais conservadores para os níveis de tensões estudados, devido a que a coesão tem uma incidência maior na obtenção da resistência ao cisalhamento.

Na Figura 4-42 são apresentadas as envoltórias de Mohr-Coulomb a partir de ensaios triaxiais e a partir da metodologia de Consoli (2014) para 20% de teor de umidade.

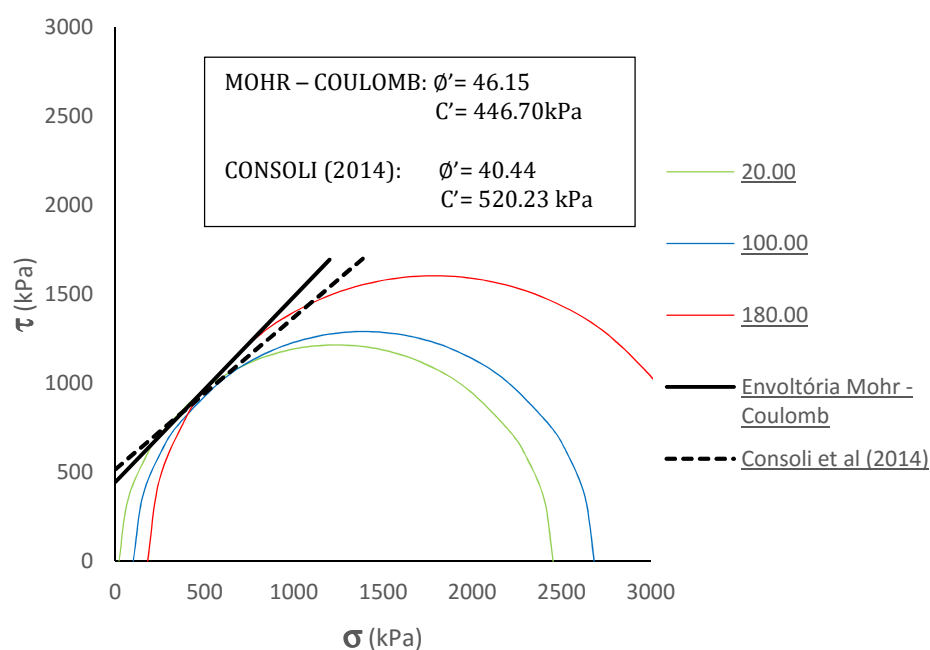


Figura 4-42: Comparação entre as envoltórias de Mohr-Coulomb a partir de ensaios triaxiais e método de Consoli (2014) para 20% de umidade.

Tabela 4-4: Comparação de Parâmetros de resistência para 20% de umidade

	ϕ' (°)	C' (kPa)
MOHR - COULOMB	46,15	446,70
CONSOLI (2014)	40,44	520,23

Nota-se mais uma vez, que as envoltórias são muito semelhantes, mostrando que a abordagem de Consoli (2014) apresenta para este caso novamente uma boa estimativa dos parâmetros de resistência.

Observa-se que o ângulo de atrito obtido mediante Mohr-Coulomb dos ensaios de laboratório, é quase 6° maior que o obtido pelo método de Consoli (2014). No entanto, o intercepto coesivo estimado é um pouco maior que o obtido nos ensaios.

Na Figura 4-43 são apresentadas as envoltórias de Mohr-Coulomb e Consoli (2014) para 23% de teor de umidade.

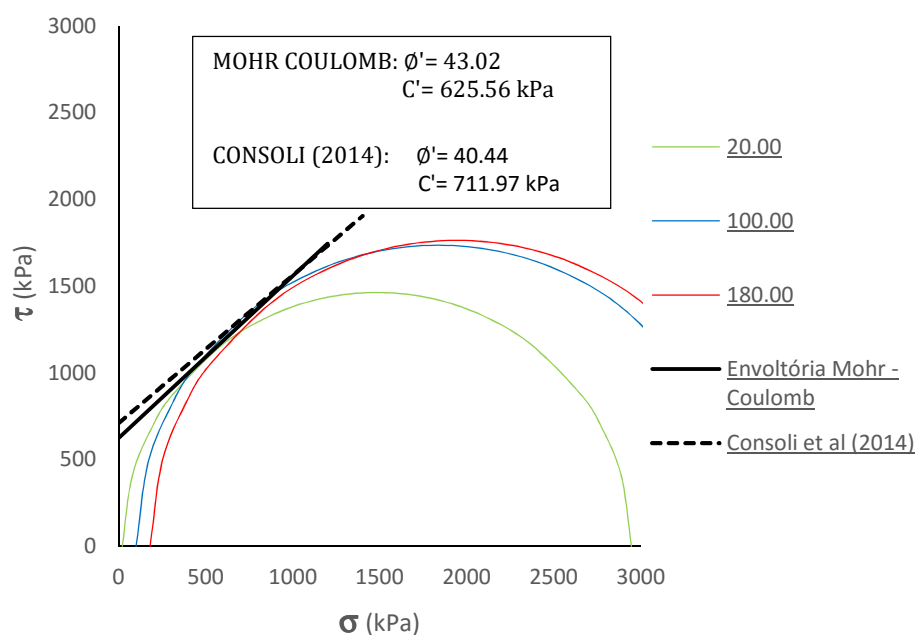


Figura 4-43: Comparação entre as envoltórias de Mohr-Coulomb a partir de ensaios triaxiais e método de Consoli (2014) para 23% de umidade.

Tabela 4-5: Comparação de Parâmetros de resistência para 23% de umidade

	ϕ' (°)	c' (kPa)
MOHR - COULOMB	43,02	625,56
CONSOLI (2014)	40,44	711,97

As envoltórias são novamente muito semelhantes mostrando uma diferença no ângulo de atrito interno de 3° a mais para a envoltória de Mohr-Coulomb, mas, para o intercepto coesivo a envoltória de Consoli (2014) mostrou um valor 86 kPa maior. Para este caso pode-se dizer que a abordagem de Consoli (2014) mostrou-se um pouco menos conservadora, para os níveis de tensões estudados, devido a que apresenta uma coesão maior que tem um maior peso na incidência final.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir da análise e discussão dos resultados dos ensaios apresentados nos capítulos anteriores, e dentro das condições e limites específicos deste estudo, as seguintes conclusões são apresentadas:

5.1 CONCLUSÕES

i. Ensaio de durabilidade

a. Resistência à compressão simples após ciclos de molhagem e secagem

Todas as amostras com 6% e 9% de cimento mostraram ganhos substanciais na resistência inicial após os ciclos de molhagem e secagem, independentemente da umidade e do peso específico utilizado nos ensaios. No entanto, as amostras com 3% de cimento apresentaram um comportamento diferente, tendendo sempre a uma queda na resistência, e só no caso daquelas com o máximo peso específico e uma umidade de 20% mostraram um pequeno ganho na resistência inicial.

Observou-se a existência de relações únicas entre a resistência à compressão simples e a relação $(\eta/Civ^{0,35})$ para cada um dos teores de umidades estudados e para cada um dos ciclos de durabilidade.

b. Perda de massa

Verificou-se que todas as amostras estudadas apresentaram uma perda de massa maior quanto menor o teor de cimento e o peso específico. As misturas com 3% de cimento foram as que apresentaram um desgaste maior, atingindo uma perda de massa de 15% e 3% aproximadamente para o caso do menor e do maior peso específico respectivamente. Observou-se também que a diminuição da perda de massa entre as misturas de 3% e 6% de teor de cimento é substancialmente significativa em comparação com a leve redução que se obtém entre as misturas de 6% e 9% de teor de cimento para os três pesos específicos estudados.

ii. Ensaio de rigidez inicial

a. Sem escovação

A adição de cimento promoveu o aumento dos valores medidos do módulo cisalhante para todos os ciclos de durabilidade estabelecidos. Se poderia entender que com o aumento da resistência se tem um aumento no valor da rigidez inicial. No entanto, comparando as curvas da resistência à compressão simples e da rigidez inicial em função aos ciclos de durabilidade, vemos que a resistência tende a aumentar após 12 ciclos de molhagem e secagem, enquanto, o valor do módulo cisalhante tende pelo contrário a uma queda. Essa queda do valor do módulo cisalhante pode ser devida as microfissuras geradas no corpo de prova após os ciclos de molhagem e secagem.

b. Com escovação

Verificou-se também um aumento dos valores medidos do módulo cisalhante com o aumento do teor de cimento para todos os ciclos de durabilidade. Os valores do módulo cisalhante mostraram uma tendência maior a manter seu valor a longo dos ciclos de molhagem e secagem em comparação com os ensaios realizados sem escovação. Essa pequena discrepância nos resultados poderia dever-se às dimensões dos corpos-de-prova, o que tem incidência na severidade do ensaio, e na geração de microfissuras que finalmente afeta na medição dos valores do módulo cisalhante.

iii. Ensaios de compressão triaxial

Em relação a variação da poro-pressão verificou-se que apesar de não se obter valores muito próximos à unidade, o valor do parâmetro B tende-se a estabilizar para os últimos incrementos da saturação, o que indica que a amostra tem atingido valores muito próximos da saturação. Assim também foi possível identificar que dentro dos teores de umidade utilizados, quanto maior a umidade adotada menor o valor de B do parâmetro de Skempton (1954) obtido.

Verificou-se nas misturas estudadas que o maior teor de umidade proporcionou a maior tensão desvio de ruptura. Todas as curvas de tensão-deformação apresentaram um comportamento típico de um material rígido, com queda acentuada na resistência após ruptura. Em relação a variação volumétrica em função à deformação axial, todos os ensaios apresentaram uma compressão antes do pico de ruptura seguido de uma expansão, a qual foi tanto maior quanto menor era a tensão de confinamento.

As envoltórias de rupturas para os três teores de umidade apresentaram um ângulo de atrito muito próximos entre si, no entanto, a coesão foi maior quanto maior o teor de umidade do corpo-de-prova.

É possível afirmar em base aos resultados obtidos para os três teores de umidade utilizados (17%, 20%, e 23%) que a metodologia apresentada por Consoli et al(2014) é válida para a previsão de parâmetros de resistência ao cisalhamento de solos com diferentes teores de umidade.

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

De forma a complementar e dar um prosseguimento ao trabalho realizado nesta dissertação, ampliando o conhecimento sobre durabilidade, rigidez e previsão de parâmetros de resistência, o autor sugere os seguintes tópicos de pesquisa:

- Estudar outros solos e outros agentes cimentantes;
- Avaliar a durabilidade pelo método de congelamento e degelo.

5.3 REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

ABNT. Grãos de Solo que passaram na Peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica. **NBR 6508**, p. 8, 1984.

ABNT. Execução de sub-base ou base de solo-cimento. **NBR 12254**, p. 5, 1990a.

ABNT. Solo Cimento - Ensaio de compressão simples de corpo de prova cilíndricos. **NBR 12025**, p. 2, 1990b.

ABNT. Solo-Cimento - Dosagem para emprego como camada de pavimento. **NBR 12253**, p. 4, 1992.

AIREY, D. W. Triaxial Testing of Naturally Cemented Carbonate Soil. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 119, n. 9, p. 1379–1398, 1993.

AMARAL, M. F.; FONSECA, A. V. D. A.; ARROYO, M.; CASCANTE, G.; CARVALHO, J. Compression and shear wave propagation in cemented-sand specimens. **Géotechnique Letters**, v. 1, p. 79–84, 2011.

ASTM. Standard test method for pulse velocity through concrete. **ASTM C 597**, 2002.

ASTM. Standard Test Methods for Wetting and Drying Compacted Soil-Cement Mixtures. **ASTM D 559**, 2003.

BLITZ, J.; SIMPSON, G. **Ultrasonic Methods of Non-destructive Testing**. 1996.

BODIG, J.; JAYNE, B. **Mechanics of wood and wood composites**. New York: Van Nostrand Reinhold, 1982.

CARTZ, L.; FLINT, V.; DAVIDSON, G. M.; POWERS, C. L. **Nondestructive Testing**. 1995.

CHANG, T.-S.; WOODS, R. D. EFFECT OF PARTICLE CONTACT BOND ON SHEAR MODULUS. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 118, n. 8, p. 1226–1233, 1992.

CLOUGH, G. W.; RAD, N. S.; BACHUS, R. C.; SITAR, N. Cemented Sands Under Static Loading. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v. 107, n. 6, p. 799–817, 1981.

CONSOLI, N. C. A method proposed for the assessment of failure envelopes of cemented sandy soils. **Engineering Geology**, v. 169, p. 61-68, 2014.

CONSOLI, N. C.; CRUZ, R. C.; FLOSS, M. F. Variables Controlling Strength of Artificially Cemented Sand: Influence of Curing Time. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 23, n. 5, p. 692–696, 2011.

CONSOLI, N. C.; FESTUGATO, L.; CONSOLI, B. S.; LOPES, S. Assessing Failure Envelopes of Soil – Fly Ash – Lime Blends. **Journal of Materials in Civil Engineering**, p. 1–8, 2015.

CONSOLI, N. C.; FOPPA, D.; FESTUGATO, L.; HEINECK, K. S. Key Parameters for Strength Control of Artificially Cemented Soils. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 133, n. 2, p. 197–205, 2007.

CONSOLI, N. C.; LOPES JUNIOR, L. DA S.; CONSOLI, B. S.; FESTUGATO, L. Mohr – Coulomb failure envelopes of lime-treated soils. **Geotechnique**, v. 64, n. 2, p. 165–170, 2014.

CONSOLI, N. C.; PRIETTO, P. D. M.; ULBRICH, L. A. Influence of Fiber and Cement Addition. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 124, n. 12, p. 1211–1214, 1998.

CONSOLI, N. C.; QUIÑONEZ SAMANIEGO, R. A.; GONZÁLEZ VELÁZQUEZ, L. E. Porosity / Cement Ratio and Molding Moisture Content as Parameters Controlling Tensile and Compressive Strength of Artificially Cemented Fine-Grained Soils. **Journal of Materials in Civil Engineering**, 2016.

CONSOLI, N. C.; ROSA, A. D.; SALDANHA, R. B. Variables Governing Strength of Compacted Soil–Fly Ash–Lime Mixtures. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 23, n. 4, p. 432–440, 2011.

CONSOLI, N. C.; DA SILVA LOPES, L.; HEINECK, K. S. Key Parameters for the Strength Control of Lime Stabilized Soils. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 21, n. 5, p. 210–216, 2009.

CONSOLI, N. C.; VIANA DA FONSECA, A.; CRUZ, R. C.; HEINECK, K. S. Fundamental

Parameters for the Stiffness and Strength Control of Artificially Cemented Sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 135, n. 9, p. 1347–1353, 2009.

CONSOLI, N. C.; VIANA DA FONSECA, A.; SILVA, S. R.; CRUZ, R. C.; FONINI, A. Parameters controlling stiffness and strength of artificially cemented soils. **Geotechnique**, v. 62, n. 2, p. 177–183, 2012.

CROFT, J. B. Influence of Soil Mineralogical Composition on Cement Stabilization. **Géotechnique**, v. 17, p. 119–135, 1967.

CRUZ, R. C. **Influência de parâmetros fundamentais na rigidez, resistência e dilatância de uma areia artificialmente cimentada.**, 2008. Tese de Doutorado, PPGEC-UFRGS, Porto Alegre.

DALLA ROSA, F. **Efeito do Estado de Tensões de Cura no Comportamento de uma Areia Artificialmente Cimentada**, 2009. Tese de Doutorado, PPGEC-UFRGS, Porto Alegre.

FEUERHARMEL, M. R. **Comportamento De Solos Reforçados com Fibras de Polipropileno**, 2000. Dissertação de Mestrado, PPGEC-UFRGS, Porto Alegre.

FLOSS, M. F. **Parâmetros de controle da resistência e da rigidez de solos granulares artificialmente cimentados.**, 2012. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

FONINI, A. **Comportamento Mecânico de uma Areia Cimentada: Análise Experimental e Micromecânica.**, 2012. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

FOPPA, D. **Análise de Variáveis-chave no Controle da Resistência Mecânica de Solos Artificialmente Cimentados**, 2005. Dissertação de Mestrado, PPGEC - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

GALAA, A. M.; THOMPSON, B. D GRABINSKY, M. W.; BAWDEN, W. F. Characterizing stiffness development in hydrating mine backfill using ultrasonic wave measurements. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 48, n. 8, p. 1174–1187, 2011.

GUTHRIE, W.; ROPER, M.; EGGETT, D. Evaluation of laboratory durability tests for

stabilized aggregate base materials. **PCA R&D Serial No. 3045**, , n. 3045, p. 17, 2008.

HEINECK, K. **Estudo do Comportamento Hidráulico e Mecânico de materiais geotécnicos para barreiras horizontais impermeáveis.**, 2002. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

INGLES, O. G.; METCALF, J. B. **Soil Stabilization – Principles and Practice**. 1972.

KANAZAWA, N. M. **Durabilidade, Rigidez e Análise do Ciclo de Vida de um Solo Dispersivo Estabilizado com Cal.**, 2015. Dissertação de Mestrado, PPGEC - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics**. 1969.

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

LOPES JUNIOR, L. DA S. **Parâmetros de Controle da Resistência Mecânica de Solos Tratados com Cal, Cimento e Rocha Basáltica Pulverizada.**, 2007. Dissertação de Mestrado, PPGEC - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

MARCON, A. F. **Durabilidade e módulo de elasticidade de misturas areia-cal- cinza volante.**, 1977. Universidad Federal do Rio de Janeiro.

MARQUES, S. F. V.; CONSOLI, N. C.; SOUSA, J. A. E. Testing Cement Improved Residual Soil Layers. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 26, n. 3, p. 544–550, 2014.

MATEOS, M. **Physical and mineralogical factors in stabilization of Iowa soils with lime and fly ash**, 1961. Iowa State University.

PCA. Soil-Cement Laboratory Handbook. Engineering Bulletin EB052S, Skokie, 62 pp, 1971.

PORBAHA, A.; SHIBUYA, S.; KISHIDA, T. State of the art in deep mixing technology. Part III: geomaterial characterization. **Journal of ISSMGE**, v. 4, n. 3, p. 91–110, 2000.

PRIETTO, P. D. M. **Estudo do Comportamento Mecânico de um Solo Artificialmente Cimentado**, 1996. Dissertação de Mestrado, PPGEC - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

QUIÑONEZ, R. AL. **Estabilização de um solo dispersivo com adição de cal**, 2015. Dissertação de Mestrado, PPGEC - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

ROSA, D. A. **Relação entre Resistência à Tração e à Compressão de um Solo Fino Artificialmente Cimentado**, 2013. Dissertação de Mestrado, PPGEC - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

SCHNAID, F.; PRIETTO, P.; CONSOLI, N. C. CHARACTERIZATION OF CEMENTED SAND IN TRIAXIAL COMPRESSION. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 127, n. 10, p. 857–868, 2001.

SKEMPTON, A. W. The Pore-Pressure Coefficients A and B. **Geotechnique**, v. 4, n. 4, p. 143–147, 1954.

THOMÉ, A. **Comportamento de fundações superficiais apoiadas em aterros estabilizados com resíduos industriais**, 1999. Tese de Doutorado, PPGEC - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

TORRENTE, M.; SAGUES, L. **Estabilización de Suelos**. Tercera ed. Barcelona, 1974.