

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

NOVA ABORDAGEM PARA PREVISÃO DE PARÂMETROS DE
RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE UMA AREIA
ARTIFICIALMENTE CIMENTADA

Alisson Silveira Sachetti

Porto Alegre
2014

ALISSON SILVEIRA SACHETTI

**NOVA ABORDAGEM PARA PREVISÃO DE PARÂMETROS
DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE UMA AREIA
ARTIFICIALMENTE CIMENTADA**

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
2014

ALISSON SILVEIRA SACHETTI

**NOVA ABORDAGEM PARA PREVISÃO DE PARÂMETROS
DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE UMA AREIA
ARTIFICIALMENTE CIMENTADA**

Esta dissertação de Mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, 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, 29 de agosto de 2014

Prof. Nilo Cesar Consoli
Ph. D. pela Concordia University
orientador

Prof. Lucas Festugato
Dr. pela UFRGS
orientador

Prof. Armando Miguel Awruch
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Pedro Domingos Marques Prietto (UPF)
Dr. pela UFRGS

Prof. Karla Salvagni Heineck (UFRGS)
Dr.^a. pela UFRGS

Prof. Jean Marie Désir (UFRGS)
Dr. pela UFRJ

Eng. Rodrigo Caberlon Cruz
Dr. pela UFRGS

Dedico este trabalho aos meus pais José Fernando e Verônica, e a minha namorada Naila, pelo carinho, compreensão, dedicação, tempo e amor dispensados a minha pessoa.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus pela vida, família e amigos que me cercam.

Agradeço aos professores Nilo Cesar Consoli e Lucas Festugato pela orientação, atenção e confiança depositada sobre a minha pessoa durante a elaboração deste trabalho.

Agradeço especialmente a minha namorada Naila pelo companheirismo durante toda esta caminhada, pela compreensão, carinho e inestimável ajuda.

Agradeço a toda galera do Legg/Environgeo, e aos colegas de mestrado, João Nelson, Marina, Rodrigo Saldanha, Néstor, Alejandro, Sérgio, Jorge, Lidiane, Mozara, Naloan, Lucas, Ricardo e todos os demais que não estão aqui citados, mas com certeza não são menos importantes.

Agradeço também aos bolsistas de iniciação científica que me auxiliaram na realização dos ensaios de laboratório, Ricardo, Eduardo e Isadora.

Agradeço a equipe da FGS Engenharia Geotécnica, Felipe, Anderson, Álvaro, Bruno, Rodrigo, Astrid, Vitor, Adriano, Jucélia e Patricia, por confiarem no meu trabalho e me incentivarem no meu crescimento acadêmico e profissional.

Agradeço a amizade, companheirismo e carinho dos amigos, Giovani, Milton, Diogo “Jorge”, Marina, Antônio, José Rojas e Fernando Mantaras.

Agradeço a toda minha família, pois todos foram muito importantes nesta caminhada, aos tios e tias, Fernanda, Léle, Karina, Luciano, Gélson, Néilson, em especial a vó Ida e vó Nadir, ao vô Ita, aos padrinhos Sérgio “Patchuka” e Maria Isabel e, todos os primos e primas. Além de todos os demais familiares que não estão aqui citados mais não são menos importantes.

Agradeço em especial aos meus pais José Fernando e Verônica, sem o apoio, carinho e dedicação deles eu nada seria. Vocês são os maiores responsáveis por mais esta conquista.

Agradeço a CAPES e ao CNPq, pela concessão da bolsa de mestrado.

Muito obrigado!

“O homem é um animal com instintos primários de sobrevivência. Por isso, seu engenho desenvolveu-se primeiro e a alma depois, e o progresso da ciência está bem mais adiantado que seu comportamento ético.”

Sir Charles Spencer Chaplin

RESUMO

SACHETTI, S. A. Nova Abordagem para Previsão de Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento de uma Areia Artificialmente Cimentada. 2014. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

É extremamente comum que o solo de uma determinada região não tenha os parâmetros geotécnicos favoráveis a implementação de projetos de pavimentação e fundações. Com o passar do tempo, o homem ocupou praticamente todos os locais onde as características do solo são favoráveis à construção civil, principalmente nos grandes centros urbanos, restando os locais que desafiam os projetistas a fazerem obras de baixo custo e qualidade técnica. Com intuito de solucionar este problema, vários trabalhos estão sendo desenvolvidos através da técnica de melhoramento ou estabilização de solos com agentes cimentantes. Deste modo, o presente trabalho teve como objetivo validar uma nova abordagem para a obtenção de parâmetros de resistência ao cisalhamento de uma areia artificialmente cimentada. Para aplicação desta abordagem, utilizou-se resultados de compressão simples e diametral, sendo estes comparados com os resultados obtidos a partir de ensaios de compressão triaxial consolidados e drenados com as mesmas características dos ensaios de compressão não confinada. Com o intuito de enriquecer o conhecimento sobre o assunto, também foram aplicados outros modelos de previsão de resistência ao cisalhamento, tais como, o critério de ruptura de Griffith (1921) e o modelo experimental de Mitchell (1981). Para isto, o solo utilizado foi uma areia de granulometria fina com adição de Cimento Portland CPV-ARI, com três diferentes porcentagens de cimento em relação a massa de solo seco (3, 5,1 e 8,6) e, para tempos de cura de 03, 07, 28 e 90 dias. Baseados nos resultados obtidos através deste trabalho, concluiu-se que: quanto ao comportamento tensão-deformação, os ensaios apresentaram pico de resistência bem definido com comportamento de material rígido e queda acentuada da resistência após a ruptura; quanto a utilização da nova abordagem proposta, os parâmetros de resistência do modelo quando comparados com os resultados obtidos pelos ensaios triaxiais foram satisfatórios, deste modo validando esta metodologia. O emprego da teoria de Griffith e do modelo de Mitchell, não apresentaram resultados com a mesma qualidade obtida pela nova abordagem proposta.

Palavras-chave: *estabilização de solos; areia-cimento; nova abordagem; parâmetros de resistência ao cisalhamento.*

ABSTRACT

SACHETTI, S. A. Nova Abordagem para Previsão de Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento de uma Areia Artificialmente Cimentada. 2014. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

It is extremely common that the soil of a particular region does not have the favorable geotechnical parameters for implementing paving and foundations projects. With the passage of time men has occupied virtually all locations where soil characteristics are favorable for constructions, especially in large urban centers, leaving the places that challenge engineers to design works of low cost and technical quality. In order to solve this problem, several studies are being developed through soil improvement and stabilization technique with cementing agents. Thus, the present study aimed to validate a new approach to obtain shear strength parameters of an artificially cemented sand. To apply this approach, results of unconfined compression tests were used, which were compared to the results obtained from consolidated and drained triaxial compression tests, with the same characteristics of the unconfined compressive tests. In order to enrich the knowledge on this subject, other models were applied to predict parameters of resistance, such as the Griffith (1921) failure criterion and the experimental model of Mitchell (1981). The soil used was a fine grained sand with addition of Portland cement CPV-ARI, with 3.00, 5.06 and 8.60 percentage of cement in relation to the mass of dry soil at curing times of 03, 07, 28 and 90 days. Based on the results obtained through this work, it was concluded that the use of the new approach proposed is valid because the strength parameters of the model when compared with the results obtained by the triaxial tests were satisfactory. The use of the Griffith theory and Mitchell model did not obtain results with the same quality obtained by the new approach proposed. Regarding the stress-strain behavior, the triaxial tests showed peak strength with well-defined behavior of rigid material and sharp drop in resistance after the rupture.

Keywords: soil stabilization; sand-cement; new approach; shear strength parameters.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	17
1.1	RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA	17
1.2	OBJETIVOS	19
1.3	ORGANIZAÇÃO DA TESE	20
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	21
2.1	VISÃO GERAL SOBRE A TÉCNICA DE SOLOS ARTIFICIALMENTE CIMENTADOS	21
2.1.1	Reações na mistura solo-cimento	23
2.1.2	Materiais estruturados pela cimentação.....	24
2.2	COMPORTAMENTO DE SOLOS CIMENTADOS	25
2.2.1	Efeitos da cimentação sob a matriz	26
2.2.2	Efeitos da cimentação na resistência e rigidez	27
2.2.3	Efeito da cimentação nas deformações e nos parâmetros de resistência ao cisalhamento.....	30
2.2.4	Efeitos da tensão de confinamento na cimentação	32
2.3	DOSAGEM E FATOR VAZIOS/CIMENTO.....	34
2.4	MÉTODOS PARA PREVISÃO DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO	36
2.4.1	Critério de ruptura de Mohr-Coulomb	37
2.4.2	Teoria da ruptura de Griffith	38
2.4.3	Modelo de Mitchell	40
2.4.4	Modelo para previsão de parâmetros geotécnicos a partir de ensaios de compressão não confinada	41
3	MATERIAIS, MÉTODOS E PROGRAMA EXPERIMENTAL	43
3.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	43
3.2	MATERIAIS	44
3.2.1	Solo.....	44
3.2.2	Agente cimentante	46
3.2.3	Água	48
3.3	MÉTODOS.....	49
3.3.1	Moldagem e cura dos corpos de prova	49
3.3.2	Ensaio de compressão simples	51
3.3.3	Ensaio de compressão triaxial (CD)	53

3.4	PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	59
4	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS	62
4.1	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO NÃO CONFINADA.....	62
4.2	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO TRIAXIAL	68
4.2.1	Variação do parâmetro B de poro-pressão	69
4.2.2	Comportamento tensão <i>versus</i> deformação.....	71
4.2.3	Envoltórias de Ruptura e parâmetros de resistência ao cisalhamento.....	90
5	APLICAÇÃO DE MODELOS PARA PREVISÃO DE PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO.....	98
5.1	APLICAÇÃO DE UMA NOVA ABORDAGEM PARA OBTENÇÃO DE PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO	98
5.2	APLICAÇÃO DE OUTROS MODELOS PARA OBTENÇÃO DE ENVOLTÓRIAS DE RUPTURA PARA MATERIAIS CIMENTADOS	111
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	127
6.1	CONCLUSÕES	127
6.1.1	Conclusões em relação aos resultados de resistência a compressão não confinada.....	127
6.1.2	Conclusões em relação aos ensaios de resistência à compressão triaxial.....	128
6.1.3	Conclusões em relação a Nova Abordagem de obtenção de parâmetros de resistência ao cisalhamento	129
6.1.4	Conclusões em relação a teoria de ruptura de Griffith (1921)	130
6.1.5	Conclusões em relação ao modelo experimental de Mitchell (1981).....	130
6.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	131
	REFERÊNCIAS.....	132

LISTA DE FIGURAS

Figura 2-1: Influência da tensão confinante no comportamento tensão-deformação de uma rocha frágil e porosa (adaptado de: ELLIOT e BROWN, 1985).....	33
Figura 2-2: Resistência à compressão simples normalizada <i>versus</i> a relação da porosidade pelo teor volumétrico de cimento, para diferentes tipos de cimento e tempos de cura (fonte: CONSOLI <i>et al.</i> , 2013)	35
Figura 2-3: Critério de ruptura de Mohr-Coulomb (Adaptado de: PINTO, 2000).....	37
Figura 2-4 Envoltória de resistência de Mohr-Coulomb a partir de ensaios de compressão não confinada (Fonte: CONSOLI <i>et al.</i> , 2014)	41
Figura 3-1: Fluxograma de delineamento da pesquisa	44
Figura 3-2: Curva granulométrica da Areia de Osório (fonte: CRUZ, 2008)	45
Figura 3-3:Areia de Osório (a) ampliada em 40 vezes e (b) ampliada em 500 vezes (fonte: DALLA ROSA, 2009).....	46
Figura 3-4: Evolução média da resistência à compressão dos diversos tipos de cimento Portland (fonte: ABCP, 2002)	48
Figura 3-5: Etapas de preparação de corpos de prova	49
Figura 3-6: Molde de metálico tripartido	50
Figura 3-7: Corpo de prova areia-cimento, (a) aspecto final e (b) identificado e vedado.....	51
Figura 3-8: Prensa de compressão simples.....	52
Figura 3-9: Equipamento de compressão triaxial	54
Figura 3-10: Calibração dos transdutores de pressão, (a) contra-pressão e (b) pressão confinante	55
Figura 3-11: Calibração da célula de carga	55
Figura 3-12: Calibração do medidor de deformação externo	56
Figura 3-13: Posicionamento dos sensores de efeito hall, axial e radial	57
Figura 3-14: Calibração dos sensores de efeito hall, (a) axial 1 e (b) radial	57
Figura 3-15: Calibração do medidor volumétrico externo, (a) ascendente e (b) descendente ..	58
Figura 3-16: Resistência à compressão simples <i>versus</i> o volume de vazios sobre o volume de cimento (fonte: CRUZ, 2008).....	60
Figura 4-1: Resistência à compressão simples e diametral <i>versus</i> o fator η/C_{IV} , para 03 dias de cura (fonte: MARQUES, 2014).....	64

Figura 4-2: Resistência à compressão simples e diametral <i>versus</i> o fator η/C_{iv} , para 07 dias de cura (fonte: MARQUES, 2014).....	65
Figura 4-3: Resistência à compressão simples e diametral <i>versus</i> o fator η/C_{iv} , para 28 dias de cura (fonte: MARQUES, 2014).....	66
Figura 4-4: RCS a partir das tendências para todos os tempos de cura (fonte: FONINI, 2012)	67
Figura 4-5: Relação entre a resistência à compressão simples pela diametral (fonte: MARQUES, 2014)	68
Figura 4-6: Variação típica do parâmetro B observada nesta pesquisa.....	70
Figura 4-7: Tensão x deformação, modo de ruptura e variação volumétrica.....	73
Figura 4-8: Tensão x deformação, modo de ruptura e variação volumétrica (adaptado de: CRUZ, 2008)	74
Figura 4-9: Tensão x deformação, modo de ruptura e variação volumétrica.....	76
Figura 4-10: Tensão x deformação, modo de ruptura e variação volumétrica.....	77
Figura 4-11: Tensão x deformação, modo de ruptura e variação volumétrica.....	78
Figura 4-12: Tensão x deformação, modo de ruptura e variação volumétrica (adaptada de: CRUZ, 2008)	80
Figura 4-13: Tensão x deformação, modo de ruptura e variação volumétrica.....	81
Figura 4-14: Tensão x deformação, modo de ruptura e variação volumétrica.....	83
Figura 4-15: Tensão x deformação, modo de ruptura e variação volumétrica (adaptado de: CRUZ, 2008)	84
Figura 4-16: Tensão x deformação, modo de ruptura e variação volumétrica.....	86
Figura 4-17: Tensão x deformação, modo de ruptura e variação volumétrica.....	87
Figura 4-18: Comportamento tensão-deformação e variação volumétrica para uma areia não cimentada (adaptado de: FESTUGATO, 2008)	89
Figura 4-19: Envoltórias de rupturas dos ensaios triaxiais realizados para 03 dias de cura	90
Figura 4-20: Envoltórias de rupturas dos ensaios triaxiais realizados para 07 dias de cura (adaptado de: CRUZ, 2008).....	91
Figura 4-21: Envoltórias de rupturas dos ensaios triaxiais realizados para 28 dias de cura	92
Figura 4-22: Envoltórias de rupturas dos ensaios triaxiais realizados para 90 dias de cura	93

Figura 4-23: Envoltória de ruptura da areia de Osório sem adição de cimento (adaptado de: FESTUGATO, 2008)	94
Figura 4-24: Relação da porosidade pelo teor volumétrico de cimento <i>versus</i> Intercepto coesivo	95
Figura 4-25: Relação da porosidade pelo teor volumétrico de cimento <i>versus</i> ângulo de atrito interno efetivo.....	96
Figura 5-1: Comparação entre diferentes envoltórias de ruptura, Mohr-Coulomb (estudo de laboratório) e a nova abordagem proposta, 03 dias de cura	100
Figura 5-2: Comparação entre diferentes envoltórias de ruptura, Mohr-Coulomb (estudo de laboratório) e a nova abordagem proposta, 07 dias de cura	101
Figura 5-3: Comparação entre diferentes envoltórias de ruptura, Mohr-Coulomb (estudo de laboratório) e a nova abordagem proposta, 28 dias de cura	102
Figura 5-4: Comparação entre diferentes envoltórias de ruptura, Mohr-Coulomb (estudo de laboratório) e a nova abordagem proposta, 90 dias de cura	103
Figura 5-5: Comparação entre diferentes envoltórias de ruptura, Mohr-Coulomb (estudo de laboratório) e a nova abordagem proposta, 03 dias de cura	104
Figura 5-6: Comparação entre diferentes envoltórias de ruptura, Mohr-Coulomb (estudo de laboratório) e a nova abordagem proposta, 07 dias de cura	105
Figura 5-7: Comparação entre diferentes envoltórias de ruptura, Mohr-Coulomb (estudo de laboratório) e a nova abordagem proposta, 28 dias de cura	106
Figura 5-8: Comparação entre diferentes envoltórias de ruptura, Mohr-Coulomb (estudo de laboratório) e a nova abordagem proposta, 03 dias de cura	107
Figura 5-9: Comparação entre diferentes envoltórias de ruptura, Mohr-Coulomb (estudo de laboratório) e a nova abordagem proposta, 07 dias de cura	108
Figura 5-10: Comparação entre diferentes envoltórias de ruptura, Mohr-Coulomb (estudo de laboratório) e a nova abordagem proposta, 28 dias de cura	109
Figura 5-11: Comparação entre diferentes envoltórias de ruptura, Mohr-Coulomb (estudo de laboratório) e a nova abordagem proposta, 90 dias de cura	110
Figura 5-12: Comparação entre diferentes envoltórias de ruptura, $\eta/C_{iv} = 30$ e tempo de cura de 03 dias.....	112
Figura 5-13: Comparação entre diferentes envoltórias de ruptura, $\eta/C_{iv} = 30$ e tempo de cura de 07 dias.....	113
Figura 5-14: Comparação entre diferentes envoltórias de ruptura, $\eta/C_{iv} = 30$ e tempo de cura de 28 dias.....	114

Figura 5-15: Comparação entre diferentes envoltórias de ruptura, $\eta/Civ = 30$ e tempo de cura de 90 dias	115
Figura 5-16: Comparação entre diferentes envoltórias de ruptura, $\eta/Civ = 17$ e tempo de cura de 03 dias	116
Figura 5-17: Comparação entre diferentes envoltórias de ruptura, $\eta/Civ = 17$ e tempo de cura de 07 dias	117
Figura 5-18: Comparação entre diferentes envoltórias de ruptura, $\eta/Civ = 17$ e tempo de cura de 28 dias	118
Figura 5-19: Comparação entre diferentes envoltórias de ruptura, $\eta/Civ = 10$ e tempo de cura de 03 dias	119
Figura 5-20: Comparação entre diferentes envoltórias de ruptura, $\eta/Civ = 10$ e tempo de cura de 07 dias	120
Figura 5-21: Comparação entre diferentes envoltórias de ruptura, $\eta/Civ = 10$ e tempo de cura de 28 dias	121
Figura 5-22: Comparação entre diferentes envoltórias de ruptura, $\eta/Civ = 10$ e tempo de cura de 90 dias	122
Figura 5-23: Envoltória de ruptura de Griffith para amostras de solo residual do Porto com adição de cimento, $\eta/Civ = 11$ (fonte: FLOSS, 2012)	123
Figura 5-24: Envoltória de ruptura de Griffith para amostras de solo residual do Porto com adição de cimento, $\eta/Civ = 21$ (fonte: FLOSS, 2012)	124
Figura 5-25: Envoltórias de ruptura proposta por Mitchell (1981) para amostras de solo arenoso com adição de cal, $\eta/Liv^{0,12} = 35$ e 90 dias de cura (fonte: CONSOLI <i>et al.</i> , 2014)	125
Figura 5-26: Envoltórias de ruptura proposta por Mitchell (1981) para amostras de solo arenoso com adição de cal, $\eta/Liv^{0,12} = 35$ e 360 dias de cura (fonte: CONSOLI <i>et al.</i> , 2014)	125

LISTA DE TABELAS

Tabela 3-1: Índices físicos da Areia de Osório (fonte: CRUZ, 2008).....	46
Tabela 3-2: Características do cimento Portland de alta resistência inicial (fonte: ABCP, 2002)	47
Tabela 3-3: Programa experimental da pesquisa	61
Tabela 4-1: Resultados de RCS	63
Tabela 4-2: Valores típicos do parâmetro B para diferentes materiais (adaptado de: LAMBE e WITHMAN, 1979)	69
Tabela 4-3: Ensaio de compressão triaxial drenados	72
Tabela 4-4: Parâmetros de resistência	97
Tabela 5-1: Parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos por diferentes métodos	126

LISTA DE SÍMBOLOS

γ_s : peso específico real dos grãos

γ_d : peso específico aparente seco

C_u : coeficiente de uniformidade

C_c : coeficiente de curvatura

D_{10} : diâmetro efetivo

D_{50} : diâmetro médio

e_{max} : índice de vazios máximo

e_{min} : índice de vazios mínimo

η : porosidade

C_{iv} : porcentagem volumétrica de cimento

w : umidade

q_u : resistência à compressão simples

R^2 : coeficiente de regressão

σ'_n : tensão normal efetiva

σ'_t : tensão normal de compressão diametral

σ'_c : tensão normal de compressão simples

σ'_3 : mínima tensão principal efetiva

σ'_1 : máxima tensão principal efetiva

q_{gd} : tensão desvio a grandes deformações

q : tensão desvio

ε_a : deformação axial

ε_v : variação volumétrica

ξ : razão entre a resistência à compressão diametral e simples

Δu : variação de poro-pressão

V_c : volume de cimento

V_v : volume de vazios

e : índice de vazios

θ' : ângulo de atrito interno efetivo do solo

c' : intercepto coesivo efetivo

τ : resistência ao cisalhamento

B : parâmetro de poro-pressão

1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo inicial, será comentada a relevância e a justificativa pela qual foi escolhido o tema abordado. Será destacado o objetivo principal da pesquisa e comentados os objetivos específicos que contribuem de alguma forma para se obter o objetivo principal. E, ao final do capítulo será descrito como foi organizada esta dissertação.

1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

O solo é um material fundamental para qualquer obra de Engenharia, pois em função das suas características serão executadas as fundações, superficiais ou profundas, que darão toda a sustentação à obra. Contudo, diferentemente de outros materiais utilizados pela construção civil, o solo tem como principal característica a sua variabilidade e suas propriedades são controladas pelo histórico da sua formação na natureza.

É extremamente comum que o solo de uma determinada região não tenha os parâmetros geotécnicos favoráveis a implementação de projetos de pavimentação e fundações. Visto que, com o passar do tempo o homem ocupou praticamente todos os locais onde as características do solo são favoráveis a construção civil, principalmente nos grandes centros urbanos, restando os locais que desafiam os projetistas a fazerem obras de baixo custo e qualidade técnica.

Deste modo, quando o solo não tem as características exigidas para suportar a obra projetada restam como alternativa a remoção ou substituição de uma camada ruim, o que nos dias de hoje é ambientalmente desfavorável, ou ainda, melhorar as propriedades físicas e químicas deste solo adequando ao seu futuro uso.

A tentativa de modificar as propriedades do solo é bastante antiga, sendo que alguns autores relatam tentativas ocorridas há cerca de três mil anos. Civilizações antigas como os egípcios utilizavam fibras naturais em misturas com solo para melhorar o comportamento a tração,

enquanto os romanos se beneficiavam do material pozolânico proveniente das erupções vulcânicas para construir estradas e dutos para transporte de água.

Entretanto, foi com o crescimento populacional e o desenvolvimento de novos sistemas de produção ocorridos após a Revolução Industrial no século XVIII que se tornou mais comum a modificação ou estabilização de solos.

Apesar do histórico de utilização desta técnica ainda são pouco consagradas metodologias de dosagem e projeto das misturas de solo-cimento baseadas em critérios racionais, como existe, por exemplo, para o concreto, onde a relação água/cimento desempenha papel fundamental na obtenção da resistência desejada.

Isto se deve ao grande número de variáveis envolvidas no comportamento das misturas solo-cimento, sendo necessária a execução de vários ensaios de laboratório para melhor entender o que ocorre com este tipo de mistura, tanto em termos físicos quanto químicos.

Com intuito de avançar no conhecimento desta área, o Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul possui uma linha de pesquisa que vem sendo desenvolvida e obtendo resultados relevantes quanto ao critério de dosagem e no estudo do comportamento mecânico de numerosos solos cimentados artificialmente reforçados e não reforçados com fibras.

Deste modo, este trabalho visa ampliar estes conhecimentos buscando obter o comportamento mecânico de uma areia com granulometria fina, limpa e uniforme, sem a presença de matéria orgânica quando cimentada artificialmente, através de resultados de ensaios à compressão simples, diametral e triaxial. E, a partir destes resultados, aplicar uma nova abordagem para estimar os parâmetros de resistência ao cisalhamento desta mistura, a partir da razão entre a resistência à compressão diametral e a resistência à compressão simples, com intuito final de comparar com a envoltória de ruptura obtida através dos ensaios triaxiais.

Nesta pesquisa também serão estudados, além da nova abordagem para obtenção de parâmetros de resistência, outros métodos para previsão da envoltória de ruptura, tais como os propostos por Mohr-Coulomb (mais tradicional na mecânica dos solos), Griffith (para materiais frágeis) e o método experimental de Mitchell (para solos artificialmente cimentados), sendo que serão utilizados os resultados dos ensaios laboratoriais realizados nesta pesquisa, juntamente com os resultados obtidos por outros autores para os mesmos materiais e dosagens.

Portanto, a técnica de melhoramento e estabilização de solos tem como objetivo atender as aspirações do mercado de Engenharia que anseia por métodos que reduzam tempo, custo, e sejam ambientalmente favoráveis, sendo necessários estudos para difundir e consolidar esta técnica no dia a dia das obras de geotecnia.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo geral desta pesquisa é a validação de uma nova abordagem para obtenção de parâmetros de resistência ao cisalhamento a partir de ensaios de compressão não confinada, sendo que as envoltórias de ruptura obtidas por esta abordagem serão comparadas com as envoltórias de ruptura obtidas através de ensaios de compressão triaxial e outras metodologias.

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

- a) Obter a resistência à compressão simples e diametral para as dosagens utilizadas e os diferentes tempos de cura, através de resultados obtidos nesta pesquisa e por outros autores;
- b) Obter os resultados dos ensaios de compressão triaxial consolidado e drenado com as mesmas características dos ensaios de compressão não confinada, para que se possa estabelecer a comparação entre os mesmos;
- c) Comparar o modo de ruptura das unidades amostrais submetidas ao cisalhamento durante ensaio de compressão triaxial;
- d) Obter a razão entre a resistência à compressão diametral e resistência à compressão simples;
- e) A partir dos ensaios triaxiais, obter a envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb e os parâmetros de resistência ao cisalhamento da mistura areia-cimento;
- f) Aplicar a nova abordagem e obter as equações que definem os parâmetros de resistência para a mistura areia-cimento em questão;
- g) Aplicar a teoria de ruptura de Griffith e, comparar com a envoltória de ruptura obtida através dos ensaios triaxiais;
- h) Aplicar o modelo experimental de Mitchell e, comparar a envoltória de ruptura e os parâmetros de resistência obtidos com os ensaios triaxiais;

- i) Por fim, comparar os resultados obtidos pelos diferentes métodos e validar ou não a nova abordagem proposta nesta dissertação.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação é composta por seis capítulos que estão divididos da seguinte maneira:

- a) Capítulo 1: Introdução – apresenta as considerações iniciais, com a problemática e a justificativa da realização da pesquisa, os objetivos, além da organização da dissertação;
- b) Capítulo 2: Revisão Bibliográfica – contém uma revisão com os tópicos de interesse para o desenvolvimento da pesquisa;
- c) Capítulo 3: Materiais, Métodos e Programa Experimental – descreve as principais características dos materiais utilizados neste estudo, a metodologia adotada, bem como os ensaios realizados e os equipamentos utilizados, também consta neste capítulo, como foi definido o programa experimental da pesquisa;
- d) Capítulo 4: Apresentação e Análise dos Resultados Experimentais – descreve os resultados experimentais obtidos quanto a resistência à compressão não confinada e triaxial e, as discussões em relação as suas tendências;
- e) Capítulo 5: Aplicação de Modelos para Previsão de Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento – apresenta a aplicação da nova abordagem proposta nesta pesquisa, como ela foi utilizada, bem como, discute os resultados obtidos. Também são apresentados e discutidos os resultados obtidos para a utilização do critério de ruptura de Griffith e, o modelo experimental de Mitchell;
- f) Capítulo 6: Considerações Finais – compreende as conclusões e as sugestões para trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo será feita uma revisão bibliográfica a partir dos temas principais abordados nesta pesquisa. Primeiramente será apresentado uma visão geral sobre a técnica de solo-cimento e suas aplicações geotécnicas. Também será abordado o comportamento mecânico de misturas solo-cimento e seus fatores de influência. E, por fim, serão apresentados assuntos sobre modelos de previsão de parâmetros de resistência.

2.1 VISÃO GERAL SOBRE A TÉCNICA DE SOLOS ARTIFICIALMENTE CIMENTADOS

Segundo o American Concrete Institute (2009), *“a técnica de solo-cimento é definida como uma mistura adequadamente proporcionada de solo, cimento e água, compactada em uma alta densidade”*.

A ABNT (1990) define como um *“produto endurecido, resultante da cura de uma mistura íntima compactada de solo, cimento e água, em proporções estabelecidas através de dosagem...”*.

A adição de aglomerantes ligantes, tais como cimento ou cal, ao solo tem sido denominada de maneiras diferentes conforme cada autor, sendo que termos como solo estabilizado, solo melhorado, solo modificado e solo tratado, são comumente utilizados na bibliografia. De maneira geral, o critério para a adoção de uma ou outra denominação é o grau de alteração das propriedades do solo natural em função da quantidade de aglomerante aplicado. Entretanto, os processos são conceitualmente os mesmos, ou seja, a adição de cal ou cimento ao solo está diretamente ligada a obtenção de propriedades como resistência ou deformabilidade adequadas a um determinado uso de engenharia (LOPES JUNIOR, 2007). É importante ressaltar que nesta

revisão bibliográfica não será feita distinção entre os termos, sendo mantido o termo utilizado pelo autor citado.

Com relação a aplicação da técnica de melhoramento de solos, Ingles e Metcalf (1972) relatam que misturas agente cimentante e solo podem ser utilizada nas fundações de edificações de pequeno porte, principalmente em solos com baixa capacidade de suporte ou que apresentam baixa estabilidade volumétrica, pois estas condições são problemáticas na medida em que podem causar severas patologias nas edificações.

Seguindo esta linha de raciocínio, Thomé *et al.* (2003) relatou que a solução tradicionalmente utilizada para suportar as cargas das construções em locais com baixa capacidade de suporte é o uso de fundações profundas. No entanto, este tipo de solução técnica pode inviabilizar, por exemplo, obras de conjuntos habitacionais de baixo custo, nos quais o investimento em fundações pode vir a ser uma grande parcela do valor total do empreendimento.

Deste modo, Thomé *et al.* (2003) indicou que estudos realizados no sul do Brasil têm demonstrado que a utilização de fundações apoiadas em sistemas de dupla camada, sendo a superior constituída de solos cimentados compactados, é uma técnica alternativa que pode ser utilizada nos casos em que existam camadas de solos de baixa resistência e o nível de carga das edificações seja baixo.

A aplicação de estabilização de solos não se restringe apenas à Engenharia de Fundações. Por exemplo, Núñez (1991) cita que no estado do Rio Grande do Sul, na década de 50, foi executado um trecho de 29 km na BR-116 entre os municípios de Porto Alegre e São Leopoldo. E, que o levantamento realizado no início da década de 90, o trecho de solo estabilizado com cimento para aplicação na pavimentação já era maior do que 800 km.

Recentemente, Faro (2014) abordou a utilização de tratamento com agentes cimentantes de uma camada de solo superficial radial às fundações profundas (tanto rígidas quanto flexíveis), onde o autor observou através de uma série de ensaios de campo e laboratório uma relevante melhoria do desempenho destas estacas sob carregamento horizontal, aumentando significativamente a sua capacidade de carga horizontal e rigidez do conjunto.

Outro aspecto extremamente importante é que o uso da técnica do solo-cimento reduz significativamente a quantia de recursos naturais utilizadas no processo de construção. Com aproximadamente 90% do solo-cimento sendo material que pode ser obtido no local da obra

(solo), somente cerca de 10% (cimento) requer transporte para o local. O consumo reduzido de recursos naturais também reduz a quantia de tráfego, poluição e danos globais para o meio-ambiente (ABCP, 2002).

A técnica de solo-cimento também pode ser utilizada na construção de barreiras de contenção de contaminantes. Rojas (2012) provou através de ensaios de laboratório a eficácia desta técnica. Com relação a condutividade hidráulica, o autor obteve um decréscimo no coeficiente de condutividade quando aumentado o peso específico de moldagem e, para as análises químicas, a partir do ensaio de lixiviação, o autor constatou a redução de parâmetros de contaminação com a adição de cimento, principalmente com o aumento significativo do pH.

2.1.1 Reações na mistura solo-cimento

As reações entre o solo, cimento e água ocorrem em duas etapas, reações primárias e secundárias. Em solos granulares a ação cimentante ocorre através dos produtos gerados na hidratação e hidrólise do cimento (reações primárias) e o mecanismo é a cimentação dos grãos nos pontos de contato. Já, para solos argilosos a ação cimentante principal ocorre através de reações secundárias que causam o aumento da ligação entre as partículas e fornecem estabilidade a mistura (NÚÑEZ, 1991).

Um dos fatores que influencia a hidratação do cimento é a mineralogia do solo a ser estabilizado. Croft (1967) observou que a hidratação do cimento resulta na rápida formação de cal e na elevação do pH na fase aquosa para aproximadamente 12,2. E, constatou que os produtos formados após curtos períodos de cura são gelatinosos e amorfos, mas que com o aumento do tempo de cura, variedades fracamente organizadas de silicato de cálcio hidratado e aluminato tetracálcico aumentam sua cristalização.

No estudo apresentado por Moh (1965), o autor apresentou as reações primárias (hidratação e hidrólise) e secundárias (reação da cal liberada durante a hidratação com caolinita e montmorilonita) que ocorrem nas misturas solo-cimento, sendo que foi identificado a formação de um esqueleto composto desses materiais na massa de solo (estruturação). Onde as partículas de quartzo são dissolvidas no meio alcalino e convertidas em gel silicato.

Na estabilização do solo com cimento, ocorrem reações de hidratação dos silicatos e aluminatos presentes no cimento, formando um gel que preenche parte dos vazios da massa e une os grãos adjacentes do solo, conferindo-lhe resistência inicial. Paralelamente a este processo, ocorrem

reações iônicas que provocam a troca de cátions dos argilominerais do solo com os íons de cálcio provenientes da hidratação do cimento adicionado (MILANI e FREIRE, 2006).

2.1.2 Materiais estruturados pela cimentação

Segundo Leroueil e Vaughan (1990) os materiais estruturados por cimentação são caracterizados por apresentarem algum tipo de agente cimentante o qual permite a aglomeração das partículas entre si. Para os autores, os materiais estruturados se encontram numa faixa intermediária entre os solos e as rochas, levando em consideração o seu comportamento quanto a porosidade, resistência e compressibilidade. Sendo que este comportamento é fortemente influenciado pela estrutura, descontinuidade e o nível de tensão de confinamento.

Os solos estruturados têm muitas características em comum, e foi sugerido que a resistência das ligações e a densidade são as características mais importantes parâmetros que governam seu comportamento (LEROUEIL e VAUGHAN, 1990).

A estrutura é associada à existência de um arranjo estrutural que se mantém estável graças ao desenvolvimento de ligações entre as partículas, sendo que a ideia mais comum associada ao termo estrutura é a de ganho de resistência, o qual não pode ser explicado pela história de tensões ou pelo índice de vazios do solo (BOSZCZOWSKI, 2008).

A definição de solo estruturado apresentada por Fonini (2012) relata que estes solos podem ser definidos como materiais onde a estrutura intrínseca, natural ou artificial, se encontra preservada, ao menos parcialmente, sendo que esta os confere padrões de comportamento único.

Sendo que a estruturação de um solo pode ocorrer de maneira natural, através de concreções oriundas de agentes cimentantes naturais combinadas às condições de pressões e temperaturas ou por meios artificiais, através de misturas de solo com aglomerantes, ou ainda, através da compactação (FONINI, 2012).

A formação de depósitos de areia geralmente ocorre de forma complexa, contudo suas evidências quanto a estruturação podem ser observadas tanto em campo, quanto em laboratório. Leroueil e Vaughan (1990) relatam que a estrutura em solos arenosos é desenvolvida pela ação de altas pressões, pela idade (*aging of sands*), por compactação e principalmente pela dissolução e precipitação da sílica entre os contatos das partículas de solo.

Segundo Cuccovillo e Coop (1999) as forças intergranulares existentes em solos estruturados podem ser desprezadas, de modo que a estrutura tem sido identificada somente em função das ligações que ocorrem a partir da cimentação existente entre as partículas.

Os solos residuais em alguns casos, podem apresentar cimentação entre as partículas. Isto pode ocorrer durante a criação da estrutura que está ligada a formação de novos minerais e, ou com a precipitação de sais minerais durante a pedogênese. Contudo, a história de tensões deste solo apresenta pouca influência no seu comportamento mecânico (LEROUEIL e VAUGHAN, 1990).

As pesquisas de Dalla Rosa (2006), Dalla Rosa (2009) e Ismail *et al.* (2002) apontam que amostras que sofreram cimentação artificial apresentaram maior dificuldade de retornar ao comportamento intrínseco do respectivo solo natural após a ruptura. Deste modo, os autores concluíram que a adição do agente cimentante permite a obtenção de um novo material com características divergentes do solo natural.

2.2 COMPORTAMENTO DE SOLOS CIMENTADOS

Existem muitos trabalhos na bibliografia brasileira que foram citados nesta dissertação [dentre os quais estão Consoli *et al.* (2003, 2006, 2007, 2010a, 2010b, 2012a, 2013 e 2014), Heineck (1998), Thomé (1999), Schnaid *et al.* (2001); Vendruscolo (2003), Rotta *et al.* (2003); Prietto (2004); Foppa (2005); Cruz (2008) e Dalla Rosa (2009); Festugato (2011), Fonini (2012)] e internacional [dentre estes estão alguns tais como Saxena e Lastrico (1978); Clough *et al.*, (1981), Poulos (1981), Akinmusuru (1987), Huang e Airey, (1993); Coop e Atkinson (1992 e 1993 e 2003)] que abordaram o comportamento de solos cimentados onde são analisados aspectos característicos dos materiais tais como rigidez, granulometria, propriedades físicas, tensões atuantes, resistência e comportamento tensão-deformação.

Com relação ao comportamento de misturas solo-agente cimentante, Núñez (1991) argumentou que através da estabilização, as propriedades mecânicas de um solo podem ser melhoradas ou mantidas em determinada condição de projeto. Contudo, as condições de fluxo de água no solo são identificadas como fonte principal de problemas práticos. E, a compactação, na maioria dos casos, é um meio útil de melhorar as propriedades do solo, não importando o tipo de estabilização empregada.

Para Huang & Airey, (1993) é difícil compreender o comportamento de solos cimentados por causa de sua variabilidade que implica em uma grande variação de resistência e densidade das amostras. Sendo que a dificuldade em determinar o grau de cimentação faz do material natural geralmente inadequado para investigação do comportamento fundamental destes solos.

O comportamento da resistência de um solo pode ser bem entendido se as três componentes da resistência ao cisalhamento: coesão, dilatância e atrito forem bem entendidos, segundo os autores Saxena e Lastrico (1978). A coesão inclui qualquer cimentação, natural ou artificial ou ligações inter-partículas. As componentes de atrito e dilatância são difíceis de separar, mas ambas são função direta da força normal atuante na superfície de cisalhamento.

As propriedades do solo cimentado podem ser influenciadas por diferentes fatores. Deste modo, Clough *et al.* (1981), através dos resultados de seus ensaios, concluíram que o comportamento de uma areia cimentada é fortemente influenciado pelo teor de agente cimentante, densidade da areia, pressão de confinamento e distribuição granulométrica.

Para Aversa *et al.* (1993) o efeito da cimentação é mais aparente somente em elevadas porosidades. Este fato foi observado pelos autores a partir de ensaios de compressão isotrópica realizados em uma amostra reconstituída e uma amostra intacta de baixa porosidade. Através desta comparação foi possível identificar que para altas porosidades, o solo apresentou uma tensão de plastificação coerente com a teoria, contudo para amostras com baixa porosidade, o comportamento apresentado foi similar ao apresentado pela amostra na condição desestruturada.

2.2.1 Efeitos da cimentação sob a matriz

Segundo ACI (2009), a adição de cimento causa mudanças na umidade ótima e no peso específico seco máximo do novo material, em relação ao solo natural. De forma geral, a flocculação tende a aumentar a umidade ótima e diminuir o peso específico seco, à exceção de solos com alta densidade, que têm tendência a aumentar o peso específico seco. Para determinado teor de cimento, quanto mais densa for a mistura, maior será a sua resistência à compressão, e quanto maior o tempo entre a mistura e a compactação, menores serão o peso específico máximo e a resistência à compressão.

Com relação a areias naturalmente cimentadas, os resultados obtidos durante a investigação mostram que um alto grau de cimentação pode ser obtido com uma quantidade muito pequena do agente cimentante (AKINMUSURU, 1987).

Em alguns estudos, comparações diretas entre o comportamento de solos cimentados e não cimentados são complicadas por dois fatores: primeiro, o solo cimentado tem baixa quantidade de água devido aos espaços vazios estarem preenchidos por cimento. Segundo, a presença do cimento talvez tenha outros efeitos no comportamento do solo, por exemplo, pela mudança na sua curva granulométrica (COOP e ATKINSON, 1993).

O volume de água em misturas solo-cimento deve ser, no mínimo, suficiente para que ocorram as reações de hidratação do cimento. Pequenas quantidades adicionais a este volume não possuem influencia relevante nas reações (FONINI, 2012).

Clough *et al.* (1981), concluíram que solos com maior presença de finos tinham uma melhor cimentação natural.

Sendo que, este mesmo autor relatou que uma areia naturalmente cimentada e com uma significativa quantidade de finos é mais forte que aquelas com pouca quantidade ou sem finos. Isto é devido a alguns efeitos adicionais da cimentação nos próprios finos e na densidade aumentada obtida com a presença dos finos.

Huang e Airey (1993) citam que apesar de densidades muito altas reduzirem a importância das ligações cimentícias, o aumento da densidade ou compactação da matriz de solo, também tem relevância na rigidez e resistência do material cimentado.

2.2.2 Efeitos da cimentação na resistência e rigidez

Quando comparada a rigidez ao cisalhamento de amostras sem cimento e cimentadas submetidas a condições de ensaios semelhantes, as amostras cimentadas apresentam, inicialmente, maior rigidez ao cisalhamento (SHARMA e FAHEY, 2003).

A rigidez e a resistência aumentam com a tensão confinante, devido a um componente friccional granular. Areias geralmente apresentam um aumento de volume no cisalhamento, e o mesmo decresce com o aumento da pressão confinante (CLOUGH *et al.* 1981).

O mesmo autor relata que a rigidez, resistência à tração e intercepto coesivo são todos sensíveis a quantidade e natureza do agente cimentante.

Segundo Lade e Overton, (1990), uma maior rigidez do solo estabilizado com cimento previne de deformações excessivas durante a consolidação. Isto se deve ao fato de que a curvatura das trajetórias de tensões para argamassa de solo-cimento são mais pronunciadas do que para solos somente compactados.

No comportamento não drenado, a cimentação aumenta a rigidez e a resistência de pico, além de que diminui a deformação axial (resistência de pico), torna a amostra mais frágil e causa um ligeiro aumento da poropressão (HUANG e AIREY, 1993).

Dessa maneira, os mesmos autores citados anteriormente, identificam que amostras não drenadas apresentam uma rigidez aproximadamente linear responsável por um limite de plasticidade claramente definido seguido por um amolecimento próximo do estado último. Como o aumento da tensão confinante, a rigidez aumenta ligeiramente, a resistência de pico aumenta, o pós-pico cai e o excesso de poropressão muda de negativo para positivo.

Cuccovillo e Coop (1999) estudaram o comportamento de dois solos cimentados e verificaram comportamentos distintos. Em um dos casos, a tensão de pico ocorreu próxima à tensão de plastificação, seguida de perda de carga e deformações de compressão. No outro, cisalhado a baixas tensões, a tensão de pico ocorreu após a plastificação, tendo-se verificado um comportamento de dilatação com deformações plásticas. Deste modo, os autores concluíram que no primeiro caso, a resistência foi comandada pela parcela coesiva do solo e, no segundo caso, que a resistência foi comandada pela parcela friccional do solo.

Solos com alta cimentação apresentam elevada rigidez, ou seja, um comportamento frágil na ruptura, tanto para baixas quanto altas tensões confinantes. Nos solos com cimentação média ou fraca verificaram uma transição entre comportamento frágil e dúctil, de acordo com o aumento da tensão confinante (CLOUGH *et al.* 1981).

Segundo Akinmusuru (1987), para solos não cimentados, a rigidez e a resistência de pico aumentam com a elevação da tensão confinante. Para um solo cimentado com as mesmas características, o aumento do teor de agente cimentante proporciona um compósito mais frágil na ruptura.

Um parâmetro para comparação da rigidez das amostras é o módulo de deformação. Seu valor no entanto depende das propriedades do material as quais são ditadas pela quantidade de agente cimentante presente, a umidade envolvida no processo de cimentação e o nível de hidratação do cimento. Uma implicação é aquela na qual a quantidade de cimento usado, quantidade de água do solo-cimento compactado e o tempo de cura das amostras influenciam o valor do módulo. Existe assim um módulo único da mistura solo-cimento para cada combinação dos fatores acima. Para amostra mais dúcteis, a tangente inicial da curva tensão-deformação pode ser usada, no entanto para amostras frágeis, valor do módulo de deformação pode ser obtido através da inclinação da porção linear da curva tensão-deformação (AKINMUSURU, 1987).

Segundo Consoli *et al.* (2004), a rigidez e a resistência de pico aumentaram com o aumento da tensão confinante, no que diz respeito ao comportamento tensão-deformação. A fragilidade das amostras é um indicador do nível de cimentação entre os grãos de areia e cimento. Quanto mais cimentada a amostra, mais frágil será o seu comportamento na ruptura.

Quanto aos parâmetros de tensão-deformação, a areia cimentada inicialmente tem comportamento rígido, aparentemente linear até o ponto de plastificação, sendo que este é bem definido, o restante do ensaio é marcado por crescentes deformações plásticas do solo até a ruptura (SCHNAID *et al.*, 2001).

O parâmetro mais utilizado para a caracterização do solo cimentado é a resistência à compressão simples, pois representa a eficiência da mistura (solo, cimento e água) e o grau de enrijecimento do novo material (ACI, 2009).

A mesma fonte cita ainda que a resistência à compressão simples também é influenciada pelo tempo de cura e pelo tipo de solo, concluindo que a resistência para longos períodos de cura é maior em solos granulares.

Segundo Dalla Rosa (2009), o comportamento observado em solos estruturados quando submetidos à compressão isotrópica ou unidimensional (compressão simples e diametral) apresenta tensões superiores para um mesmo volume, quando comparada a situação remoldada ou sem cimentação.

Clough *et al.* (1981) encontraram valores de resistência à tração variando de 9% a 12% da resistência à compressão simples em solos naturalmente cimentados. Em amostras

artificialmente cimentadas, os mesmos autores observaram resistências à tração variando entre 11% e 13% da resistência à compressão simples.

2.2.3 Efeito da cimentação nas deformações e nos parâmetros de resistência ao cisalhamento

A deformação volumétrica indica que a taxa de dilatação na ruptura diminui com o aumento da pressão confinante. Assim, o aumento da rigidez causado pelo aumento da quantidade de cimentação claramente tem efeito no comportamento da deformação volumétrica. O intercepto coesivo e a tensão de resistência à tração aumenta com o aumento da cimentação. As inserções também mostram que o ângulo de atrito em baixas variações de tensões aumenta com o aumento da cimentação (LADE e OVERTON, 1990).

Segundo Akinmusuru (1987), a coesão das misturas de solo-cimento refletem as diferenças da relação tensão-deformação em amostras com distintos graus de cimentação e, resultados mostram que o valor de coesão para cada quantidade de cimento e tempo de cura são independentes da quantidade de água utilizada.

Geralmente, para areias homogêneas não cimentadas espera-se que o ângulo de atrito diminua com o aumento da porosidade; ou aumente com o aumento da densidade. Não podem ser feitas correlações entre ângulo efetivo de atrito interno e porosidade, como geralmente ocorre no caso de areias não cimentadas (SAXENA e LASTRICO, 1978)

A introdução de um agente cimentante na areia produz um material com duas componentes de resistência, um devido ao próprio cimento e outro devido ao atrito. O ângulo de atrito de uma areia cimentada é similar a aquele de uma areia não cimentada (CLOUGH *et al.* 1981 e AKINMUSURU, 1987).

A estrutura do solo-cimento inicialmente se comprime sob carregamento, contudo com o aumento da deformação, a tendência da estrutura da mistura é dilatar. A resistência ao cisalhamento coesiva é destruída com cerca de 1% de deformação e ao mesmo tempo a resistência ao atrito se torna predominante. É observado também que altas pressões hidrostáticas de confinamento podem destruir a cimentação (SAXENA e LASTRICO, 1978).

Aparentemente o ângulo de atrito sofre uma pequena modificação em virtude da mudança da granulométrica do material. Em solos cimentados, o parâmetro de resistência predominante é a

coesão, e a mesma aumenta com o aumento da quantidade de cimento em todos os tempos de cura (AKINMUSURU, 1987).

A resistência residual de uma areia cimentada é próxima àquela de uma areia não cimentada (CLOUGH *et al.* 1981). No entanto, o ângulo de atrito crítico para solos cimentados ($\phi \sim 37^\circ$) é levemente mais baixo que o ângulo de atrito para o material não cimentado ($\phi \sim 40^\circ$), provavelmente devido a influência da cobertura das partículas pelo cimento. Por outro lado, as amostras cimentadas e não cimentadas atinjam essencialmente a mesma linha de estado crítico (COOP e ATKINSON, 1993).

Os mesmos autores citados anteriormente, apontam que as altas deformações ocorridas no estado de pico para ensaios em tensões intermediárias não podem ser sustentadas por uma estrutura cimentada. Os dados obtidos nesta pesquisa revelam que há quebra da estrutura quando as deformações axiais atingem valores na ordem de 0,3 a 0,7% os quais representam o início da plastificação da estrutura cimentada.

A coesão das amostras aumenta com o tempo de cura e com a quantidade de cimento. Outros resultados mostram que além de 21 dias, a coesão permanece praticamente a mesma. Isto pode significar que o efeito da hidratação do cimento nas várias misturas de solo-cimento terminou aos 21 dias. Como a hidratação iniciou no tempo da mistura, o grau de cimentação aumenta notadamente até a cimentação máxima ser obtida. O aumento da coesão foi de 7 a 8 vezes se comparadas as amostras com 7 e 21 dias de cura (AKINMUSURU, 1987).

Segundo Huang e Airey (1993), a cimentação parece ter somente relativamente efeitos menores nas deformações volumétricas e poro-pressões. Todas as amostras aparentemente são carregadas até um único estado crítico, no entanto, a tendência de muitas amostras é de desenvolver rupturas planas pronunciadas.

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).

Nos solos não coesivos, o comportamento mecânico é comandado pela fricção entre grãos e pela compacidade. Segundo Wood (1990), o comportamento friccional é constituído por dois

parâmetros, o ângulo de atrito no estado crítico e o ângulo de dilatância. O autor salienta que este último é constante e o primeiro variável, dependendo do nível de tensões.

2.2.4 Efeitos da tensão de confinamento na cimentação

Para solos cimentados a matriz cimentante inicialmente suporta a tensão confinante, prevenindo a quebra das partículas. Quando o carregamento fratura a matriz, o mesmo atinge as partículas, e então o início da quebra das partículas coincide com a plastificação das ligações cimentantes (COOP e ATKINSON, 1993).

Uma característica comum observada entre areias moderadamente e fracamente cimentadas foi que a rigidez e a resistência de pico aumentam com o aumento da pressão confinante e, o comportamento na ruptura de areias cimentadas e não-cimentadas é frágil em baixas pressões confinantes e dúctil em pressões confinantes mais altas (CLOUGH *et al.*, 1981).

Segundo os autores citados anteriormente, a razão para tal comportamento pode ser entendida através da análise das contribuições relativas das componentes da resistência. Para baixas tensões de confinamento, a componente de cimentação é muito mais significativa que a componente friccional. Portanto, devido à ruptura frágil da cimentação, a areia exibe ruptura frágil nas baixas tensões confinantes. Por outro lado, para altas tensões de confinamento, a componente friccional começa a preponderar e uma resposta mais dúctil se manifesta.

É sabido que a tensão confinante, dependendo de sua magnitude, pode influenciar na resistência de um solo cimentado. Tensões muito elevadas podem provocar a modificação do índice de vazios da amostra tornando-a ligeiramente mais compacta. Em determinados solos, pequenas alterações na porosidade da mistura provocam grande incremento de resistência (FONINI, 2012).

Elliot e Brown (1985) realizaram ensaios triaxiais em uma rocha frágil e porosa, conforme mostra a Figura 2-1. Através destes ensaios os autores demonstram claramente a influência do nível de tensões confinantes no comportamento tensão-deformação deste material estruturado. Na Figura 2-1 nota-se uma clara transição de comportamento frágil e dilatante observado a baixas tensões confinantes e caracterizado pela presença de deformações do tipo “*softening*”, para um comportamento totalmente dúctil e compressivo o qual apresenta deformações do tipo “*hardening*”, este último quando submetido a altas tensões confinantes.

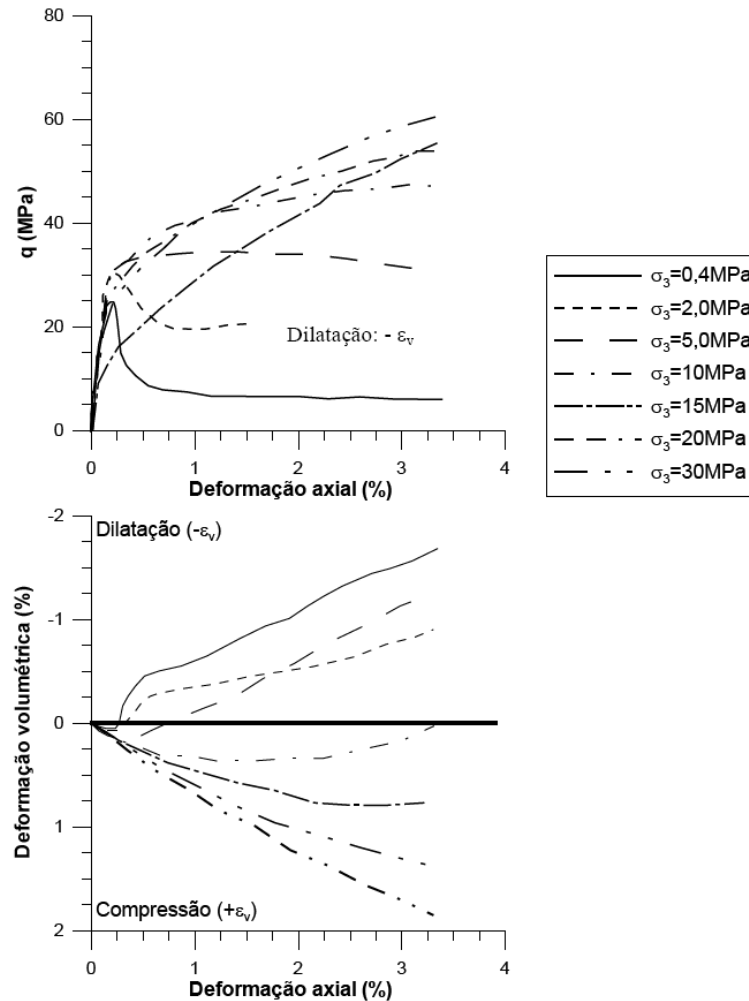


Figura 2-1: Influência da tensão confinante no comportamento tensão-deformação de uma rocha frágil e porosa (adaptado de: ELLIOT e BROWN, 1985)

Para ensaios a altas tensões, as trajetórias de tensões resultantes não têm picos significativos, já que as ligações cimentadas plastificaram durante o estágio de compressão inicial do ensaio e aparentemente tem pouca influência durante o cisalhamento. Em baixas tensões solos não cimentados carbonatados atingem estados de pico sobre a linha de estado crítico como resultado da dilatância, mas em amostras cimentados isto ocorre até mesmo em tensões de cisalhamento de pico mais altas (COOP e ATKINSON, 1993).

As baixas tensões confinantes da resistência de pico resultam da componente coesiva da cimentação, mas em tensões mais altas o solo se torna puramente friccional (COOP e ATKINSON, 1993).

Uma característica importante mostrada nas curvas tensão deformação é que o pós-pico é altamente dependente do grau de cimentação e pressão confinante. Solos fortemente cimentados apresentam um comportamento frágil na ruptura em quaisquer níveis de tensão confinante, já os solos moderadamente ou fracamente cimentados apresentam-se na transição entre o comportamento frágil e dúctil, com o aumento da pressão confinante (CLOUGH *et al.*, 1981).

2.3 DOSAGEM E FATOR VAZIOS/CIMENTO

Este fator é alvo de estudos pelo grupo de pesquisa dos laboratórios de geotecnia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, LEGG e ENVIROGEO sob a coordenação dos orientadores desta pesquisa. Nos últimos anos este grupo de pesquisadores desenvolveu vários trabalhos relacionando a este assunto, Foppa (2005), Consoli *et al.* (2007), Lopes Junior (2007), Cruz (2008), Dalla Rosa (2009), Dalla Rosa (2013), Consoli *et al.* (2013), além de outros. Estes trabalhos, entre outros objetivos, buscam desenvolver uma metodologia de dosagem para misturas solo-agente cimentante, sendo que os resultados apontam claramente para uma relação unívoca entre a quantidade de agente cimentante e a porosidade existente em misturas com diferentes tipos de solo.

Larnach (1960 apud Vendruscolo, 2003) realizou um dos primeiros trabalhos para obter parâmetros de dosagem para solos cimentados. O autor relata que não é possível estabelecer uma relação entre as propriedades de resistência dependente do fator água/cimento, consagrada para o concreto, uma vez que na compactação do solo não é possível a eliminação total do ar. Nos seus estudos, verificou que existe uma correlação entre o teor total de vazios (água + ar) do solo e a quantidade de cimento (V_v/V_c), com a resistência à compressão simples (RCS).

A NBR 12024 (ABNT, 1992) busca estabelecer critérios de dosagem de misturas solo-cimento para fins de estabilização de bases e sub-bases na construção de pavimentos, sugerindo teores de cimento Portland para determinados tipos de solo. Para obter esta dosagem, segundo a norma, é necessária a caracterização física do solo em termos de granulometria, ensaios de compactação, limites de liquidez e plasticidade, além de realizar uma bateria de ensaios de compressão simples, no grau de compactação máximo, variando os teores de cimento. A dosagem a ser utilizada é a que corresponde ao menor teor de cimento que apresentar uma resistência média de 2,1 MPa.

Consoli *et al.* (2007) observou que pequenos teores de cimento adicionados a um solo residual de arenito foram suficientes para obter acréscimo da resistência não confinada. Contudo, a redução da porosidade garantiu uma melhor interação do agente cimentante com a matriz do solo, indicando que amostras cimentadas possuem um desempenho melhor quando a porosidade é reduzida. Desse modo, os autores encontraram uma relação entre a porosidade e o teor de agente cimentante, sendo esta relação apropriada para prever a resistência não confinada.

A Figura 2-2 mostra a correlação entre a resistência à compressão simples e a relação da porosidade pela quantidade de cimento em volume (η/C_{iv}) proposta por Consoli *et al.* (2013).

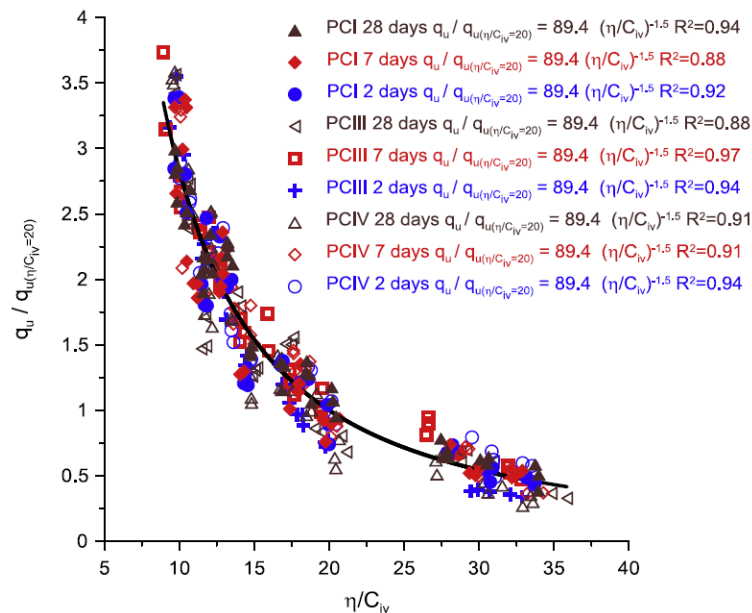


Figura 2-2: Resistência à compressão simples normalizada *versus* a relação da porosidade pelo teor volumétrico de cimento, para diferentes tipos de cimento e tempos de cura (fonte: CONSOLI *et al.*, 2013)

Consoli *et al.* (2013) estudou a areia fina de Osório/RS cimentada com diferentes tipos de cimentos Portland e variação nos teores dos mesmos, com diversas porosidades e diferentes tempos de cura, a fim de validar um método de dosagem a partir do qual fosse possível determinar os parâmetros de resistência e rigidez.

Como pode ser observado na Figura 2-2, a curva foi normalizada por uma dada resistência equivalente a um η/C_{iv} arbitrário igual a 20 para o cimento PCIV.

Consoli *et al.* (2013) relatou que quanto maior for a relação da porosidade pela quantidade de cimento em volume (η/C_{iv}), menor será a resistência do material, independentemente do tipo de cimento e tempo de cura.

Foppa (2005) conclui que para o mesmo fator de vazios/cimento (V_v/V_c), ao se variar o teor de umidade da moldagem, as resistências obtidas são diferentes. Isso indica que a relação V_v/V_c somente tem validade para um mesmo teor de umidade.

Consoli *et al.* (2010), ao estudar misturas de areia – cimento, concluíram que a razão entre a resistência à tração e à compressão simples é igual a 0,15, independente da relação vazios/cimento (η/C_{iv}). Como consequência dessa descoberta, as metodologias de dosagem com base em critérios racionais podem concentrar-se, para este material, tanto em ensaios de tração quanto de compressão simples, conseguindo-se obter o resultado de um a partir do resultado do outro.

Para Cruz (2008), em termos de aplicação prática, o projetista pode escolher adequadamente a quantidade de cimento e a energia de compactação para proporcionar uma mistura que atenda à resistência necessária para o projeto ao menor custo possível, utilizando o fator vazios/cimento. Este fator pode ser também de extrema utilidade no controle da execução de camadas tratadas com cimento, na medida em que, constatada uma compactação inferior à prescrita, poderá se estimar com confiabilidade a perda da resistência decorrente deste fato e consequentemente medidas corretivas poderão ser tomadas como, por exemplo, o reforço da camada ou ainda, a redução do carregamento transmitido.

2.4 MÉTODOS PARA PREVISÃO DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

A seguir, serão descritos alguns modelos que buscam representar as envoltórias de ruptura para misturas solo-cimento. Segundo Pinto (2000), os critérios de ruptura são formulações que procuram refletir as condições em que ocorre a ruptura dos materiais. Este autor cita que, existem critérios que estabelecem máximas tensões de compressão, de tração, cisalhamento, ou energia de deformação e, o critério que melhor representa o comportamento dos solos é o de Mohr-Coulomb.

Além do critério de ruptura de Mohr-Coulomb, extremamente consagrado e utilizado na prática da Engenharia de Solos, serão apresentados outros estudos, tais como o critério de ruptura de Griffith (1921), modelo experimental de Mitchell (1981) e, finalmente, o modelo proposto por Consoli (2014) o qual é o foco desta pesquisa.

2.4.1 Critério de ruptura de Mohr-Coulomb

O critério de ruptura de Mohr-Coulomb faz parte dos conceitos básicos da Mecânica de Solos, sendo que ela é graficamente representada pela tensão cisalhante (τ) *versus* a tensão normal efetiva (σ'_n), como é possível observar na Figura 2-3, onde neste espaço são plotados semicírculos de Mohr representando os estados de tensões na ruptura com uma reta tangente aos mesmos que representa a envoltória de resistência de Coulomb.

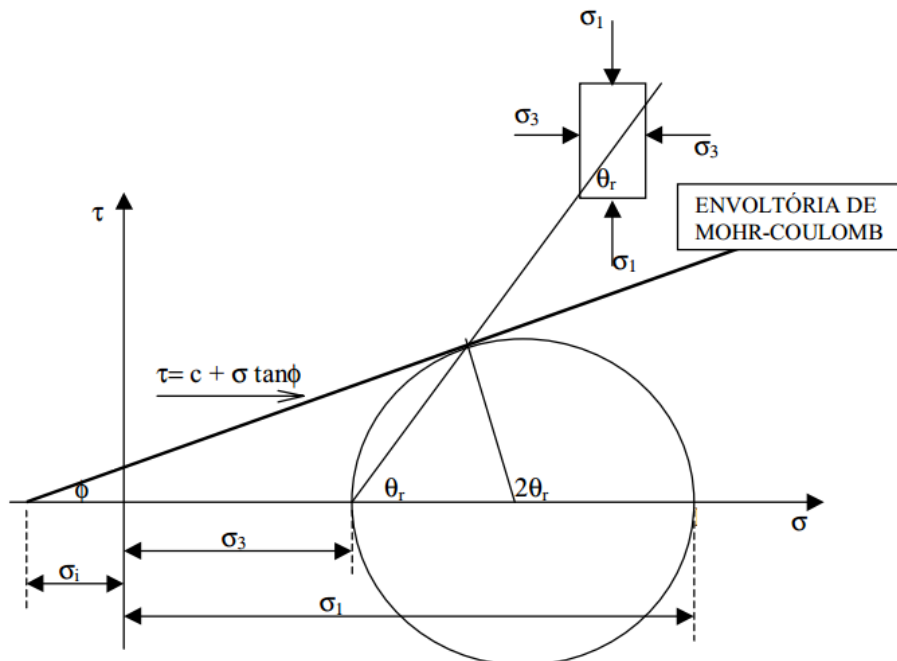


Figura 2-3: Critério de ruptura de Mohr-Coulomb (Adaptado de: PINTO, 2000)

Onde na Figura 2-3 as variáveis possuem a seguinte designação:

c' : intercepto coesivo efetivo;

ϕ' : ângulo de atrito interno efetivo;

σ_1 : máxima tensão normal;

σ_3 : *mínima tensão normal*.

Deste modo, a tensão cisalhante de determinado solo, considerando as condições de tensão efetiva, variam linearmente com a tensão normal, de acordo com os dois parâmetros apresentados na Equação 2.1 a seguir, o intercepto coesivo efetivo e o ângulo de atrito interno efetivo.

$$\tau = c' + \sigma_n \tan(\phi') \quad (\text{Eq. 2.1})$$

Pinto (2000), define o critério de Coulomb como:

Não há ruptura se a tensão de cisalhamento não ultrapassar um valor dado pela Eq. 2.1, sendo c' e ϕ' constantes do material e σ a tensão normal existente no plano de cisalhamento.

Segundo Pinto(2000), o critério de Mohr é definido como:

Não há ruptura enquanto o círculo representativo do estado de tensões se encontrar no interior de uma curva, que é a envoltória dos círculos relativos a estados de ruptura, observados experimentalmente para o material.

O plano de ruptura teórico forma o ângulo θ_r com o plano principal maior, como é possível observar na Figura 2-3, a partir de relações geométricas o plano de ruptura pode ser definido através da Eq. 2.2.

$$\theta_r = 45^\circ + \frac{\phi'}{2} \quad (\text{Eq. 2.2})$$

Segundo Lambe e Withman (1979), em areias a diferença entre a orientação do plano de ruptura teórico e o observado através de ensaios não é maior do que 5°. Os autores afirmam que na maioria dos problemas de Engenharia de Solos esta diferença pode ser ignorada, contudo em alguns casos deve-se ter cuidado.

2.4.2 Teoria da ruptura de Griffith

O inglês, Doutor em Engenharia, Alan Arnold Griffith, formulou, na década de 20, um modelo conceitual no meio elástico bidimensional, contendo a distribuição aleatória de falhas elípticas para gerar um critério de ruptura.

Segundo Consoli *et al.* (2012b), apesar de se ter bem estabelecida as influências da quantidade de cimento e da porosidade na resistência ao cisalhamento de um solo artificialmente

cimentado, não existe um critério de ruptura não linear que considere estas variáveis. O critério de ruptura usual de Coulomb requer um maior número de ensaios de compressão triaxial, com diferentes pressões confinantes, para que se possa estabelecer as envoltórias de ruptura e, assim, obter especificamente a influência da porosidade e da porcentagem de cimento.

A teoria de ruptura de Griffith foi formulada dentro da mecânica de materiais frágeis, explicam Consoli *et al.* (2012b). Para os autores, as bases fundamentais desta formulação são:

- a) pré-existência de falhas dentro do meio;
- b) o valor limite da resistência à tração característica do material, assumindo que as falhas se propagarão de maneira instável ao longo da superfície de ruptura.

Segundo os autores, este modelo leva a uma envoltória de ruptura parabólica, que em casos de misturas solo-agente cimentante pode representar melhor o comportamento do material do que o critério linear de ruptura de Mohr-Coulomb.

Segundo Griffith (1921), hipóteses comuns não podem ser utilizadas para prever cargas alternadas aplicadas em metais com imperfeições na superfície, com maior confiabilidade. Para ensaios em placas com superfícies sem imperfeições, aparentemente as tensões atingidas são menores se comparadas às superfícies com imperfeições. Logo, as imperfeições concentram tensões, e a ruptura acontece com tensões menores do que a teórica convencional.

O mesmo autor descreve que o teorema da energia potencial mínima pode ter sua ideia estendida para prever a carga de ruptura de sólidos com comportamento elástico. Ele leva em conta que a superfície de energia aumenta durante a formação de trincas. Desse modo, o autor considera a influência das imperfeições ou falhas no comportamento do material.

Griffith (1921), propôs que para uma análise criteriosa é necessário ensaiar um material plano homogêneo e isotrópico com espessura uniforme. Para isso, o autor percebeu que o vidro possui um maior calor específico quando submetido a altas temperaturas do que em baixas, contudo, o coeficiente de temperatura do vidro possui uma escala pequena. Portanto, a tensão na superfície pode ser esperada como próxima de uma função linear da temperatura, e assim, a extrapolação para outros materiais pode ser confiável.

Griffith (1921, tradução nossa), afirma que:

A carga de ruptura, de uma placa fina de vidro tendo nela imperfeições planas e suficientemente longas para aplicação de tensão, é inversamente proporcional à raiz quadrada do comprimento das imperfeições. A máxima tensão de tração no canto das imperfeições é maior do que dez vezes a maior resistência à tração do material medido em um ensaio normal.

Com a finalidade de aplicar critério de Griffith para um solo estabilizado, Consoli *et al.* (2012b) perceberam as semelhanças do seu estudo com o de Griffith, o qual originalmente formulou uma explicação para falhas no vidro, sendo que o critério foi baseado na observação de que o vidro internamente não é homogêneo contendo falhas. A comparação com o solo é verdadeira, segundo os autores, pois existem espaços entre os grãos do solo que não estão completamente preenchidos com cimento, estes espaços comandam a ruptura do solo cimentado, enfraquecendo a mistura.

2.4.3 Modelo de Mitchell

Na trabalho de Mitchell (1981), o autor estudou areias artificialmente cimentadas com teores de cimento Portland variando entre 3 e 10 % com relação a massa de solo seco, sendo que o peso específico aparente seco das misturas variou entre 14 a 22 kN/m³. A partir destes estudos, o autor elaborou um modelo empírico para obtenção de parâmetros de resistência ao cisalhamento.

Para a obtenção do ângulo de atrito interno efetivo, Mitchell (1981) sugeriu que para solos granulares finos com adição de cimento, estes valores deveriam ficar entre 30° e 40°. Já Brown (1996, apud Consoli *et al.*, 2014) propôs que este valor variasse entre 60° e 40°.

Com relação a obtenção do intercepto coesivo, Mitchell (1981) sugeriu que este valor em kPa pode ser estimado sendo 0,225 vezes a resistência da compressão não confinada mais 50 kPa das misturas areia-cimento. Brown (1996, apud Consoli *et al.*, 2014) estabeleceu que este valor pode atingir uma ordem de grandeza de 10³ kPa.

Mitchell (1981) cita que o atraso entre a compactação e o processo de mistura dos materiais: solo granular + cimento Portland implica em reduções na resistência e aumento na permeabilidade. Sendo que a densidade ideal para solos granulares finos fica entre 1,4 a 2,2 t/m³.

2.4.4 Modelo para previsão de parâmetros geotécnicos a partir de ensaios de compressão não confinada

Tendo em vista o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, Consoli (2014) propôs um modelo de obtenção de parâmetros de resistência ao cisalhamento a partir de ensaios de compressão simples e diametral.

Deste modo, utilizando o estado de tensão principal na ruptura dos ensaios de compressão simples e diametral, Consoli (2014) plotou no espaço tensão cisalhante (τ) *versus* a tensão normal efetiva (σ'_n) estes resultados, conforme mostra a Figura 2-4. Sendo que, a mínima tensão principal efetiva (σ_3') e a máxima tensão principal efetiva (σ_1') são: $\sigma_{3c}' = 0$ e $\sigma_{1c}' = \sigma_c$ para os resultados de compressão simples e, $\sigma_{3t}' = \sigma_t$ e $\sigma_{1t}' = -3\sigma_t$ para os resultados de compressão diametral.

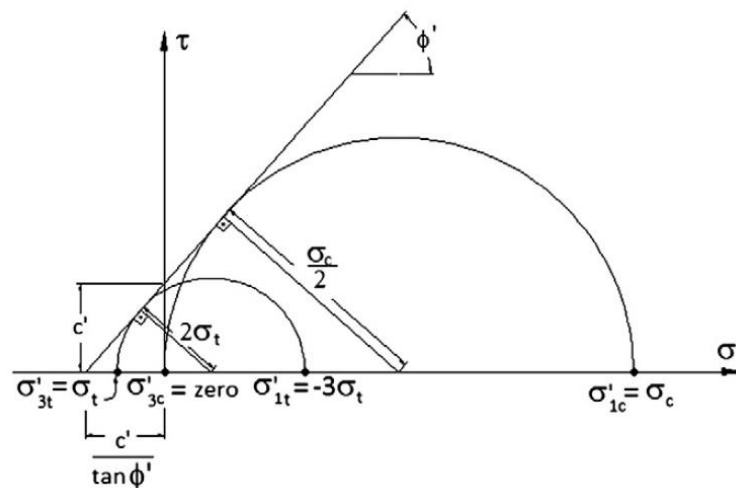


Figura 2-4 Envoltória de resistência de Mohr-Coulomb a partir de ensaios de compressão não confinada (Fonte: CONSOLI *et al.*, 2014)

Jaeger *et al.* (2007, apud Consoli, 2014) mostrou que é possível através de relações a partir de triângulos retângulos na Figura 2-3 obter as Equações 2.3 e 2.4 para a compressão simples e diametral, respectivamente.

$$\text{sen } \phi' = \frac{\frac{\sigma_c}{2}}{\frac{\sigma_c}{2} + \frac{c'}{\tan \phi'}} \quad (\text{Eq. 2.3})$$

$$\text{sen } \phi' = \frac{2\sigma_t}{\sigma_t + \frac{c'}{\tan \phi'}} \quad (\text{Eq. 2.4})$$

Substituindo $[c'/(\tan \phi')]$ da Equação 2.2 na Equação 2.3 e, rearranjando em termos de $(\text{sen } \phi')$, resultará na Equação 2.4.

$$\text{sen } \phi' = \frac{\sigma_c - 4\sigma_t}{\sigma_c - 2\sigma_t} \quad (\text{Eq. 2.5})$$

Logo, para se obter o ângulo de atrito interno basta utilizar a Equação 2.5, a seguir.

$$\phi' = \arcsen\left(\frac{\sigma_c - 4\sigma_t}{\sigma_c - 2\sigma_t}\right) \quad (\text{Eq. 2.6})$$

E, substituindo a Equação 2.5 na Equação 2.2 e, rearranjando em termo de (c') resultará na Equação 2.6.

$$c' = \frac{\sigma_c \left[1 - \left(\frac{\sigma_c - 4\sigma_t}{\sigma_c - 2\sigma_t}\right)\right]}{2\cos\left[\arcsen\left(\frac{\sigma_c - 4\sigma_t}{\sigma_c - 2\sigma_t}\right)\right]} \quad (\text{Eq. 2.7})$$

De posse destes equações pode-se obter uma estimativa dos parâmetros geotécnicos para misturas solo-agente cimentante, de maneira muito mais simples do que, por exemplo, através de ensaios de compressão triaxial, os quais demandam um maior custo financeiro e tempo de execução.

3 MATERIAIS, MÉTODOS E PROGRAMA EXPERIMENTAL

Neste capítulo serão apresentados os materiais utilizados na pesquisa, bem como a justificativa de adoção de cada um deles. Também será apresentada a metodologia seguida para obtenção dos resultados. E, finalmente, será apresentado o programa experimental dos ensaios realizados.

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Esta dissertação faz parte da linha de pesquisa do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS de desenvolvimento de novos materiais geotécnicos e de construção, mais especificamente, no estudo de melhoramento ou estabilização de solos. Deste modo, esta pesquisa se encaixa em uma sequência de estudos desenvolvidos pelos laboratórios de geotecnia da UFRGS, LEGG/Environgeo, sob a liderança dos orientadores deste trabalho.

Apesar de não ter o mesmo objetivo principal, esta pesquisa dá sequência aos estudos realizados por Cruz (2008) no que diz respeito ao comportamento de uma areia artificialmente cimentada quando submetida à compressão triaxial.

Portanto, os materiais utilizados, métodos e o programa experimental tomaram como base a pesquisa de Cruz (2008), com algumas diferenças que serão abordadas neste capítulo.

A Figura 3-1 apresenta um fluxograma que demonstra o delineamento da pesquisa realizada, com todas as etapas do programa experimental e os resultados esperados.

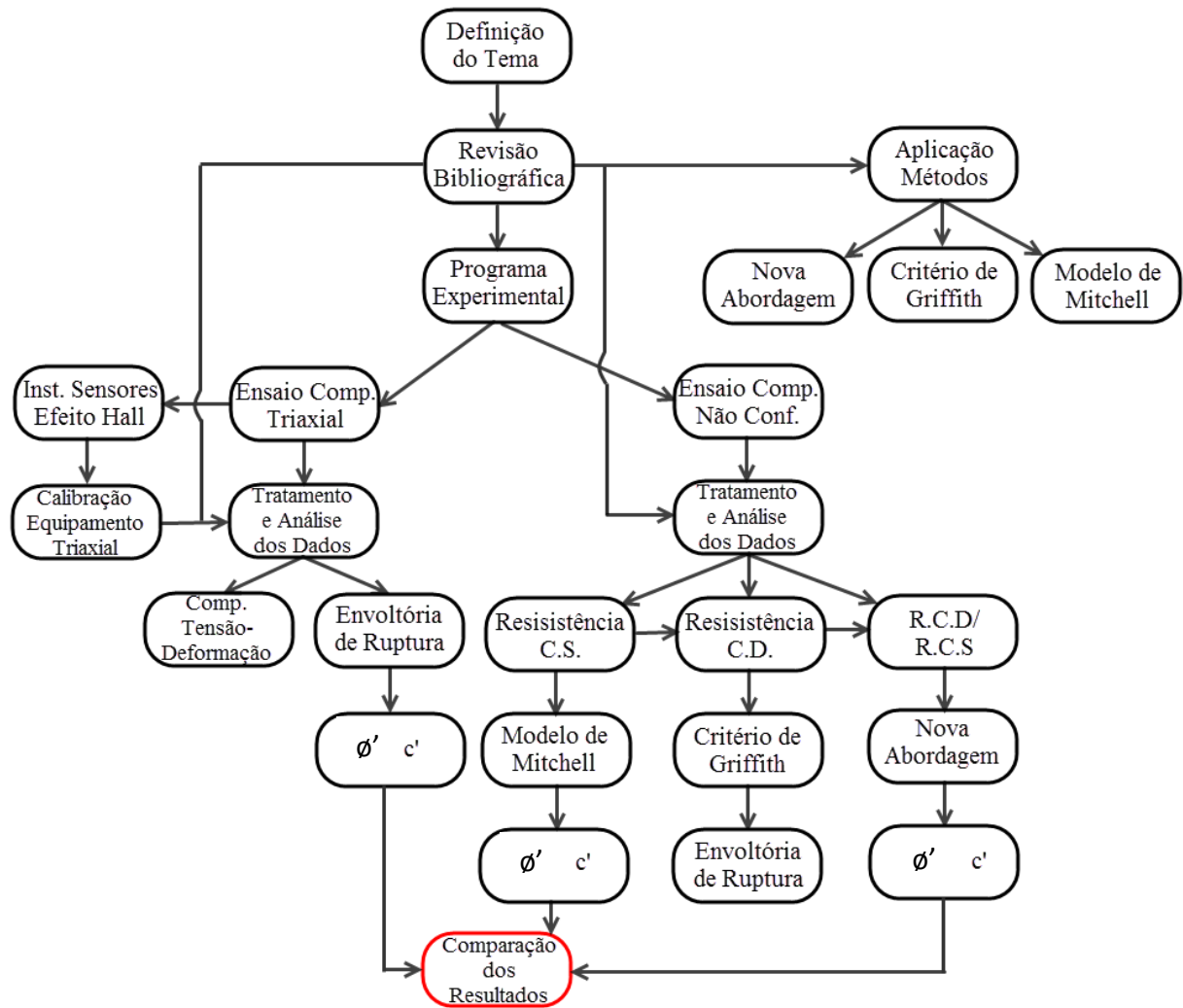


Figura 3-1: Fluxograma de delineamento da pesquisa

3.2 MATERIAIS

Nesta pesquisa foram utilizados três materiais: solo arenoso, cimento Portland de alta resistência inicial e água destilada. Estes materiais serão descritos a seguir.

3.2.1 Solo

O solo utilizado foi areia proveniente do município de Osório/RS. A escolha desse solo se justifica pois, além da comparação com o trabalho de Cruz (2008), essa areia possui várias propriedades semelhantes às areias utilizadas em pesquisas na prática internacional. É classificada como uma areia fina quartzosa, proveniente de depósitos praias marinhos e eólicos e de retrabalhamento eólico atual da região costeira do estado do Rio Grande do Sul, ausente de impurezas e matéria orgânica (FONINI, 2012).

Esta areia pertence ao Sistema Laguna-Barreira III, sendo que estes depósitos estendem-se, de maneira quase contínua, ao longo de toda a planície costeira, desde Torres até o Chuí (FONINI, 2012).

De acordo com Tomazelli & Villwock (2005), este Sistema é composto por areias quartzosas claras, finas, bem selecionadas, com estratificações bem desenvolvidas. As fácies acumuladas são representadas principalmente por areias finas, siltico-argilosas, pobremente selecionadas, de coloração creme, com laminação plano-paralela e, frequentemente, incluindo concreções carbonáticas e ferruginosas.

Cruz (2008) realizou os ensaios de granulometria, peso específico real dos grãos, e índice de vazios máximo e mínimo, os quais são apresentados na Figura 3-2 e na Tabela 3-2.

A análise granulométrica do solo foi realizada por peneiramento, estando de acordo com os procedimentos descritos pela NBR 7181 (1984). A determinação do peso específico real dos grãos seguiu o método descrito pela NBR 6508 (1984). Os ensaios de índice de vazios máximos e mínimos seguiram os procedimentos descritos pelas NBR 12034 (1990) e NBR 12051 (1991) respectivamente, sendo que Cruz (2008) utilizou o método de reuso do material.

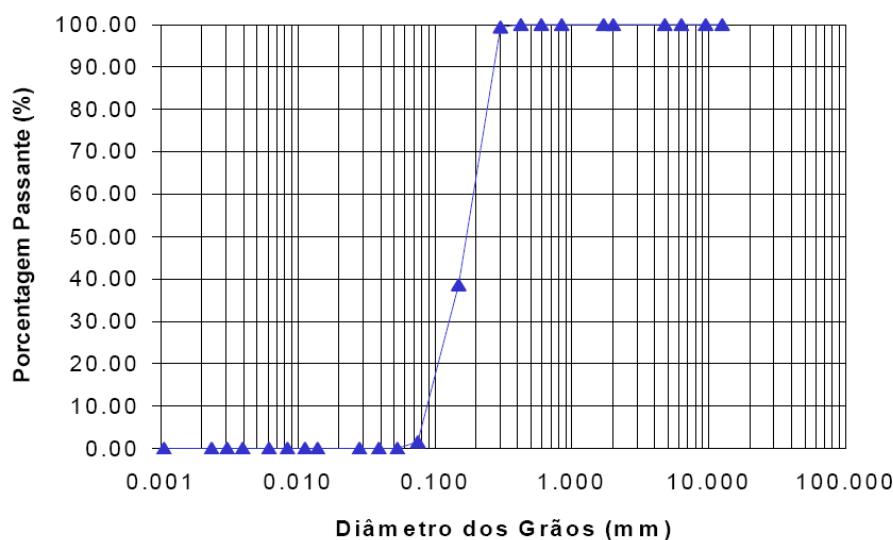


Figura 3-2: Curva granulométrica da Areia de Osório (fonte: CRUZ, 2008)

Tabela 3-1: Índices físicos da Areia de Osório (fonte: CRUZ, 2008)

Índices Físicos	Areia de Osório
Peso específico real dos grãos (γ_s)	26,5 kN/m ³
Coefficiente de uniformidade (C_u)	2,11
Coefficiente de curvatura (C_c)	1,15
Diâmetro efetivo (D_{10})	0,09 mm
Diâmetro médio (D_{50})	0,17 mm
Índice de vazios ($e_{máximo}$)	0,85
Índice de vazios ($e_{mínimo}$)	0,6

Dalla Rosa (2009) apresenta imagens da areia de microscopia eletrônica de varredura em escala, a qual foi ampliada 40 e 500 vezes, respectivamente (Figura 3-3), o autor concluiu que visualmente a areia é composta por grãos de tamanho uniforme, sendo estes pouco arredondados e com uma rugosidade relativamente moderada.

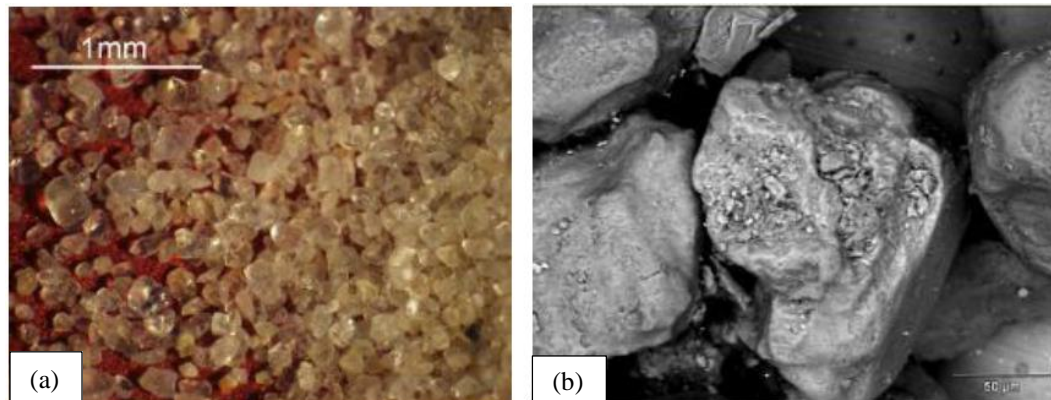


Figura 3-3: Areia de Osório (a) ampliada em 40 vezes e (b) ampliada em 500 vezes (fonte: DALLA ROSA, 2009)

3.2.2 Agente cimentante

O cimento utilizado nesta pesquisa foi o cimento Portland de alta resistência inicial, CP V-ARI, normalizado pela NBR 5733 ABNT (1991).

De acordo com ABCP (2002), as componentes essenciais do cimento Portland são o calcário (constituído por óxido de cálcio – CaO) e a argila caulínica (composta essencialmente por sílica – SiO₂ e alumina – Al₂O₃, que poderá conter uma pequena parcela de óxido férrico –

Fe₂O₃). O calcário e a argila, nas suas devidas proporções (dependentes do tipo de cimento), são moídos, misturados via seca ou úmida, e queimados a temperaturas de até 1450°C, em longos fornos rotativos. Neste processo de queima, a água (H₂O) e o gás carbônico (CO₂) são eliminados, formando-se o clínquer, que são grumos vítreos do tamanho de “bolas de gude”. Assim que o clínquer sai do forno (ainda incandescente) é resfriado rapidamente e, após isso, é adicionado a este cerca de 3% de gesso (CaSO₄.2H₂O), sendo o conjunto finamente moído para constituir o cimento.

As características que tornam o cimento de alta resistência inicial (CPV-ARI) são conseguidas graças a uma dosagem diferente de calcário e argila na produção do clínquer, bem como a moagem mais fina do cimento produzido. Assim, ao reagir com a água, o cimento CPV adquire uma resistência maior nos primeiros dias de cura que em relação aos demais tipos de cimento. Diferentemente dos outros tipos de cimentos, que levam a adição de altos teores de materiais pozolânicos (cinza de casca de arroz, entre outros), escória de alto forno e/ou material carbonático, o cimento CPV-ARI somente admite um teor máximo de 5% de material carbonático (ABCP, 2002).

Na Tabela 3-2 são apresentadas as principais características do cimento de alta resistência inicial. A Figura 3-4 apresenta, para os diferentes tipos de cimento, a resistência à compressão simples com o avanço do tempo de cura.

Tabela 3-2: Características do cimento Portland de alta resistência inicial (fonte: ABCP, 2002)

Tipo de Cimento Portland	Sigla	Composição (% em massa)		Tempo de Pega (h)	Norma Brasileira
		Clínquer + Gesso	Material Carbonático		
Alta Resistência Inicial	CPV-ARI	100 - 95	0 - 5	1 - 10	NBR 5733

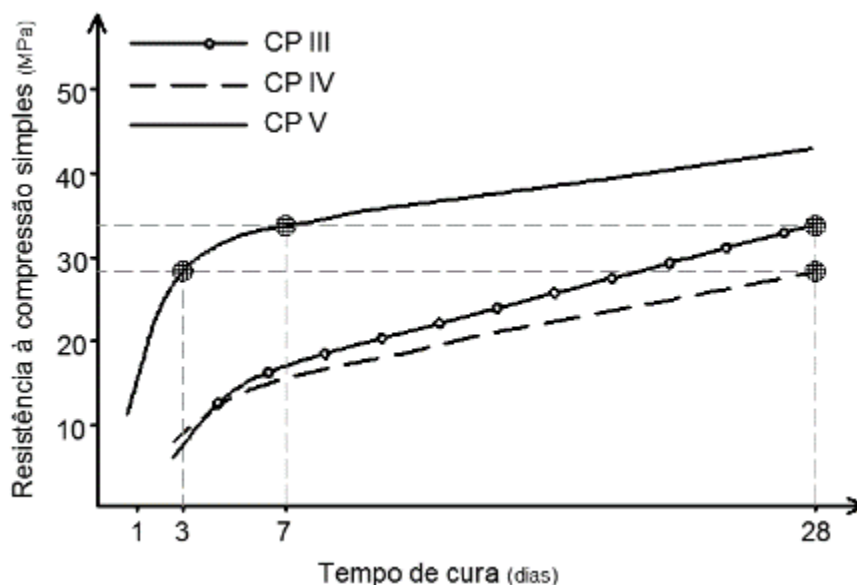


Figura 3-4: Evolução média da resistência à compressão dos diversos tipos de cimento Portland (fonte: ABCP, 2002)

Uma vez que a proposta de trabalho é utilizar a dosagem realizada por Cruz (2008), é natural que se utilize o mesmo tipo de cimento. A utilização do cimento Portland CP V-ARI é justificada pelo autor de acordo com a Figura 3-4, onde se observa que, com três dias de cura, a resistência deste cimento é a equivalente ao cimento Portland CP IV para 28 dias de cura. Ainda, para sete dias de cura com CP V-ARI, a resistência à compressão simples é a equivalente ao cimento Portland CP III com 28 dias de cura.

É válido ressaltar que o cimento utilizado nesta pesquisa é da marca Cimpor, fabricado em Nova Santa Rita no Rio Grande do Sul. Apesar de normatizado, cimentos de marcas diferentes podem apresentar resultados diferentes na relação resistência *versus* tempo de cura devido aos processos e materiais utilizados por cada fabricante.

3.2.3 Água

A água utilizada na moldagem dos corpos de prova para os ensaios de compressão simples e compressão triaxial foi obtida através do processo de destilação. Este procedimento foi realizado para evitar que possíveis alterações na água, proveniente do abastecimento público, viessem de alguma maneira, causar algum tipo de alteração nos resultados.

3.3 MÉTODOS

A seguir, serão descritos os métodos utilizados na preparação e moldagem dos corpos de prova utilizados, tanto para compressão não confinada, quanto para compressão triaxial. Também serão descritos os equipamentos utilizados e a forma como foram realizados os ensaios.

3.3.1 Moldagem e cura dos corpos de prova

Foram utilizados corpos de prova cilíndricos de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura. A confecção dos corpos de prova foi realizada através dos procedimentos de pesagem, mistura, compactação, desmoldagem, acondicionamento, armazenamento e cura, conforme a Figura 3-5.

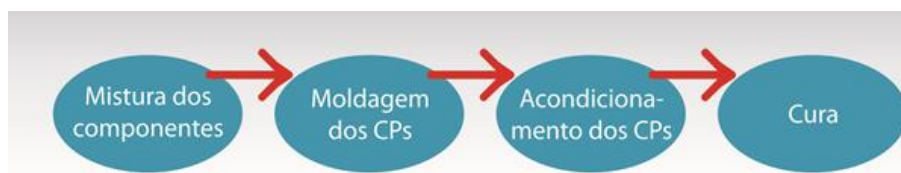


Figura 3-5: Etapas de preparação de corpos de prova

Após a pesagem dos materiais (areia, cimento e água) com resolução de 0,01 g, o solo e a cimento eram misturados com o auxílio de uma espátula metálica até que a mistura adquirisse coloração uniforme. Em seguida, era adicionada água continuando o processo de mistura até que a homogeneidade fosse obtida.

A quantidade de cimento necessária para cada mistura foi calculada em relação à massa de solo seco utilizada e a quantidade de água (teor de umidade) em relação à soma das massas de solo seco e cimento, da mesma maneira como foi realizado por Cruz (2008). A quantidade total de mistura permitia a moldagem de um corpo de prova e uma sobra para determinação do teor de umidade.

Após a mistura dos materiais, a quantidade de material necessário para confecção de um corpo de prova era dividido em três partes iguais, armazenados em recipientes com tampa para evitar a perda da umidade, para posterior compactação.

Ao final deste processo, duas pequenas porções da mistura eram retiradas e colocadas em cápsulas para determinação do teor de umidade. A média dos dois teores de umidade medidos era adotada como sendo o teor de umidade de corpo de prova.

A amostra era, então, compactada estaticamente em três camadas no interior de um molde metálico tripartido (Figura 3-6), de maneira que cada camada atingisse o peso específico aparente seco estipulado, tomando-se o cuidado de escarificar levemente os topos acabados da primeira e da segunda camada para aumentar a integração entre as camadas superpostas.



Figura 3-6: Molde de metálico tripartido

Concluído o processo de moldagem, o corpo de prova era imediatamente extraído do molde, sua massa e medidas (diâmetro e altura) devidamente anotados com resolução de 0,01g e 0,1 mm respectivamente, e acondicionado em um saco plástico adequadamente identificado e vedado para evitar variações significativas do teor de umidade, como é possível observar na Figura 3-7.

Os corpos de prova assim obtidos eram, então, armazenados e curados por um período de até 90 dias em um ambiente com temperatura controlada (temperatura de $22^{\circ} \pm 2^{\circ}\text{C}$).

Foram considerados aptos para ensaios os corpos de prova que atendiam as seguintes tolerâncias:

- a) Peso específico aparente seco (γ_d): grau de compactação de 99% a 101%, sendo o grau de compactação definido como o valor de γ_d efetivamente obtido na moldagem dividido pelo valor de γ_d definido como meta.;
- b) Teor de umidade (ω): valor especificado $\pm 0,5$ pontos percentuais;
- c) Dimensões: diâmetro $50 \pm 0,5$ mm e altura 100 ± 1 mm.

A Figura 3-7 apresenta o aspecto final de um corpo de prova moldado de acordo com os procedimentos descritos anteriormente e com a NBR 12770 (ABNT, 1992).



Figura 3-7: Corpo de prova areia-cimento, (a) aspecto final e (b) identificado e vedado

3.3.2 Ensaio de compressão simples

Ensaio de compressão simples têm sido utilizados na maioria dos programas experimentais relatados na literatura quando se deseja verificar a efetividade da estabilização com cimento ou acessar aspectos relativos à importância de fatores influentes sobre a resistência de solos estabilizados. Uma das razões para tal é a experiência acumulada com este tipo de ensaio na área de concretos, além de ser um ensaio de simples e rápida execução, baixo custo, confiável e amplamente difundido no meio técnico (FOPPA, 2005).

Porém, segundo Cruz (2008), sabe-se que, quando da utilização do solo cimentado como uma camada compactada sobre um solo de baixa capacidade de suporte, a ruptura do sistema geralmente ocorre por tração na base da camada estabilizada. Pareceria mais razoável, então, utilizar o ensaio de resistência à tração como uma medida direta da resistência do solo-cimento.

Entretanto, resultados apresentados por Consoli (2014) demonstraram que a resistência à tração para o solo estabilizado utilizado nesta pesquisa é aproximadamente 15% da resistência à compressão simples. Esse fato, aliado aos aspectos mencionados acima, fez com que o ensaio de compressão simples fosse adotado, apenas para verificar os resultados obtidos por outros

autores, tais como Cruz (2008) e Marquez (2014), que utilizaram as mesmas dosagens utilizadas nesta pesquisa, contudo, com objetivos diferentes.

Logo, para execução dos ensaios seguiu-se os procedimentos da norma NBR 12025 (ABNT, 1990). Sendo que foi utilizada uma prensa automática com capacidade máxima de 100 kN, com anel dinamométrico calibrado com capacidade de 10 kN e resolução de 0,005 kN, conforme apresenta a Figura 3-8. A velocidade de deformação destes ensaios foi de 1,14 mm por minuto.



Figura 3-8: Prensa de compressão simples

Os corpos-de-prova, após serem curados, vedados e no ambiente de laboratório, eram submersos em um recipiente com água por um período de 24 horas, visando aproximar a condição de saturação. A temperatura da água do tanque era controlada e mantida em $22 \pm 3^\circ \text{C}$.

Imediatamente antes do ensaio de compressão simples, os corpos de prova eram retirados do tanque e, então, iniciava-se a execução do ensaio no qual era anotada a carga máxima atingida pelo corpo de prova.

Como o objetivo destes ensaios era apenas para um critério de conferência já que outros autores realizaram este tipo de trabalho, foi moldado ao menos um corpo de prova de compressão simples para cada ensaio de compressão triaxial realizado. Desta maneira, os resultados obtidos

foram comparados com os resultados apresentados por outros autores, validando o processo de moldagem para os ensaios triaxiais realizados.

Contudo, é válido ressaltar que os ensaios de compressão simples realizados com 90 dias de cura para as dosagens em estudo não foram apresentados por outros trabalhos, sendo estes mais uma contribuição desta pesquisa.

3.3.3 Ensaio de compressão triaxial consolidado e drenado

O ensaio de compressão triaxial “clássico”, em linhas gerais, consiste em aplicar ao corpo de prova uma tensão confinante uniforme ($\sigma_3 = \sigma_2$) e uma tensão axial crescente (σ_1) até à ruptura.

A tensão confinante é aplicada por intermédio de um fluido sob pressão, em geral água, que por sua vez, não entra em contato com o corpo de prova por ele estar protegido por uma membrana de látex.

A tensão axial (σ_1) resulta da aplicação (por meio de um pistão) no topo do corpo de prova da tensão ($\sigma_1 - \sigma_3$), designada por tensão desvio ou tensão distorcional e da tensão confinante (σ_3), conforme a Equação 3.1.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (\text{Eq. 3.1})$$

Nestas condições de ensaio, as tensões σ_1 e σ_3 são tensões principais, máxima e mínima, respectivamente e cada tensão confinante corresponde a um círculo de Mohr de ruptura, cujo diâmetro é igual ao valor da tensão distorcional máxima, ou seja, $(\sigma_1 - \sigma_3)$.

Nesta pesquisa, foram realizados ensaios de compressão triaxial consolidados isotropicamente drenados (CID) em trajetórias de tensão convencional (compressão axial) com objetivo principal de validar a aplicação de uma nova abordagem para previsão de parâmetros geotécnicos de resistência.

Anteriormente à execução de quaisquer ensaios triaxiais procedeu-se à calibração, ou à verificação da calibração dos diferentes equipamentos utilizados, tais como: célula de carga, transdutores de pressão (pressão confinante e contra-pressão), medidor de volume e medidores de deslocamento (internos e externo).

Logo, para este estudo com a utilização de solo-cimento optou-se por tensões de confinamento efetivas de 20, 100 e 200 kPa, tensões estas usuais em estudos anteriores e projetos de engenharia, visto que as camadas de solos estabilizados, usualmente, não possuem grande profundidade.

É válido ressaltar que, no estudo de Cruz (2008), foram utilizadas tensões de confinamento efetivas de 20, 200 e 400 kPa e, este é um dos motivos que se deve ter cuidado na comparação entre os resultados apresentados por Cruz (2008) e os resultados apresentados nesta pesquisa.

Os ensaios triaxiais foram realizados sob deformação controlada e com velocidade de 0,0173 mm/min. Deste modo, a velocidade aplicada é lenta o bastante para garantir a dissipação e o equilíbrio de qualquer poro-pressão gerada durante o ensaio drenado.

A prensa triaxial e o sistema de aplicação de pressões utilizados são da marca Geonor (Figura 3-9). Este equipamento permite o monitoramento da poro-pressão no interior do corpo de prova e da pressão confinante através de dois transdutores de pressão acoplados na câmara triaxial, calibrados linearmente para um intervalo de 900 kPa de pressão e com resolução menor que 0,1 kPa conforme mostra a Figura 3-10.



Figura 3-9: Equipamento de compressão triaxial

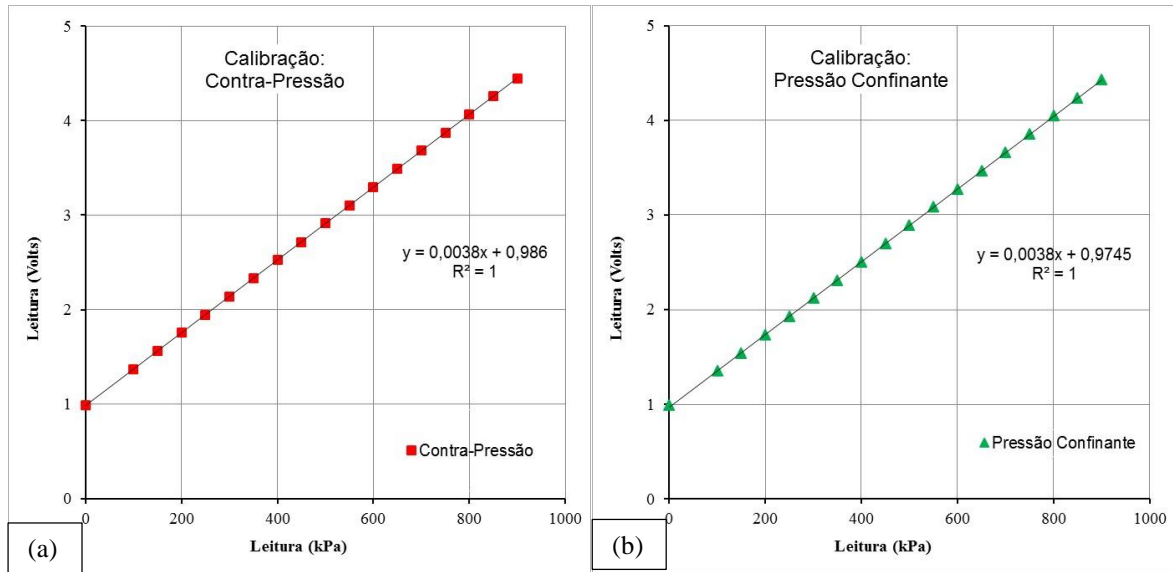


Figura 3-10: Calibração dos transdutores de pressão, (a) contra-pressão e (b) pressão confinante

A medição do carregamento aplicado foi feita através de uma célula de carga com capacidade de 10 kN e resolução de 0,005 kN, posicionada externamente à câmara triaxial, também devidamente calibrada através de anel dinamométrico, conforme mostra a Figura 3-11.

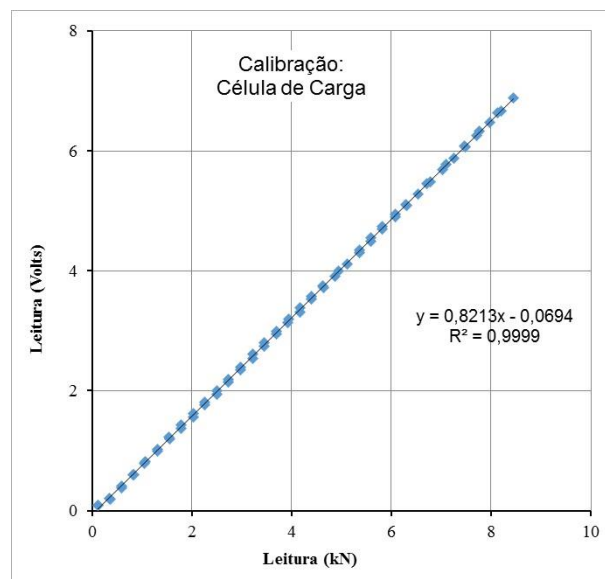


Figura 3-11: Calibração da célula de carga

As deformações axiais foram medidas por meio de dois sistemas independentes. Um sistema interno, constituído por dois dispositivos utilizando sensores de efeito Hall que permitiam a medição das deformações iniciais com maior resolução (menor que $1\mu\text{m}$), e um sistema externo

convencional, constituído por um transdutor de deslocamento linear (resolução menor que 10 μm) medindo o deslocamento relativo entre a câmara triaxial e o pistão de carga, sendo que a curva de calibração do medidor de deformação externo é apresentado na Figura 3-12.

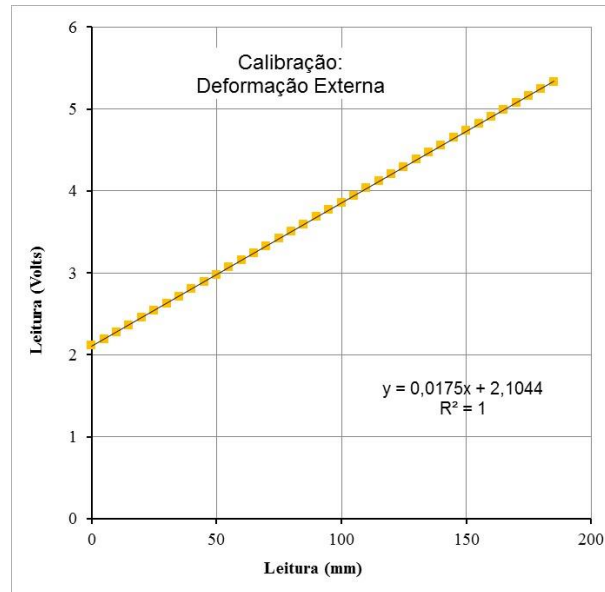


Figura 3-12: Calibração do medidor de deformação externo

Os sensores de medição interna de deformações (em detalhe na figura Figura 3-13) seguem o arranjo descrito por Clayton *et al.* (1989) e a técnica de instalação dos mesmos seguiu os procedimentos descritos por Martins (1994). O intervalo médio de deslocamento para os quais os sensores foram calibrados era de 6,00 mm, como mostra a Figura 3-14.



Figura 3-13: Posicionamento dos sensores de efeito hall, axial e radial

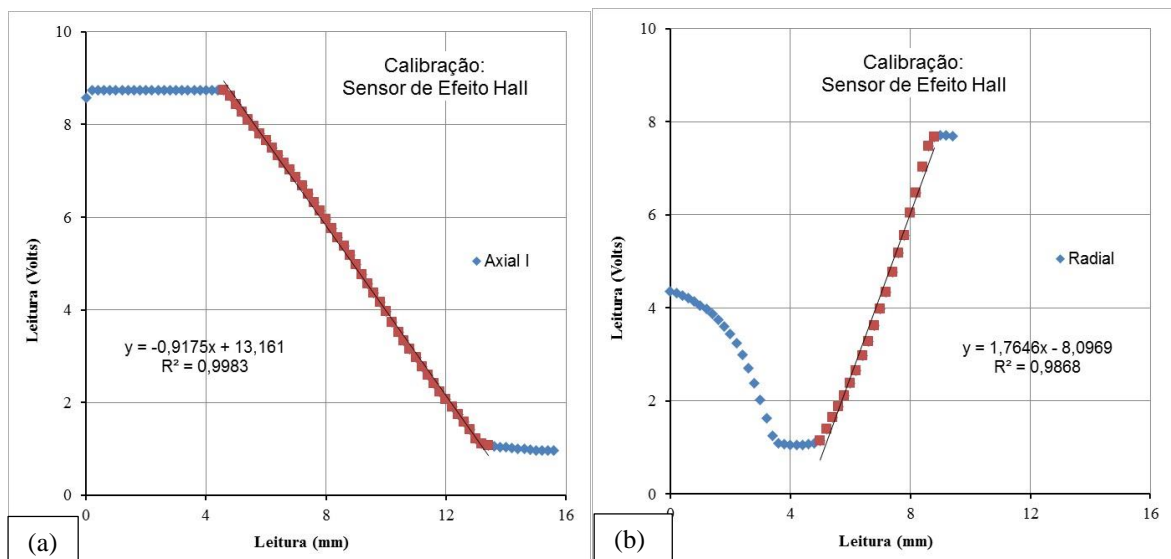


Figura 3-14: Calibração dos sensores de efeito hall, (a) axial 1 e (b) radial

A variação volumétrica é obtida através de um medidor externo do tipo Imperial College. As curvas de calibração do equipamento, para os sentidos ascendente e descendente, são expostas na Figura 3-15 .

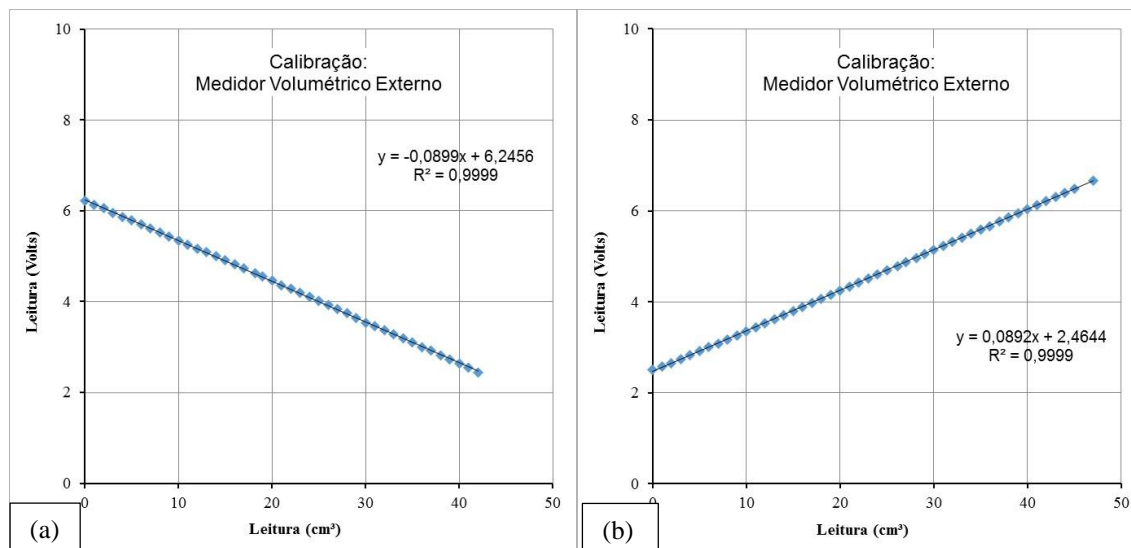


Figura 3-15: Calibração do medidor volumétrico externo, (a) ascendente e (b) descendente

A execução dos ensaios triaxiais seguiu os procedimentos gerais descritos pela BS 1377 (1990) e consistia em duas fases principais. Na primeira fase, eram feitas a saturação e a consolidação do corpo-de-prova e, na segunda, o carregamento axial até a ruptura.

Na fase de saturação, primeiramente procedia-se a percolação de água durante um período de no mínimo 1 hora (até que não fossem mais percebidas bolhas de ar saindo da amostra), ou até o volume percolado atingir 2 vezes o volume de vazios de cada dosagem aplicada. Esta fase visa a eliminação de bolhas de ar na amostra, facilitando a saturação do corpo de prova.

O procedimento iniciou-se com a aplicação de uma tensão de confinamento na amostra e de uma contra-pressão (altura de coluna de água disponível do reservatório), de modo que a tensão efetiva ficasse em aproximadamente 20 kPa. Esta tensão confinante servia para evitar a passagem de água entre a membrana de látex e o corpo de prova. Assim, a base estava conectada ao reservatório de água e o topo à pressão ambiente para que houvesse fluxo.

Após a percolação, chegava-se a uma contra-pressão de aproximadamente 410 kPa no topo do corpo de prova. Essa contra-pressão era aplicada através de incrementos de 50 kPa ao mesmo tempo que um incremento de mesmo valor era aplicado de tensão confinante, porém sempre

mantendo a diferença inicial de 20 kPa (tensão efetiva). O monitoramento da saturação foi feito através do parâmetro de poro-pressão B (SKEMPTON, 1954) a partir do primeiro incremento de carga.

A consolidação das amostras foi efetuada através da aplicação da tensão efetiva de ensaio (100 kPa e 200 kPa), com exceção das amostras com 20 kPa de tensão confinante efetiva, a qual permanecia com esta tensão desde o início da percolação. Nesta etapa media-se a variação volumétrica do corpo-de-prova e considerava-se consolidado e, apto para o cisalhamento, quando não houvesse mais variação no volume com o passar do tempo.

Concluídas a saturação e a consolidação, procedia-se ao cisalhamento da amostra. Ao final do ensaio, as dimensões do corpo-de-prova eram tomadas para posterior uso nas correções. Para cálculo das tensões aplicadas, foram feitas as correções de área propostas por La Rochelle et al. (1988).

Não foi feita correção nas tensões em função da resistência imposta pela membrana de látex por ser considerada de difícil avaliação e de magnitude insignificante frente às tensões aplicadas.

3.4 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental da pesquisa foi elaborado com o objetivo de aplicar uma nova abordagem para obtenção de parâmetros geotécnicos de resistência, a partir da relação entre a resistência à compressão diametral sobre a resistência à compressão simples, e de validar este modelo através de ensaios de compressão triaxial.

Para isso, utilizou-se a dosagem proposta por Cruz (2008) com intuito de aplicar os resultados já produzidos por este autor, bem como, complementar com um novo parâmetro, a variação no tempo de cura. Todos os resultados produzidos por este autor possuem o mesmo tempo de cura de 7 dias.

Seguindo esta mesma linha, Marques (2014) utilizou a mesma dosagem proposta por Cruz (2008), para realizar os ensaios de compressão não confinada (simples e diametral) variando o tempo de cura para 03, 07 (ensaios de compressão diametral, não realizados por Cruz (2008)) e 28 dias.

Cruz (2008), no seu programa experimental de ensaios de compressão triaxial, utilizou 3 valores para o fator vazios/cimento (V_v/V_c) de 10, 17 e 30, pois estes valores abrangem grande parte dos resultados de resistência à compressão simples que geraram a curva apresentada na Figura 3-16 para 7 dias de cura.

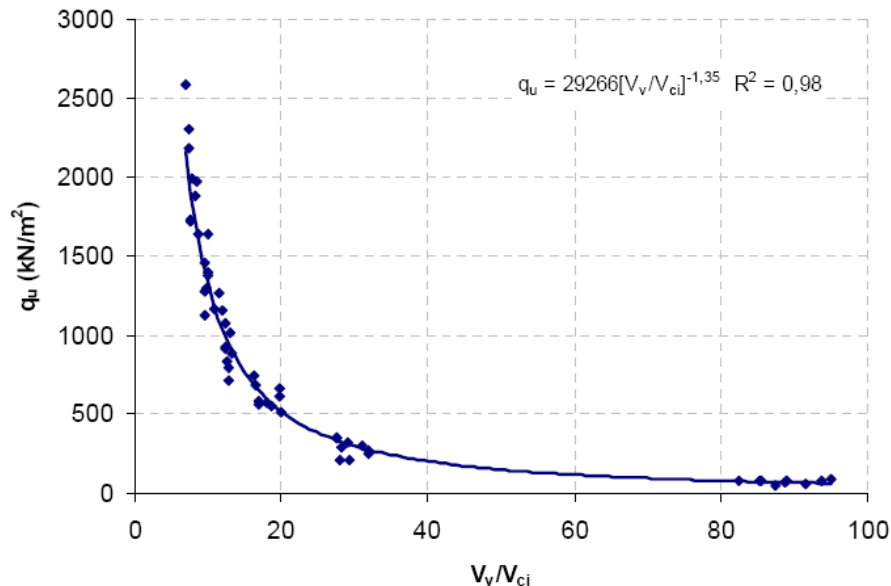


Figura 3-16: Resistência à compressão simples *versus* o volume de vazios sobre o volume de cimento (fonte: CRUZ, 2008)

Deste modo, nesta pesquisa foram utilizados os mesmos valores para o fator vazios/cimento: 10, 17 e 30 e, os tempos de cura de 03, 28 e 90 dias. Sendo que para 90 dias de cura foram realizado ensaios apenas para os fatores vazios/cimento de 10 e 30.

Portanto, o programa experimental abrange 22 ensaios de compressão triaxial (CD), utilizando as seguintes tensões efetivas de confinamento de 20 kPa, 100 kPa e 200 kPa.

Também foram realizados ensaios de compressão simples, com intuito de verificar os resultados obtidos por Cruz (2008) e Marques (2014) e obter uma maior confiabilidade dos dados gerados. Para isso, cada corpo de prova moldado para romper à compressão triaxial, possuía um corpo de prova reserva que, caso não fosse necessária a substituição pelo principal, era rompido à compressão simples.

A seguir, na Tabela 3-3, estão apresentados todos os ensaios realizados nesta pesquisa. A designação dos CP's nesta tabela tem o seguinte significado: TCD = Triaxial, Consolidado e Drenado; CS = Compressão Simples;

Tabela 3-3: Programa experimental da pesquisa

Designação do CP	Cimento (%)	Fator Vv/Vc (η/C_{iv})	Índice de vazios (e)	Tempo de cura (dias)	Tensão confinante efetiva de ensaio (kPa)
TCD_01	3	30	0,73	3	20
TCD_02	3	30	0,73	3	100
TCD_03	3	30	0,73	3	200
AC_30_03_CS	3	30	0,73	3	não confinado
TCD_04	3	30	0,73	28	20
TCD_05	3	30	0,73	28	100
TCD_06	3	30	0,73	28	200
AC_30_28_CS	3	30	0,73	28	não confinado
TCD_07	3	30	0,73	90	20
TCD_08	3	30	0,73	90	200
AC_30_90_CS	3	30	0,73	90	não confinado
TCD_09	5,06	17	0,68	3	20
TCD_10	5,06	17	0,68	3	100
TCD_11	5,06	17	0,68	3	200
AC_17_03_CS	5,06	17	0,68	3	não confinado
TCD_12	5,06	17	0,68	28	20
TCD_13	5,06	17	0,68	28	100
TCD_14	5,06	17	0,68	28	200
AC_17_28_CS	5,06	17	0,68	28	não confinado
TCD_15	8,6	10	0,68	3	20
TCD_16	8,6	10	0,68	3	100
TCD_17	8,6	10	0,68	3	200
AC_10_03_CS	8,6	10	0,68	3	não confinado
TCD_18	8,6	10	0,68	28	20
TCD_19	8,6	10	0,68	28	100
TCD_20	8,6	10	0,68	28	200
AC_10_28_CS	8,6	10	0,68	28	não confinado
TCD_21	8,6	10	0,68	90	20
TCD_22	8,6	10	0,68	90	200
AC_10_90_CS	8,6	10	0,68	90	não confinado

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Neste capítulo, serão apresentados e discutidos os resultados dos ensaios experimentais, bem como alguns resultados obtidos por outros autores, mas que dizem respeito a presente pesquisa.

Primeiramente, serão discutidos resultados apresentados por Cruz (2008) e Marques (2014) quanto à resistência das misturas, areia de Osório-cimento CPV ARI, à compressão não confinada, corroborado por alguns resultados obtidos nesta pesquisa.

Logo após, será discutido o comportamento mecânico deste solo estabilizado através dos ensaios de compressão triaxial elaborados nesta pesquisa, com o complemento dos ensaios realizados por Cruz (2008).

E, finalmente, serão apresentadas as envoltórias de ruptura dos ensaios realizados nas tensões de confinamento efetivas de 20, 100 e 200 kPa da presente pesquisa e, 20, 200 e 400 kPa dos resultados obtidos por Cruz (2008).

4.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO NÃO CONFINADA

Nesta pesquisa foram realizados alguns ensaios de compressão simples, com a finalidade de comparar os resultados obtidos com os resultados apresentados por outros autores. Deste modo, foi possível avaliar se houve influência no processo de moldagem ou qualquer outro fator que possa levar a resultados diferentes.

Não foram realizados ensaios de compressão diametral, visto que a relação entre a resistência à compressão diametral sobre a resistência à compressão simples para esta mistura já é conhecida (MARQUES, 2014) e será abordada no decorrer deste capítulo. Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 4-1, sendo que para algumas dosagens foram realizados mais do que um ensaio de compressão simples sendo estes apresentados como o valor médio obtido.

Tabela 4-1: Resultados de RCS

Designação do CP	Nº de ensaios	Cimento (%)	(η/C_{iv}) alvo	(η/C_{iv}) real	Índice de vazios (e) alvo	Índice de vazios (e) real	Teor de umidade w (%)	Tempo de cura (dias)	Resistência média à compressão simples (kPa)
AC_30_03_CS	3	3	30	29,20	0,73	0,72	9,65	3	238,90
AC_30_28_CS	2	3	30	28,66	0,73	0,71	9,55	28	348,00
AC_30_90_CS	2	3	30	28,68	0,73	0,71	9,80	90	371,90
AC_17_03_CS	3	5,06	17	16,59	0,68	0,68	9,81	3	611,80
AC_17_28_CS	3	5,06	17	17,12	0,68	0,70	9,90	28	876,30
AC_10_03_CS	3	8,6	10	10,05	0,68	0,68	10,13	3	1458,50
AC_10_28_CS	2	8,6	10	9,65	0,68	0,65	9,60	28	2142,20
AC_10_90_CS	2	8,6	10	9,74	0,68	0,66	9,91	90	2109,10

Estes resultados descritos na Tabela 4-1 são muito próximos dos que foram encontrados por Marques (2014) para as mesmas dosagens e tempos de cura. Com exceção para os resultados de 90 dias de cura, tanto para o $\eta/C_{iv} = 30$, quanto para o $\eta/C_{iv} = 10$, que não foram realizados por outros autores.

Observando os resultados de 90 dias de cura, pode-se afirmar que a resistência aumentou muito pouco com relação aos valores obtidos aos 28 dias, tanto para o $\eta/C_{iv} = 30$, quanto para o $\eta/C_{iv} = 10$. Este comportamento já era esperado, visto que a curva de evolução da resistência com o tempo de cura para o CPV-ARI tende a uma taxa de crescimento pequena após o sétimo dia de cura, conforme pode ser observado na Figura 3-4.

Com relação ao fator volume de vazios sobre volume de cimento (V_v/V_c), nesta pesquisa serão utilizados os seguintes parâmetros: porosidade sobre teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}), que nada mais é do que uma forma de apresentar os mesmos resultados de maneira adimensionalizada.

Para os ensaios de compressão simples, areia de Osório-cimento CPV-ARI, com sete dias de cura e várias porcentagens de cimento, Cruz (2008) observou que:

- a) Como esperado, a resistência à compressão simples teve um aumento com o aumento da quantidade de cimento, variando conforme o índice de vazios e a porcentagem de cimento, onde para teores de cimento maiores, a resistência à compressão simples também foi maior;
- b) Quanto maior o índice de vazios, menor a resistência;
- c) Quanto maior a relação vazios/cimento, menor a resistência à compressão simples, este fato deve-se a maior quantidade de vazios ou menor quantidade de cimento nas amostras (Figura 3-16).

Conforme foi citado anteriormente, Marques (2014) utilizou as mesmas dosagens que Cruz (2008), contudo realizou ensaios de compressão simples e diametral, para diferentes tempos de cura. Na Figura 4-1 estão plotados os resultados para 3 dias de cura, e nas Equações 4.1 e 4.2 as tendências observadas pelo autor para resistência à compressão simples e diametral, respectivamente.

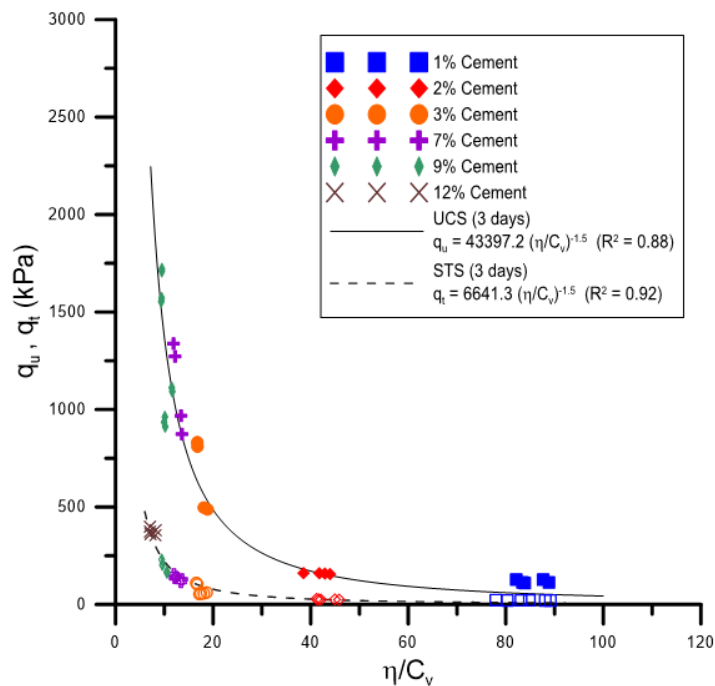


Figura 4-1: Resistência à compressão simples e diametral *versus* o fator η/C_{iv} , para 03 dias de cura (fonte: MARQUES, 2014)

$$q_u = 43397,2 \cdot \left(\frac{\eta}{C_{iv}} \right)^{-1,5} \quad (\text{Eq. 4.1})$$

$$q_t = 6641,3 \cdot \left(\frac{\eta}{C_{iv}}\right)^{-1,5} \quad (\text{Eq. 4.2})$$

Na Figura 4-2 estão plotados os resultados para 7 dias de cura, e nas Equações 4.3 e 4.4 as tendências observadas pelo autor para resistência à compressão simples e diametral, respectivamente.

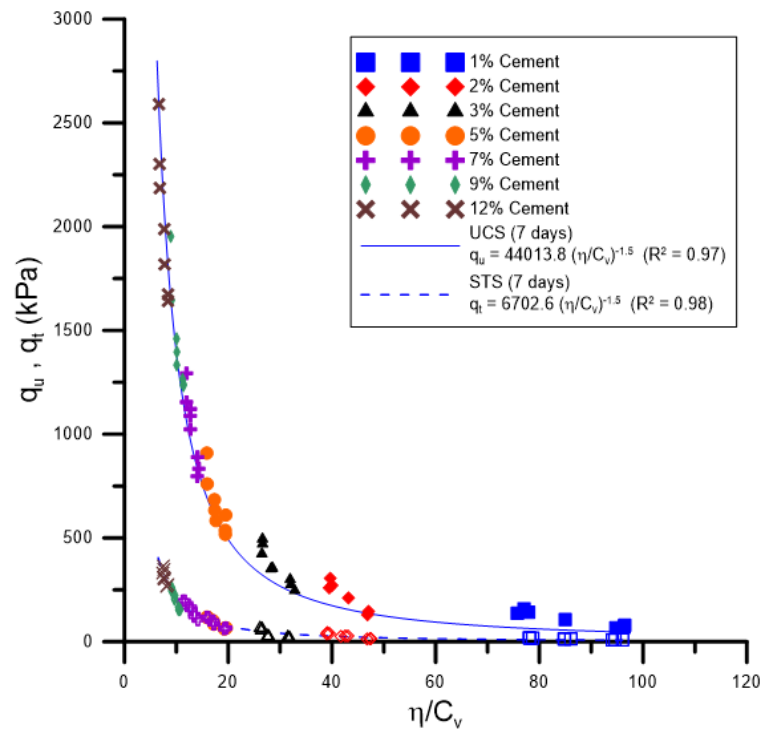


Figura 4-2: Resistência à compressão simples e diametral *versus* o fator η/C_{iv} , para 07 dias de cura (fonte: MARQUES, 2014)

$$q_u = 44013,8 \cdot \left(\frac{\eta}{C_{iv}}\right)^{-1,5} \quad (\text{Eq. 4.3})$$

$$q_t = 6702,6 \cdot \left(\frac{\eta}{C_{iv}}\right)^{-1,5} \quad (\text{Eq. 4.4})$$

Na Figura 4-3 estão plotados os resultados para 28 dias de cura, e nas Equações 4.5 e 4.6 as tendências observadas pelo autor para resistência à compressão simples e diametral, respectivamente.

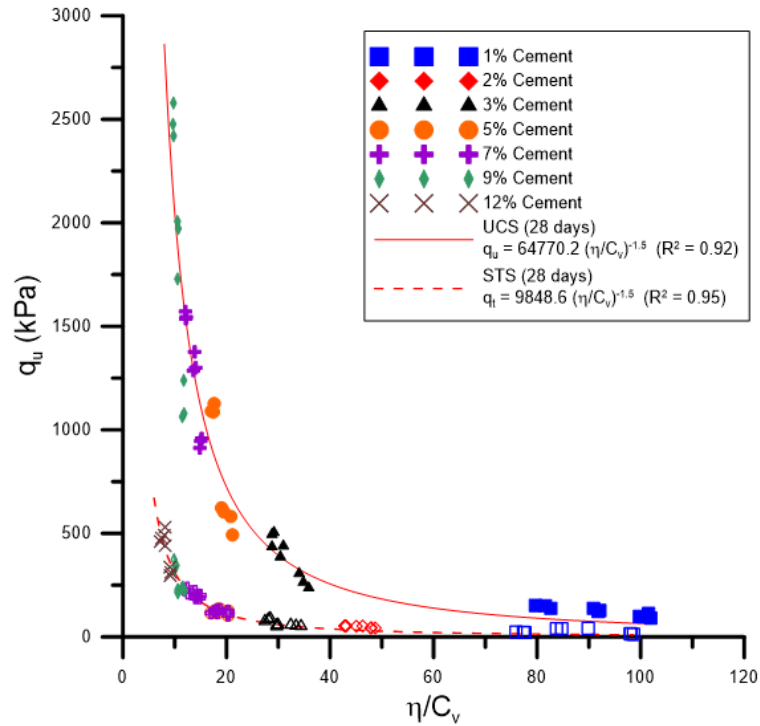


Figura 4-3: Resistência à compressão simples e diametral *versus* o fator η/C_{iv} , para 28 dias de cura (fonte: MARQUES, 2014)

$$q_u = 64770,2 \cdot \left(\frac{\eta}{C_{iv}}\right)^{-1,5} \quad (\text{Eq. 4.5})$$

$$q_t = 9848,6 \cdot \left(\frac{\eta}{C_{iv}}\right)^{-1,5} \quad (\text{Eq. 4.6})$$

A partir dos resultados apresentados, é possível observar que com o aumento do tempo de cura há um aumento na resistência à compressão simples e diametral na mesma proporção, como era esperado.

Outro autor que também utilizou a areia de Osório com adição de cimento Portland CPV-ARI foi Fonini (2012). Este autor também realizou ensaios de compressão simples variando o teor de cimento e o tempo de cura dos corpos de prova. A Figura 4-4 mostra a mesma tendência apresentada por Marques (2014) com aumento da resistência (q_u) com o aumento do tempo de cura, para um mesmo valor de η/C_{iv} .

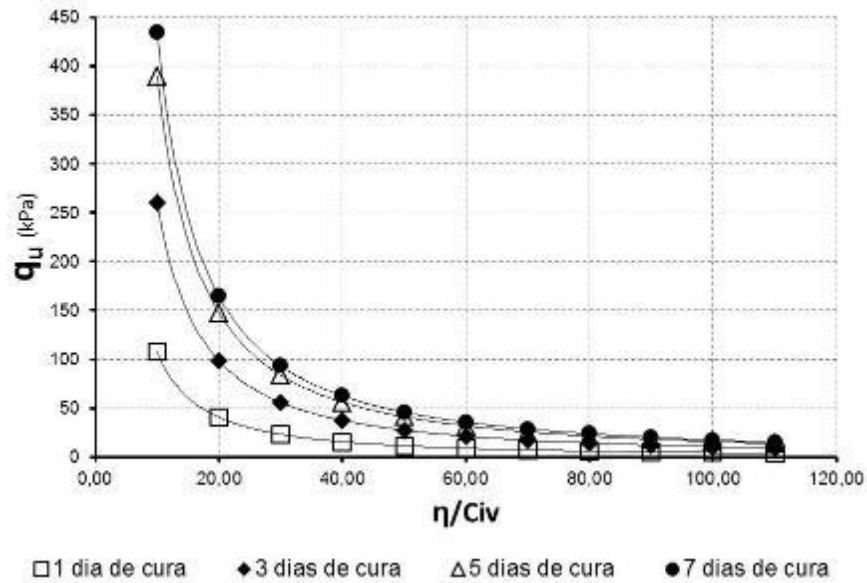


Figura 4-4: RCS a partir das tendências para todos os tempos de cura (fonte: FONINI, 2012)

Fonini (2012) observou que quanto menor os valores de η/C_{iv} , maior será a diferença das resistências para os diferentes tempos de cura. Também, verificou que, havendo necessidade de obtenção de resistência elevadas, quanto menor for a porosidade, menor será quantidade de cimento necessária para atingi-la.

Marques (2014), plotou os resultados de resistência à compressão simples (q_u) pela resistência à compressão diametral (q_t) e obteve a Equação 4.7, apresentada a seguir.

A partir da Figura 4-5, é possível observar que a relação estabelecida na Equação 4.7 não depende do tempo de cura utilizado e o valor de R^2 obtido foi de 0,93.

$$q_t = 0,15 \cdot q_u \quad (\text{Eq. 4.7})$$

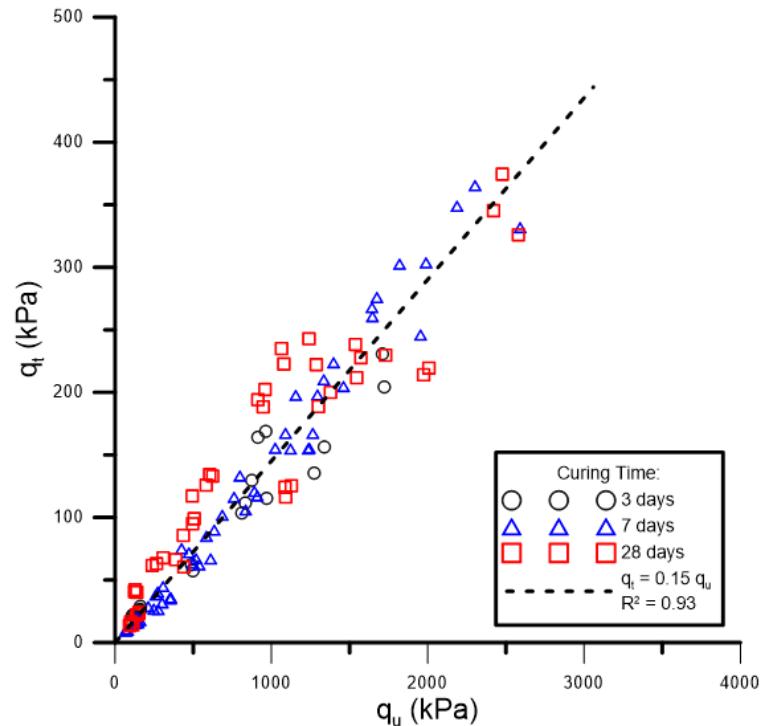


Figura 4-5: Relação entre a resistência à compressão simples pela diametral (fonte: MARQUES, 2014)

4.2 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO TRIAXIAL

A seguir, são apresentados os resultados dos ensaios triaxiais propostos no programa experimental. Primeiramente, será abordado a variação do “parâmetro B” de saturação apresentado pelos ensaios. Na sequência o tema será o comportamento da tensão *versus* deformação e variação volumétrica *versus* deformação axial. E, finalmente serão apresentadas as envoltórias de ruptura obtidas por cada conjunto de ensaios.

Para complementar o estudo feito por esta pesquisa serão apresentados os resultados obtidos por Cruz (2008). Este autor, como foi citado anteriormente, utilizou o mesmo material, as mesmas dosagens e o mesmo procedimento de ensaio. Contudo, existem dois importantes fatores que devem ser levados em conta durante a comparação dos resultados. São eles:

- a) A diferença nas tensões efetivas de confinamento, Cruz (2008) utilizou 20, 200 e 400 kPa e, neste trabalho decidiu-se por 20, 100 e 200 kPa;
- b) A diferença nas dimensões dos corpos de prova (CPs), Cruz (2008) utilizou CPs de 14,00 cm de altura por 7,00 cm de diâmetro, enquanto na presente pesquisa utilizou-se CPs com 10,00 cm de altura por 5,00 cm de diâmetro.

4.2.1 Variação do parâmetro B de poro-pressão

Com a finalidade de controlar o grau de saturação da unidade amostral a ser cisalhada, neste trabalho, utilizou-se o parâmetro B (SKEMPTON, 1954). Este parâmetro é definido pela razão entre a variação da poro-pressão (Δu) e a correspondente variação da tensão total ($\Delta \sigma$) aplicada em um carregamento isotrópico e não-drenado, conforme a Equação 4.8.

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma} \quad (\text{Eq. 4.8})$$

Segundo Foppa (2005), para solos em geral, obtém-se B igual ou muito próximo da unidade quando a amostra encontra-se saturada, ou seja, praticamente toda tensão aplicada se transforma em excesso de poro-pressão. Entretanto, para solos muito densos, cimentados ou rochas brandas o valor do parâmetro B é menor que a unidade. Isto é observado quando a compressibilidade do solo se torna da mesma ordem de grandeza da compressibilidade da água, na condição de saturação.

Lambe e Withman (1979) através da Tabela 4-2 apresentam vários valores de B para atingir a saturação para vários tipos de solos e rochas.

Tabela 4-2: Valores típicos do parâmetro B para diferentes materiais (adaptado de: LAMBE e WITHMAN, 1979)

Material	Saturação (%)	B
Arenito	100	0,286
Granito	100	0,342
Mármore	100	0,550
Concreto	100	0,582
Areia densa	100	0,992
Areia fofa	100	0,998
Argila de Londres (PA)	100	0,998
Argila de Gaspor (NA)	100	0,999

Para as unidades amostrais utilizadas no presente trabalho obteve-se, em média, um valor de B = 0,84 ao nível de 410 kPa de contra-pressão (último incremento), sendo que os valores variaram entre 0,71 até 0,96. O fator η/C_{iv} mostrou ter maior influência no valor de B do que

o tempo de cura. Quanto menor o η/C_{iv} e maior o tempo de cura dos corpos de prova, menor o valor de B obtido no último incremento.

Contudo, apesar de não obter a unidade, todos os resultados apontaram para uma estabilização do valor de B nos últimos incrementos de saturação, isto indica que as unidades amostrais atingiram valores muito próximos da saturação.

Na Figura 4-6 é possível observar o comportamento anteriormente relatado, para o ensaio com $\eta/C_{iv} = 17$ e 03 dias de cura.

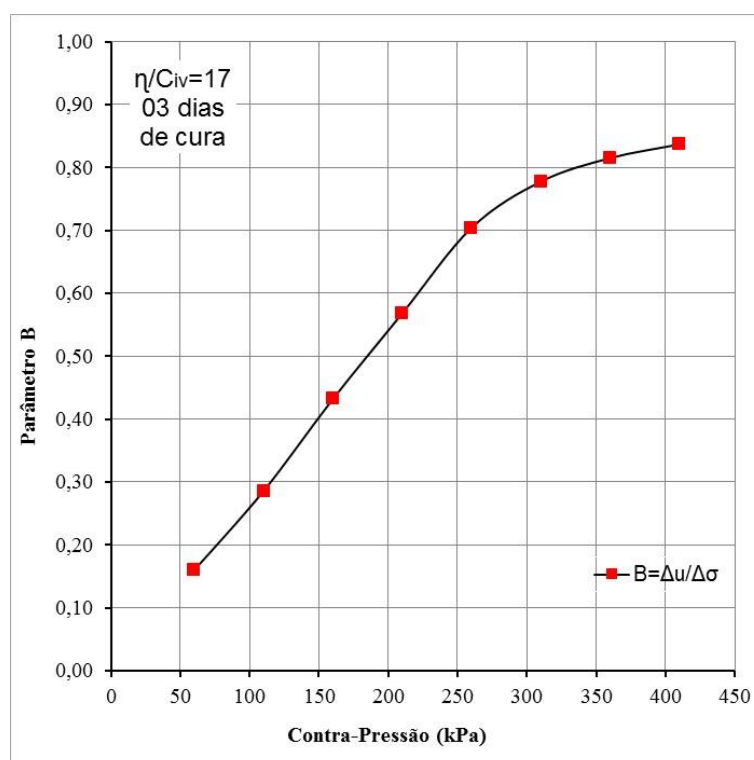


Figura 4-6: Variação típica do parâmetro B observada nesta pesquisa

Segundo Prietto (1996), os valores para o parâmetro B, medidos em solos melhorados, variam em função dos diferentes teores de cimento utilizados. O autor verificou que B diminuiu linearmente com o aumento da cimentação. Além disso, o autor obteve, por exemplo, para os teores de 3% e 5% de cimento, valores de B da ordem de 0,85 e 0,70 respectivamente, na condição de saturação completa, para o solo residual de arenito da formação Botucatu.

Portanto, os valores obtidos do parâmetro B, apesar de abaixo da unidade, indicam que um alto grau de saturação foi obtido, reduzindo ao menor valor possível a tensão de sucção presente nos corpos de prova antes dos mesmos serem submetidos ao cisalhamento.

4.2.2 Comportamento tensão *versus* deformação

A seguir, na Tabela 4-3 estão apresentados os resultados obtidos para os ensaios triaxiais drenados com $\eta/C_{iv} = 30, 17$ e 10 e, $03, 07$ e 28 dias de cura.

Sendo que os resultados de 7 dias de cura são de autoria de Cruz (2008), a tensão de ruptura a “grandes deformações” (q_{gd}) foi determinada para uma deformação axial de $8,00\%$ e, a sigla TCE significa: tensão de confinamento efetiva.

Tabela 4-3: Ensaios de compressão triaxial drenados

Designação do CP	Cimento (%)	Fator η/C_{iv}	Tempo de cura (dias)	TCE (kPa)	Parâmetro B	$q_{m\acute{a}x}$ (kPa)	q_{gd} (kPa)
TCD_01	3	30	3	20	0,95	266,36	55,05
TCD_02				100	0,86	575,61	360,82
TCD_03				200	0,96	784,20	573,28
TRI_01	3	30	7	20	-	350,16	104,76
TRI_02				200	-	677,81	543,92
TRI_03				400	-	995,21	739,86
TCD_04	3	30	28	20	0,93	446,51	131,91
TCD_05				100	0,91	623,10	117,21
TCD_06				200	0,91	995,56	588,57
TCD_07	3	30	90	20	0,85	443,85	148,00
TCD_08				200	0,91	1121,87	718,55
TCD_09	5,06	17	3	20	0,84	601,04	-
TCD_10				100	0,88	1006,63	423,68
TCD_11				200	0,85	1400,33	751,95
TRI_04	5,06	17	7	20	-	828,14	140,93
TRI_05				200	-	1326,49	520,21
TRI_06				400	-	1779,30	930,13
TCD_12	5,06	17	28	20	0,89	766,48	200,03
TCD_13				100	0,83	1141,51	-
TCD_14				200	0,82	1507,85	805,03
TCD_15	8,6	10	3	20	0,81	1462,06	-
TCD_16				100	0,83	1933,67	442,87
TCD_17				200	0,78	2073,93	735,46
TRI_07	8,6	10	7	20	-	1479,66	160,04
TRI_08				200	-	2215,14	732,79
TRI_09				400	-	2594,36	959,12
TCD_18	8,6	10	28	20	0,71	1885,72	203,84
TCD_19				100	0,79	2093,69	406,43
TCD_20				200	0,83	2597,23	1095,21
TCD_21	8,6	10	90	20	0,73	1935,47	449,56
TCD_22				200	0,78	2884,34	-

Os ensaios de compressão triaxial drenados serão apresentados para cada fator η/C_{iv} e tempo de cura, sendo que cada gráfico terá 3 ensaios para diferentes tensões de confinamento, isto com o objetivo de avaliar o efeito do confinamento e obter a envoltória de ruptura para cada combinação de resultados, com exceção dos gráficos de 90 dias de cura que terão apenas 2 ensaios.

Na Figura 4-7, é possível observar o comportamento da tensão desviadora *versus* a deformação axial e da variação volumétrica *versus* a deformação axial, para $\eta/C_{iv} = 30$ e três dias de cura.

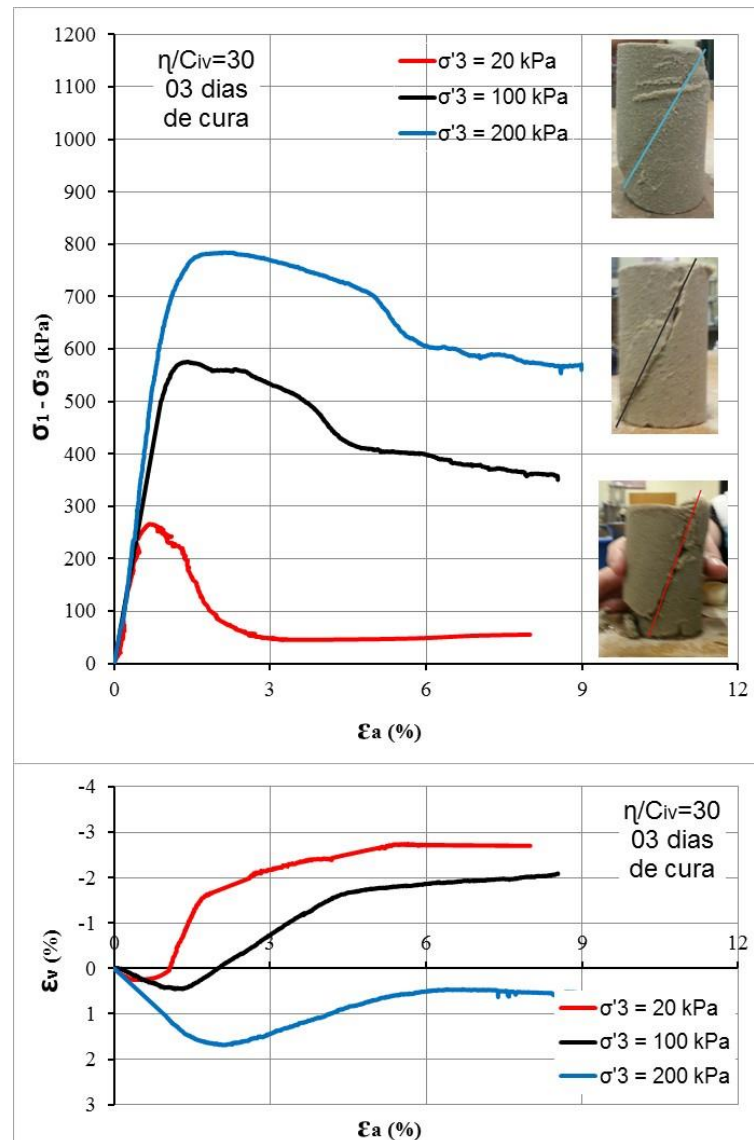


Figura 4-7: Tensão x deformação, modo de ruptura e variação volumétrica

Em termos do comportamento tensão-deformação, é possível observar que, com o aumento da tensão de confinamento, houve um acréscimo da resistência e da rigidez, como era esperado. O ensaio com confinamento de 20 kPa apresentou um pico de resistência mais pronunciado, com uma posterior queda mais acentuada. Os ensaios com tensão de confinamento de 100 e 200 apresentaram um comportamento mais dúctil com uma queda mais suave da resistência com o aumento da deformação axial.

Quanto a variação volumétrica, para os ensaios de 20 e 100 kPa de confinamento houve compressão até um pouco depois do pico de resistência, com posterior expansão dos corpos de prova. Já para a tensão confinante de 200 kPa foi observado um comportamento compressivo da unidade amostral ao longo de todo o ensaio.

O modo de ruptura foi semelhante para os 3 ensaios, com a formação de um plano cisalhante bem definido, com características de material frágil devido a cimentação.

Na Figura 4-8, é possível observar o comportamento da tensão desviadora *versus* a deformação axial e da variação volumétrica *versus* a deformação axial, para $\eta/C_{iv} = 30$ e 7 dias de cura.

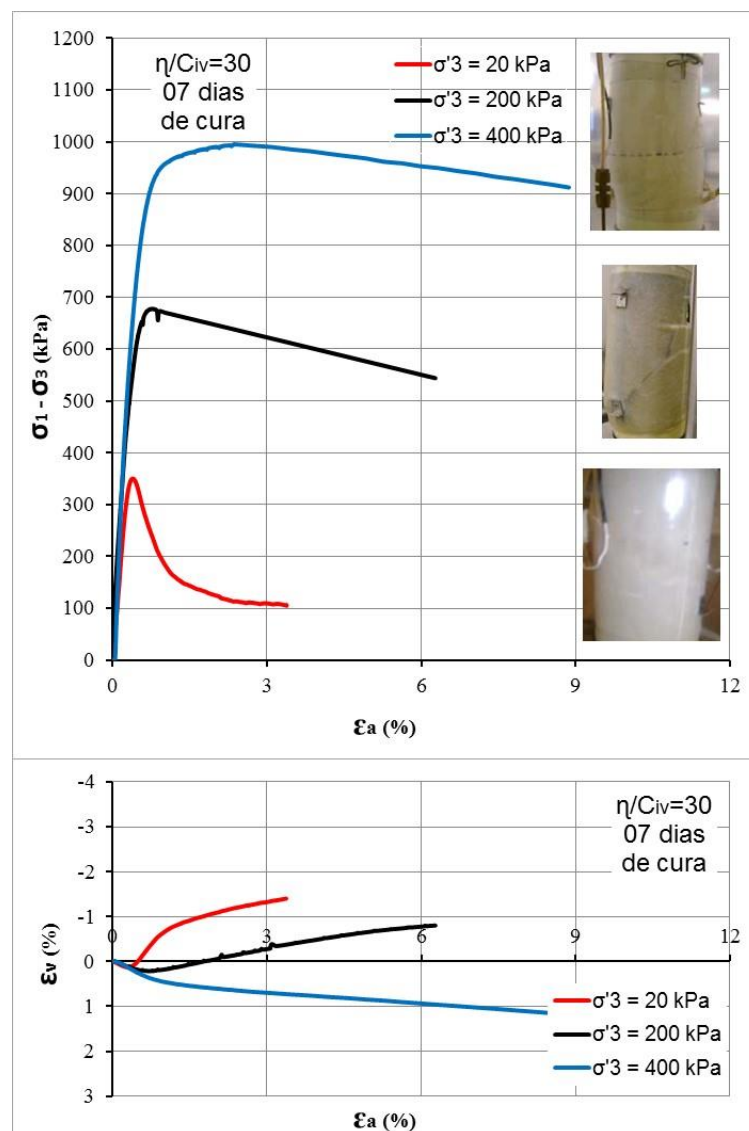


Figura 4-8: Tensão x deformação, modo de ruptura e variação volumétrica (adaptado de: CRUZ, 2008)

Com relação ao comportamento tensão-deformação, com o aumento da tensão de confinamento houve um acréscimo da resistência e da rigidez, como era esperado. O ensaio com confinamento de 20 kPa apresentou um pico de resistência mais pronunciado, com uma posterior queda mais acentuada. O ensaio com confinamento de 200 kPa também apresentou pico com um decréscimo de resistência mais suave. E, o ensaio com 400 kPa resultou em um comportamento mais dúctil com uma queda ainda mais suave da resistência com o aumento da deformação axial.

Quanto a variação volumétrica, para os ensaios de 20 e 200 kPa de confinamento houve uma pequena compressão até a ruptura, com posterior expansão dos corpos de prova. Já para a tensão confinante de 400 kPa foi observado um comportamento compressivo da unidade amostral ao longo de todo o ensaio.

O modo de ruptura foi semelhante para os 3 ensaios, com a formação de um plano cisalhante bem definido.

Portanto, os resultados obtidos por Cruz (2008) (Figura 4-8) para sete dias de cura, apresentaram grande semelhança nos seus comportamentos com os resultados obtidos nesta pesquisa (Figura 4-7) para 3 dias de cura, tanto na tensão-deformação, quanto na variação volumétrica e modo de ruptura.

Na Figura 4-9, é possível observar o comportamento da tensão desviadora *versus* a deformação axial e da variação volumétrica *versus* a deformação axial, para $\eta/C_{IV} = 30$ e 28 dias de cura.

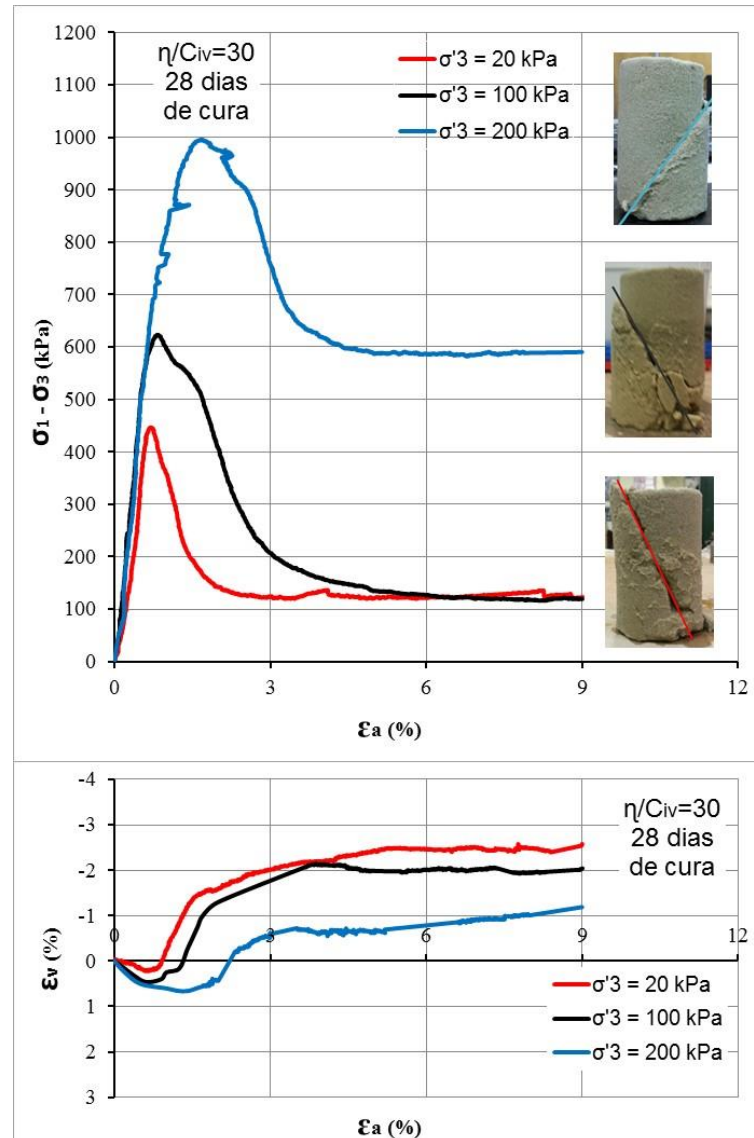


Figura 4-9: Tensão x deformação, modo de ruptura e variação volumétrica

Quanto a tensão-deformação, com o aumento da tensão de confinamento houve um acréscimo da resistência e da rigidez, como era esperado. Todos os ensaios apresentaram um comportamento mais frágil, com formação de picos de resistência e posterior queda de maneira mais abrupta.

Quanto a variação volumétrica, todos os ensaios apresentaram uma compressão inicial até um pouco depois da tensão de ruptura e posterior expansão das unidades amostrais.

O modo de ruptura foi semelhante para os 3 ensaios, com a formação de um plano cisalhante bem definido.

Na Figura 4-10, é possível observar o comportamento da tensão desviadora *versus* a deformação axial e da variação volumétrica *versus* a deformação axial, para $\eta/C_{iv} = 30$ e 90 dias de cura.

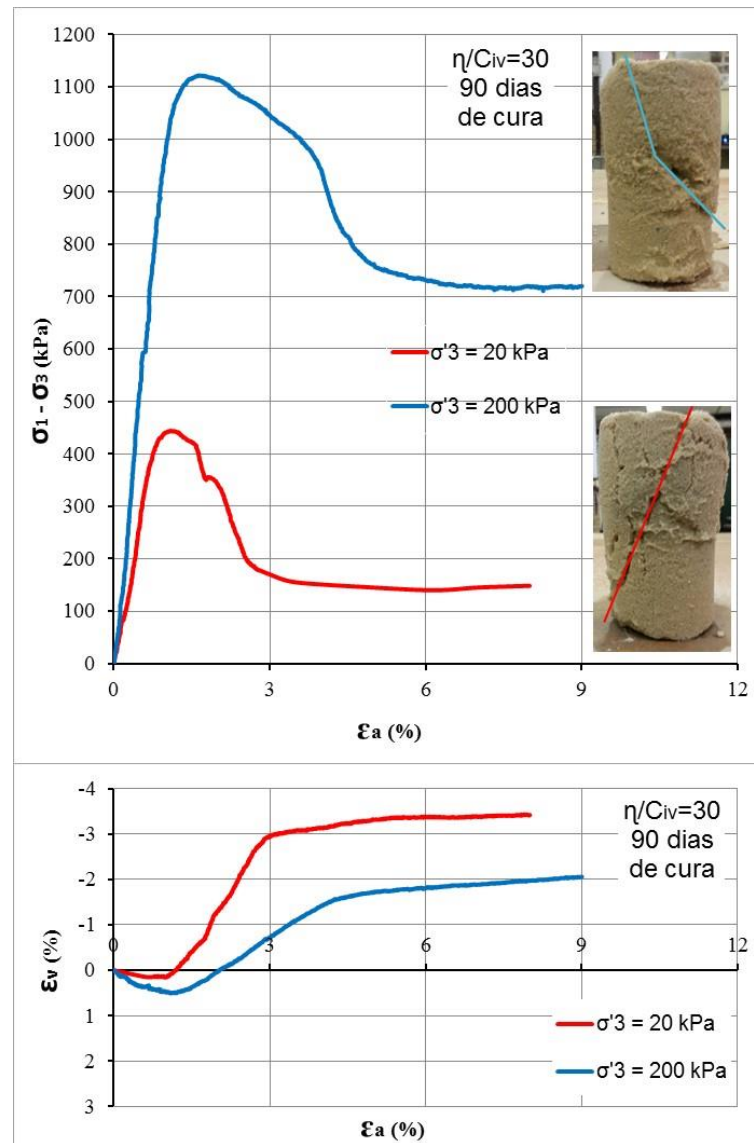


Figura 4-10: Tensão x deformação, modo de ruptura e variação volumétrica

Quanto a tensão-deformação, com o aumento da tensão de confinamento houve um acréscimo da resistência e da rigidez, como era esperado. Os dois ensaios apresentaram um comportamento frágil, com formação de um pico de resistência bem definido e posterior queda até atingir uma certa resistência que se mantém com o aumento da deformação.

Quanto a variação volumétrica, todos os ensaios apresentaram uma compressão inicial até um pouco depois da tensão de ruptura e posterior expansão das unidades amostrais.

O ensaio com tensão confinante de 20 kPa apresentou um modo de ruptura com a formação de um plano cisalhante bem definido. Já, para o ensaio de 200 kPa o corpo de prova rompeu com a formação de dois planos de cisalhamento distintos, como pode ser observado na Figura 4-10.

Comparando os resultados obtidos para $\eta/C_{iv} = 30$ com 28 e 90 dias de cura é possível afirmar que tanto para a compressão triaxial, quanto para a compressão simples o ganho de resistência apresentado foi pequeno e o comportamento mecânico das unidades amostrais foi semelhante. Isto já era esperado, basta lembrar da Figura 3-4 que mostra a evolução do ganho da resistência do cimento CPV-ARI com o tempo de cura.

Na Figura 4-11, é possível observar o comportamento da tensão desviadora *versus* a deformação axial e da variação volumétrica *versus* a deformação axial, para $\eta/C_{iv} = 17$ e 03 dias de cura.

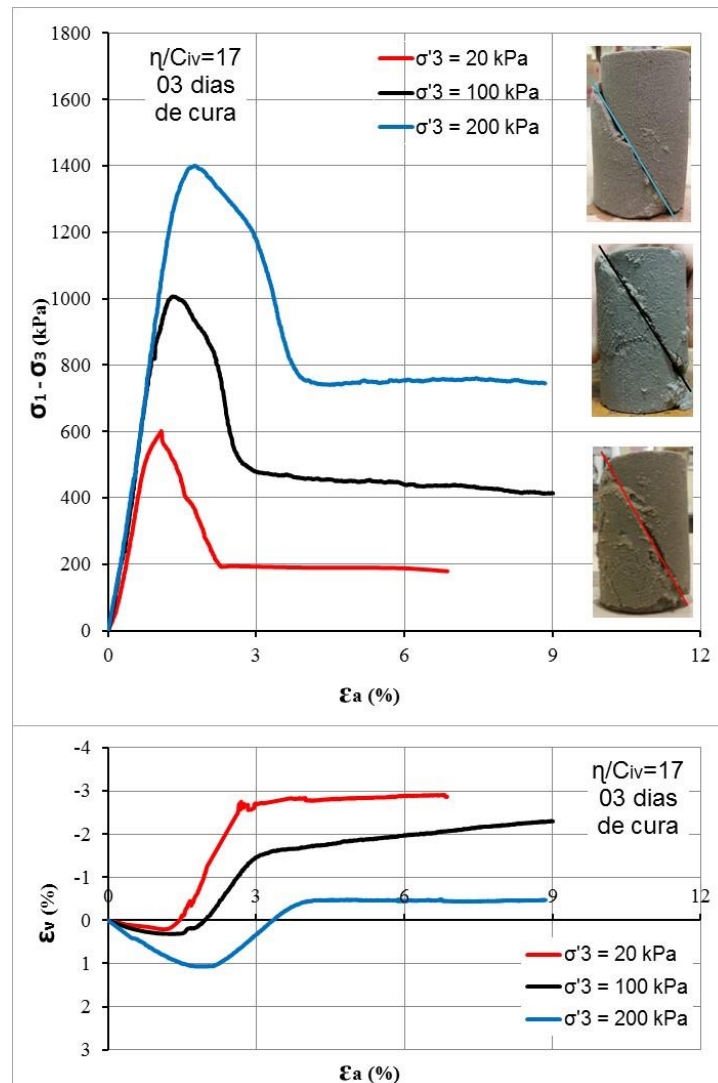


Figura 4-11: Tensão x deformação, modo de ruptura e variação volumétrica

Quanto a tensão-deformação, com o aumento da tensão de confinamento houve um acréscimo da resistência e da rigidez, como era esperado. Os três ensaios apresentaram um comportamento frágil, com formação de um pico de resistência bem definido e posterior queda até atingir uma certa resistência que praticamente se mantem com o aumento da deformação axial.

Quanto a variação volumétrica, todos os ensaios apresentaram uma compressão inicial até um pouco depois da tensão de ruptura e posterior expansão das unidades amostrais.

O modo de ruptura foi semelhante para os 3 ensaios, com a formação de um plano cisalhante bem definido.

Na Figura 4-12, é possível observar o comportamento da tensão desviadora *versus* a deformação axial e da variação volumétrica *versus* a deformação axial, para $\eta/C_{iv} = 17$ e 07 dias de cura.

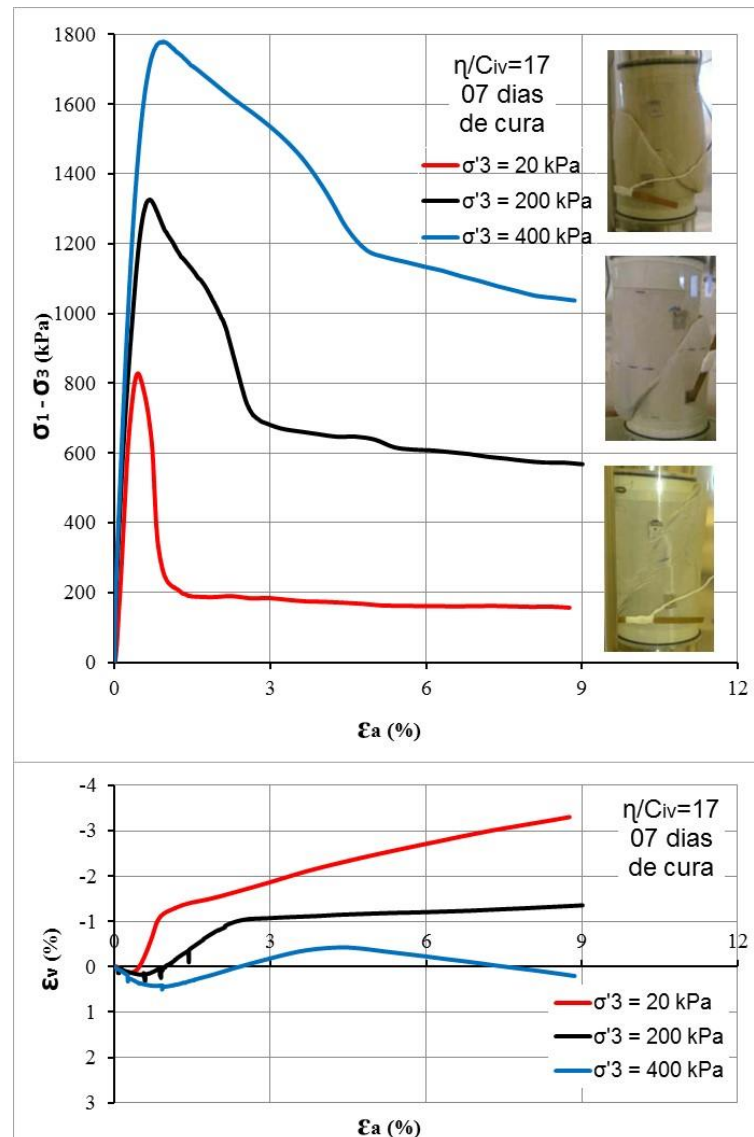


Figura 4-12: Tensão x deformação, modo de ruptura e variação volumétrica (adaptada de: CRUZ, 2008)

Quanto a tensão-deformação, com o aumento da tensão de confinamento houve um acréscimo da resistência e da rigidez, como era esperado. Os três ensaios apresentaram a formação de um pico de resistência. O comportamento pós-pico revela que com a redução da tensão de confinamento há uma queda mais drástica com o aumento da deformação axial.

Quanto a variação volumétrica, os ensaios com tensão de confinamento de 20 e 200 kPa apresentaram uma compressão inicial até o momento da ruptura e uma posterior expansão das unidades amostrais. Já para o ensaio de 400 kPa, inicialmente o corpo de prova obteve o mesmo comportamento apresentado pelos demais, contudo próximo a 4,5% de deformação axial o

comportamento voltou a ser compressivo, Cruz (2008) atribuiu este fato algum erro inerente ao ensaio.

O modo de ruptura foi semelhante para os 3 ensaios, com a formação de um plano cisalhante bem definido.

Na Figura 4-13, é possível observar o comportamento da tensão desviadora *versus* a deformação axial e da variação volumétrica *versus* a deformação axial, para $\eta/C_{iv} = 17$ e 28 dias de cura.

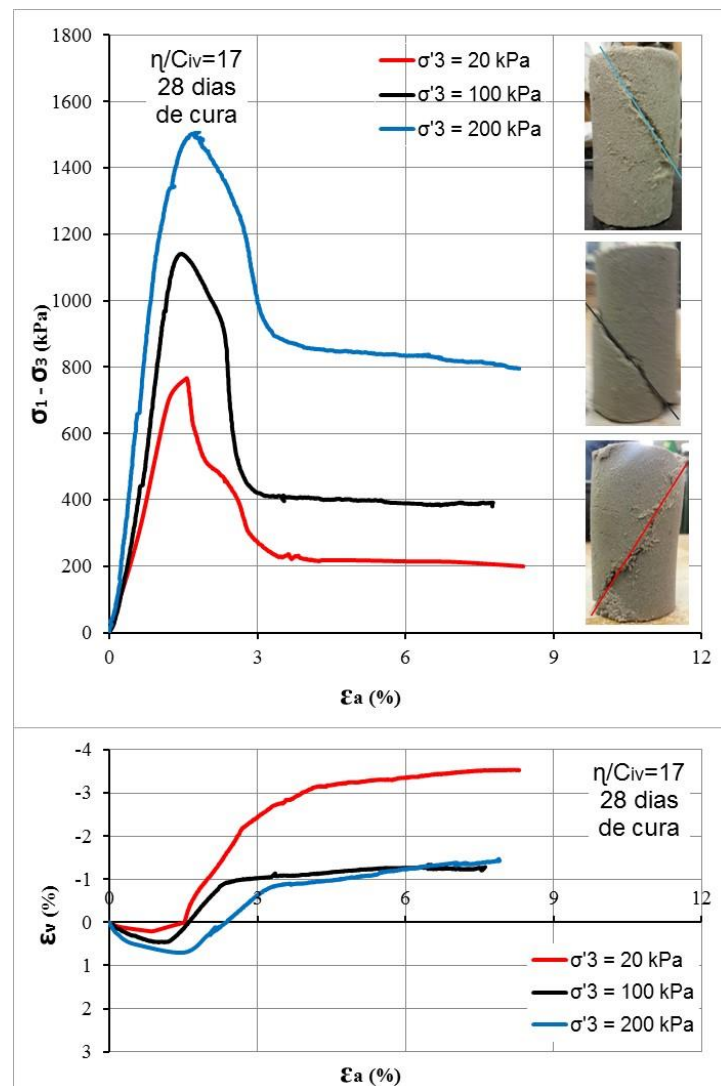


Figura 4-13: Tensão x deformação, modo de ruptura e variação volumétrica

Quanto a tensão-deformação, com o aumento da tensão de confinamento houve um acréscimo da resistência e da rigidez, como era esperado. Os três ensaios apresentaram um comportamento

frágil, com formação de um pico de resistência bem definido e posterior queda até atingir uma certa resistência que praticamente se mantém com o aumento da deformação axial.

Quanto a variação volumétrica, todos os ensaios apresentaram uma compressão inicial até um pouco depois da tensão de ruptura e posterior expansão das unidades amostrais, quanto menor a tensão de confinamento maior foi a expansão apresentada pelos corpos de prova.

O modo de ruptura foi semelhante para os 3 ensaios, com a formação de um plano cisalhante bem definido.

Portanto, todos os ensaios realizados com $\eta/C_{iv} = 17$ apresentaram um comportamento tensão-deformação e variação volumétrica *versus* deformação axial semelhante, houve aumento da resistência com o aumento do tempo de cura e da tensão de confinamento.

Na Figura 4-14, é possível observar o comportamento da tensão desviadora *versus* a deformação axial e da variação volumétrica *versus* a deformação axial, para $\eta/C_{iv} = 10$ e 03 dias de cura.

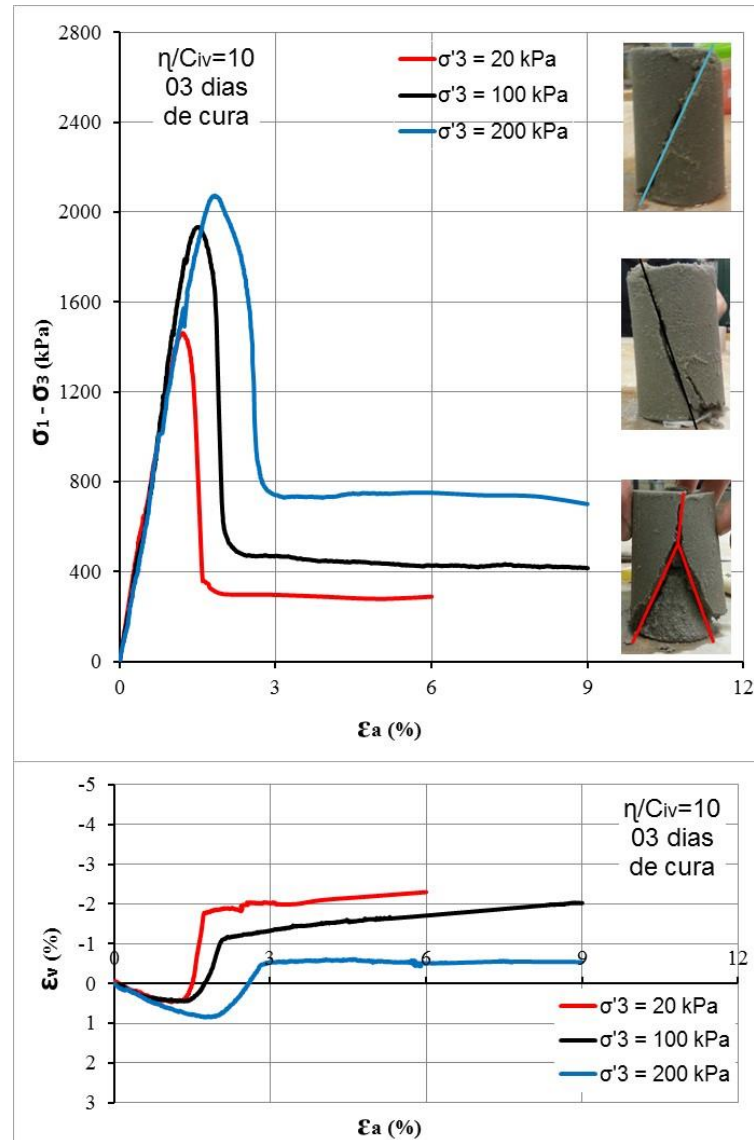


Figura 4-14: Tensão x deformação, modo de ruptura e variação volumétrica

Quanto a tensão-deformação, com o aumento da tensão de confinamento houve um acréscimo da resistência e a rigidez apresentou-se muito semelhante para os três ensaios. Todos os ensaios apresentaram um comportamento frágil, com formação de um pico de resistência bem definido e posterior queda abrupta até atingir uma certa resistência que praticamente se mantém com o aumento da deformação axial. A diferença entre a resistência de pico para as três tensões confinantes em estudo, foi menor se comparado com os demais resultados apresentados até agora.

Quanto a variação volumétrica, todos os ensaios apresentaram uma compressão inicial até um pouco depois da tensão de ruptura e posterior expansão das unidades amostrais, quanto menor a tensão de confinamento maior foi a expansão apresentada pelos corpos de prova.

O modo de ruptura apresentado para o corpo de prova cisalhado com 20 kPa de tensão efetiva resultou em uma ruptura cônica, típico de misturas com maior teor de cimento, neste caso 8,6%. Os demais ensaios apresentaram um plano de ruptura bem definido, provavelmente influenciados pelo aumento da tensão de confinamento.

Na Figura 4-15, é possível observar o comportamento da tensão desviadora *versus* a deformação axial e da variação volumétrica *versus* a deformação axial, para $\eta/C_{iv} = 10$ e 07 dias de cura.

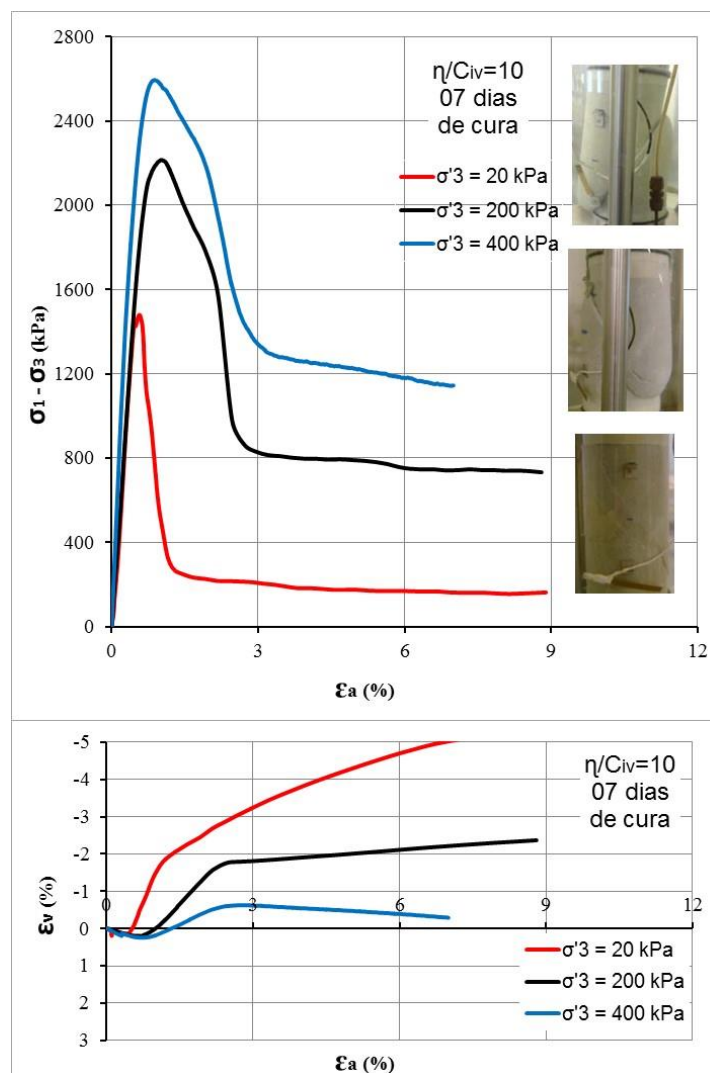


Figura 4-15: Tensão x deformação, modo de ruptura e variação volumétrica (adaptado de: CRUZ, 2008)

Quanto a tensão-deformação, com o aumento da tensão de confinamento houve um acréscimo da resistência e a rigidez apresentou-se maior para a confinante de 400 kPa e muito semelhante para os outros dois ensaios. Todos os ensaios apresentaram um comportamento frágil, com formação de um pico de resistência bem definido e posterior queda até atingir uma certa resistência que praticamente se manteve com o aumento da deformação axial.

Quanto a variação volumétrica, todos os ensaios apresentaram uma compressão inicial até um pouco depois da tensão de ruptura e posterior expansão das unidades amostrais. O comportamento pós-pico do ensaio com tensão de confinamento de 20 kPa apresentou uma forte expansão se comparado aos demais resultados obtidos até agora.

O modo de ruptura foi semelhante para os ensaios de 200 e 400 kPa, com a formação de um plano cisalhante bem definido. Para o ensaio de 20 kPa não foi possível observar o modo de ruptura.

Na Figura 4-16, é possível observar o comportamento da tensão desviadora *versus* a deformação axial e da variação volumétrica *versus* a deformação axial, para $\eta/C_{iv} = 10$ e 28 dias de cura.

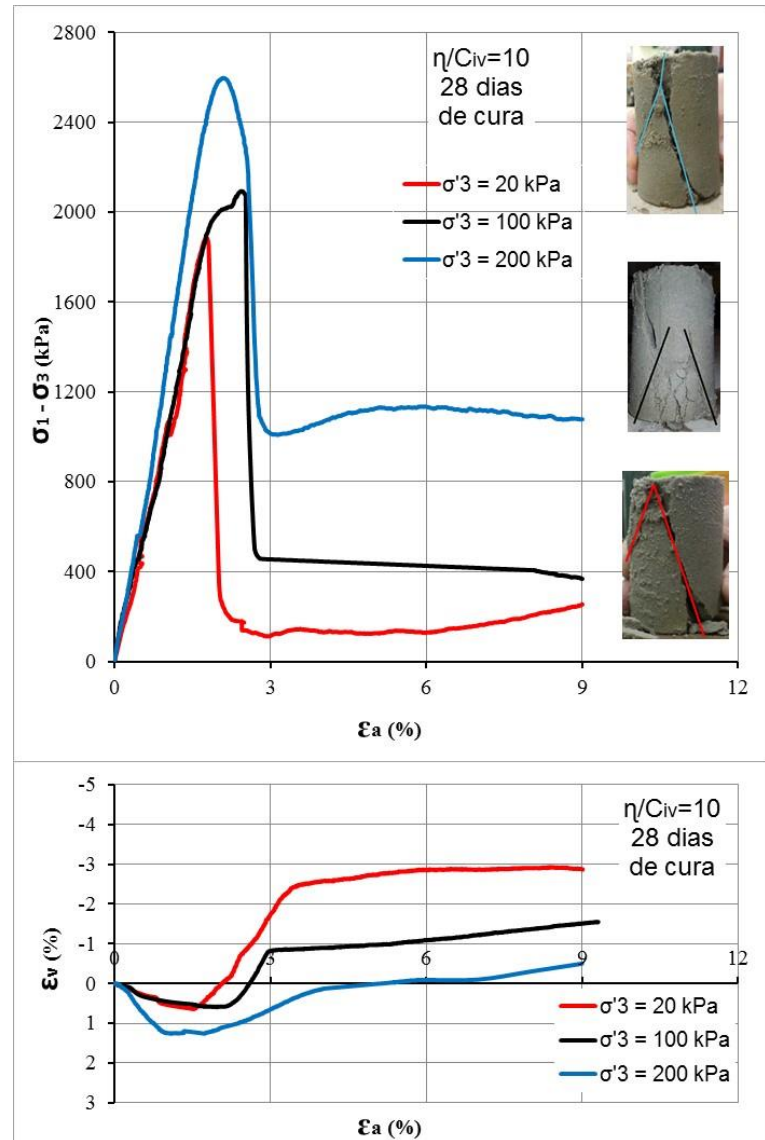


Figura 4-16: Tensão x deformação, modo de ruptura e variação volumétrica

Quanto a tensão-deformação, com o aumento da tensão de confinamento houve um acréscimo da resistência e a rigidez apresentou-se maior para a confinante de 200 kPa e muito semelhante para os outros dois ensaios, assim como os resultados de 07 dias de cura. Todos os ensaios apresentaram um comportamento frágil, com formação de um pico de resistência bem definido e posterior queda abrupta até atingir uma certa resistência que praticamente se mantém com o aumento da deformação axial.

Quanto a variação volumétrica, todos os ensaios apresentaram uma compressão inicial até um pouco depois da tensão de ruptura e posterior expansão das unidades amostrais, quanto menor a tensão de confinamento maior foi a expansão apresentada pelos corpos de prova.

O modo de ruptura foi semelhante para os 3 ensaios, com a formação de um cone, característico de misturas fortemente cimentadas, assim como foi obtido para o ensaio com 03 dias de cura e tensão de confinamento de 20 kPa.

Na Figura 4-17, é possível observar o comportamento da tensão desviadora *versus* a deformação axial e da variação volumétrica *versus* a deformação axial, para $\eta/C_{iv} = 10$ e 90 dias de cura.

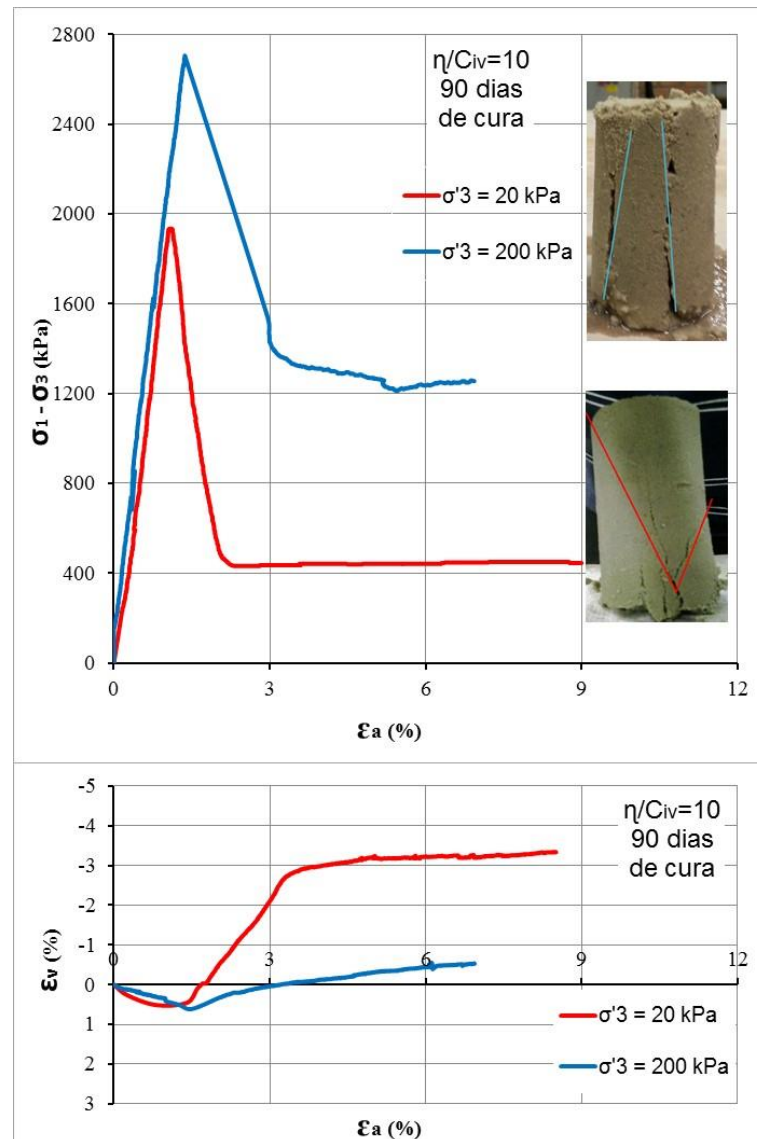


Figura 4-17: Tensão x deformação, modo de ruptura e variação volumétrica

Quanto a tensão-deformação, com o aumento da tensão de confinamento houve um acréscimo da resistência e a rigidez apresentou-se semelhante para ambas tensões confinantes. Os dois ensaios apresentaram um comportamento frágil, com formação de um pico de resistência bem

definido e posterior queda abrupta até atingir uma certa resistência que praticamente se mantém constante com o aumento da deformação axial.

Quanto a variação volumétrica, o ensaio com tensão confinante de 20 kPa apresentou uma compressão inicial até um pouco após o ponto de ruptura e um comportamento pós-pico fortemente expansivo. Já para o ensaio 200 kPa de tensão de confinamento, houve uma leve compressão até um pouco depois da ruptura, seguido de uma leve expansão.

O modo de ruptura foi semelhante para os 2 ensaios, com a formação de um cone, característico de misturas fortemente cimentadas, assim como foi obtido para os ensaios com 28 dias de cura.

Comparando os resultados obtidos para $\eta/C_{iv} = 10$ com 28 e 90 dias de cura é possível afirmar que tanto para a compressão triaxial, quanto para a compressão simples o ganho de resistência apresentado foi pequeno, assim ocorreu para o $\eta/C_{iv} = 30$, e o comportamento mecânico das unidades amostrais foi semelhante. Novamente, conforme foi relatado anteriormente, isto já era esperado, devido a evolução do ganho da resistência do cimento CPV-ARI com o tempo de cura.

Em uma análise global dos ensaios, as curvas tensão-deformação apresentadas para os 3 fatores $\eta/C_{iv} = 30, 17, 10$, identificam uma tendência geral, o comportamento pode ser descrito como sendo muito rígido inicialmente, aparentemente linear, até um ponto de plastificação bem definido, a partir do qual o solo experimenta deformações plásticas crescentes até a ruptura. O comportamento pós-ruptura caracteriza-se por uma forte queda da tensão desvio. Contudo, alguns resultados com $\eta/C_{iv} = 30$ com 03 e 07 dias de cura obtiveram um comportamento menos frágil e mais dúctil.

Festugato (2008) realizou ensaios de compressão triaxial na areia de Osório sem adição de agente cimentante, como é possível observar na Figura 4-18, para tensões de confinamento efetivas de 50, 100 e 200 kPa e, corpos de prova com 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura. O autor utilizou os seguintes parâmetros de compactação: peso específico aparente seco de 15kN/m³; umidade de 10% e densidade relativa de 50%.

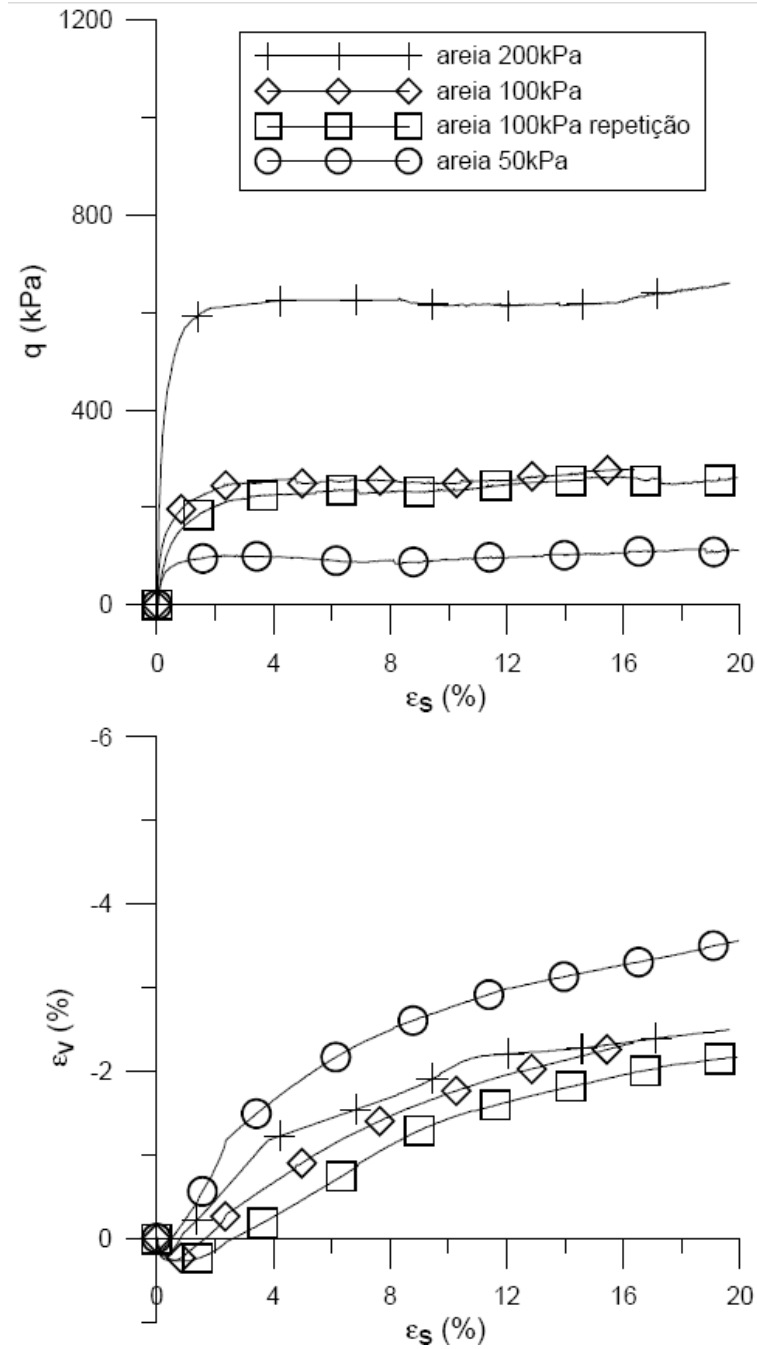


Figura 4-18: Comportamento tensão-deformação e variação volumétrica para uma areia não cimentada (adaptado de: FESTUGATO, 2008)

Comparando os resultados obtidos nesta pesquisa, com o apresentado por Festugato (2008) podemos observar que o material não cimentado não apresentou a formação de picos de resistência, diferentemente das misturas areia-cimento, no geral. Com relação a variação volumétrica, os comportamentos foram semelhantes, tanto cimentado, quanto não cimentado, apresentando uma compressão inicial seguidos de expansão.

4.2.3 Envoltórias de Ruptura e parâmetros de resistência ao cisalhamento

A partir dos resultados dos ensaios triaxiais, realizados sob diferentes tensões confinantes efetivas, os parâmetros de resistência das misturas analisadas, ângulo de atrito interno (ϕ'), e o intercepto coesivo (c'), são definidos através de suas envoltórias de ruptura seguindo o critério de Mohr-Coulomb.

A seguir, na Figura 4-19 estão apresentadas as envoltórias de ruptura com ajustes lineares para as misturas areia de Osório e cimento CPV-ARI com 03 dias de cura. No espaço t x s' , onde t e s' são definidos pelas Equações 4.9 e 4.10.

$$t = \left(\frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} \right) \quad (\text{Eq. 4.9})$$

$$s' = \left(\frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} \right) \quad (\text{Eq. 4.10})$$

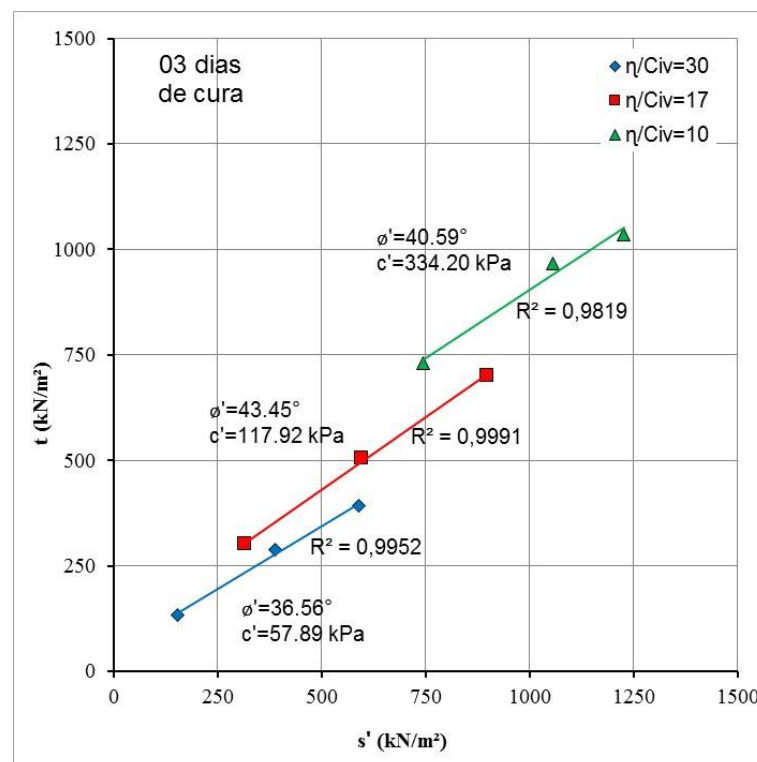


Figura 4-19: Envoltórias de rupturas dos ensaios triaxiais realizados para 03 dias de cura

A partir da Figura 4-19, foi observado que houve um aumento significativo no intercepto coesivo com a diminuição do fator η/C_{iv} , contudo o ângulo de atrito obteve um valor maior para o $\eta/C_{iv} = 17$ do que o $\eta/C_{iv} = 10$. Isto pode ser explicado pelo ajuste linear feito, visto que se a tensão de ruptura do ensaio com tensão confinante efetiva de 20 kPa para o $\eta/C_{iv} = 10$ fosse um pouco maior. Isto elevaria o R^2 , aumentaria o coeficiente angular da reta e, por consequência aumentaria o ângulo de atrito interno obtido. Por isso, em alguns casos a realização de apenas três tensões confinantes pode dificultar a busca dos parâmetros ideais para solos em geral.

Na Figura 4-20 estão apresentadas as envoltórias de ruptura com ajustes lineares para 07 dias de cura obtidas por Cruz (2008).

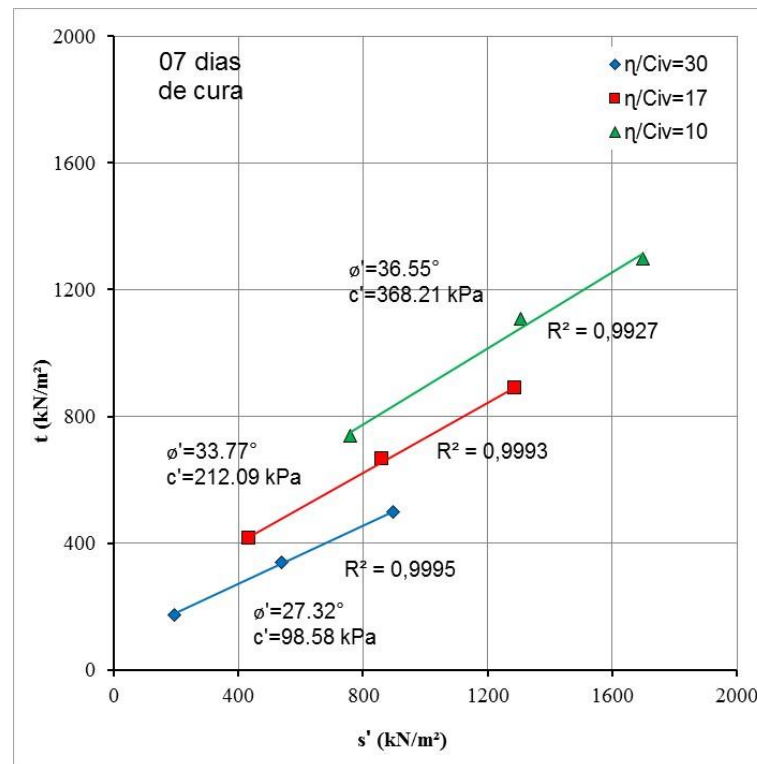


Figura 4-20: Envoltórias de rupturas dos ensaios triaxiais realizados para 07 dias de cura (adaptado de: CRUZ, 2008)

Para 07 dias de cura foi observado que quanto maior o fator vazios/cimento, menor será o intercepto coesivo e o ângulo de atrito do material, devido à menor quantidade de cimento ou maior volume de vazios das amostras.

Na Figura 4-21 estão apresentadas as envoltórias de ruptura com ajustes lineares para 28 dias de cura.

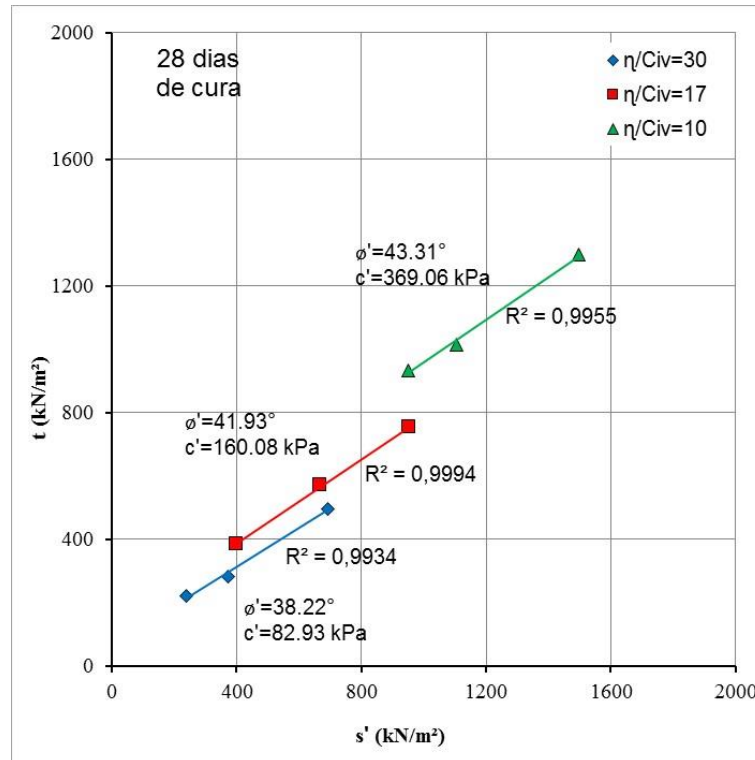


Figura 4-21: Envoltórias de rupturas dos ensaios triaxiais realizados para 28 dias de cura

Para 28 dias de cura, o comportamento foi semelhante aos 07 dias de cura, com aumento do intercepto coesivo e do ângulo de atrito interno com a redução do fator η/C_{iv} .

E, na Figura 4-22 estão apresentadas as envoltórias de ruptura para 90 dias de cura.

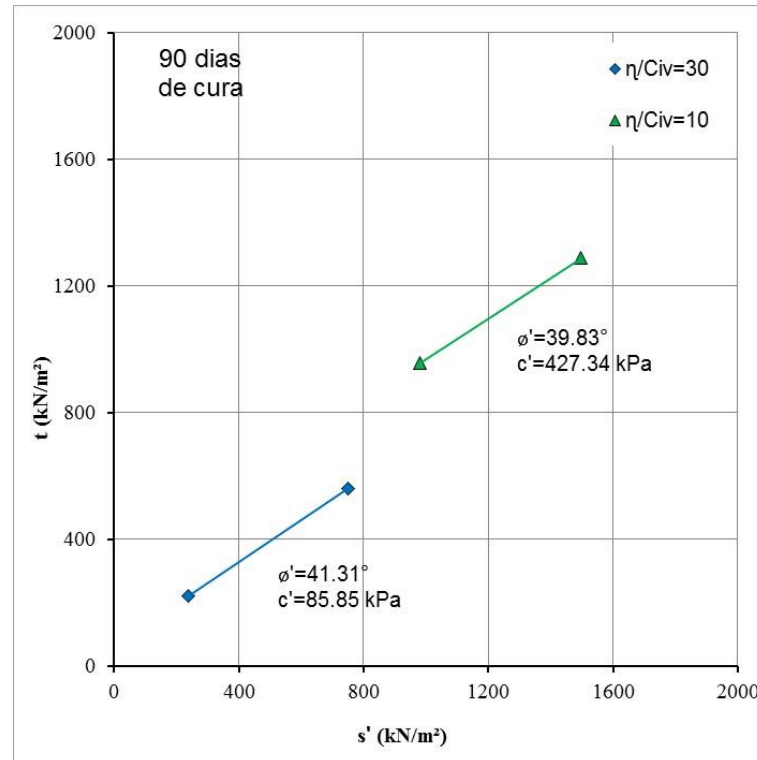


Figura 4-22: Envoltórias de rupturas dos ensaios triaxiais realizados para 90 dias de cura

Para 90 dias de cura, o ângulo de atrito praticamente se manteve constante, já o intercepto coesivo aumentou com a redução do fator η/C_{iv} . Se comparar os resultados obtidos com 28 e 90 dias de cura, é possível observar que, para o $\eta/C_{iv} = 30$, os valores do intercepto coesivo são muito semelhantes e, o ângulo de atrito apresentou um leve aumento. Já para o fator $\eta/C_{iv} = 10$, o intercepto coesivo foi maior para 90 dias de cura, enquanto o ângulo de atrito foi menor, apesar das tensões de ruptura obtidas para os dois tempos de cura serem semelhantes.

Festugato (2008) obteve um ângulo de atrito interno para areia de Osório, sem adição de agente cimentante, de 37°, conforme o esperado o ajuste linear cruza a origem, como mostra a Figura 4-23. Já Casagrande (2005) utilizando a mesma dosagem de Festugato (2008) obteve um ângulo de atrito interno efetivo de 33,4°, para areia sem adição de agente cimentante.

Portanto, a maior contribuição na adição de cimento com este solo, como era esperado, está no incremento do intercepto coesivo, além do ganho não tão significativo do ângulo de atrito interno.

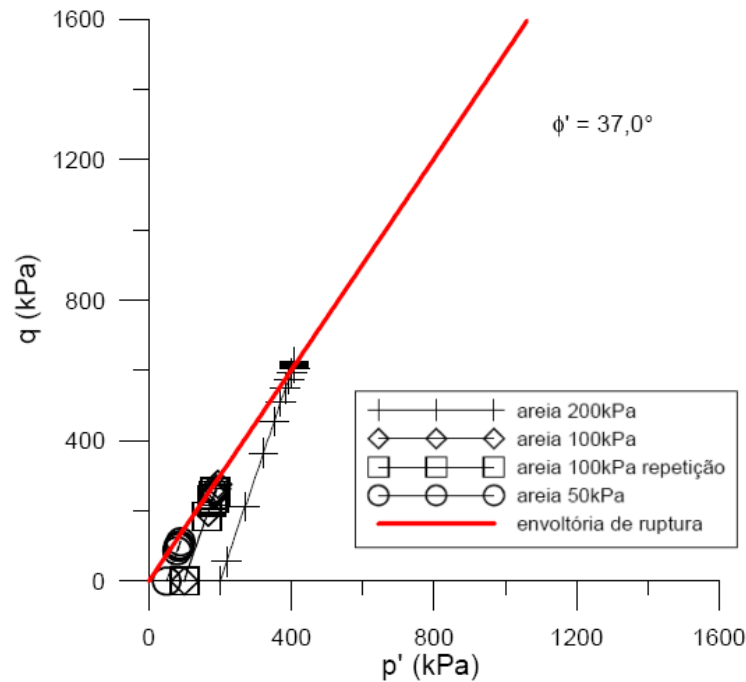


Figura 4-23: Envoltória de ruptura da areia de Osório sem adição de cimento (adaptado de: FESTUGATO, 2008)

São apresentados na Tabela 4-4 os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos através dos ensaios de compressão triaxial.

Na Figura 4-24, é possível observar a relação entre o intercepto coesivo efetivo e o fator η/Civ , onde, c' cresce com a diminuição de η/Civ para cada tempo de cura em estudo através das equações potenciais: Eq. 4.11, 4.12, 4.13 e 4.14 para 03, 07, 28 e 90 dias de cura respectivamente.

$$c' = 12208 * \eta/Civ^{-1,592} \quad (\text{Eq. 4.11})$$

$$c' = 8065,1 * \eta/Civ^{-1,357} \quad (\text{Eq. 4.12})$$

$$c' = 6026,2 * \eta/Civ^{-1,201} \quad (\text{Eq. 4.13})$$

$$c' = 12351 * \eta/Civ^{-1,461}$$

(Eq. 4.14)

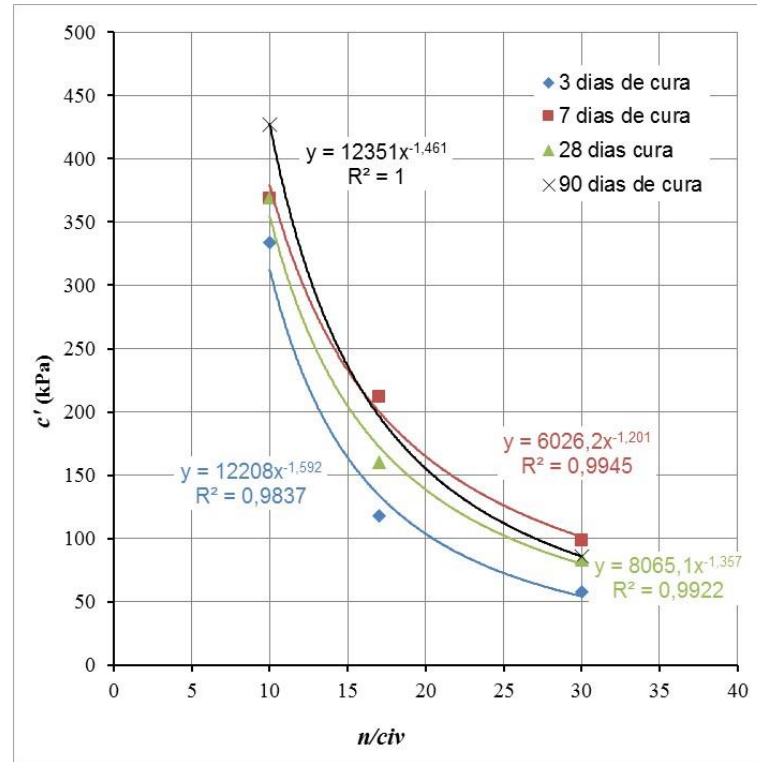


Figura 4-24: Relação da porosidade pelo teor volumétrico de cimento *versus* Intercepto coesivo

Já na Figura 4-25, pode-se observar a relação entre o ângulo de atrito interno efetivo e o fator η/Civ , onde foi possível estabelecer uma faixa para valores de ϕ' nos ensaios realizados com diferentes tempos de cura, sendo que este parâmetro varia entre, aproximadamente, 36° e 44° . Isto, excluindo dois valores que estão fora da faixa, por motivos anteriormente comentados.

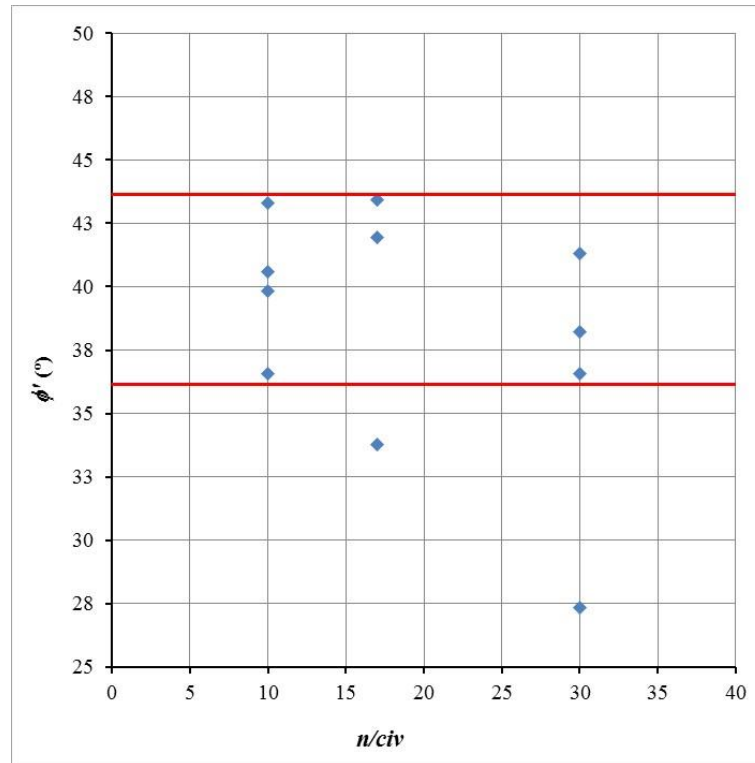


Figura 4-25: Relação da porosidade pelo teor volumétrico de cimento *versus* ângulo de atrito interno efetivo

Tabela 4-4: Parâmetros de resistência

Cimento (%)	Fator η/C_{iv}	Tempo de cura (dias)	TCE (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)
3	30	3	20	36,56	57,89
			100		
			200		
3	30	7	20	27,32	98,58
			200		
			400		
3	30	28	20	38,22	82,93
			100		
			200		
3	30	90	20	41,31	85,85
			200		
5,06	17	3	20	43,45	117,92
			100		
			200		
5,06	17	7	20	33,77	212,09
			200		
			400		
5,06	17	28	20	41,93	160,08
			100		
			200		
8,6	10	3	20	40,59	334,20
			100		
			200		
8,6	10	7	20	36,55	368,21
			200		
			400		
8,6	10	28	20	43,31	369,06
			100		
			200		
8,6	10	90	20	39,83	427,34
			200		

5 APLICAÇÃO DE MODELOS PARA PREVISÃO DE PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Neste capítulo, serão aplicados modelos teóricos e experimentais para obtenção de parâmetros de resistência a partir de resultados de ensaios de compressão simples e diametral e comparados com as envoltórias de ruptura obtidas através dos ensaios de compressão triaxial apresentados no capítulo anterior.

Primeiramente, será aplicada uma nova abordagem para obtenção de parâmetros de resistência, a qual é o foco principal deste trabalho, sendo esta comparada com as envoltórias de rupturas dos ensaios triaxiais. E, posteriormente serão apresentadas juntamente as aplicações da teoria de ruptura de Griffith e o modelo experimental de Mitchell, também comparados com as envoltórias de ruptura dos triaxiais. Finalmente, serão comparados os parâmetros de resistência obtidos por cada método.

5.1 APLICAÇÃO DE UMA NOVA ABORDAGEM PARA OBTENÇÃO DE PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

De posse dos resultados de compressão simples e diametral apresentados no capítulo anterior e, das Equações 2.6 e 2.7, apresentadas no capítulo 2 desta dissertação, é possível aplicar a abordagem proposta por Consoli (2014) para a mistura solo-cimento em estudo.

No capítulo anterior foi definido que a razão entre a resistência à tração por compressão diametral sobre a resistência à compressão simples, onde para a areia de Osório é igual a 0,15, não importando o tempo de cura, teor de cimento ou porosidade das unidades amostrais. Logo, esta razão será denominada como $\xi = \sigma_t/\sigma_c$. Substituindo nas Equações 2.5 e 2.6, obteremos as Equações 5.1 e 5.2:

$$\phi' = \arcsen\left(\frac{1 - 4\xi}{1 - 2\xi}\right) \quad (\text{Eq. 5.1})$$

$$c' = \frac{\sigma_c \left[1 - \left(\frac{1 - 4\xi}{1 - 2\xi}\right)\right]}{2 \cos \left[\arcsen\left(\frac{1 - 4\xi}{1 - 2\xi}\right) \right]} \quad (\text{Eq. 5.2})$$

A partir da Equação 5.1, pode-se afirmar que o ângulo de atrito interno, para um determinado tipo de solo, com adição de um determinado tipo de agente cimentante, é constante, pois depende de um único parâmetro que também é constante, ξ . Conseqüentemente, o ângulo de atrito independe da resistência à compressão simples ou diametral, da porosidade ou teor de cimento.

Já para a Equação 5.2, o intercepto coesivo efetivo é função de ξ e da resistência à compressão simples, ou seja, é função também da razão η/C_{iv} que conforme foi mostrado no capítulo anterior, define a resistência à compressão não confinada.

Seguindo esta linha de raciocínio, foi atribuído o valor de ξ (0,15) nas equações, obtendo-se o valor de ângulo de atrito interno na Equação 5.3 e, a simplificação da Equação 5.2 para se obter o intercepto coesivo na Equação 5.4.

$$\phi' = \arcsen\left(\frac{1 - 4,0,15}{1 - 2,0,15}\right) = 34,85^\circ \quad (\text{Eq. 5.3})$$

$$c' = \frac{\sigma_c \left[1 - \left(\frac{1 - 4,0,15}{1 - 2,0,15}\right)\right]}{2 \cos \left[\arcsen\left(\frac{1 - 4,0,15}{1 - 2,0,15}\right) \right]} = 0,26 \cdot \sigma_c \quad (\text{Eq. 5.4})$$

A seguir, serão plotadas as envoltórias de ruptura encontradas através desta nova abordagem e, as envoltórias de ruptura de Mohr-Coulomb, a partir dos resultados dos ensaios triaxiais, para que se possa ser feita a comparação através do método tradicional de obtenção de parâmetros de resistência.

Na Figura 5-1 são apresentados os resultados obtidos para a razão $\eta/C_{iv} = 30$ e tempo de cura de 03 dias. Onde é possível observar que as envoltórias de ruptura são praticamente idênticas, a diferença do ângulo de atrito interno é menor que 2° e do intercepto coesivo aproximadamente 11 kPa, que para solos cimentados é um valor relativamente baixo.

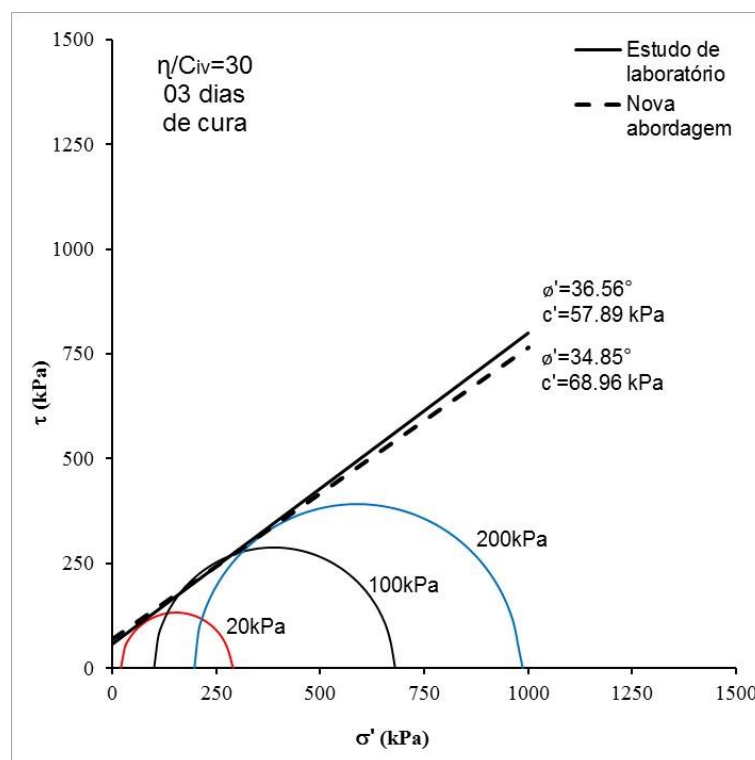


Figura 5-1: Comparação entre diferentes envoltórias de ruptura, Mohr-Coulomb (estudo de laboratório) e a nova abordagem proposta, 03 dias de cura

Na Figura 5-2 são apresentados os resultados obtidos para a razão $\eta/C_{iv} = 30$ e tempo de cura de 07 dias.

A envoltória de ruptura de Mohr-Colomb resultou em um ângulo de atrito interno baixo para uma areia cimentada $27,3^\circ$, visto que Festugato (2008) observou um ângulo de atrito 37° para uma areia não cimentada, como foi relatado anteriormente.

Confirmando a afirmação feita por Festugato (2008), Feuerharmel (2000) obteve um ângulo de atrito de $36,5^\circ$ para a areia de Osório com baixas tensões de confinamento efetivas, 20, 60 e 100 kPa e, um índice de vazios próximo ao estudado neste trabalho.

Comparando os resultados obtidos pela nova abordagem para 03 e 07 dias de cura, observamos envoltórias de resistência muito semelhantes com um leve aumento no intercepto coesivo, o

que leva a crer que a pouca diferença no tempo de cura 04 dias, neste caso, difere muito pouco nos parâmetros de resistência ao cisalhamento.

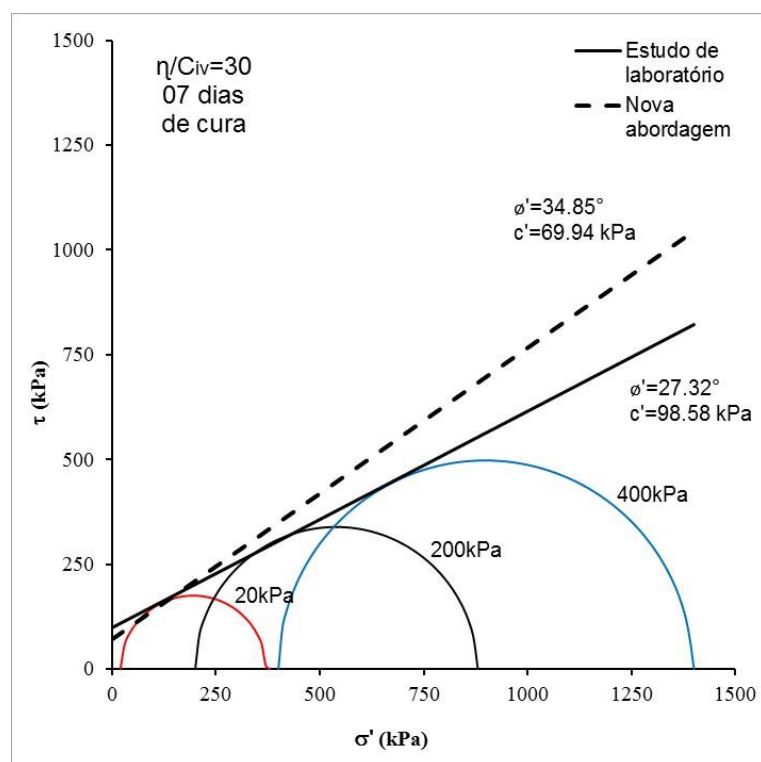


Figura 5-2: Comparação entre diferentes envoltórias de ruptura, Mohr-Coulomb (estudo de laboratório) e a nova abordagem proposta, 07 dias de cura

Na Figura 5-3 são apresentados os resultados obtidos para a razão $\eta/C_{iv} = 30$ e tempo de cura de 28 dias.

Pode-se observar que as envoltórias obtidas são semelhantes com uma diferença no ângulo de atrito interno de aproximadamente 3° e uma diferença no intercepto coesivo de 20 kPa.

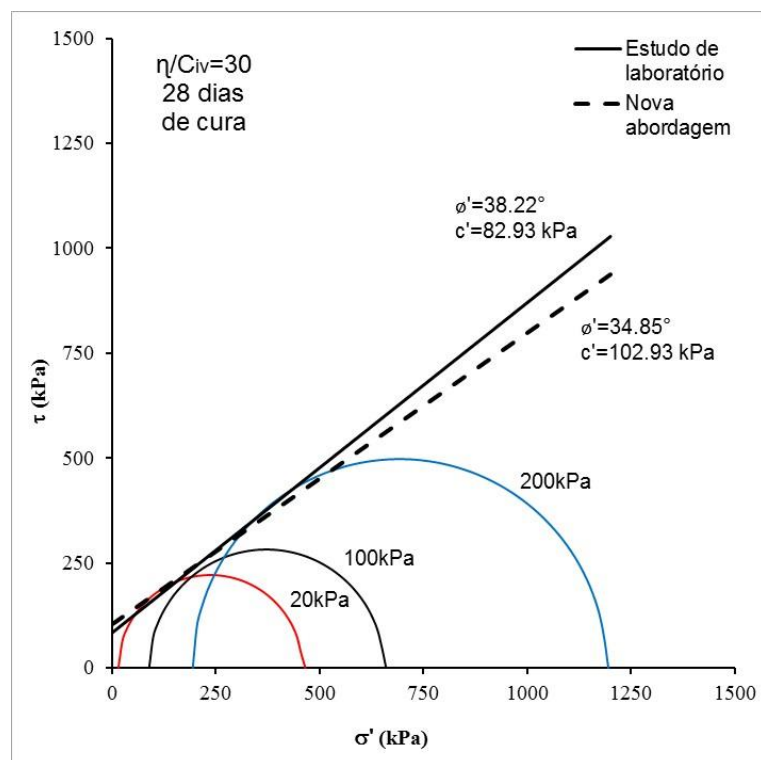


Figura 5-3: Comparação entre diferentes envoltórias de ruptura, Mohr-Coulomb (estudo de laboratório) e a nova abordagem proposta, 28 dias de cura

Na Figura 5-4 são apresentados os resultados obtidos para a razão $\eta/C_{iv} = 30$ e tempo de cura de 90 dias.

Devido ao reduzido número de ensaios triaxiais realizados a envoltória de Mohr-Coulomb apresentou uma variação nos parâmetros de resistência se comparados com os resultados para 28 dias de cura, o ângulo de atrito aproximadamente 3° e o intercepto coesivo praticamente manteve-se constante. Com relação a nova abordagem, houve uma redução no intercepto coesivo de aproximadamente 5 kPa, que para solos cimentados é um valor muito baixo.

Este comportamento já era esperado com resultados muito semelhantes entre as unidades amostrais de 28 e 90 dias de cura, assim como foi relatado no comportamento mecânico apresentado no capítulo anterior.

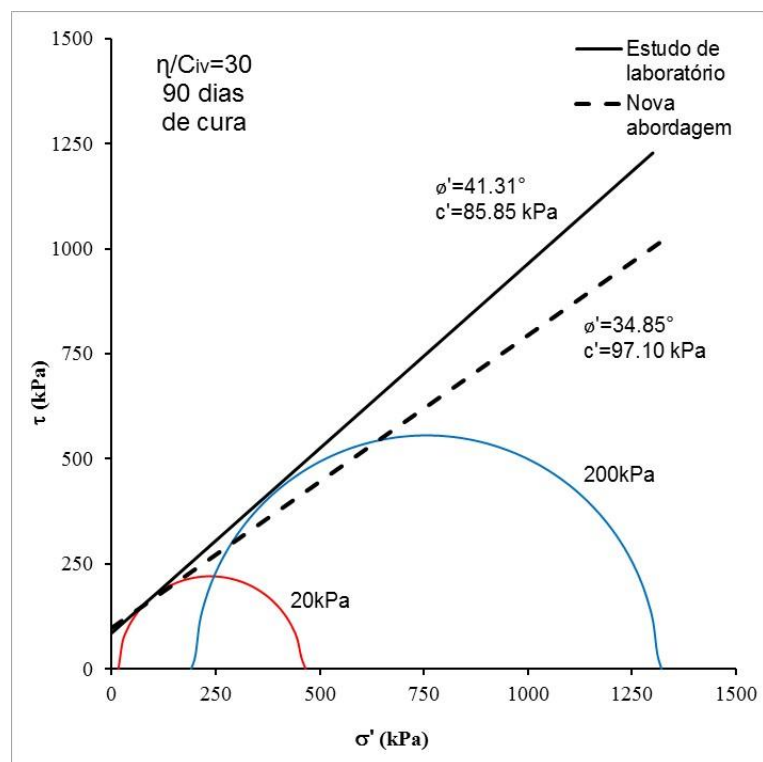


Figura 5-4: Comparação entre diferentes envoltórias de ruptura, Mohr-Coulomb (estudo de laboratório) e a nova abordagem proposta, 90 dias de cura

Na Figura 5-5 são apresentados os resultados obtidos para a razão $\eta/C_{iv} = 17$ e tempo de cura de 03 dias.

A envoltória proposta nesta pesquisa apresentou-se mais conservadora do que a envoltória de Mohr-Coulomb, que por sua vez apresentou um ângulo de atrito maior e por consequência um intercepto coesivo menor.

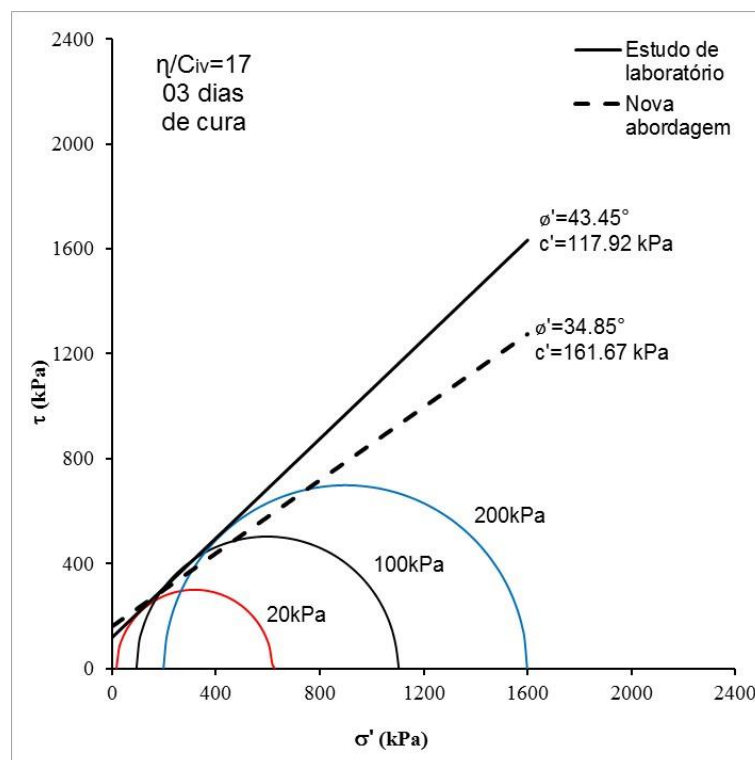


Figura 5-5: Comparação entre diferentes envoltórias de ruptura, Mohr-Coulomb (estudo de laboratório) e a nova abordagem proposta, 03 dias de cura

Na Figura 5-6 são apresentados os resultados obtidos para a razão $\eta/C_{iv} = 17$ e tempo de cura de 07 dias.

As envoltórias novamente são muito semelhantes, o ângulo de atrito interno difere aproximadamente 1° , já para o intercepto coesivo o valor apresenta maior variação.

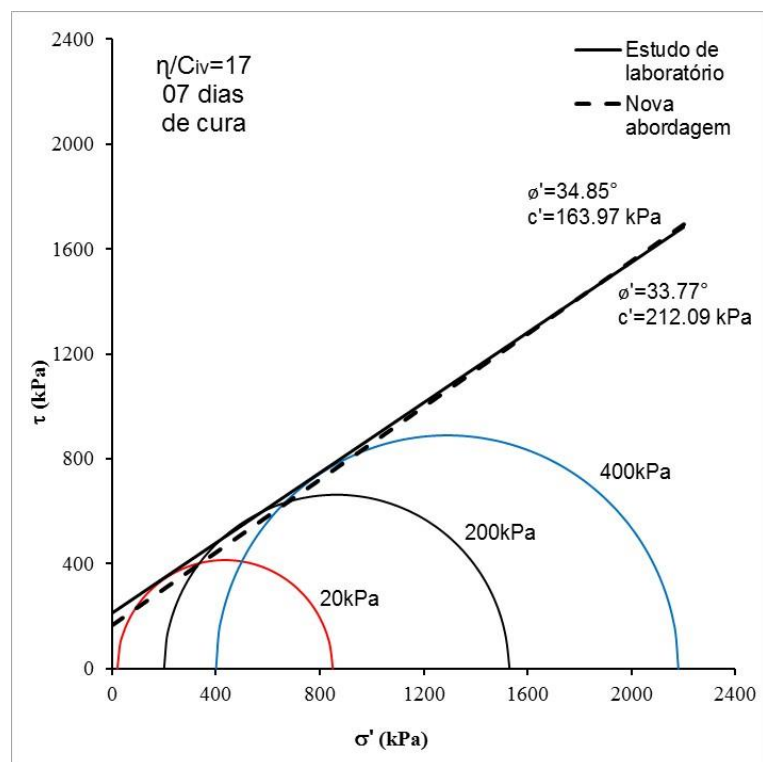


Figura 5-6: Comparação entre diferentes envoltórias de ruptura, Mohr-Coulomb (estudo de laboratório) e a nova abordagem proposta, 07 dias de cura

Na Figura 5-7 são apresentados os resultados obtidos para a razão $\eta/C_{iv} = 17$ e tempo de cura de 28 dias.

A envoltória proposta nesta pesquisa apresentou-se mais conservadora, assim como a de 03 dias de cura, do que a envoltória de Mohr-Coulomb, que por sua vez apresentou um ângulo de atrito maior e por consequência um intercepto coesivo menor.

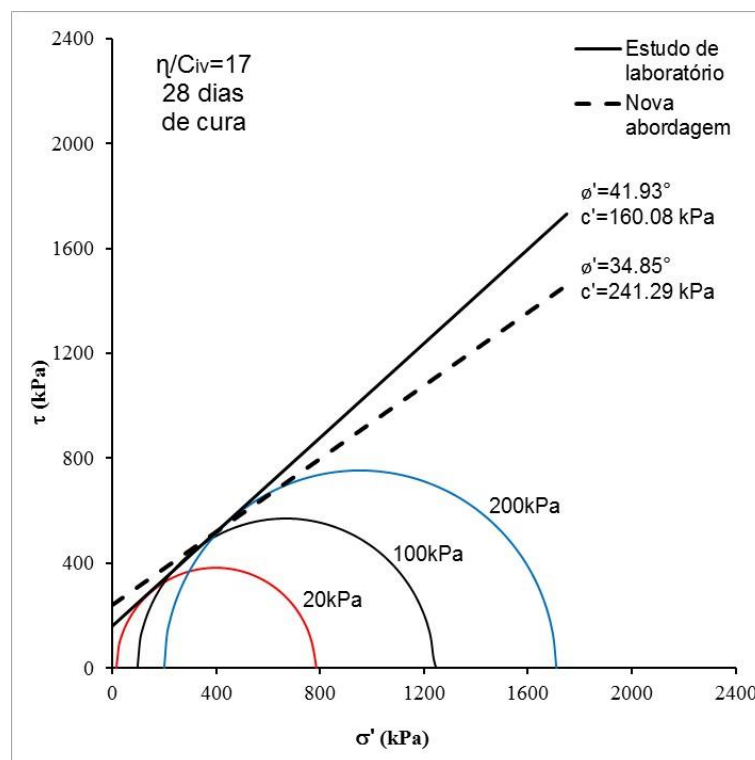


Figura 5-7: Comparação entre diferentes envoltórias de ruptura, Mohr-Coulomb (estudo de laboratório) e a nova abordagem proposta, 28 dias de cura

Na Figura 5-8 são apresentados os resultados obtidos para a razão $\eta/C_{iv} = 10$ e tempo de cura de 03 dias.

Na comparação entre as envoltórias de ruptura obtidas, é possível observar que o intercepto coesivo obtido por ambas metodologias se mostrou muito próximo e, o ângulo de atrito interno variou aproximadamente 5° .

Esta variação no ângulo de atrito pode ser explicada, pois o semi-círculo de Mohr obtido para o ensaio com tensão confinante efetiva de 100 kPa apresentou um raio maior do que era esperado, como é possível observar na Figura 5-8.

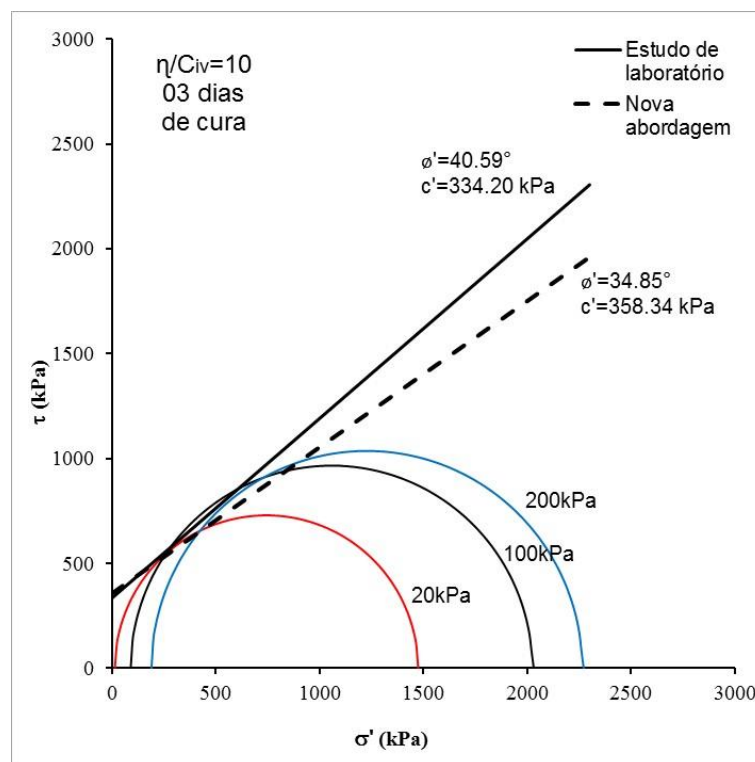


Figura 5-8: Comparação entre diferentes envoltórias de ruptura, Mohr-Coulomb (estudo de laboratório) e a nova abordagem proposta, 03 dias de cura

Na Figura 5-9 são apresentados os resultados obtidos para a razão $\eta/C_{iv} = 10$ e tempo de cura de 07 dias.

As envoltórias obtidas são muito semelhantes, o ângulo de atrito interno difere aproximadamente 1° e, do mesmo modo, o intercepto coesivo variou aproximadamente 5 kPa que, para solos cimentados, é uma diferença muito pequena.

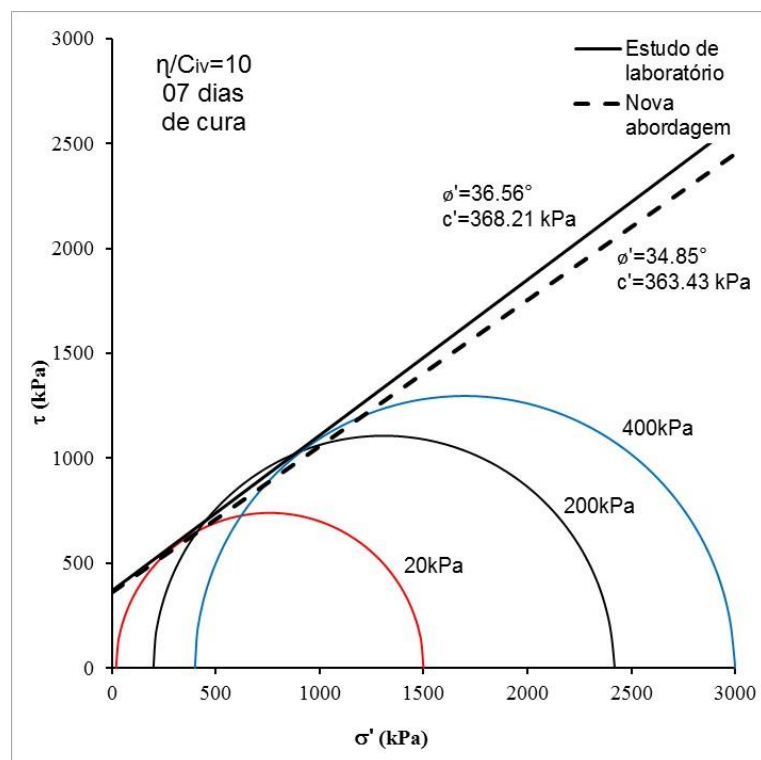


Figura 5-9: Comparação entre diferentes envoltórias de ruptura, Mohr-Coulomb (estudo de laboratório) e a nova abordagem proposta, 07 dias de cura

Na Figura 5-10 são apresentados os resultados obtidos para a razão $\eta/C_{iv} = 10$ e tempo de cura de 28 dias.

A partir das envoltórias obtidas é possível observar que houve diferenças entre o ângulo de atrito interno e para o intercepto coesivo. Isto pode ser explicado, pois nos ensaios de 20 e 100 kPa os raios dos semi-círculos foram maior e menor respectivamente do que era esperado.

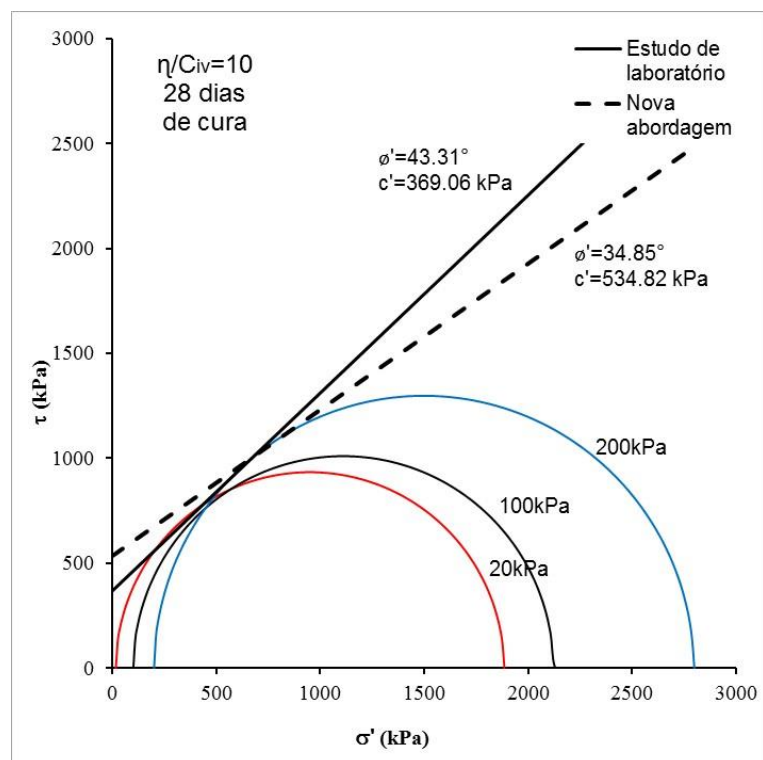


Figura 5-10: Comparação entre diferentes envoltórias de ruptura, Mohr-Coulomb (estudo de laboratório) e a nova abordagem proposta, 28 dias de cura

Na Figura 5-11 são apresentados os resultados obtidos para a razão $\eta/C_{iv} = 10$ e tempo de cura de 90 dias.

A partir das envoltórias de ruptura obtidas é possível observar que há uma diferença de aproximadamente 4° no ângulo de atrito interno e uma variação um pouco maior no intercepto coesivo. Contudo as envoltórias são muito mais semelhantes do que foi apresentado para 28 dias de cura.

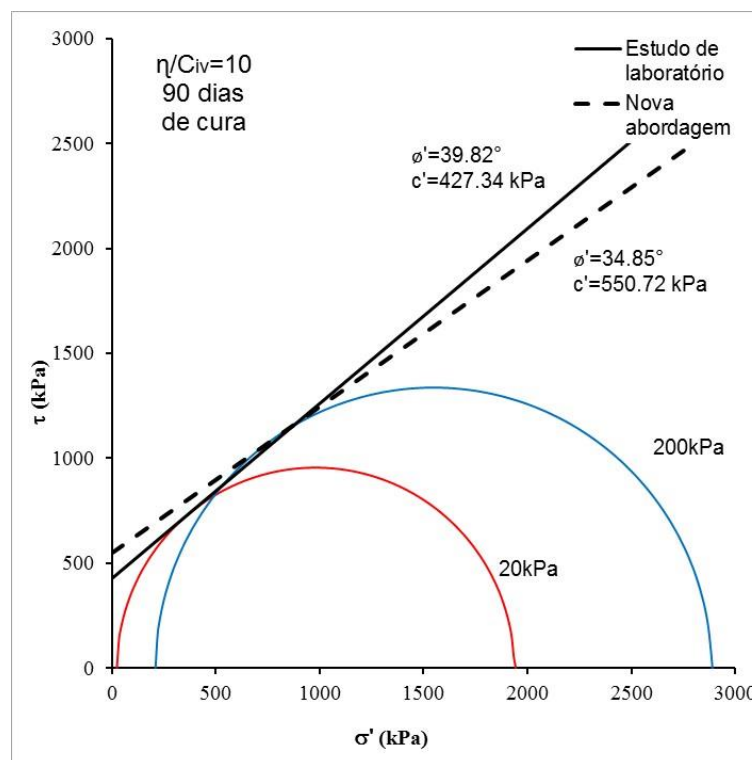


Figura 5-11: Comparação entre diferentes envoltórias de ruptura, Mohr-Coulomb (estudo de laboratório) e a nova abordagem proposta, 90 dias de cura

De posse de todos os resultados obtidos, é possível afirmar que a nova abordagem proposta apresenta, em sua maioria, um ângulo de atrito interno efetivo inferior do que é apresentado pelas envoltórias de ruptura de Mohr-Coulomb e, por consequência, pelo ajuste linear, o intercepto coesivo é maior quando obtido pela nova abordagem.

Apesar das diferenças entre os valores dos parâmetros de resistência obtidos pelas diferentes envoltórias de ruptura, os resultados apresentados são muito satisfatórios em termos de validação desta nova abordagem. Pois deve-se levar em conta a sensibilidade das equações apresentadas, não só da nova abordagem, mas também, da metodologia de Mohr-Coulomb que para ser mais precisa necessita de um número maior de ensaios triaxiais para definir precisamente o comportamento da mistura areia-cimento.

É válido ressaltar que esta nova abordagem não tem a intenção de substituir os ensaios de compressão triaxial por ensaios de compressão simples e diametral. Mas, serve, como foi mostrado pelos resultados apresentados, como uma boa estimativa de parâmetros de resistência ao cisalhamento de maneira muito mais rápida e barata. Podendo ser utilizada em estudos de

viabilidade, anteprojetos e projetos básicos, auxiliando o projetista na utilização da técnica de melhoramentos e, ou, estabilização de solos com agentes cimentantes.

5.2 APLICAÇÃO DE OUTROS MODELOS PARA OBTENÇÃO DE ENVOLTÓRIAS DE RUPTURA PARA MATERIAIS CIMENTADOS

Também serão aplicadas a teoria de ruptura de Griffith (1921), para materiais frágeis e, o modelo experimental de Mitchel (1981), ambos apresentados no capítulo 2 de revisão bibliográfica.

Com relação à teoria de ruptura de Griffith (1921), em resumo, ela parte do pressuposto da pré-existência de fissuras ou “Griffith *cracks*” no interior do meio e que falhas irão se propagar de maneira instável a partir dos pontos ao longo da superfície de ruptura, nos quais a concentração de tensões de tração máxima atinge um valor limite que é característico do material. Este modelo leva a uma envoltória de ruptura parabólica que pode ser, em vários aspectos, mais realistas do que o critério linear de ruptura de Mohr-Coulomb para misturas solo-agente cimentante. Esta envoltória parabólica de Griffith é descrita através da Equação 5.5 e, nesta dissertação para sua aplicação foram utilizados os resultados de resistência à compressão diametral apresentados no capítulo 4.

$$\tau^2 = 4\sigma_t^2 + 4\sigma_t \cdot \sigma_n \quad (\text{Eq. 5.5})$$

Onde:

τ = Resistência ao cisalhamento;

σ_n = Tensão Normal;

σ_t = Resistência à tração.

Com relação a aplicação do modelo experimental de Mitchell (1981) plotaram-se duas envoltórias de ruptura, uma com o limite inferior proposto pelo autor, com ângulo de atrito igual a 30°, e uma envoltória representando o limite superior, com ângulo de atrito interno igual a 40°. Segundo o autor, estes limites são adequados para solos granulares finos, como é o caso da areia de Osório.

Para obtenção do intercepto coesivo, Mitchell (1981) propôs a Equação 5.6, a seguir.

$$c' = 50 + 0,225. \sigma_c \quad (\text{Eq. 5.6})$$

Onde:

c' = Intercepto coesivo;

σ_c = Resistência à compressão.

Na Figura 5-12 são apresentados os resultados obtidos para a razão $\eta/Civ = 30$ e tempo de cura de 03 dias, com as envoltórias de Mitchell, limite superior e inferior, a envoltória parabólica de Griffith e, para comparação dos resultados, também está plotada a envoltória tradicional de Mohr-Coulomb.

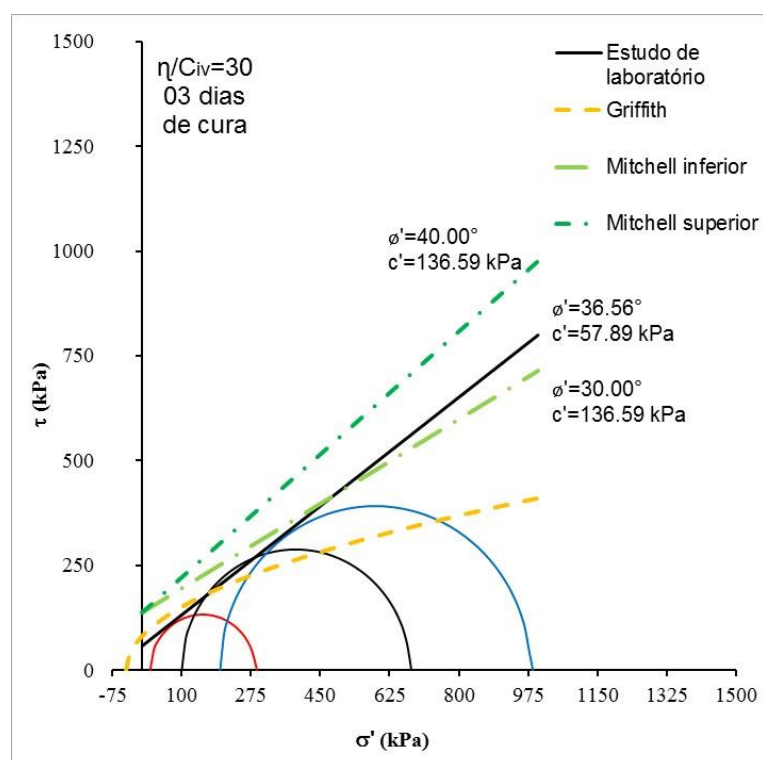


Figura 5-12: Comparação entre diferentes envoltórias de ruptura, $\eta/Civ = 30$ e tempo de cura de 03 dias

Pode-se observar que a envoltória de ruptura de Griffith se aproxima bem para baixas tensões confinantes, no caso 20 kPa, não representando o comportamento do material quando submetido a tensões confinantes superiores a 100 kPa.

Já para as envoltórias de Mitchell, pode-se observar que o valor obtido para o intercepto coesivo ficou mais do que duas vezes e meia o valor obtido pela envoltória de Mohr-Coulomb. O ângulo

de atrito interno obtido ficou dentro da faixa proposta, sendo que a envoltória com o limite inferior foi a que melhor se ajustou aos semi-círculos de Mohr.

Na Figura 5-13 são apresentados os resultados obtidos para a razão $\eta/C_{iv} = 30$ e tempo de cura de 07 dias.

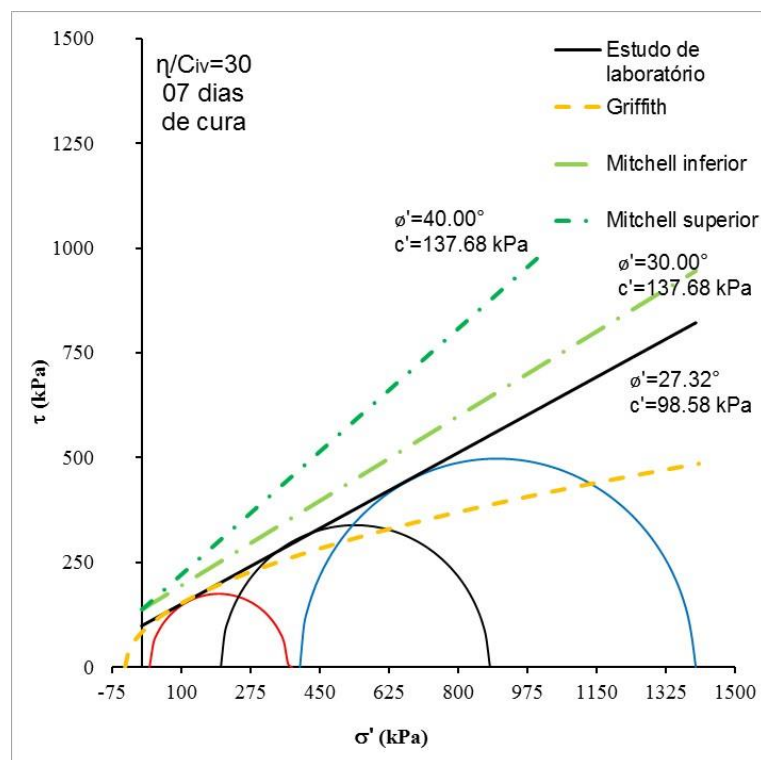


Figura 5-13: Comparação entre diferentes envoltórias de ruptura, $\eta/C_{iv} = 30$ e tempo de cura de 07 dias

O mesmo comportamento observado para razão $\eta/C_{iv} = 30$ e tempo de cura de 03 dias de cura foi obtido para 07 dias de cura.

A envoltória de Griffith se ajusta bem para tensão de confinamento de 20 kPa e, para tensões superiores passa a apresentar resultados mais conservadores.

Com relação as envoltórias de Mitchell, o intercepto coesivo novamente foi superior ao apresentado por Mohr Coulomb, contudo esta diferença ficou reduzida. O ângulo de atrito não ficou na faixa proposta pelo método. Porém, conforme já foi discutido este ângulo de atrito de 27,3° não parece representar bem o comportamento da areia-cimento.

Na Figura 5-14 são apresentados os resultados obtidos para a razão $\eta/C_{iv} = 30$ e tempo de cura de 28 dias.

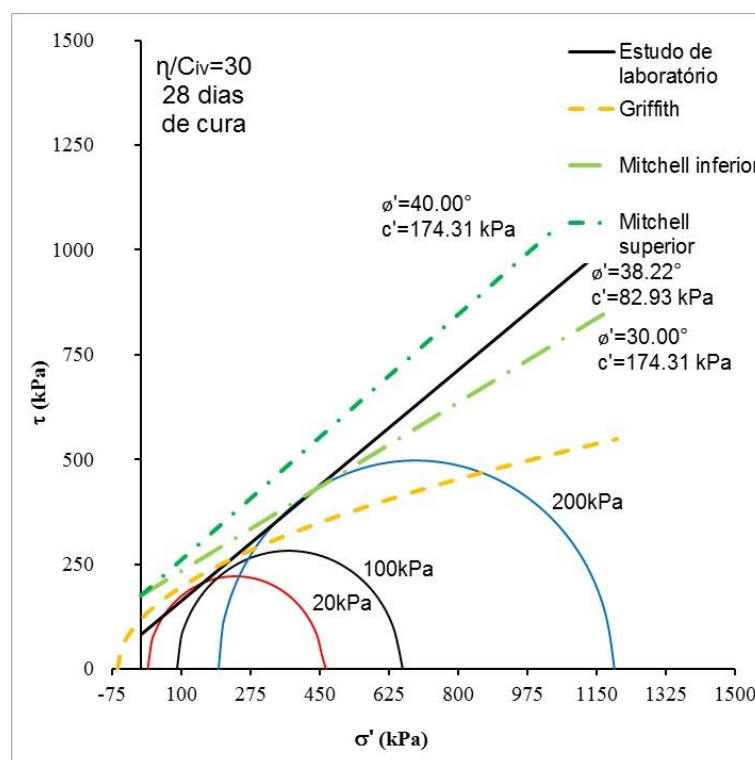


Figura 5-14: Comparação entre diferentes envoltórias de ruptura, $\eta/C_{iv} = 30$ e tempo de cura de 28 dias

Novamente o comportamento apresentado anteriormente se repete. Contudo, a envoltória parabólica de Griffith para 28 dias de cura até aproximadamente a tensão de confinamento de 100 kPa, um pouco além do que havia sido apresentado anteriormente.

Já para as envoltórias de Mitchell, pode-se observar que o valor obtido para o intercepto coesivo ficou mais do que duas vezes o valor obtido pela envoltória de Mohr-Coulomb. O ângulo de atrito interno obtido ficou dentro da faixa proposta, sendo que a envoltória com o limite inferior foi a que melhor se ajustou aos semi-círculos de Mohr.

Na Figura 5-15 são apresentados os resultados obtidos para a razão $\eta/C_{iv} = 30$ e tempo de cura de 90 dias.

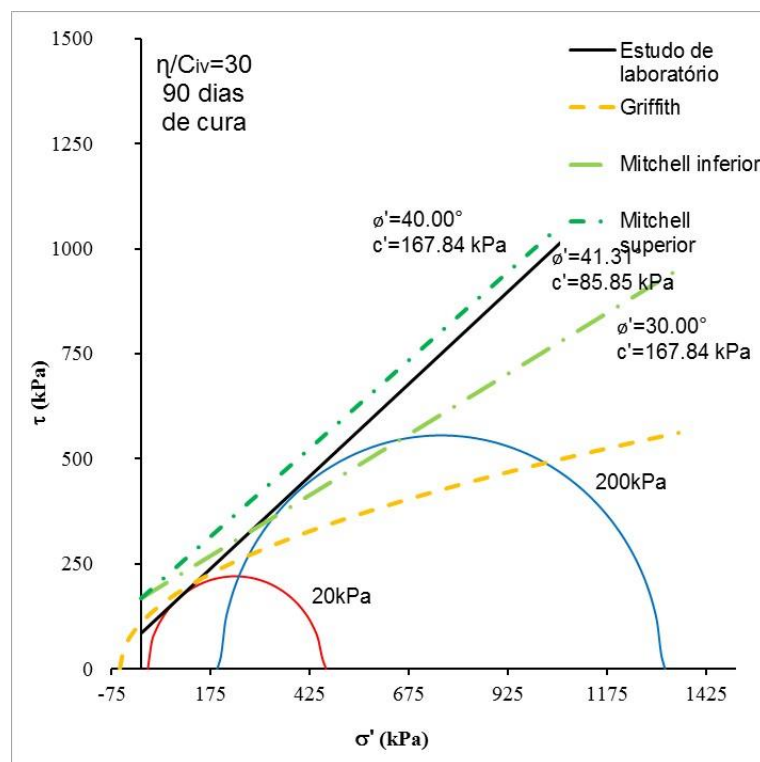


Figura 5-15: Comparação entre diferentes envoltórias de ruptura, $\eta/C_{iv} = 30$ e tempo de cura de 90 dias

Como era esperado, o comportamento apresentado pelas envoltórias de ruptura foi praticamente o mesmo apresentado para 28 dias de cura.

A envoltória de Griffith se ajusta bem no trecho inicial e, as envoltórias de Mitchell apresentam um intercepto coesivo quase duas vezes superior ao obtido por Mohr-Coulomb.

Na Figura 5-16 são apresentados os resultados obtidos para a razão $\eta/C_{iv} = 17$ e tempo de cura de 03 dias.

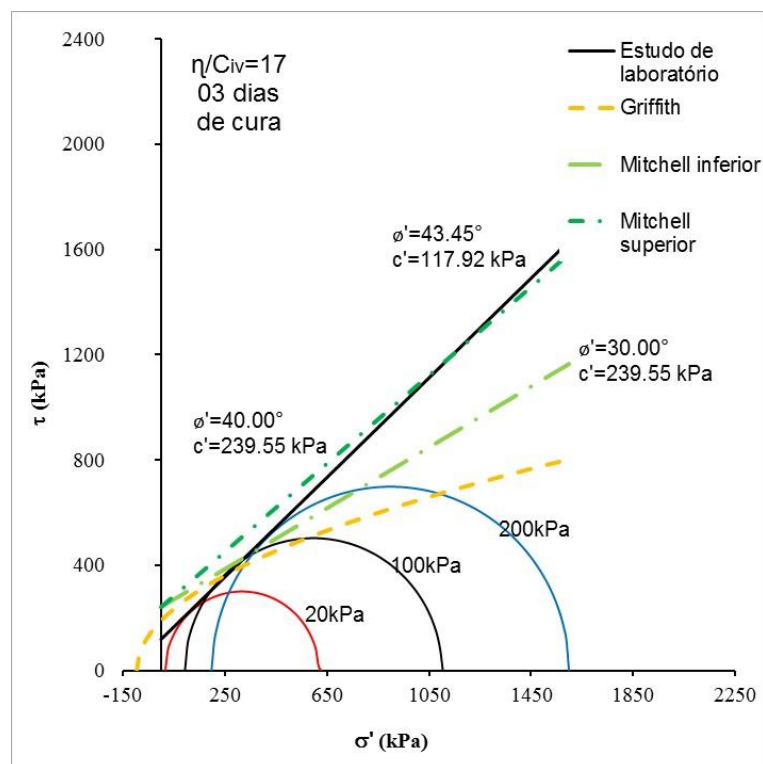


Figura 5-16: Comparação entre diferentes envoltórias de ruptura, $\eta/Civ = 17$ e tempo de cura de 03 dias

Apesar da razão η/Civ ter diminuído, o comportamento das envoltórias de rupturas se mantem o mesmo apresentado anteriormente.

A envoltória de Griffith continua representando bem o comportamento da mistura até aproximadamente a tensão de confinamento efetiva de 100 kPa.

Com relação as envoltórias de Mitchell, o intercepto coesivo continua aproximadamente o dobro do apresentado pela envoltória de Mohr-Coulomb e o ângulo de atrito interno também não está dentro da faixa proposta.

Na Figura 5-16 são apresentados os resultados obtidos para a razão $\eta/Civ = 17$ e tempo de cura de 07 dias.

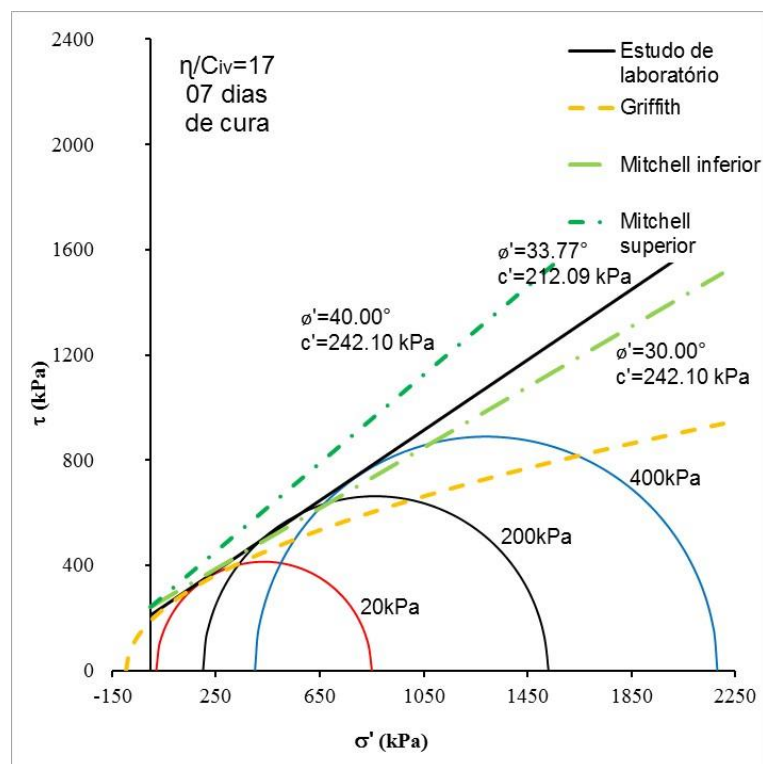


Figura 5-17: Comparação entre diferentes envoltórias de ruptura, $\eta/Civ = 17$ e tempo de cura de 07 dias

Diferentemente do comportamento dos resultados relatados até agora, as envoltórias de Mitchell conseguem resultar em uma boa estimativa do comportamento quanto à resistência ao cisalhamento da mistura areia-cimento. O intercepto coesivo ficou mais próximo do que foi observado pela envoltória de Mohr-Coulomb e o ângulo de atrito interno efetivo ficou dentro da faixa proposta.

Já para a envoltória de Griffith o comportamento é o mesmo relatado anteriormente.

Na Figura 5-18 são apresentados os resultados obtidos para a razão $\eta/Civ = 17$ e tempo de cura de 28 dias.

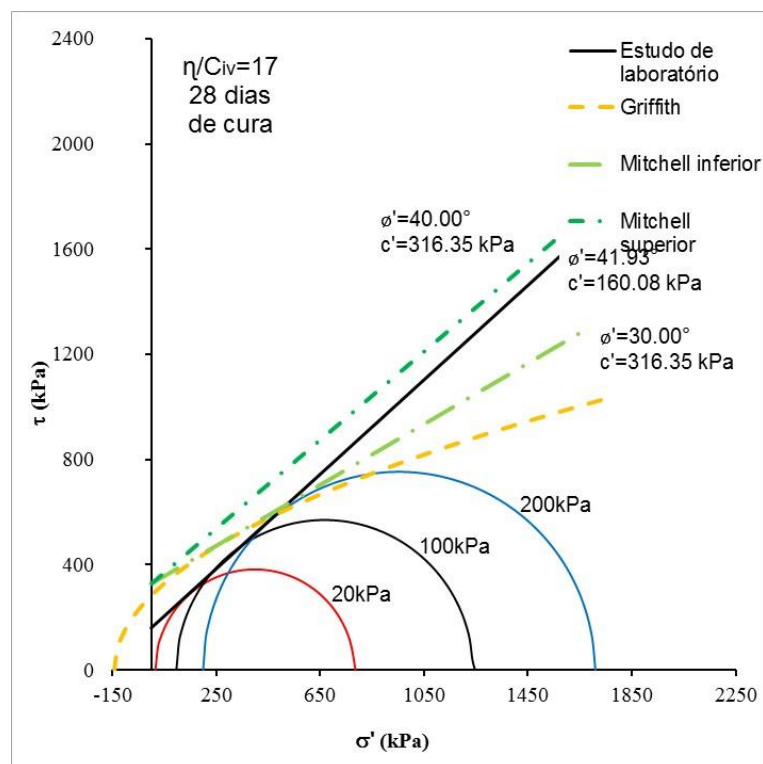


Figura 5-18: Comparação entre diferentes envoltórias de ruptura, $\eta/C_{iv} = 17$ e tempo de cura de 28 dias

Para este tempo de cura, a resistência não confinada (compressão simples e diametral) obteve um crescimento maior se comparada com a resistência à compressão triaxial, isto explica as diferenças obtidas entre as envoltórias de ruptura.

Na Figura 5-16 são apresentados os resultados obtidos para a razão $\eta/C_{iv} = 10$ e tempo de cura de 03 dias.

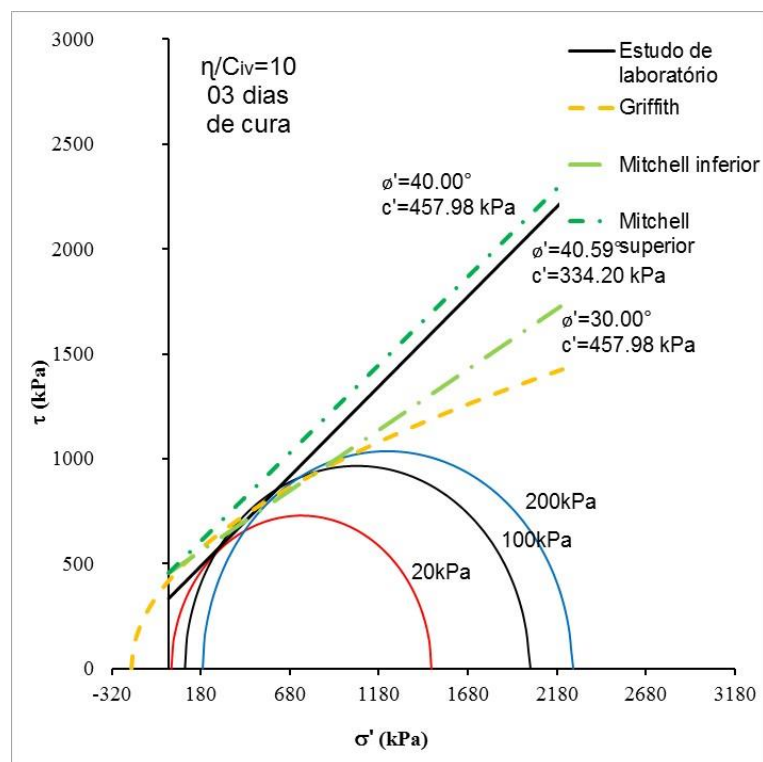


Figura 5-19: Comparação entre diferentes envoltórias de ruptura, $\eta/C_{iv} = 10$ e tempo de cura de 03 dias

O comportamento para este tempo de cura é semelhante com o que foi relatado para o $\eta/C_{iv} = 17$ e 07 dias de cura.

As envoltórias de Mitchell conseguem resultar em uma boa estimativa do comportamento quanto à resistência ao cisalhamento da mistura areia-cimento, contudo o intercepto coesivo possui uma diferença relativamente considerável de aproximadamente 100 kPa e o ângulo de atrito interno efetivo ficou dentro da faixa proposta.

A envoltória parabólica proposta por Griffith pela primeira vez, consegue representar bem as três tensões de confinamento ensaiadas.

Na Figura 5-20 são apresentados os resultados obtidos para a razão $\eta/C_{iv} = 10$ e tempo de cura de 07 dias.

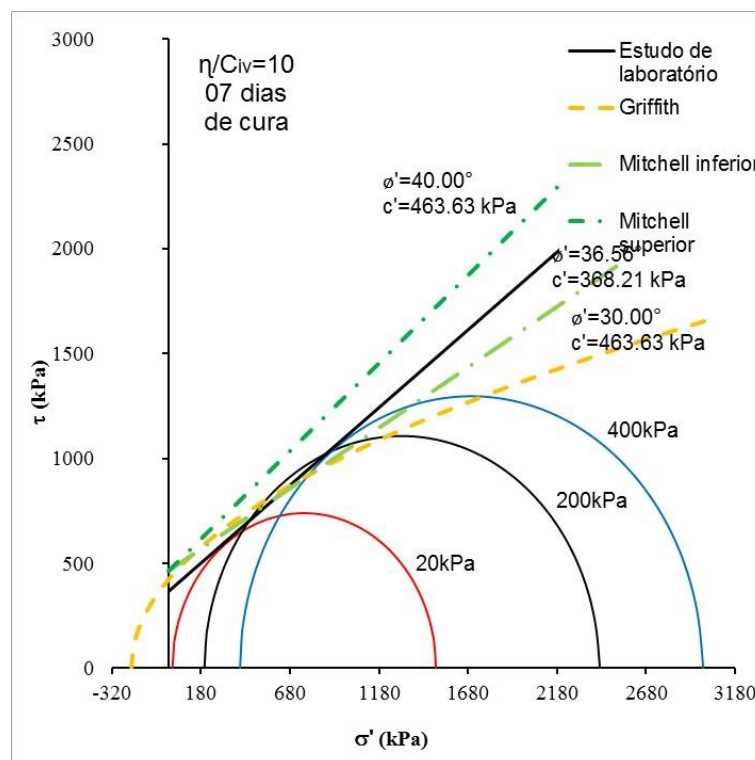


Figura 5-20: Comparação entre diferentes envoltórias de ruptura, $\eta/C_{iv} = 10$ e tempo de cura de 07 dias

As envoltórias obtidas para este tempo de cura representam a mesma tendência observada para 03 dias de cura.

A envoltória de Griffith reporta bem o comportamento até os 200 kPa de tensão de confinamento efetiva.

Com relação as envoltórias de Mitchell, o intercepto coesivo ficou aproximadamente 100 kPa de diferença do que foi obtido por Mohr-Coulomb e, o ângulo de atrito interno ficou dentro da faixa proposta.

Na Figura 5-21 são apresentados os resultados obtidos para a razão $\eta/C_{iv} = 10$ e tempo de cura de 28 dias.

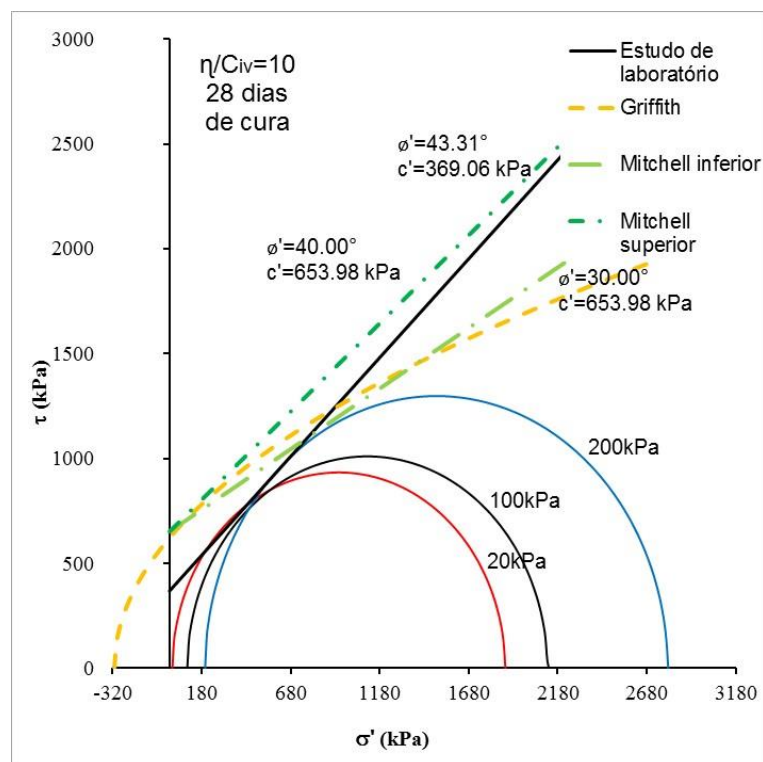


Figura 5-21: Comparação entre diferentes envoltórias de ruptura, $\eta/C_{iv} = 10$ e tempo de cura de 28 dias

Assim como foi relatado na aplicação da nova abordagem, para a mesma razão η/C_{iv} e tempo de cura, nos ensaios de 20 e 100 kPa os raios dos semi-círculos foram maior e menor respectivamente do que era esperado. E, isto pode ter aumentado a diferença encontrada nos parâmetros de resistência obtidos por cada método.

Na Figura 5-22 são apresentados os resultados obtidos para a razão $\eta/C_{iv} = 10$ e tempo de cura de 90 dias.

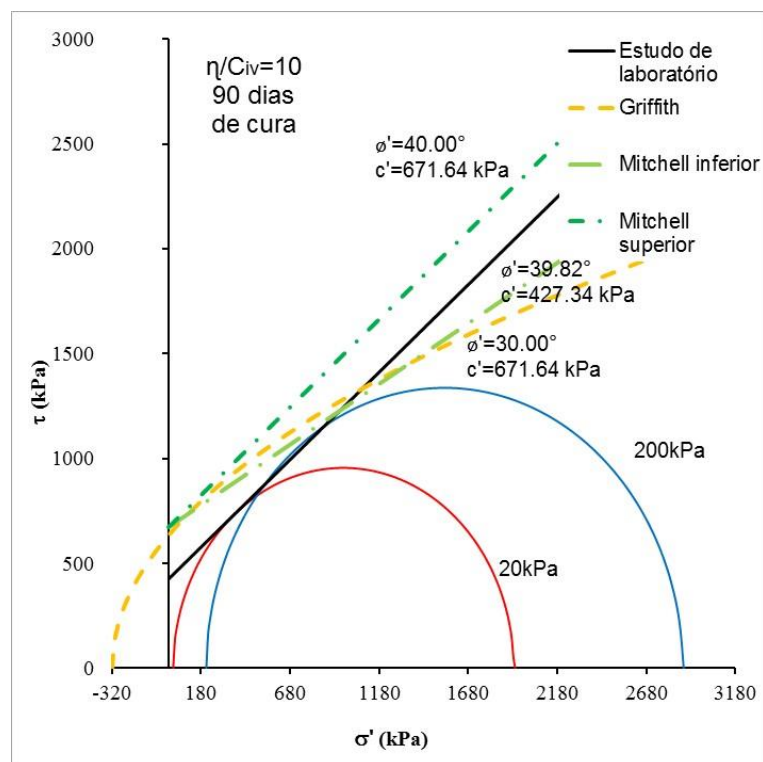


Figura 5-22: Comparação entre diferentes envoltórias de ruptura, $\eta/C_{iv} = 10$ e tempo de cura de 90 dias

Apesar do que foi relatado anteriormente, as envoltórias de ruptura não conseguiram representar com maior fidelidade o comportamento da mistura solo-cimento para 90 dias de cura.

A envoltória parabólica de Griffith se mostrou arrojada com valores superiores aos apresentados por Mohr-Coulomb.

Com relação as envoltórias de Mitchell, o intercepto coesivo obtido foi consideravelmente maior, mais do que 200 kPa, já o ângulo de atrito interno ficou dentro da faixa proposta.

De posse de todos os resultados obtidos, é possível afirmar que teoria de ruptura de Griffith, no geral, representa melhor o comportamento das misturas para baixas tensões de confinamento efetivas. Já para o modelo experimental de Mitchell, os resultados apontam para um ângulo de atrito interno efetivo, na maioria dos casos, dentro da faixa proposta pelo modelo e, o intercepto coesivo, geralmente, é duas vezes maior do que o obtido através dos ensaios de compressão triaxial.

Floss (2012) aplicou a teoria de ruptura de Griffith para o solo residual granítico do Porto, classificado como uma areia siltosa bem graduada, misturada com cimento, e obteve resultados semelhantes aos apresentados nesta dissertação, como é possível observar na Figura 5-23.

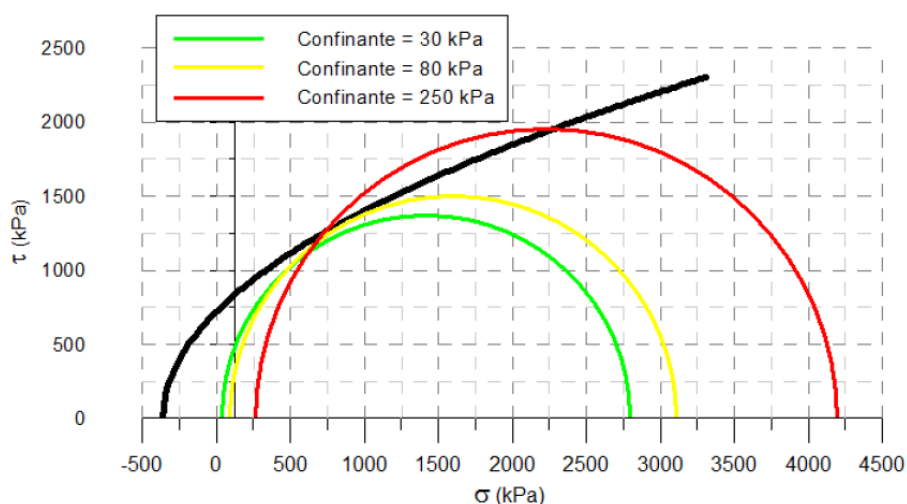


Figura 5-23: Envoltória de ruptura de Griffith para amostras de solo residual do Porto com adição de cimento, $\eta/Civ = 11$ (fonte: FLOSS, 2012)

A partir da Figura 5-23, pode-se afirmar que até tensões de confinamento de 80 kPa a envoltória representou bem o comportamento da mistura, assim como, na mistura areia de Osório e cimento, para teores de cimento relativamente baixos (3%) e médios (5,06%). Já para tensões confinantes efetivas de 250 kPa a envoltória passa a ser conservadora nos seus resultados.

Floss (2012) aumentou a razão η/Civ de 11 para 21 e observou que a envoltória de ruptura ficou mais justada aos semi-círculos de Mohr, contudo ainda para tensões confinantes mais altas o critério continua sendo conservador, conforme mostra a Figura 5-24.

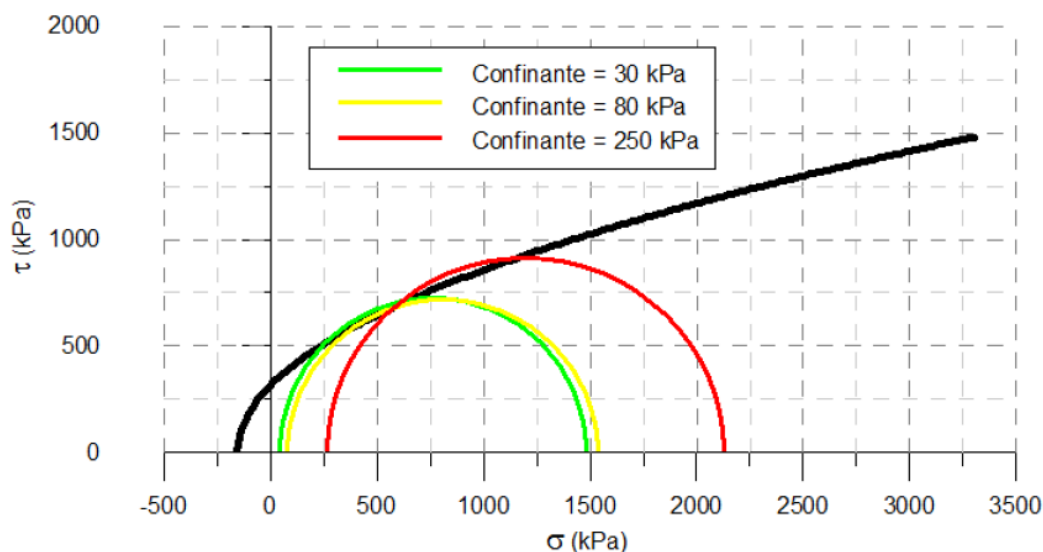


Figura 5-24: Envoltória de ruptura de Griffith para amostras de solo residual do Porto com adição de cimento, $\eta/Civ = 21$ (fonte: FLOSS, 2012)

Com relação ao modelo experimental de Mitchell (1981), Consoli *et al.* (2014) aplicaram a uma areia argilosa tratada com cal. Segundo Mitchell (1981), para este tipo de material, a faixa do ângulo de atrito varia entre 25° e 35° e, o intercepto coesivo varia de acordo com a Equação 5.7.

$$c' = 60 + 0,29 \cdot \sigma_c \quad (\text{Eq. 5.7})$$

Onde:

c' = Intercepto coesivo;

σ_c = Resistência à compressão.

Consoli *et al.* (2014) obtiveram resultados muito semelhantes aos obtidos nesta dissertação, sendo que o ângulo de atrito interno efetivo obtido ficou dentro da faixa indica por Mitchell e o intercepto coesivo apresentou valores acima dos valores obtidos através dos ensaios de compressão triaxial, como mostram a Figura 5-25 e, a Figura 5-26, para um $\eta/Liv^{0,12} = 35$ com tempo de cura de 90 e 360 dias, respectivamente. Onde, Liv é o teor volumétrico de cal.

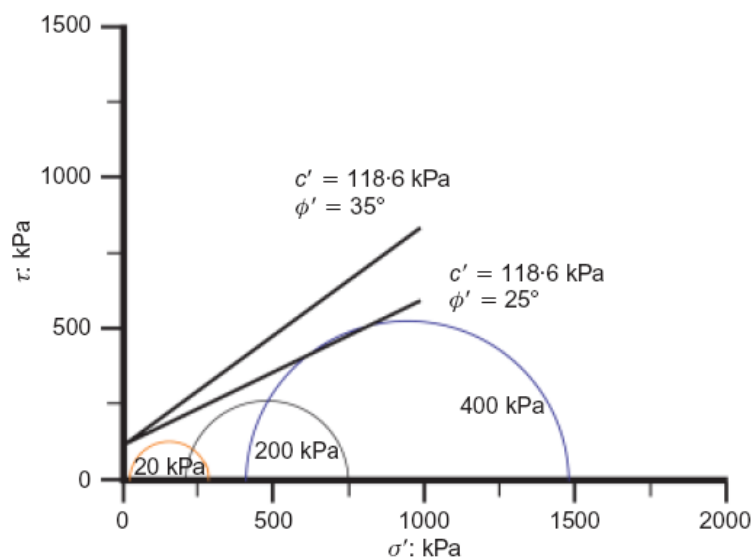


Figura 5-25: Envolvórias de ruptura proposta por Mitchell (1981) para amostras de solo areno-argiloso com adição de cal, $\eta/Liv^{0,12} = 35$ e 90 dias de cura (fonte: CONSOLI *et al.*, 2014)

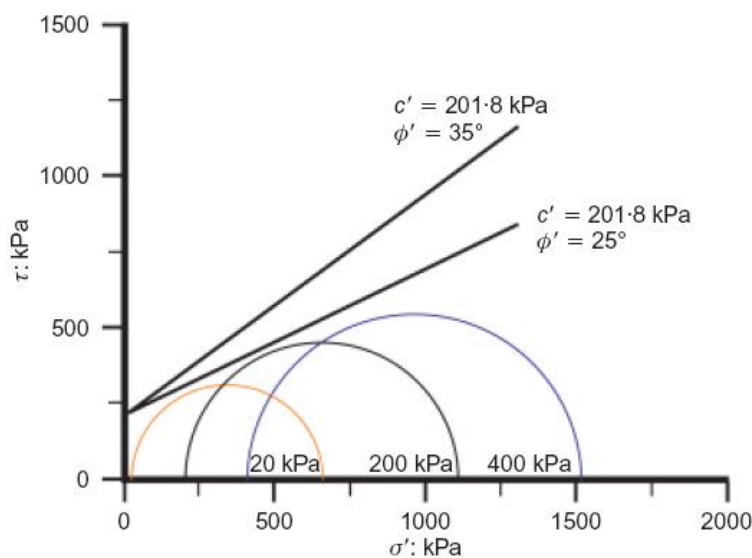


Figura 5-26: Envolvórias de ruptura proposta por Mitchell (1981) para amostras de solo areno-argiloso com adição de cal, $\eta/Liv^{0,12} = 35$ e 360 dias de cura (fonte: CONSOLI *et al.*, 2014)

A seguir na Tabela 5-1, estão todos os resultados obtidos para os parâmetros de resistência ao cisalhamento encontrados nesta dissertação pelos diferentes métodos aplicados, para a mistura areia de Osório e cimento Portland CPV-ARI.

Tabela 5-1: Parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos por diferentes métodos

Fator η/C_{iv}	Tempo de cura (dias)	Mohr-Coulomb		Nova Abordagem		Mitchell		
		ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ' (°) limite inferior	ϕ' (°) limite superior	c' (kPa)
30	3	36,56	57,89	34,85	68,96	30,00	40,00	136,59
30	7	27,32	98,58	34,85	98,56	30,00	40,00	137,68
30	28	38,22	82,93	34,85	102,93	30,00	40,00	174,31
30	90	41,31	85,85	34,85	97,10	30,00	40,00	167,84
<hr/>								
17	3	43,45	117,92	34,85	161,67	30,00	40,00	239,55
17	7	33,77	212,09	34,85	212,09	30,00	40,00	242,10
17	28	41,93	160,08	34,85	241,29	30,00	40,00	316,35
<hr/>								
10	3	40,59	334,20	34,85	358,34	30,00	40,00	457,98
10	7	36,55	368,21	34,85	363,43	30,00	40,00	463,63
10	28	43,31	369,06	34,85	534,82	30,00	40,00	653,98
10	90	39,83	427,34	34,85	550,72	30,00	40,00	671,64

A partir dos resultados apresentados na Tabela 5-1, pode-se afirmar que a Nova Abordagem proposta nesta pesquisa teve um sucesso maior se comparada com a proposta experimental feita por Mitchell (1981), tanto para obtenção do ângulo de atrito interno, quanto para o intercepto coesivo.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao final do presente estudo, embasado nos resultados apresentados e analisados, serão listadas conclusões sobre os pontos abordados. As conclusões serão expostas separadamente a fim de facilitar a sua apresentação. Primeiramente serão comentados os resultados obtidos quanto a resistência a compressão simples e sua relação com a resistência a compressão diametral. Também serão apresentadas as conclusões quanto aos ensaios de compressão triaxial. E, finalmente, serão feitas as conclusões quanto a Nova Abordagem aplicada e os demais métodos utilizados para obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento.

6.1 CONCLUSÕES

Quanto ao objetivo principal desta pesquisa é possível afirmar que a partir dos resultados obtidos e das comparações realizadas a Nova Abordagem para Obtenção de Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento para uma Areia Artificialmente Cimentada é válida, principalmente como uma boa estimativa de parâmetros de maneira muito mais rápida e barata (ensaios de compressão não confinada). Podendo ser utilizada em estudos de viabilidade, anteprojetos e projetos básicos, auxiliando o projetista na utilização da técnica de melhoramento e, ou, estabilização de solos com agentes cimentantes.

É pertinente lembrar que algumas das conclusões, de alguma forma, já foram apresentadas no decorrer da dissertação.

6.1.1 Conclusões em relação aos resultados de resistência à compressão não confinada

Analisando os resultados realizados por Cruz (2008), Marques (2014) e corroborados pelos resultados obtidos nesta pesquisa, é possível afirmar que:

- a) A resistência à compressão simples e diametral das misturas estudadas apresentaram um crescimento com a diminuição da razão entre a porosidade e a quantidade volumétrica de cimento (η/C_{iv}) e com o aumento do tempo de cura;
- b) Devido a evolução do ganho da resistência do cimento CPV-ARI com o tempo, a diferença entre a resistência à compressão simples com 28 e 90 dias de cura é muito pequena, conforme foi discutido no capítulo de resultados;
- c) Independentemente do tempo de cura, resultados de ensaios de resistência a compressão simples e diametral, quando plotados em função da razão entre a porosidade e a quantidade volumétrica de cimento (η/C_{iv}), apresentam as mesmas tendências. Além disso, quando obtida a equação referente a essas tendências, para todos os tempos de cura estudados, estas apresentaram o mesmo expoente, que para esta mistura é igual a -1,5;
- d) A relação entre a resistência à compressão diametral e a resistência à compressão simples se mostrou única, indiferentemente do tempo de cura utilizado ou da razão η/C_{iv} , sendo esta para areia de Osório e cimento CPV-ARI igual a 0,15.

6.1.2 Conclusões em relação aos ensaios de resistência à compressão triaxial

A partir dos resultados obtidos nesta pesquisa e por Cruz (2008) é possível afirmar que:

- a) A partir do parâmetro B de Skempton (1954), pode-se afirmar que os ensaios triaxiais realizados atingiram valores muito próximos da saturação, reduzindo ao menor valor possível as tensões de sucção;
- b) Também em relação ao parâmetro B, foi possível identificar que quanto menor a razão η/C_{iv} e maior o tempo de cura dos corpos-de-prova, menor o valor de B obtido no último incremento;
- c) Quanto maior a tensão de confinamento efetiva, maior a tensão desvio atingida e, maior a rigidez observada, para uma mesma razão η/C_{iv} .
- d) Com relação ao comportamento tensão-deformação, as unidades amostrais com $\eta/C_{iv} = 30$ e tempo de cura de 03 e 7 dias para tensões de confinamento de 100, 200 e 400 kPa apresentaram um comportamento mais dúctil, se comparado aos demais resultados, com a ausência de formação de pico pronunciado e, queda suave após a ruptura;

- e) O comportamento tensão-deformação dos demais resultados foi semelhante com formação de pico de resistência bem definido, apresentando um comportamento de material rígido, com queda acentuada na resistência após a ruptura;
- f) Os resultado de compressão triaxial para $\eta/C_{iv} = 30$ e 10 com 28 e 90 dias de cura são semelhantes, com um pequeno aumento da tensão desvio, com o aumento do tempo de cura, como era esperado e, esta tendência foi relatada, também, para a resistência à compressão simples;
- g) Quanto a variação volumétrica versus a deformação axial, praticamente todos os ensaios apresentaram uma compressão até um pouco após o pico de ruptura, seguidos de uma expansão. Esta expansão se mostrou maior, quanto menor era a tensão de confinamento aplicada durante o cisalhamento. Os ensaios com $\eta/C_{iv} = 30$ com 03 e 07 dias de cura, para as tensões de confinamento de 200 e 400 kPa apresentaram um comportamento compressivo ao longo de todo o ensaio;
- h) Com relação as envoltórias de ruptura pode-se observar que com a diminuição da razão η/C_{iv} houve um aumento nos parâmetros de resistência, principalmente do intercepto coesivo;
- i) Com aumento do tempo de cura houve um aumento nos parâmetros de resistência ao cisalhamento, não tão significativa quanto ao fator anteriormente citado;
- j) O modo de ruptura das unidades amostrais com $\eta/C_{iv} = 30$ e 17, para todos os tempos de cura, foi através da formação de um plano cisalhante bem definido. Já para a razão $\eta/C_{iv} = 10$, a partir dos 28 dias de cura, apresentou a formação de um modo de ruptura cônico, típico de materiais fortemente cimentados.

6.1.3 Conclusões em relação a Nova Abordagem de obtenção de parâmetros de resistência ao cisalhamento

A partir dos resultados obtidos pela aplicação da abordagem é possível afirmar que esta metodologia é válida para a previsão de parâmetros de resistência ao cisalhamento. Também é possível afirmar que:

- a) Para mistura areia de Osório e cimento Portland CPV-ARI o ângulo de atrito interno efetivo é único, no valor de $34,9^\circ$, pois depende somente da relação entre

a resistência à compressão diametral sobre a resistência à compressão simples (ξ);

b) A Equação, $c' = \frac{\sigma_c \left[1 - \left(\frac{1-4.0,15}{1-2.0,15} \right) \right]}{2 \cos \left[\arcsen \left(\frac{1-4.0,15}{1-2.0,15} \right) \right]} = 0,26 \cdot \sigma_c$, obteve uma boa estimativa do

valor do intercepto coesivo para as misturas solo-cimento em estudo;

c) Entre os modelos utilizados nesta pesquisa para estimativa da envoltória de ruptura, a nova abordagem proposta foi a que melhor se aproximou dos resultados obtidos através dos ensaios triaxiais.

6.1.4 Conclusões em relação a teoria de ruptura de Griffith (1921)

Com relação a envoltória de ruptura parabólica de Griffith, pode-se afirmar que:

- Para a razão $\eta/C_{iv} = 30$ e 17 as envoltórias de Griffith representaram melhor o comportamento das misturas para tensões de confinamento mais baixas de até 100 kPa, resultando em valores mais conservadores para tensões de confinamento acima deste valor;
- Com a redução da razão η/C_{iv} a envoltória de ruptura de Griffith consegue representar um comportamento melhor para tensões de confinamento mais altas. Contudo, perde precisão nas tensões de confinamento mais baixas.

6.1.5 Conclusões em relação ao modelo experimental de Mitchell (1981)

Com relação as envoltórias de ruptura obtidas através do modelo experimental de Mitchell, pode-se afirmar que:

- A faixa proposta para obtenção do ângulo de atrito interno (entre 30° e 40°), na maioria dos casos em estudo, é adequada. Contudo, em termos de ângulo de ângulo de atrito, uma variação de 10° pode ser considerada significativa;
- Os resultados obtidos para o intercepto coesivo foram aproximadamente duas vezes maior do que os apresentados pelos ensaios de compressão triaxial;
- A previsão de parâmetros através deste modelo experimental deve ser utilizada com cautela, visto que os parâmetros de resistência obtidos são mais arrojados do que os parâmetros obtidos de maneira tradicional.

6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Baseando-se na observações feitas durante o desenvolvimento deste trabalho, a seguir serão apresentadas algumas sugestões que poderão enriquecer o conhecimento a respeito do assunto aqui abordado:

- a) Verificar a influência dos diferentes tipos de cimento Portland na resistência da mistura areia-cimento, em relação ao tempo de cura e utilizando diferentes marcas e lotes para que se possa avaliar se há ou não alguma relevância;
- b) Realizar ensaios triaxiais com tensões de confinamento mais altas;
- c) Execução de fotomicroscopia e difração por raios-x, para melhor compreensão dos mecanismos de reações entre as misturas solo-cimento para diferentes valores de η/C_{iv} ;
- d) Aplicar a nova abordagem proposta nesta pesquisa para diferentes tipos de solos e agentes cimentantes;
- e) Aplicar outros critérios de ruptura que se adequem ao comportamento de misturas solo-cimento, tais como os aplicados na mecânica das rochas devido as semelhanças com materiais artificialmente cimentados;
- f) Modificar o sistema de aplicação de pressão do equipamento de compressão triaxial, modificando a interface água e óleo, para água e ar, através de válvulas reguladoras de pressão.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI). Report on Soil Cement. ACI 230.1R- 09, Julho, 2009.

AKINMUSURU, J. O. The Effects of Cementation on the Stress-Strain Behaviour of a Sand. In: 9th Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1987, Lagos. Proceedings...Rotterdam: A. A. Balkema, 1987. v.1, p.435-442.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND (ABCP). Guia Básico de Utilização de Cimento Portland. Boletim Técnico: BT-106, 7ª Edição, São Paulo, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solo - Análise granulométrica NBR 7181. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solo - Determinação da massa específica aparente. NBR 6508. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12034: Índice de vazios máximo para solos granulares. Rio de Janeiro, 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solo-cimento. Ensaio de Compressão Simples de Corpos de Prova Cilíndricos: NBR 12025. Rio de Janeiro, 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12051: Índice de vazios máximo para solos granulares. Rio de Janeiro, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 5733: Cimento Portland de Alta Resistência Inicial, p. 5, Rio de Janeiro, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 12024: Solo-Cimento-Moldagem e Cura de Corpos de prova Cilíndricas, p. 5, Rio de Janeiro, 1992.

AVERSA, S.; EVANGELISTA, A.; LEROUEIL, S.; PICARELI, L.. Some aspects of the mechanical behavior of structured soils and soft rocks. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS. Athens: 1993. Proceedings. Rotterdam: A. A. Balkema , v.1, p. 359-366. 1993.

BOSZCZOWSKI, R. B.; Avaliação de Propriedades Mecânicas e Hidráulicas de um Perfil de Alteração de Granito-gnaiss de Curitiba, PR. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da PUC - Rio. Rio de Janeiro, 2008.

BRITISH STANDARD METHODS OF TEST. BS 1377: Soil for civil engineering purposes – Part 8. Shear strength tests (effective stress). 1990.

CASAGRANDE, M.D.T. Comportamento de solos reforçados com fibras submetidos a grandes deformações. Porto Alegre, 2005, 217p. Tese (Doutorado em Engenharia) Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

CLAYTON, C. R. I.; KHATRUSH, S. A.; BICA, A. V. D.; SIDDIQUE, A. The Use of Hall Effect Semiconductors in Geotechnical Instrumentation. *Geotechnical Testing Journal*, Philadelphia: ASTM, v.12, n.1, p.69-76, 1989.

CLOUGH, G. W., SIITAR, N., BACHUS, R. C., RAD N.S. Cemented Sand Under Static Loading. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, New York: ASCE, v.107, n. 6, p. 799-817, 1981.

CLOUGH, G. W., BACHUS, R. C. Behavior of Weakly Cemented Soil Slopes Under Static and Seismic Loading. *The John A. Blume Earthquake Engineering Center - Stanford University*, n.44, p. 152. 1980.

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

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

CONSOLI, N.C.; Moraes R.R.; FESTUGATO, Lucas. Parameters controlling tensile and compressive strength of fiber-reinforced cemented soil. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 25, p. 1568-1573, 2013.

CONSOLI, N. C; FONSECA, A. V; CABERLON, R. C; FONINI, A. Parameters Controlling Stiffness and Strength of Artificially Cemented soils. *Géotechnique*, London, v.62, n.2, p.177-183. 2012a.

CONSOLI, N. C.; CRUZ, R. C; CONSOLI, B.S.; MAGHOUS, S. Failure envelope cemented sand. *Geotechnique Letters*, Institute of Civil Engenners. 2012b.

CONSOLI, N. C; FONSECA, A. V; CABERLON, R. C; HEINECK, K. S. Fundamental Parameters for the Stiffness and Strength Control of Artificially Cemented Sand. *Jornal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. New York: ASCE, v.135, n.9, p.1347-1353, 2010a.

CONSOLI, N. C; CABERLON, R. C; FLOSS, M. F. Parameters Controlling Tensile and Compressive Strength of Artificially Cemented Sand. *Jornal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. New York: ASCE, v.136, n.5, p.759-763, 2010b.

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

CONSOLI, N. C.; ROTTA, G. V.; PRIETTO, P. D. M. Yielding-Compressibility-Strength Relationship for an Artificially Cemented Soil Cured Under Stress. *Géotechnique*, London, v. 56, p.69-72. 2006.

CONSOLI, N.C., VENDRUSCOLO, M.A., PRIETTO, P.D.M. Behavior of Plate Load Tests on Soil Layers Improved with Cement and Fiber. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. ASCE, v. 129. n. 1, p 96-101, 2003.

COOP, M. R.; ATKINSON, J. H. The Mechanics of Cemented Carbonate Sands. *Géotechnique*, London, v.43, n.1, p.53-67, 1993.

COOP, M. R.; ATKINSON, J. H. The Mechanics of Cemented Carbonate Sands. *Géotechnique*, London, v.42, n.4, 1992.

COOP, M. R.; WILLSON, S. M. Behavior of Hydrocarbon Reservoir Sands and Sandstones. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Reston – Virginia – USA, v.129,n.11, p.1010-1019, 2003.

CROFT, J.B. 1967. The Influence of Soil Mineralogical Composition on Cement Stabilization. *Geotechnique*, London, England, 17: 119-135.

CRUZ, R. C. Influência de Parâmetros Fundamentais na Rigidez, Resistência e Dilatância de uma Areia Artificialmente Cimentada. Tese de Doutorado, PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, p. 217. 2008.

CUCCOVILLO, T.; COOP, M. R. On the Mechanics of Structured Sands. *Géotechnique*, London, v.49, n.6, p.741-760, 1999.

DALLA ROSA, J. A. Metodologias para a previsão do comportamento mecânico e para a análise da variação da porosidade de um solo siltoso tratado com cal em diferentes tempos de cura. Tese de Doutorado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS. Porto Alegre, 197p. 2013.

DALLA ROSA, F. Comportamento Mecânico de um Solo Cimentado Curado Sob Tensão em Ensaios Triaxiais. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS. Porto Alegre, 104p. 2006.

DALLA ROSA, F. Efeito do estado de tensões de cura no comportamento de uma areia artificialmente cimentada. Tese de Doutorado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS. Porto Alegre, 191p. 2009.

FARO, V. P. Carregamento Lateral em Fundações Profundas Associadas a Solos Tratados: Concepção, Provas de Carga e Diretrizes de Projeto. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS. Porto Alegre, p. 349. 2014.

FESTUGATO, L. Análise do comportamento Mecânico de um Solo Micro-Reforçado com Fibras de Distintos Índices Aspecto. Dissertação de Mestrado, PPGEC/UFRGS. Porto Alegre. p. 145. 2008.

FESTUGATO, L. Comportamento de Hidratação e Resposta Cisalhante Cíclica de Resíduo de Mineração Cimentado Reforçado com Fibras. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2011.

FEUERHARMEL, M. R. Comportamento de solos reforçados com fibras de polipropileno. 2000. 133 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2000.

FLOSS, M. F. Parâmetros de controle da resistência e rigidez de solos granulares artificialmente cimentados. 2012. 188 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2012.

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

FOPPA, D. Análise de Variáveis-chave no Controle da Resistência Mecânica de Solos Artificialmente Cimentados. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2005.

GRIFFITH, A. A. The phenoma of rupture and flow in solids. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London*, London, v. 221, series A, p. 163-198, 1921.

HEINECK, K, S. Estudo da Influência de Cimentações Introduzidas sob Tensão. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre. 118p. 1998.

HUANG, J. T.; AIREY, D. W. Effects of Cement and Density on a Artificially Cemented Sand. In: *INTERNATIONAL SIMPOSIUM ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS*, Athens. Proceedings. Rotterdam: A. A Balkema, 1993. 3v. v.1, p.553.560. 1993.

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

ISMAIL, M. A.; JOER, H. A.; SIM, W. H.; RANDOLPH, M. F. Effect of Cement Type on Shear Behavior of Cemented Calcareous Soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 128, n. 6, p. 520-529, 2002.

LADE, P. V.; OVERTON, D. D. Cementation Effects in Frictional Materials. *Journal of Geotechnical Engineering*, New York: ASCE, v.115, n.10, p.1373-1387, 1990.

LA ROCHELLE, P.; LEROUEIL, S.; TRAK, B.; BLAIS-LEROUX L.; TAVENAS, F. Observational Approach to Membrane and Area Corrections in Triaxial Tests. IN: SYMPOSIUM ON ADVANCED TRIAXIAL TESTING OF SOIL AND ROCK, 1986, Louisville. Proceeding. Philadelphia: ASTM, 1988. 1v., p.715-73

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. Soil Mechanics. New York: John Wiley & Sons, 1979.

LEROUEIL, S., VAUGHAN, P.R. The General and Congruent Effects of Structure in Natural Soils and Weak Rocks. Géotechnique 40 no 3, 467-488, 1990.

LOPES JUNIOR, L. S. Parâmetros de controle da resistência mecânica de solos tratados com cal, cimento e rocha basáltica pulverizada. 2007. 147 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.

MARQUES, S. Desenvolvimento de um equipamento triaxial para estudo do comportamento de uma areia artificialmente cimentada a altas tensões de confinamento. Tese em desenvolvimento – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2014.

MARTINS, F. B. Automatização do Equipamento Triaxial Visando o Estudo de Solos Tropicais Cimentados. 1994. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

MITCHELL, J. K. Soil improvement – State-of-the-art report. Proceedings of the 10th international conference on soil mechanics and foundation engineering, vol. 4, pp. 509–565. Stockholm, Sweden: International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering. 1981.

MILANI, A. P. S.; FREIRE, W. J. Características Físicas e Mecânicas de Misturas de Solo, Cimento e Casca de Arroz. Engenharia Agrícola, Jaboticabal, v. 26, n. 1, p. 1-10, jan./abr. 2006.

MOH, Z.C. (1965) Reactions of Soil Minerals with Cement and Chemicals. Highway Research Record, No. 86, pp. 39-61.

NÚÑEZ, W. P. Estabilização físico-química de um solo residual de arenito botucatu, visando seu emprego na pavimentação. 1991. 150 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1991.

PINTO, C. S. Curso Básico de Mecânica dos Solos. 1 ed. Oficina de Testos. São Paulo. 355p. 2000.

POULOS, S.J. The steady state of deformation. Journal of Geotechnical Engineering, New York, ASCE, v.17, GT5, p.553-562, 1981.

PRIETTO, P.D.M. Estudo do Comportamento Mecânico de um Solo Artificialmente Cimentado. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS. Porto Alegre, p. 150. 1996.

PRIETTO, P.D.M. Resistência e Dilatância de Solos Cimentados: Uma Abordagem Teórico-Experimental., Tese de Doutorado, PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, p. 229. 2004.

ROJAS, J. W. J. Estudo da resistência, condutividade hidráulica e lixiviação de um solo argiloso cimentado e contaminado. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre. 2012.

ROTTA, G. V., CONSOLI, N. C., PRIETTO, P. D. M., COOP, M. R. & GRAHAM, J. Isotropic Yielding in an Artificially Cemented Soil Cured Under Stress. *Géotechnique*, v. 53, n. 5, 493–501, 2003.

SAXENA, S.K., LASTRICO, R.M., Static Properties of Lightly Cemented Sand. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, v. 104, n. GT12, 1978.

SCHNAID, F., PRIETTO, P.D.M., CONSOLI, N.C. Characterization of Cement Sand in Triaxial Compression. *ASCE. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, New York, v.127, n.10, p 857-868, 2001.

SHARMA, S. S., FAHEY, M. Degradation of Stiffness of Cemented Calcareous Soil in Cyclic Triaxial Tests. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 129, n. 7, p. 619-629, July 2003.

SKEMPTON, A. W. The Pore-pressure Coefficients A and B. *Geotechnique Letters, Institute of Civil Engenners*, v. 4, n. 1, p. 143-147, Aug. 1954.

THOMÉ, A. Comportamento de Fundações Superficiais Apoiadas em Aterros Estabilizados com Resíduos Industriais. Tese (Doutorado Em Engenharia) - PPGEC/UFRGS, Porto Alegre. 238p. 1999.

THOMÉ, A., DONATO, M., PRIETTO, P.D.M., CONSOLI, N.C. Análise e Proposta de Método de Dimensionamento de Fundações Superficiais Apoiadas em Sistema de Dupla Camada. *Solos e Rochas*, v. 26, n.2, p 141-163, 2003.

TOMAZELLI, L.J.; VILLWOCK, J.A. Mapeamento geológico de planícies costeiras: o exemplo da costa do Rio Grande do Sul. *Gravel, Porto Alegre*, v. 3, p. 109-115, 2005.

USACE – U. S. Army Corps of Engineers. Design and Construction of Levees. *Engineer Manual N° 1110-2-1913, Appendix G: Use of Soil cement for Levee Protection*. Washington D. C., 2000. p.146-162.

VENDRUSCOLO, M. A. Estudo do Comportamento de Materiais Compósitos para Aplicação como Reforço de Base de Fundações Superficiais. Tese de Doutorado. PPGEC/UFRGS. Porto Alegre. 248p. 2003.

WOOD, D. M. Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics. Cambridge. 462p, 1990.