

**ANÁLISE DE VARIÁVEIS-CHAVE NO CONTROLE DA
RESISTÊNCIA MECÂNICA DE SOLOS ARTIFICIALMENTE
CIMENTADOS**

Diego Foppa

Porto Alegre
Agosto de 2005

DIEGO FOPPA

**ANÁLISE DE VARIÁVEIS-CHAVE NO CONTROLE DA
RESISTÊNCIA MECÂNICA DE SOLOS ARTIFICIALMENTE
CIMENTADOS**

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 na modalidade Acadêmico

Porto Alegre
Agosto de 2005

F691a Foppa, Diego

Análise de variáveis-chave no controle da resistência mecânica de solos artificialmente cimentados / Diego Foppa. – 2005.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, BR-RS, 2005.

Orientação : Prof. Dr. Nilo César Consoli
Prof^a. Dra. Karla Salvagni Heineck

1. Solo-cimento. 2. Fundações. 3. Mecânica dos solos – Ensaios. 4. Resistência à compressão. I. Consoli, Nilo César, orient. II. Heineck, Karla Salvagni, orient. III. Título.

CDU-691.32(043)

DIEGO FOPPA

**ANÁLISE DE VARIÁVEIS-CHAVE NO CONTROLE DA
RESISTÊNCIA MECÂNICA DE SOLOS ARTIFICIALMENTE
CIMENTADOS**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA 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 2005

Prof. Nilo César Consoli
Ph.D. pela Concordia University, Canadá
Orientador

Prof^a. Karla Salvagni Heineck
D.Sc. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Orientadora

Prof. Fernando Schnaid
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Américo Campos Filho (UFRGS)
D.Sc. pela Universidade de São Paulo

Prof. Luis Carlos Bonin (UFRGS)
M.Sc. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof^a. Ângela Borges Masuero (UFRGS)
D.Sc. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Roberto Francisco de Azevedo (UFV)
Ph.D. pela University of Colorado, USA

Prof^a. Denise C. C. Dal Molin (UFRGS)
D.Sc. pela Universidade de São Paulo

Dedico este trabalho aos meus pais, Sérgio e Carmen e ao meu irmão Tiago, pelo apoio incondicional durante o período de seu desenvolvimento.

AGRADECIMENTOS

Nesta jornada em busca do aprimoramento profissional e pessoal sempre contamos com o apoio de pessoas que, de uma forma ou de outra, contribuem com esse processo. Por isso, nossas conquistas sempre são o resultado de um esforço conjunto.

Agradeço, primeiramente, aos meus pais Sérgio e Carmen pelo amor, incentivo e apoio incondicional dispensado em todos os momentos da minha vida. Ao meu irmão Tiago pela força e companheirismo.

Aos meus orientadores, mas sobretudo amigos, Nilo e Karla, pela confiança que depositaram em mim, dedicação e empenho com que me orientaram, além do exemplo de caráter e profissionalismo.

A todos os professores da área de Geotecnia do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, pelos ensinamentos, em especial ao professor Adriano Virgílio Damiani Bica pelas dicas sobre o equipamento triaxial.

Aos laboratoristas Jair F. da Silva e Ivan Ribas, pela disponibilidade e presteza na solução dos problemas técnicos. Em especial ao laboratorista João Diniz, pelo apoio em todas as atividades realizadas, dedicação e amizade.

Ao amigo Fernando Mántaras, pela fundamental ajuda na montagem do equipamento triaxial e pelos ensinamentos de eletrônica.

Ao bolsista do programa PET Guilherme Barbosa, pela ajuda e interesse demonstrado na pesquisa.

Ao bolsista de iniciação científica Lucas Festugato, pela ajuda, interesse e valiosas sugestões dadas durante o desenvolvimento deste trabalho mas, sobretudo, pela grande amizade e longas conversas. Valeu “Grande Lucas”!

À colega Carolina Feuerharmel, pelos ensinamentos a respeito de sucção em solos e pela fundamental ajuda na execução dos ensaios.

Aos colegas e amigos Fábio, Felipe, Aline, Viviane, Diego, Leandro, Taís, Otávio, Cássio, Alexandre, Rodrigo, Francisco e, em especial, à Ana Paula e ao Alberto pelo companheirismo, compreensão e ajuda em todos os momentos.

Por fim agradeço ao CNPq e à UFRGS pelo suporte financeiro, sem o qual este trabalho não poderia ter sido realizado.

“Transportai um punhado de terra todos os dias e fareis uma montanha”.

Confúcio

RESUMO

FOPPA, D. **Análise de Variáveis-Chave no Controle da Resistência Mecânica de Solos Artificialmente Cimentados**. 2005. 143p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Freqüentemente, a utilização de técnicas tradicionais da engenharia geotécnica depara-se com obstáculos de caráter econômico e ambiental. A técnica do solo-cimento torna-se atrativa quando a melhora das propriedades do solo do local constitui-se numa alternativa de projeto. A técnica de tratamento de solos com cimento encontra aplicação, por exemplo, na construção de bases para pavimentos, na proteção de taludes em barragens de terra e como camada de suporte para fundações superficiais. Entretanto, ainda não existem 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. Nesse sentido, este estudo tem por objetivo quantificar a influência do teor de cimento, da porosidade e do teor de umidade de moldagem, sobre a resistência mecânica de um solo arenoso artificialmente cimentado e avaliar a adequação do uso das relações água/cimento e vazios/cimento na estimativa da sua resistência à compressão simples. Para isso foram realizados ensaios de compressão simples, triaxiais não-drenados e medidas de sucção matricial. Os resultados mostram que a resistência à compressão simples cresceu linearmente com o aumento do teor de cimento e exponencialmente com a redução na porosidade da mistura compactada. Além disso, a variação do teor de umidade de moldagem afetou significativamente a resistência à compressão simples em misturas compactadas numa mesma massa específica aparente seca. Verificou-se que, para o solo-cimento no estado não-saturado (estado em que normalmente se encontram os aterros compactados), o fator água/cimento não é um bom parâmetro para estimativa da resistência à compressão simples. Ao contrário, a relação vazios/cimento, definida pela razão entre a porosidade da mistura compactada e o teor volumétrico de cimento, ajustado por um expoente, demonstrou ser o parâmetro mais adequado na estimativa da resistência à compressão simples do solo-cimento estudado.

Palavras-chave: solo-cimento; relação vazios/cimento; relação água/cimento; fundações.

ABSTRACT

FOPPA, D. **Analysis of Key-Parameters for the Strength Control of Artificially Cemented Soils**. 2005. 143p. M.Sc. Dissertation – Graduate Course in Civil Engineering, UFRGS, Porto Alegre.

Often, the use of traditional techniques in geotechnical engineering faces obstacles of economical and environmental nature. The soil-cement technique becomes attractive when the improvement of the local soil is a project alternative. The treatment of soils with cement finds application, for instance, in the construction of pavement base layers, in slope protection of earth dams and as a support layer for shallow foundations. However, there are no dosage methodologies based on a rational criteria as it exists in the case of the concrete technology, where the water/cement ratio plays a fundamental role in the assessment of the target strength. In that sense, this study aims to quantify the influence of the amount of cement, the porosity and the moisture content on the strength of a sandy soil artificially cemented, as well as to evaluate the use of a water/cement ratio and a voids/cement ratio to assess its unconfined compression strength. A number of unconfined compression tests, undrained triaxial tests and measures of matric suction were carried out. The results show that the unconfined compression strength increased linearly with the increase of the amount of cement and exponentially with the reduction in the porosity of the compacted mixture. Besides, the change in moisture content has remarkably affected the unconfined compression strength of mixtures compacted in a same dry density. It was verified that, for the soil-cement in the unsaturated state (state usually met by compacted fills), the water/cement ratio is not a good parameter for assessment of unconfined compression strength. In the other hand, the voids/cement ratio, defined by the reason between the porosity of the compacted mixture and the volumetric cement content, adjusted by an exponent, demonstrated to be the most appropriate parameter in the assessment of unconfined compression strength of the studied soil-cement.

Key-words: soil-cement; voids/cement ratio; water/cement ratio; foundations.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	p.11
LISTA DE TABELAS	p.14
LISTA DE SÍMBOLOS	p.15
LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS	p.17
1 INTRODUÇÃO	p.18
1.1 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA.....	p.18
1.2 OBJETIVOS.....	p.19
1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	p.20
2 VISÃO GERAL SOBRE A TÉCNICA DO SOLO-CIMENTO	p.21
2.1 MATERIAIS UTILIZADOS NO SOLO –CIMENTO.....	p.27
2.1.1 Solo	p.27
2.1.2 Cimento.....	p.29
2.1.3 Água.....	p.29
2.1.4 Aditivos e Adições.....	p.29
2.1.5 Materiais Deletérios.....	p.30
2.2 DOSAGEM DO SOLO-CIMENTO.....	p.30
3 CARACTERÍSTICAS COMPORTAMENTAIS DO SOLO-CIMENTO	p.34
3.1 VARIÁVEIS DETERMINANTES DO COMPORTAMENTO DO SOLO-CIMENTO.....	p.34
3.1.1 Efeito do Cimento.....	p.36
3.1.2 Efeito da Densidade e Compactação.....	p.37
3.1.3 Efeito do Teor de Umidade e da Relação Água/Cimento.....	p.37
3.1.4 Efeito da Relação Vazios/Cimento.....	p.39
3.2 COMPORTAMENTO MECÂNICO.....	p.42
3.2.1 Resistência à Compressão Simples.....	p.42
3.2.2 Resistência à Tração.....	p.43
3.2.3 Resistência ao Cisalhamento.....	p.44
3.2.4 Resposta Tensão-Deformação.....	p.46
4 A FORMAÇÃO BOTUCATU	p.48
5 PROGRAMA EXPERIMENTAL	p.51
5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	p.51
5.2 MÉTODOS.....	p.54
5.2.1 Coleta de Amostras.....	p.54

5.2.2	Preparação das Amostras.....	p.54
5.2.3	Ensaio de Caracterização.....	p.54
5.2.4	Moldagem e Cura dos Corpos-de-Prova.....	p.55
5.2.5	Ensaio de Compressão Simples.....	p.57
5.2.6	Ensaio de Compressão Triaxial.....	p.59
5.2.7	Medidas de Sucção.....	p.63
5.3	MATERIAIS.....	p.65
5.3.1	Solo.....	p.65
5.3.2	Cimento.....	p.70
5.3.3	Água.....	p.70
5.4	PROGRAMA DE ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES.....	p.71
5.4.1	Método de Avaliação da Influência do Teor de Cimento e da Porosidade.....	p.73
5.4.2	Método de Avaliação da Influência do Teor de Umidade e do Fator Água/Cimento...	p.73
5.4.3	Método de Avaliação da Relação Vazios/Cimento.....	p.74
6	RESULTADOS EXPERIMENTAIS.....	p.75
6.1	ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES.....	p.75
6.2	MEDIDAS DE SUCCÃO MATRICIAL.....	p.88
6.3	ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL.....	p.91
6.3.1	Variação do Parâmetro B de Poro-Pressão.....	p.92
6.3.2	Características Tensão-Deformação-Geração de Poro-Pressão e Trajetória de Tensões.....	p.94
6.3.3	Modo de Ruptura.....	p.102
7	ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	p.104
7.1	EFEITO DO TEOR DE CIMENTO.....	p.104
7.2	EFEITO DA POROSIDADE.....	p.111
7.3	EFEITO DO TEOR DE UMIDADE DE MOLDAGEM.....	p.117
7.4	RELAÇÃO ÁGUA/CIMENTO.....	p.120
7.5	RELAÇÃO VAZIOS/CIMENTO.....	p.121
7.5.1	Exemplo de Aplicação para a Relação Vazios/Cimento.....	p.128
8	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	p.133
8.1	CONCLUSÕES.....	p.133
8.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	p.136
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	p.138

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: curvas carga <i>versus</i> recalque (adaptado de CONSOLI et al, 2003).....	p.24
Figura 3.1: relação vazios/cimento <i>versus</i> resistência à compressão simples (adaptado de LARNACH, 1960).....	p.42
Figura 3.2: efeito do teor de cimento sobre a resistência á compressão simples para alguns solos estabilizados com cimento Portland e curados por 7 dias (adaptado de INGLES & METCALF, 1972)	p.43
Figura 4.1: formação Botucatu no Rio Grande do Sul (NÚÑEZ,1991).....	p.48
Figura 5.1: corpo-de-prova de solo cimento.....	p.57
Figura 5.2: ensaio de resistência à compressão simples.....	p.58
Figura 5.3: prensa triaxial e sistema de aquisição de dados.....	p.60
Figura 5.4: sistema interno de medição de deformações axiais.....	p.60
Figura 5.5: aspecto final de um corpo-de-prova (TRI-6) submetido ao ensaio triaxial....	p.62
Figura 5.6: corpo-de-prova para ensaio de sucção matricial.....	p.64
Figura 5.7: talude de onde foi retirada a amostra de solo.....	p.66
Figura 5.8: curva granulométrica da amostra de solo.....	p.67
Figura 5.9: curvas de compactação do solo residual de arenito Botucatu.....	p.69
Figura 5.10: evolução média da resistência à compressão dos distintos tipos de cimento (ABCP, 2002).....	p.70
Figura 5.11: programa de ensaios de compressão simples.....	p.71
Figura 6.1: variação da resistência à compressão simples em relação ao teor de cimento.....	p.82
Figura 6.2: variação da resistência à compressão simples em relação à porosidade do solo-cimento.....	p.83
Figura 6.3: variação da resistência à compressão simples em relação à porosidade do solo-cimento (todos os pontos).....	p.84
Figura 6.4: comparativo entre os ajustes de curva utilizando valores médios e os ajustes utilizando todos os dados.....	p.85
Figura 6.5: efeito do teor de umidade de moldagem sobre a resistência à compressão do solo-cimento.....	p.86
Figura 6.6: relação água/cimento <i>versus</i> resistência à compressão simples.....	p.86

Figura 6.7: relação vazios/cimento como proposta por LARNACH (1960) <i>versus</i> resistência à compressão simples.....	p.87
Figura 6.8: posição dos pontos de moldagem escolhidos para os ensaios de compressão triaxial.....	p.92
Figura 6.9a: corpo-de-prova TRI-3 ($C = 3,27\%$; $\gamma_d = 1,74 \text{ g/cm}^3$).....	p.93
Figura 6.9b: corpo-de-prova TRI-4 ($C = 2,09\%$; $\gamma_d = 1,98 \text{ g/cm}^3$).....	p.93
Figura 6.10: curvas tensão-deformação para os corpos-de-prova com relação vazios/cimento = 8.....	p.95
Figura 6.11: curvas de geração de poro-pressão para os corpos-de-prova com relação vazios/cimento = 8.....	p.95
Figura 6.12: trajetórias de tensões efetivas para os corpos-de-prova com relação vazios/cimento = 8.....	p.96
Figura 6.13: curvas tensão-deformação para os corpos-de-prova com relação vazios/cimento = 20.....	p.97
Figura 6.14: curvas de geração de poro-pressão para os corpos-de-prova com relação vazios/cimento = 20.....	p.98
Figura 6.15: trajetórias de tensões efetivas para os corpos-de-prova com relação vazios/cimento = 20.....	p.98
Figura 6.16: curvas tensão-deformação para os corpos-de-prova com relação vazios/cimento = 55.....	p.100
Figura 6.17: curvas de geração de poro-pressão para os corpos-de-prova com relação vazios/cimento = 55.....	p.101
Figura 6.18: trajetórias de tensões efetivas para os corpos-de-prova com relação vazios/cimento = 55.....	p.101
Figura 6.19a: corpos-de-prova submetidos à compressão simples.....	p.103
Figura 6.19b: plano de ruptura típico.....	p.103
Figura 7.1: fotomicrografia da pasta de cimento Portland endurecida (INGLES & METCALF, 1972).....	p.105
Figura 7.2: cimentação fraca, média e forte em areias (CHANG & WOODS, 1992).....	p.106
Figura 7.3: curvas tensão-deformação dos corpos-de-prova com $\gamma_d = 1,73 \text{ g/cm}^3$	p.107
Figura 7.4: curvas geração de poro-pressão <i>versus</i> deformação axial dos corpos-de-prova com $\gamma_d = 1,73 \text{ g/cm}^3$	p.108
Figura 7.5: diagrama s' - t dos corpos-de-prova com $\gamma_d = 1,73 \text{ g/cm}^3$	p.108
Figura 7.6: curvas tensão-deformação dos corpos-de-prova com $\gamma_d = 1,97 \text{ g/cm}^3$	p.109

Figura 7.7: curvas geração de poro-pressão <i>versus</i> deformação axial dos corpos-de-prova com $\gamma_d = 1,97 \text{ g/cm}^3$	p.109
Figura 7.8: diagrama $s'-t$ dos corpos-de-prova com $\gamma_d = 1,97 \text{ g/cm}^3$	p.110
Figura 7.9: variação da resistência de pico dos ensaios triaxiais não-drenados em função do teor de cimento.....	p.111
Figura 7.10: comportamento idealizado de solos cimentados onde o efeito da cimentação é preponderante (CUCCOVILLO & COOP, 1999 adaptado de COOP & ATKINSON, 1993).....	p.113
Figura 7.11: comportamento idealizado de solos cimentados onde o efeito da componente friccional é preponderante (CUCCOVILLO & COOP, 1999).....	p.114
Figura 7.12: efeito do teor volumétrico de cimento sobre a resistência à compressão simples do solo-cimento.....	p.116
Figura 7.13: diferentes feições estruturais de solos (adaptado de MITCHELL, 1976).....	p.118
Figura 7.14: microscopia do solo residual de arenito Botucatu: aumento de 500 vezes (HEINECK, 1998).....	p.119
Figura 7.15: relação vazios/cimento conforme definição de LARNACH (1960).....	p.122
Figura 7.16: relação entre o volume de vazios e a resistência à compressão simples.....	p.123
Figura 7.17: relação entre o inverso do volume de cimento e a resistência à compressão simples.....	p.123
Figura 7.18: relação entre o inverso do volume de cimento (ajustado pela potência de 0,28) e a resistência à compressão simples.....	p.124
Figura 7.19: relação vazios/cimento ajustada.....	p.125
Figura 7.20: curva de ajuste do fator vazios/cimento.....	p.125
Figura 7.21: relação vazios/cimento expressa em termos da porosidade e do teor volumétrico de cimento.....	p.126
Figura 7.22: variação da tensão desvio com a relação vazios/cimento.....	p.127
Figura 7.23: efeito da variação da umidade de moldagem para corpos-de-prova com mesma relação vazios/cimento.....	p.128
Figura 7.24: camada de solo-cimento assente sobre o solo residual – determinação da capacidade de suporte.....	p.129
Figura 7.25: posicionamento dos pontos de moldagem.....	p.131
Figura 7.26: determinação da relação vazios/cimento para dosagem da mistura.....	p.131

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: características dos materiais testados por CONSOLI et al. (2003).....	p.24
Tabela 2.2: faixa de validade para aplicação da metodologia proposta por THOMÉ et al. (2005).....	p.27
Tabela 2.3: previsão da quantidade de cimento em função do tipo de solo (adaptada de INGLES & METCALF, 1972).....	p.32
Tabela 5.1: etapas e ensaios do programa experimental.....	p.53
Tabela 5.2: propriedades físicas do arenito Botucatu (NÚÑEZ, 1991).....	p.66
Tabela 5.3: propriedades físico-químicas do arenito Botucatu (NÚÑEZ, 1991).....	p.67
Tabela 5.4: propriedades físicas da amostra de arenito Botucatu.....	p.68
Tabela 5.5: resultados dos ensaios de compactação.....	p.69
Tabela 5.6: pontos de moldagem.....	p.72
Tabela 5.7: relações água/cimento da linha “B”.....	p.74
Tabela 6.1: dados gerais dos corpos-de-prova da linha “A”.....	p.76
Tabela 6.2: dados gerais dos corpos-de-prova da linha “B”.....	p.79
Tabela 6.3: medidas de sucção matricial dos corpos-de-prova da linha “A”.....	p.88
Tabela 6.4: medidas de sucção matricial dos corpos-de-prova da linha “B”.....	p.89
Tabela 6.5: valores típicos para o parâmetro B (LAMBE & WHITMAN, 1979).....	p.93
Tabela 6.6: dados gerais dos corpos-de-prova com relação vazios/cimento = 8.....	p.94
Tabela 6.7: dados gerais dos corpos-de-prova com relação vazios/cimento = 20.....	p.97
Tabela 6.8: dados gerais dos corpos-de-prova com relação vazios/cimento = 55.....	p.99
Tabela 7.1: parcela da resistência gerada pelo aumento do teor volumétrico de cimento	p.117
Tabela 7.2: dados dos corpos-de-prova submetidos a ensaio de compressão triaxial não-drenado.....	p.127

LISTA DE SÍMBOLOS

a: massa de água.

B: parâmetro de poro-pressão (SKEMPTON, 1954).

C: teor de cimento calculado em relação à massa de solo seco e expresso em porcentagem.

c_i : massa de cimento.

C_{iv} : teor de volumétrico de cimento, expresso em porcentagem do volume total.

C_u : coeficiente de uniformidade.

CV: coeficiente de variação.

D_{10} : diâmetro efetivo.

e: base do logaritmo neperiano (2,7183).

e: índice de vazios.

$E_{s(0,1\%)}$: módulo de deformação secante medido a 0,1% de deformação axial.

LC: limite de contração.

LL: limite de liquidez.

LP: limite de plasticidade.

q_u : resistência à compressão simples.

S: grau de saturação de moldagem.

s' : tensão efetiva normal média.

S_f : grau de saturação após a imersão do corpo-de-prova por 24 horas.

t: tensão cisalhante efetiva.

u_w : poro-pressão.

V_{ci} : volume de cimento.

V_v : volume de vazios (igual ao volume de água mais o volume de ar).

w: teor de umidade do papel filtro.

ϵ_a : deformação axial.

γ_d : massa específica aparente seca.

η : porosidade .

σ'_1 : tensão principal maior efetiva.

σ_1 : tensão principal maior total.

σ'_3 : tensão principal menor efetiva.

σ_3 : tensão principal menor total.

σ_d : tensão desvio.

ω : teor de umidade.

ω_f : teor de umidade após a imersão do corpo-de-prova por 24 horas.

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ASTM: American Society for Testing and Materials.

CIU: Consolidated Isotropically Undrained.

LEME: Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

NBR: norma brasileira.

PCA: Portland Cement Association.

UFRGS: Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

USACE: United States Army Corps of Engineers.

USBR: United States Bureau of Reclamation.

1 INTRODUÇÃO

1.1 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA

A utilização de técnicas tradicionais da engenharia geotécnica, muitas vezes, esbarra em dificuldades impostas por custos elevados ou por limitações de caráter ambiental. A utilização de bases granulares para rodovias, por exemplo, torna-se inviável quando a jazida está muito distante do local da obra, pelos elevados custos associados ao transporte e danos ambientais provenientes da própria exploração e transporte do material.

Outro exemplo é a execução de fundações em terrenos de baixa capacidade de suporte, onde a utilização de fundações profundas e os custos associados a essa solução podem tornar-se incompatíveis com o porte do empreendimento, como no caso de conjuntos habitacionais de baixo custo.

Nesses casos, uma alternativa é o melhoramento das propriedades do solo do local através da adição de cimento Portland. A técnica de tratamento de solos com cimento vem sendo empregada com sucesso na construção de bases para pavimentos, na proteção de taludes em barragens de terra e canais ou ainda, na contenção de plumas de contaminação.

Inúmeras pesquisas sobre solos artificialmente cimentados têm sido realizadas na Universidade Federal do Rio Grande do Sul, visando seu emprego como camada de suporte para fundações superficiais, investigando seu comportamento sob as mais diversas condições de carregamento, inclusive com ensaios de placa e provas de carga em sapatas de concreto em verdadeira grandeza. Os resultados têm apresentado ganhos significativos de capacidade de suporte e redução nos recalques.

Entretanto, apesar das diversas aplicações, ainda não existem metodologias de dosagem e projeto das misturas de solo-cimento baseadas em critérios mais racionais como existe, por exemplo, para o concreto, onde a relação água/cimento desempenha papel fundamental na obtenção da resistência desejada. Atualmente o procedimento de dosagem do solo-cimento restringe-se à escolha do teor de cimento necessário, geralmente a partir de uma

estimativa inicial fornecida pela literatura ou norma, seguida pela execução de uma série de ensaios laboratoriais, até a obtenção das propriedades requeridas.

Talvez, uma explicação para tal fato, é que solos cimentados exibem um comportamento mecânico complexo, influenciado por diversos fatores, dentre os quais destacam-se a quantidade de cimento adicionada, a porosidade da mistura e o teor de umidade.

Nesse sentido, este estudo objetiva quantificar a influência do teor de cimento, da porosidade e do teor de umidade de moldagem, sobre a resistência de um solo arenoso artificialmente cimentado e verificar a adequação do uso das relações água/cimento e vazios/cimento na estimativa da sua resistência à compressão simples.

O presente estudo, ao identificar e quantificar as variáveis mais importantes no controle da resistência de solos artificialmente cimentados, fornecerá subsídios para que, a partir da manipulação adequada de tais variáveis por meio da dosagem, se possa atingir de forma objetiva e com maior confiabilidade as propriedades requeridas.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo geral desta pesquisa é verificar a validade do uso das relações vazios/cimento e água/cimento na estimativa da resistência à compressão simples de um solo arenoso artificialmente cimentado.

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

- Quantificar a influência isolada de cada uma das variáveis de interesse: teor de cimento, porosidade da mistura compactada e teor de umidade de moldagem sobre a resistência à compressão simples do solo-cimento estudado.
- Verificar, através de ensaios triaxiais não-drenados, o comportamento tensão-deformação-geração de poro-pressão de misturas com mesmo fator vazios/cimento.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação foi estruturada em oito capítulos descritos sucintamente a seguir:

No capítulo 1 é feita uma introdução onde são apresentados o problema e a relevância da pesquisa e são definidos os objetivos gerais e específicos a serem atingidos.

Os capítulos 2, 3 e 4 constituem-se numa revisão da literatura acerca de aspectos relevantes ao tema abordado. No capítulo 2 pretende-se dar ao leitor uma visão geral sobre a técnica do solo-cimento enfatizando sua aplicação, os materiais utilizados e os métodos de dosagem existentes. No capítulo 3 são abordadas as características comportamentais típicas de solos cimentados, bem como, os fatores que exercem influência sobre tais características. O capítulo 4 discorre sobre o solo utilizado na presente pesquisa e sobre aspectos relacionados à sua estabilização com cimento.

No capítulo 5 é feita uma descrição detalhada do programa experimental adotado, especificando as variáveis de interesse, os métodos e materiais utilizados.

O capítulo 6 apresenta os resultados obtidos na etapa experimental, bem como, uma breve análise acerca dos mesmos.

O capítulo 7 apresenta uma discussão detalhada dos resultados, levando em conta outros resultados encontrados na literatura.

No capítulo 8 são apresentadas as conclusões do trabalho e as sugestões para futuras pesquisas.

2 VISÃO GERAL SOBRE A TÉCNICA DO SOLO-CIMENTO

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

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

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

A adição de cimento ao solo tem sido denominada de maneiras diferentes conforme o autor, sendo que termos como solo estabilizado, solo melhorado, solo modificado e solo tratado, são comumente utilizados.

Em geral o critério para a adoção de uma ou outra denominação é o grau de alteração das propriedades do solo natural em função da quantidade de adição aplicada. Entretanto os processos são conceitualmente os mesmos, ou seja, a introdução e mistura de cimento ao solo para obtenção de propriedades como resistência ou deformabilidade adequadas a um determinado uso de engenharia. Nesta revisão da literatura não será feita distinção entre os termos, sendo mantido o termo utilizado pelo autor citado.

Utiliza-se o solo-cimento quando não se dispõe de um material ou combinação de materiais com as características de resistência, deformabilidade, permeabilidade ou durabilidade adequadas ao projeto. Dentre as diversas técnicas de estabilização, a técnica de estabilização com cimento é a mais utilizada (INGLES & METCALF, 1972). A estabilização com cimento é largamente empregada na construção de estradas, sendo geralmente utilizado

como base ou sub-base de pavimentos (CATTON, 1962; INGLES & METCALF, 1972; SENÇO, 2001).

De acordo com SENÇO (2001), a utilização do solo-cimento no Brasil iniciou-se em São Paulo, na década de 40, devido ao acelerado desenvolvimento do interior do estado e, portanto, à necessidade de ampliação da malha rodoviária. A primeira experiência de campo foi feita no acesso ao aeroporto de Bauru, num trecho com extensão de 500 metros. Em seguida foi pavimentado o acesso ao Aeroporto Prudente-Pirapozinho, com extensão de 14 km.

A partir daí, o solo-cimento passou a ser a base e a sub-base mais construída em São Paulo, representando atualmente cerca de 50% da extensão de toda a rede pavimentada, no que tange a essas camadas (SENÇO, 2001).

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

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

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

A solução tradicionalmente utilizada para suportar as cargas das construções nestes locais é o uso de fundações profundas. Estas atravessam o material menos resistente e são assentes em camadas mais profundas de maior capacidade de suporte. No entanto, este tipo de

solução técnica pode inviabilizar, por exemplo, obras de conjuntos habitacionais de baixo custo, nos quais o investimento em fundações pode vir a ser uma grande parcela do valor total do empreendimento (THOMÉ *et al.*, 2005).

Estudos realizados nos últimos anos no sul do Brasil tem demonstrado que a utilização de fundações apoiadas em sistemas de dupla camada, sendo a superior constituída de solo-cimento compactado, 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 (THOMÉ *et al.*, 2005).

CONSOLI *et al.* (2003) apresentam o resultado de um interessante experimento sobre o comportamento de fundações superficiais apoiadas sobre uma camada com 30 cm de espessura de areia tratada com cimento Portland, sobrejacente ao solo local, através de ensaios laboratoriais e ensaios de placa. Os autores verificaram o comportamento da camada arenosa tratada com 7 % de cimento (em relação à massa de areia seca) e também da mesma camada arenosa tratada com 7 % de cimento mais 0,5 % de fibras de polipropileno. A tabela 2.1 apresenta as características dos materiais estudados por CONSOLI *et al.* (2003), obtidas de ensaios triaxiais.

Observa-se na tabela 2.1, a significativa melhora dos parâmetros da areia, especialmente a coesão e o módulo de elasticidade, quando da introdução de cimento e de cimento mais fibras. Outro aspecto importante é que, nos ensaios triaxiais, as amostras de areia-cimento apresentaram um comportamento marcadamente frágil, enquanto que as amostras de areia-cimento-fibra apresentaram um comportamento mais próximo do dúctil, ou seja, com pequena queda de resistência depois de atingido o pico.

A figura 2.1 apresenta as curvas carga *versus* recalque dos três ensaios de placa (30 cm de diâmetro) realizados. Pode-se observar claramente o benefício do uso das camadas melhoradas sobrejacentes ao solo local, principalmente em relação ao ganho de capacidade de suporte e redução de recalques. Com a presença da camada tratada com cimento, houve um aumento de aproximadamente 5 vezes na capacidade de suporte do solo natural (tomada aos 8 mm de recalque). No entanto, verifica-se que o comportamento da camada tratada com cimento é acentuadamente rígido e frágil, com grande queda de resistência após a ruptura.

Tabela 2.1: características dos materiais testados por CONSOLI *et al.* (2003)

Material	Índice de Vazios	Tensão Efetiva Média Inicial (kPa)	Intercepto Coesivo de Pico (kPa)	Ângulo de Atrito de Pico (°)	Intercepto Coesivo Último (kPa)	Ângulo de Atrito Último (°)	Módulo de Elasticidade Secante ($\epsilon_a = 0,1\%$) (MPa)
Solo Residual	0,86	20	17	26	10	29	49
	0,86	60					21
	0,86	100					14
Areia	0,69	20	0	37	0	36	38
	0,69	60					68
	0,69	100					132
Areia + 7% de cimento	0,68	20	170	52	59	34	1007
	0,72	60					1297
	0,70	100					1600
Areia + 7% de cimento + 0,5% de fibra	0,71	20	180	43	76	47	704
	0,72	60					731
	0,72	100					613

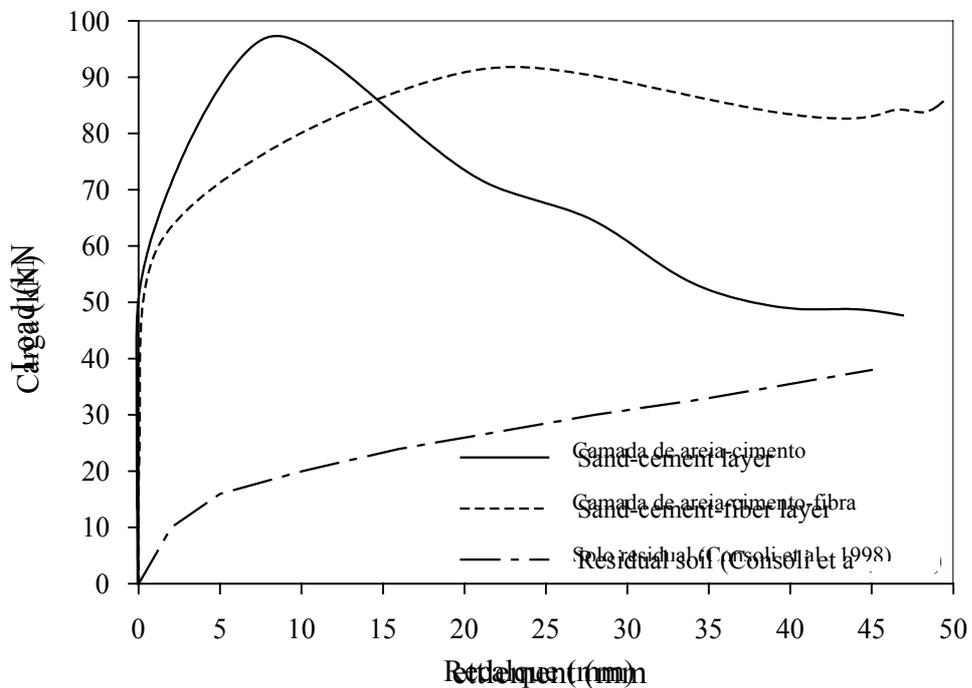


Figura 2.1: curvas carga *versus* recalque (adaptado de CONSOLI *et al.*, 2003)

A presença da camada tratada com cimento mais adição de fibras promoveu um aumento da capacidade de suporte semelhante ao provocado pela camada tratada somente com cimento, no entanto aqui, o comportamento foi mais dúctil. Esse tipo de comportamento é desejável, já que rupturas frágeis não apresentam sinais de aviso, podendo causar graves acidentes. Observou-se também que, tanto para a camada tratada com cimento quanto para a camada tratada com cimento mais fibras, a ruptura do sistema ocorreu por puncionamento na camada superior tratada.

THOMÉ *et al.* (2005), a partir de uma série de resultados de ensaios de placa sobre sistemas de dupla camada, sendo a superior cimentada, e simulações numéricas através do Método dos Elementos Finitos, apresentam um método semi-empírico de dimensionamento de fundações superficiais apoiadas sobre uma camada de solo resistente, a qual se encontra assente sobre uma camada de baixa resistência.

As principais conclusões apresentadas por THOMÉ *et al.* (2005) são:

- É possível utilizar um modelo simples para representar o comportamento de solos cimentados e não-cimentados, como o modelo elástico perfeitamente plástico com critério de ruptura de Drucker-Prager em conjunto com o Método dos Elementos Finitos, para prever o comportamento de fundações superficiais apoiadas em um sistema de dupla camada;
- dos parâmetros dos materiais, o módulo de elasticidade e o ângulo de atrito da camada cimentada não influenciam significativamente o valor de capacidade de carga referente a 2% de recalque relativo (sendo o recalque relativo igual ao recalque observado dividido pelo diâmetro da placa);
- os parâmetros dos materiais que mais influenciam a capacidade de carga em um sistema de dupla camada, sendo a superior cimentada, em ordem e importância são: coesão da camada cimentada, coesão, módulo de elasticidade e ângulo de atrito interno da camada não-cimentada;
- a resposta tensão *versus* recalque relativo será única para uma mesma relação H/D, onde H é a espessura da camada cimentada e D é o diâmetro da fundação. Quanto maior esta relação, mais rígida e mais resistente será a resposta carga *versus*

recalque. O recalque relativo em que ocorre a ruptura física de fundações sobre dupla camada, também é função da relação H/D;

- é possível suprimir as influências das variáveis geométricas diâmetro da fundação (D) e espessura da camada cimentada (H), desde que se normalize os resultados de carga aplicada pela carga obtida ao nível de recalque de 2% do tamanho da fundação (D/50).

Portanto a partir de um ensaio de placa de pequeno diâmetro sobre um sistema de dupla camada, além do valor da capacidade de carga a 2% de recalque relativo, é possível reproduzir a curva carga *versus* recalque de fundações de maiores dimensões. De acordo com os autores, os valores da capacidade de carga a 2% de recalque relativo de fundações superficiais apoiadas em sistema de dupla camada, sendo a superior cimentada, podem ser obtidos através das equações (2.1), (2.2) e (2.3):

$$\text{Para } H/D = 1,00 : \frac{q_{u2\%}}{Pa} = 2,10 \cdot e^{0,3235F} \quad (\text{equação 2.1})$$

$$\text{Para } H/D = 0,50 : \frac{q_{u2\%}}{Pa} = 1,31 \cdot e^{0,3365F} \quad (\text{equação 2.2})$$

$$\text{Para } H/D = 0,25 : \frac{q_{u2\%}}{Pa} = 0,84 \cdot e^{0,3328F} \quad (\text{equação 2.3})$$

Onde: $q_{u2\%}$: tensão de ruptura a 2% de recalque relativo.

$$F: \text{ fator de parâmetros } F = \ln\left(\frac{c'_1}{Pa}\right) + \ln\left(\frac{c'_2}{Pa}\right) + \frac{1}{\cos^4 \phi'_2} + \ln\left(\frac{E_2}{Pa}\right)$$

Pa : pressão atmosférica.

c'_1 : coesão da camada cimentada.

c'_2 : coesão da camada não-cimentada.

ϕ'_2 : ângulo de atrito interno da camada não-cimentada.

E_2 : módulo de elasticidade da camada não-cimentada.

Como esta formulação foi obtida a partir de dados experimentais, é necessário explicitar a sua faixa de validade. Na tabela 2.2 é apresentada a faixa de variação dos parâmetros para os quais a metodologia é aplicável.

Tabela 2.2: faixa de validade para aplicação da metodologia proposta por THOMÉ *et al.* (2005)

MATERIAL CIMENTADO	MATERIAL NÃO-CIMENTADO
$0,19 \leq c'_1/\text{Pa} \leq 4,44$	$0,01 \leq c'_2/\text{Pa} \leq 0,50$
$0,70 \leq \text{tg}\phi'_1 \leq 1,19$	$0,26 \leq \text{tg}\phi'_2 \leq 0,70$
$2.961,0 \leq E_1/\text{Pa} \leq 14.810,0$	$98,0 \leq E_2/\text{Pa} \leq 988,0$

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

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

2.1 MATERIAIS UTILIZADOS NO SOLO-CIMENTO

2.1.1 Solo

Qualquer tipo de solo pode ser tratado com cimento. Maior eficiência é observada em solos arenosos, pela facilidade de mistura e pelas maiores resistências obtidas (INGLES & METCALF, 1972).

As propriedades finais do solo-cimento são dependentes, em grande parte, do tipo de solo envolvido. Certas diferenças nas propriedades e nas reações do cimento são devidas a variações na composição química do solo (FELT, 1955).

De acordo com CROFT (1967), a composição química e mineralógica do solo condiciona o sucesso de sua estabilização com cimento. Solos caoliníticos ou ilíticos podem ser considerados inertes e apresentarão um desenvolvimento adequado da resistência com econômicas quantidades de cimento. Já a presença de altos teores de argila montmorilonítica retarda a adequada hidratação e endurecimento do cimento, fazendo com que a estabilização com cal seja a mais eficiente. O autor explica que as reações entre a montmorilonita e cal liberada pela hidratação do cimento causam uma redução do pH da fase aquosa da mistura, o que retarda o endurecimento do gel de cimento e a cristalização de novos minerais.

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

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

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

2.1.2 Cimento

O cimento é o componente de maior custo, por isso, usualmente, são feitos vários testes de laboratório para decidir a quantidade mínima de cimento a ser adicionada que atenda as especificações. Em alguns casos, é também necessário estabelecer um limite máximo de cimento para prevenir o efeito adverso de trincamentos por retração (INGLES & METCALF, 1972).

Não existem restrições quanto ao tipo de cimento para uso em solo-cimento.

2.1.3 Água

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

2.1.4 Adições

Algumas adições têm sido utilizadas para melhorar o efeito do cimento em vários tipos de solo, sendo as mais comuns a cal e a cinza volante. De acordo com CROFT (1967), a trabalhabilidade e conseqüentemente a eficiência da mistura pode ser melhorada através do tratamento prévio do solo com cal antes da adição de cimento. Já a cinza volante, tem sido utilizada como substituto de parte do cimento (CARRARO, 1997).

Pode-se, também, utilizar aditivos retardadores de pega para evitar a perda de resistência quando da demora na mistura e compactação (INGLES & METCALF, 1972).

2.1.5 Materiais Deletérios

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

A razão pela qual a matéria orgânica retarda a hidratação do cimento é porque ela absorve os íons de cálcio liberados quando da hidratação, prejudicando assim, as reações secundárias, do cálcio liberado com a sílica (SiO_2) e a alumina (Al_2O_3) do solo, também responsáveis pelo ganho de resistência (INGLES & METCALF, 1972).

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

2.2 DOSAGEM DO SOLO-CIMENTO

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

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

Os critérios adotados para a escolha da quantidade de cimento a ser adicionada variam, dependendo do país. Os primeiros trabalhos nos Estados Unidos levaram a adoção de testes de durabilidade, onde amostras curadas por 7 dias eram submetidas a 12 ciclos de congelamento e degelo e/ou molhagem e secagem e, ao final da seqüência, a perda de peso após

escovamento superficial da amostra era medida em conjunto com o eventual aumento de volume. A quantidade de cimento adotada era aquela que produzia níveis de perda de massa e inchamento dentro dos padrões estabelecidos (INGLES & METCALF, 1972).

A justificativa para a adoção dos ensaios de congelamento e degelo ou molhagem e secagem, como representativos na avaliação da durabilidade de solos cimentados, é que estes melhor simulariam as tensões internas geradas quando da ocorrência de variações de umidade no interior da mistura de solo-cimento em serviço. O ensaio de molhagem e secagem simularia as tensões provocadas pelas retrações, já o ensaio de congelamento e degelo simularia as forças expansivas. Tais testes comprovariam que o solo teria reagido adequadamente com o cimento de forma a manter o solo coeso e com resistência suficiente aos esforços submetidos (CATTON, 1962; INGLES & METCALF, 1972; CERATTI & CASANOVA, 1988).

A NBR 12253/92 prescreve como critério de aceitação uma resistência mínima de 2,1 MPa aos 7 dias de idade. O procedimento de dosagem segundo esta norma pode ser descrito resumidamente pelos seguintes passos:

1. Em função da classificação granulométrica do solo (A1, A2, A3 ou A4 da norma ASTM D 3282), são indicadas porcentagens de cimento (de 5% até 10%) para a execução do ensaio de compactação.
2. Executar o ensaio de compactação conforme a NBR 12023/92, usando o teor de cimento sugerido conforme item anterior e obter os valores da umidade ótima e da massa específica aparente seca máxima.
3. Moldar corpos-de-prova para o ensaio de resistência à compressão simples com um ou mais teores de cimento de forma que se determine aquele que satisfaça o critério da resistência mínima aos sete dias de 2,1 MPa. Como orientação para a escolha dos teores de cimento, são apresentadas duas figuras onde, em função da massa específica aparente seca e da granulometria do solo, obtém-se os teores de cimento. Para cada teor de cimento selecionado, moldar e curar, no mínimo, três corpos-de-prova cilíndricos, nas condições estipuladas pela NBR 12024/92.
4. Decorrido o período de cura, executar o ensaio de resistência à compressão simples de acordo com as prescrições da NBR 12025/90.

5. Calcular a média aritmética das resistências à compressão simples dos corpos-de-prova que cumprirem as tolerâncias de moldagem estabelecidas na NBR 12024/92. Devem ser excluídos da composição da média valores individuais de resistência que se afastem mais de 10% da média.
6. Deve ser adotado como o teor de cimento, o menor dos teores para o qual a resistência média à compressão simples for igual ou superior a 2,1 MPa, aos 7 dias de idade.
7. Admite-se a interpolação gráfica dos dados para a determinação do teor de cimento que corresponda ao valor mínimo da resistência a compressão média especificada.
8. O teor mínimo de cimento em massa recomendado pela NBR 12253/92 é de 5%. Podem ser empregados teores de até 3,5%, em massa, desde que satisfeita a resistência mínima, que a mistura se processe em usina e que o solo matéria-prima seja do tipo A1-a, A1-b ou A2-4 (ASTM D 3282).

A título de ilustração, a tabela 2.3, adaptada de INGLES & METCALF (1972), apresenta um indicativo da quantidade de cimento a ser adicionada para a estabilização de acordo com o tipo de solo.

Tabela 2.3: previsão da quantidade de cimento em função do tipo de solo (adaptada de INGLES & METCALF, 1972)

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

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

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

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

3 CARACTERÍSTICAS COMPORTAMENTAIS DO SOLO-CIMENTO

3.1 VARIÁVEIS DETERMINANTES DO COMPORTAMENTO DO SOLO-CIMENTO

Vários são os fatores que influenciam a resistência de solos artificialmente cimentados. PORBAHA *et al.* (2000) citam os seguintes:

- Propriedades físico-químicas do solo: mineralogia, granulometria, teor de umidade, teor de matéria orgânica e pH;
- tipo e quantidade do agente cimentante, presença de adições e relação água/cimento;
- condições de compactação, mistura e cura;
- métodos de amostragem e ensaios.

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

Entretanto, algumas pesquisas têm sido realizadas no intuito de identificar as variáveis que desempenham papel preponderante no comportamento de misturas de solo-cimento.

Segundo CATTON (1962), o comportamento de pavimentos de solo-cimento compactados são governados principalmente por três fatores básicos: o teor de umidade, a densidade da mistura e a quantidade de cimento.

Para INGLES & METCALF (1972), as propriedades gerais de solos estabilizados com cimento dependem primeiramente do cimento e, em segundo lugar, da compactação.

MOORE *et al.* (1970) desenvolveram um amplo estudo com o objetivo de determinar os fatores que mais afetam a resistência à tração de solos tratados com cimento e desenvolver uma equação para estimativa preliminar da resistência à tração. A partir de uma detalhada revisão da literatura, os autores selecionaram 9 fatores considerados importantes e de significância prática na determinação da resistência à tração de solos cimentado. São eles:

- O teor de umidade de moldagem;
- o tempo de cura;
- o tipo de cura;
- a temperatura de cura;
- a granulometria do solo;
- o tipo de agregado;
- o esforço de compactação;
- o tipo de compactação;
- a quantidade de cimento.

Um aspecto interessante do trabalho citado foi a verificação das possíveis interações entre dois ou três dos fatores elencados (uma interação entre fatores significa uma interdependência entre os mesmos, ou seja, a taxa de variação de uma variável em relação a um fator é dependente da magnitude de um ou mais outros fatores).

Através de uma análise estatística detalhada verificou-se que, dentro do campo amostral do experimento, o fator que apresentou papel preponderante na determinação da resistência à tração foi o teor de umidade de moldagem. Em ordem decrescente de importância, os outros fatores relevantes foram o tipo de cura, a quantidade de cimento, o tipo de agregado, o esforço de compactação, o tempo de cura e o tipo de compactação. Outro ponto importante é que o fator teor de umidade de moldagem também resultou estatisticamente significativo quando em associação com vários outros fatores, por exemplo, com a quantidade de cimento. Nesse caso, o ganho de resistência foi muito maior quando o

teor de cimento passou de 4% para 8% nas amostras com o teor de umidade de 7% do que para o teor de 3% de umidade.

CLOUGH *et al.* (1981), a partir ensaios realizados em areias naturalmente e artificialmente cimentadas, verificaram que o comportamento de uma areia cimentada é fortemente influenciado pela quantidade de agente cimentante, pela densidade da mistura, pela tensão de confinamento, distribuição granulométrica e pelo arranjo dos grãos. Além disso, o modo de ruptura varia com a tensão de confinamento, nível de cimentação e densidade.

Nos itens subseqüentes serão detalhados os efeitos de alguns dos fatores considerados de grande importância na determinação da resistência de solos cimentados e que tem relação com as variáveis de estudo escolhidas nesta pesquisa.

3.1.1 Efeito do Cimento

A adição de pequenas quantidades de cimento (até 2%) modificará as propriedades do solo, enquanto que maiores quantidades irão alterar radicalmente suas propriedades (INGLES & METCALF, 1972). De acordo com os mesmos autores, as propriedades do solo mudam com o aumento da quantidade de cimento: a capacidade de carga aumenta, durabilidade a ciclos de molhagem e secagem aumenta, em geral a permeabilidade diminui, porém, aumenta em solos argilosos, a tendência à retração aumenta em solos granulares e a tendência à expansão de solos argilosos será reduzida.

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

Quando da adição de pequenas quantidades de cimento, observa-se aumento do tamanho das partículas, redução da capacidade de retenção de água e redução no índice de plasticidade (CATTON, 1962).

3.1.2 Efeito da Densidade e Compactação

De similar importância à quantidade de cimento é a densidade na qual a mistura é compactada. Com o aumento da densidade, a resistência aumenta, a permeabilidade diminui até um valor mínimo, próximo da umidade ótima, depois começa a aumentar novamente (INGLES & METCALF, 1972).

FELT (1955) observou, a partir de ensaios em areias, siltes e argilas, que com o aumento da densidade da mistura compactada, as perdas de massa em amostras submetidas a ensaios de durabilidade sofrem grande redução especialmente nos solos siltosos e argilosos. Em relação à resistência, observou um aumento exponencial da resistência à compressão simples com o aumento da densidade da mistura, mantendo-se constante o teor de umidade. Verificou também que as misturas testadas apresentam características satisfatórias quando compactadas no teor de umidade ótimo e massa específica aparente seca máxima do ensaio de compactação.

CLOUGH *et al.* (1981) observaram, através de ensaios triaxiais em areias, um aumento de aproximadamente 25% (de 120 kPa para 150 kPa) na coesão e de aproximadamente de aproximadamente 40% (de 29° para 41°) no ângulo de atrito interno com o aumento da densidade relativa de 60% para 90%, mantendo-se constante a porcentagem de cimento.

De acordo com INGLES & METCALF (1972), vários pesquisadores apresentam uma relação entre resistência e densidade da forma:

$$S = Ae^{bD}$$

Onde: “S” é a resistência, “D” é a densidade, “A” e “b” são constantes. Por esta relação, o logaritmo da resistência é linearmente dependente da densidade.

3.1.3 Efeito do Teor de Umidade e do Fator Água/Cimento

Solos estabilizados com cimento normalmente são compactados em campo na umidade ótima para obtenção da massa específica aparente seca máxima, como determinado no ensaio de compactação de Proctor. Entretanto, estudos mostram que em alguns casos, o

teor de umidade que proporciona máxima resistência e durabilidade não é necessariamente igual ao teor de umidade que gera a maior massa específica aparente seca (LIGHTSEY *et al.*, 1970).

Se houver demora na compactação da mistura, a relação entre umidade, resistência, densidade e durabilidade muda. No campo, o tempo decorrido entre a mistura do solo, cimento e água e sua compactação varia normalmente de 2 a 4 horas. Entretanto, a perda de resistência e de durabilidade do solo-cimento resultante da demora na compactação da mistura fresca pode ser significativamente reduzida, em muitos casos, pela adição uma porcentagem adicional de água (LIGHTSEY *et al.*, 1970).

FELT (1955) estudou o efeito da variação do teor umidade sobre a resistência de solos arenosos, siltosos e argilosos através de ensaios de durabilidade e de compressão simples. O autor verificou que as amostras de argila e silte, compactadas com teores de umidade abaixo do ótimo de compactação, apresentaram grandes perdas de massa. Já para umidades acima do teor ótimo de compactação, a perda de massa foi baixa e praticamente constante com o aumento do teor de umidade. Para os solos arenosos testados, um teor de umidade levemente inferior ao ótimo foi o que proporcionou menores perdas de massa nos testes de durabilidade. Em relação aos ensaios de compressão simples, verificou-se que, de forma geral, o teor de umidade que proporciona o máximo de resistência é levemente inferior ao teor ótimo de compactação, exceto para o solo mais argiloso testado.

Considerando conjuntamente os ensaios de durabilidade e de compressão simples, FELT (1955) concluiu que a melhor efetividade do cimento pode ser obtida, para areias, compactando a mistura levemente abaixo ou no teor ótimo de umidade, enquanto que para siltes e argilas, a mistura deve ser compactada com um teor de umidade 1% a 2% superior ao teor ótimo determinado no ensaio de compactação.

Já LIGHTSEY *et al.* (1970) recomendam que, se atrasos de 2 a 6 horas na compactação são esperados, a umidade de compactação de areias, siltes e siltes argilosos devem ser 2 a 4% acima do teor ótimo de compactação determinado em laboratório. O teor de umidade na compactação de siltes argilosos deve ser 3 a 4% maior que o teor ótimo mesmo quando nenhum atraso é esperado.

AKINMUSURU (1987), a partir de ensaios triaxiais não-drenados em uma areia uniforme, verificou que a resistência e o comportamento tensão-deformação foram marginalmente afetados pela variação do teor de umidade da mistura, pelo menos na faixa de teores estudados (10% a 16%). Houve uma pequena redução nos módulos de elasticidade e resistência de pico atingidas com o aumento do teor de umidade. Além disso, os valores de coesão obtidos não foram afetados pela variação do teor de umidade de moldagem.

Por outro lado ENDO (1976), citado por PORBAHA *et al.* (2000), mostra que a resistência à compressão simples, de amostras de argila marinha com teores de umidade variando de 60% a 120% e quantidades de cimento variando de 5% a 20%, diminui significativamente com o aumento do teor de umidade.

HORPIBULSUK *et al.* (2003), ao estudarem argilas moles com altos teores de umidade (106% a 185%) através de ensaios de compressão simples, verificaram que a relação água/cimento é um parâmetro apropriado para a análise do desenvolvimento da resistência deste material porque leva em consideração as interações físico-químicas entre a água, a argila e o cimento. Enquanto que a quantidade de água reflete a microestrutura da argila mole, a quantidade de cimento reflete o nível de cimentação de tal microestrutura.

Da mesma forma, AZAMBUJA (2004) verificou que a relação água/cimento é um parâmetro essencial na análise do comportamento mecânico de misturas de solo-cimento-bentonita. Segundo o autor, em ensaios triaxiais não-drenados, as curvas tensão devio-deformação axial-excesso de poro-pressão são similares desde que a relação água/cimento seja a mesma. Além disso, a variação no teor de umidade não altera significativamente o coeficiente de permeabilidade das misturas com mesma relação água/cimento. O autor observa também que, quanto maior a relação água/cimento da mistura, menor será a resistência ao cisalhamento e maior será a permeabilidade.

3.1.4 Efeito da Relação Vazios/Cimento

O único trabalho encontrado na literatura que utiliza um fator correlacionando a quantidade de vazios com a quantidade de cimento, para estimativa da resistência de solo-cimento foi o apresentado por LARNACH (1960).

Segundo este autor, como a compactação em solos ou no solo-cimento nunca consegue expulsar completamente o ar do sistema solo-água-ar ou solo-cimento-água-ar, a resistência não pode ser correlacionada com a relação água/cimento, pois esta só se aplica a materiais onde o ar foi totalmente expulso e os vazios existentes estão preenchidos por água. Esse é o caso do concreto, apesar de na prática, ser considerada a existência de aproximadamente 1,5% do volume total composto por vazios preenchidos por ar (HELENE & TERZIAN, 1993).

A conexão entre a resistência e a relação vazios/cimento foi investigada e já foi demonstrada para argamassas e concretos. De acordo com HELENE & TERZIAN (1993), René Ferét, em 1892 descobre a lei fundamental que correlaciona a resistência da argamassa com sua compacidade. Ferét verificou experimentalmente que a resistência à compressão de argamassas inicialmente plásticas é função somente da relação entre o volume absoluto de vazios da argamassa e o volume de cimento. Mais tarde em 1896, aperfeiçoou esse modelo matemático, propondo a seguinte expressão:

$$f_{cj} = K_1 \left(\frac{C}{1-M} \right)^2 \quad (\text{equação 3.1})$$

Onde: f_{cj} = resistência à compressão da argamassa a “j” dias de idade.

K_1 = constante que depende da natureza dos materiais, idade e das condições de cura.

C = volume absoluto de cimento por unidade de volume de argamassa.

M = volume absoluto do agregado miúdo por unidade de volume da argamassa.

Em 1918, Duff A. Abrams, do estudo de inúmeros traços e análise de mais de 50.000 corpos-de-prova, enunciou a seguinte lei: “Dentro do campo dos concretos plásticos, a resistência aos esforços mecânicos, bem como as demais propriedades do concreto endurecido, variam na relação inversa da relação água/cimento”. Abrams chegou às mesmas conclusões que Ferét havia obtido 22 anos antes, desprezando porém, o volume de ar e considerando apenas a relação entre o volume de água e o volume aparente de cimento. Desta forma propõe o seguinte modelo matemático para expressar a dependência entre as variáveis em questão:

$$f_{cj} = \frac{K_2}{K_3^{H/Cap}} \quad (\text{equação 3.2})$$

Onde: f_{cj} = resistência à compressão a “j” dias de idade.

K_2 e K_3 são constantes que dependem da natureza dos materiais, da idade e das condições de cura.

H = volume de água por unidade de concreto.

C_{ap} = volume aparente de cimento por unidade de concreto.

Os modelos apresentados por Ferét e Abrams foram obtidos a partir de dados experimentais, constituindo-se em correlações empíricas. Tais correlações têm sido sistematicamente confirmadas por vários pesquisadores, sendo universalmente aceitas como viáveis e bem representativas do fenômeno, apesar de não levarem em conta todos os aspectos da questão. Segundo HELENE & TERZIAN (1993), o modelo teórico mais atualizado e que tem sido adotado para representar a resistência do concreto foi desenvolvido por Powers e tem por referência a porosidade capilar da pasta de cimento endurecida.

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

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

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

A figura 3.1 apresenta os resultados dos ensaios de resistência à compressão simples das amostras de solo-cimento curadas previamente por 7 dias. Observa-se um bom ajuste dos dados à relação vazios/cimento.

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

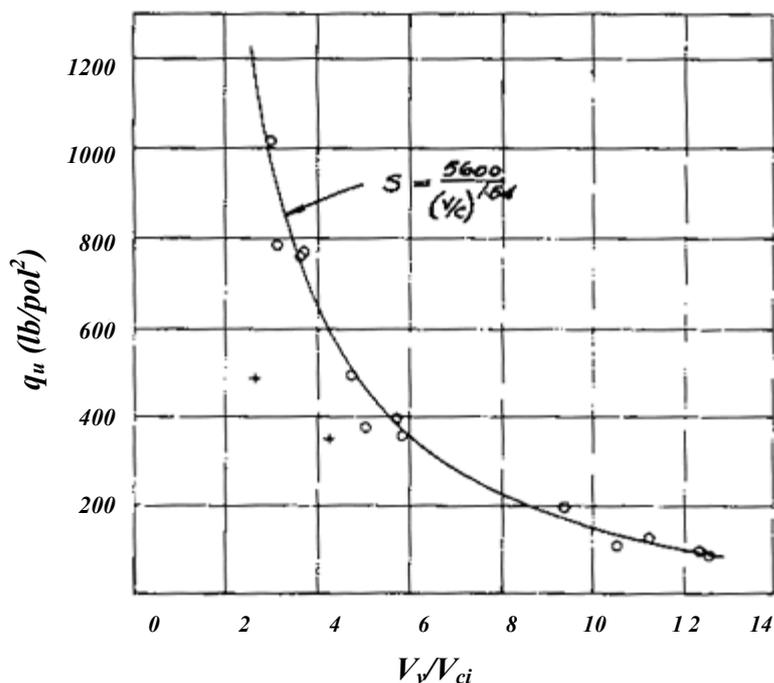


Figura 3.1: relação vazios/cimento *versus* resistência à compressão simples (adaptado de LARNACH, 1960)

3.2 COMPORTAMENTO MECÂNICO

3.2.1 Resistência à Compressão Simples

A resistência à compressão simples e a resistência aos ciclos de gelo e degelo e/ou molhagem e secagem são as medidas mais comuns da efetividade da estabilização com cimento (CATTON, 1959; EL-RAWI *et al.*, 1967; INGLES & METCALF, 1972; PORBAHA *et al.*, 2000).

Em geral, a resistência à compressão simples aumenta linearmente com a quantidade de cimento, porém, a diferentes taxas para diferentes tipos de solo, como mostra a figura 3.2.

PRIETTO (1996) verificou que, para solos arenosos cimentados, a resistência à compressão simples é uma medida direta do grau de cimentação. De acordo com o autor, na grande maioria dos trabalhos relatados na literatura sobre solos artificialmente cimentados, o grau de cimentação é representado pela quantidade relativa de material cimentante, normalmente pela porcentagem de cimento em relação à massa de solo seco. No entanto, o

grau de cimentação não é função somente da quantidade de agente cimentante. Outros fatores como a densidade, a forma e a natureza superficial das partículas desempenham papel importante neste processo. Por exemplo, a mesma quantidade de cimento Portland produzirá resistências distintas ao ser adicionada em solos de mesma natureza porém com densidades diferentes. Isto ocorre porque, no solo mais denso, existe um maior número de pontos de contato entre as partículas e, portanto, a cimentação se desenvolve de maneira mais efetiva (CHANG & WOODS, 1992).

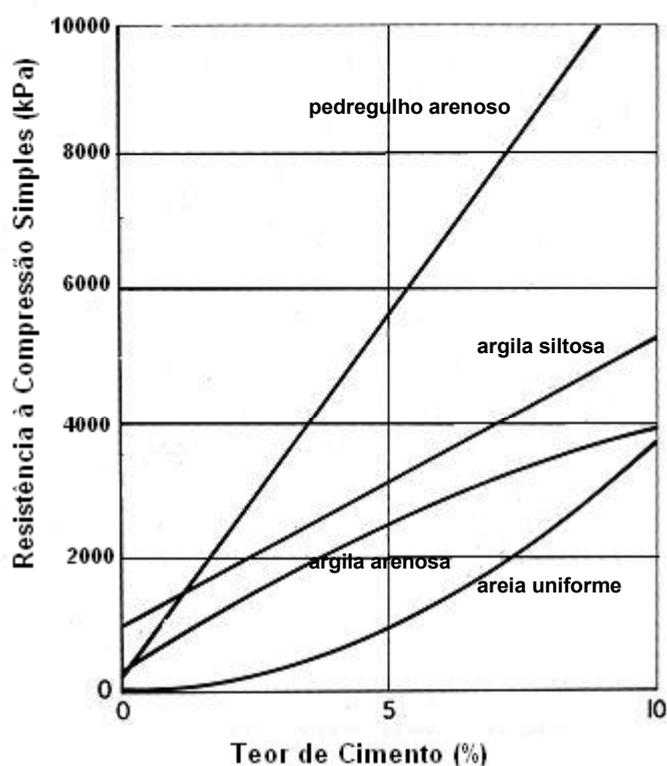


Figura 3.2: efeito da quantidade de cimento sobre a resistência à compressão simples para alguns solos estabilizados com cimento Portland e curados por 7 dias (adaptado de INGLES & METCALF, 1972)

3.2.2 Resistência à Tração

A resistência à tração do solo-cimento é de grande interesse e tem sido investigada por vários pesquisadores. Geralmente a resistência à tração, nas condições de umidade ótima e massa específica aparente seca máxima, atinge cerca de 10% da resistência à compressão simples nas mesmas condições (INGLES & METCALF, 1972).

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.

DASS *et al.* (1994) analisaram curvas tensão-deformação obtidas de ensaios de resistência à tração por compressão diametral, tração direta e compressão simples em amostras de areia artificialmente cimentadas, com teores de cimento de 4%, 6% e 8% em relação à massa de solo seco. A partir das análises, os autores tecem as seguintes observações:

- A resistência à tração aumenta e a deformação específica na ruptura diminui com o aumento da porcentagem de cimento, independentemente do teste utilizado;
- a deformação específica na ruptura é praticamente igual para os dois tipos de ensaio de tração;
- as resistências à tração, observadas nos testes de tração por compressão diametral, variam de 11 a 12% da resistência à compressão simples. Já as resistências à tração, observadas nos testes de tração direta, variam de 11 a 14% da resistência à compressão simples;
- a razão entre a deformação específica na ruptura em compressão simples e a deformação específica na ruptura em tração variou entre 18 e 20 para todas as porcentagens de cimento utilizadas.

3.2.3 Resistência ao Cisalhamento

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

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

Já LADE & OVERTON (1989) verificaram que o aumento na quantidade de cimento, além de aumentar a coesão e resistência à tração, também causa um aumento no ângulo de atrito interno para baixas tensões de confinamento. Ainda, os autores observaram que a curvatura da envoltória de ruptura aumenta como aumento da cimentação e as envoltórias do solo com e sem cimento tornam-se paralelas para médias tensões de confinamento.

HUANG & AIREY (1993) observaram que a adição de cimento causa uma translação para a direita na linha de compressão normal do solo e, com isso, um aumento na tensão de pré-adensamento aparente. De acordo com os autores, os efeitos da cimentação apenas são significantes abaixo desta tensão de pré-adensamento aparente onde causa aumento na rigidez e resistência do solo.

Segundo PRIETTO (1996), para solos arenosos cimentados, a resistência à compressão simples é uma medida direta do grau de cimentação. Conseqüentemente a resistência ao cisalhamento no ensaio triaxial pode ser expressa como uma função de apenas duas variáveis: o ângulo de atrito interno do material no estado desestruturado e a resistência à compressão simples do material cimentado. De acordo com o autor, a tensão desvio na ruptura (q_f) de solos artificialmente cimentados, obtida em ensaios triaxiais convencionais, pode ser expressa como uma função linear do grau de cimentação e da tensão efetiva média inicial através da equação:

$$q_f = \frac{2 \cdot \text{sen } \varphi'}{1 - \text{sen } \varphi'} \cdot p_i' + q_u \quad (\text{equação 3.3})$$

A primeira parcela da equação 3.3 representa a tensão desvio na ruptura do solo não-cimentado em função do seu ângulo de atrito interno (φ') e da tensão efetiva média inicial (p_i'); a segunda parcela representa o grau de cimentação avaliado pela resistência à compressão simples (q_u) do mesmo solo cimentado.

As hipóteses que suportam tal equação são:

- A envoltória de resistência é linear;
- o ângulo de atrito interno do solo cimentado e do mesmo solo não-cimentado são da mesma ordem de grandeza;
- o solo na condição não-cimentada é não-coesivo.

PRIETTO (1996) aplicou a equação obtida a resultados experimentais de solos cimentados relatados na literatura. Apesar das consideráveis variações na densidade, mineralogia e natureza de agentes cimentantes, uma grande concordância entre os valores previstos e observados foi obtida.

CLOUGH *et al.* (1981) verificaram em seus experimentos que as amostras cimentadas apresentaram forte expansão volumétrica no cisalhamento para baixas tensões de confinamento. Este fenômeno diminuiu com o aumento da tensão confinante.

Os resultados de SCHNAID *et al.* (2001) sugerem a existência de um estado último que parece não ser afetado pela cimentação, onde a tensão desvio se aproxima de um valor constante com o aumento da deformação axial.

3.2.4 Resposta Tensão-Deformação

Em geral, o comportamento tensão-deformação de solos cimentados pode ser descrito como inicialmente rígido, aparentemente linear até um ponto de plastificação bem definido, além do qual o solo sofre aumento nas deformações plásticas até a ruptura. Outra característica apresentada é a marcante fragilidade na ruptura com a formação de planos de ruptura. Tal fragilidade aumenta com o aumento da quantidade de cimento e diminui com o aumento da tensão efetiva média (SCHNAID *et al.*, 2001).

Segundo CLOUGH *et al.* (1981), o modo de ruptura para uma areia fracamente cimentada é frágil para baixas tensões de confinamento e dúctil para altas tensões de confinamento. 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.

Para areias fortemente cimentadas, a cimentação é a componente mais importante, mesmo para altas tensões de confinamento e portanto um comportamento frágil é observado para baixas e altas tensões confinantes (CLOUGH *et al.*, 1981).

A deformação axial na ruptura diminui com o aumento da quantidade de cimento e com a diminuição da tensão efetiva média inicial (CLOUGH *et al.*, 1981; HUANG & AIREY, 1993; SCHNAID, *et al.*, 2001).

4 A FORMAÇÃO BOTUCATU

O solo utilizado no presente trabalho pertence à denominada formação Botucatu que abrange área superior a 1.300.000 km² no estado do Rio Grande do Sul. Essa formação se desenvolve partir da fronteira com o Uruguai, na região de Santana do Livramento, constituindo uma faixa de afloramento que se prolonga para o norte até a região de São Francisco de Assis, onde apresenta inflexão para leste, ocorrendo ao longo da escarpa basáltica, conformando uma estreita e alongada faixa.

Nas regiões de Candelária, Santa Cruz do Sul e Bom Retiro, o Botucatu perde sua continuidade, aflorando em pontos isolados, tornando a conformar novamente uma faixa contínua, com largura da ordem de 200 km na região dos municípios de Lajeado, Estrela, Novo Hamburgo, São Leopoldo e Santo Antônio da Patrulha (figura 4.1).

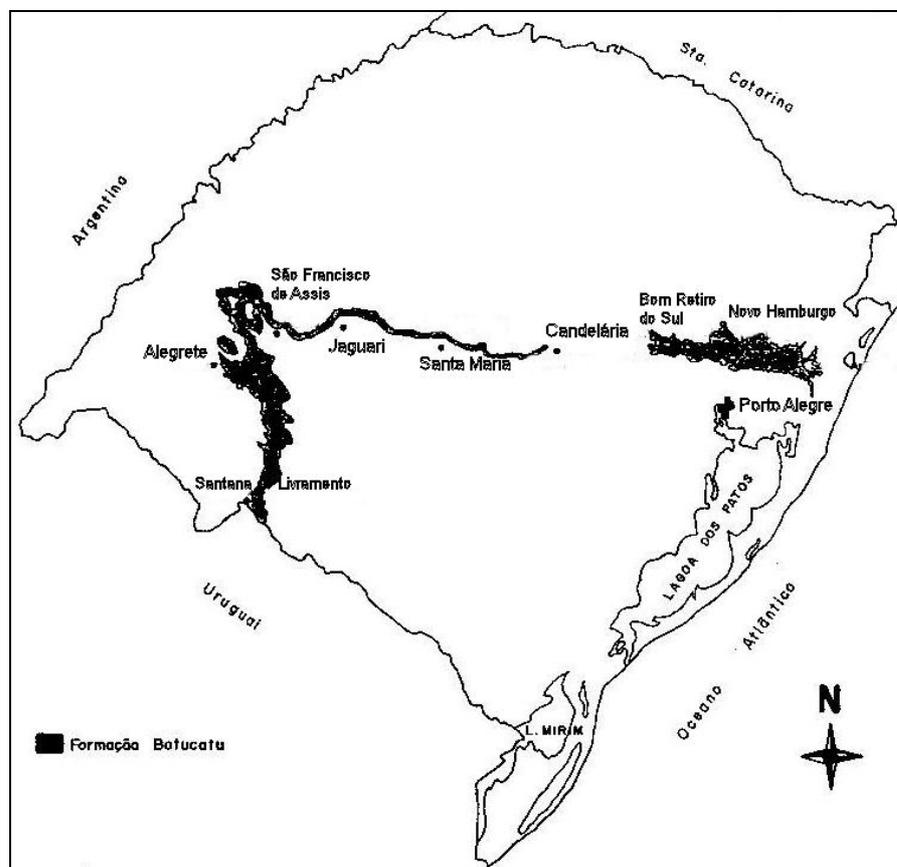


Figura 4.1: formação Botucatu no Rio Grande do Sul (NÚÑEZ,1991)

A Formação Botucatu foi descrita por diversos autores, entre eles OLIVEIRA (1930), TOMMASI (1972) e MÜHLMANN *et al.* (1974), citados no Projeto Radam Brasil (IBGE, 1986) e compreende um espesso pacote de arenitos eólicos, depositados em condições desérticas, situados estratigraficamente abaixo das rochas vulcânicas da Formação Serra Geral.

Estes arenitos apresentam coloração avermelhada, rosa e esbranquiçada, sendo finos a médios, normalmente quartzosos, friáveis, apresentando grãos foscos e geralmente bem arredondados. Os feldspatos presentes raramente ultrapassam 5% e a impregnação por pigmentos ferruginosos é responsável pela cor e cimentação.

Para GREHS (1976) citado por NÚÑEZ (1991), o arenito Botucatu é constituído por grãos quartzosos interligados por um cimento limonítico, o que lhe dá boa resistência. No entanto, quando perde o cimento por efeito da erosão e intemperização, adquire comportamento de arenito friável e até de areia.

A formação Botucatu origina um solo que se caracteriza por apresentar um horizonte B textural, denominado como podzólico vermelho-escuro. Esse horizonte B apresenta geralmente pequena espessura (1m a 3m), sendo largamente utilizado como material de aterro em obras de engenharia. Subjacente ao horizonte B encontra-se um profundo perfil de horizonte C saprolítico, que ao ficar descoberto é alvo de processos de erosão.

No estado natural, a utilização desse material para fins rodoviários, por exemplo, não é recomendável por não se enquadrar nas especificações, especialmente por sua erodibilidade, dificuldade em se atingir a massa específica máxima na compactação, além da baixa capacidade de suporte (COULON, 1973 apud NÚÑEZ, 1991).

Devido às características acima citadas, o arenito Botucatu é um material que necessita de algum tipo de adequação ou melhoria para emprego sob condições mais severas do ponto de vista de engenharia.

NÚÑEZ (1991) estudou a estabilização físico-química deste material através da adição de cal e cimento Portland, revelando que as misturas compactadas do solo + 9% de cal ou do solo + 11% de cimento podem ser empregadas como camada de base e que misturas do solo + 5% de cal podem constituir camada de sub-base de pavimentos rodoviários com volume intenso de tráfego.

Especificamente em relação ao cimento, NÚÑEZ (1991) verificou que a adição do mesmo ao solo provocou uma ligeira elevação imediata do Limite de Liquidez (LL). Com o decorrer do tempo de cura solta, as misturas com 3% e 5% do aglomerante tiveram o seu LL estabilizado, enquanto que a mistura com 11% tornou-se não líquida após 7 dias de cura. Já o Limite de Contração (LC) aumentou continuamente com o passar do tempo, diminuindo assim o potencial de contração do material quando submetido a variações do teor de umidade. Quanto ao Limite de Plasticidade (LP), a adição de somente 3% de cimento tornou a mistura não-plástica.

As características de compactação sofreram alterações com a adição de cimento. No entanto, as curvas de compactação obtidas para a energia Proctor normal não mostraram um padrão de comportamento definido.

A capacidade de suporte foi bastante melhorada pela adição de cimento. O Índice de Suporte Califórnia alcançou valores de 179% para a energia normal de compactação e de 395% para a energia intermediária.

Ao analisar os resultados de resistência à compressão simples, NÚÑEZ (1991) observou valores de até 3,91 MPa nas misturas com 11% de cimento. A resistência à compressão simples evoluiu linearmente com o teor de aglomerante e com o logaritmo do tempo de cura. Dos resultados de ensaios de resistência à tração por compressão diametral, foram observados valores expressivos, chegando a 520 kPa para o teor de 11%. Verificou-se um valor médio de 0,135 para o quociente entre a resistência à tração e a resistência à compressão simples.

Outro fator importante estudado pelo autor refere-se à demora na compactação, que reduziu em até 60% o valor da resistência à compressão simples da mistura.

5 PROGRAMA EXPERIMENTAL

5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Este programa experimental tem dois objetivos fundamentais. O primeiro consiste em quantificar a influência do teor de cimento, da porosidade e do teor de umidade de moldagem sobre a resistência à compressão simples do material estudado. O segundo é verificar a validade do uso das relações água/cimento e vazios/cimento na estimativa da resistência à compressão simples de solo artificialmente cimentado.

As variáveis da presente pesquisa podem ser classificadas em três grupos: variáveis investigadas, variáveis fixas e variáveis de resposta.

As variáveis investigadas são:

- *Densidade do solo-cimento*: expressa através da porosidade (η) ou da massa específica aparente seca (γ_d) da mistura compactada;
- *Teor de cimento (C)*: massa de cimento (c_i) dividida pela massa de solo seco, expressa em porcentagem;
- *Teor de umidade (ω)*: massa de água (a) dividida pela massa de material seco (solo + cimento), expresso em porcentagem;
- *Relação água/cimento (a/c_i)*: massa de água dividida pela massa de cimento (c_i);
- *Relação vazios/cimento (V_v/V_{ci})*: definido como sendo o volume absoluto de vazios (V_v) dividido pelo volume absoluto de cimento (V_{ci}), presentes na amostra de solo-cimento compactada.

As variáveis fixas são:

- *Tipo de solo*: solo residual de arenito Botucatu;
- *Tipo de agente cimentante*: cimento Portland de alta resistência inicial (CP V-ARI);
- *Tempo de cura úmida*: 7 dias;
- *Taxa de deformação nos ensaios de compressão simples*: 1,14 % por minuto;

- *Taxa de deformação nos ensaios de compressão triaxial não-drenados: 0,05 % por minuto.*

As variáveis de resposta são:

- *Resistência à compressão simples (q_u);*
- *Tensão desvio (σ_d);*
- *Deformação axial (ϵ_a);*
- *Poro-pressão (u_w);*
- *Tensão efetiva normal média (s'): $\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}$*
- *Tensão cisalhante efetiva (t): $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$*
- *Sucção Matricial.*

Basicamente, este programa experimental foi dividido e executado em três etapas. Na primeira etapa foram realizados os ensaios de caracterização física do solo e do cimento com o objetivo de classificar os materiais e acessar as propriedades necessárias ao desenvolvimento das etapas seguintes.

A segunda etapa consistiu na realização de uma bateria de ensaios de resistência à compressão simples sobre os pontos de moldagem pré-estabelecidos de acordo com o programa de ensaios detalhado no item 5.4. Esta etapa teve por objetivo avaliar a influência isolada de cada uma das variáveis investigadas sobre a resistência à compressão simples do solo-cimento em estudo. Ainda nesta etapa, foram feitas medidas de sucção matricial em amostras de interesse.

A terceira etapa consistiu na realização dos ensaios de compressão triaxial não-drenados em corpos-de-prova definidos a partir dos resultados obtidos nos ensaios de resistência à compressão simples. O objetivo desta etapa foi a observação das características das curvas tensão-deformação-geração de poro-pressão de corpos-de-prova com uma mesma relação vazios/cimento, porém obtidas de diferentes maneiras. Ou seja, um primeiro corpo-de-prova compactado em uma alta massa específica aparente seca e com um teor de cimento

baixo e outro, ao contrário, compactado numa baixa massa específica aparente seca, porém com um teor de cimento elevado, de maneira que os dois corpos-de-prova atingissem a mesma relação vazios/cimento.

A tabela 5.1 apresenta de forma esquemática as etapas do programa experimental, bem como o tipo e número de ensaios realizados em cada etapa.

Tabela 5.1: etapas e ensaios do programa experimental

ETAPA	MATERIAL	TIPO DE ENSAIO	Nº DE ENSAIOS REALIZADOS
Caracterização dos Materiais	Solo	Massa Específica Real dos Grãos	3
		Análise Granulométrica	1
		Limite de Plasticidade	1
		Limite de Liquidez	1
		Compactação	3
	Cimento	Massa Específica Real dos Grãos	3
Resistência Mecânica	Solo-cimento Compactado	Compressão Simples	114
	Solo-cimento Compactado	Medidas de Sucção Matricial	38
Comportamento Tensão-deformação	Solo-cimento Compactado	Triaxiais Não-drenados	6

No item 5.4 encontra-se detalhada a etapa principal deste trabalho que foi a realização dos ensaios de resistência à compressão simples. Como o programa de ensaios de compressão simples está baseado em resultados obtidos na etapa de caracterização, ele será apresentado após os itens referentes aos métodos e materiais.

Nos itens 5.2 e 5.3 portanto, são apresentados os métodos e materiais utilizados durante o programa experimental, a justificativa para a escolha dos mesmos, sua descrição, bem como referências às normas técnicas obedecidas.

5.2 MÉTODOS

5.2.1 Coleta de Amostras

A amostra de solo foi coletada no estado deformado, mediante escavação com ferramenta manual, em quantidade suficiente para a realização de todos os ensaios previstos. A amostra assim obtida foi armazenada e transportada em tonéis plásticos adequadamente vedados. Durante a coleta, todos os cuidados foram tomados no sentido de se evitar a contaminação da amostra.

O cimento utilizado, adquirido em embalagem de 40 kg, foi armazenado em recipientes de vidro, com volume de aproximadamente 4 litros cada, e adequadamente vedados para evitar sua hidratação prematura em função da umidade do ar.

5.2.2 Preparação das Amostras

A preparação das amostras de solo para os ensaios de caracterização e para a moldagem dos corpos-de-prova, que envolve os procedimentos de secagem ao ar, destorroamento, peneiramento e determinação da umidade higroscópica, seguiu os procedimentos estabelecidos pela norma NBR 6457/86.

As amostras assim preparadas eram armazenadas até a data da sua utilização em sacos plásticos, devidamente identificados e vedados.

5.2.3 Ensaios de Caracterização

Para caracterização do solo foram utilizados os ensaios de granulometria, massa específica real dos grãos, limites de liquidez e plasticidade, compactação e determinação do teor de umidade. Para o cimento utilizou-se o ensaio de massa específica real dos grãos.

As determinações do teor de umidade do solo seguiram os procedimentos descritos pelo anexo da norma NBR 6457/86.

A determinação da massa específica real dos grãos de solo seguiu o método descrito pela NBR 6508/84. A determinação da massa específica dos grãos do cimento seguiu os procedimentos contidos na NBR NM 23/2001.

A análise granulométrica do solo foi realizada de acordo com os procedimentos descritos pela NBR 7181/84. Neste ensaio foi utilizado defloculante.

A obtenção dos limites de liquidez e de plasticidade seguiu os métodos descritos nas normas NBR 6459/84 e NBR 7180/84, respectivamente.

Foram realizados três ensaios de compactação, um para cada energia de compactação (normal, intermediária e modificada). Nestes ensaios seguiram-se os procedimentos descritos pela NBR 7182/86, sendo que utilizou-se o método de reuso do material

5.2.4 Moldagem e Cura dos Corpos-de-prova

Foram utilizados, para os ensaios de resistência à compressão simples e compressão triaxial, 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, armazenagem e cura.

Após a pesagem dos materiais (solo, cimento e água) com resolução de 0,01 g, o solo e o cimento eram misturados com o auxílio de uma espátula metálica, até que a mistura adquirisse uma coloração uniforme. Em seguida, era adicionada a 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 de cimento. 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 solo-cimento necessária para confecção de um corpo-de-prova era dividida em três partes iguais, armazenadas em recipientes com tampa para evitar a perda de 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 de PVC bipartido, devidamente lubrificado, de maneira que cada camada atingisse as especificações de teor de umidade e massa específica aparente seca, tomando-se o cuidado de escarificar levemente os topos acabados da primeira e da segunda camada para aumentar a integração entre as camadas superpostas.

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 0,01 g e 0,1 mm respectivamente, e acondicionado em um saco plástico adequadamente identificado e vedado para evitar variações significativas do teor de umidade.

Os corpos-de-prova assim obtidos eram, então, armazenados e curados por um período de seis dias em um ambiente com temperatura e umidade controladas (temperatura de $23^{\circ} \pm 2$ °C e umidade relativa do ar maior que 95%). Para este procedimento foi utilizada a câmara úmida do Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (LEME/UFRGS).

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

- *Massa específica aparente seca* (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. (Exemplo: para $\gamma_d = 1,90 \text{ g/cm}^3$ considerou-se aceitáveis corpos-de-prova que apresentaram valores de γ_d compreendidos entre 1,88 e $1,92 \text{ g/cm}^3$).
- *Teor de umidade* (ω): valor especificado $\pm 0,5$ pontos percentuais (Exemplo: para um objetivo de $\omega = 10\%$ foram aceitos valores compreendidos entre 9,5% e 10,5%).
- *Dimensões*: diâmetro $50 \pm 0,5$ mm e altura 100 ± 1 mm.

A figura 5.1 apresenta o aspecto final de um corpo-de-prova moldado de acordo com os procedimentos descritos anteriormente.



Figura 5.1: corpo-de-prova de solo-cimento

5.2.5 Ensaios de Resistência à Compressão Simples

Ensaios de resistência à compressão simples tem 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 cimentados. 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.

Porém sabe-se que, quando da utilização do solo-cimento 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 diversos trabalhos demonstram que, em geral, a resistência à tração de solos cimentados varia entre 9% e 14% da resistência à compressão simples. Esse fato, aliado aos aspectos mencionados acima, fizeram com que o ensaio de resistência à compressão simples fosse adotado para a medição da influência das variáveis investigadas.

A realização dos ensaios de compressão simples seguiu os procedimentos gerais descritos pela NBR 12025/90.

Para estes ensaios foi utilizada uma prensa automática com capacidade máxima de 50 kN, além de anéis dinamométricos calibrados com capacidade de 10 kN e 50 kN e resolução de 0,005 kN (0,5 kgf) e 0,023 kN (2,3 kgf) respectivamente (figura 5.2). A velocidade de deformação destes ensaios foi de 1,14 mm por minuto.



Figura 5.2: ensaio de resistência à compressão simples

Os corpos-de-prova, após serem curados por 6 dias na câmara úmida, eram submersos em um tanque 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 23 ± 3 °C.

Imediatamente antes do ensaio de resistência à compressão simples, os corpos-de-prova eram retirados do tanque e superficialmente secos com auxílio de um tecido absorvente. Procedia-se então a execução do ensaio e anotava-se a carga máxima atingida pelo corpo-de-prova.

Como critério de aceitação para o ensaio de resistência à compressão simples, estipulou-se que as resistências individuais de três corpos-de-prova, considerados idênticos,

não deveriam se afastar mais de 10% da resistência média desse conjunto. Este é o mesmo critério adotado pela NBR 12253/92.

5.2.6 Ensaios de Compressão Triaxial

Ensaios triaxiais adensados não-drenados (CIU) foram realizados com objetivo de analisar as características das curvas tensão-deformação-geração de poro-pressão de corpos-de-prova de solo-cimento com uma mesma relação vazios/cimento.

Foram escolhidos ensaios triaxiais tipo CIU devido ao fato dos mesmos mais se assemelharem às condições existentes em ensaios de resistência à compressão simples, no que diz respeito à falta de drenagem imposta pela alta velocidade do carregamento, permitindo assim, realizar algumas comparações entre os dois tipos de ensaios.

Como esse estudo está direcionado à utilização do solo-cimento como uma camada sobrejacente ao terreno natural, como ocorre por exemplo para fundações superficiais ou em base de rodovias, optou-se por uma tensão de confinamento efetiva de 20 kPa, que é representativa das baixas tensões de confinamento que se fazem presentes nestes tipos de aplicação.

Os ensaios triaxiais foram realizados sob deformação controlada à uma taxa de 0,05% por minuto, em um equipamento marca Geonor (figuras 5.3a e 5.3b). O equipamento permitia o monitoramento da poro-pressão no corpo-de-prova e da pressão confinante através de dois transdutores de pressão acoplados à base da câmara triaxial, calibrados linearmente para um intervalo de 500 kPa de pressão e com resolução menor que 0,1 kPa.

A medição do carregamento aplicado era feita através de uma célula de carga com capacidade de 10 kN (1000 kgf) e resolução de 0,005 kN (0,5 kgf), posicionada externamente à câmara triaxial.

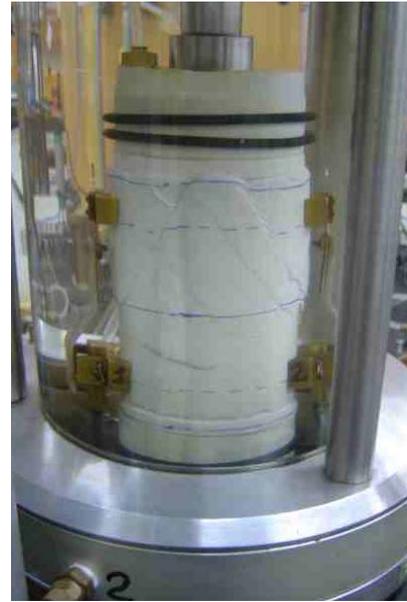
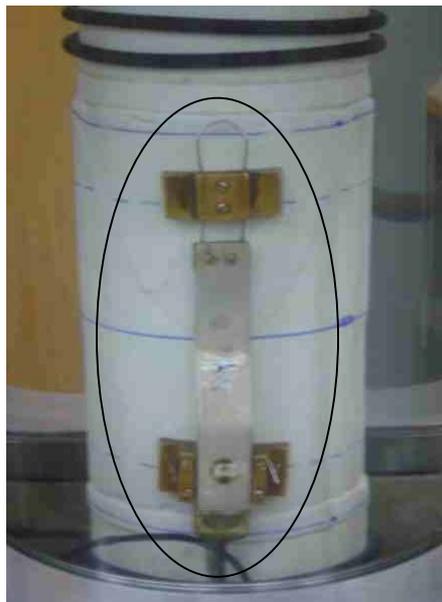
As deformações axiais foram medidas por meio de dois sistemas independentes. Um sistema interno, constituído por dois dispositivos utilizando sensores de efeito Hall que permitiam a medição das deformações iniciais com maior resolução (menor que 1 μ m), e um sistema externo convencional, constituído por um transdutor de deslocamento linear

(resolução menor que $10\ \mu\text{m}$) medindo o deslocamento relativo entre a câmara triaxial e o pistão de carga.



(a) (b)
Figura 5.3: prensa triaxial e sistema de aquisição de dados

Os sensores de medição interna de deformações (em detalhe nas figuras 5.4a e 5.4b) 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 1,45 mm.



(a) (b)
Figura 5.4: sistema interno de medição de deformações axiais

A deformação axial foi determinada considerando-se diretamente a medição interna de deformações até o final do intervalo de calibração dos sensores de efeito Hall e, a partir deste ponto, a medição externa de deformações obtida pelo transdutor de deslocamento linear. A transição de um sistema para outro foi feita subtraindo-se dos valores medidos pelo transdutor de deslocamento o valor correspondente à diferença entre as medidas externa e interna no ponto de transição.

O processamento das leituras dos transdutores de pressão, da célula de carga, dos sensores de efeito Hall e do transdutor de deslocamento linear era feito por um sistema de aquisição de dados composto por um conversor de sinal analógico/digital (*datalogger*), um microcomputador e um programa escrito em linguagem Basic.

A execução dos ensaios triaxiais seguiu os procedimentos gerais descritos pela BS 1377 (1990) e consistia em duas fases principais. Na primeira era feita a saturação 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 24 horas, no sentido da base para o topo do corpo-de-prova sob uma pressão de 14 kPa na base e 0 kPa (pressão atmosférica) no topo. Durante esta fase, era mantida uma tensão confinante de 34 kPa para evitar a passagem de água entre a membrana de látex e o corpo-de-prova.

Após a percolação, aplicava-se uma contra-pressão de aproximadamente 380 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 na tensão confinante, porém sempre mantendo a diferença inicial de 20 kPa (tensão efetiva). Esse processo durava aproximadamente 6 horas. O monitoramento da saturação foi feito através do parâmetro de poro-pressão B (SKEMPTON, 1954) nos últimos 5 estágios de aplicação de contra-pressão.

Como a amostra permanecia com tensão efetiva de 20 kPa desde o início da percolação até o final da saturação (cerca de 30 horas) e a tensão confinante efetiva escolhida para o cisalhamento foi de 20 kPa para todos os ensaios, considerou-se o corpo-de-prova adensado para esta tensão. Medidas das deformações axiais, ocorridas durante o estágio de saturação, feitas a partir dos sensores de efeito Hall, foram monitoradas e valores menores que

0,01% foram medidos, o que foi considerado insignificante em termos de variação do índice de vazios.

Concluída a saturação, procedia-se ao cisalhamento da amostra a uma taxa de deformação axial constante de 0,05% por minuto. 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). A partir da observação do tipo de ruptura e do formato final dos corpos-de-prova, considerou-se que as amostras sofriam uma deformação como um cilindro reto (*bulging*) até o pico. Após o pico considerou-se que a deformação era uma combinação de *bulging* com deslizamento sobre um plano de cisalhamento (ver figuras 5.5a e 5.5b).

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.

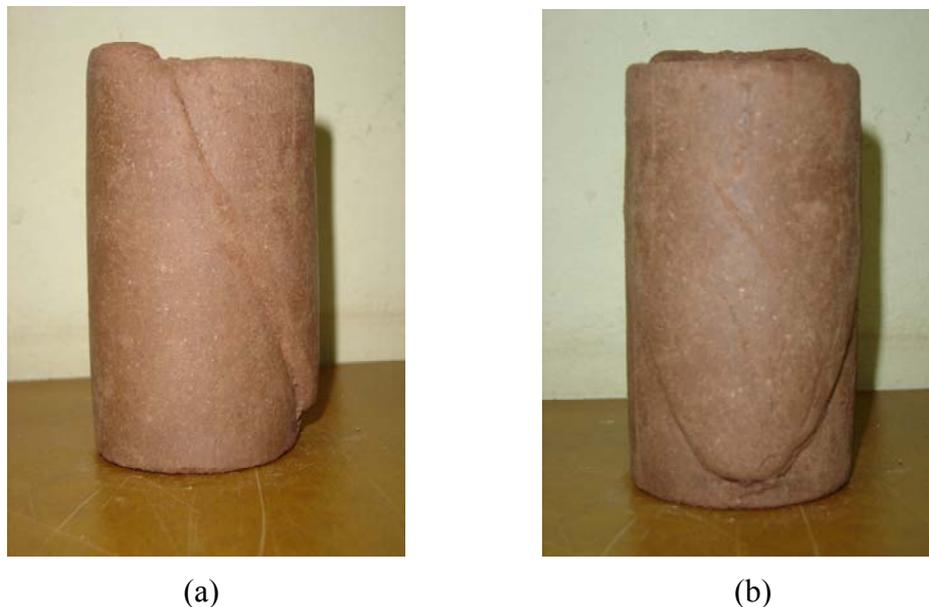


Figura 5.5: aspecto final de um corpo-de-prova (TRI-6) submetido ao ensaio triaxial

5.2.7 Medidas de Sucção

Como todos os corpos-de-prova do programa de ensaios, no teor de umidade de moldagem, encontram-se na condição não-saturada, um determinado nível de sucção estará presente. As medidas de sucção neste trabalho tem o objetivo de verificar qual sua magnitude e se esta apresenta variação significativa entre os corpos-de-prova.

A sucção medida foi a matricial, ou seja, a proveniente das forças capilares existentes no interior da amostra. Utilizou-se para medição da sucção matricial a técnica do papel filtro. O método baseia-se no princípio de absorção e equilíbrio que existe quando um material poroso, com deficiência de umidade, é posto em contato com um papel filtro, com umidade menor. O papel passa a absorver uma certa quantidade de água do solo até que o sistema entre em equilíbrio de sucção. Tendo-se a relação entre sucção e umidade do papel filtro (curva de calibração) pode-se obter a sucção do solo a partir da curva de calibração (MARINHO, 1995).

Esta técnica foi escolhida por ser uma técnica simples e de baixo custo. Ela fornece resultados plenamente satisfatórios desde que se tenha extremo cuidado nos procedimentos utilizados.

O papel filtro utilizado foi o Whatman N° 42. Sua umidade inicial, no estado seco ao ar, é de aproximadamente 6 %, isto permite medições de sucção de zero a 29 MPa. As equações de calibração do papel filtro Whatman N° 42 utilizadas são as apresentadas por CHANDLER *et al.* (1992) e recomendadas por MARINHO (1995):

- Para umidades do papel filtro (w) > 47 % , Sucção (kPa) = $10^{(6,05 - 2,48 \log w)}$
- Para umidades do papel filtro (w) ≤ 47 % , Sucção (kPa) = $10^{(4,84 - 0,0622 w)}$

Os procedimentos adotados para medição da sucção matricial foram os mesmos que os utilizados por FEUERHARMEL (2003) e são descritos a seguir.

Após a realização do ensaio de compressão simples, com o auxílio de uma espátula, uma pequena amostra cilíndrica, de aproximadamente 5 cm de diâmetro por 2,5 cm de altura, era obtida do corpo-de-prova rompido. Além da amostra para sucção, através de raspagem da parte central do corpo-de-prova ensaiado, retirava-se uma amostra para determinação do teor de umidade.

Dois pedaços de papel filtro, com área de aproximadamente 2 cm², eram colocados na parte superior da amostra sem sobreposição dos mesmos (figura 5.6a). O papel filtro foi utilizado diretamente da caixa, na condição seco ao ar. O manuseio do papel filtro durante todo o ensaio foi realizado com o auxílio de uma pinça metálica para evitar qualquer alteração nas características originais do papel. Após, cada conjunto (papel filtro + amostra) foi protegido por filme plástico de PVC e embalado em um saco plástico selado para garantir que o fluxo ocorresse somente entre o solo e o papel, sem interferência do ambiente externo (figura 5.6b).

As amostras já embrulhadas e identificadas eram, então, colocadas em uma caixa de isopor com tampa por um período de 7 dias, necessário para que o equilíbrio de sucção entre o solo e o papel filtro fosse alcançado.



(a) (b)
Figura 5.6: corpo-de-prova para ensaio de sucção matricial

Após alcançado o equilíbrio, os papéis filtro eram removidos rapidamente da amostra e colocados em recipientes plásticos numerados e com tampa. Essa operação foi realizada dentro do tempo de 3 a 5 segundos. O peso dos dois conjuntos (papel filtro úmido + recipiente) foi determinado usando uma balança com resolução de 0,0001g.

Depois de obtido o peso úmido de cada conjunto, os papéis eram retirados dos recipientes, colocados em tampas de cápsula (previamente identificada com a mesma numeração do recipiente) e levados a uma estufa de 60° C durante 48 horas. Após secagem, cada papel filtro era retirado da estufa e rapidamente recolocado no mesmo recipiente utilizado para obtenção do peso úmido. Determinava-se, então o peso seco de cada conjunto.

Após a obtenção do peso seco, os papéis filtro eram descartados e os recipientes pesados. Através desses dados, o teor de umidade de cada papel filtro foi calculado. Com o teor de umidade e a correspondente equação de calibração, obtinha-se a sucção no papel filtro, e a média dos dois valores considerada igual à sucção existente na amostra.

5.3 MATERIAIS

5.3.1 Solo

O solo utilizado nesta pesquisa é o residual de arenito da formação Botucatu. Esse solo tem sido utilizado em pesquisas realizadas nos laboratórios de Mecânica dos Solos (LMS), Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental (LEGG) e Laboratório de Resíduos, Novos Materiais e Geotecnia Ambiental (ENVIRONGEO) da UFRGS, o que contribuiu para o conhecimento de suas propriedades físicas, químicas e do seu comportamento mecânico (NÚÑEZ 1991; PRIETTO 1996; HEINECK, 1998; ROTTA, 2000; FERREIRA, 2002).

Além da existência de trabalhos prévios, a escolha deste solo se deu por três fatores básicos:

- É um solo que cobre uma extensa área do território do Rio Grande do Sul sob regiões de relevante importância econômica.
- possui algumas características como erodibilidade e baixa capacidade de suporte, fazendo deste um material que necessita de algum tipo de adequação ou melhoria para emprego sob condições mais severas do ponto de vista de engenharia;
- por sua uniformidade de características físicas e boa trabalhabilidade em laboratório.

A jazida, de onde foi coletada a amostra, situa-se às margens da rodovia estadual RS-240, na localidade de Vila Scharlau, município de São Leopoldo no Rio Grande do Sul (figura 5.7).

NÚÑEZ (1991) realizou uma ampla caracterização físico-química e mineralógica do arenito Botucatu. Na tabela 5.2 são apresentadas as propriedades físicas médias do solo determinadas pelo referido autor, juntamente com os respectivos coeficientes de variação (CV) e, na tabela 5.3, são apresentadas as características mineralógicas e físico-químicas.



Figura 5.7: talude de onde foi retirada a amostra de solo

Tabela 5.2: propriedades físicas do arenito Botucatu (NÚÑEZ, 1991)

PROPRIEDADES	VALORES MÉDIOS	CV (%)
Limite de Liquidez (LL)	21%	3,61
Limite de Plasticidade (LP)	17%	6,44
Índice de Plasticidade(IP)	4%	18,32
Limite de Contração (LC)	19%	3,33
Densidade Real dos Grãos (G)	2,67	0,09
Diâmetro Efetivo (D_{10})	0,003 mm	-
Coefficiente de Uniformidade (C_u)	43	-
% de Areia Média ($0,42 < \phi < 2$ mm)	4,3%	49,15
% de Areia fina ($0,074 < \phi < 0,42$ mm)	50,3%	6,22
% de Silte ($0,005 < \phi < 0,074$ mm)	32,4%	6,36
% de Argila ($\phi < 0,005$ mm)	13,0%	16,14

Os parâmetros da curva granulométrica, diâmetro efetivo (D_{10}) e coeficiente de uniformidade (C_u), seguem as definições apresentadas por LAMBE & WHITMAN (1979).

Tabela 5.3: propriedades físico-químicas do arenito Botucatu (NÚÑEZ, 1991)

Difratograma de Raios-X da Fração Argila	Fração Cristalina	15,70 %
	Caolinita	9,20 %
	Hematita	3,20 %
	Micas e Ilita	2,10 %
	Quartzo	1,20 %
	Fração Amorfa	84,30 %
Análise Química da Fração Argila	SiO ₂	9,70 %
	Al ₂ O ₃	6,69 %
	Fe ₂ O ₃	1,21 %
Análise Físico-química do Solo	pH	4,7
	Matéria Orgânica	0 %

A curva granulométrica da amostra utilizada para confecção de todos os corpos-de-prova desta pesquisa é apresentada na figura 5.8.

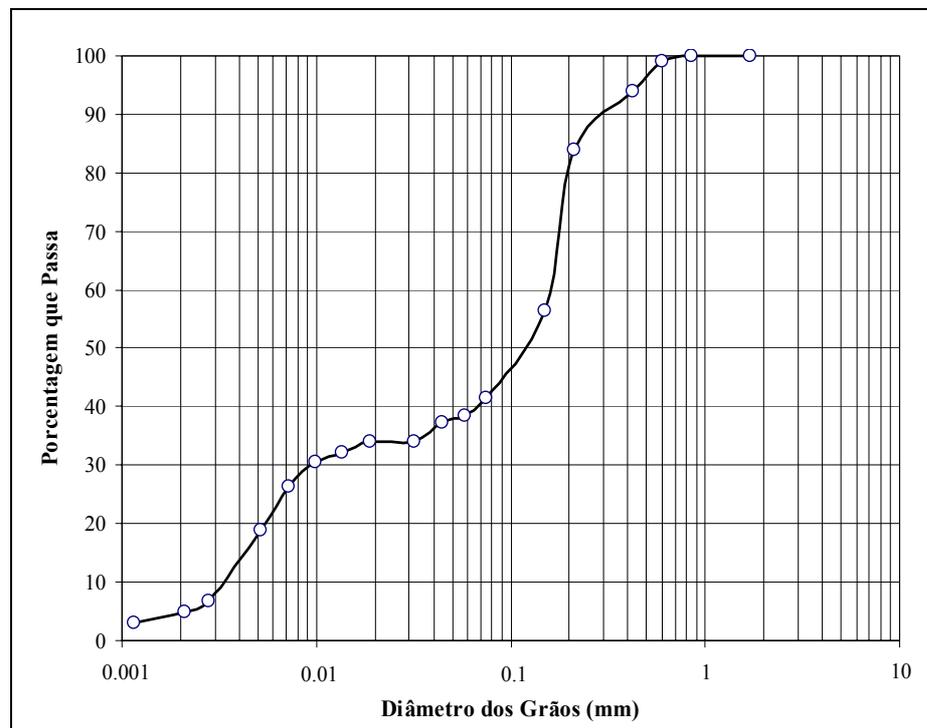


Figura 5.8: curva granulométrica da amostra de solo

As frações granulométricas, bem como, os demais resultados obtidos dos ensaios de caracterização, estão sumarizados na tabela 5.4.

Tabela 5.4: propriedades físicas da amostra de arenito Botucatu

PROPRIEDADES	VALORES	NORMA SEGUIDA PARA CLASSIFICAÇÃO E/OU ENSAIO	OBSERVAÇÕES
Limite de Liquidez (LL)	23%	NBR 6459/84	-
Limite de Plasticidade (LP)	13%	NBR 7180/84	-
Índice de Plasticidade (IP)	10%	-	-
Densidade Real dos Grãos (G)	2,64	NBR 6508/84	Média de 3 determinações
% de Areia Média ($0,2 < \phi < 0,6$ mm)	16,2%	NBR 6502/95	Com uso de defloculante
% de Areia fina ($0,06 < \phi < 0,2$ mm)	45,4%		
% de Silte ($0,002 < \phi < 0,06$ mm)	33,4%		
% de Argila ($\phi < 0,002$ mm)	5,0%		
Diâmetro Efetivo (D_{10})	0,0032 mm	NBR 6502/95	-
Coefficiente de Uniformidade (C_u)	50	NBR 6502/95	-

Pelos resultados obtidos da caracterização, verifica-se que o solo utilizado na presente pesquisa pode ser classificado como uma areia fina siltosa, desuniforme, mediamente plástica.

Os resultados dos ensaios de compactação da amostra utilizada estão graficados na figura 5.9. Nela pode-se observar as curvas de compactação, obtidas para as energias normal, intermediária e modificada do ensaio de Proctor, bem como as curvas de 100% e 89% de saturação. Os pares de dados massa específica aparente seca e teor de umidade plotados na figura 5.9, estão detalhados na tabela 5.5.

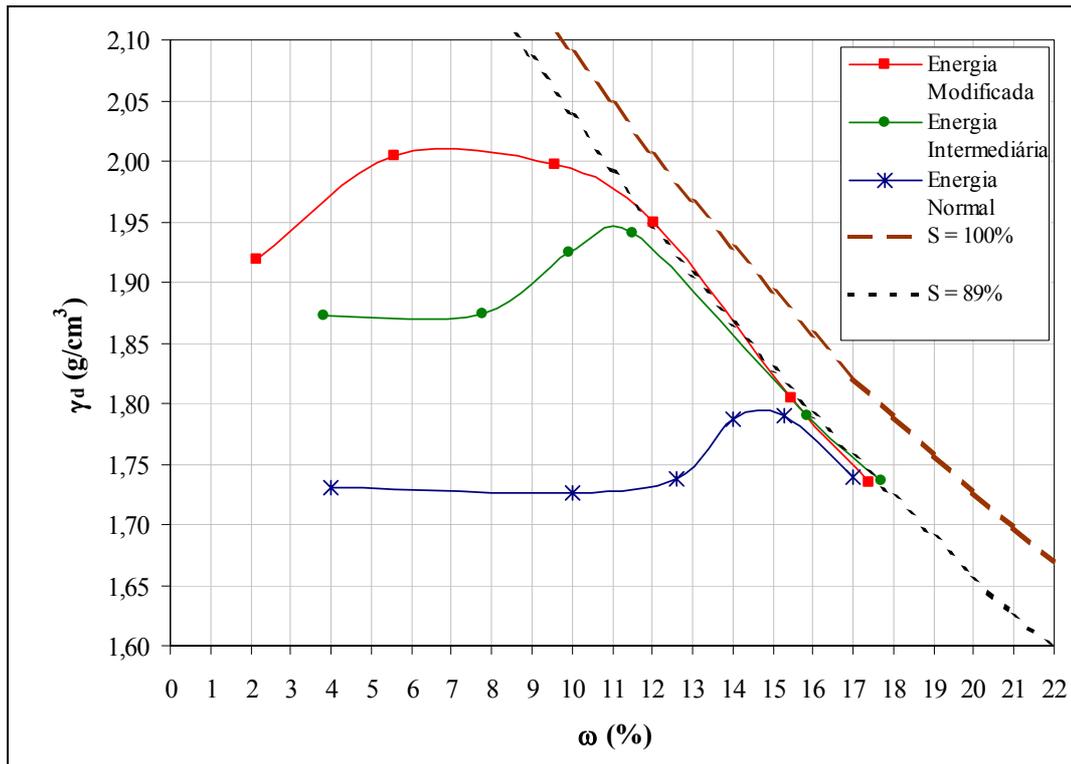


Figura 5.9: curvas de compactação do solo residual de arenito Botucatu

Tabela 5.5: resultados dos ensaios de compactação

RESULTADOS DOS ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO					
ENERGIA NORMAL		ENERGIA INTERMEDIÁRIA		ENERGIA MODIFICADA	
ω (%)	γ _d (g/cm ³)	ω (%)	γ _d (g/cm ³)	ω (%)	γ _d (g/cm ³)
4,0	1,73	3,8	1,87	2,1	1,92
10,0	1,73	7,8	1,87	5,6	2,00
12,6	1,74	9,9	1,93	9,6	2,00
14,0	1,79	11,5	1,94	12,1	1,95
15,3	1,79	15,9	1,79	15,5	1,80
17,0	1,74	17,7	1,74	17,4	1,73

5.3.2 Cimento

O material cimentante utilizado é cimento Portland de alta resistência inicial (CP V-ARI). Este material foi escolhido devido ao seu acelerado ganho de resistência, atingindo aos 7 dias de idade cerca de 80% da resistência obtida ao 28 dias, como ilustrado pela figura 5.10.

Essa característica permitiu que o tempo de cura adotado para a execução dos ensaios compressivos fosse de 7 dias. Além disso, o avançado estágio de hidratação atingido nesta idade tende a gerar uma menor dispersão dos resultados dos ensaios de resistência à compressão simples.

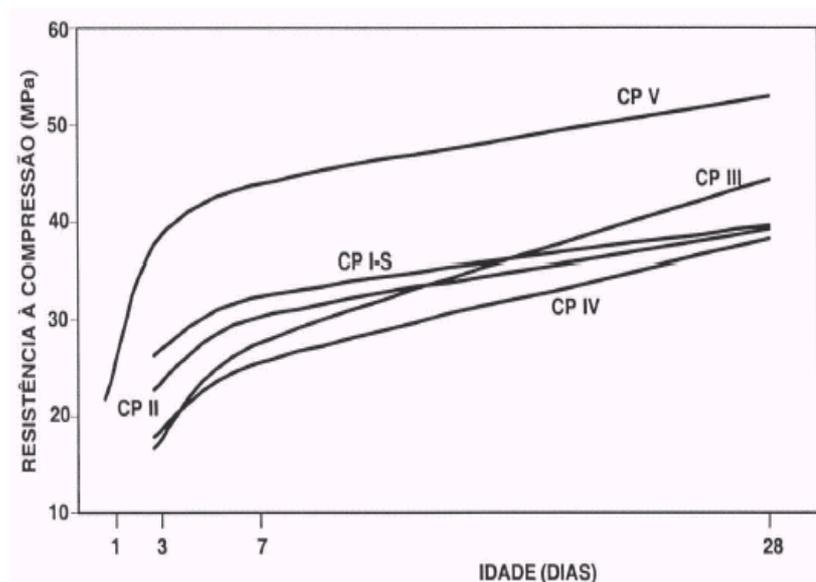


Figura 5.10: evolução média da resistência à compressão dos distintos tipos de cimento. (ABCP, 2002)

Os ensaios de massa específica do cimento seguiram as recomendações da NBR NM 23/2001. Obteve-se, a partir de três determinações o valor médio de $3,15 \text{ g/cm}^3$.

5.3.3 Água

A água utilizada para a moldagem dos corpos-de-prova foi a potável proveniente da rede de abastecimento pública. Já para os ensaios de caracterização utilizou-se água destilada quando especificada pela respectiva norma.

5.4 PROGRAMA DE ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES

O programa de ensaios de compressão simples constituiu a principal etapa desta pesquisa e objetivou avaliar a influência das variáveis: teor de cimento, porosidade, teor de umidade de moldagem, relação água/cimento e relação vazios/cimento sobre a resistência mecânica de um solo artificialmente cimentado. Para que seja possível a mensuração da influência de uma variável isoladamente é necessário que as outras variáveis sejam mantidas constantes.

Para isto foi elaborado o programa de ensaios conforme apresenta a figura 5.11. Nela pode-se observar as curvas de compactação do arenito Botucatu (sem a adição de cimento), para as energias usuais do ensaio de Proctor (normal, intermediária e modificada) e a localização dos pontos de moldagem dos corpos-de-prova.

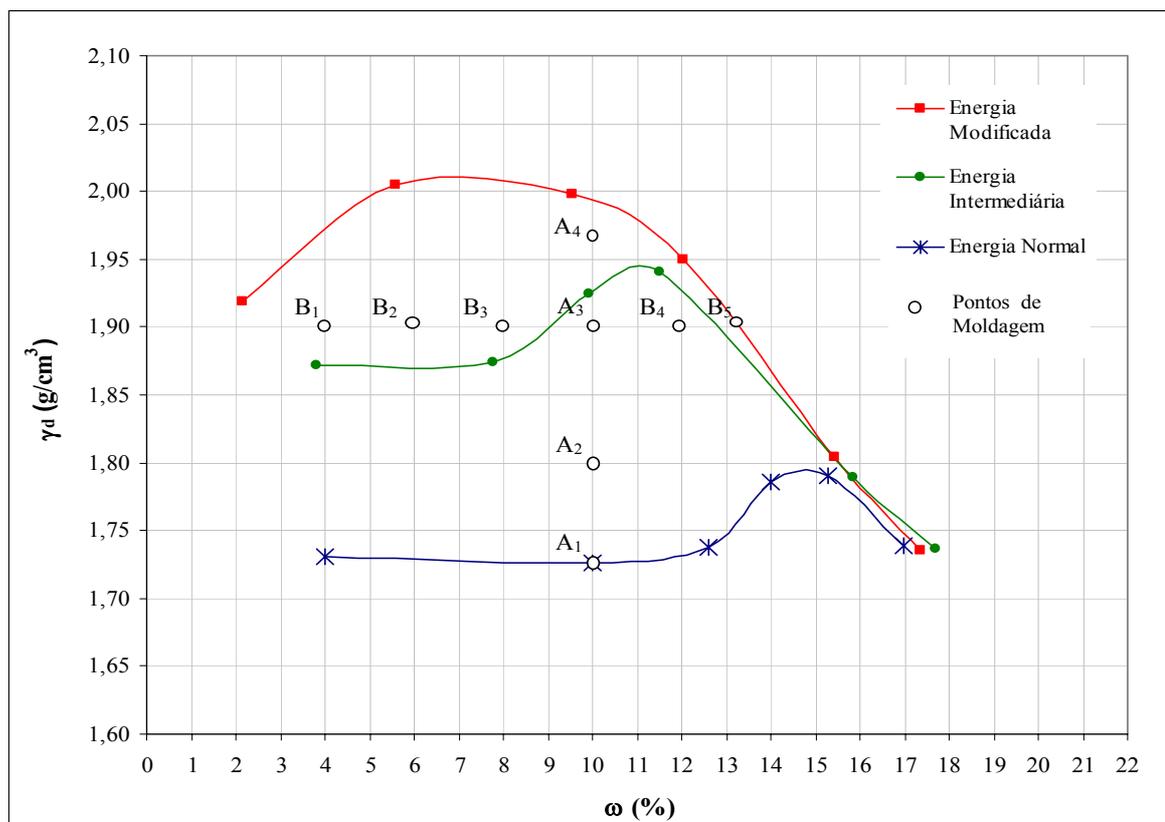


Figura 5.11: programa de ensaios de compressão simples

Observa-se que os pontos de moldagem foram posicionados em duas linhas. Uma linha vertical (pontos: A₁, A₂, A₃ e A₄), denominada linha “A”, com um mesmo teor de umidade e diferentes massas específicas aparentes secas e, em uma linha horizontal, denominada linha “B” (pontos: B₁, B₂, B₃, A₃, B₄ e B₅), com mesma massa específica aparente seca e diferentes teores de umidade. A tabela 5.6 apresenta os pares massa específica aparente seca e teor de umidade para todos os pontos do programa de ensaios.

Tabela 5.6: pontos de moldagem

PONTOS DE MOLDAGEM		
PONTO	γ_d (g/cm³)	ω (%)
A ₁	1,73	10,0
A ₂	1,80	10,0
A ₃	1,90	10,0
A ₄	1,97	10,0
B ₁	1,90	4,0
B ₂	1,90	6,0
B ₃	1,90	8,0
B ₄	1,90	12,0
B ₅	1,90	13,4

A posição dos pontos de moldagem foi estabelecida de modo que estes ficassem compreendidos dentro de uma faixa de massas específicas aparentes secas e teores de umidade exequíveis numa situação de campo. Cada ponto da linha “A”, foi moldado com 5 diferentes teores de cimento (C): 1%, 2%, 3%, 5% e 7%. Já os pontos da linha “B” foram moldados com 3 teores diferentes de cimento: 2%, 9% e 12%.

Tais teores (1% à 12%) foram escolhidas a partir da experiência brasileira e internacional com o solo-cimento, tanto em nível experimental quanto em aplicações diversas como, por exemplo, em rodovias ou para proteção de barragens.

Devido à dispersão característica dos ensaios de compressão simples, cada corpo-de-prova foi moldado em triplicata, obtendo-se assim, uma maior confiabilidade nos resultados.

Nos itens a seguir será explicitado em maior detalhe de que maneira serão feitas as análises com base no programa de ensaios apresentado.

5.4.1 Método de Avaliação da Influência do Teor de Cimento e da Porosidade

A avaliação da influência do teor de cimento e da porosidade sobre a resistência à compressão simples do solo artificialmente cimentado será feita através dos pontos da linha “A”.

Como cada ponto da linha “A” foi moldado com 5 diferentes porcentagens de cimento (1%, 2%, 3%, 5% e 7%), será possível avaliar a influência desta variável já que, para um mesmo ponto, será mantida a mesma massa específica aparente seca e o mesmo teor de umidade, apenas aumentando a quantidade de cimento adicionada.

A avaliação da influência da porosidade será feita através dos pontos da linha “A”, com mesma porcentagem de cimento, mesmo teor de umidade, porém com diferentes porosidades.

5.4.2 Método de Avaliação da Influência do Teor de Umidade e da Relação Água/Cimento

A avaliação da influência do teor de umidade será feita através dos pontos da linha “B”. Nesta linha os pontos possuem a mesma massa específica aparente seca, mesma quantidade de cimento (2%, 9% ou 12%) e teores de umidade crescentes.

A relação água/cimento também será avaliado através dos resultados dos ensaios de resistência à compressão simples dos pontos de moldagem posicionados na linha “B”. Para esta avaliação serão utilizadas os teores de 2% e 9% de cimento. Os teores de 2 e 9% de cimento foram intencionalmente escolhidos, diferentemente dos utilizados para a análise dos pontos da linha “A”, porque estas porcentagens de cimento conduzem a relações água/cimento compreendidas numa ampla faixa de valores (0,48 a 6,83), conforme mostra a tabela 5.7, e complementam-se sem sobreposições de dados. A relação água/cimento é definida como a massa de água (a) dividida pela massa de cimento (c_i) e pode ser calculada pela equação 5.1.

$$a/c_i = \frac{\omega}{C} \cdot \left(\frac{C}{100} + 1 \right) \quad (\text{equação 5.1})$$

Onde: ω = teor de umidade expresso em porcentagem

C = teor de cimento em relação à massa de solo seco, expresso em porcentagem.

Tabela 5.7: relações água/cimento da linha “B”

PONTO	ω (%)	FATORES ÁGUA/CIMENTO (a/c _i)	
		C = 2%	C = 9%
B ₁	4,0	2,04	0,48
B ₂	6,0	3,06	0,73
B ₃	8,0	4,08	0,97
A ₃	10,0	5,10	1,21
B ₄	12,0	6,12	1,45
B ₅	13,4	6,83	1,62

5.4.3 Método de Avaliação do Fator Vazios/Cimento

Neste trabalho será adotada, em primeira instância, como definição de fator vazios/cimento a mesma expressão utilizada por LARNACH (1960):

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

Tanto os corpos-de-prova moldados na linha “A” quanto os moldados na linha “B” serão utilizados na avaliação deste fator. Com isso um grande e contínuo espectro de valores para este fator foi obtida ($5 < \frac{V_v}{V_{ci}} < 65$). Isso permitirá uma visão mais ampla do fenômeno do que a obtida por LARNACH (1960), onde a variação utilizada para o fator vazios/cimento foi de $2 < \frac{V_v}{V_{ci}} < 14$.

6 RESULTADOS EXPERIMENTAIS

6.1 ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES

As tabelas 6.1 e 6.2 apresentam as características de todos os corpos-de-prova ensaiados à compressão simples, cujos parâmetros de moldagem ficaram dentro das tolerâncias estabelecidas no programa experimental. Os corpos-de-prova da linha vertical “A”, do programa de ensaios, são apresentados na tabela 6.1 e os corpos-de-prova da linha horizontal “B”, na tabela 6.2. Pode-se observar nestas tabelas que os dados foram agrupados a cada três linhas pois correspondem às três repetições para um mesmo ponto de moldagem (mesmo teor de umidade, porosidade e teor de cimento).

A partir dos dados constantes na tabela 6.1, foram elaboradas as figuras 6.1 a 6.4, a partir das quais alguns aspectos relevantes do comportamento do solo-cimento em estudo são evidenciados.

Na figura 6.1 são apresentadas as curvas de ajuste da variação da resistência à compressão simples em função do teor de cimento. Cada curva, isoladamente, possui a mesma massa específica aparente seca e todas os pontos possuem o mesmo teor de umidade ($\omega=10\%$). Cada ponto plotado corresponde à média de resistência de três corpos-de-prova moldados com características idênticas.

Pode-se observar que a quantidade de cimento tem um grande efeito sobre a resistência à compressão simples do material. Mesmo pequenas adições de cimento são suficientes para gerar enormes ganhos de resistência. Ao se aumentar a quantidade de cimento de 1% para 7%, a resistência à compressão simples, em média, quintuplicou.

Verifica-se também que, na faixa de teores estudados, a resistência à compressão simples aumenta linearmente com o aumento da quantidade de cimento. Além disso, a taxa de aumento da resistência, representada pela inclinação das retas de ajuste, aumenta com o aumento da massa específica aparente seca.

Tabela 6.1: dados gerais dos corpos-de-prova da linha "A"

Corpo-de-prova	C (%)	C _{iv} (%)	γ _d (g/cm ³)	e	η (%)	ω (%)	V _{cp} (cm ³)	V _v (cm ³)	V _{ci} (cm ³)	a/c _i	V _v /V _{ci}	(V _v)/(V _{ci} ^{0.28})	η / (C _{iv}) ^{0.28}	q _u (kPa)	q _u média (kPa)	S (%)	S _f (%)	Sucção (kPa)
A1-1	1,0	0,55	1,74	0,519	34,2	9,54	196,4	67,1	1,07	9,64	62,4	65,7	40,4	242	231	48,6	x	x
A1-2	1,0	0,54	1,73	0,530	34,6	9,92	197,5	68,4	1,07	10,02	63,7	67,0	41,1	232		49,5	x	41
A1-3	1,0	0,54	1,73	0,531	34,7	9,62	197,5	71,4	1,06	9,71	63,9	70,2	41,3	218		47,9	x	x
A2-1	1,0	0,57	1,81	0,461	31,6	10,48	195,2	61,6	1,11	10,58	55,5	59,8	37,0	389	369	57,4	x	x
A2-2	1,0	0,57	1,81	0,462	31,6	10,32	195,0	61,6	1,11	10,42	55,6	59,8	37,0	361		56,3	x	x
A2-3	1,0	0,56	1,79	0,477	32,3	10,15	197,5	63,8	1,11	10,25	57,4	62,0	38,0	356		53,8	87,8	54
A3-1	1,0	0,60	1,90	0,395	28,3	9,63	197,3	55,9	1,18	9,72	47,5	53,3	32,7	501	504	61,0	x	x
A3-2	1,0	0,59	1,88	0,406	28,9	10,31	197,7	57,1	1,17	10,41	48,8	54,6	33,4	465		63,7	88,0	259
A3-3	1,0	0,60	1,90	0,394	28,3	10,29	196,5	55,6	1,17	10,39	47,4	53,2	32,7	547		65,3	x	x
A4-1	1,0	0,61	1,95	0,354	26,2	9,90	202,3	52,9	1,24	10,00	42,6	49,8	30,0	669	710	69,6	x	x
A4-2	1,0	0,61	1,95	0,359	26,4	10,50	199,1	52,6	1,22	10,61	43,2	49,8	30,3	766		72,9	x	x
A4-3	1,0	0,62	1,98	0,333	25,0	9,71	198,7	49,7	1,24	9,80	40,1	46,7	28,5	694		72,3	92,3	266
A1-1	2,0	1,09	1,75	0,513	33,9	10,42	193,6	65,7	2,11	5,31	31,1	53,3	33,1	423	421	53,8	87,2	77
A1-2	2,0	1,08	1,73	0,527	34,5	10,41	196,4	67,8	2,12	5,31	32,0	54,9	33,8	460		52,3	x	x
A1-3	2,0	1,09	1,75	0,516	34,0	10,49	194,0	66,0	2,11	5,35	31,3	53,5	33,2	379		53,9	x	x
A2-1	2,0	1,13	1,82	0,451	31,1	10,20	194,0	60,3	2,20	5,20	27,4	48,4	30,0	546	572	59,8	87,0	277
A2-2	2,0	1,13	1,82	0,454	31,2	10,23	194,4	60,7	2,20	5,22	27,6	48,7	30,2	608		59,6	x	x
A2-3	2,0	1,13	1,82	0,458	31,4	10,23	194,8	61,2	2,20	5,22	27,8	49,1	30,4	562		59,2	x	x
A3-1	2,0	1,18	1,90	0,394	28,3	10,34	196,7	55,6	2,33	5,27	23,9	43,9	26,9	842	842	69,5	87,9	388
A3-2	2,0	1,18	1,89	0,405	28,8	10,09	197,3	56,8	2,32	5,15	24,5	44,9	27,5	828		66,1	x	x
A3-3	2,0	1,17	1,88	0,405	28,9	10,09	199,9	57,7	2,34	5,15	24,6	45,5	27,6	855		65,9	x	x
A4-1	2,0	1,22	1,96	0,349	25,9	9,69	197,9	51,2	2,42	4,94	21,2	40,0	24,5	965	1066	73,4	x	x
A4-2	2,0	1,22	1,96	0,352	26,0	10,36	196,5	51,2	2,40	5,29	21,4	40,0	24,6	1133		78,0	x	x
A4-3	2,0	1,22	1,96	0,351	26,0	10,17	196,5	51,1	2,40	5,19	21,3	40,0	24,6	1099		76,7	87,8	1797

Tabela 6.1 (continuação): dados gerais dos corpos-de-prova da linha "A"

Corpo-de-prova	C (%)	C _{iv} (%)	γ _d (g/cm ³)	e	η (%)	ω (%)	V _{cp} (cm ³)	V _v (cm ³)	V _{ci} (cm ³)	a/c _i	V _v /V _{ci}	(V _v)/(V _{ci} ^{0,28})	η / (C _{iv}) ^{0,28}	q _u (kPa)	q _u média (kPa)	S (%)	S _r (%)	Sucção (kPa)
A1-1	3,0	1,62	1,75	0,511	33,8	10,49	194,4	65,8	3,15	3,60	20,9	47,7	29,6	652	631	54,4	x	x
A1-2	3,0	1,62	1,75	0,513	33,9	9,61	194,6	66,0	3,15	3,30	20,9	47,9	29,6	629		47,6	90,6	65
A1-3	3,0	1,61	1,74	0,524	34,4	10,12	196,3	67,5	3,16	3,47	21,4	48,9	30,1	611		51,3	x	x
A2-1	3,0	1,68	1,82	0,456	31,3	9,94	194,4	60,9	3,27	3,41	18,6	43,7	27,1	798	867	57,8	84,8	107
A2-2	3,0	1,68	1,82	0,455	31,3	9,69	194,8	60,9	3,28	3,33	18,5	43,7	27,0	929		56,5	x	x
A2-3	3,0	1,69	1,82	0,454	31,2	9,84	194,6	60,8	3,28	3,38	18,5	43,6	27,0	873		57,5	x	x
A3-1	3,0	1,74	1,88	0,409	29,0	10,45	198,9	57,8	3,46	3,59	16,7	40,8	24,9	1126	1136	67,7	x	x
A3-2	3,0	1,74	1,88	0,408	29,0	10,10	197,9	57,3	3,45	3,47	16,6	40,5	24,8	1086		62,4	84,1	80
A3-3	3,0	1,76	1,90	0,398	28,5	10,36	198,1	56,4	3,48	3,56	16,2	39,8	24,3	1197		65,4	x	x
A4-1	3,0	1,81	1,96	0,352	26,0	10,36	197,3	51,4	3,58	3,56	14,3	35,9	22,0	1306	1362	73,5	x	x
A4-2	3,0	1,80	1,95	0,361	26,5	9,53	199,1	52,8	3,59	3,27	14,7	36,9	22,5	1369		70,1	x	x
A4-3	3,0	1,80	1,95	0,363	26,7	9,53	199,5	53,2	3,59	3,27	14,8	37,2	22,6	1412		69,6	85,8	119
A1-1	5,0	2,62	1,73	0,534	34,8	9,78	196,7	68,5	5,16	2,05	13,3	43,2	26,6	896	838	48,8	x	x
A1-2	5,0	2,62	1,73	0,537	34,9	9,98	196,6	68,7	5,14	2,09	13,4	43,4	26,7	840		49,4	85,6	60
A1-3	5,0	2,63	1,74	0,531	34,7	10,04	196,0	68,0	5,15	2,11	13,2	43,0	26,5	777		50,3	x	x
A2-1	5,0	2,71	1,80	0,481	32,4	9,69	197,1	64,0	5,35	2,04	12,0	40,0	24,5	1116	1197	53,7	x	x
A2-2	5,0	2,73	1,81	0,473	32,1	9,91	196,0	63,0	5,35	2,08	11,8	39,4	24,2	1159		55,7	87,8	115
A2-3	5,0	2,73	1,81	0,473	32,1	10,01	197,1	63,3	5,38	2,10	11,8	39,5	24,3	1315		56,3	x	x
A3-1	5,0	2,84	1,88	0,417	29,4	10,48	197,5	58,1	5,61	2,20	10,4	35,9	22,0	1603	1759	66,9	x	x
A3-2	5,0	2,85	1,89	0,410	29,1	10,31	197,1	57,3	5,62	2,17	10,2	35,3	21,7	1755		66,9	85,6	76
A3-3	5,0	2,89	1,92	0,389	28,0	10,08	196,9	55,2	5,70	2,12	9,7	33,9	20,8	1920		68,9	x	x
A4-1	5,0	2,94	1,95	0,366	26,8	10,31	198,3	53,2	5,84	2,16	9,1	32,4	19,8	2460	2240	74,8	x	x
A4-2	5,0	2,94	1,95	0,365	26,8	10,12	200,7	53,7	5,91	2,13	9,1	32,7	19,8	2174		73,7	91,4	78
A4-3	5,0	2,94	1,95	0,367	26,9	9,84	198,7	53,4	5,85	2,07	9,1	32,5	19,8	2087		71,3	x	x

Tabela 6.1 (continuação): dados gerais dos corpos-de-prova da linha "A"

Corpo-de-prova	C (%)	C _{iv} (%)	γ_d (g/cm ³)	e	η (%)	ω (%)	V _{cp} (cm ³)	V _v (cm ³)	V _{ci} (cm ³)	a/c _i	V _v /V _{ci}	(V _v)/(V _{ci} ^{0,28})	$\eta / (C_{iv})^{0,28}$	q _u (kPa)	q _u média (kPa)	S (%)	S _r (%)	Sucção (kPa)
A1-1	7,0	3,62	1,75	0,528	34,6	10,03	194,8	67,4	7,06	1,53	9,5	39,0	24,1	1271	1300	50,6	82,8	121
A1-2	7,0	3,61	1,74	0,532	34,7	9,97	194,8	67,7	7,04	1,52	9,6	39,2	24,2	1335		49,9	x	x
A1-3	7,0	3,64	1,75	0,523	34,3	9,54	194,8	66,9	7,09	1,46	9,4	38,7	23,9	1294		48,7	x	x
A2-1	7,0	3,74	1,80	0,480	32,4	9,84	197,1	63,9	7,38	1,50	8,7	36,5	22,4	1626	1805	54,7	x	x
A2-2	7,0	3,76	1,81	0,471	30,0	9,81	195,8	62,7	7,37	1,50	8,5	35,8	20,7	1869		55,6	x	x
A2-3	7,0	3,78	1,82	0,468	31,9	9,50	195,8	62,4	7,39	1,45	8,4	35,7	22,0	1920		54,1	75,4	124
A3-1	7,0	3,93	1,89	0,410	29,1	9,50	197,1	57,3	7,75	1,45	7,4	32,3	19,8	2445	2611	61,9	88,8	77
A3-2	7,0	3,89	1,88	0,423	29,7	9,55	199,3	59,2	7,76	1,46	7,6	33,4	20,3	2647		60,3	x	x
A3-3	7,0	3,90	1,88	0,420	29,6	10,40	198,3	58,7	7,74	1,59	7,6	33,1	20,2	2741		66,1	x	x
A4-1	7,0	4,05	1,95	0,367	26,9	9,51	199,5	53,6	8,09	1,45	6,6	29,9	18,2	3317	3239	69,0	89,5	113
A4-2	7,0	4,05	1,95	0,368	26,9	9,84	198,3	53,3	8,04	1,50	6,6	29,7	18,2	3249		71,4	x	x
A4-3	7,0	4,05	1,95	0,368	26,9	9,73	198,7	53,4	8,05	1,49	6,6	29,8	18,2	3150		70,6	x	x

Tabela 6.2: dados gerais dos corpos-de-prova da linha "B"

Corpo-de-prova	C (%)	C _{iv} (%)	γ _d (g/cm ³)	e	η (%)	ω (%)	V _{cp} (cm ³)	V _v (cm ³)	V _{ci} (cm ³)	a/c _i	V _v /V _{ci}	(V _v)/(V _{ci} ^{0.28})	η / (C _{iv}) ^{0.28}	q _u (kPa)	q _u média (kPa)	S (%)	S _f (%)	Sucção (kPa)
B1-1	2,0	1,17	1,89	0,403	28,7	4,17	196,9	56,6	2,31	2,13	24,5	44,8	27,5	624	602	27,4	90,4	628
B1-2	2,0	1,18	1,90	0,393	28,2	4,39	198,9	56,2	2,35	2,24	23,9	44,2	26,9	621		29,6	x	x
B1-3	2,0	1,17	1,88	0,409	29,0	4,18	197,9	57,4	2,32	2,13	24,8	45,4	27,7	561		27,1	x	x
B2-1	2,0	1,17	1,88	0,409	29,0	5,68	199,3	57,8	2,33	2,90	24,8	45,6	27,8	745	743	36,8	86,3	x
B2-2	2,0	1,18	1,89	0,404	28,8	5,64	198,1	57,0	2,33	2,87	24,5	45,0	27,5	721		36,9	x	x
B2-3	2,0	1,18	1,90	0,395	28,3	6,27	196,7	55,7	2,33	3,20	24,0	43,9	27,0	762		42,1	94,8	292
B3-1	2,0	1,18	1,90	0,395	28,3	7,53	198,1	56,1	2,34	3,84	24,0	44,2	27,0	740	728	50,5	89,4	202
B3-2	2,0	1,18	1,89	0,399	28,5	7,67	198,1	56,5	2,34	3,91	24,2	44,5	27,2	751		50,9	x	x
B3-3	2,0	1,18	1,89	0,399	28,5	8,11	197,3	56,3	2,32	4,14	24,2	44,5	27,3	693		53,8	x	x
A3-1	2,0	1,18	1,90	0,394	28,3	10,34	196,7	55,6	2,33	5,27	23,9	43,9	26,9	842	842	69,5	87,9	388
A3-2	2,0	1,18	1,89	0,405	28,8	10,09	197,3	56,8	2,32	5,15	24,5	44,9	27,5	828		66,1	x	x
A3-3	2,0	1,17	1,88	0,405	28,9	10,09	199,9	57,7	2,34	5,15	24,6	45,5	27,6	855		65,9	x	x
B4-1	2,0	1,17	1,88	0,407	28,9	12,42	199,3	57,6	2,34	6,33	24,7	45,4	27,6	858	799	80,9	87,7	180
B4-2	2,0	1,17	1,88	0,406	28,9	11,53	199,7	57,6	2,34	5,88	24,6	45,4	27,6	778		75,3	x	x
B4-3	2,0	1,18	1,89	0,403	28,7	11,86	198,7	57,1	2,34	6,05	24,4	45,0	27,4	760		78,0	x	x
B5-1	2,0	1,17	1,88	0,406	28,9	12,92	198,1	57,2	2,32	6,59	24,6	45,2	27,6	738	718	84,3	x	x
B5-2	2,0	1,17	1,88	0,406	28,9	13,13	198,3	57,3	2,33	6,70	24,6	45,2	27,6	753		85,7	x	x
B5-3	2,0	1,17	1,88	0,407	28,9	13,40	197,9	57,2	2,32	6,83	24,7	45,2	27,7	662		87,2	87,9	774

Tabela 6.2 (continuação): dados gerais dos corpos-de-prova da linha "B"

Corpo-de-prova	C (%)	C _{iv} (%)	γ_d (g/cm ³)	e	η (%)	ω (%)	V _{cp} (cm ³)	V _v (cm ³)	V _{ci} (cm ³)	a/c _i	V _v /V _{ci}	(V _v)/(V _{ci} ^{0.28})	$\eta / (C_{iv})^{0.28}$	q _u (kPa)	q _u média (kPa)	S (%)	S _f (%)	Sucção (kPa)
B1-1	9,0	4,96	1,89	0,416	29,4	4,01	197,9	58,1	9,81	0,49	5,9	30,7	18,8	2364	2301	25,8	94,3	1470
B1-2	9,0	4,94	1,88	0,421	29,6	4,45	197,3	58,4	9,74	0,54	6,0	30,9	18,9	2220		28,3	x	x
B1-3	9,0	4,93	1,89	0,415	29,3	4,49	197,7	57,7	9,75	0,54	5,9	30,5	18,8	2320		28,9	x	x
B2-1	9,0	4,98	1,90	0,409	29,0	6,32	196,5	57,0	9,78	0,77	5,8	30,1	18,5	3173	3406	41,4	x	x
B2-2	9,0	4,97	1,90	0,411	29,1	6,23	196,9	57,4	9,79	0,75	5,9	30,3	18,6	3580		40,6	83,3	584
B2-3	9,0	5,03	1,92	0,395	28,3	5,76	196,0	55,5	9,85	0,7	5,6	29,2	18,0	3463		39,0	x	x
B3-1	9,0	5,01	1,91	0,400	28,6	7,81	196,5	56,2	9,85	0,95	5,7	29,6	18,2	3486	3315	52,2	x	x
B3-2	9,0	5,01	1,89	0,400	28,6	7,81	196,5	56,2	9,85	0,95	5,7	29,6	18,2	3045		52,2	x	x
B3-3	9,0	4,96	1,89	0,415	29,3	8,33	197,9	58,0	9,81	1,01	5,9	30,6	18,7	3412		53,8	85,7	328
A3-1	9,0	5,00	1,91	0,404	28,8	10,47	196,4	56,5	9,81	1,27	5,8	29,8	18,3	3792	3588	69,4	x	x
A3-2	9,0	4,95	1,89	0,418	29,5	9,97	198,1	58,4	9,80	1,21	6,0	30,8	18,8	3279		63,9	84,3	290
A3-3	9,0	4,99	1,90	0,405	28,8	10,13	196,7	56,7	9,82	1,23	5,8	29,9	18,4	3692		66,9	x	x
B4-1	9,0	4,97	1,89	0,412	29,2	12,27	197,5	57,7	9,81	1,49	5,9	30,4	18,6	3019	3104	79,6	x	1343
B4-2	9,0	4,98	1,89	0,408	29,0	11,67	197,9	57,3	9,86	1,41	5,8	30,2	18,5	3242		76,6	x	x
B4-3	9,0	5,00	1,91	0,403	28,7	11,50	197,3	56,7	9,87	1,39	5,7	29,9	18,3	3051		76,4	x	x
B5-1	9,0	4,92	1,88	0,425	29,8	13,62	196,7	58,7	9,68	1,65	6,1	31,1	19,1	2416	2533	85,8	x	1073
B5-2	9,0	4,94	1,88	0,420	29,6	13,31	198,7	58,7	9,82	1,61	6,0	31,0	18,9	2626		84,9	x	x
B5-3	9,0	4,97	1,89	0,413	29,2	12,94	197,5	57,7	9,81	1,57	5,9	30,5	18,7	2557		83,8	x	x

Tabela 6.2 (continuação): dados gerais dos corpos-de-prova da linha "B"

Corpo-de-prova	C (%)	C _{iv} (%)	γ_d (g/cm ³)	e	η (%)	ω (%)	V _{cp} (cm ³)	V _v (cm ³)	V _{ci} (cm ³)	a/c _i	V _v /V _{ci}	(V _v)/(V _{ci} ^{0,28})	$\eta / (C_{iv})^{0,28}$	q _u (kPa)	q _u média (kPa)	S (%)	S _f (%)	Sucção (kPa)
B1-1	12,0	6,47	1,90	0,411	29,1	4,04	196,9	57,4	12,75	0,38	4,5	28,1	17,3	2975	3068	26,4	x	x
B1-2	12,0	6,43	1,89	0,422	29,7	4,07	197,7	58,6	12,71	0,38	4,6	28,8	17,6	3137		25,9	85,0	897
B1-3	12,0	6,45	1,90	0,417	29,4	4,05	196,9	57,9	12,70	0,38	4,6	28,4	17,4	3091		26,1	x	x
B2-1	12,0	6,44	1,89	0,418	29,5	6,26	196,2	57,9	12,64	0,58	4,6	28,4	17,5	4125	3903	40,2	x	x
B2-2	12,0	6,42	1,89	0,423	29,7	6,39	197,1	58,6	12,66	0,60	4,6	28,8	17,7	4016		40,6	78,2	349
B2-3	12,0	6,42	1,89	0,423	29,7	6,14	197,1	58,6	12,66	0,57	4,6	28,8	17,7	3568		39,0	x	x
B3-1	12,0	6,50	1,91	0,407	28,9	7,55	197,5	57,2	12,83	0,70	4,5	28,0	17,1	4468	4618	49,8	x	x
B3-2	12,0	6,46	1,90	0,415	29,3	8,24	197,3	57,9	12,74	0,77	4,5	28,4	17,4	4514		53,3	84,2	240
B3-3	12,0	6,45	1,90	0,417	29,4	8,26	197,3	58,1	12,72	0,77	4,6	28,5	17,5	4873		53,2	x	x
A3-1	12,0	6,50	1,91	0,406	28,9	9,87	197,9	57,2	12,86	0,92	4,4	28,0	17,1	5322	5195	65,3	84,6	493
A3-2	12,0	6,50	1,91	0,407	28,9	10,35	196,7	56,9	12,78	0,97	4,5	27,9	17,1	5148		68,3	x	x
A3-3	12,0	6,48	1,91	0,409	29,0	10,33	196,9	57,1	12,77	0,96	4,5	28,0	17,2	5113		67,9	x	x
B4-1	12,0	6,53	1,92	0,399	28,5	11,58	196,7	56,1	12,85	1,08	4,4	27,5	16,9	5415	5055	78,0	87,9	1294
B4-2	12,0	6,45	1,90	0,417	29,4	12,49	197,3	58,0	12,73	1,17	4,6	28,5	17,4	4963		80,5	x	x
B4-3	12,0	6,43	1,89	0,421	29,6	11,92	197,3	58,5	12,69	1,11	4,6	28,7	17,6	4788		76,0	x	x
B5-1	12,0	6,44	1,89	0,420	29,6	13,47	198,3	58,6	12,76	1,26	5,6	28,7	17,6	4142	4063	86,2	x	x
B5-2	12,0	6,40	1,88	0,427	29,9	13,44	199,3	59,6	12,76	1,25	4,7	29,2	17,8	4068		84,6	x	304
B5-3	12,0	6,47	1,90	0,412	29,2	13,04	198,1	57,8	12,82	1,22	4,5	28,3	17,3	3979		84,9	x	x

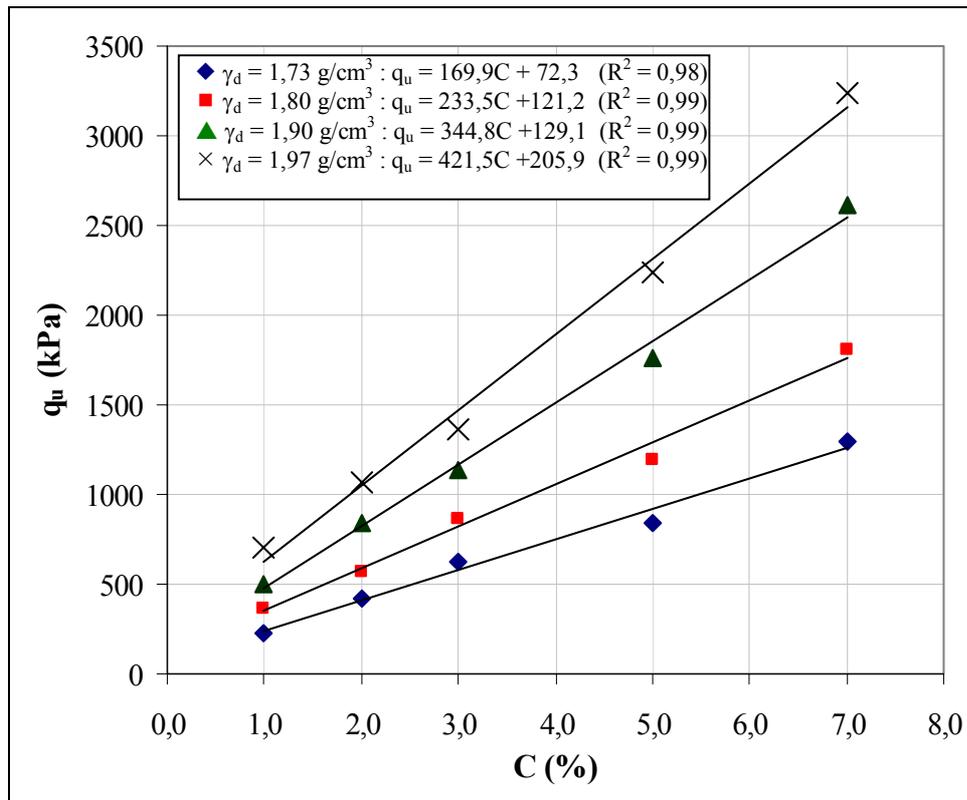


Figura 6.1: variação da resistência à compressão simples em relação ao teor de cimento

Na figura 6.2 são apresentadas as curvas de ajuste da variação da resistência à compressão simples em função da porosidade do solo-cimento compactado. Cada curva, isoladamente, possui o mesmo teor de cimento e todos os pontos possuem o mesmo teor de umidade ($\omega=10\%$). Cada ponto corresponde à média de resistência de três corpos-de-prova moldados com características idênticas.

Verifica-se que, de maneira similar à quantidade de cimento, a porosidade da mistura compactada exerce uma forte influência sobre a resistência à compressão simples do solo-cimento. Independentemente da quantidade de cimento utilizado, a redução na porosidade do material promove ganhos significativos de resistência. Em média a redução de oito pontos percentuais na porosidade do material aumentou em 2,6 vezes a resistência à compressão simples do solo-cimento testado.

A resistência à compressão simples aumentou exponencialmente com a redução da porosidade da mistura compactada.

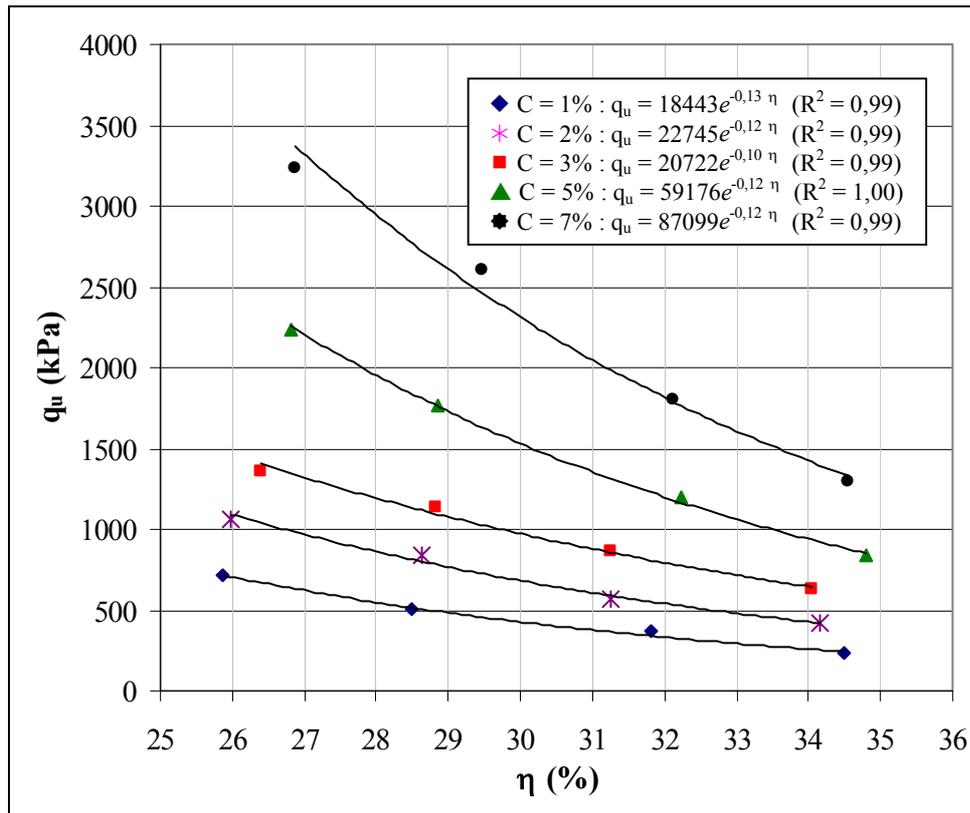


Figura 6.2: variação da resistência à compressão simples em relação à porosidade do solo-cimento

Como já foi mencionado anteriormente, cada ponto plotado nas figuras 6.1 e 6.2, corresponde à média das resistências de três corpos-de-prova considerando idênticos dentro das tolerâncias de moldagem estabelecidas no programa experimental.

No caso da figura 6.2, a porosidade adotada como representativa foi a porosidade média calculada a partir dos três corpos-de-prova considerados idênticos. Entretanto, para que se possa ter uma melhor visão da dispersão dos resultados obtidos na moldagem dos corpos-de-prova e nos ensaios de compressão simples, é apresentada a figura 6.3. Esta figura corresponde à figura 6.2, porém utilizando todos os pontos obtidos na moldagem.

Verifica-se, comparando as figuras 6.2 e 6.3, que os critérios adotados para aceitação dos corpos-de-prova produziram curvas de ajuste do mesmo tipo e com coeficientes de correlação elevados para as duas formas de apresentação.

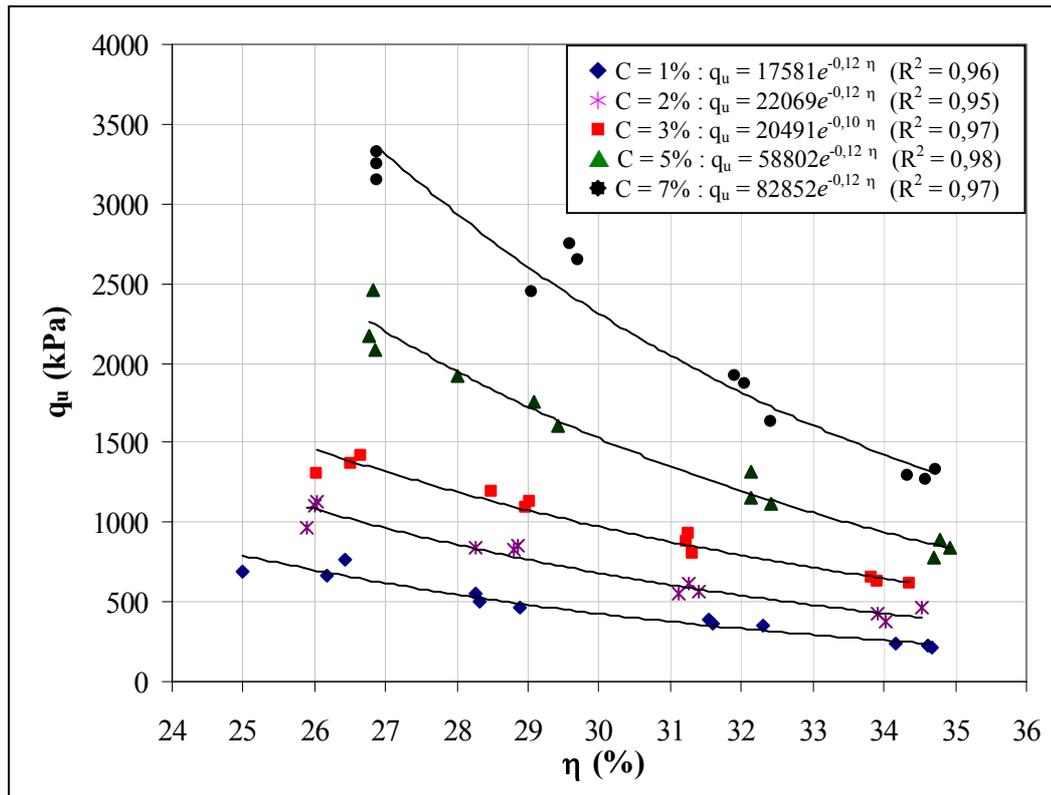


Figura 6.3: variação da resistência à compressão simples em relação à porosidade do solo-cimento (todos os pontos)

Na figura 6.4 são comparadas as equações de ajuste obtidas utilizando os valores médios com aquelas utilizando todos os pontos. Percebe-se que, para os teores de 2%, 3% e 5% de cimento, as curvas de ajuste obtidas utilizando valores médios são praticamente idênticas às obtidas utilizando todos os dados. Já para os teores de 1% e 7% ocorreu uma pequena diferença entre as duas formas de ajuste. Apesar disso, considera-se que as tolerâncias de moldagem e critérios estabelecidos conduziram a produção de corpos-de-prova adequados e representativos dos fenômenos em estudo.

A partir dos dados apresentados na tabela 6.2 foi elaborada a figura 6.5. Nela é apresentada a variação da resistência à compressão simples em função do teor de umidade de moldagem para os corpos-de-prova de mesma massa específica aparente seca (linha “B”). Neste gráfico são apresentados todos os pontos moldados e não valores médios.

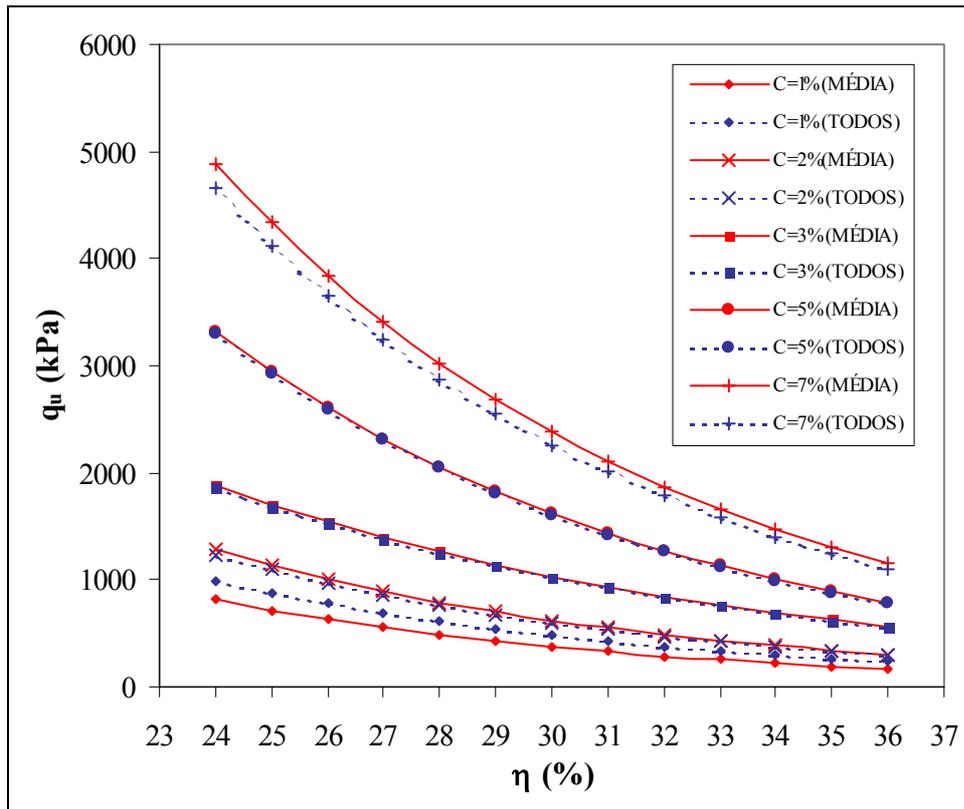


Figura 6.4: comparativo entre os ajustes de curva utilizando valores médios e os ajustes utilizando todos os dados

Pode-se observar na figura 6.5 que a variação no teor de umidade de moldagem afetou a resistência à compressão simples. De maneira geral, observa-se um aumento da resistência com o teor de umidade até um valor ótimo a partir do qual ocorre um decréscimo na resistência. Isso ocorreu mais pronunciadamente para os teores de 9% e 12% de cimento. Verifica-se que o teor ótimo de umidade é de aproximadamente 10% independentemente da quantidade de cimento utilizada.

A partir dos dados plotados na figura 6.5, referentes aos teores de 2% e 9% de cimento, foi elaborada a figura 6.6 onde é apresentada a variação da resistência à compressão simples em função da relação água/cimento. Verifica-se que não é possível estabelecer uma relação entre este fator e a resistência à compressão simples, uma vez que os dados apresentam-se em “patamares” de resistência diferenciados em função da quantidade de cimento utilizada.

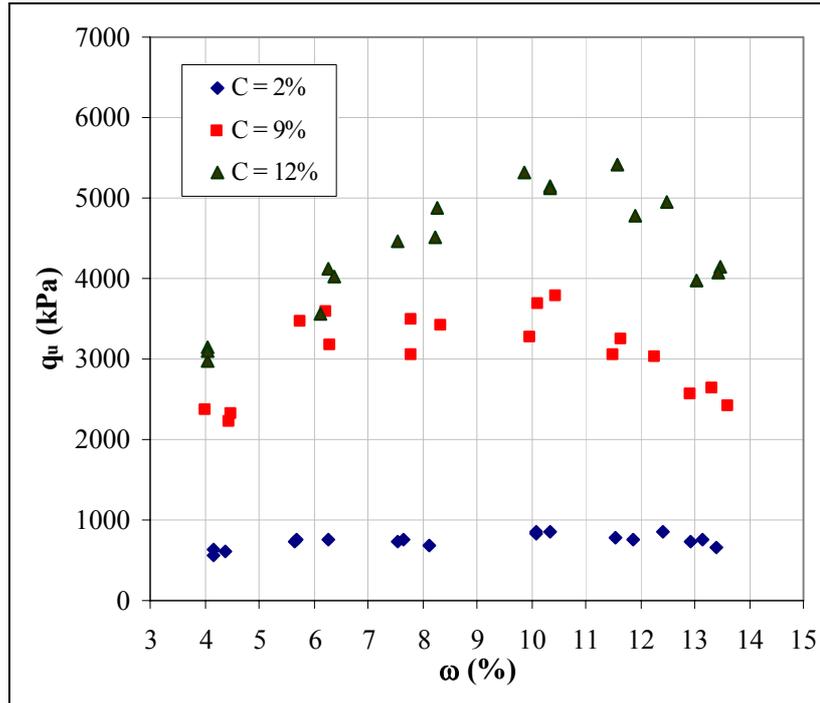


Figura 6.5: efeito do teor de umidade de moldagem sobre a resistência à compressão do solo-cimento

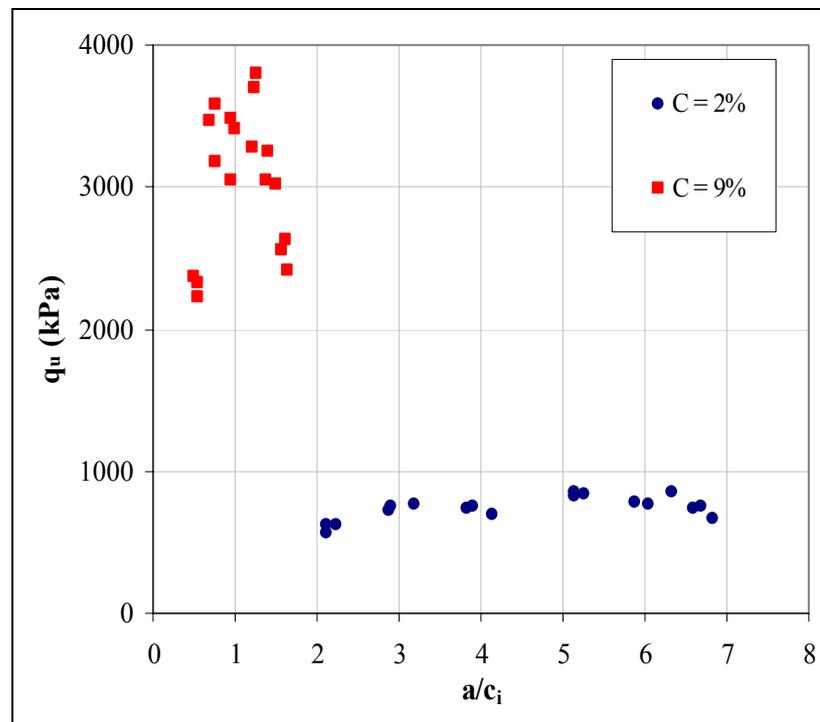


Figura 6.6: relação água/cimento *versus* resistência à compressão simples

Na figura 6.7 é apresentada a variação da resistência à compressão simples em função da relação vazios/cimento definida da mesma maneira que em LARNACH (1960), ou seja:

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

Todos os corpos-de-prova apresentados na figura 6.7 possuem o mesmo teor de umidade ($\omega=10\%$), porém quantidades de cimento e porosidades variadas.

Pode-se observar uma razoável correlação entre o fator proposto pelo referido autor e a resistência à compressão simples do solo-cimento compactado em estudo. O tipo de curva utilizada no ajuste (tipo potência) foi a que resultou no melhor coeficiente de correlação (R^2) e é do mesmo tipo que a utilizada por LARNACK (1960).

Todos os resultados apresentados anteriormente, bem como a figura 6.7, serão discutidos e analisados com maior detalhe no capítulo 7.

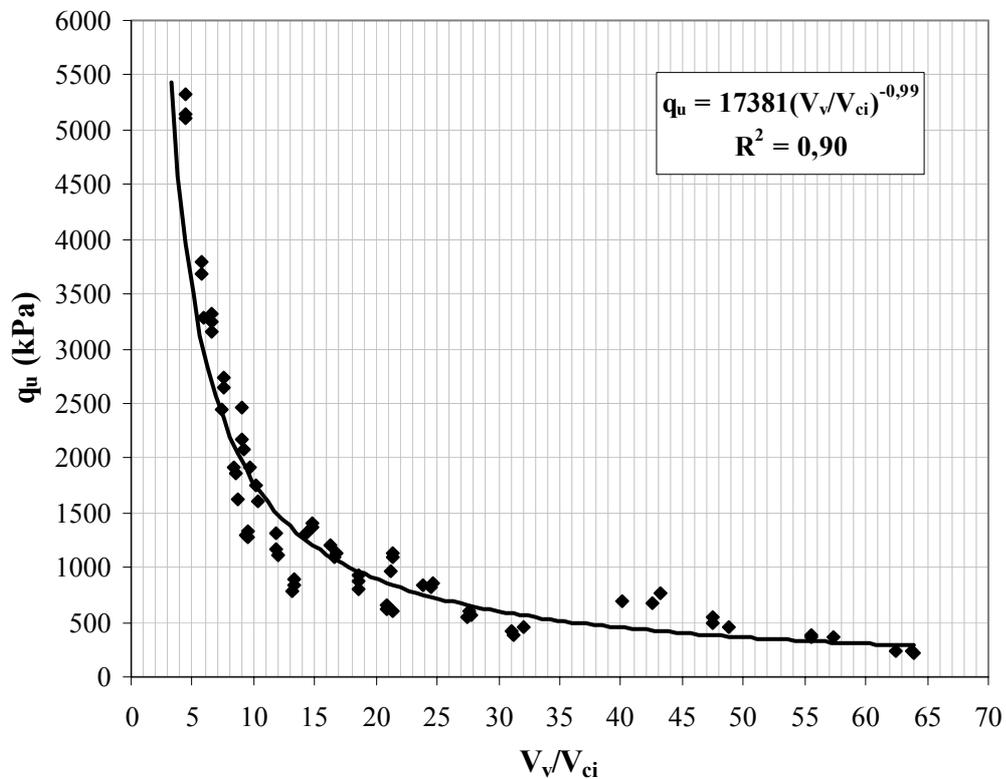


Figura 6.7: relação vazios/cimento como proposta por LARNACH (1960) *versus* resistência à compressão simples

6.2 MEDIDAS DE SUCCÃO MATRICIAL

As tabelas 6.3 e 6.4 resumizam os resultados das medidas de sucção matricial feitas sobre o material estudado.

Em relação à tabela 6.3, referente aos corpos-de-prova da linha “A”, verifica-se que tinha-se um grau de saturação de moldagem variando de 47,6% até 76,7%. Após a imersão por 24 horas, os corpos-de-prova de menor índice de vazios absorveram menor quantidade de água entretanto, o grau de saturação obtido após a imersão não apresentou variação significativa em relação ao índice de vazios, girando em torno de 87% para todos os corpos-de-prova.

Os valores de sucção medidos nos corpos-de-prova da linha “A” não mostraram correlação com o índice de vazios de moldagem nem com a quantidade de cimento utilizada. O valor médio obtido para a sucção matricial ficou em 137 kPa.

Tabela 6.3: medidas de sucção matricial dos corpos-de-prova da linha “A”

Corpo-de-prova	C (%)	e	ω (%)	ω_f (%)	S (%)	S_f (%)	S_f médio (%)	Sucção (kPa)
A1-2	1,0	0,530	9,92	-	49,5	-	89,4	41
A2-3	1,0	0,477	10,15	15,85	53,8	87,8		54
A3-2	1,0	0,406	10,31	13,51	63,7	88,0		259
A4-3	1,0	0,333	9,71	11,62	72,3	92,3		266
A1-1	2,0	0,513	10,42	16,90	53,8	87,2	87,4	77
A2-1	2,0	0,451	10,20	14,83	59,8	87,0		277
A3-1	2,0	0,394	10,34	13,07	69,5	87,9		388
A4-3	2,0	0,351	10,17	11,65	76,7	87,8		1797*
A1-2	3,0	0,513	9,61	17,53	47,6	90,6	86,3	65
A2-1	3,0	0,456	9,94	14,58	57,8	84,8		107
A3-2	3,0	0,408	10,10	12,93	62,4	84,1		80
A4-3	3,0	0,363	9,53	11,76	69,6	85,8		119
A1-2	5,0	0,537	9,98	17,27	49,4	85,6	87,6	60
A2-2	5,0	0,473	9,91	15,61	55,7	87,8		115
A3-2	5,0	0,410	10,31	13,19	66,9	85,6		76
A4-2	5,0	0,365	10,12	12,55	73,7	91,4		78
A1-1	7,0	0,528	10,03	16,40	50,6	82,8	84,1	121
A2-3	7,0	0,468	9,50	13,23	54,1	75,4		124
A3-1	7,0	0,410	9,50	13,63	61,9	88,8		77
A4-1	7,0	0,367	9,51	12,33	69,0	89,5		113

Onde: S = grau de saturação de moldagem.

S_f = grau de saturação após a imersão do corpo-de-prova por 24 horas.

ω = teor de umidade de moldagem.

ω_f = teor de umidade após a imersão do corpo-de-prova por 24 horas.

* = valores excluídos da composição da média.

- = valores não obtidos.

Em relação à tabela 6.4, referente aos corpos-de-prova da linha “B”, verifica-se que o grau de saturação de moldagem variou entre os limites de 25,8% e 76,7%. Observa-se que, de maneira semelhante aos pontos da linha “A”, após a imersão por 24 horas, os corpos-de-prova atingiram um grau de saturação médio de 87%, independentemente do teor de umidade de moldagem.

Tabela 6.4: medidas de sucção matricial dos corpos-de-prova da linha “B”

Corpo-de-prova	C (%)	e	ω (%)	ω_f (%)	S (%)	S_f (%)	S_f médio (%)	Sucção (kPa)
B1-1	2,0	0,403	4,17	13,76	27,4	90,4	89,7	628
B2-3	2,0	0,395	6,27	14,14	42,1	94,8		292
B3-1	2,0	0,395	7,53	13,34	50,5	89,4		202
A3-1	2,0	0,394	10,34	13,07	69,5	87,9		388
B4-1	2,0	0,407	12,42	13,46	80,9	87,7		180
B5-3	2,0	0,407	13,40	13,51	87,2	87,9		774
B1-1	9,0	0,416	4,01	14,65	25,8	94,3	84,4	1470*
B2-2	9,0	0,411	6,23	12,81	40,6	83,3		584
B3-3	9,0	0,415	8,33	13,28	53,8	85,7		328
A3-2	9,0	0,418	9,97	13,17	63,9	84,3		290
B4-1	9,0	0,412	12,27	-	79,6	-		1343*
B5-1	9,0	0,425	13,62	-	85,8	-		1073*
B1-2	12,0	0,422	4,07	13,34	25,9	85,0	84,0	897
B2-2	12,0	0,423	6,39	12,31	40,6	78,2		349
B3-2	12,0	0,415	8,24	13,00	53,3	84,2		240
A3-1	12,0	0,406	9,87	12,78	65,3	84,6		493
B4-1	12,0	0,399	11,58	13,06	78,0	87,9		1294*
B5-2	12,0	0,427	13,44	-	84,6	-		304

Onde: S = grau de saturação de moldagem.

S_f = grau de saturação após a imersão do corpo-de-prova por 24 horas.

ω = teor de umidade de moldagem.

ω_f = teor de umidade após a imersão do corpo-de-prova por 24 horas.

* = valores excluídos da composição da média.

- = valores não obtidos.

Os valores de sucção medidos nos corpos-de-prova da linha “B” não mostraram correlação com o teor de umidade de moldagem nem com a quantidade de cimento utilizada. O valor médio obtido para a sucção matricial ficou em 423 kPa.

De acordo com CRUZ (2001), em geral, solos compactados próximos ao teor ótimo de umidade apresentam grau de saturação variando entre 70% e 90%, com valores de sucção compreendidos entre 0 kPa e 1000 kPa. O autor também apresenta medidas de sucção de treze solos residuais lateríticos compactados, para os quais encontrou valores de sucção variando de 30 kPa até 250 kPa. Da mesma forma, MARINHO & SILVA (2001) citam que a maioria dos solos compactados apresentam, no teor ótimo de umidade, sucções variando de 50 kPa a 300 kPa.

Em função do elevado grau de saturação, obtido após a imersão dos corpos-de-prova por 24 horas (em média 87%), valores de sucção abaixo de 100 kPa eram esperados para todos os corpos-de-prova. Isso ocorreu para algumas amostras da linha “A”, porém, outras amostras apresentaram valores muito acima do estimado. Em especial, os corpos-de-prova da linha “B” apresentaram sistematicamente valores elevados de sucção. Em alguns casos, valores maiores que 1000 kPa foram medidos.

Sabe-se que variações no índice de vazios e teor de umidade de moldagem afetam a sucção (FEUERHARMEL, 2003), porém os resultados obtidos não apresentaram correlação com esses parâmetros.

Cogita-se que as medidas mais elevadas de sucção ocorreram, provavelmente, por problemas no procedimento experimental. As prováveis fontes de erro ocorridas foram:

- Mau contato entre o papel filtro e o corpo-de-prova durante o processo de equalização, fazendo com que este não absorva na totalidade a umidade do corpo-de-prova;
- demora na pesagem do papel filtro após a secagem em estufa, fazendo com que este absorva umidade da atmosfera;
- variação da temperatura de armazenamento das amostras durante o período de equalização que pode causar evaporação e condensação na amostra.

Portanto, acredita-se que os valores mais representativos e realistas da condição de sucção dos corpos-de-prova, imediatamente antes da realização dos ensaios de compressão simples, são os que resultaram próximos ou menores de 100 kPa. Além disso, como o processo de imersão dos corpos-de-prova por 24 horas se mostrou satisfatório no aumento e uniformização do grau de saturação das amostras, acredita-se também que os corpos-de-prova não apresentaram grandes variações na tensão de sucção, permitindo, assim, desconsiderar a sucção como mais uma variável nas análises das variáveis investigadas.

Cabe ressaltar, entretanto, que seria necessária uma investigação mais detalhada desse aspecto para comprovar as considerações feitas anteriormente.

6.3 ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL

A seguir serão apresentados e brevemente comentados os resultados dos ensaios de compressão triaxial das amostras selecionadas a partir dos resultados dos ensaios de compressão simples, bem como serão abordados aspectos relacionados às condições de execução dos ensaios.

A partir da curva apresentada na figura 6.7, foram selecionados três pontos a serem avaliados. As relações vazios/cimento escolhidas para a análise foram: 8, 20 e 55. A figura 6.8 mostra a posição dos pontos escolhidos.

Para cada ponto mostrado na figura 6.8 foram moldados dois corpos-de-prova com quantidades de cimento e porosidade diferentes, porém de maneira que atingissem a mesma relação vazios/cimento. No item 6.3.2, os pontos de mesma relação vazios/cimento serão comparados e suas diferenças principais serão evidenciadas.

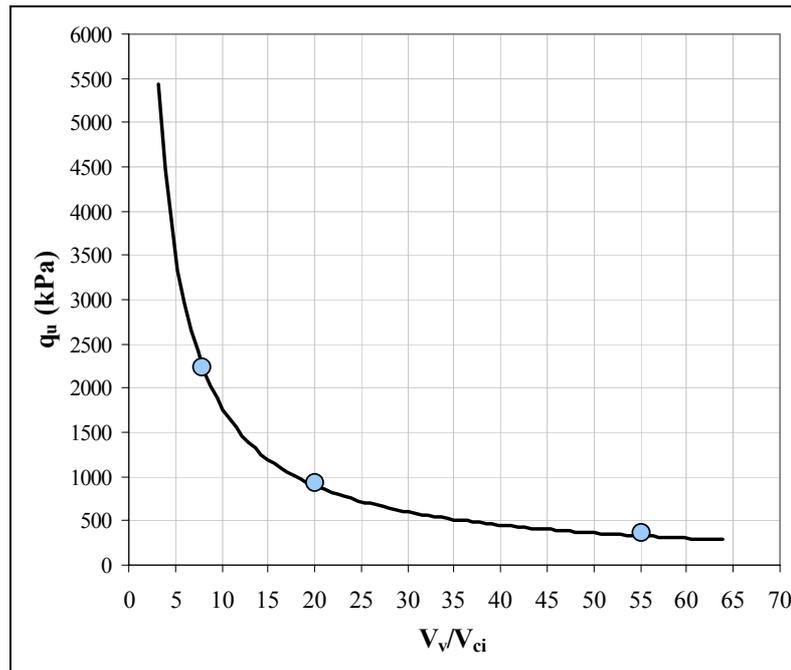


Figura 6.8: posição dos pontos de moldagem escolhidos para os ensaios de compressão triaxial

6.3.1 Variação do Parâmetro B de Poro-pressão

Neste trabalho utilizou-se para controle do grau de saturação da amostra a ser cisalhada o parâmetro B (SKEMPTON, 1954). Este parâmetro é definido pela razão entre a variação da poro-pressão e a correspondente variação da tensão total aplicada em um carregamento isotrópico e não-drenado.

Para solos em geral, quando a amostra encontra-se saturada, obtém-se B igual ou muito próximo da unidade, ou seja, praticamente toda tensão aplicada se transforma em excesso de poro-pressão. Entretanto, quando a compressibilidade do solo se torna da mesma ordem de grandeza da compressibilidade da água, como é o caso de solos muito densos, solos cimentados ou rochas brandas, o valor do parâmetro B, na condição de saturação, é menor que a unidade. A tabela 6.5, adaptada de LAMBE & WHITMAN (1979), ilustra alguns exemplos de valores para o parâmetro B.

Para as amostras utilizadas na presente pesquisa obteve-se, em média, $B = 0,56$ ao nível de 380 KPa de contra-pressão. As figuras 6.9a e 6.9b mostram as curvas de variação de B em função da contra-pressão aplicada, obtidas para dois dos ensaios triaxiais realizados.

Nelas verifica-se que ainda existe a tendência de aumento do parâmetro B caso maiores valores de contra-pressão fossem aplicados, indicando que a saturação total das amostras não foi obtida. Esse padrão de comportamento foi o mesmo observado nos demais ensaios triaxiais. Entretanto, os transdutores de pressão utilizados não permitiam que maiores valores de contra-pressão fossem aplicados.

Tabela 6.5: valores típicos para o parâmetro B (LAMBE & WHITMAN (1979))

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

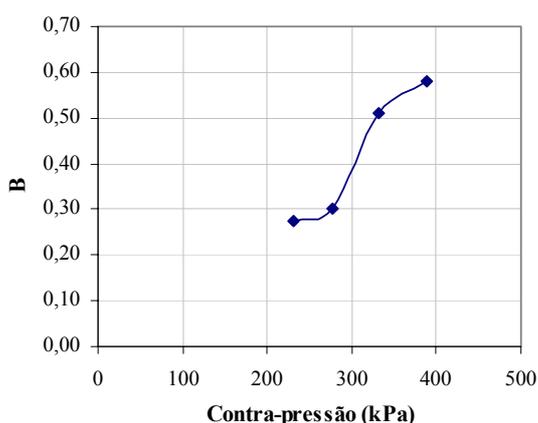


Figura 6.9a: corpo-de-prova TRI-3 ($C = 3,27\%$; $\gamma_d = 1,74 \text{ g/cm}^3$)

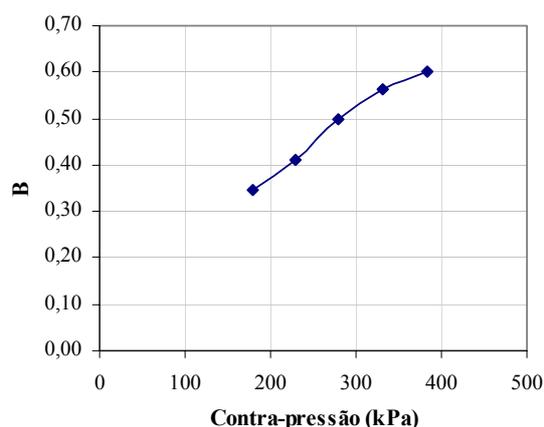


Figura 6.9b: corpo-de-prova TRI-4 ($C = 2,09\%$; $\gamma_d = 1,98 \text{ g/cm}^3$)

PRIETTO (1996) apresenta valores para o parâmetro B medidos no mesmo tipo de solo utilizado neste trabalho, 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. Cabe ressaltar ainda que os corpos-de-prova utilizados por PRIETTO (1996) possuíam massa específica aparente seca de $1,75 \text{ g/cm}^3$ e teor de umidade de 15,8%.

De maneira semelhante, CARRARO (1997), ao estudar o comportamento de misturas compactadas de solo (arenito Botucatu), cal de carbureto e cinza volante, obteve valores para B menores que a unidade. Por exemplo, para as misturas com 4 % de cal de carbureto obteve um valor médio para B de 0,71 e para as misturas com 4% de cal de carbureto mais 25% de cinza volante, obteve um valor médio para B igual a 0,65.

Os exemplos acima citados sugerem que os valores obtidos neste trabalho para o parâmetro B, apesar de abaixo da unidade e de não alcançarem um patamar de estabilidade, 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.

6.3.2 Características Tensão-Deformação-Geração de Poro-Pressão e Trajetória de Tensões

A tabela 6.6 apresenta as características dos corpos-de-prova com relação vazios/cimento igual a 8 e nas figuras 6.10, 6.11 e 6.12 estão plotados os resultados dos ensaios triaxiais realizados nestas amostras.

Tabela 6.6: dados gerais dos corpos-de-prova com relação vazios/cimento = 8

TRI-1		TRI-2	
C (%)	8,74	C (%)	5,48
ω (%)	10,50	ω (%)	9,64
γ_d (g/cm ³)	1,74	γ_d (g/cm ³)	1,96
e	0,53	e	0,36
η (%)	34,8	η (%)	26,5
S (%)	52,7	S (%)	71,4
V_v/V_{ci}	7,82	V_v/V_{ci}	8,19
B (saturação)	0,49	B (saturação)	0,51
σ_d de pico (kPa)	2311	σ_d de pico (kPa)	3167
ε_a de pico (%)	0,37	ε_a de pico (%)	0,74
E_s (0,1%) (MPa)	1079	E_s (0,1%) (MPa)	1371

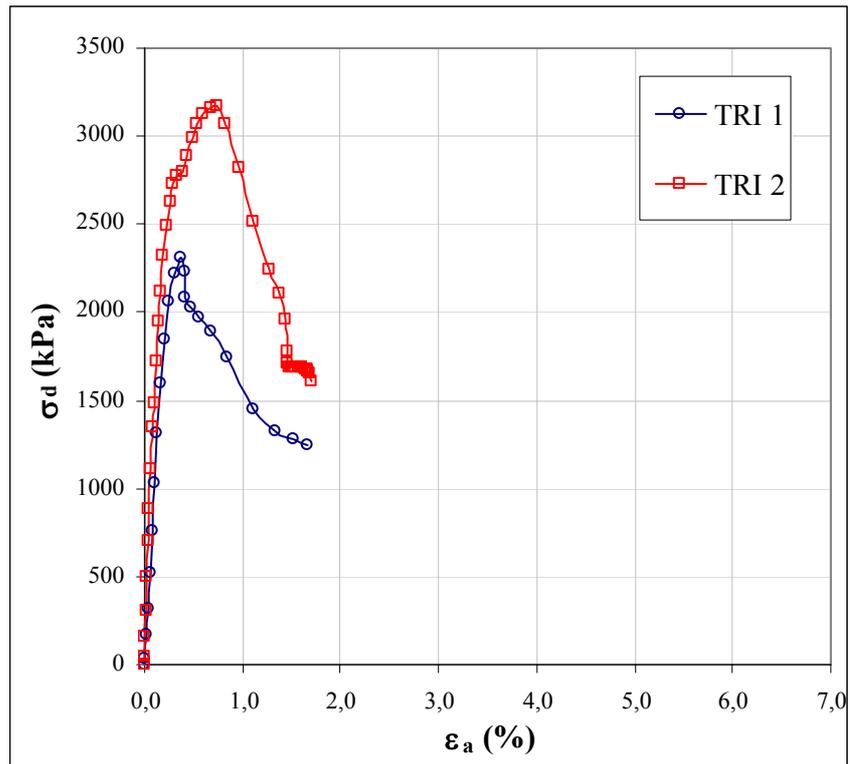


Figura 6.10: curvas tensão-deformação para os corpos-de-prova com relação vazios/cimento = 8

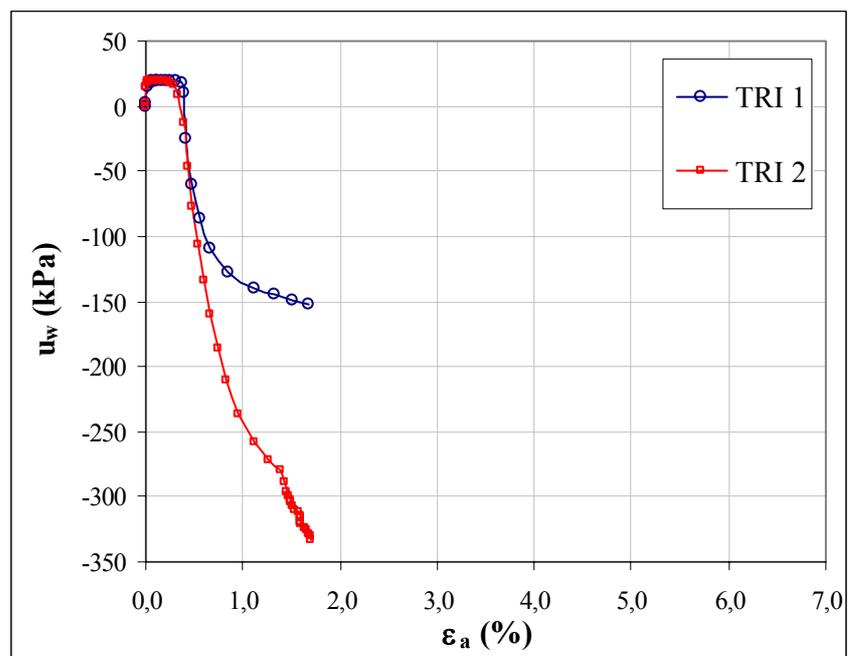


Figura 6.11: curvas de geração de poro-pressão para os corpos-de-prova com relação vazios/cimento = 8.

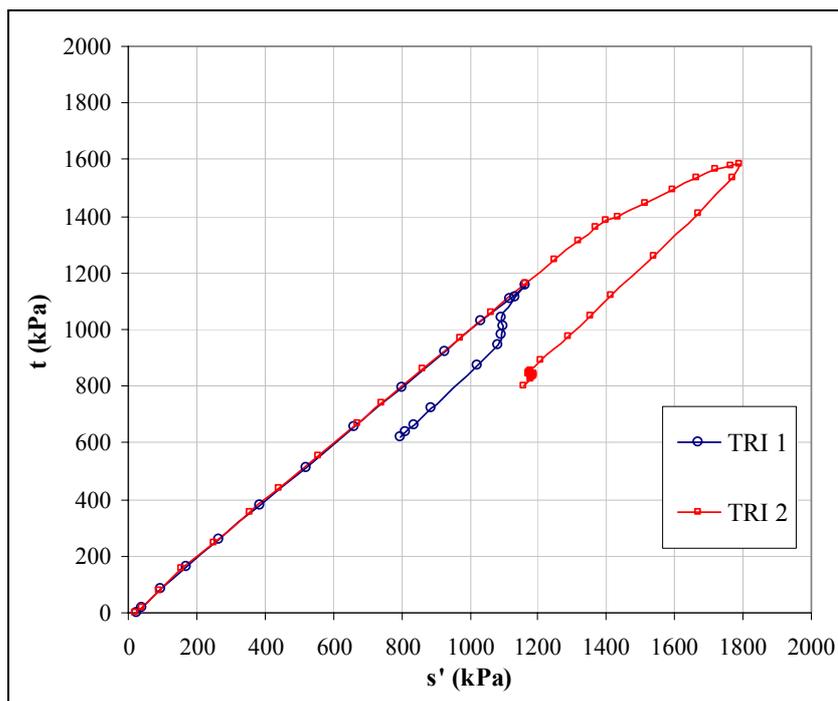


Figura 6.12: trajetória de tensões efetivas para os corpos-de-prova com relação vazios/cimento = 8.

Comparando-se as curvas tensão-deformação apresentadas na figura 6.10 percebe-se que os corpos-de-prova, apesar de possuírem praticamente a mesma relação vazios/cimento apresentaram um comportamento distinto. O corpo-de-prova TRI-2 (menor porosidade), resultou mais rígido e atingiu uma tensão de pico maior do que o corpo-de-prova TRI-1 (com teor de cimento mais elevado). Observa-se também que a deformação necessária para atingir o pico foi maior no corpo-de-prova TRI-2.

Em relação às poro-pressões, verifica-se que houve, para os dois corpos-de-prova, a geração de uma poro-pressão positiva da ordem de 20 kPa para as deformações iniciais, indicando uma tendência compressiva. Após observa-se uma tendência expansiva, indicada pelas poro-pressões negativas geradas. A transição de comportamento parece estar associada a um primeiro ponto de plastificação. Além disso, o corpo-de-prova TRI-2 apresentou uma tendência à expansão muito mais pronunciada do que o corpo-de-prova TRI-1.

As trajetórias de tensões seguidas pelos dois corpos-de-prova foram praticamente coincidentes até o pico de tensões atingido pelo corpo-de-prova TRI-1. A partir de seu ponto de máximo, as trajetórias retrocedem com um certo afastamento para a direita do trecho ascendente, indicando um contínuo aumento nas poro-pressões geradas.

Na tabela 6.7 são apresentadas as características dos corpos-de-prova com relação vazios/cimento igual a 20 e nas figuras 6.13, 6.14 e 6.15 estão plotados os resultados dos ensaios triaxiais realizados nestas amostras.

Tabela 6.7: dados gerais dos corpos-de-prova com relação vazios/cimento = 20

TRI-3		TRI-4	
C (%)	3,27	C (%)	2,09
ω (%)	9,53	ω (%)	9,62
γ_d (g/cm ³)	1,74	γ_d (g/cm ³)	1,98
e	0,52	e	0,34
η (%)	34,3	η (%)	25,4
S (%)	48,6	S (%)	74,9
V_v/V_{ci}	19,53	V_v/V_{ci}	19,77
B (saturação)	0,58	B (saturação)	0,60
σ_d de pico (kPa)	1050	σ_d de pico (kPa)	2056
ε_a de pico (%)	0,66	ε_a de pico (%)	3,30
$E_{s(0,1\%)}$ (MPa)	343	$E_{s(0,1\%)}$ (MPa)	156

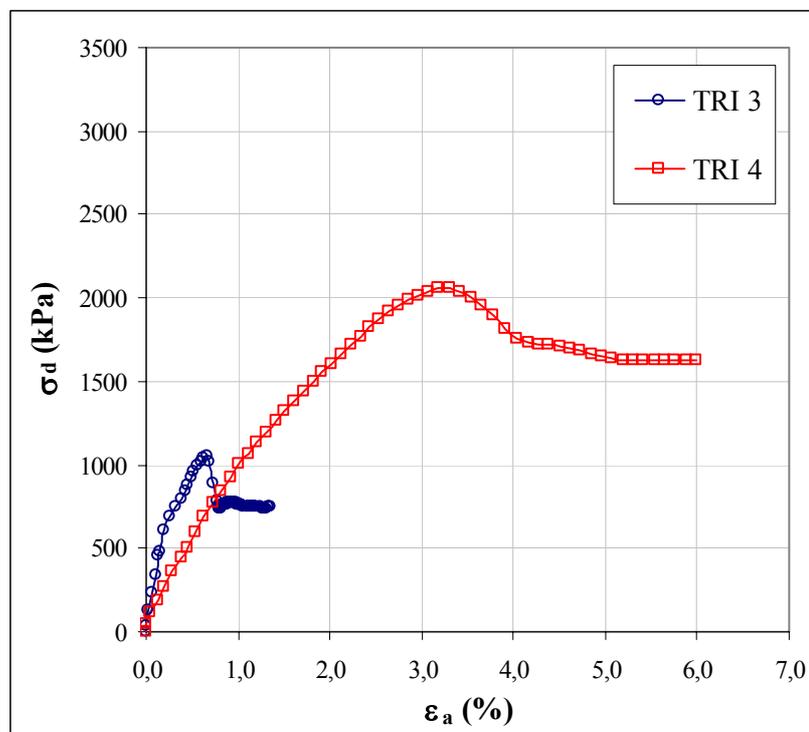


Figura 6.13: curvas tensão-deformação para os corpos-de-prova com relação vazios/cimento = 20

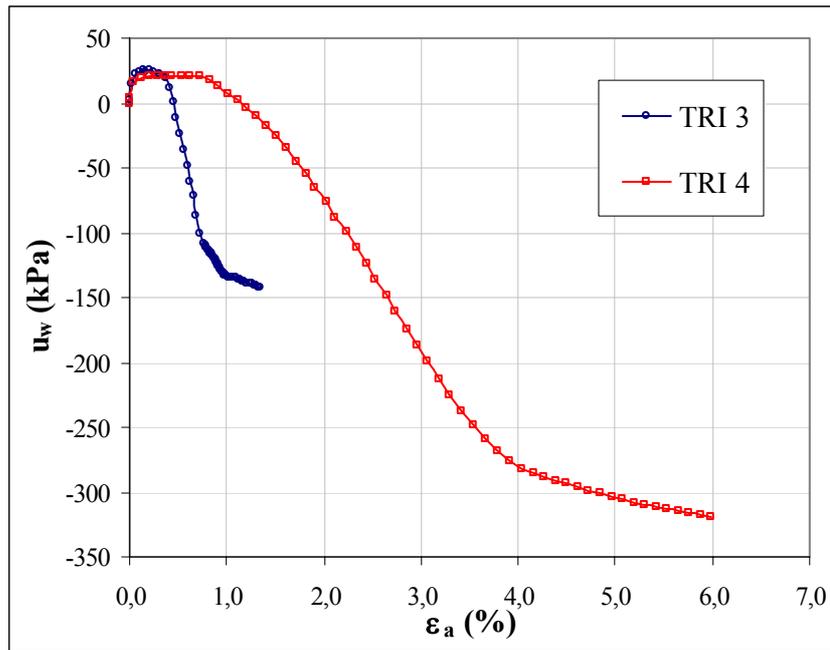


Figura 6.14: curvas de geração de poro-pressão para os corpos-de-prova com relação vazios/cimento = 20

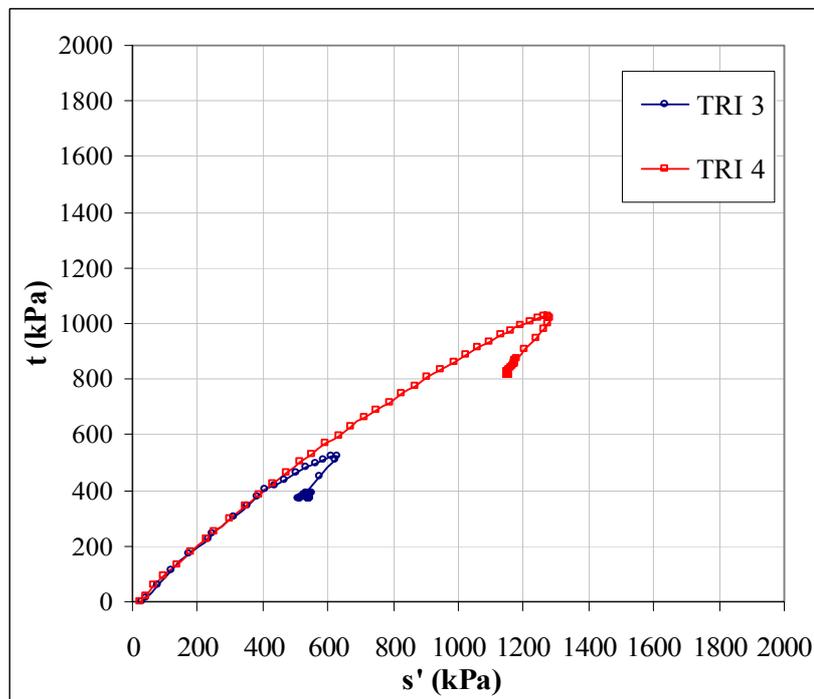


Figura 6.15: trajetória de tensões efetivas para os corpos-de-prova com relação vazios/cimento = 20

Através das curvas tensão-deformação apresentadas na figura 6.13 verifica-se que, aqui também, os corpos-de-prova apresentaram características bem distintas apesar de possuírem praticamente a mesma relação vazios/cimento. O corpo-de-prova TRI-4, apesar de menos rígido, atingiu uma tensão de pico muito maior do que o corpo-de-prova TRI-3. Observa-se também que a deformação necessária para atingir o pico foi menor no corpo-de-prova mais cimentado, como ocorreu no primeiro caso analisado.

Observando as curvas de geração de poro-pressões nota-se que, como no primeiro caso, os corpos-de-prova apresentam uma tendência inicial compressiva que muda para dilatante, sendo que essa tendência dilatante foi mais pronunciada para o corpo-de-prova menos poroso.

O padrão das trajetórias de tensões seguidas para os corpos-de-prova TRI-3 e TRI-4 foi similar ao apresentado pelos corpos-de-prova TRI-1 e TRI-2.

Na tabela 6.8 estão apresentadas as características dos corpos-de-prova com relação vazios/cimento igual a 55 e nas figuras 6.16, 6.17 e 6.18 estão plotados os resultados dos ensaios triaxiais realizados nestas amostras.

Tabela 6.8: dados gerais dos corpos-de-prova com relação vazios/cimento = 55

TRI-5		TRI-6	
C (%)	1,16	C (%)	0,75
ω (%)	9,95	ω (%)	9,93
γ_d (g/cm ³)	1,72	γ_d (g/cm ³)	1,97
e	0,536	e	0,339
η (%)	34,9	η (%)	25,3
S (%)	49,1	S (%)	77,4
V_v/V_{ci}	55,63	V_v/V_{ci}	54,28
B (saturação)	0,55	B (saturação)	0,60
σ_d de pico (kPa)	499	σ_d de pico (kPa)	1557
ϵ_a Pico (%)	4,25	ϵ_a Pico (%)	3,89
$E_{s(0,1\%)}$ (MPa)	106	$E_{s(0,1\%)}$ (MPa)	118

Da mesma forma que para os casos anteriores, o comportamento tensão-deformação dos corpos-de-prova TRI-5 e TRI-6 foi bem distinto um do outro apesar de possuírem praticamente a mesma relação vazios/cimento. O corpo-de-prova TRI-6 (menos poroso),

atingiu uma tensão de pico muito maior do que o corpo-de-prova TRI-5, porém, não foi percebida diferença significativa na rigidez inicial dos dois corpos de prova.

O Corpo-de-prova TRI-5 foi o único, dentre os testados, que não apresentou um pico de tensão desvio, provavelmente por sua maior porosidade e baixo teor de cimento. Observe também que a deformação necessária para atingir o pico foi menor no corpo-de-prova com maior quantidade de cimento, como ocorreu nos dois primeiros casos apresentados (considerou-se aqui que, apesar da máxima tensão registrada ter ocorrido aos 4,25% de deformação axial, um patamar estável na tensão desvio já pode ser observado a partir dos 2% de deformação axial).

As curvas de geração de poro-pressão e as trajetórias s^2-t dos corpos-de-prova TRI-5 e TRI-6 seguiram o mesmo padrão de comportamento apresentado nos dois casos anteriores.

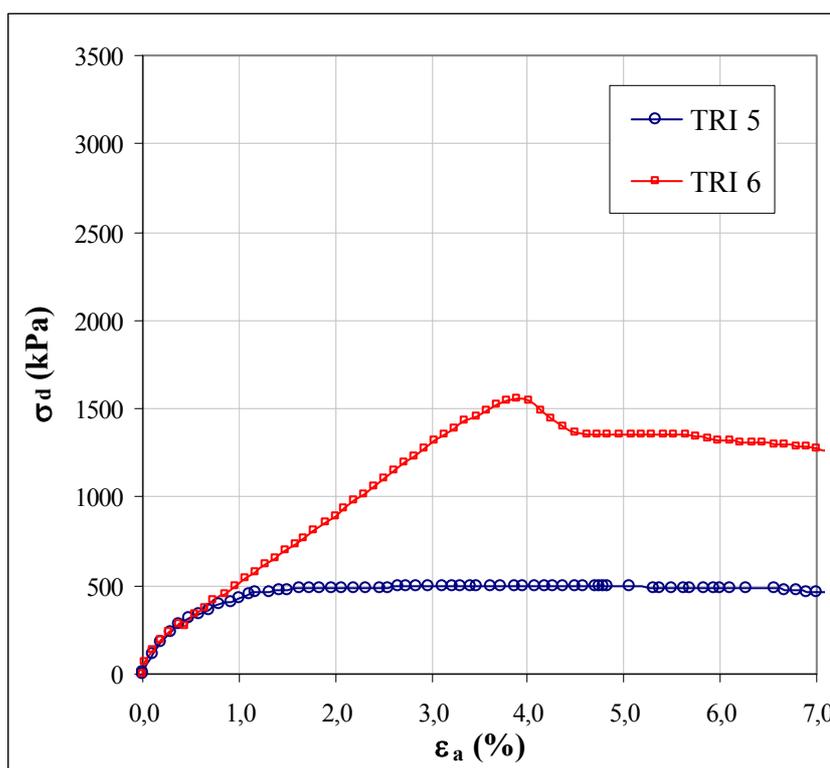


Figura 6.16: curvas tensão-deformação para os corpos-de-prova com relação vazios/cimento = 55

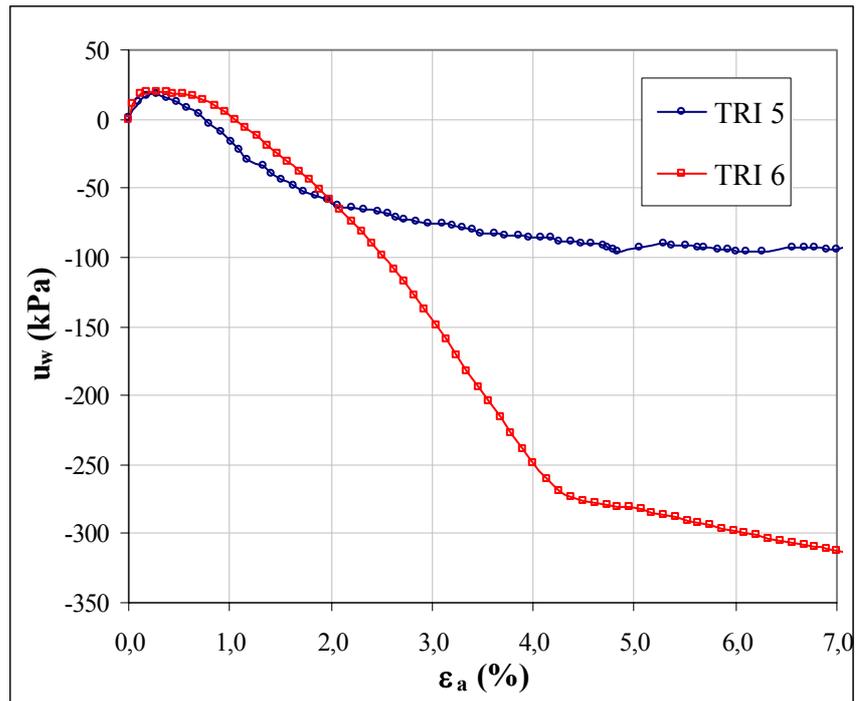


Figura 6.17: curvas de geração de poro-pressão para os corpos-de-prova com relação vazios/cimento = 55

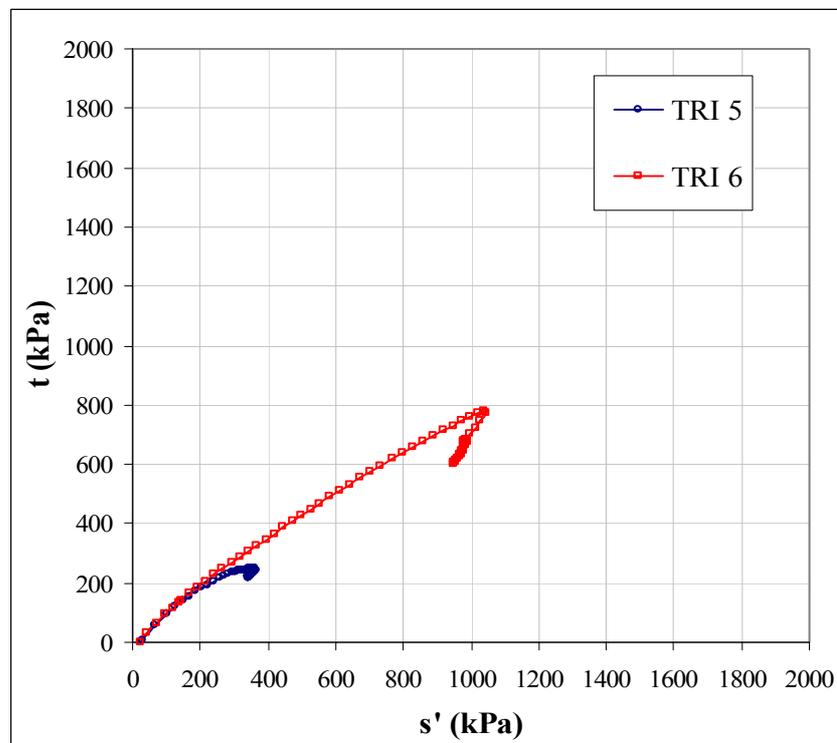


Figura 6.18: trajetória de tensões efetivas para os corpos-de-prova com relação vazios/cimento = 55

6.3.3 Modo de Ruptura

Primeiramente cabe fazer a distinção entre dois modos básicos de ruptura: a ruptura frágil e a ruptura dúctil. A ruptura frágil é a que se caracteriza por uma queda brusca de resistência após alcançada a tensão desvio máxima, com a formação de planos de ruptura bem definidos. Esse tipo de ruptura é característica de materiais muito rígidos como areias densas, argilas fortemente pré-adensadas e solos cimentados (em baixas tensões confinantes). Já a ruptura dúctil é aquela que não apresenta queda significativa de resistência depois de atingida a máxima tensão desvio, nem apresenta formação de planos de ruptura bem definidos. Esse tipo de ruptura é característica de areias fofas e argilas moles.

A figura 6.19a mostra alguns corpos-de-prova submetidos à compressão simples. Em todos os ensaios de compressão simples realizados observou-se um modo de ruptura frágil com a formação de um ou mais planos de ruptura bem definidos. Em geral, o ângulo formado entre o plano de ruptura e o plano onde atua a tensão principal maior foi de aproximadamente 60° (figura 6.19b). Não foram notadas diferenças significativas entre o tipo de ruptura apresentado por corpos-de-prova com mesma relação vazios/cimento.

Entretanto, um fato interessante observado nos ensaios de compressão simples das amostras da linha “B”, com mesma massa específica aparente seca e diferentes teores de umidade, é que nas amostras mais secas (com teores de umidade de 4%, 6%, 8%) a ruptura era muito frágil, ocorrendo às vezes o “estilhaçamento” do corpo-de-prova para os teores mais elevados de cimento. Já nas amostras com teores de umidade mais elevados (10%, 12% e 13,4%) a ruptura não ocorria de maneira tão brusca.

Nos ensaios triaxiais, todas as amostras apresentaram comportamento frágil com a formação de planos de ruptura bem definidos com exceção do corpo-de-prova TRI-5, onde não ocorreu queda de resistência depois de atingido o pico da tensão desvio. Apesar disso, foi possível notar a formação de múltiplos planos de ruptura nesta amostra.

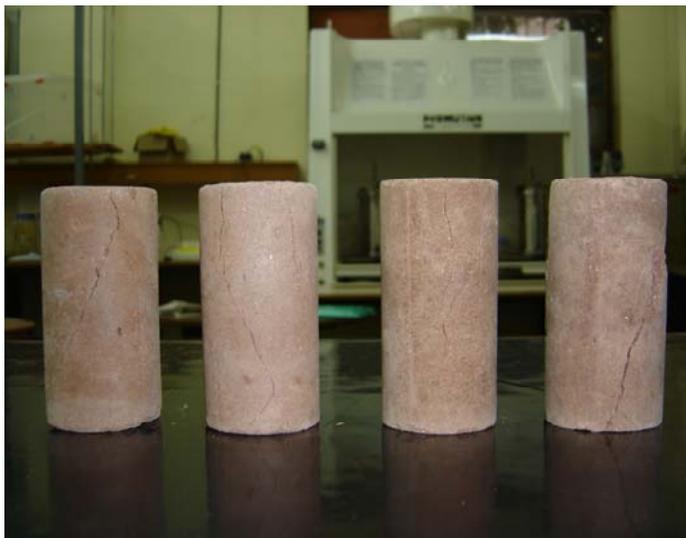


Figura 6.19a: corpos-de-prova submetidos à compressão simples



Figura 6.19b: plano de ruptura típico

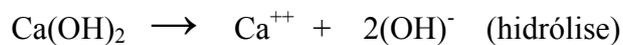
7 ANÁLISE DOS RESULTADOS

7.1 EFEITO DO TEOR DE CIMENTO

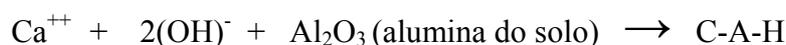
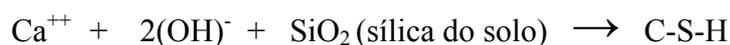
Pela análise da figura 6.1 verificou-se que a adição de cimento, mesmo em pequenas quantidades, promove ganhos substanciais de resistência no material estudado. O aumento da resistência com a adição de cimento é um aspecto reportado por todos os trabalhos consultados na literatura.

De acordo com MOH (1965), citado por NÚÑEZ (1991), as reações que ocorrem em um sistema solo-cimento-água são as seguintes:

- Reações primárias:



- Reações secundárias:



Onde o C-S-H (silicato de cálcio hidratado) e o C-A-H (aluminato de cálcio hidratado) são os compostos cimentantes responsáveis pela resistência.

Primeiramente ocorre a hidratação do cimento com a formação do C-S-H e liberação de hidróxido de cálcio, que dissocia-se em água elevando o pH do meio até aproximadamente 12. De acordo com CROF (1967), os produtos da hidratação do cimento formados nos primeiros instantes são gelatinosos e amorfos. Com o aumento do tempo de cura, o processo de dissecação dos compostos gelatinosos e a cristalização de novos minerais promove o endurecimento dos produtos da hidratação (figura 7.1). Numa fase subsequente, o cálcio

liberado pela hidratação do cimento reage gradualmente com a sílica e a alumina presentes no solo, formando produtos cimentantes adicionais (reações secundárias).



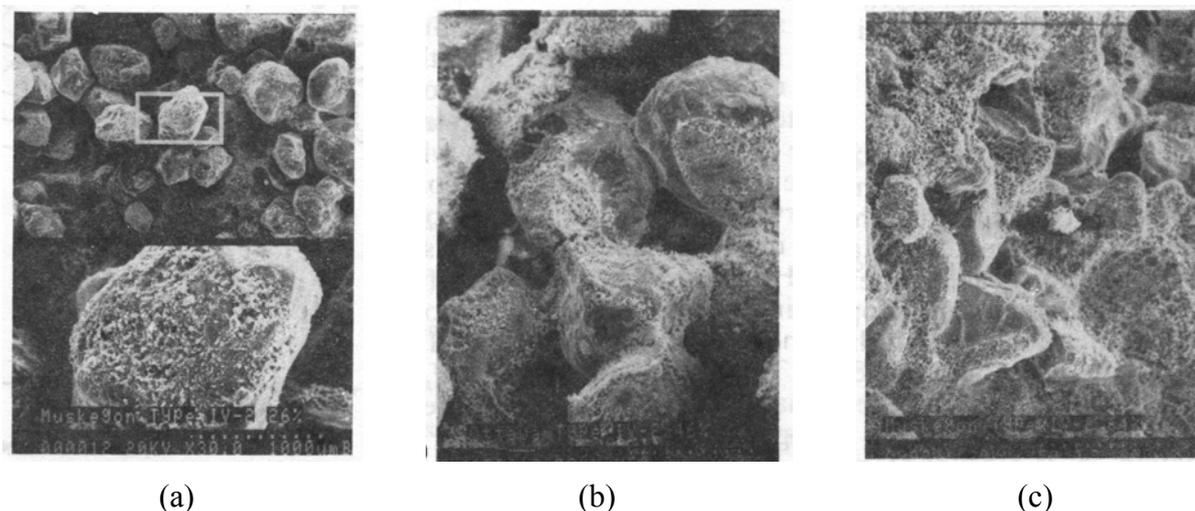
Figura 7.1: fotomicrografia da pasta de cimento Portland endurecida (INGLES & METCALF, 1972)

Em termos físicos, segundo EL RAWI (1967), a cimentação pode ser imaginada como sendo a combinação de dois tipos de ligações. Ligações mecânicas entre o cimento hidratado e a superfície rugosa dos grãos e ligações químicas desenvolvidas entre o cimento hidratado e a superfície dos grãos.

De acordo com CHANG & WOODS (1992), para areias cimentadas, quando a cimentação é fraca os produtos da hidratação recobrem parcialmente a superfície das partículas de solo e promovem a ligação de alguns pontos de contato entre as mesmas (figura 7.2a). Para um nível médio de cimentação, a maior parte dos contatos entre as partículas já estão unidos pela cimentação (figura 7.2b). Quando a cimentação é forte, os produtos cimentantes começam a preencher os vazios existentes entre as partículas do solo tornando difícil a distinção entre as partículas de solo e os produtos cimentantes (figura 7.2c).

Verificou-se na presente pesquisa que, na faixa de teores de cimento estudados, a resistência à compressão simples aumentou linearmente com o aumento da quantidade de cimento. Este tipo de comportamento tem sido igualmente reportado em outros trabalhos com faixa de teores semelhantes à aqui utilizada. (INGLES & METCALF, 1972; NÚÑEZ, 1991; PRIETTO, 1996; PORBAHA *et al.*, 2000). Conforme apresentado na figura 3.2, uma relação linear entre a quantidade de cimento e a resistência à compressão simples também pode ser esperada em solos de composições granulométricas diferentes daquela do material utilizado

neste trabalho (areia fina siltosa), com exceção da areia uniforme apresentada na mesma figura.



(a) (b) (c)
 Figura 7.2: cimentação fraca, média e forte em areias (CHANG & WOODS, 1992)

Outro aspecto observado na figura 6.1 é que a taxa de aumento da resistência, representada pela inclinação das retas de ajuste, aumenta com o aumento da massa específica aparente seca do solo-cimento compactado. Esse fato indica que a efetividade da cimentação é maior nas misturas mais compactas.

CLOUGH *et al.* (1981), estudando areias naturalmente e artificialmente cimentadas, também relata que o aumento na massa específica aparente seca da areia aumentou a efetividade de uma dada quantidade de agente cimentante. Da mesma forma, NÚÑEZ (1991) também observou este fenômeno tanto pra misturas de solo-cal quanto para misturas de solo-cimento.

HUANG & AIREY (1991), citados por HUANG & AIREY (1993) verificaram, através de fotomicrografias, que em densidades mais altas existem muito mais contatos entre os produtos da hidratação do cimento e as partículas da areia testada; além disso, o cimento preenche muitos vazios existentes entre as partículas de areia de maior dimensão. Esse mesmo aspecto foi comprovado por CHANG & WOODS (1992) através de microscopia eletrônica sobre diferentes areias testadas com diferentes tipos e teores de agentes cimentantes. De acordo com CHANG & WOODS (1992), o número de contatos entre partículas do solo é

fator que teve maior influência no aumento da rigidez (módulo cisalhante) para as areias cimentadas estudadas, do ponto de vista da promoção de uma cimentação mais eficiente.

A existência de um número maior de contatos e, conseqüentemente, a maior possibilidade do cimento promover a união das partículas nesses contatos, explica o aumento na taxa de ganho de resistência com a redução da porosidade do material compactado.

Nas figuras 7.3 a 7.8 são apresentados os resultados dos ensaios triaxiais, agrupados pela mesma massa específica aparente seca, de forma a evidenciar o efeito do teor de cimento sobre o comportamento não-drenado do solo-cimento.

Pode-se observar nestas figuras que o material estudado apresentou características bastante típicas de solos cimentados, como o aumento da resistência de pico e da rigidez com o aumento no teor de cimento. Além disso, o aumento da quantidade de cimento alterou o comportamento volumétrico do material, acentuando sua tendência à expansão (geração de poro-pressão negativa) com o aumento das deformações axiais.

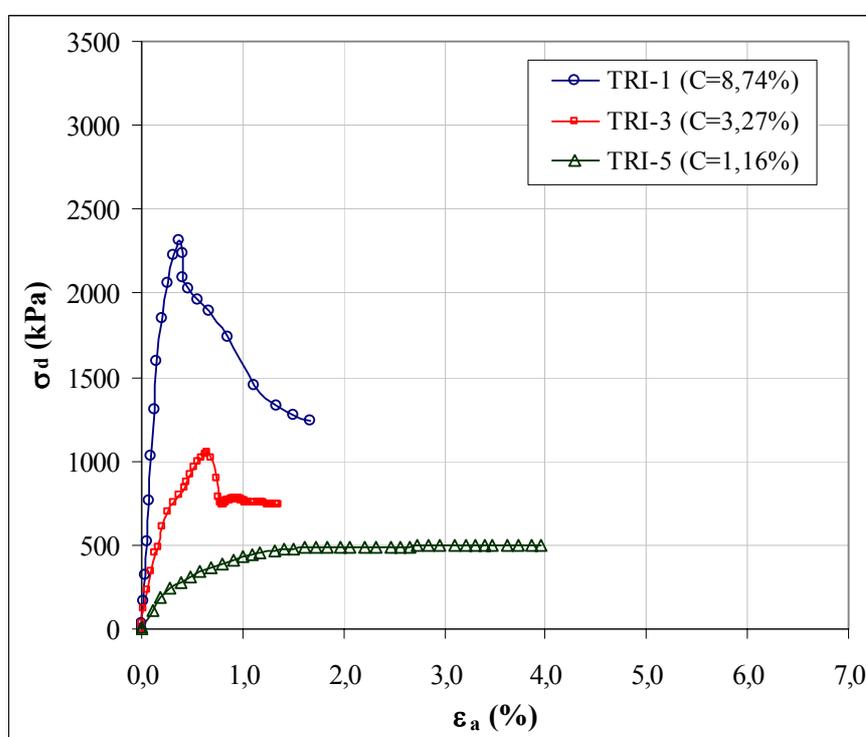


Figura 7.3: curvas tensão-deformação dos corpos-de-prova com $\gamma_d = 1,73 \text{ g/cm}^3$

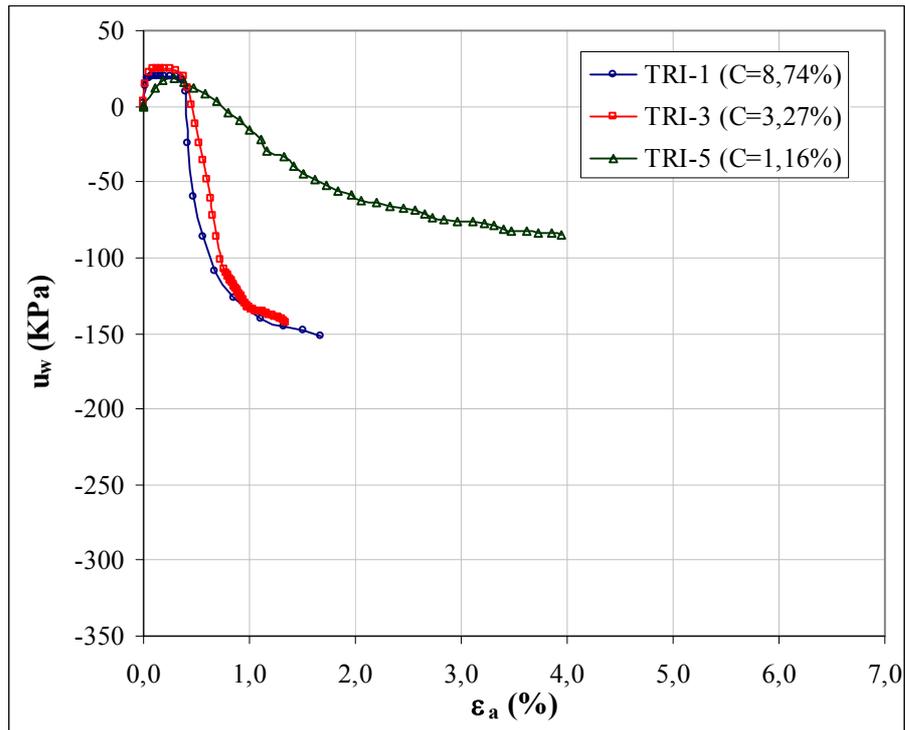


Figura 7.4: curvas geração de poro-pressão *versus* deformação axial dos corpos-de-prova com $\gamma_d = 1,73 \text{ g/cm}^3$

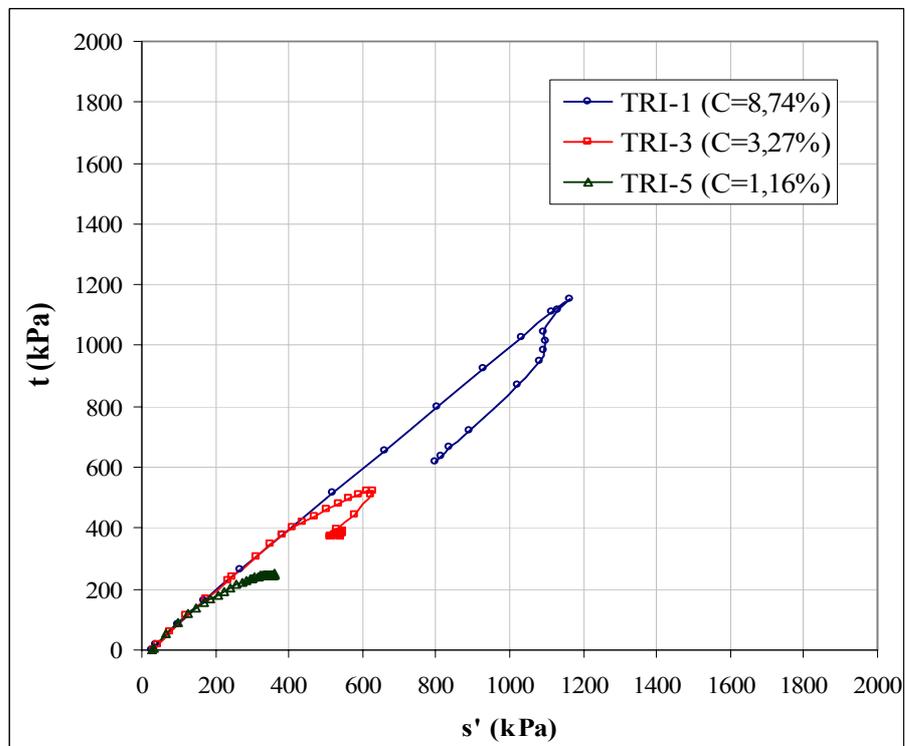


Figura 7.5: diagrama s' - t dos corpos-de-prova com $\gamma_d = 1,73 \text{ g/cm}^3$

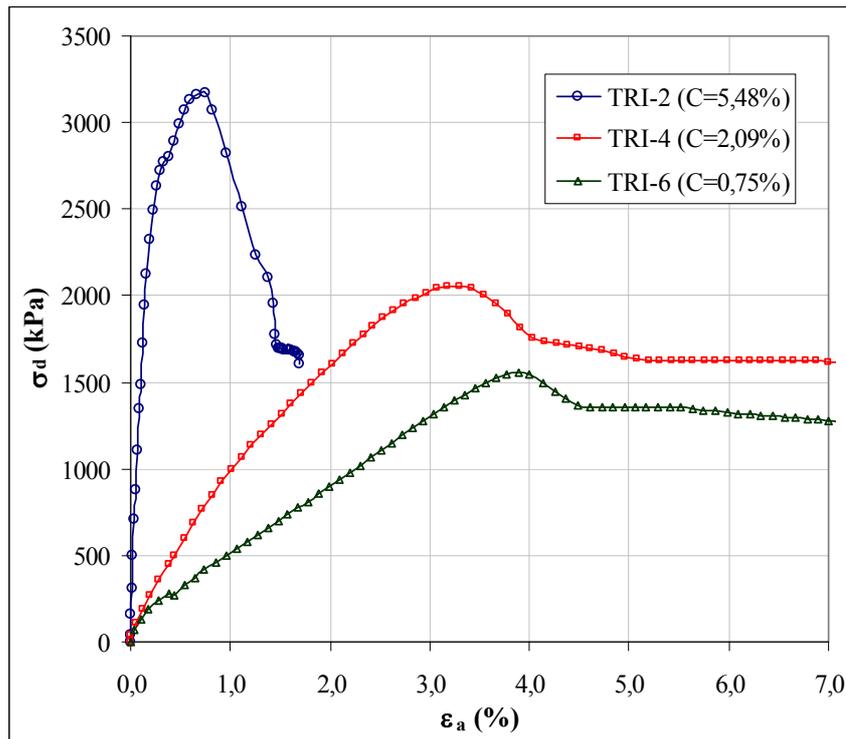


Figura 7.6: curvas tensão-deformação dos corpos-de-prova com $\gamma_d = 1,97 \text{ g/cm}^3$

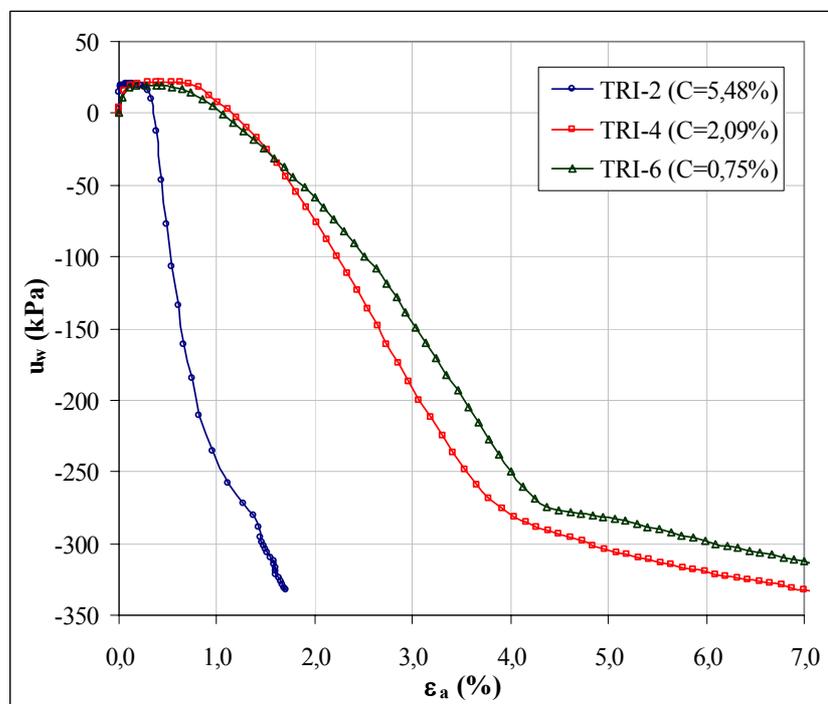


Figura 7.7: curvas geração de poro-pressão *versus* deformação axial dos corpos-de-prova com $\gamma_d = 1,97 \text{ g/cm}^3$

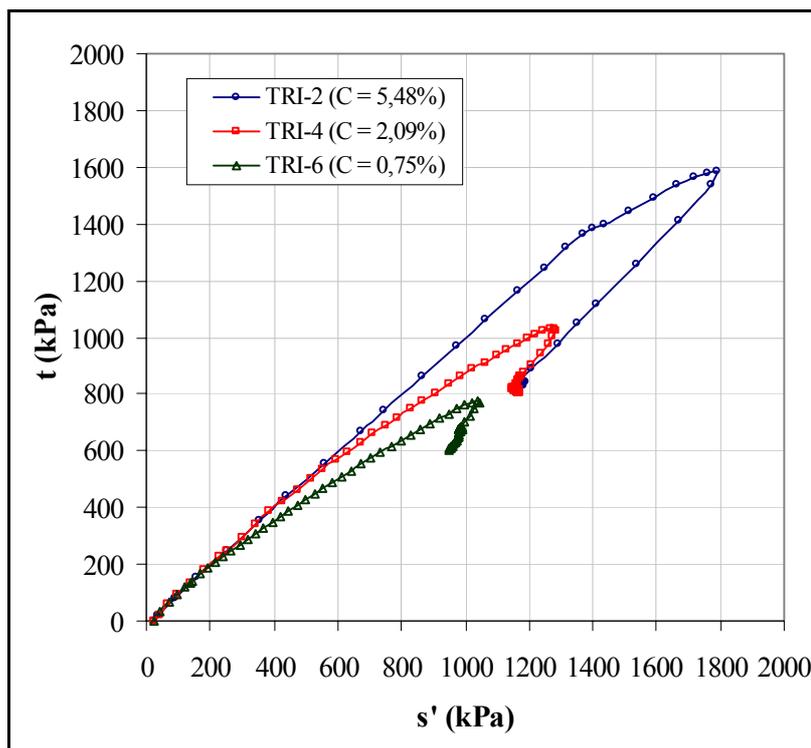


Figura 7.8: diagrama s' - t dos corpos-de-prova com $\gamma_d = 1,97 \text{ g/cm}^3$

Na figura 7.9 é apresentada a variação da resistência de pico em função do teor de cimento para os ensaios triaxiais. De maneira similar ao caso da resistência à compressão simples, a tensão de pico aumentou linearmente com o aumento do teor de cimento e a uma taxa maior para a massa específica aparente seca mais elevada.

Entretanto, um fato que chama a atenção é que as equações de ajuste obtidas para os ensaios triaxiais não-drenados foram bem distintas das obtidas nos ensaios de compressão simples. Isso indica que as diferenças advindas da tensão confinante aplicada (mesmo sendo considerada baixa), da possibilidade de saturação da amostra, da restrição efetiva da variação volumétrica e dos possíveis efeitos de dilatância, que se manifestam para maiores deformações axiais, no caso dos ensaios triaxiais, fazem com que comparações diretas, por exemplo de resistência, entre os dois tipos de ensaios, devam ser feitas com cautela.

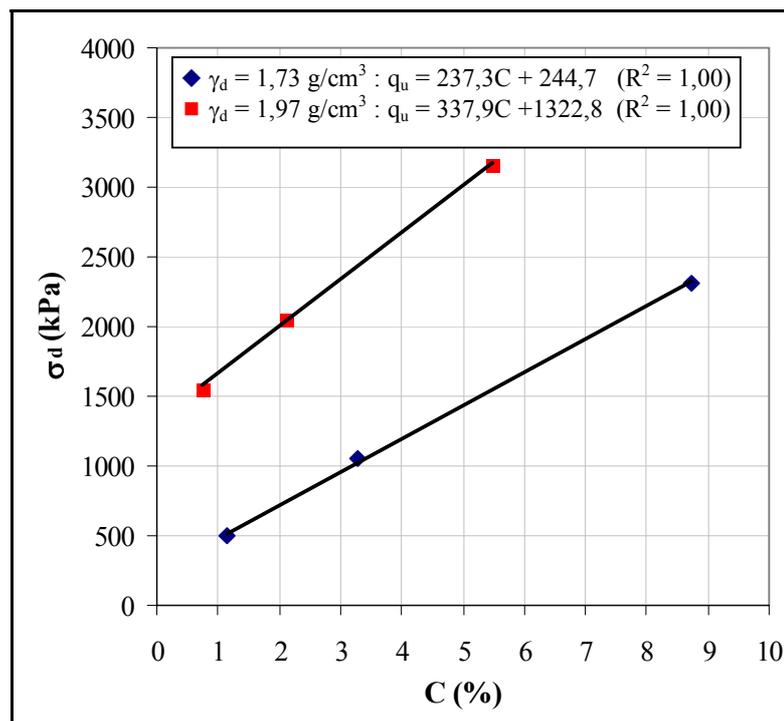


Figura 7.9: variação da resistência de pico dos ensaios triaxiais não-drenados em função do teor de cimento

7.2 EFEITO DA POROSIDADE

Através da figura 6.2 pode-se observar como a porosidade afetou a resistência à compressão simples do solo-cimento testado. Independentemente da quantidade de cimento, a redução na porosidade do material promoveu ganhos significativos de resistência. Verificou-se que a resistência à compressão simples aumentou exponencialmente com a redução da porosidade da mistura compactada.

O efeito benéfico em termos de aumento de resistência com a diminuição da porosidade tem sido reportado em diversos trabalhos (FELT, 1955; INGLES & METCALF, 1972; CLOUGH *et al.*, 1981; NÚÑEZ, 1991; ISMAIL *et al.*, 2002).

O mecanismo pelo qual a redução na porosidade influencia o aumento na resistência do solo-cimento parece estar relacionado com um aspecto principal, já ressaltado no item 7.1: a existência de um maior número de contatos e maior intertravamento entre partículas do solo.

De acordo com ISMAIL *et al.* (2002), o número de pontos de contato entre as partículas de solo depende da compactação do mesmo. Esferas granulares ideais podem

teoricamente, segundo GRAY (1968) citado por ISMAIL *et al.* (2002), existir entre dois estados extremos de compacidade, com índice de vazios variando entre 0,35 no estado mais denso e 0,92 no estado mais fofo. No estado mais denso, cada esfera é rodeada por outras doze esferas, já no estado mais fofo cada esfera estará rodeada por outras seis esferas. Com a maior proximidade e existência de um maior número de contatos entre as partículas do solo, os produtos da hidratação do cimento tem mais chances de promover ligações efetivas entre as mesmas, ou seja, partícula a partícula.

Um segundo aspecto, também resultado do maior número de contatos entre as partículas, é o maior atrito que pode ser mobilizado em reação às tensões aplicadas, bem como a existência de um maior intertravamento.

O mecanismo de mobilização da resistência em misturas de solo-cimento é complexo. No caso de solos puramente arenosos, dependendo do teor de cimento adicionado, poderão desenvolver-se ligações entre parte, ou mesmo entre todas, partículas do solo. No caso de solos com maior teor de finos (siltes e argilas) e para teores de cimento usuais, é pouco provável que exista cimentação entre todas as partículas do solo, mas sim que, em primeira instância, grupos de partículas estejam ligadas entre si pelos produtos cimentantes (PRIETTO, 1996; PORBAHA *et al.*, 2000; PCA, 2004).

Para CLOUGH *et al.* (1981), a introdução de um agente cimentante produz um material com duas componentes de resistência: uma devido à cimentação e outra devido ao atrito. A cimentação é mobilizada primeiro, a pequenas deformações, enquanto que o atrito é mobilizado a grandes deformações.

De acordo com COOP & ATKINSON (1993), o comportamento de areias cimentadas dependerá de seu estado inicial em relação à posição da sua superfície de plastificação e linha de estado crítico, conforme apresenta a figura 7.10. A primeira classe de comportamento ocorre quando a amostra é submetida ao cisalhamento sob baixas tensões de confinamento (insuficientes para causar a quebra da cimentação). A amostra, em cisalhamento, ultrapassa a linha de estado crítico apresentando um pico de resistência a pequenas deformações, seguido de “*strain-softening*” até retornar à linha de estado crítico. A segunda classe de comportamento ocorre para níveis intermediários de tensão confinante onde, embora a cimentação esteja intacta antes do começo do cisalhamento, sua plastificação ocorre durante o

mesmo. É observado um comportamento tensão-deformação aparentemente elástico até um ponto de plastificação bem definido que, após a plastificação, passa a ser governado pela componente friccional do material, sem a observação de pico de resistência. A terceira classe de comportamento ocorre quando a amostra ultrapassa a superfície de plastificação (onde ocorre a quebra da cimentação) durante a compressão isotrópica; seu comportamento em cisalhamento será similar àquele do mesmo material no estado não cimentado, sendo controlado pela sua componente friccional e não apresentando pico de resistência

Este tipo de modelo foi desenvolvido considerando a componente estrutural resultado apenas da ligação entre as partículas e não considerando o efeito do arranjo entre as partículas.

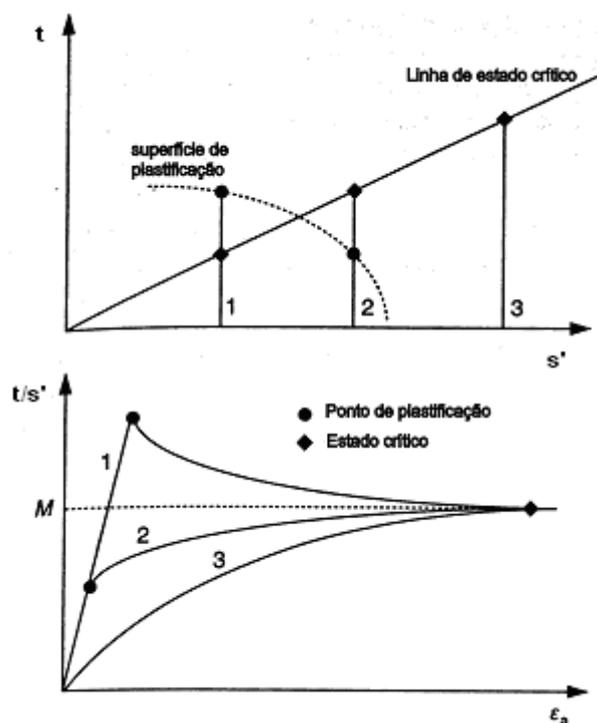


Figura 7.10: comportamento idealizado de solos cimentados onde o efeito da cimentação é preponderante (CUCCOVILLO & COOP, 1999 adaptado de COOP & ATKINSON, 1993)

CUCCOVILLO & COOP (1999) apresentam um modelo de comportamento onde a componente friccional do solo é preponderante sobre a cimentação na constituição da estrutura. A figura 7.11 ilustra o comportamento esperado desse tipo de material.

O mecanismo de cisalhamento para estes materiais é controlado pela dilatância, que é a causa dos picos de resistência. O comportamento tensão-deformação é não linear para um grande intervalo de tensões confinantes (caso 2b). Se observada, a linearidade estaria restrita a parte inicial do cisalhamento (caso 2a). Compressão e quebra de partículas são observadas apenas para tensões confinantes muito altas (caso 3), e se o material possuir um pequeno grau de cimentação, picos de resistência gerados por esta cimentação estarão restritos a baixas tensões de confinamento (caso 1).

Para CUCCOVILLO & COOP (1999), o que difere o comportamento desses solos estruturados, em relação ao mesmo solo no estado reconstituído, é o fato deles apresentarem picos de resistência mais elevados e um comportamento volumétrico distinto. A presença de um arranjo entre partículas diferenciado e alguma cimentação seriam as causas desse comportamento. Até o ponto de plastificação, a presença da cimentação restringe a dilatância do material. Após a plastificação, a gradual degradação da cimentação faz com que haja um rápido aumento da taxa de dilatância até que um máximo seja atingido no pico de resistência.

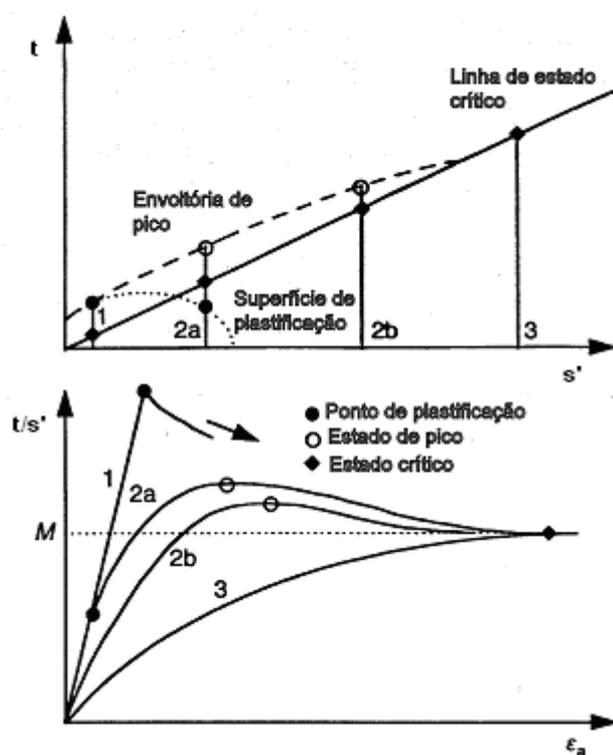


Figura 7.11: comportamento idealizado de solos cimentados onde o efeito da componente friccional é preponderante (CUCCOVILLO & COOP, 1999)

Conforme argumenta COOP & ATKINSON (1993), a resistência à compressão simples ou não-confinada é resultado de uma parcela da resistência atribuída à componente coesiva do material.

Por isso, entende-se que o efeito do ganho de resistência com a redução na porosidade do solo-cimento estudado, em termos de resistência à compressão simples, é predominantemente causado pela cimentação mais efetiva, em função do maior número de contatos entre partículas existente. Além desse aspecto, a maior capacidade de distribuição de tensões no interior da amostra bem como a maior capacidade de mobilização de atrito nas porosidades mais baixas também contribuem para o ganho de resistência do material.

Em relação aos ensaios triaxiais, pode-se dizer que o comportamento passa de predominantemente coesivo para predominantemente friccional à medida que se reduz a quantidade de cimento.

Um fator adicional nesta análise do efeito da porosidade que deve ser notado é o aumento do teor de cimento volumétrico (volume de cimento dividido pelo volume total do corpo-de-prova) para um mesmo teor de cimento dosado em relação à massa de solo seco (ver tabela 6.1). Ou seja, há um volume maior de cimento por unidade de volume do corpo-de-prova, ou ainda, um número maior de partículas de cimento, à medida que massa específica aparente seca da mistura aumenta.

Como todo o programa experimental baseou-se nas curvas de compactação do solo, as dosagens das misturas de solo-cimento foram feitas em termos da massa específica aparente seca alvo. Desta forma, o aumento na massa específica aparente seca se deu por aumento da quantidade de mistura e não somente pelo aumento da quantidade de solo.

O aumento no teor de cimento volumétrico foi em média de 12% pra a faixa de variação considerada na massa específica aparente seca da mistura de solo-cimento (de 1,73 g/cm³ para 1,97 g/cm³). Isso faz com que uma pequena parcela do aumento da resistência com a redução da porosidade deva ser creditada ao maior número de partículas de cimento presentes por unidade de volume. Esse fato poderia gerar alguns questionamentos sobre a validade das análises feitas até agora sobre a influência do teor de cimento e da porosidade na resistência à compressão simples. Por isso, é apresentada a figura 7.12 que mostra a variação da resistência à compressão simples com o aumento do teor volumétrico de cimento.

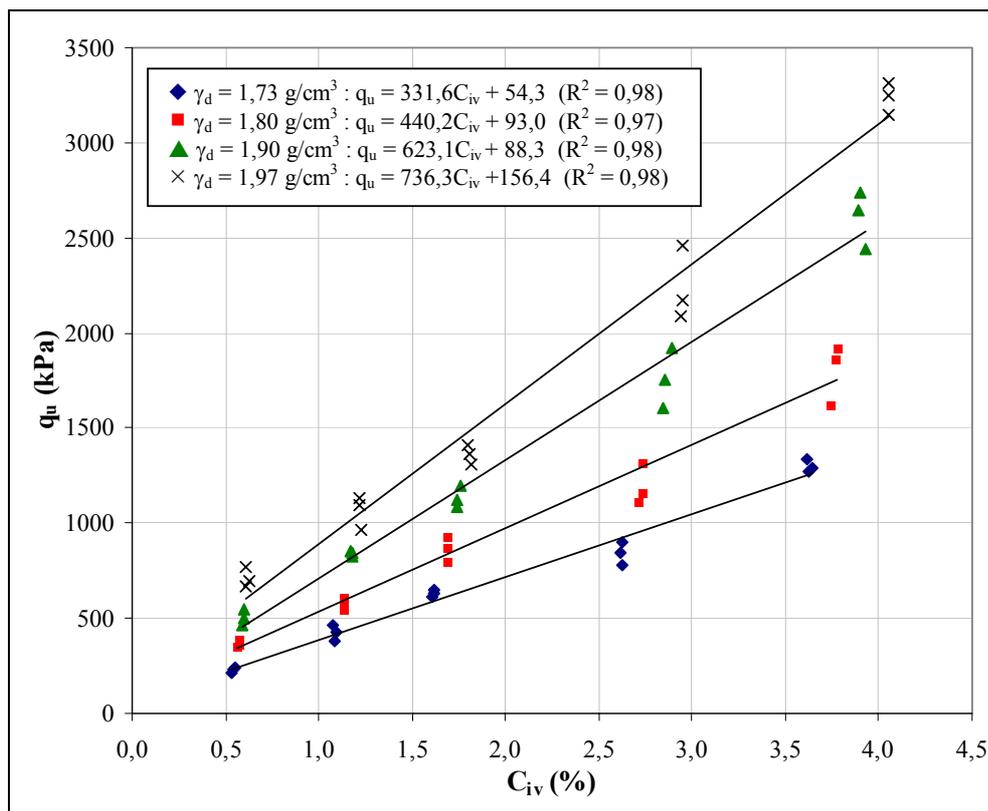


Figura 7.12: efeito do teor volumétrico cimento sobre a resistência à compressão simples do solo-cimento

Comparando-se as figuras 7.12 e 6.1, verifica-se que as análises feitas considerando o teor de cimento dosado em relação à massa de solo seco permanecem válidas quando considera-se o teor de cimento volumétrico, ou seja, q_u cresce linearmente com o aumento do teor de cimento e, a taxa de crescimento da resistência, é maior quanto maior for a massa específica aparente seca da mistura.

Em relação à porosidade torna-se difícil avaliar a parcela de resistência gerada em função do aumento do teor volumétrico de cimento, já que estão associados o aumento no teor de cimento com a maior proximidade entre as partículas. Entretanto, se for considerada uma variação linear da resistência com o teor de cimento volumétrico sob uma taxa média de 532,8 kPa/(%), calculada a partir da média dos coeficientes de C_{vi} apresentados na figura 7.12, ter-se-ia que a resistência gerada pelo aumento do teor de cimento volumétrico corresponderia a aproximadamente 12% do ganho de resistência obtida pela redução na porosidade da mistura (ver tabela 7.1). Considera-se que esse pequeno percentual, atribuído ao aumento no teor de cimento, não invalida as análises realizadas até agora.

Tabela 7.1: parcela da resistência gerada pelo aumento do teor volumétrico de cimento

C (%)	ΔC_{iv} (%)	Δq_u (kPa)	$q_{u \text{ min}}$ (kPa)	$q_{u \text{ máx}}$ (kPa)	$\Delta q_{u \text{ total}}$ (kPa)	$\Delta q_u / \Delta q_{u \text{ total}}$ (%)
1	0,08	43	231	710	479	8,9
2	0,14	75	421	1066	645	11,6
3	0,19	101	631	1362	731	13,8
5	0,32	170	838	2240	1402	12,2
7	0,44	234	1300	3239	1939	12,1
<i>Média</i>						<i>11,7</i>

Onde:

ΔC_{iv} : variação do teor volumétrico de cimento para um mesmo teor de cimento avaliado em relação à massa de solo seco.

Δq_u : ($\Delta C_{iv} \times 532,8$).

$\Delta q_{u \text{ total}}$: ($q_{u \text{ máx}} - q_{u \text{ min}}$) variação na resistência à compressão simples com a redução na porosidade da mistura (ver figura 6.2).

7.3 EFEITO DO TEOR DE UMIDADE DE MOLDAGEM

O efeito do teor de umidade de moldagem, mantendo-se constante a massa específica aparente seca, sobre a resistência à compressão simples do solo-cimento estudado pôde ser observado através da figura 6.5. De maneira geral, ocorreu um aumento da resistência à compressão com o teor de umidade até um valor ótimo, a partir do qual a resistência passa a diminuir. Verificou-se que esse teor ótimo de umidade é de aproximadamente 10%, independentemente do teor de cimento.

Ao se observar a curva de compactação do solo sem cimento para a energia intermediária, que é a mais próxima dos pontos de moldagem, verifica-se que o teor de umidade que gerou a maior resistência é ligeiramente inferior (tramo seco) ao teor ótimo de 11% para a curva de compactação.

CARRARO (1997) avaliou o efeito da variação nas condições de compactação sobre a resistência à compressão simples uma mistura de solo (arenito Botucatu), cal e cinza volante. O autor verificou que, mantendo-se constante a massa específica aparente seca e variando-se o teor de umidade de moldagem, a máxima resistência é obtida para um ponto localizado no tramo seco da curva de compactação, próximo à umidade ótima.

Como discutido no item 3.1.3, estudos tem mostrado que o teor de umidade que proporciona máxima resistência e durabilidade não é necessariamente igual ao teor de umidade que gera a maior massa específica aparente seca. Como ressalta FELT (1955), para os solos arenosos, um teor de umidade levemente inferior ao ótimo é o que proporciona maiores resistências e menores perdas de massa nos testes de durabilidade.

Os resultados obtidos neste trabalho seguem na mesma linha dos observados pelos pesquisadores acima citados. A explicação para tal fato está relacionada à estrutura conferida ao solo-cimento no momento da moldagem, sendo que a quantidade de água presente na mistura tem papel fundamental na configuração desta estrutura.

O termo estrutura está associado ao arranjo espacial das partículas do solo e à existência de forças de ligação entre as mesmas (por exemplo, cimentação). De acordo com MITCHELL (1976), existe um grande número de maneiras pelas quais as partículas de solo podem se organizar espacialmente, principalmente quando partículas de diferentes tamanhos, formas e naturezas (areias, siltes e argilas) estão presentes.

De maneira geral, em solos predominantemente argilosos, pode se observar estruturas denominadas dispersas (figura 7.13a) e estruturas floculadas (figura 7.13b). Já em solos arenosos e siltosos pode-se observar um arranjo granular com maior ou menor grau de compactidade (figura 7.13c).

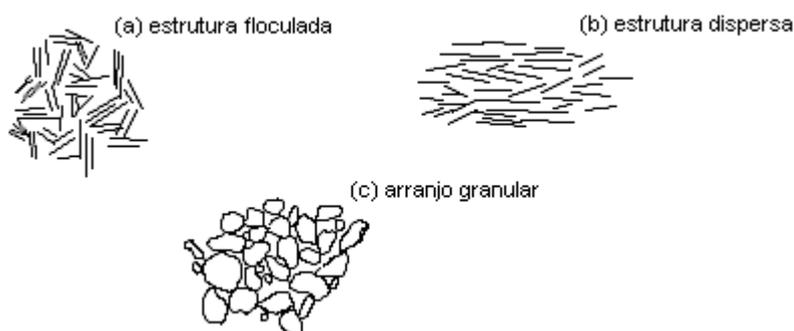


Figura 7.13: diferentes feições estruturais de solos (adaptado de MITCHELL, 1976).

Não foi possível a realização de microscopias no presente estudo de forma que pudessem ser visualizadas as feições estruturais do solo-cimento com a variação dos teores de

umidade. Entretanto, algumas considerações serão feitas baseadas em dados bibliográficos e pesquisas anteriores realizadas com o mesmo tipo de solo e que apresentam microscopias do material (PRIETTO, 1996; CARRARO, 1997; HEINECK, 1998).

O solo aqui utilizado possui uma fração fina (silte + argila) de aproximadamente 38,4% da massa de material seco. De maneira geral, ele apresenta os grãos de areia recobertos por partículas de silte e argila e também aglomeração de silte e argila (figura 7.14).

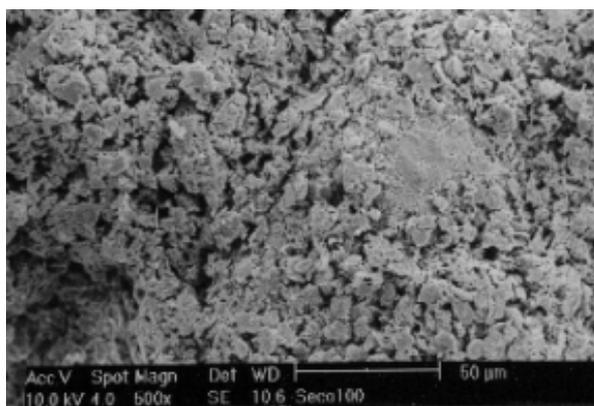


Figura 7.14: microscopia do solo residual de arenito Botucatu: aumento de 500 vezes (HEINECK, 1998)

De acordo com LAMBE & WHITMAN (1979), o comportamento de um solo é enormemente influenciado pelo tipo de estrutura existente. Em geral, quando o solo está no estado floculado, ele apresenta maior resistência, menor compressibilidade e maior permeabilidade do que o mesmo solo, no mesmo índice de vazios, porém no estado disperso. Esse comportamento deve-se à maior dificuldade de se impor deslocamentos entre partículas que se encontram em um estado desordenado e à existência de forças de atração entre as partículas. O aumento do teor de umidade tende a reduzir essas forças de atração, permitindo um arranjo mais ordenado.

Entende-se que a variação no teor de umidade de moldagem do solo-cimento estudado gerou estruturas diferenciadas, que afetaram os valores obtidos na resistência à compressão simples. A compactação em teores de umidade abaixo de 11% apresentou, possivelmente, uma estrutura mais floculada que para teores acima desse valor, onde as partículas apresentaram um maior grau de orientação.

É interessante notar que o efeito do teor de umidade sobre a resistência foi mais pronunciado para os teores de cimento iguais a 9% e 12%. Esse fato pode estar associado ao aumento do teor de finos devido à inserção de cimento, já que o mesmo apresenta uma granulometria fina, com partículas de diâmetro menor que 0,0075 mm. Esse acréscimo no teor de finos pode ter tornado o material mais sensível, em termos de variação no tipo de estrutura, às variações no teor de umidade de moldagem.

7.4 RELAÇÃO ÁGUA/CIMENTO

A partir da figura 6.6 pode-se verificar a inexistência de uma relação bem definida entre a resistência à compressão simples e a relação água/cimento, já que os dados plotados apresentam-se em “patamares” de resistência diferenciados em função da quantidade de cimento utilizada.

Esse resultado difere do obtido por HORPIBULSUK *et al.* (2003). No estudo de argilas moles com altos teores de umidade (106% a 185%) através de ensaios de compressão simples, os autores verificaram que a relação água/cimento é um parâmetro apropriado para a análise do desenvolvimento da resistência mecânica deste material porque leva em consideração as interações físico-químicas entre o sistema água-argila-cimento. Enquanto que a quantidade de água reflete a estrutura da argila mole, a quantidade de cimento reflete o nível de cimentação de tal estrutura.

Da mesma forma AZAMBUJA (2004), estudando misturas de solo-cimento-bentonita com teores de umidade variando entre 80% e 200%, verificou através de ensaios de compressão simples e triaxiais não-drenados, que a resistência desse material está diretamente ligada à relação água/cimento.

Entretanto deve-se notar que, nos estudos citados anteriormente, a grande quantidade de água presente é suficiente para preencher todos os poros do solo, refletindo indiretamente a quantidade de vazios existente. Isso é o mesmo que ocorre no caso do concreto, onde a quantidade de água reflete a quantidade de vazios existentes na pasta de cimento que recobre os agregados.

No presente estudo, os vazios estão apenas parcialmente preenchidos pela água, não existindo relação entre a quantidade de vazios e a quantidade de água. Portanto, o papel desempenhado pelos vazios e pela quantidade de água são diferentes. Enquanto que água afeta a resistência do material por alterar sua estrutura, a porosidade afeta diretamente a resistência por alterar o número de pontos de contatos entre as partículas e por consequência a magnitude da cimentação e a distribuição de tensões na amostra.

Logo, para o solo-cimento no estado não-saturado (estado em que normalmente se encontram os aterros compactados), uma relação entre quantidade de vazios e quantidade de cimento é a mais adequada na análise e controle da sua resistência mecânica.

7.5 RELAÇÃO VAZIOS/CIMENTO

Como apresentado na figura 6.7, a relação vazios/cimento como definido por LARNACH (1960) (razão entre o volume total de vazios e o volume total de cimento) apresenta uma correlação razoável, com os valores obtidos para a resistência à compressão simples. Contudo, há uma dispersão dos pontos em torno da curva de ajuste maior do que a obtida quando considera-se os efeitos isolados da quantidade de cimento ou porosidade da mistura. A figura 7.15 ajuda a esclarecer os motivos pelo qual isso ocorre.

A figura 7.15 é igual à 6.7, porém diferenciando os pontos plotados pelo seu teor de cimento. Pode-se verificar claramente que pontos com mesma relação vazios/cimento, obtidos de modos diferentes (um por densificação e outro por aumento do teor de cimento), apresentam resistências distintas, sendo que os pontos com menor porosidade e menor quantidade de cimento atingem, sistematicamente, resistências maiores (ver destaque na figura 7.15 para $V_v/V_{ci} \approx 22$).

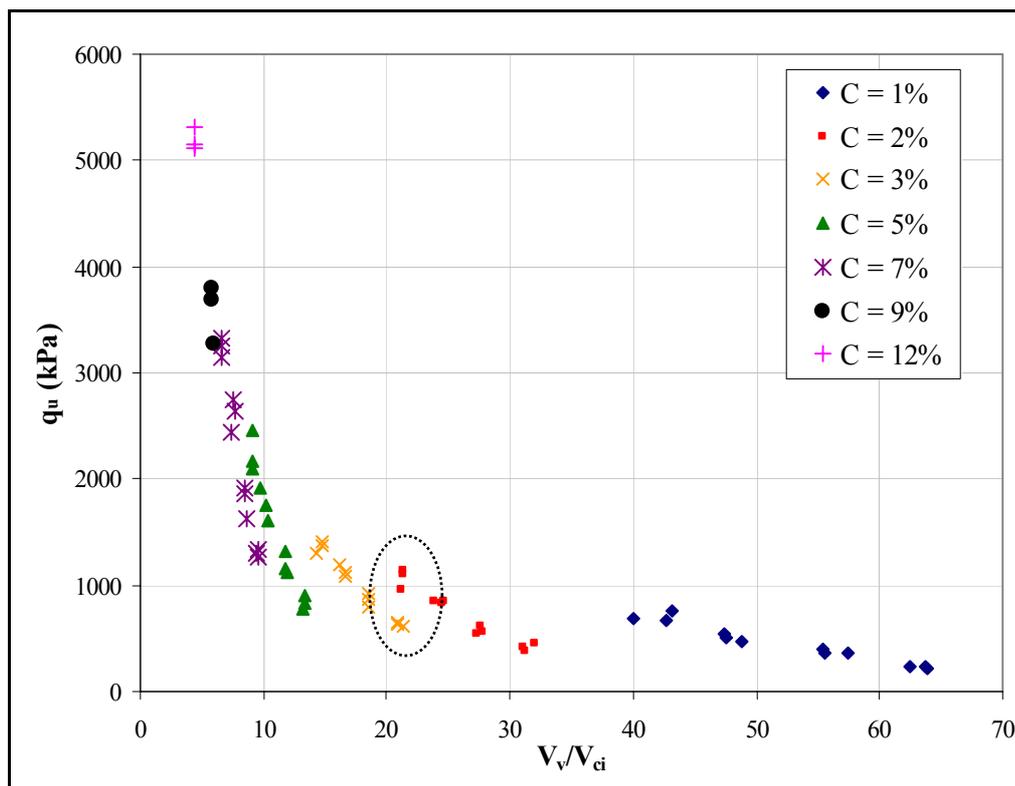


Figura 7.15: relação vazios/cimento conforme definição de LARNACH (1960)

Esse aspecto fica claramente evidenciado quando se observa os resultados dos ensaios triaxiais. Para os três casos testados, o corpo-de-prova menos poroso apresentou maior resistência de pico. Além disso o comportamento volumétrico e a rigidez se mostraram distintos para os corpos-de-prova com mesma relação vazios/cimento.

O que ocorre é que a relação estabelecida por LARNACH (1960) assume que dada uma variação no volume de vazios, uma variação proporcional no volume de cimento seria suficiente para contrabalançar a perda ou ganho na resistência. Em termos matemáticos tem-se:

$$\text{Se: } \frac{V_v}{V_{ci}} = K \quad \text{e} \quad \frac{V_v + \Delta V_v}{V_{ci} + \Delta V_{ci}} = K; \quad \text{então: } \Delta V_{ci} = \frac{V_{ci}}{V_v} \times \Delta V_v$$

Onde: ΔV_v = variação no volume de vazios.
 ΔV_{ci} = variação no volume de cimento.
 K = Constante

Ao observar as figuras 7.16 e 7.17, que mostram a relação das grandezas volume de vazios (V_v) e inverso do volume de cimento ($1/V_{ci}$) com a resistência à compressão simples, pode-se notar que as taxas de variação q_u em relação a cada uma dessas grandezas são substancialmente diferentes.

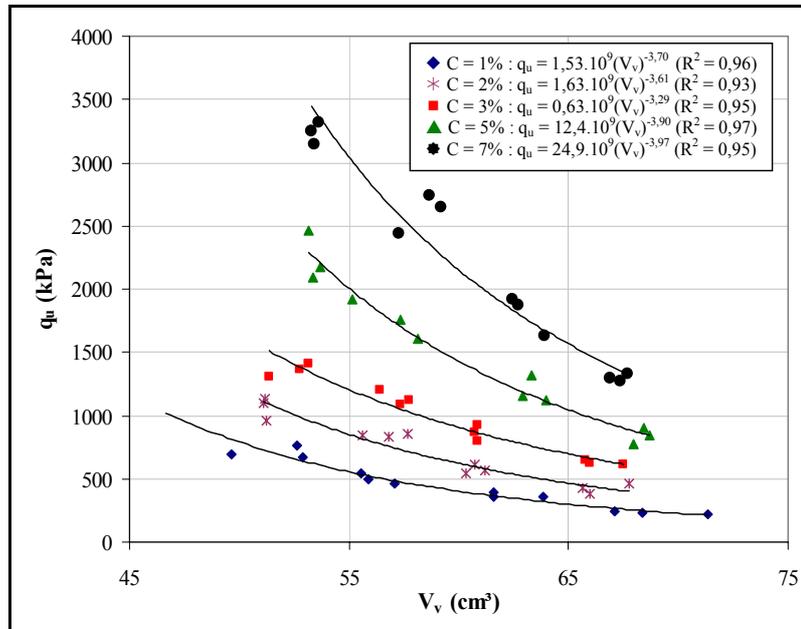


Figura 7.16: relação entre o volume de vazios e a resistência à compressão simples

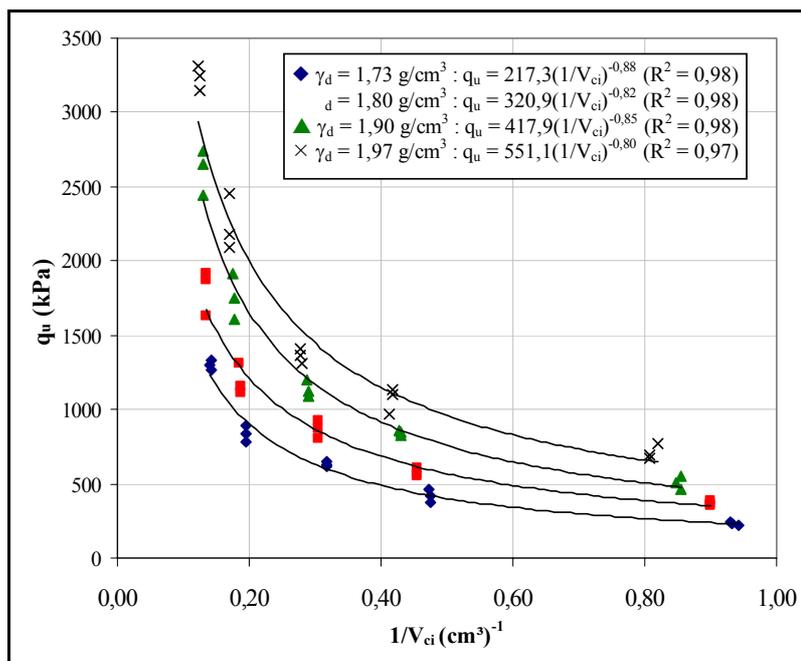


Figura 7.17: relação entre o inverso do volume de cimento e a resistência à compressão simples

Uma maneira de compatibilizar as taxas de variação das grandezas citadas é através da aplicação de uma potência sobre uma delas. Após diversas tentativas obteve-se que, aplicando uma potência igual a 0,28 sobre o parâmetro V_{ci} , haveria uma melhor compatibilização entre as taxas de variação, resultando num melhor ajuste para a relação vazios/cimento.

A figura 7.18 apresenta a variação da resistência à compressão simples em relação ao fator $1/(V_{ci})^{0,28}$. Pode-se observar agora, comparando os gráficos 7.18 e 7.16, que as taxas de variação dos dois fatores são similares.

Aplicando a formulação obtida para a relação vazios/cimento obtém-se os gráficos das figuras 7.19 e 7.20, onde se pode verificar o melhor ajuste dos pontos a esse novo fator.

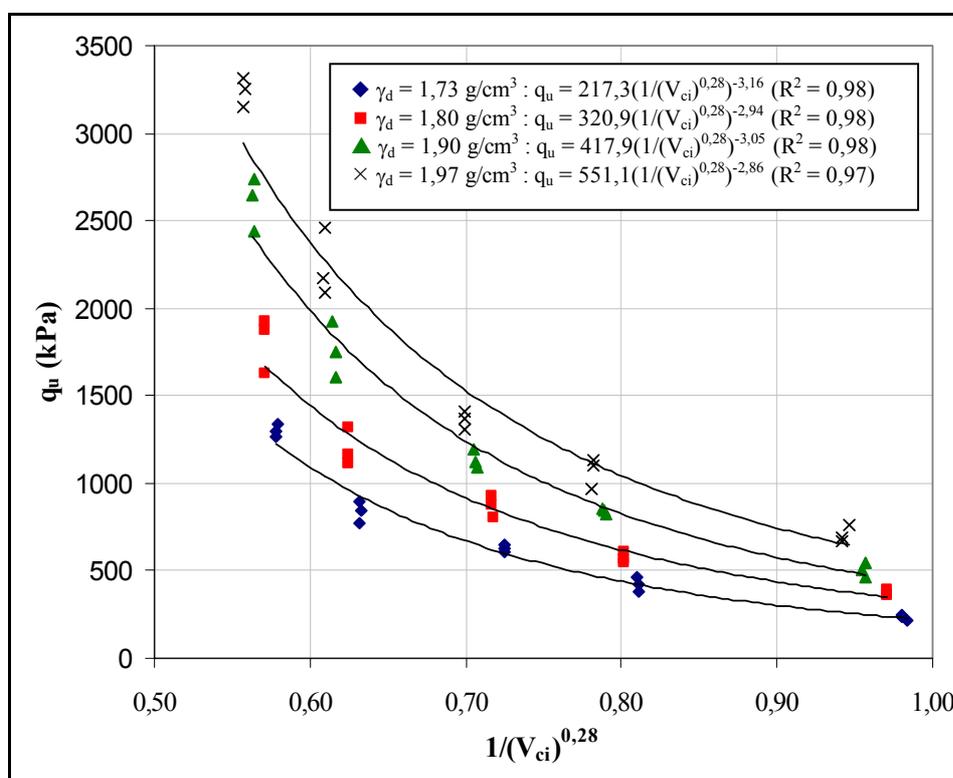


Figura 7.18: relação entre o inverso do volume de cimento(ajustado pela potência de 0,28) e a resistência à compressão simples

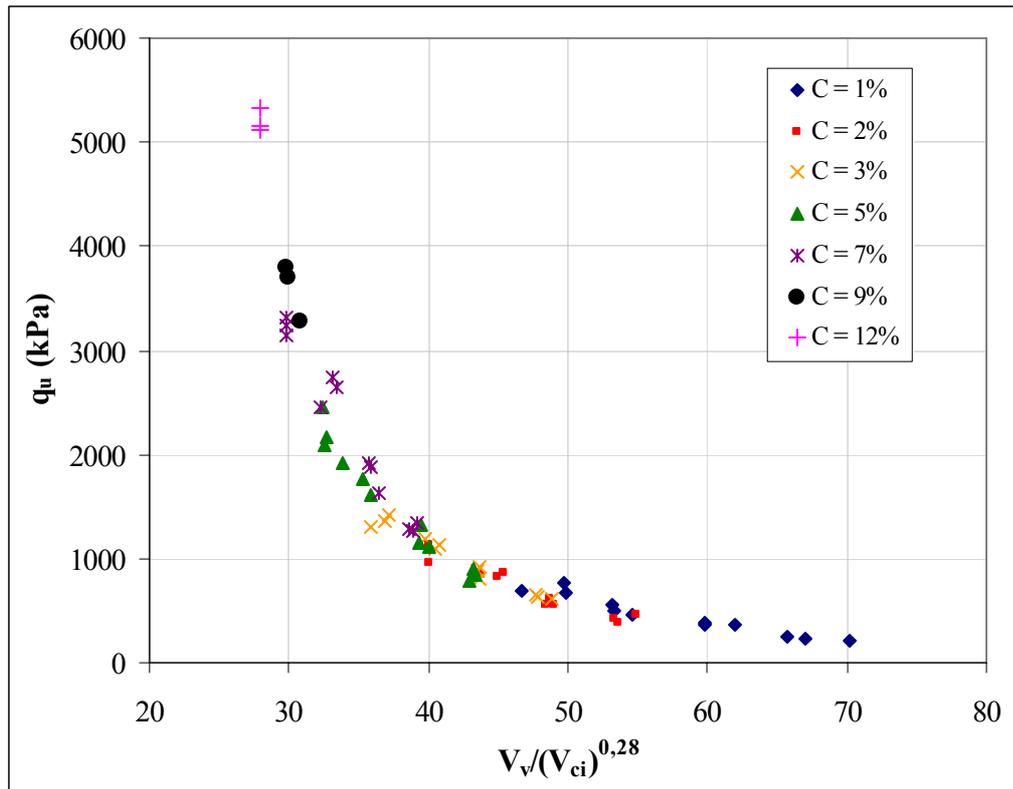


Figura 7.19: relação vazios/cimento ajustada

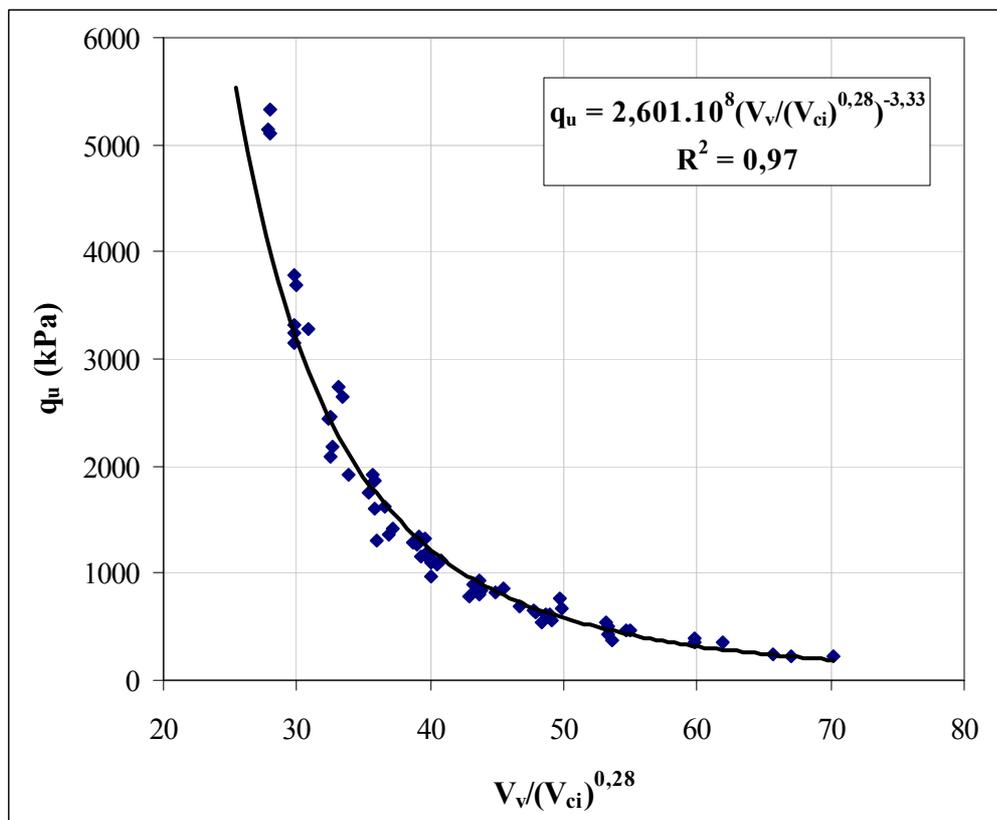


Figura 7.20: curva de ajuste da relação vazios/cimento

Pela figura 7.20 nota-se que a resistência à compressão simples do material em estudo pode ser avaliada, com um excelente grau de precisão, através da relação vazios/cimento ajustada pelo expoente 0,28. Entretanto, uma forma mais elegante de expressar a relação vazios/cimento pode ser feita utilizando, ao invés do volume de vazios, a porosidade do material (η) expressa em porcentagem e, ao invés do volume de cimento, o teor volumétrico de cimento expresso em porcentagem do volume total (C_{iv}). A figura 7.21 apresenta o novo ajuste utilizando essa relação $[\eta/(C_{iv})^{0,28}]$. Percebe-se que não ocorre alteração na qualidade do ajuste dos dados, uma vez que as novas variáveis são proporcionais às utilizadas anteriormente.

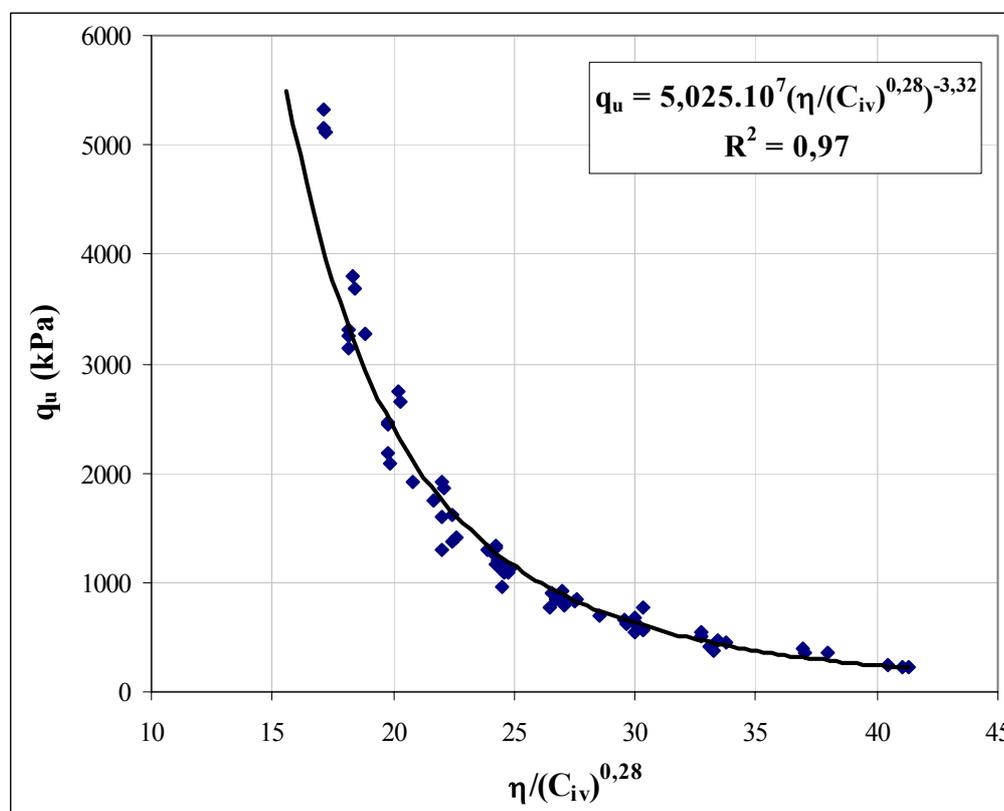


Figura 7.21: relação vazios/cimento expresso em termos da porosidade e do teor de volumétrico de cimento

Outro aspecto importante é que essa mesma forma de ajuste apresenta bons resultados na previsão da tensão desvio dos ensaios triaxiais não-drenados. A tabela 7.2 apresenta os dados referentes aos ensaios triaxiais e a figura 7.22 o ajuste dos resultados.

Tabela 7.2: dados dos corpos-de-prova submetidos a ensaio de compressão triaxial não-drenado

Corpo-de-prova	η (%)	C_{iv} (%)	$\eta/(C_{iv})^{0,28}$	σ_d (kPa)
TRI-1	37,78	4,45	24,9	2311
TRI-2	26,45	3,23	19,0	3167
TRI-3	34,25	1,75	29,3	1050
TRI-4	25,39	1,28	23,7	2056
TRI-5	34,88	0,63	39,7	500
TRI-6	25,32	0,47	31,3	1557

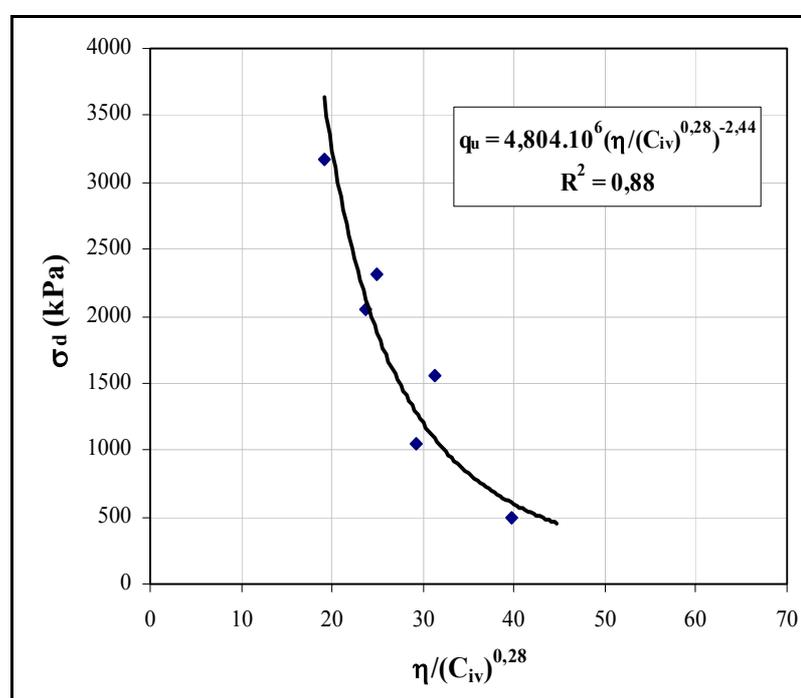


Figura 7.22: variação da tensão desvio com a relação vazios/cimento

Cabe ressaltar que todos dados plotados nos gráficos das figuras 7.15 a 7.22 continham o mesmo teor de umidade de moldagem (10%). Como foi visto no item 7.3, a variação do teor de umidade possui uma influência significativa sobre a resistência à compressão simples do material estudado, uma vez que a compactação sob diferentes teores de umidade, mesmo mantendo-se constante a massa específica aparente seca, gera diferentes arranjos estruturais entre as partículas.

Através da figura 7.23, onde são apresentados os pontos da linha “B”, percebe-se que para uma mesma relação vazios/cimento, ao se variar o teor de umidade de moldagem, as resistências obtidas foram diferentes. A variação na resistência aumentou à medida que

creceu o teor de cimento adicionado, uma vez que o aumento no teor de cimento implica no aumento da quantidade de finos no material.

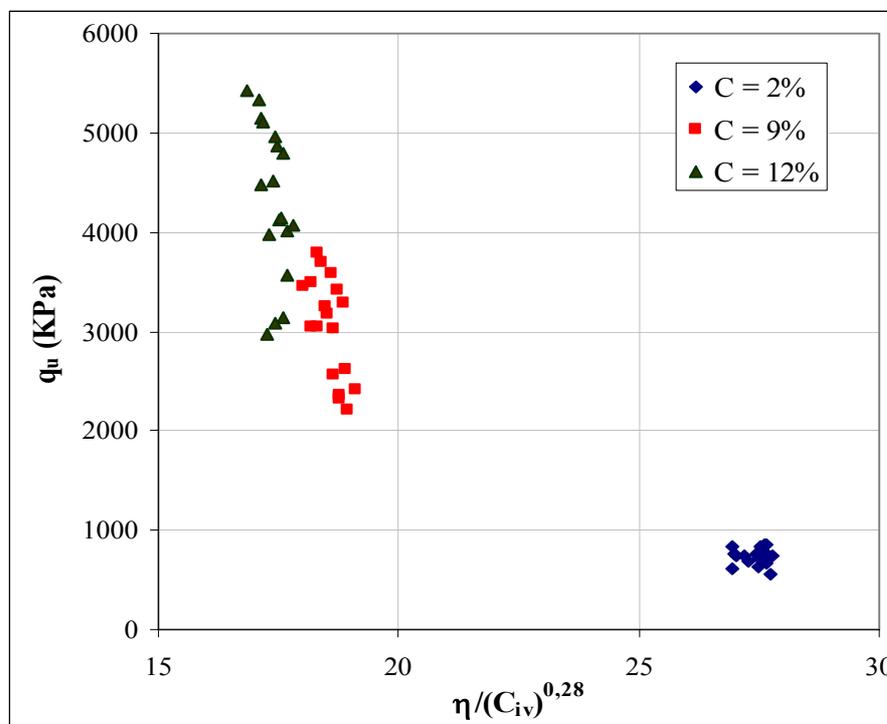


Figura 7.23: efeito da variação da umidade de moldagem para corpos-de-prova com mesma relação vazios/cimento

7.5.1 Exemplo de Aplicação para a Relação Vazios/Cimento

O exemplo aqui apresentado pretende fornecer um roteiro básico através do qual, a utilização da relação vazios/cimento pode contribuir significativamente na racionalização de projetos geotécnicos. Será considerado o problema da determinação da capacidade de suporte de uma fundação superficial assente sobre uma camada tratada com cimento (figura 7.24).

Como apresentado no capítulo dois, THOMÉ *et al.* (2005) fornece um método semi-empírico de dimensionamento de fundações superficiais apoiadas sobre uma camada de solo resistente, a qual se encontra assente sobre um solo residual de baixa resistência. Os parâmetros de entrada necessários, referentes aos materiais, são a coesão da camada cimentada (c'_1), a coesão (c'_2), o ângulo de atrito interno (ϕ'_2) e o módulo de elasticidade da camada não cimentada (E_2) (ver equações 2.1, 2.2 e 2.3).

Apesar da metodologia proposta por THOMÉ *et al.* (2005) ser simples e de fácil aplicação, a determinação dos parâmetros acima citados pode tornar-se dispendiosa, tanto em termos de custo quanto de tempo, na medida que ensaios triaxiais seriam necessários.

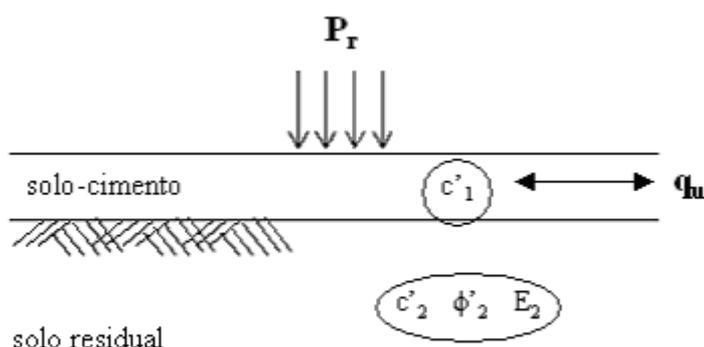


Figura 7.24: camada de solo-cimento assente sobre o solo residual – determinação da capacidade de suporte

A alternativa proposta consiste no uso da resistência à compressão simples como fator representativo da resistência da camada cimentada ao invés da coesão. Os parâmetros representativos do solo natural poderiam, também, ser avaliados a partir de correlações com o valor de N_{SPT} (Standard Penetration Test), corriqueiramente disponíveis.

Como apresentado por diversos autores, a coesão de solos cimentados pode ser adequadamente correlacionada com a resistência à compressão simples (DUPAS & PECKER, 1979; AKINMUSURU, 1987; PRIETTO, 1996; CARRARO, 1997). Essa adaptação poderia facilmente ser feita nas equações apresentadas por THOMÉ *et al.* (2005).

Assim, a capacidade de suporte seria calculada em função da resistência à compressão simples do solo cimentado e dos parâmetros do solo não-cimentado, obtidos através de correlações com o N_{SPT} . Isso implicaria numa razoável economia de tempo e recursos financeiros.

Calculada a capacidade de suporte necessária do sistema, resta dosar a camada cimentada para que atinja a resistência à compressão simples requerida. Como foi visto anteriormente, a relação vazios/cimento pode ser usado para estimar com boa precisão a resistência à compressão simples do solo-cimento compactado.

Para obtenção da relação vazios/cimento *versus* resistência à compressão simples, o seguinte procedimento experimental pode ser adotado:

- Obter as curvas de compactação do solo natural para as duas energias de compactação limite do equipamento disponível em campo.
- Em função das curvas de compactação, definir um teor de umidade de maneira que se obtenha uma boa trabalhabilidade do material na compactação em campo em termos de mistura, homogeneização e compactação (Em geral, consegue-se boa trabalhabilidade para teores de umidade em torno do teor ótimo. Se o material estiver muito seco, a compactação torna-se difícil pois, durante as primeiras passadas do rolo, o solo desenvolve uma grande resistência na superfície fazendo com que, nas passadas seguintes, a energia não seja totalmente transmitida para a parte inferior da camada. Já nas umidades muito elevadas, o solo torna-se excessivamente plástico, podendo gerar ondulações e estrias).
- Posicionar os pontos de moldagem dos corpos-de-prova dentro do limite das curvas de compactação estabelecidas e em um mesmo teor de umidade (haja vista que diferentes teores de umidade possivelmente causarão variação na resistência para uma mesma relação vazios/cimento) (ver figura 7.25).
- Escolher teores de cimento de modo que se obtenha pelo menos 5 pontos com relações vazios/cimento distintas.
- Realizar ensaios de compressão simples (em triplicata) dos corpos-de-prova dosados anteriormente.

Uma vez estabelecida a curva de dosagem, verifica-se no gráfico qual a relação vazios/cimento que corresponde à resistência à compressão simples de projeto (figura 7.26). A partir disso, o projetista poderá escolher a densidade no qual a mistura deve ser compactada e a quantidade de cimento a utilizar, de forma a minimizar os custos.

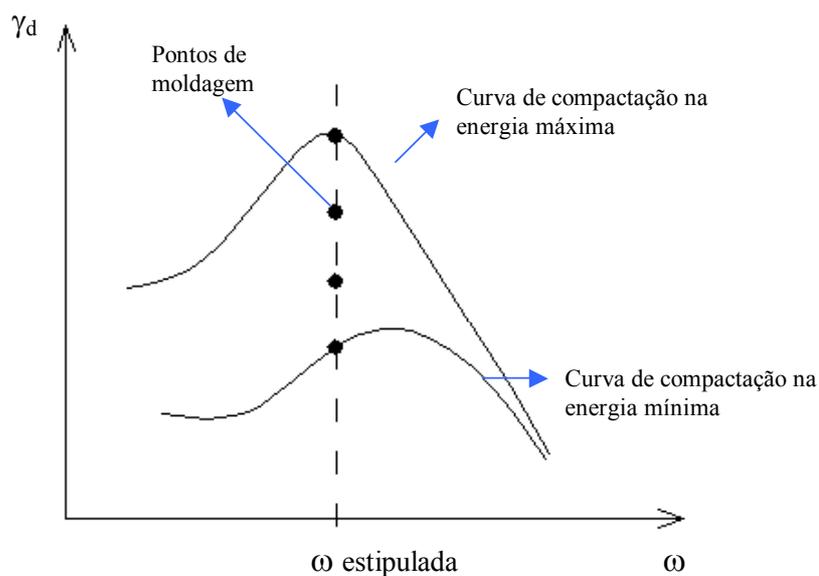


Figura 7.25: posicionamento dos pontos de moldagem

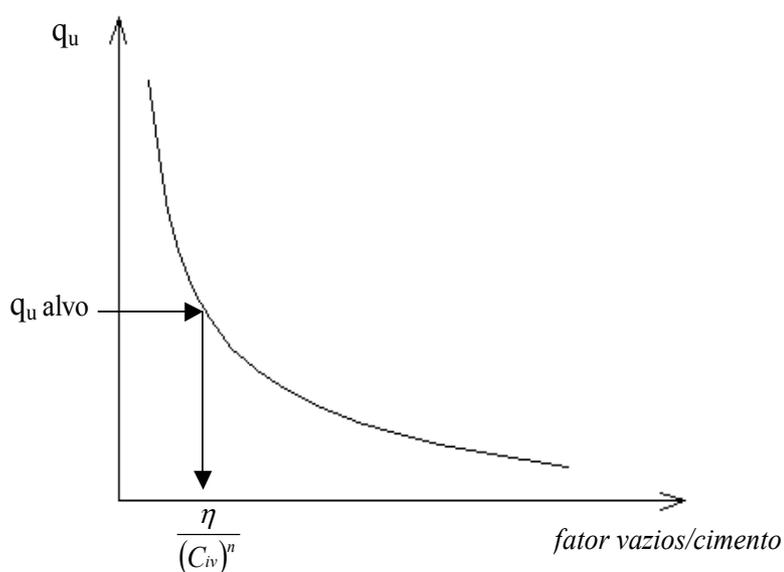


Figura 7.26: determinação da relação vazios/cimento para dosagem da mistura

A relação vazios/cimento também pode ser muito útil no controle da execução da camada cimentada. É sabido que poderão ocorrer diferenças entre a densidade projetada para a camada e a realmente obtida no local. Uma vez constatada uma compactação deficiente, o projetista poderá recalcular a relação vazios/cimento realmente atingido em campo e estimar com confiabilidade a perda da resistência decorrente deste fato. Conseqüentemente poderá

tomar medidas corretivas, como por exemplo, o reforço da camada ou ainda, a redução do carregamento transmitido.

Pelo exposto acima, ficou demonstrado que a utilização da relação vazios/cimento pode constituir-se numa ferramenta muito útil no projeto e execução de camadas de solo-cimento.

8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

8.1 CONCLUSÕES

A partir da análise e discussão dos resultados, bem como da avaliação da influência das variáveis investigadas (teor de cimento, porosidade, teor de umidade de moldagem, relação água/cimento e relação vazios/cimento) sobre a resistência mecânica de um solo arenoso artificialmente cimentado foram estabelecidas, dentro das condições e limites específicos deste estudo, as seguintes conclusões:

a) Quanto à influência da quantidade de cimento

A adição de cimento, mesmo em pequenas quantidades, promoveu ganhos substanciais de resistência no material. Na faixa de teores estudados (1% até 7%), a resistência à compressão simples aumentou linearmente com o aumento do teor de cimento. Além disso, a taxa de ganho de resistência, representada pela inclinação das retas de ajuste, aumentou com o aumento da massa específica aparente seca do solo-cimento compactado, indicando que a efetividade da cimentação é maior nas misturas mais compactas. A existência de um número maior de contatos e, conseqüentemente, a maior possibilidade do cimento promover a união das partículas nesses contatos parece ser a causa desse fenômeno.

A quantidade de cimento também influenciou significativamente o comportamento do material quando submetido à compressão triaxial não-drenada. Com o aumento da quantidade de cimento, observou-se aumento da resistência de pico e da rigidez. Além disso, a variação da quantidade de cimento alterou o comportamento volumétrico do material, acentuando sua tendência à expansão. De maneira similar ao ocorrido com a resistência à compressão simples, a tensão de pico aumentou linearmente com o aumento do teor de cimento e a uma taxa maior para a massa específica aparente seca mais elevada. Entretanto, as equações de ajuste obtidas a partir dos resultados dos ensaios triaxiais não-drenados foram bem distintas das obtidas nos ensaios de compressão simples. Isso indica que as diferenças advindas da tensão confinante aplicada (mesmo sendo considerada baixa), da possibilidade de saturação

da amostra, da restrição efetiva da variação volumétrica e dos possíveis efeitos de dilatação, que se manifestam para maiores deformações axiais, fazem com que comparações diretas, por exemplo de resistência, entre os dois tipos de ensaio, devam ser feitas com cautela.

b) Quanto à influência da porosidade

Independentemente da quantidade de cimento adicionada, a redução na porosidade do material compactado promoveu ganhos significativos de resistência. Verificou-se que a resistência à compressão simples aumentou exponencialmente com a redução da porosidade da mistura compactada.

O mecanismo pelo qual a redução na porosidade influencia a resistência do solo-cimento parece estar relacionado à existência de um maior número de contatos e maior intertravamento entre as partículas do solo. Por isso entende-se que o efeito do ganho de resistência com a redução na porosidade do solo-cimento estudado, em termos de resistência à compressão simples, é predominantemente causado pela cimentação mais efetiva, em função do maior número de contatos entre partículas existente. Além desse aspecto, a maior capacidade de distribuição de tensões e mobilização de atrito no interior da amostra, nas porosidades mais baixas, também contribui para o ganho de resistência do material.

c) Quanto à influência do teor de umidade de moldagem

A variação do teor de umidade de moldagem, mantendo-se constante a massa específica aparente seca, afetou significativamente a resistência à compressão simples do solo-cimento. De maneira geral, ocorreu um aumento da resistência com o teor de umidade até um valor ótimo, a partir do qual a resistência passa a diminuir. Verificou-se que esse teor ótimo de umidade é de aproximadamente 10% para o solo estudado, independentemente do teor de cimento adicionado.

A explicação para tal fato está relacionada à estrutura conferida ao solo-cimento no momento da moldagem, sendo que a quantidade de água presente na mistura tem papel fundamental na configuração desta estrutura. Não foi possível a realização de microscopias no presente estudo de forma que pudessem ser visualizadas as feições estruturais do solo-cimento. Entretanto, estudos anteriores realizados com o mesmo tipo de solo permitem inferir que a variação no teor de umidade de moldagem do solo-cimento estudado gerou estruturas

diferenciadas que afetaram a resistência à compressão simples. A compactação em teores de umidade abaixo de 10% apresentou, possivelmente, uma estrutura mais floculada que para teores acima desse valor, onde as partículas apresentaram um maior grau de orientação.

O efeito do teor de umidade sobre a resistência foi mais pronunciado para os teores com 9% e 12% de cimento. Esse fato pode estar associado ao aumento do teor de finos, já que o cimento utilizado apresenta uma granulometria fina, com partículas de diâmetro menor que 0,0075 mm.

d) Relação água/cimento

Verificou-se que não existe relação entre a resistência à compressão simples e a relação água/cimento para o material estudado. Esse resultado difere do obtido por HORPIBULSUK *et al.* (2003) e AZAMBUJA (2004), onde a relação água/cimento mostrou-se adequada na avaliação da resistência à compressão simples. Entretanto deve-se notar que, nos estudos acima citados, a quantidade de água reflete indiretamente a quantidade de vazios existente na amostra.

No presente estudo, os vazios estão apenas parcialmente preenchidos pela água. Por isso, o papel desempenhado pelos vazios e pela quantidade de água são diferentes. Enquanto que água, para uma mesma porosidade, afeta a resistência do material por alterar sua estrutura, a porosidade afeta a resistência por alterar o número de pontos de contatos entre as partículas e, por conseqüência, a magnitude da cimentação e a distribuição de tensões na amostra. Logo, para o solo-cimento no estado não-saturado (estado em que normalmente se encontram os aterros compactados), a relação água/cimento não é correlacionável com a resistência à compressão simples.

e) Relação vazios/cimento

A relação vazios/cimento, como definida por LARNACH (1960) (V_v/V_{ci}), apesar de apresentar uma correlação razoável com os valores obtidos para a resistência à compressão simples ($R^2 = 0,90$), não se constitui na melhor forma de representar o fenômeno, pois assume que dada uma variação no volume de vazios, uma variação proporcional no volume de cimento seria suficiente para contrabalançar a perda ou ganho na resistência. Um melhor ajuste dos dados experimentais ($R^2 = 0,97$) foi obtido para uma relação vazios/cimento

expressa em termos da porosidade da mistura compactada e do teor de cimento volumétrico ajustado por um expoente igual a 0,28, qual seja: $[\eta/(C_{iv})^{0,28}]$. Acredita-se que este expoente é uma função do tipo de material utilizado (solo e cimento).

Verificou-se também que, para uma mesma relação vazios/cimento, ao se variar o teor de umidade de moldagem, as resistências obtidas foram diferentes. Isso indica que, em princípio a relação vazios/cimento estabelecida é válida apenas quando consideramos o teor de umidade de moldagem constante.

O exemplo de aplicação apresentado demonstra como o projetista pode, utilizando a relação vazios/cimento, escolher adequadamente a quantidade de cimento e a energia de compactação para proporcionar uma mistura que atenda à resistência requerida para o projeto ao menor custo possível. A relação vazios/cimento pode ser também de extrema utilidade no controle da execução da camada 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 conseqüentemente medidas corretivas poderão ser tomadas como, por exemplo, o reforço da camada ou ainda, a redução do carregamento transmitido.

8.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

De forma a dar prosseguimento ao trabalho realizado nesta dissertação e ampliar o conhecimento sobre o comportamento de solos artificialmente cimentados, o autor sugere os seguintes tópicos de pesquisa:

- A verificação da validade da relação vazios/cimento para solos mais argilosos e também para solos mais arenosos do que o utilizado.
- A execução de ensaios triaxiais drenados, triaxiais não-drenados, de permeabilidade e microscopia para análise do comportamento de corpos-de-prova com mesma relação vazios/cimento, como definido por este trabalho.
- A verificação do efeito do método de compactação (dinâmico *versus* estático) sobre a relação vazios/cimento, conjuntamente com a medição da energia de compactação aplicada.

- A verificação do efeito da trajetória de tensões sobre o comportamento de corpos-de-prova com mesma relação vazios/cimento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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. Guia Básico de Utilização do Cimento Portland. 7.ed. São Paulo, 2002. 28p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12.253: Solo-cimento – Dosagem para emprego como camada de pavimento. Rio de Janeiro, 1992.

_____ NBR 6457: Solo – Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. 1986.

_____ NBR 6459: Solo – Determinação do limite de liquidez. 1984.

_____ NBR 6502: Solo – Rochas e solos – Terminologia. 1995.

_____ NBR 6508: Grãos de solo que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica. 1984.

_____ NBR 7180: Solo – Determinação do limite de plasticidade. 1984.

_____ NBR 7181: Solo – Análise Granulométrica. 1984.

_____ NBR 7182: Solo – Ensaio de compactação. 1986.

_____ NBR 12024: Solo-cimento – Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 1992.

_____ NBR 12025: Solo-cimento – Ensaio de compressão simples de corpos-de-prova cilíndricos. 1990.

_____ NBR 12253: Solo-cimento – Dosagem para emprego como camada de pavimento. 1992.

_____ NBR 12254: Execução de sub-base ou base de solo-cimento. 1990.

_____. NBR NM 23: Cimento Portland e outros materiais em pó – Determinação da massa específica. 2001.

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

AZAMBUJA, R. M. B. Comportamento Mecânico e Hidráulico de Misturas de Solo-Cimento-Bentonita para Aplicação em Barreiras Verticais de Contenção de Contaminantes. 2004. 98p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

CARRARO, J. A. H. Utilização de Resíduos Industriais na Estabilização de um Solo Residual de Arenito. 1997. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

CARVALHO, J. C.; FARIAS, M. M.; SILVA, C. M.; Use of Soil-cement in Deep Foundations. In: SYMPOSIUM ON RECENT DEVELOPMENTS IN SOIL AND PAVEMENT MECHANICS, 1997, Cidade. Proceedings... Rotterdam: A. A. Balkema, 1988, 2v, v.1, p.473-479.

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

CERATTI, J. A. P.; CASANOVA, F. J. Um Método Físico Químico para Dosagem de Solo-Cimento. In: SIMPÓSIO SOBRE NOVOS CONCEITOS EM ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO EM GEOTECNIA, 1988, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro: COPPE/ABMS/ABGE, 1988, 2v, v.1, p.191-200.

CHANG, T. S.; WOODS, R. D. Effect of Particle Contact Bond on Shear Modulus. Journal of Geotechnical Engineering, New York: ASCE, v.118, n.8, p.1216-1233, 1992.

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.; SITAR, N.; BACHUS, R. C.; RAD, N. S. Cemented Sands Under Static Loading. Journal of Geotechnical Engineering Division, New York: ASCE, v.107, n.GT6, p.799-817, 1981.

CONSOLI, N. C.; 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*, New York: ASCE, v.129, n.1, p.96-101, 2003.

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

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

CRUZ, P. T. Compacted Soils – A Particular Case of Non Saturated Material. In: 4º SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 2001, Porto Alegre. Anais... Rio Grande do Sul: Wai Ying Yuk Gehling e Fernando Schnaid, 2001. p.113-133.

CRUZ, R. C.; KNOP, A.; HEINECK, K. S.; CONSOLI, N. C. Encapsulamento de um Solo Contaminado por Óleo Diesel. (enviado para publicação), *Solos e Rochas: Revista Latino-Americana de Geotecnia*, São Paulo: ABMS, 2005.

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

DASS, R. N.; YEN, S. C.; DAS, B. M.; PURI, V. K.; WRIGHT, M. A. Tensile Stress-Strain Characteristics of Lightly Cemented Sand. *Geotechnical Testing Journal*, Philadelphia: ASTM, v.17, n.3, p.305-314, 1994.

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

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

FELT, E. J. Factors Influencing Physical Properties of Soil-cement Mixtures. *Research and Development Laboratories of the Portland Cement Association: Bulletin D5*. Authorized Reprint from Bulletin 108 of the Highway Research Board, 1955, 138p.

FERREIRA, P. M. V. Estudo do Comportamento Mecânico de um Solo Residual de Arenito da Formação Botucatu. 2002. 234p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

FEUERHARMEL, C. Aspectos do Comportamento Não Saturado de Dois Solos Coluvionares – Gasoduto Bolívia – Brasil. 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre. 128p.

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

HELENE, P. R. L.; TERZIAN, P. Manual de Dosagem e Controle do Concreto. 1ed. São Paulo: PINI, 1993. 349p.

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

HUANG, J. T.; AIREY, D. W. Effects of Cement and Density on a Artificially Cemented Sand. In: INTERNATIONAL SUMPOSIUM ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS, 1993, Athens. Proceedings... Rotterdam: A. A Balkema, 1993. 3v. v.1, p.553-560.

IBGE – INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. Levantamento de Recursos Naturais. Folha SH.22 Porto Alegre e parte das folhas SH.21 Uruguaiana e SI.22 Lagoa Mirim: geologia, geomorfologia, pedologia, vegetação, uso potencial da terra. v.33, Rio de Janeiro: IBGE, 1986.796p.

INGLES, O G.; METCALF, J. B. Soil Stabilization – Principles and Practice. Australia: Butterworths Pty. Limited, 1972. 366p.

ISMAIL, M. A.; JOER, H. A.; RANDOLPH, M. F.; MERITT, A. Cementation of Porous Materials Using Calcite. *Geotechnique*, London, v.52, n.5, p.313-324, 2002.

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, Louisvile. Proceeding...Philadelphia: ASTM, 1988. 1v., p.715-731.

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

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R.V. Soil Mechanics, SI version. New York: John Wiley & Sons Inc., 1979, 553p.

LARNACH, W. J. Relationship Between Dry Density, Voids/Cement Ratio and Strength of Soil-cement Mixtures. Civil Engineering and Public Works Reviews. London: Lomax Erskine and Co., vol.55, n.648, p.903-905, 1960.

LUCENA, F. B.; FERREIRA, H. C.; VILLAR, J. G. Estudo da Variação da Resistência à Compressão Simples de Mistura de Solo Laterítico com Cimento, Através da Aceleração do Tempo de Cura em Ambiente Térmico. In: VIII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 1986, Porto Alegre. Anais... São Paulo: ABMS, 1986. v.1, p.143-148.

LIGHTSEY, G. R.; ARMAN, A.; CALLIHAN, C. D. Changes in the Characteristics of Cement-Stabilized Soils by Addition of Excess Compaction Moisture. Highway Research Record: Soil Stabilization: Multiple Aspects, Washington, D. C: HRB, n.315, p.36-45, 1970.

MARINHO, F. A. M. A técnica do Papel Filtro para Medição da Sucção. In: ENCONTRO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS, 1995, Porto Alegre. Anais... Porto Alegre: CPGEC/CNPQ/FINEP/FAPERGS/ABMS, 1995, 2v, v.1, p.111-125.

MARINHO, F. A. M.; SILVA, R. M. Relation Between Undrained Shear Strength and Suction for Some Brazilian Soils. In: 4º SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 2001, Porto Alegre. Anais... Rio Grande do Sul: Wai Ying Yuk Gehling e Fernando Schnaid, 2001. p.149-158.

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. Fundamental of Soil Behavior. New York: John Wiley & Sons Inc., 1976, 422p.

MOORE, R. K.; KENNEDY, T. W.; HUDSON, W. R. Factors Affecting the Tensile Strength of Cement-Treated Materials. Highway Research Record: Soil Stabilization: Multiple Aspects, Washington, D. C: HRB, n.315, p.64-80, 1970.

NEVILLE, A. M. Propriedades do Concreto. 2.ed. São Paulo: PINI, 1997. 828p.

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

PLASTER, R. W.; NOBLE, D. F. Reactions and Strength Development in Portland Cement-Soil Mixtures. Highway Research Record: Soil Stabilization: Multiple Aspects, Washington, D. C: HRB, n.315, p.46-63, 1970.

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

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

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

PORTLAND CEMENT ASSOCIATION - PCA. Soil-Cement. In: www.cement.org/pavements, 23/06/2004, h.16:00.

PRIETTO, P. D. M. Estudo do Comportamento Mecânico de um Solo Artificialmente Cimentado. 1996. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

PRIETTO, P. D. M. Resistência e Dilatância de Solos Cimentados: Uma Abordagem Teórico-Experimental. 2004. 250p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

ROTTA, G. V. Cimentação Introduzida sob Tensão: Compreendendo a Importância do Índice de Vazios de Formação da Estrutura no Comportamento Mecânico de Solos Cimentados. 2000. 134p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

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

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

SKEMPTON, A. W. The Pore-pressure Coefficients A and B. Géotechnique, London, v.4, p.143-147, 1954.

THOMÉ, A.; DONATO, M.; CONSOLI, N. C.; GRAHAM, J. Circular Footings on a Cemented Layer Above Weak Foundation Soil. Canadian Geotechnical Journal, (aceito para publicação), 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.