

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**PARÂMETROS DE CONTROLE DA RESISTÊNCIA
MECÂNICA DE SOLOS TRATADOS COM CAL, CIMENTO E
ROCHA BASÁLTICA PULVERIZADA**

Luizmar da Silva Lopes Junior

Porto Alegre
Maio de 2007

LUIZMAR DA SILVA LOPES JUNIOR

**PARÂMETROS DE CONTROLE DA RESISTÊNCIA
MECÂNICA DE SOLOS TRATADOS COM CAL, CIMENTO E
ROCHA BASÁLTICA PULVERIZADA**

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

Maio de 2007

L864p

Lopes Junior, Luizmar da Silva

Parâmetros de controle da resistência mecânica de solos tratados com cal, cimento e rocha basáltica pulverizada / Luizmar da Silva Lopes Junior. -- 2007.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, BR-RS, 2007.

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

1. Estabilização do solo. 2. Mecânica dos solos – Ensaio. Resistência à compressão – Solo-cal. I. Consoli, Nilo César, orient. II. Heineck, Karla Salvagni, orient. III. Título.

CDU-624.138.232.3(043)

LUIZMAR DA SILVA LOPES JUNIOR

**PARÂMETROS DE CONTROLE DA RESISTÊNCIA
MECÂNICA DE SOLOS TRATADOS COM CAL, CIMENTO E
ROCHA BASÁLTICA PULVERIZADA**

Porto Alegre, 04 de maio de 2007

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. Martin Fahey (University of Western Australia)
Ph.D. pela University of Cambridge, Reino Unido

Prof. Fernando Schnaid (UFRGS)
Ph.D. pela University of Oxford, Reino Unido

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

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

*Dedico este trabalho aos meus pais
Luizmar e Beatriz*

AGRADECIMENTOS

Desejo expressar os meus agradecimentos as seguintes pessoas e instituições:

Primeiramente a minha família, em especial aos meus pais Luizmar e Beatriz e meus irmãos pelo amor, incentivo e apoio incondicional dispensado em todos os momentos da minha vida.

Aos meus orientadores, Nilo Consoli e Karla Heineck, e meu orientador na graduação, Antônio Thomé, pela confiança que depositaram em mim, dedicação, amizade e empenho com que me orientaram, além do exemplo de caráter e profissionalismo.

A família Lovato pela colaboração, em especial a minha namorada Patrícia pela ajuda, compreensão e carinho dedicado.

A todos os professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS pelos ensinamentos ministrados.

Aos funcionários da Escola de Engenharia da UFRGS pelo apoio nas atividades realizadas, em especial a João Diniz pela colaboração nas coletas de amostras e ensaios de laboratório.

A todos os meus colegas e amigos, em especial ao José Rojas, Júlio Balbinot, Anderson Fonini, Álvaro Pereira, Diego Foppa, Lucas Festugato, Francisco Dalla Rosa, Rodrigo Cruz e Guilherme Paulista pelo companheirismo e ajuda prestada durante o Mestrado.

Ao CNPq e à UFRGS pelo suporte financeiro à pesquisa.

Por fim agradeço a todos que, de uma forma ou de outra, contribuíram para a finalização deste trabalho, pois nossas conquistas sempre são o resultado de um esforço conjunto.

RESUMO

LOPES JUNIOR, Luizmar da Silva. **Parâmetros de Controle da Resistência Mecânica de Solos Tratados com Cal, Cimento e Rocha Basáltica Pulverizada**. 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Cada vez mais freqüente a utilização de técnicas tradicionais da engenharia geotécnica depara-se com obstáculos de caráter econômico e ambiental. A técnica do solo-cal torna-se atrativa quando o melhoramento das propriedades do solo do local constitui-se numa alternativa de projeto. A técnica de tratamento de solos com cal 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-cal baseadas em critérios racionais como existe no caso do concreto, onde a relação água/cimento desempenha papel fundamental na obtenção da resistência desejada. Nesse sentido, este estudo tem por objetivo quantificar a influência da quantidade de cal, da porosidade e do teor de umidade de moldagem, sobre a resistência de um solo arenoso tratado com cal e rocha basáltica pulverizada, avaliar a adequação do uso das relações água/cal e vazios/cal na estimativa da sua resistência à compressão simples e comparar as variáveis envolvidas com amostras tratadas com cimento em iguais proporções. Para isso foram realizados ensaios de compressão simples e medidas de sucção matricial. Os resultados mostram que a resistência à compressão simples cresceu linearmente com o aumento da quantidade de cal e exponencialmente com a redução na porosidade da mistura compactada. Além disso, a variação do teor de umidade de moldagem não afetou consideravelmente a resistência à compressão simples em misturas compactadas numa mesma massa específica aparente seca. Verificou-se que, para o solo-cal no estado não-saturado (estado em que normalmente se encontram os aterros compactados), a relação água/cal não é um bom parâmetro para estimativa da resistência à compressão simples. Ao contrário, a relação vazios/cal, assim como a relação vazios/cimento, definido pela razão entre a porosidade da mistura compactada e o teor volumétrico de aglomerante, ajustado por um expoente, demonstraram ser o parâmetro mais adequado na estimativa da resistência à compressão simples do solo-cal e do solo-cimento estudado.

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

ABSTRACT

LOPES JUNIOR, Luizmar da Silva. **Key Parameters for Strength Control of Soils Treated with Lime, Cement and Pulverized Basaltic Rock**. 2007. M.Sc. Dissertation – Department of Civil Engineering, UFRGS, Porto Alegre.

Not rarely, the use of traditional techniques in geotechnical engineering faces obstacles of economical and environmental nature. The soil-lime technique becomes attractive when the improvement of the local soil is a project alternative. The treatment of soils with lime 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 and design based on rational criteria as it exists in the case of 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 lime amount, the porosity and the moisture content on the strength of a sandy soil treated with lime and pulverized basaltic rock, as well as to evaluate the use of a water/lime ratio and a voids/lime ratio to assess its unconfined compression strength and to compare the evaluated variables with samples treated by cement in the same proportions. A number of unconfined compression tests and measures of matric suction were carried out. The results show that the unconfined compression strength increased linearly with the increase of the lime amount and exponentially with the reduction on the porosity of the compacted mixture. Besides, the change on the moisture content doesn't remarkably affected the unconfined compression strength of mixtures compacted in the same dry density. It was verified that, for the soil-lime in the unsaturated state (state usually met in compacted fills), the water/lime ratio is not a good parameter for assessment of unconfined compression strength. In the other hand, the voids/lime ratio, as well as the voids/cement ratio, defined by the reason between the porosity of the compacted mixture and the volumetric binder content, adjusted by an exponent, demonstrated to be the most appropriate parameter in the estimate of unconfined compression strength of the studied soil-lime and soil-cement.

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

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	13
LISTA DE TABELAS	16
LISTA DE SÍMBOLOS	18
LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS	19
1 INTRODUÇÃO	18
1.1 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA	18
1.2 OBJETIVOS	19
1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	20
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	21
2.1 VISÃO GERAL SOBRE A TÉCNICA DO SOLO-CAL E DO SOLO-CIMENTO.....	21
2.1.1 Materiais Utilizados no Solo-Cal.....	25
2.1.1.1 Solo	25
2.1.1.2 Cal	26
2.1.1.3 Água	27
2.1.2 Dosagem do Solo-Cal	27
2.1.3 Dosagem do Solo-Cimento.....	29
2.2 CARACTERÍSTICAS COMPORTAMENTAIS DO SOLO-CAL.....	32
2.2.1 Variáveis Determinantes do Comportamento do Solo-Cal.....	32
2.2.1.1 Efeito da Cal.....	32
2.2.1.2 Efeito da Densidade e Compactação.....	33
2.2.1.3 Efeito do Teor de Umidade e da Relação Água/Cal.....	33
2.2.1.4 Efeito do Tempo de Cura	35
2.2.1.5 Efeito da Relação Vazios/Cal.....	36
2.2.2 Comportamento Mecânico.....	40
2.2.2.1 Resistência à Compressão Simples	40
2.2.2.2 Resistência à Tração.....	42
2.2.2.3 Resistência ao Cisalhamento	43
2.2.2.4 Resposta Tensão-Deformação	43
3 PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	45

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	45
3.2 MÉTODOS	48
3.2.1 Coleta de Amostras	48
3.2.2 Preparação das Amostras	48
3.2.3 Ensaios de Caracterização	49
3.2.4 Moldagem e Cura dos Corpos-de-prova	49
3.2.5 Ensaios de Compressão Simples.....	51
3.2.6 Medidas de Sucção	53
3.3 MATERIAIS	54
3.3.1 Solo	54
3.3.2 Resíduo	57
3.3.3 Cal.....	62
3.3.4 Cimento.....	62
3.3.5 Água.....	63
3.4 PROGRAMA DE ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES.....	64
3.4.1 Dosagem das misturas	64
3.4.1.1 Definição dos Teores de Cal e Cimento	64
3.4.1.2 Definição da Quantidade de Resíduo	64
3.4.2 Programa de ensaios	65
3.4.3 Método de Avaliação da Influência da Quantidade de Cal e de Cimento	67
3.4.4 Método de Avaliação da Influência do Teor de Umidade e das Relações Água/Cal e Água/Cimento.....	68
3.4.5 Método de Avaliação das Relações Vazios/Cal e Vazios/Cimento	68
4 RESULTADOS EXPERIMENTAIS	69
4.1 ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES	69
4.1.1 Cal.....	69
4.1.2 Cimento.....	76
4.1.3 Modo de ruptura.....	81
4.2 MEDIDAS DE SUCÇÃO MATRICIAL.....	82
5 ANÁLISE DOS RESULTADOS	88
5.1 CAL.....	88

5.1.1 Efeito do Teor de Cal.....	88
5.1.2 Efeito da Porosidade nas Amostras com Cal	91
5.1.3 Efeito do Teor de Umidade de Moldagem nas Amostras com Cal.....	95
5.1.4 Relação Água/Cal	97
5.1.5 Relação Vazios/Cal.....	97
5.1.6 Efeito do Tempo de Cura na Relação Vazios/Cal.....	105
5.2 CIMENTO	105
5.2.1 Efeito do Teor de Cimento.....	105
5.2.2 Efeito da Porosidade nas Amostras com Cimento	106
5.2.3 Efeito do Teor de Umidade de Moldagem nas Amostras com Cimento.....	109
5.2.4 Relação Água/Cimento	110
5.2.5 Relação Vazios/Cimento.....	111
5.2.6 Comparação da Relação Vazios/Cimento com Trabalhos encontrados na Literatura	115
5.2.7 Comparação do Tipo de Agente Cimentante na Relação Vazios/Agente Cimentante	118
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS	119
6.1 CONCLUSÕES	119
6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	122
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	123

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: efeito do tempo de cura sobre a resistência à compressão simples para alguns solos estabilizados com cal (adaptado de INGLÊS e METCALF, 1972)	35
Figura 2.2: relação vazios/cimento pela resistência à compressão simples (adaptado de LARNACH, 1960)	37
Figura 2.3: relação vazios/cimento pela resistência à compressão simples (adaptado de FOPPA, 2005)	38
Figura 2.4: relação vazios/cimento pela resistência à compressão simples (adaptado de CRUZ, 2006)	38
Figura 2.5: relação vazios/cimento pela resistência à compressão simples (adaptado de BITTENCOURT et al., 1960)	39
Figura 2.6: previsão da tensão desvio através da relação vazios/cimento (CONSOLI et al., 2007)	40
Figura 2.7: efeito da quantidade de cal sobre a resistência à compressão simples para alguns solos tratados com cal e curados por 7 dias (adaptado de INGLÊS e METCALF, 1972)	41
Figura 3.1a: ensaio de compressão simples	52
Figura 3.1b: corpo-de-prova de solo-cal-resíduo	52
Figura 3.2: corpo-de-prova para ensaio de sucção matricial	53
Figura 3.3: talude onde foi retirada a amostra de solo	55
Figura 3.4: curva granulométrica da amostra de solo (FOPPA, 2005)	56
Figura 3.5: curvas de compactação do solo residual de arenito Botucatu (FOPPA, 2005)	57
Figura 3.6: formações geológicas ao norte do estado do RS (IBGE, 1986)	58
Figura 3.7: jazida de rocha basáltica em Erechim – RS	59
Figura 3.8: equipamento de britagem onde foi retirada a amostra do resíduo	60
Figura 3.9: curva granulométrica da amostra de resíduo.	61
Figura 3.10: evolução média da resistência à compressão dos distintos tipos de cimento (ABCP, 2002)	63
Figura 3.11: distribuição granulométrica dos materiais (com defloculante)	65
Figura 3.12: programa de ensaios de compressão simples	66
Figura 4.1: variação da resistência à compressão simples em relação à quantidade de cal ensaiados com 28 dias de cura	70
Figura 4.2: variação da resistência à compressão simples em relação à quantidade de cal ensaiados com 90 dias de cura	70

Figura 4.3: variação da resistência à compressão simples em relação à porosidade do solo-cal ensaiados com 28 dias de cura	71
Figura 4.4: variação da resistência à compressão simples em relação à porosidade do solo-cal ensaiados com 90 dias de cura	72
Figura 4.5: efeito do teor de umidade de moldagem sobre a resistência do solo-cal ensaiado com 28 dias de cura.....	73
Figura 4.6: efeito do teor de umidade de moldagem sobre a resistência do solo-cal ensaiado com 90 dias de cura.....	73
Figura 4.7: relação água/cal pela resistência à compressão simples para corpos-de-prova com 28 dias de cura	74
Figura 4.8: relação água/cal pela resistência à compressão simples para corpos-de-prova com 90 dias de cura	75
Figura 4.9: relação entre vazios/cal e resistência à compressão simples ajustados.....	76
Figura 4.10: variação da resistência à compressão simples em relação à quantidade de cimento	77
Figura 4.11: variação da resistência à compressão simples em relação à porosidade do solo-cimento.	78
Figura 4.12: efeito do teor de umidade de moldagem sobre a resistência do solo-cimento.....	79
Figura 4.13: relação água/cimento pela resistência à compressão simples	79
Figura 4.14: relação vazios/cimento como proposto por Larnach (1960) pela resistência à compressão simples.....	80
Figura 4.15a: corpos-de-prova submetidos à compressão simples	81
Figura 4.15b: plano de ruptura típico	81
Figura 4.16: relação entre medidas de sucção matricial e índice de vazios	86
Figura 4.17: influência da sucção nos valores de resistência à compressão simples	86
Figura 5.1: mecanismo de troca de cátions (PRUSINSKI E BHATTACHARJA, 1999)	89
Figura 5.2: mecanismo de estabilização solo-cal (INGLES E METCALF, 1972)	90
Figura 5.3: efeito do teor de cal (volumétrico) sobre a resistência à compressão simples de solo-cal curados em 28 dias	92
Figura 5.4: efeito do teor de cal (volumétrico) sobre a resistência à compressão simples de solo-cal curados em 90 dias	93
Figura 5.5: diferentes feições estruturais de solos (adaptado de MITCHELL, 1976).....	96
Figura 5.6: relação vazios/cal para amostras com 28 dias de cura.....	98
Figura 5.7: relação vazios/cal para amostras com 90 dias de cura.....	98
Figura 5.8: relação entre o volume de vazios e a resistência à compressão simples de amostras com 28 dias de cura.....	99
Figura 5.9: relação entre o volume de vazios e a resistência à compressão simples de amostras com 90 dias de cura.....	99

Figura 5.10: relação entre o inverso do volume de cal e a resistência à compressão simples para amostras com 28 dias de cura.....	100
Figura 5.11: relação entre o inverso do volume de cal e a resistência à compressão simples para amostras com 90 dias de cura.....	100
Figura 5.12: relação entre o inverso do volume de cal (ajustado) e a resistência à compressão simples para amostras com 28 dias de cura.....	101
Figura 5.13: relação entre o inverso do volume de cal (ajustado) e a resistência à compressão simples para amostras com 90 dias de cura.....	102
Figura 5.14: relação vazios/cal ajustado para amostras com 28 dias de cura.....	102
Figura 5.15: relação vazios/cal ajustado para amostras com 90 dias de cura.....	103
Figura 5.16: relação vazios/cal expresso em termos da porosidade e teor volumétrico da cal para amostras com 28 dias de cura.....	104
Figura 5.17: relação vazios/cal expresso em termos da porosidade e teor volumétrico da cal para amostras com 90 dias de cura.....	104

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Faixa de validade para aplicação da metodologia proposta por Thomé et al. (2005)	25
Tabela 2.2: Composição média das cales brasileiras (GUIMARÃES, 2002)	27
Tabela 2.3: Previsão da quantidade de cal em função do tipo de solo (adaptada de INGLES E METCALF, 1972)	29
Tabela 2.4: Previsão da quantidade de cimento em função do tipo de solo (adaptada de INGLES E METCALF, 1972)	31
Tabela 3.1: etapas e ensaios do programa experimental	47
Tabela 3.2: propriedades físico-químicas do arenito Botucatu (NÚÑEZ, 1991)	55
Tabela 3.3: propriedades físicas da amostra de arenito Botucatu (FOPPA, 2005)	56
Tabela 3.4: Mineralogia da rocha (LOPES, 2002)	60
Tabela 3.5: caracterização química do resíduo de britagem (LOPES, 2002)	60
Tabela 3.6: propriedades físicas da amostra de resíduo	61
Tabela 3.7: caracterização da cal utilizada	62
Tabela 3.8: pontos de moldagem	67
Tabela 4.7: dados gerais das amostras da linha "A" com cal e 28 dias de cura	83
Tabela 4.8: dados gerais das amostras da linha "B" com cal e 28 dias de cura	83
Tabela 4.9: dados gerais das amostras da linha "A" com cal e 90 dias de cura	84
Tabela 4.10: dados gerais das amostras da linha "B" com cal e 90 dias de cura	84
Tabela 4.11: dados gerais das amostras da linha "A" com cimento	85
Tabela 4.12: dados gerais das amostras da linha "B" com cimento	85
Tabela 5.1: parcela da resistência gerada pelo aumento do teor volumétrico de cal curada por 28 dias	94
Tabela 5.2: parcela da resistência gerada pelo aumento do teor volumétrico de cal curada por 90 dias	94
Tabela 5.3: parcela da resistência gerada pelo aumento do teor volumétrico de cal curada por 90 dias	109
Tabela A.1: dados gerais dos corpos-de-prova da linha "A" com cal e 28 dias de cura	130
Tabela A.1 (continuação): dados gerais dos corpos-de-prova da linha "A" com cal e 28 dias de cura	131
Tabela A.1 (continuação): dados gerais dos corpos-de-prova da linha "A" com cal e 28 dias de cura	132
Tabela A.2: dados gerais dos corpos-de-prova da linha "B" com cal e 28 dias de cura	133
Tabela A.2 (continuação): dados gerais dos corpos-de-prova da linha "B" com cal e 28 dias de cura	134

Tabela A.2 (continuação): dados gerais dos corpos-de-prova da linha "B" com cal e 28 dias de cura	135
Tabela A.3: dados gerais dos corpos-de-prova da linha "A" com cal e 90 dias de cura	136
Tabela A.3 (continuação): dados gerais dos corpos-de-prova da linha "A" com cal e 90 dias de cura	137
Tabela A.3 (continuação): dados gerais dos corpos-de-prova da linha "A" com cal e 90 dias de cura	138
Tabela A.4: dados gerais dos corpos-de-prova da linha "B" com cal e 90 dias de cura.....	139
Tabela A.4 (continuação): dados gerais dos corpos-de-prova da linha "B" com cal e 90 dias de cura	140
Tabela A.4 (continuação): dados gerais dos corpos-de-prova da linha "B" com cal e 90 dias de cura	141
Tabela A.5: dados gerais dos corpos-de-prova da linha "A" com cimento.....	142
Tabela A.5 (continuação): dados gerais dos corpos-de-prova da linha "A" com cimento	143
Tabela A.5 (continuação): dados gerais dos corpos-de-prova da linha "A" com cimento	144
Tabela A.6: dados gerais dos corpos-de-prova da linha "B" com cimento	145
Tabela A.6 (continuação): dados gerais dos corpos-de-prova da linha "B" com cimento	146
Tabela A.6 (continuação): dados gerais dos corpos-de-prova da linha "B" com cimento	147

LISTA DE SÍMBOLOS

a: massa de água

Ca: teor de cal calculado em relação à massa de solo seco e expresso em porcentagem

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

c_a : massa de cal

c_i : massa de cimento

C_{av} : teor de volumétrico de cal, expresso em porcentagem do volume total

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

C_u : coeficiente de uniformidade

D_{10} : diâmetro efetivo

e: base do logaritmo neperiano (2,7183)

e: índice de vazios

LL: limite de liquidez

LP: limite de plasticidade

q_u : resistência à compressão simples

S = grau de saturação de moldagem.

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

V_{ca} : volume de cal

V_{ci} : volume de cimento

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

γ_d : massa específica aparente seca

η : porosidade

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

CP: cimento Portland

NBR: norma brasileira

PCA: Portland Cement Association

prof.: professor

prof^ª.: professora

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

Tendências evidentes em Geotecnia encontram-se na busca de novas tecnologias e alternativas que tornem economicamente viáveis as obras de engenharia e busquem solucionar os problemas relacionados com a agressão ao meio ambiente. 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 e alta deformabilidade, onde a utilização de fundações profundas e os custos associados a essa solução podem-se tornar incompatíveis com porte do empreendimento, como no caso de conjuntos habitacionais de baixo custo.

Nesses casos, uma alternativa disponível é o melhoramento das propriedades do solo do local através da adição de cal ou cimento. A aplicação da técnica de tratamento de solos com cal vem sendo empregada com sucesso na construção de bases para pavimentos.

Inúmeras pesquisas (NÚÑEZ, 1994; THOMÉ, 1994; CARRARO, 1997; CONSOLI, 2001; LOVATO, 2004) sobre solos tratados com cal têm sido realizadas na Universidade Federal do Rio Grande do Sul, visando seu emprego como base para rodovias e 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 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-cal baseadas em critérios mais racionais como existe,

por exemplo, para o concreto convencional, onde a relação água/cimento desempenha papel fundamental na obtenção da resistência desejada. Atualmente o procedimento de dosagem do solo-cal restringe-se à escolha do teor de cal 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 tratados com cal ou cimento exibem um comportamento mecânico complexo, influenciado por diversos fatores, dentre os quais se destacam a quantidade de cal adicionada, a porosidade da mistura e o teor de umidade.

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

1.2 OBJETIVOS

O objetivo geral desta pesquisa é quantificar a influência da quantidade de cal, da porosidade e do teor de umidade de moldagem, sobre resistência de um solo arenoso artificialmente tratado com cal e rocha basáltica pulverizada e verificar a adequação do uso das relações água/cal e vazios/cal na estimativa da sua resistência à compressão simples, comparando as variáveis com amostras tratadas com cimento em iguais proporções.

Têm-se como objetivos específicos estabelecidos nesta pesquisa:

- Quantificar a influência isolada de cada uma das variáveis de interesse: quantidade de cal, porosidade da mistura compactada e teor de umidade de moldagem sobre a resistência à compressão simples do solo-cal estudado.
- Verificar o desempenho da cal em relação ao cimento, comparando as variáveis de interesse utilizando cimento em iguais proporções.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação está estruturado em seis 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.

O capítulo 2 constitui-se numa revisão da literatura acerca de aspectos relevantes ao tema abordado. Pretende-se dar ao leitor uma visão geral sobre a técnica de solos artificialmente cimentados com cal e cimento. Foi dada ênfase na aplicação do solo-cal, nos materiais utilizados e nas características comportamentais típicas de solos tratados com cal, bem como, nos fatores que exercem influência sobre tais características, devido à ampla revisão da literatura sobre a técnica do solo-cimento, em termos de variáveis determinantes e comportamento mecânico, realizada por Foppa (2005). São abordados também, os métodos de dosagem existentes do solo-cal e do solo-cimento.

No capítulo 3 é feita uma descrição detalhada do programa experimental adotado, especificando as variáveis de interesse, os métodos e materiais utilizados.

O capítulo 4 apresenta os resultados obtidos na etapa experimental, bem como, uma breve análise acerca dos mesmos.

No capítulo 5 encontra-se uma discussão detalhada dos resultados, levando em conta outros resultados encontrados na literatura.

No capítulo 6 são apresentadas as conclusões do trabalho e as sugestões para futuras pesquisas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 VISÃO GERAL SOBRE A TÉCNICA DO SOLO-CAL E DO SOLO-CIMENTO

O uso da cal como aditivo no tratamento de solos é o mais antigo método de estabilização química conhecida, utilizada nas mais variadas aplicações, como a Via Apia, construída pelos Romanos. Pode-se definir solo-cal como o produto resultante da mistura íntima compactada de solo (geralmente argila), cal e água, em proporções estabelecidas através de dosagem (USBR, 1998).

A adição de cal ou 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. De maneira geral o critério para a adoção de uma ou outra denominação é o grau de alteração das propriedades do solo natural em função da quantidade de aglomerante aplicado. Entretanto os processos são conceitualmente os mesmos, ou seja, a introdução e mistura de cal ou 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 solo-cal ou solo-cimento quando não se dispõem de um material ou combinação de materiais com as características de resistência, deformabilidade e permeabilidade adequadas ao projeto. A estabilização com cal é comumente empregada na construção de estradas, sendo geralmente utilizado como base ou sub-base de pavimentos (INGLES & METCALF, 1972).

Segundo Guimarães (1971), o uso expressivo de solo-cal em rodovias iniciou-se na década de 50. O autor relatou algumas experiências de sucesso em pistas experimentais de solo-cal no Brasil, entre elas:

I – Aeroporto de Congonhas (São Paulo) – na área de hangares da Varig (10.000 m²) foi construída uma base de solo-cal-agregado, com 6% de cal hidratada;

II – Rodovia Curitiba/Porto Alegre (Paraná) – próximo ao km 10, com 1000 metros de extensão. Foi utilizado um solo siltoso, com 3% e 7% de cal;

III – Rodovia Brasília/Fortaleza (Distrito Federal) – proximidades de Sobradinho, foram construídos dois trechos de 150 metros cada e bases com 1% e 3% de cal;

IV – Avenida Sernambetiba – Guanabara (Rio de Janeiro) – trecho de 18 km, com base de 3% a 4% de cal;

V – Rodovia Cruz Alta/Carazinho (BR-377/RS) – dois trechos experimentais em solo argiloso com 4% de cal.

Outra importante aplicação do solo-cal tem sido na proteção de taludes contra a erosão em obras hidráulicas como, por exemplo, no canal de irrigação de Friant-Kern na Califórnia, no qual foi utilizada cal virgem pulverizada (3% a 5%). Tanto no aspecto estanqueidade, como no de estabilidade, o canal, com vazão de 150 m³/min, não apresentou nenhuma erosão significativa após um ano de serviços contínuos (LITTLE, 1999; GUIMARÃES, 2002).

A técnica de melhoramento do solo também pode ser utilizada nas fundações de edificações de pequeno porte, em solos com baixa capacidade de suporte ou que apresentam baixa estabilidade volumétrica. Tais condições são problemáticas na medida em que podem causar severas patologias na edificação (INGLES E 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 têm demonstrado que a utilização de fundações apoiadas em sistemas de dupla camada, sendo a superior constituída de solos cimentados compactados, é uma técnica alternativa que pode ser utilizada nos casos em que

existam camadas de solos de baixa resistência e o nível de carga das edificações seja baixo (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 7% de cimento Portland e também a mesma camada arenosa tratada com 7 % de cimento mais 0,5 % de fibras de polipropileno, sobrejacente ao solo local. Observou-se 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. Esse tipo de comportamento é desejável, já que rupturas frágeis não apresentam sinais de aviso, podendo causar graves acidentes.

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:

I - 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;

II - 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);

III - 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;

IV - 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;

V - 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) abaixo:

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

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

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

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 2.1 é apresentada a faixa de variação dos parâmetros para os quais a metodologia é aplicável.

Tabela 2.1: Faixa de validade para aplicação da metodologia proposta por Thomé et al. (2005)

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

Além das aplicações destacadas anteriormente, outras utilizações para solo-cal 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 (injeção de lama de cal sob pressão ou grouting), na confecção de blocos para alvenaria ou ainda no fechamento de trincheiras abertas para passagem de canalizações (INGLES E METCALF, 1972; GUIMARÃES, 2002).

2.1.1 Materiais Utilizados no Solo-Cal

2.1.1.1 Solo

A cal tem pouco efeito em solos altamente orgânicos e também em solos com pouca ou nenhuma quantidade de argila. É mais eficiente em solos argilosos, podendo ser mais efetivo que o cimento em pedregulhos argilosos (INGLES E METCALF, 1972).

Para verificar qual aglomerante mais indicado a ser utilizado na estabilização de solos deve-se levar em consideração a granulometria do solo e a plasticidade. Solos com média a

alta plasticidade são mais reativos a cal, a qual aumenta a trabalhabilidade, diminui a expansão volumétrica e aumenta a resistência (USACE, 1994).

Thompson (1966) denominou de reativos aqueles solos que ao reagirem com a cal sofrem substancial ganho de resistência, qual seja, 345 kN/m^2 , após 28 dias de cura à temperatura de $22,8 \text{ }^\circ\text{C}$. Solos que apresentam limitada reatividade pozolânica (ganhos de resistência inferiores a 345 kN/m^2) são denominados de não-reativos.

Argilas expansivas apresentam uma resposta mais rápida à adição de cal. Bell (1996) constatou um rápido aumento inicial na resistência à compressão simples de um solo contendo montmorilonita, com pequenos teores de cal (2% a 3%). Além disso, para este solo, 4% de cal foi suficiente para atingir a resistência máxima, enquanto que para um solo rico em caulinita, a resistência máxima foi atingida com teores entre 4 e 6%. Entretanto, o nível de resistência alcançado pela mistura solo caulínico mais cal foi sensivelmente superior ao da outra.

Ormsby e Kinter (1973) constataram para um solo contendo como principal argilo-mineral a caulinita, que a mistura com cal cálcica apresentou maior resistência à compressão simples que a mistura com cal dolomítica. Quando o principal argilo-mineral presente era a montmorilonita, a cal dolomítica apresentou desempenho um pouco superior. Segundo Bhattacharja et al. (2003), independentemente da fonte de cálcio utilizada, é necessário que uma quantidade equivalente de cálcio seja disponibilizada para as reações pozolânicas. Na cal dolomítica a presença de magnésio reduz a disponibilidade de cálcio por peso unitário, o que poderia ser compensado pela dosagem de um maior teor de cal.

2.1.1.2 Cal

Conforme Guimarães (2002), a cal utilizada na estabilização ou melhoria dos solos é produto resultante da calcinação, em temperaturas próximas de 1000°C , de rochas carbonatadas cálcicas e magnesianas existentes na superfície terrestre. Na forma hidratada deve obedecer às determinações da Norma Brasileira NBR 7175.

Na tabela 2.2 são apresentadas as propriedades com valores médios das cales comercializadas no mercado brasileiro, segundo Guimarães (2002).

Tabela 2.2: Composição média das cales brasileiras (GUIMARÃES, 2002)

TIPO DE CAL	CaO (%)	MgO (%)	Insolúvel no HCl (%)	Fe ₂ O ₃ + Al ₂ O ₃ (%)	Perda ao Fogo (%)	CO ₂ (%)	SO ₃ (%)	CaO + MgO Base de Não-Volátil (%)	MgO Não Hidratado (%)
CAL VIRGEM CÁLCICA	90–98	0,1–0,8	0,5–3,5	0,2–1,0	0,5–5,0	0,2–3,8	0,1–0,6	96,0–98,5	–
CAL HIDRATADA CÁLCICA	70–74	0,1–1,4	0,5–2,5	0,2–0,8	23–27	1,5–3,5	0,1–0,0		0,5–1,8
CAL HIDRATADA DOLOMÍTICA OU MAGNESIANA	39–61	15–30	0,5–18,2	0,2–1,5	19–27	3,0–6,0	0,02–0,2	76–99	5 – 25
CAL VIRGEM DOLOMÍTICA OU MAGNESIANA	51–61	30–37	0,5–4,5	0,2–1,0	0,5–4,8	0,5–4,5	0,05–0,1		–

2.1.1.3 Água

A água potável é considerada satisfatória para utilização em misturas de solo-cal. Em geral, a quantidade de água a ser adicionada é determinada pela quantidade requerida para a compactação, tomando-se cuidado em misturas com cal virgem, as quais podem requerer maiores teores de água devido ao rápido processo de hidratação (INGLES E METCALF, 1972).

2.1.2 Dosagem do Solo-Cal

A dosagem visa selecionar a quantidade de cal a ser adicionada ao solo que fornecerá a resistência e a durabilidade adequadas ao uso que o material se destina. O procedimento de dosagem é feito através de baterias de testes de laboratório (INGLES E METCALF, 1972).

Entre os métodos de dosagem de misturas solo-cal mais utilizados destacam-se:

I – Método do pH (EADES E GRIM, 1966) – consiste na determinação do teor mínimo de cal que produza um aumento no valor de pH para 12,4.

II – Método do ICL (Initial Consumption of Lime) – proposto por Rogers et al. (1997), é uma variação do método do pH, onde o teor mínimo de cal é aquele onde o pH atinge um valor constante (máximo);

III – Método do *Lime Fixation Point* (HILT E DAVIDSON, 1960) – baseado no limite de plasticidade, que determina o teor de cal máximo que proporciona melhoria na trabalhabilidade, sem ganhos significativos de resistência;

IV – Método de Thompson (1966) – que define como reativo um solo que apresente um aumento de resistência à compressão simples de pelo menos 345 kPa quando estabilizado com cal.

O método do pH apresenta algumas limitações para utilização em solos tropicais e subtropicais. Segundo relato do TRB (1987), estudos de Harty (1970) demonstraram que a porcentagem de cal obtida pelo método do pH não produz a máxima resistência à compressão nos solos tropicais e subtropicais. Conforme o autor, o método não assegura se a reação do solo com a cal produzirá um substancial aumento de resistência, devendo ser utilizado apenas como referência.

Núñez (1991), ao estudar um solo saprolítico de arenito, observou a impropriedade do método do pH para o solo em questão. Thomé (1994), ao tratar com cal um solo caracterizado como Gley Húmico, verificou que o método Eades e Grim (1966) não se apresentou adequado para a determinação do teor ótimo de cal, o valor adotado pelo método (9%) simplesmente melhorou as características do material, não cimentando as partículas como esperado.

Segundo Bhattacharja et al. (2003), os métodos de dosagem existentes geralmente consideram a resistência como um critério secundário e não levam em consideração a durabilidade.

A título de ilustração, a tabela 2.3, adaptada de Inglês e Metcalf (1972), apresenta um indicativo da quantidade de cal a ser adicionada para a estabilização, de acordo com o tipo de solo.

Tabela 2.3: Previsão da quantidade de cal em função do tipo de solo
(adaptada de INGLES E METCALF, 1972)

TIPO DE SOLO	TEOR DE CAL PARA MODIFICAÇÃO	TEOR DE CAL PARA ESTABILIZAÇÃO
Pedra finamente britada	2 a 4	Não recomendado
Pedregulho argiloso bem graduado	1 a 3	≥ 3
Areias	Não recomendado	Não recomendado
Argila arenosa	Não recomendado	≥ 5
Argila siltosa	1 a 3	2 a 4
Argilas	1 a 3	3 a 8
Solos orgânicos	Não recomendado	Não recomendado

2.1.3 Dosagem do Solo-Cimento

Como ocorre com a técnica do solo-cal, a dosagem de solos tratados com cimento é feito através de baterias de testes de laboratório.

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 E 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:

- a) 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;

- b) 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;
- c) moldar corpos-de-prova para o ensaio de 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;
- d) decorrido o período de cura, executar o ensaio de compressão simples de acordo com as prescrições da NBR 12025/90;
- e) 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;
- f) 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;
- g) admite-se a interpolação gráfica dos dados para a determinação do teor de cimento que corresponda ao valor mínimo da resistência à compressão média especificada;
- h) o teor mínimo de cimento em massa recomendado nesta norma 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 2.4, adaptada de INGLES E METCALF (1972), apresenta um indicativo da quantidade de cimento a ser adicionada para a estabilização de acordo com o tipo de solo.

Tabela 2.4: Previsão da quantidade de cimento em função do tipo de solo (adaptada de INGLES E 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 e 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 Índia. 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 E CASANOVA, 1988).

2.2 CARACTERÍSTICAS COMPORTAMENTAIS DO SOLO-CAL

2.2.1 Variáveis Determinantes do Comportamento do Solo-Cal

Quando se adiciona cal a um solo argiloso suas propriedades físicas são alteradas. Essas alterações dependem de diversos fatores, entre eles: tipo de solo, tipo e teor de cal, energia de compactação, período e condições de cura (TRB, 1987).

Segundo Attoh-Okine (1995), algumas das principais propriedades e características dos solos que influenciam as reações solo-cal são: pH do solo, teor de matéria orgânica, drenagem natural, presença excessiva de sódio permutável, mineralogia da fração argila, grau de intemperismo, presença de carbonatos e/ou sulfatos, ferro extraível, relação sílica/alumina e relação sílica/sesquióxidos.

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.

2.2.1.1 Efeito da Cal

A primeira resposta da mistura solo-cal será a redução do índice de plasticidade e melhoria na trabalhabilidade e a segunda será o ganho de resistência através da cimentação das partículas (INGLES E METCALF, 1972; ATTOH-OKINE, 1995; TRB, 1987).

Guimarães (1971) afirma que, de modo geral, a cal afeta favoravelmente certas propriedades dos solos, o que se reflete em variações das características físicas seguintes: granulometria, plasticidade, contração e retração, umidade de campo, densidade, trabalhabilidade, desintegração e compactação, resistência e permeabilidade.

Consoli et al. (2001), ao estudar um solo arenoso tratado com cinza volante e cal de carbureto, verificaram que para uma mesma tensão confinante, o aumento da quantidade de

cal provoca aumento da resistência de pico e diminuição da deformação na qual o pico é atingido.

2.2.1.2 Efeito da Densidade e Compactação

De similar importância à quantidade de cal 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 E METCALF, 1972).

Diversos autores observaram que misturas solo-cal apresentam menor massa específica aparente máxima (γ_d) que o solo natural, para uma mesma energia de compactação. À medida que o teor de cal aumenta o γ_d continua diminuindo. Além disso, a umidade ótima aumenta com o aumento do teor de cal (TRB, 1987).

As partículas do solo, quando adicionada cal, se tornam mais floculadas, devido à substituição dos íons sódio monovalentes da argila por íons cálcio divalentes. Devido à floculação, a quantidade de vazios e o tamanho dos vazios no solo aumenta. Esta estrutura floculada é forte o suficiente para resistir aos esforços de compactação com um índice de vazios mais alto, reduzindo assim o γ_d do solo. Quanto mais vazios houver, mais água será necessária para preenchê-los, o que resultará em uma umidade ótima maior, e uma curva de compactação mais achatada (SIVAPULLAIAH et al., 1998).

2.2.1.3 Efeito do Teor de Umidade e da Relação Água/Cal

Solos estabilizados com cal 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 com solo-cal e solo-cimento 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, e sim um valor levemente inferior ao teor ótimo (CARRARO, 1997; FOPPA, 2005).

Kézdi (1979) observou que não existe uma correlação entre o teor de umidade de moldagem que confere aos corpos-de-prova o máximo valor de resistência e aquele que permite a compactação na máxima densidade.

Osinubi (1998) estudou a influência do retardamento da compactação em misturas solo-cal, observando uma redução na umidade ótima da mistura com a espera na compactação, o que pode ser atribuído às trocas catiônicas e à floculação das partículas de argila, que ocorrem simultaneamente, deste modo diminuindo a água disponível no sistema. Segundo o autor, em materiais compactados imediatamente após a mistura, a mudança nas características de compactação é principalmente devida à alteração na granulometria do solo; quando ocorre uma demora na compactação, os produtos de hidratação se unem às partículas tornando necessária a ruptura dessas agregações para que o solo seja compactado satisfatoriamente, o que pode não recuperar sua total resistência.

De acordo com Guimarães (1971), o tipo de cal utilizada também influencia no teor de umidade ótimo. Para um solo com 38% de argila e 32% de silte, estabilizado com cales cálcica e dolomítica, o autor observou uma umidade ótima em média 1,3% maior para as misturas com cal cálcica que para as misturas com cal dolomítica.

Na literatura foram encontrados somente trabalhos que utilizam a relação água/aglomerante para estimativa da resistência de solos tratados com cimento (FOPPA, 2005; AZAMBUJA, 2004). Em solos tratados com cal, Inglês e Metcalf (1972) afirmam que a água somente é necessária para transportar os íons cálcio e hidroxila para a superfície da argila para que ocorram as reações químicas, e que o teor ótimo de água obtido pelo ensaio de compactação é suficiente para efetivar esse processo.

2.2.1.4 Efeito do Tempo de Cura

Inglês e Metcalf (1972) apresentam um estudo sobre a influência do tempo de cura em diferentes tipos de solos, tratados com 5% de cal hidratada, observando taxas de ganhos de resistência maiores em pedregulhos arenosos, conforme a figura 2.1.

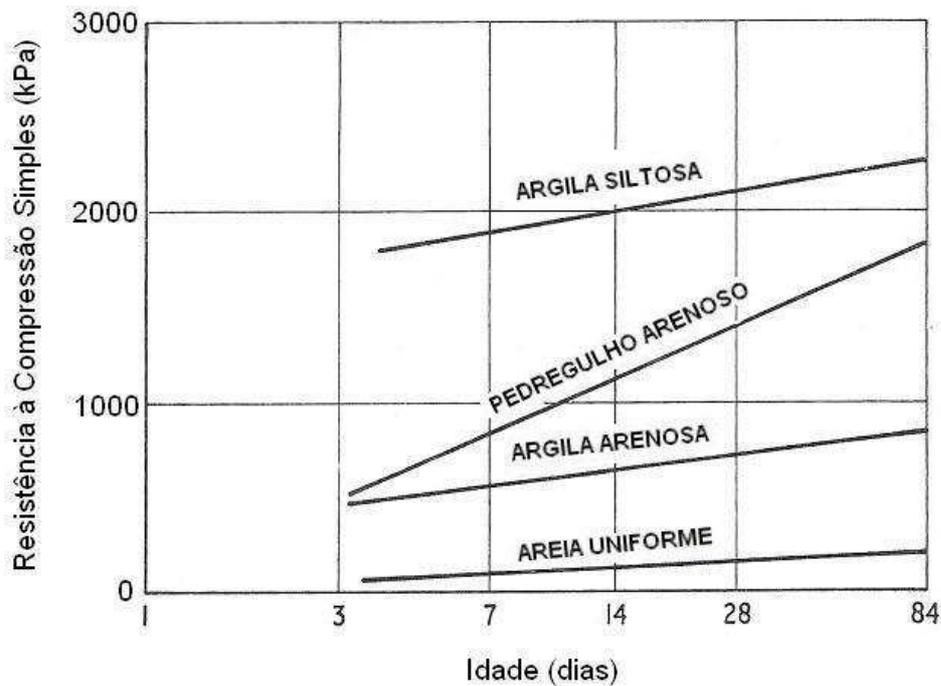


Figura 2.1: efeito do tempo de cura sobre a resistência à compressão simples para alguns solos estabilizados com cal (adaptado de INGLÊS e METCALF, 1972)

Thomé (1994) estudou misturas de uma argila mole (pedologicamente conhecida como Gley Húmico) com 5, 7 e 9% de cal dolomítica. Observou que a resistência não apresentou variação significativa para tempos de cura superiores a 7 dias. Segundo o autor, as reações pozolânicas foram impedidas ou sua quantidade insuficiente para cimentar as partículas. As reações pozolânicas poderiam ser impedidas pelos seguintes fatores simultâneos ou independentes: falta de água, temperatura de cura muito baixa, teor de cal insuficiente ou presença de matéria orgânica.

Carraro (1997) ao estudar um solo silte arenoso tratado com cinza volante e cal de carbureto, observou que o teor de cal presente nas misturas não exerceu influência significativa sobre os valores médios de resistência à compressão simples até a idade de 90 dias de cura, para a maior idade de cura adotada (180 dias), a resistência à compressão

simples é fundamentalmente dependente do teor de cal de carbureto, apresentando uma relação aproximadamente linear.

2.2.1.5 Efeito da Relação Vazios/Cal

Não foram encontrados na literatura trabalhos que utilizam um fator correlacionando a quantidade de vazios com a quantidade de cal, para estimativa da resistência de solo-cal. Nessa parte da revisão foram abordados os trabalhos que correlacionam a quantidade de vazios com a quantidade de cimento, para estimativa da resistência.

Segundo Larnach (1960), como a compactação em solos ou no solo-cimento nunca consegue expulsar completamente o ar do sistema solo-água-ar ou solo-cimento-água-ar, a resistência não pode ser correlacionada com a relação água/cimento, pois esta só se aplica a materiais onde o ar foi totalmente expulso e os vazios existentes estão preenchidos por água, como no caso de argamassas e concretos tradicionais.

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

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

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

A figura 2.2 apresenta os resultados dos ensaios de 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.

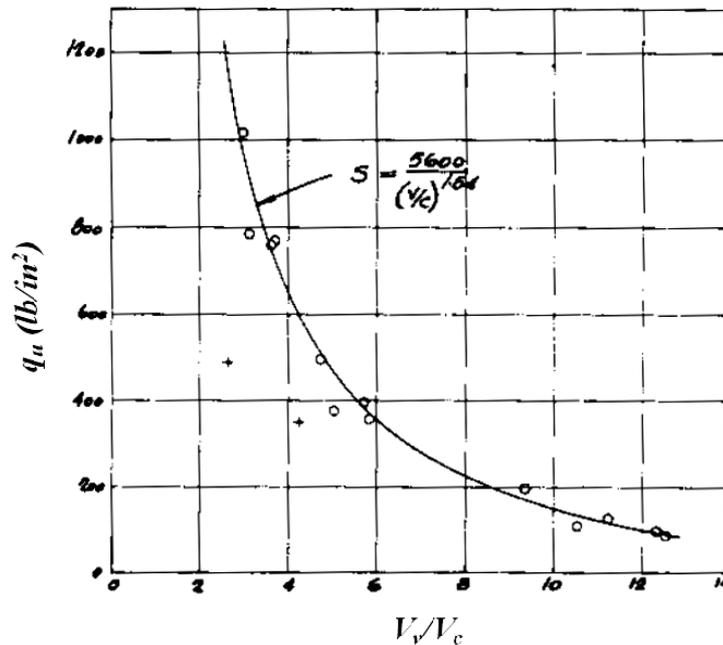


Figura 2.2: relação vazios/cimento pela resistência à compressão simples (adaptado de LARNACH, 1960)

Posteriormente Foppa (2005) verificou a mesma tendência obtida por Larnach (1960), tratando um solo arenoso com 2%, 3%, 5%, 7%, 9% e 12% de cimento em relação à massa de solo seco. Para cada porcentagem de cimento foi feita uma série de ensaios de compressão simples, 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 figura 2.3 apresenta os resultados dos ensaios de compressão simples das amostras de solo-cimento curadas previamente por 7 dias. Verifica-se um bom ajuste dos dados à relação vazios/cimento.

Cruz (2006), utilizando o mesmo conceito vazios/cimento, tratou uma areia fina com 2%, 3%, 5%, 7%, 9% e 12% de cimento. Para cada porcentagem de cimento foi feita uma série de ensaios de compressão simples, moldadas com 10% de umidade e diferentes índices de vazios (0,68; 0,73 e 0,80). A figura 2.4 apresenta os resultados dos ensaios de compressão simples das amostras de solo-cimento curadas previamente por 7 dias. Nota-se um bom ajuste dos dados à relação vazios/cimento.

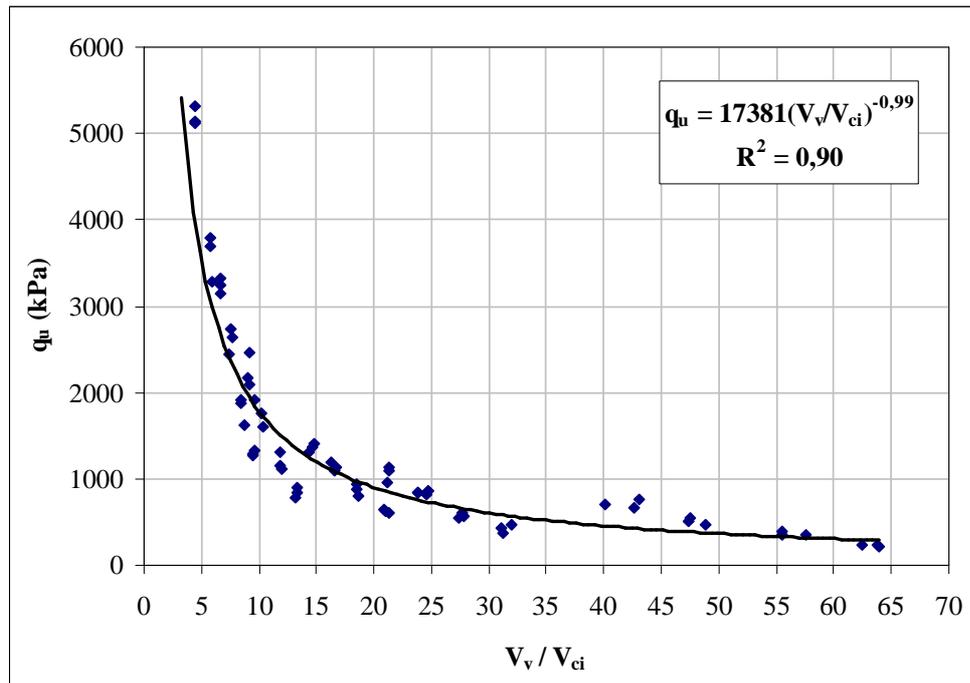


Figura 2.3: relação vazios/cimento pela resistência à compressão simples (adaptado de FOPPA, 2005)

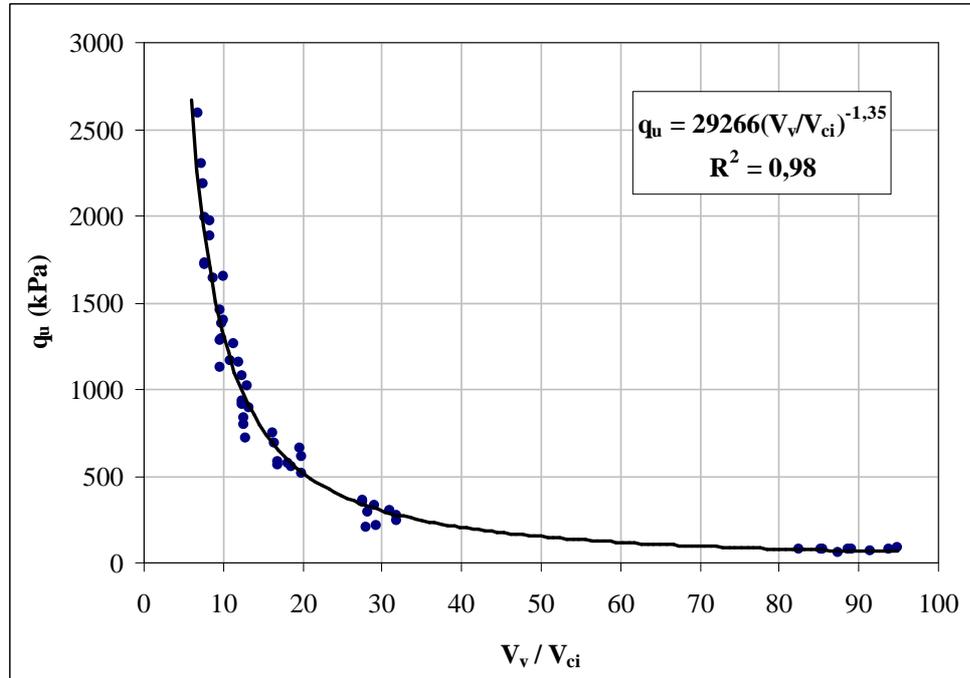


Figura 2.4: relação vazios/cimento pela resistência à compressão simples (adaptado de CRUZ, 2006)

Bittencourt et al. (2006), ao estudarem a influência de variáveis no controle da resistência de concreto compactado com rolo (CCR), concluíram que a relação vazios/cimento pode ser mais um parâmetro a ser considerado em estudos de dosagens de CCR. O material utilizado foi uma composição de 52% de areia industrial, 24% de brita 25mm e 24% de brita 50mm. As porcentagens de cimento utilizadas, em relação à massa de material seco, foram de 2,5%, 3,5% e 4,3%. Para cada porcentagem de cimento foi feita uma série de ensaios de compressão simples, moldadas a diferentes teores de umidade e massas específicas aparente secas. A figura 2.5 apresenta os resultados dos ensaios de compressão simples das amostras de concreto compactado com rolo curadas previamente por 28 dias. Observa-se a mesma tendência que os trabalhos anteriores e um bom ajuste dos dados à relação vazios/cimento.

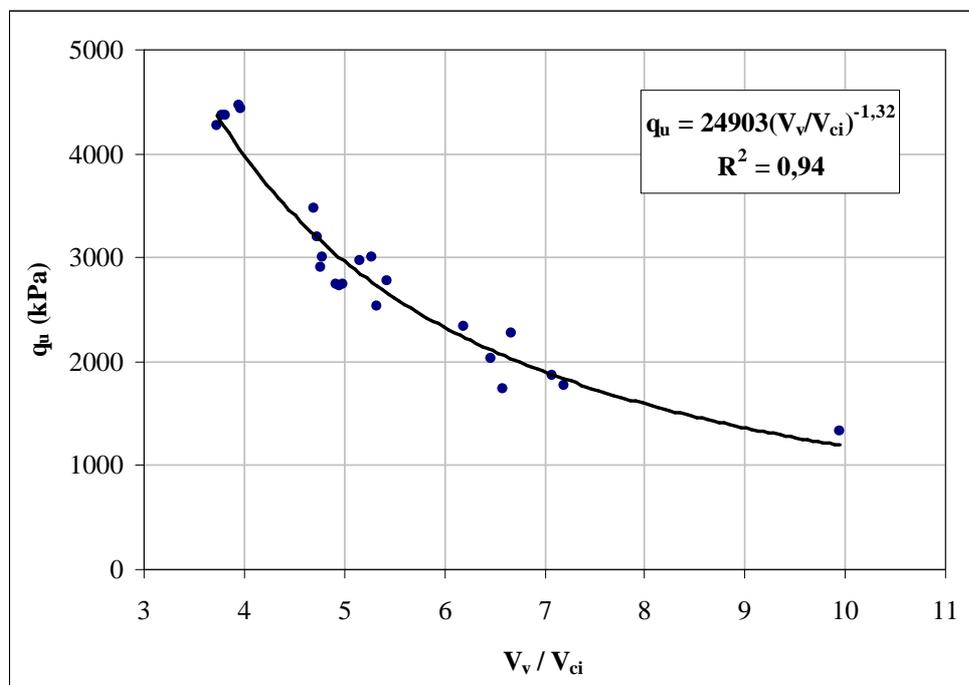


Figura 2.5: relação vazios/cimento pela resistência à compressão simples (adaptado de BITTENCOURT et al., 1960)

Consoli et al (2007), com o objetivo de verificar o comportamento tensão-deformação de corpos-de-prova com mesma relação vazios/cimento, realizaram seis ensaios triaxiais não-drenados com tensões de confinamento de 20kPa e compararam com a curva de ajuste dos resultados de resistência à compressão simples obtidos por Foppa (2005). Foram adotados três valores de $\eta/(Civ)^{0,28}$ (relação entre a porosidade e o teor volumétrico de cimento ajustados por um fator 0,28) para avaliação (20, 25 e 35), como é apresentado na figura 2.6.

Os autores concluíram que a relação vazios/cimento também fornece bons resultados para a previsão da tensão desvio dos ensaios triaxiais não-drenados. Observaram, também, que a curva de ajuste dos ensaios triaxiais ficou próxima, porém, um pouco acima da curva de ajuste dos ensaios de compressão simples, devido ao efeito do confinamento (Figura 2.6).

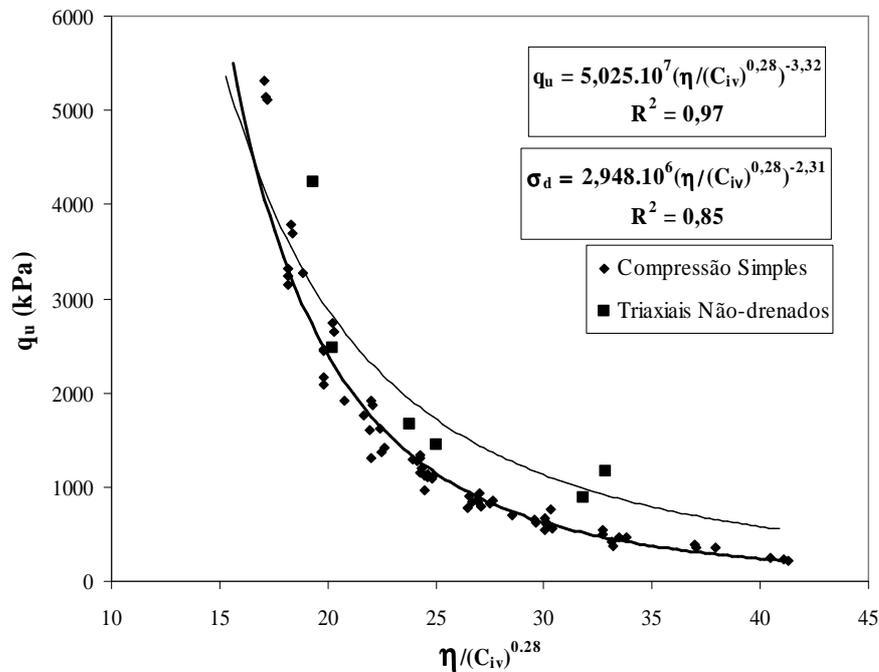


Figura 2.6: previsão da tensão desvio através da relação vazios/cimento (CONSOLI et al., 2007)

2.2.2 Comportamento Mecânico

2.2.2.1 Resistência à Compressão Simples

A resistência de misturas solo-cal normalmente é avaliada através dos ensaios de compressão simples, compressão triaxial e índice de Suporte Califórnia (ISC), e depende de diversas variáveis como: tipos de solo e cal, teor de cal, tempo e temperatura de cura (TRB, 1987).

Segundo Inglês e Metcalf (1972), geralmente, a resistência à compressão simples aumenta linearmente com a quantidade de cal até certo nível, usualmente 8% para solos

argilosos. A partir deste ponto a taxa de acréscimo de resistência diminui com a quantidade de cal, devido às misturas solo-cal apresentarem uma cimentação lenta e dependerá do tipo de solo (Figura 2.7).

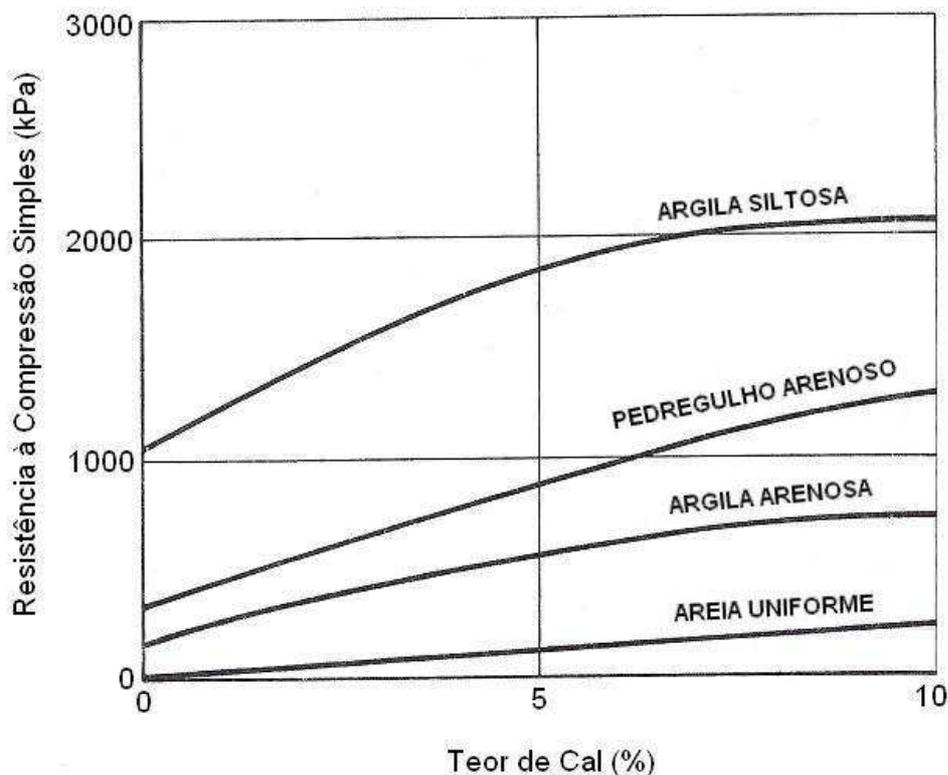


Figura 2.7: efeito da quantidade de cal sobre a resistência à compressão simples para alguns solos tratados com cal e curados por 7 dias (adaptado de INGLÊS e METCALF, 1972)

Herrin e Mitchell (1961) afirmaram que não há, aparentemente, um teor ótimo de cal, que produza a máxima resistência em um solo estabilizado. Apontaram o teor e tipo de cal, o tipo de solo, a massa específica, o tempo e tipo de cura, como sendo os principais fatores que influenciam a resistência de misturas de solo e cal.

Ormsby e Kinter (1973), por sua vez, constataram que em solos ricos em caolinita a adição de cal cálcica dá maiores resistências do que a dolomítica, sendo a resistência à compressão simples função linear do teor de cal adicionado. Já para solos contendo montmorilonita a relação é uma equação do segundo grau, e os melhores efeitos são obtidos com a adição de cal dolomítica.

O aumento da resistência à compressão simples de misturas solo-cal, com o aumento da energia de compactação, foi observado por Mateos (1964), que afirmou que a resistência das misturas é fortemente influenciada pela temperatura de cura, recomendando a construção de camadas de pavimento estabilizadas com cal no início do verão. Carraro (1997) verificou que a energia de compactação influencia e é de fundamental importância na determinação da resistência mecânica de solos tratados com cal de carbureto e cinza volante.

2.2.2.2 Resistência à Tração

A resistência à tração do solo-cimento é de grande interesse em projetos de pavimentos e tem sido investigada por vários pesquisadores. (TRB, 1987).

Conforme citado por Núñez (1991), Thompson (1975) afirmou que a resistência à tração por compressão diametral conduz a menores valores que a resistência à tração na flexão. Constatou também que o quociente entre a resistência a tração pela resistência à compressão simples das misturas solo-cal estudadas varia de 0,10 a 0,15, independente do tipo e/ou teor de cal. Além disso, Ceratti (1979), ao estudar os efeitos da adição de cal e cinza volante a um solo residual compactado, também constatou uma relação entre 0,10 e 0,13.

Carraro (1997), ao estudar uma mistura de solo arenoso compactado com cinza volante e cal de carbureto, observou que valores médios de resistência à tração na compressão diametral aumentam com o tempo de cura e que a taxa de crescimento dos diferentes mecanismos de resistência (tração e compressão) é variável com o tempo de cura.

Segundo TRB (1987), estudos de Thompson (1969) demonstraram que o quociente entre a resistência à tração na flexão e a resistência à tração na compressão diametral é em torno de 2. Assim pode-se estimar que a resistência à tração na flexão é 25% da resistência à compressão simples.

2.2.2.3 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).

O principal efeito na resistência ao cisalhamento de um solo fino reativo é o de produzir um substancial aumento da coesão; sendo o aumento do ângulo de atrito bem menos expressivo. Considerando as baixas tensões confinantes atuantes no interior de pavimentos flexíveis ou fundações superficiais, o aumento da coesão é da maior importância. Para os solos de Illinois, Thompson (1966) observou que o ângulo de atrito interno de misturas solo-cal variava de 25° a 35° e obteve a seguinte relação entre a coesão (c) e a resistência à compressão simples (RCS):

$$c = 9,3 + 0,292 \text{ RCS}$$

Onde: c e RCS são medidas em psi (1 psi \cong 0,7 kgf/cm²)

Thomé (1994), ao estabilizar um solo classificado como Gley Húmico com 5%, 7% e 9% de cal (teores insuficientes para o desenvolvimento de reações pozolânicas, conforme esse autor), obteve valores de coesão e ângulo de atrito (ϕ), compreendidos entre 13,7kPa e 21,6kPa e 19,7° e 23,1°. O solo natural tinha c = 6,1kPa e ϕ = 18,3°.

Consoli et al (2001), ao verificar o comportamento de um solo silte-arenoso tratado com 4% de cal de carbureto, observaram um acréscimo na coesão de 10kN/m² para 42kN/m² e um acréscimo no ângulo de atrito de 35° para 38°, em relação ao solo natural.

2.2.2.4 Resposta Tensão-Deformação

As características tensão-deformação são essenciais para a análise do comportamento de uma estrutura de pavimento ou fundações superficiais assentes sobre uma camada em solo-cal.

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 aglomerante e diminui com o aumento da tensão efetiva média (SCHNAID et al, 2001).

O efeito da cal nas características de deformabilidade de um solo fino reativo são marcantes. A tensão de ruptura aumenta significativamente, enquanto que a deformação para ruptura diminui. Akoto e Singh (1986) observaram que quando as tensões de tração são elevadas, as amostras de laterita tratadas com cal se deformam notavelmente antes de romperem. Thompson (1965), entretanto, afirmou que a análise da curva tensão deformação revela o comportamento frágil das misturas solo-cal.

Para o solo classificado como Gley Húmico, Thomé (1994) observou que o módulo secante, entre a origem e 75% da tensão de ruptura, aumenta com o teor de cal. Após 7 dias de cura, a mistura de solo tratado com 9% de cal apresentou módulo secante 2,63 vezes maior do que o solo natural.

No solo silte-arenoso tratado com cal de carbureto e cinza volante, Consoli et al. (2001) observaram um comportamento frágil na ruptura e que a deformação axial na ruptura diminui com a cimentação, verificaram que não só a cimentação influencia nesse processo, mas também as condições de compactação. Os autores observaram também que o módulo de deformação secante decresce de forma acentuada com o aumento das deformações axiais.

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Este programa experimental tem dois objetivos fundamentais. O primeiro consiste em quantificar a influência da quantidade de cal, da quantidade 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 dos fatores água/cal e vazios/cal na estimativa da resistência à compressão simples de solo tratado com cal e resíduo de britagem, comparando com relações água/cimento e vazios/cimento.

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

As variáveis independentes são:

- *Densidade do solo-cal e solo-cimento*: expressa através da porosidade (η) ou da massa específica aparente seca (γ_d) da mistura compactada;
- *Quantidade de cal (Ca)*: massa de cal (c_a) dividida pela massa de solo seco, expressa em porcentagem;
- *Quantidade 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 + cal ou solo + cimento), expresso em porcentagem;
- *Relação água/cal (a/c_a)*: massa de água dividida pela massa de cal (c_a);
- *Relação água/cimento (a/c_i)*: massa de água dividida pela massa de cimento (c_i);

- *Fator vazios/cal* (V_v/V_{ca}): definido como sendo o volume absoluto de vazios (V_v) dividido pelo volume absoluto de cal (V_{ca}), presentes na amostra de solo-cal compactada.
- *Fator vazios/cimento* (V_v/V_{ci}): definido como sendo o volume absoluto de vazios (V_v) dividido pelo volume absoluto de cimento (V_{ci}).

As variáveis fixas são:

- *Tipo de solo*: solo residual de arenito Botucatu;
- *Tipo de resíduo*: rocha basáltica pulverizada;
- *Tipos de agente cimentante*: cal Primor Extra; cimento Portland (CP V-ARI);
- *Tempo de cura úmida para a cal*: 28 dias e 90 dias;
- *Tempo de cura úmida para o cimento*: 7 dias;
- *Taxa de deformação nos ensaios de compressão simples*: 1,14% por minuto;

As variáveis de resposta são:

- *Resistência à compressão simples* (q_u);
- *Sucção Matricial*.

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

A segunda etapa consiste na realização de uma bateria de ensaios de compressão simples sobre os pontos de moldagem pré-estabelecidos de acordo com o programa de ensaios detalhado no item 3.4. Esta etapa tem por objetivo avaliar a influência isolada de cada uma das variáveis investigadas sobre a resistência à compressão simples do solo-cal-resíduo e solo-cimento-resíduo em estudo. Ainda nesta etapa, foram feitas medidas de sucção matricial em amostras de interesse.

A tabela 3.1 apresenta de forma esquemática as etapas do programa experimental, bem como o tipo e número de ensaios que foram realizados em cada etapa.

Tabela 3.1: 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	1
	Basalto Pulverizado	Massa Específica Real dos Grãos	3
		Análise Granulométrica	2
		Limite de Plasticidade	1
		Limite de Liquidez	1
	Cal	Massa Específica Real dos Grãos	2
	Cimento	Massa Específica Real dos Grãos	2
Solo+resíduo+cal	Compactação	8	
Resistência Mecânica	Solo-cal-resíduo compactado	Compressão Simples	210
	Solo-cimento-resíduo compactado	Compressão Simples	105
	Solo-cal-resíduo compactado	Medidas de Sucção Matricial	70
	Solo-cimento-resíduo compactado	Medidas de Sucção Matricial	35

No item 3.4 encontra-se detalhada a etapa principal deste trabalho que foi a realização dos ensaios de 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.

Portanto nos itens 3.2 e 3.3, 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.

3.2 MÉTODOS

3.2.1 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 resíduo de britagem foi coletado diretamente dos reservatórios dos equipamentos da usina de britagem, mediante o uso de ferramentas manuais, em quantidade suficiente para a realização de todos os ensaios previstos. A amostra assim obtida foi armazenada e transportada em sacos plásticos adequadamente vedados.

A cal, adquirida em embalagem de 20 kg, e o cimento, adquirido em embalagem de 40 kg, utilizados foram armazenados 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.

3.2.2 Preparação das Amostras

A preparação das amostras de solo e resíduo 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 NBR 6457/86.

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

3.2.3 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 resíduo foram utilizados os ensaios de granulometria, massa específica real dos grãos, compactação e determinação do teor de umidade. Para a cal utilizou-se o ensaio de massa específica real dos grãos.

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

A análise granulométrica do solo e do resíduo foi realizada de acordo com os procedimentos descritos pela NBR 7181/84. Nestes ensaios foi utilizado defloculante.

A determinação da massa específica real dos grãos de solo e do resíduo seguiu o método descrito pela NBR 6508/84.

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

Para os ensaios de compactação foram utilizados os procedimentos descritos pela NBR 7182/86.

3.2.4 Moldagem e Cura dos Corpos-de-prova

Foram utilizados, para os ensaios de compressão simples, 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, resíduo, aglomerante e água) com resolução de 0,01 g, o solo, o resíduo e o aglomerante eram misturados com o auxílio de uma espátula metálica, até que a mistura adquirisse coloração uniforme. Em seguida, era adicionada água continuando o processo de mistura até que a homogeneidade fosse obtida.

A quantidade de resíduo e agente cimentante 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, resíduo e de agente cimentante. 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-resíduo-cal ou solo-resíduo-cimento necessária para confecção de um corpo-de-prova era dividida em três partes iguais, armazenadas em recipientes com tampa para evitar a perda da umidade, para posterior compactação.

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

A amostra era, então, compactada estaticamente em três camadas no interior de um molde de ferro fundido tripartido, devidamente lubrificado, de maneira que cada camada atingisse as especificações de teor de umidade e peso específico aparente seco, tomando-se o cuidado de escarificar levemente os topos acabados da primeira e da segunda camada para aumentar a integração entre as camadas superpostas.

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

Os corpos-de-prova assim obtidos eram, então, armazenados e curados por um período de 28 dias e 90 dias no caso das amostras com cal, e um período de 7 dias no caso das amostras com cimento, em um ambiente com temperatura e umidade controladas (temperatura de $23^{\circ} \pm 2^{\circ}\text{C}$ e umidade relativa do ar maior que 95%). Para este procedimento foi utilizada a câmara úmida do Núcleo Orientado para a Inovação da Edificação da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (NORIE/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 $\gamma_d = 1,80 \text{ g/cm}^3$ considerou-se aceitáveis corpos-de-prova que apresentaram valores de γ_d compreendidos entre 1,78 e 1,82 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 3.1b apresenta o aspecto final de um corpo-de-prova moldado de acordo com os procedimentos descritos anteriormente.

3.2.5 Ensaios de Compressão Simples

Ensaios de compressão simples têm sido utilizados na maioria dos programas experimentais relatados na literatura quando se deseja verificar a efetividade da estabilização com cal ou acessar aspectos relativos à importância de fatores influentes sobre a resistência de solos tratados. 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 cimentado como uma camada compactada sobre um solo de baixa capacidade de suporte, a ruptura do sistema geralmente ocorre por tração na base da camada estabilizada. Pareceria mais razoável, então, utilizar o ensaio de resistência à tração como uma medida direta da resistência do solo-cal. Entretanto resultados apresentados por Núñez (1991) demonstraram que a resistência à tração para o solo utilizado nesta pesquisa tratado com 9% de cal variou entre 9% e 20% da resistência à compressão simples e tratado com 11% de cimento variou entre 11% e 15%. Esse fato, aliado aos aspectos mencionados acima, fez com que o ensaio de compressão simples fosse adotado para a medição da influência das variáveis independentes.

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 3.1a). A velocidade de deformação destes ensaios foi de 1,14 mm por minuto. O procedimento dos ensaios de compressão simples seguiu a norma americana ASTM D 5102/96.

Os corpos-de-prova, após serem curados na câmara úmida, eram submersos em um recipiente com água por um período de 24 horas, visando aproximar a condição de saturação. A temperatura da água do tanque era controlada e mantida em 23 ± 3 °C.



Figura 3.1a: ensaio de compressão simples



Figura 3.1b: corpo-de-prova de solo-cal-resíduo

Imediatamente antes do ensaio de 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 não deveriam se afastar mais de 10% da resistência média desse conjunto.

3.2.6 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 está presente. As medidas 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 a 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. Foi utilizado o papel filtro da marca Whatman N° 42 e equações de calibração apresentadas por Chandler et al. (1992) e recomendadas por Marinho (1995).

Os procedimentos adotados para a medição da sucção matricial foram os mesmos que os utilizados por Feuerharmel (2003) e por Foppa (2005). Na figura 3.2 é apresentada o aspecto de um corpo-de-prova para o ensaio de sucção matricial.

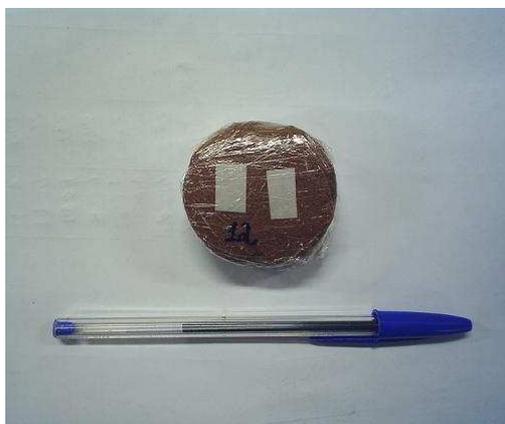


Figura 3.2: corpo-de-prova para ensaio de sucção matricial.

3.3 MATERIAIS

3.3.1 Solo

O solo utilizado no presente trabalho é um solo residual de arenito pertencente 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 (Figura 3.6).

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, vindo ao encontro a presente pesquisa (NÚÑEZ, 1991; PRIETTO, 1996; HEINECK, 1998; ROTTA, 2000; FOPPA 2005).

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 3.3).

Núñez (1991) realizou uma ampla caracterização físico-química e mineralógica do arenito Botucatu. Na tabela 3.2 são apresentadas as características mineralógicas e físico-químicas.



Figura 3.3: talude onde foi retirada a amostra de solo

Tabela 3.2: 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 Ilitas	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 %

Na figura 3.4 é apresentada a curva granulométrica obtida em Foppa (2005) das amostras utilizadas para os ensaios.

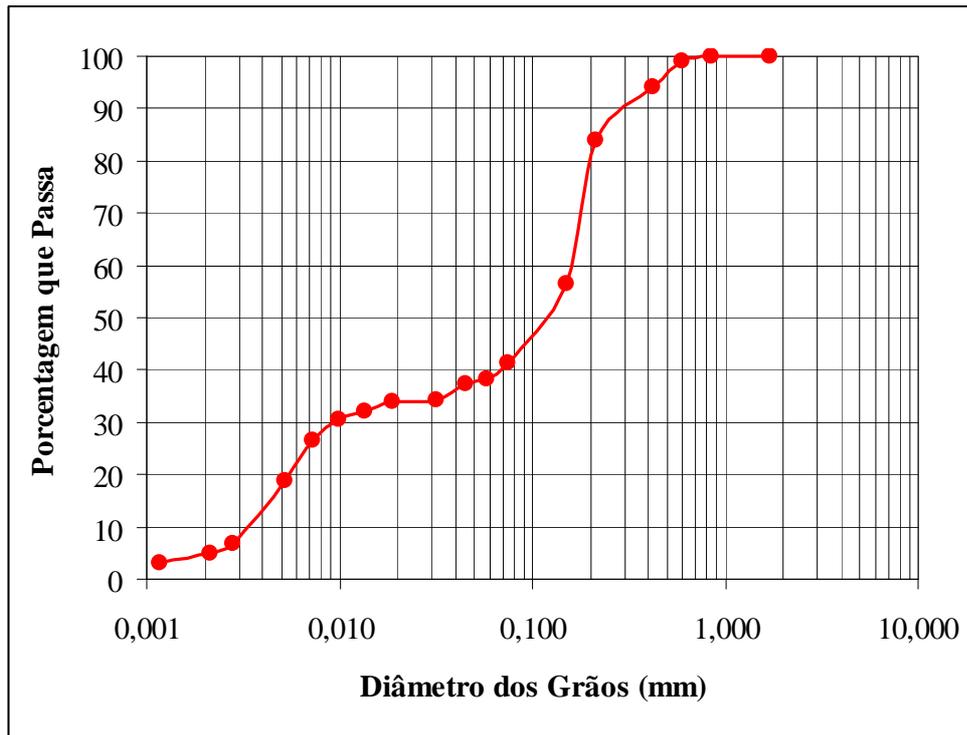


Figura 3.4: curva granulométrica da amostra de solo (FOPPA, 2005).

As frações granulométricas, bem como, os demais resultados obtidos dos ensaios de caracterização realizados por Foppa (2005) estão na tabela 3.3.

Tabela 3.3: propriedades físicas da amostra de arenito Botucatu (FOPPA, 2005)

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	-

Os resultados dos ensaios de compactação da amostra de solo utilizada estão plotados na figura 3.5. Pode-se observar as curvas de compactação obtidas por Foppa (2005) para as energias normal, intermediária e modificada do ensaio de Proctor, bem como as curvas de 100% e 89% de saturação.

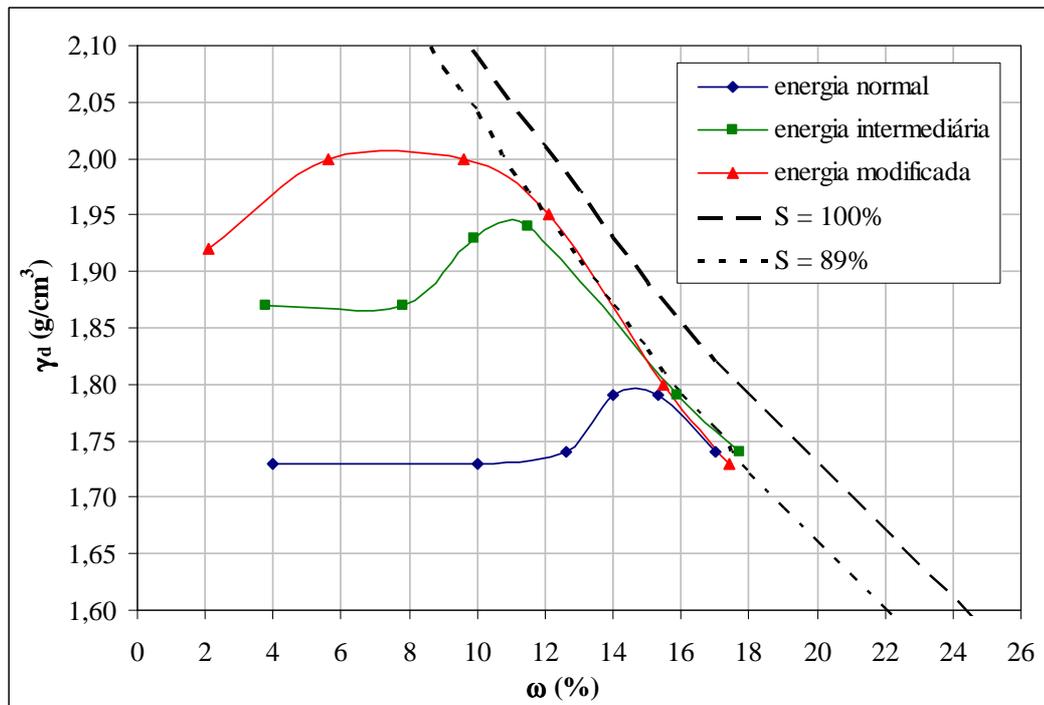


Figura 3.5: curvas de compactação do solo residual de arenito Botucatu (FOPPA, 2005)

3.3.2 Resíduo

O resíduo utilizado nesta pesquisa é proveniente do processo de britagem da rocha basáltica, a qual pertence à denominada formação Serra Geral que abrange praticamente toda a região norte do estado do Rio Grande do Sul, fazendo contato ao sul com a formação Botucatu. Essa formação se desenvolve nas regiões de Uruguaiana e Alegrete, constituindo o chamado Planalto da Campanha e se estende até o leste do estado na região de Torres.

Pode-se dividir a formação Serra Geral em duas seqüências: (a) seqüência básica, constituída predominantemente por basaltos e (b) seqüência ácida, constituída basicamente por riolitos (Figura 3.6).

As rochas basálticas apresentam uma coloração que varia do cinza-escuro ao negro, com tonalidades esverdeadas, constituídas principalmente por plagioclásio e piroxênio.

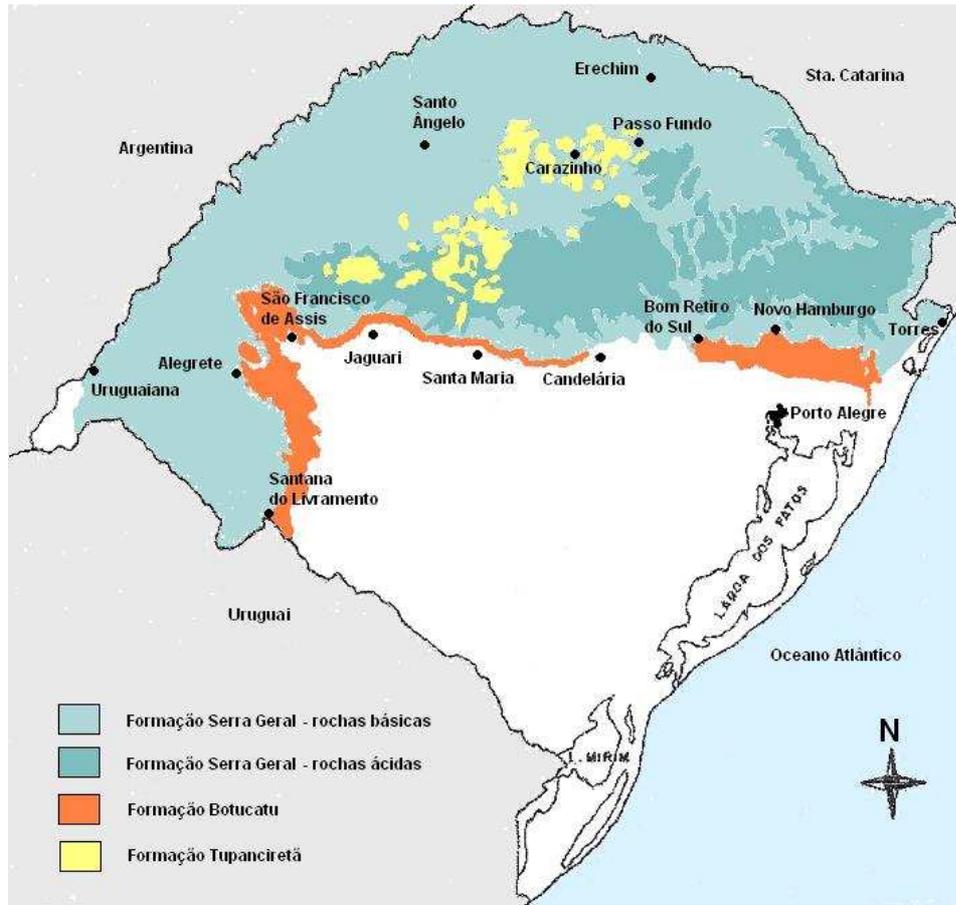


Figura 3.6: formações geológicas ao norte do estado do RS (IBGE, 1986)

Através da modificação das propriedades físicas, como o processo de britagem, as rochas que constituem a formação Serra Geral são amplamente utilizadas na engenharia como agregados para concretos, argamassas e obras rodoviárias, porém, com alguns inconvenientes como a formação de resíduos.

A preocupação com o destino dos resíduos proveniente de qualquer tipo de indústria é alvo de inúmeros trabalhos e pesquisas na atualidade.

Lopes (2002) estudou a influência da granulometria do resíduo de britagem em concretos e obteve valores mais altos de resistência utilizando resíduo de britagem como agregado miúdo.

Santos (2003) realizou um trabalho de dosagem de concreto estrutural, comparando amostras com areia natural e areia proveniente de resíduos de britagem de rocha basáltica, verificou maiores resistências nas amostras com areia de resíduos e também que é possível substituir a areia natural por areia de resíduos em percentuais de 100%.

Thomé et al. (2002) estudaram a possibilidade de utilizar resíduos da produção de pedras semipreciosas na estabilização de solos, revelando excelentes ganhos de resistência com o aumento do percentual de resíduo em solos tratados com cal.

O resíduo utilizado neste trabalho é a fração fina (pulverizado) oriundo da usina de britagem pertencente à empresa Andretta e Cia. Ltda. (Figuras 3.7 e 3.8), localizada na região norte do estado do Rio Grande do Sul no município de Erechim. Segundo dados do fabricante, a produção média mensal chega a 300 toneladas, onde 40% são utilizados para auxiliar na fertilização de lavouras, 50% estocado em depósitos a céu aberto e 10% da produção se perde no ar em forma de poeira. A inconveniência decorrente de sua inexpressiva utilização justifica seu uso na criação de novos materiais para utilização na engenharia corrente.



Figura 3.7: jazida de rocha basáltica em Erechim – RS

Lopes (2002) realizou uma ampla caracterização físico-química e mineralógica da jazida de rocha basáltica, bem como as propriedades químicas dos resíduos provenientes do processo de britagem da rocha. Na tabela 3.4 são apresentados os minerais constituintes da rocha-mãe e, na tabela 3.5, é apresentada a caracterização química do resíduo de britagem.



Figura 3.8: equipamento de britagem onde foi retirada a amostra do resíduo

Tabela 3.4: Mineralogia da rocha (LOPES, 2002)

Plagioclásio (An 46-62)	64,00%
Piroxênio (pigeonita)	25,00%
Opacos	10,00%
Clorita	1,00%
Calcedônia	< 1,00%
Apatita	< 1,00%

Tabela 3.5: caracterização química do resíduo de britagem (LOPES, 2002)

Óxido de silício (SiO ₂)	54,1%
Óxido de alumínio (Al ₂ O ₃)	12,0%
Óxido de ferro (Fe ₂ O ₃)	15,7%
Óxido de cálcio (CaO)	10,0%
Óxido de potássio (K ₂ O)	1,0%
Óxido de magnésio (MgO)	4,9%
Óxido de sódio (Na ₂ O)	2,3%

Através de resultados de difração por raios-X apresentados por Lopes (2002), foi verificado que o mineral Albita, rico em sílica, é o principal mineral constituinte dos resíduos.

A seguir são apresentadas algumas propriedades físicas do resíduo de britagem. Na figura 3.9 é apresentada a curva granulométrica do resíduo obtida com uso de defloculante. Na tabela 3.6 são apresentadas as frações granulométricas, bem como, os demais resultados obtidos dos ensaios de caracterização.

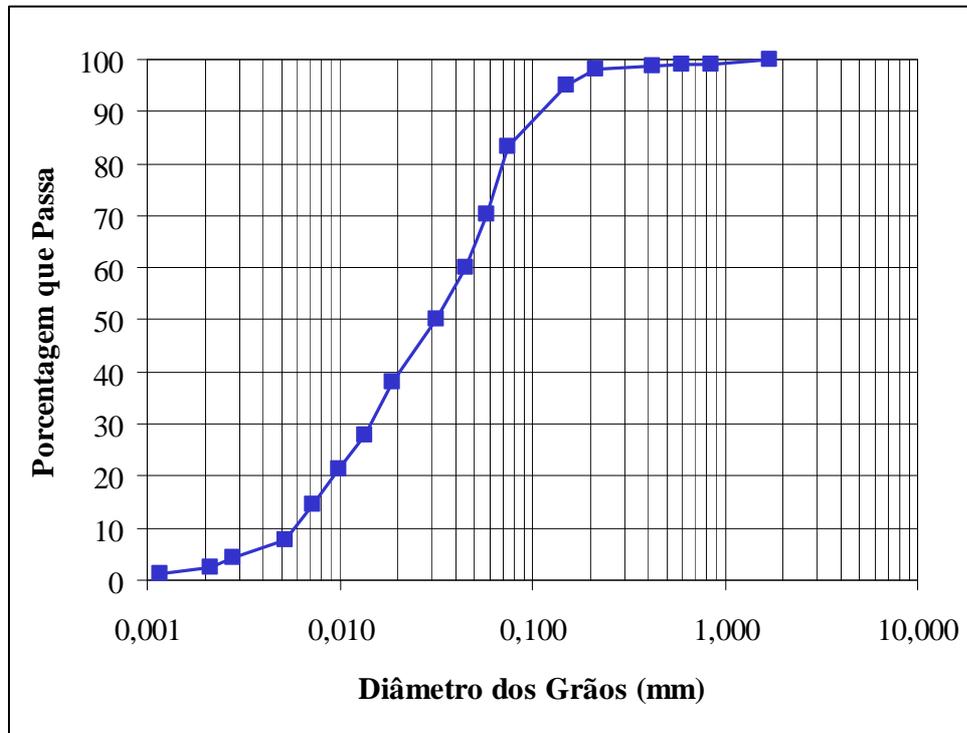


Figura 3.9: curva granulométrica da amostra de resíduo.

Tabela 3.6: propriedades físicas da amostra de resíduo

PROPRIEDADES	VALORES	NORMA SEGUIDA PARA CLASSIFICAÇÃO E/ OU ENSAIO	OBSERVAÇÕES
Limite de Liquidez (LL)	28%	NBR 6459/84	-
Limite de Plasticidade (LP)	20%	NBR 7180/84	-
Índice de Plasticidade (IP)	8%	-	-
Densidade Real dos Grãos (G)	3,33	NBR 6508/84	Média de 3 determinações
pH	9,6	-	-
% de Areia Média ($0,2 < \phi < 0,6$ mm)	1,9%	NBR 6502/95	Com uso de defloculante
% de Areia Fina ($0,06 < \phi < 0,2$ mm)	38,4%		
% de Silte ($0,002 < \phi < 0,06$ mm)	57,5%		
% de Argila ($\phi < 0,002$ mm)	2,2%		
Diâmetro Efetivo (D_{10})	0,0066 mm	NBR 6502/95	-
Coefficiente de Uniformidade (C_u)	9	NBR 6502/95	-

3.3.3 Cal

A cal utilizada no trabalho foi uma cal hidratada dolomítica, comercialmente chamada de “Primor Extra”, produzida na cidade de Caçapava do Sul - RS. A tabela 3.7 apresenta os resultados de ensaios de caracterização da cal utilizada, fornecida pelo fabricante, comparando com as exigências da NBR 7175.

Tabela 3.7: caracterização da cal utilizada

PROPRIEDADES	LIMITES DA NBR 7175	ANÁLISE
Densidade	$\leq 600\text{g/l}$	510 g/l
Perda ao Fogo	-	23,3 %
Resíduo Insolúvel	-	4,7 %
CO ₂ (anidrido carbônico)	$\leq 5\%$	2,2 %
Óxidos Totais	$\geq 88\%$	94,8 %
Óxidos ã hidratados	$\leq 15\%$	11,0 %
CaO	-	44,8 %
MgO	-	27,9 %
Umidade	$\leq 1,5\%$	0,6 %
Resíduo na peneira 0,600mm	$\leq 0,5\%$	0,0 %
Resíduo na peneira 0,075mm	$\leq 15\%$	8,0 %

*Dados do fabricante

Os ensaios de massa específica da cal seguiram as recomendações da NBR NM 23/2001. Obteve-se, a partir de três determinações, o valor médio de 2,49 g/cm³.

3.3.4 Cimento

O material cimentante utilizado foi o 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 na figura 3.10.

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.

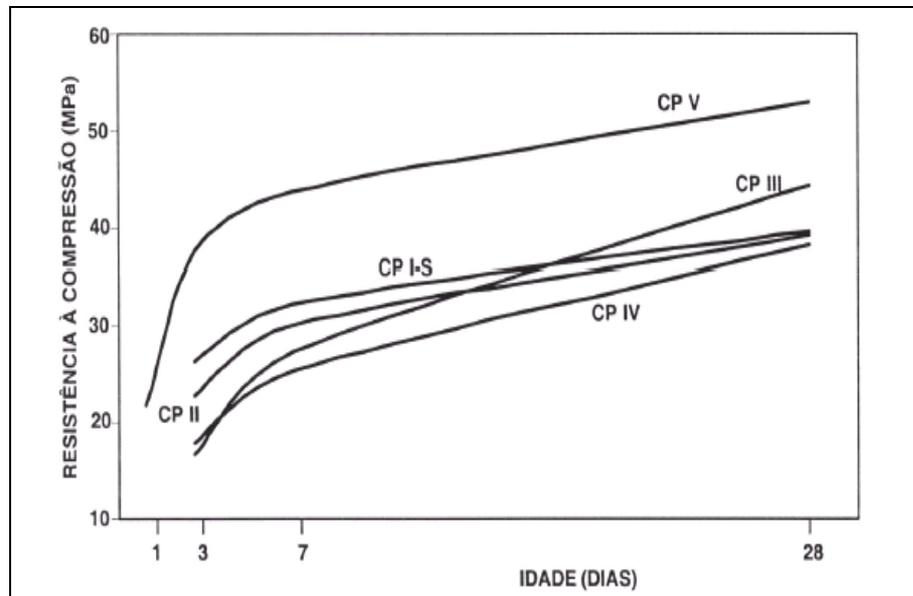


Figura 3.10: evolução média da resistência à compressão dos distintos tipos de cimento (ABCP, 2002)

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 $3,15 \text{ g/cm}^3$.

3.3.5 Água

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

3.4 PROGRAMA DE ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES

3.4.1 Dosagem das misturas

3.4.1.1 Definição dos Teores de Cal e Cimento

As porcentagens (3% a 11%) foram escolhidas a partir da experiência brasileira e internacional com o solo-cal e solo-cimento, tanto em nível experimental quanto em aplicações diversas como, por exemplo, em rodovias.

3.4.1.2 Definição da Quantidade de Resíduo

Conforme o TRB (1976) a proporção selecionada para os materiais numa mistura solo-cinza-cal deve garantir que essa mistura: (1) apresente resistência e durabilidade adequadas ao seu propósito de utilização; (2) seja de fácil manuseio e compactação; e (3) seja econômica. A escolha do teor de cal + cinza volante a ser adotado numa mistura solo-cinza-cal depende de muitas variáveis, mas, geralmente, varia de 12% a 30%. Solos finos geralmente requerem maiores porcentagens de cal + cinza volante, ao passo que os requerimentos para agregados bem graduados situam-se no limite inferior da faixa anteriormente citada. Além disso, materiais mal graduados que apresentam menor diâmetro máximo dos grãos necessitam de quantidades de cal + cinza volante substancialmente maiores do que aqueles melhor graduados com maior diâmetro máximo. No trabalho realizado por Carraro (1997) sobre solo-cinza-cal, o teor ótimo de cinza utilizado nas misturas foi de 25% da massa de solo.

Para estabelecer a quantidade de resíduo de britagem a ser utilizado nas misturas inicialmente foram levadas em consideração, além dos resultados apresentados por Carraro (1997), as seguintes propriedades físicas:

- Granulometria dos materiais (estabilização granulométrica);
- Trabalhabilidade (fácil manuseio e compactação).

Em virtude dessas considerações, adotou-se o teor de 25% para a definição da quantidade de resíduo nas misturas estudadas. A figura 3.11 apresenta as curvas de distribuição granulométrica, obtidas com a utilização de defloculante, do solo natural, do resíduo de britagem e a curva granulométrica do solo com 25% de resíduo.

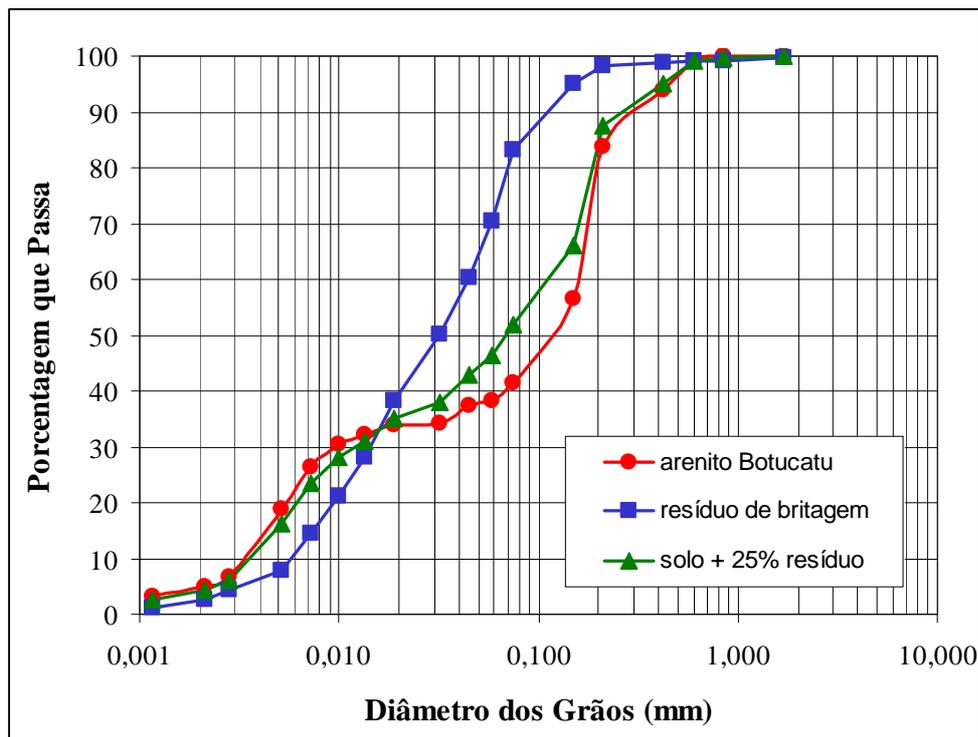


Figura 3.11: distribuição granulométrica dos materiais (com defloculante).

3.4.2 Programa de ensaios

O programa de ensaios de compressão simples constituiu a principal etapa desta pesquisa e objetivou avaliar a influência das variáveis: quantidade de agente cimentante (cal e cimento), porosidade, teor de umidade de moldagem, fator água/cal e fator vazios/cal sobre a resistência mecânica de um solo tratado com rocha basáltica pulverizada, cal e cimento. Para

que seja possível a mensuração da influência de uma variável isoladamente é necessário que as outras variáveis sejam mantidas constantes.

Para atingir os objetivos propostos foi elaborado o programa de ensaios conforme apresenta a figura 3.12. Nela pode-se observar a curva de compactação do arenito Botucatu (sem adição de cal e resíduo), para a energia normal, as curvas de compactação solo + 25% de resíduo nas energias normal, intermediária e modificada, as curvas de compactação solo + 25% de resíduo + cal (3%, 5%, 7%, 9% e 11%) e a localização dos pontos de moldagem dos corpos-de-prova.

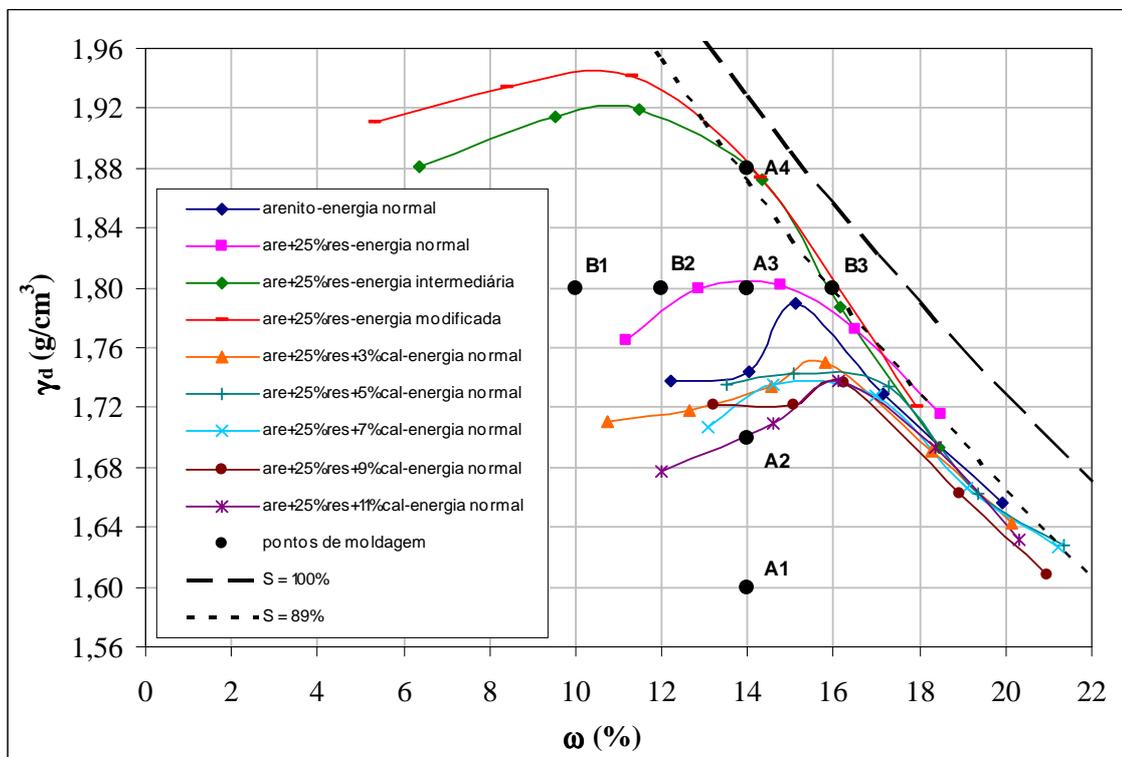


Figura 3.12: programa de ensaios de compressão simples

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, A₂, B₃ e B₄), com mesma massa específica aparente seca e diferentes teores de umidade. A tabela 3.8 apresenta os pares massa específica aparente seca e teor de umidade para todos os pontos do programa de ensaios.

Tabela 3.8: pontos de moldagem

PONTOS DE MOLDAGEM		
PONTO	γ_d (g/cm³)	ω (%)
A ₁	1,60	14,0
A ₂	1,70	14,0
A ₃	1,80	14,0
A ₄	1,88	14,0
B ₁	1,80	10,0
B ₂	1,80	12,0
B ₃	1,80	16,0

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” e da linha “B” foi moldado com 5 diferentes porcentagens de cal (C_a) e de cimento (C_i): 3%, 5%, 7%, 9% e 11%.

Tais porcentagens (3% a 11%) foram escolhidas a partir da experiência brasileira e internacional com o solo-cal e solo-cimento, tanto em nível experimental quanto em aplicações diversas como, por exemplo, em rodovias.

Devido à dispersão característica dos ensaios de compressão simples, foram moldados corpos-de-prova em triplicata para cada ponto e porcentagem, obtendo-se assim, uma maior confiabilidade dos resultados.

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

3.4.3 Método de Avaliação da Influência da Quantidade de Cal e de Cimento

A avaliação da influência da quantidade de cal e da porosidade sobre a resistência à compressão simples do solo artificialmente tratado foi feita através dos pontos da linha “A”.

Como cada ponto da linha “A” foi moldado com 5 diferentes porcentagens de cal e de cimento (3%, 5%, 7%, 9% e 11%), foi possível avaliar a influência destas variáveis já que, para um mesmo ponto, foi mantida a mesma massa específica aparente seca e o mesmo teor de umidade, apenas aumentando a quantidade de aglomerante adicionado.

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

3.4.4 Método de Avaliação da Influência do Teor de Umidade e das Relações Água/Cal e Água/Cimento

A avaliação da influência do teor de umidade foi feita através dos pontos da linha “B”. Nesta linha os pontos possuem a mesma massa específica aparente seca, mesma quantidade de agente cimentante (3%, 5%, 7%, 9% e 11%) e teores de umidade crescentes.

A relação água/cal e a relação água/cimento também foram avaliadas através dos resultados dos ensaios de compressão simples dos pontos de moldagem posicionados na linha “B”.

3.4.5 Método de Avaliação das Relações Vazios/Cal e Vazios/Cimento

Neste trabalho foi adotado, em primeira instância, como definição do fator vazios/cal a expressão: V_v/V_{ca} , onde V_v é o volume absoluto de vazios (água + ar) e V_{ca} é o volume absoluto de cal. Para definição do fator vazios/cimento foi adotado a mesma expressão utilizada por Foppa (2005): V_v/V_{ci} , onde V_v é o volume absoluto de vazios (água + ar) e V_{ci} é o volume absoluto de cimento.

Tanto os corpos-de-prova moldados na linha “A” quanto os moldados na linha “B” foram utilizados na avaliação destes fatores.

4 RESULTADOS EXPERIMENTAIS

4.1 ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES

As tabelas A.1, A.2, A.3, A.4, A.5 e A.6, do apêndice “A”, 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 contendo cal ensaiados com 28 dias de cura da linha vertical “A”, do programa de ensaios, são apresentados na tabela A.1 e os corpos-de-prova da linha “B” com 28 dias de cura, na tabela A.2. Os corpos-de-prova contendo cal ensaiados com 90 dias de cura da linha vertical “A” são apresentados na tabela A.3 e os da linha “B” com 90 dias de cura, na tabela A.4. Os corpos-de-prova contendo cimento da linha vertical “A”, do programa de ensaios, são apresentados na tabela A.5 e os corpos-de-prova da linha “B” com cimento, na tabela A.6. 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 aglomerante).

4.1.1 Cal

A partir dos dados constantes nas tabelas A.1 e A.3, foram elaboradas as figuras 4.1 a 4.4, a partir das quais alguns aspectos relevantes do comportamento do solo-cal em estudo são evidenciados.

Na figura 4.1 e 4.2, são apresentadas as curvas de ajuste da variação da resistência à compressão simples em função da quantidade de cal para 28 e 90 dias de cura, respectivamente. Cada curva, isoladamente, possui a mesma massa específica aparente seca e todos os pontos possuem o mesmo teor de umidade ($\omega=14\%$).

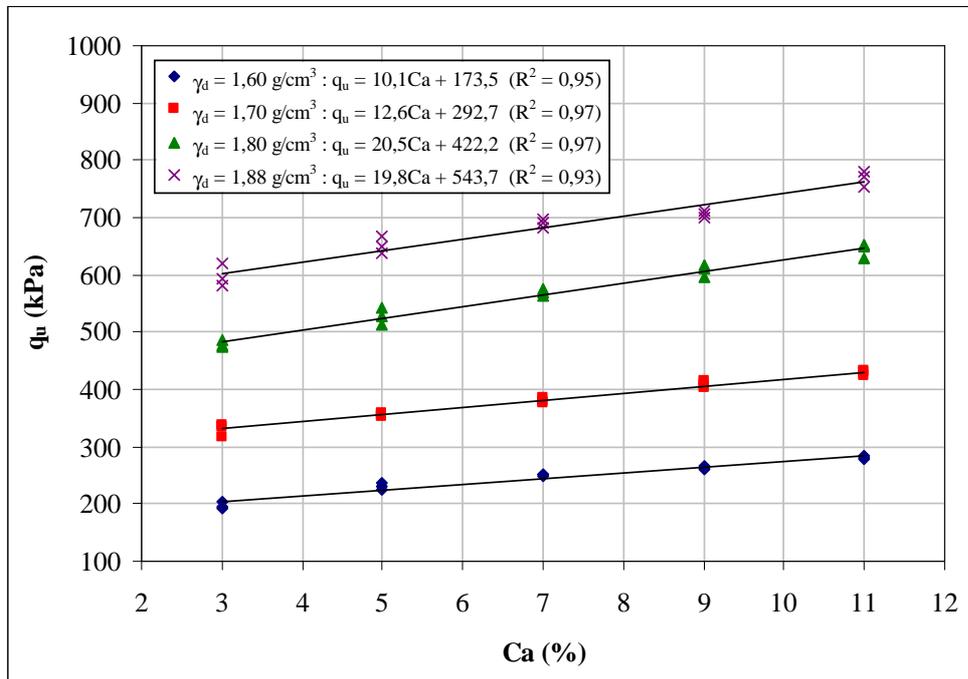


Figura 4.1: variação da resistência à compressão simples em relação à quantidade de cal ensaiados com 28 dias de cura

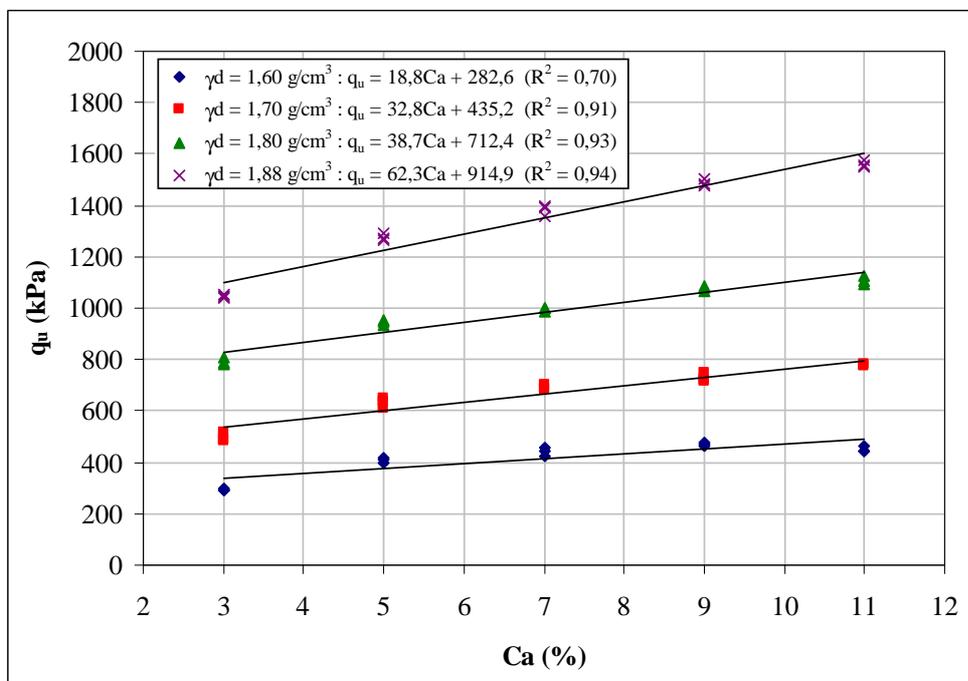


Figura 4.2: variação da resistência à compressão simples em relação à quantidade de cal ensaiados com 90 dias de cura

Pode-se observar que a quantidade de cal tem considerável efeito sobre a resistência à compressão simples do material, tanto para corpos-de-prova ensaiados a 28 dias como para corpos-de-prova ensaiados a 90 dias. Mesmo pequenas adições de cal são suficientes para gerar ganhos de resistência. Ao se aumentar a quantidade de cal de 3% para 11%, a resistência à compressão simples, em média, cresceu 40% em ambos os casos.

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

Nas figura 4.3 e 4.4, são apresentadas as curvas de ajuste da variação da resistência à compressão simples em função da porosidade do solo-cal compactado para corpos-de-prova ensaiados com 28 e 90 dias de cura, respectivamente. Cada curva, isoladamente, possui o mesmo teor de cal e todos os pontos possuem o mesmo teor de umidade ($\omega=14\%$).

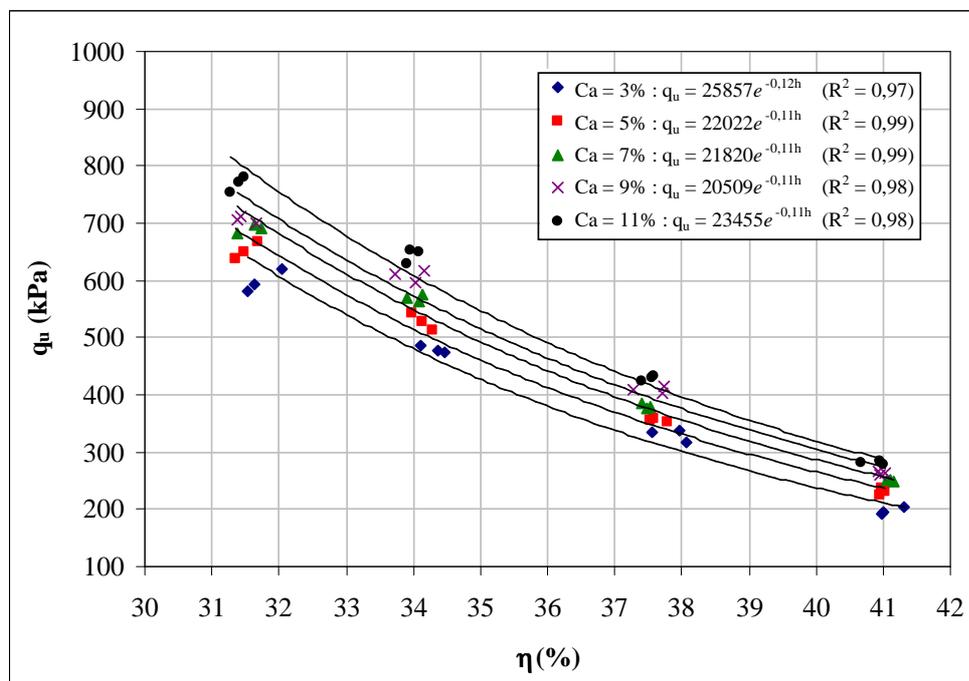


Figura 4.3: variação da resistência à compressão simples em relação à porosidade do solo-cal ensaiados com 28 dias de cura

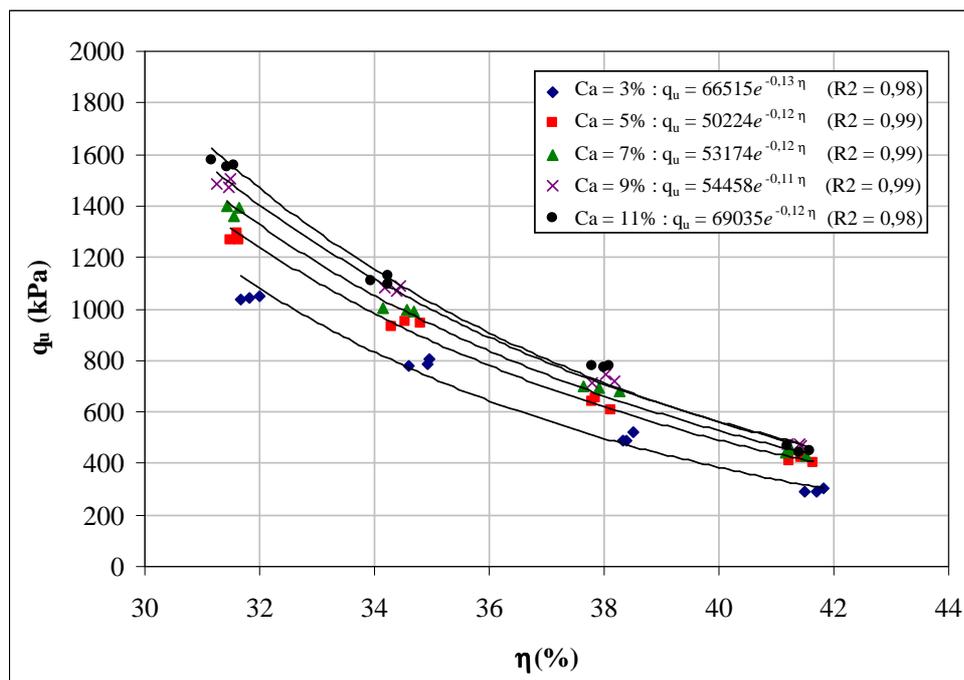


Figura 4.4: variação da resistência à compressão simples em relação à porosidade do solo-cal ensaiados com 90 dias de cura

Verifica-se que, de maneira contrária à quantidade de cal, a porosidade da mistura compactada exerce uma forte influência sobre a resistência a compressão simples do solo-cal. Independentemente da quantidade de cal utilizado, a redução na porosidade do material promove ganhos consideráveis de resistência. Em média a redução de 10 pontos percentuais na porosidade do material aumentou em 2,8 vezes e 3,4 vezes a resistência à compressão simples do solo-cal testado para 28 e 90 dias de cura, respectivamente.

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

A partir dos dados apresentados nas tabelas A.2 e A.4 foram elaboradas as figuras 4.5 e 4.6. Nelas são apresentadas as variações 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”) com 28 e 90 dias de cura, respectivamente.

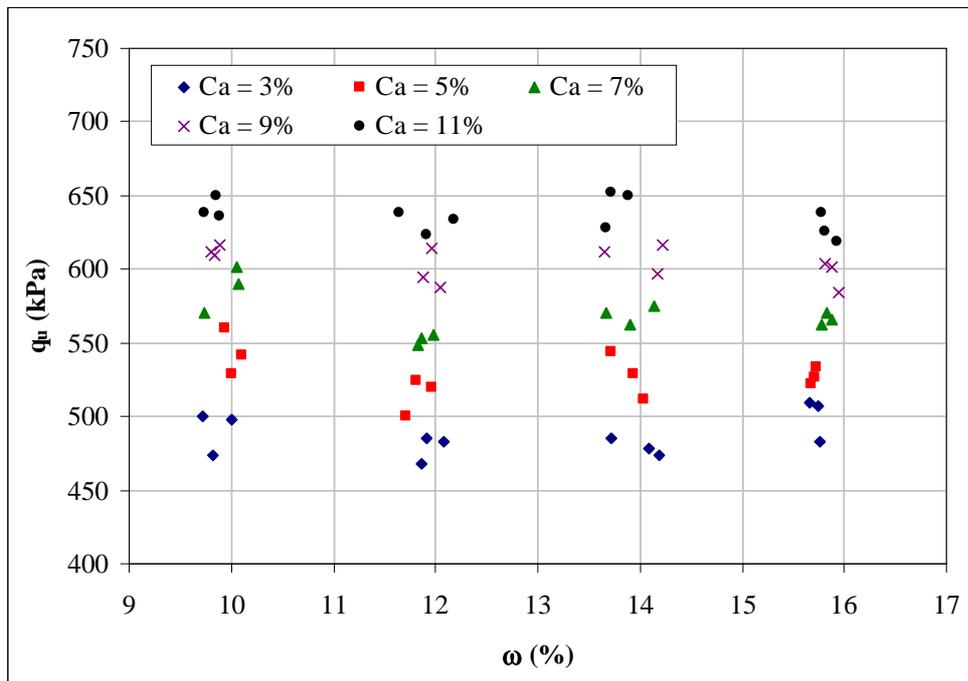


Figura 4.5: efeito do teor de umidade de moldagem sobre a resistência do solo-cal ensaiado com 28 dias de cura

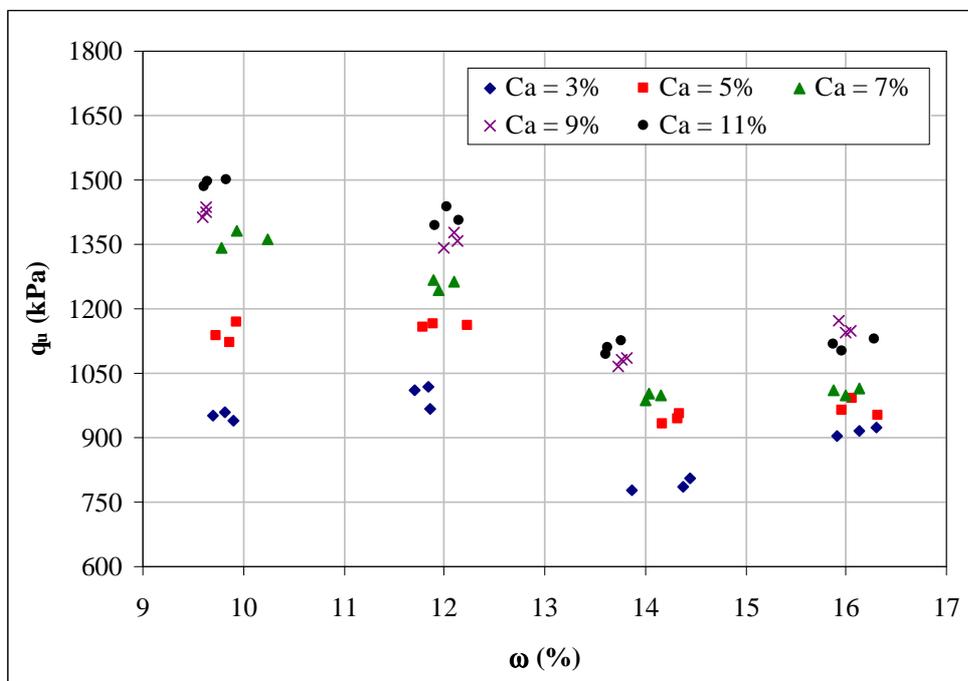


Figura 4.6: efeito do teor de umidade de moldagem sobre a resistência do solo-cal ensaiado com 90 dias de cura

Pode-se observar na figura 4.5 que a variação no teor de umidade de moldagem não afetou consideravelmente a resistência à compressão simples.

No caso da figura 4.6, a variação no teor de umidade afetou a resistência à compressão simples. De maneira geral, observa-se um “patamar” de resistência até 12% de umidade, a partir deste ponto as resistências à compressão simples diminuem em média 30%. Verifica-se que o teor ótimo de umidade, para corpos-de-prova ensaiados a 90 dias de cura, encontra-se abaixo dos 12% de umidade.

A partir dos dados plotados nas figuras 4.5 e 4.6, foram elaboradas as figuras 4.7 e 4.8 onde são apresentadas as variações da resistência à compressão simples em função da relação água/cal. Verifica-se na figura 4.7 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 cal utilizada. No caso da figura 4.8, apesar da dispersão, pode-se observar que em alguns pontos, para diferentes teores de cal e relações água/cal, a resistência à compressão simples permaneceu a mesma.

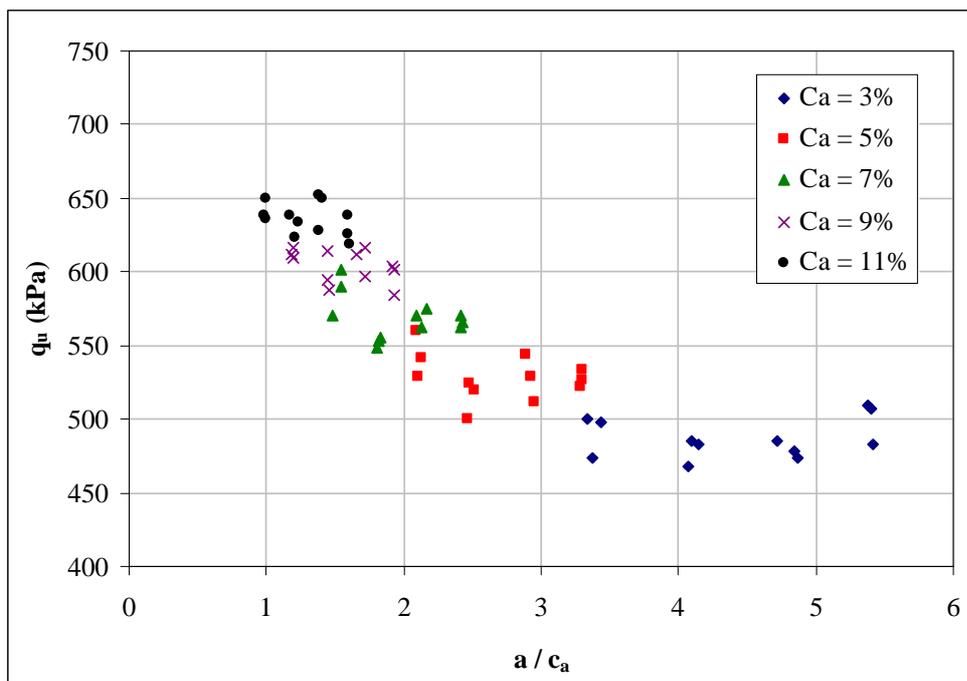


Figura 4.7: relação água/cal pela resistência à compressão simples para corpos-de-prova com 28 dias de cura

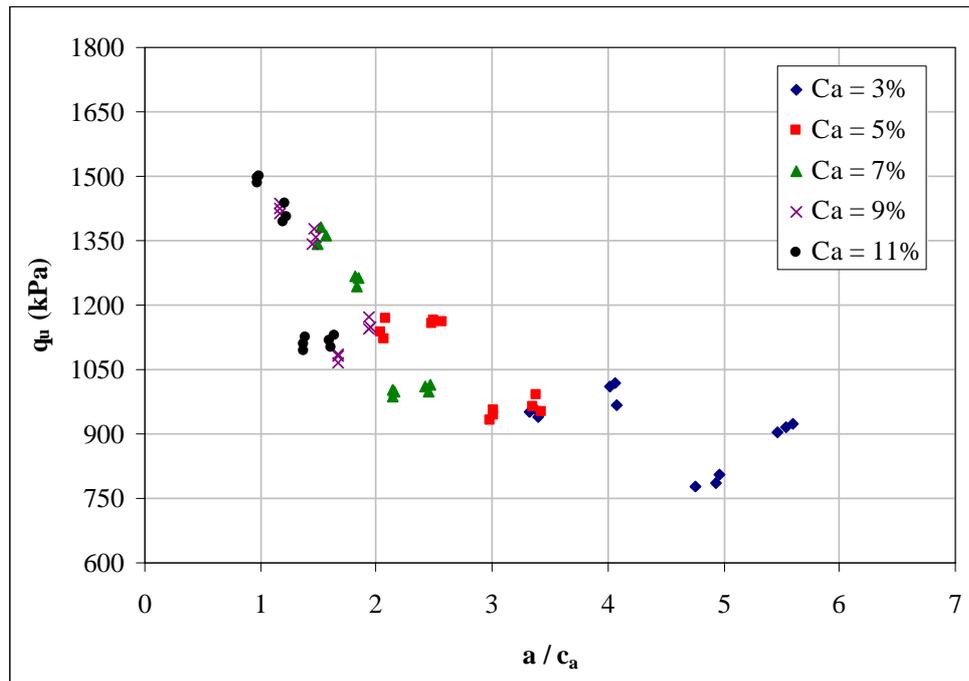


Figura 4.8: relação água/cal pela resistência à compressão simples para corpos-de-prova com 90 dias de cura

Na figura 4.9 é apresentada a variação da resistência à compressão simples em função do fator vazios/cal dos corpos-de-prova com 28 e 90 dias de cura, ajustados pela potência 0,06, tendo como base a definição apresentada por Larnach (1960) e Foppa (2005), mas substituindo o cimento pela cal, ou seja:

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

Todos os corpos de prova apresentados na figura 4.9 possuem o mesmo teor de umidade ($\omega=14\%$), porém quantidades de cal e porosidades variadas.

Pode-se observar uma boa correlação entre o volume de vazios/volume de cal ajustados e a resistência à compressão simples do solo-cal compactado em estudo. Foi utilizado no ajuste curva tipo potência, a qual apresentou melhores coeficientes de correlação R^2 .

A figura 4.9 será discutida e analisada com maior detalhe no capítulo 5.

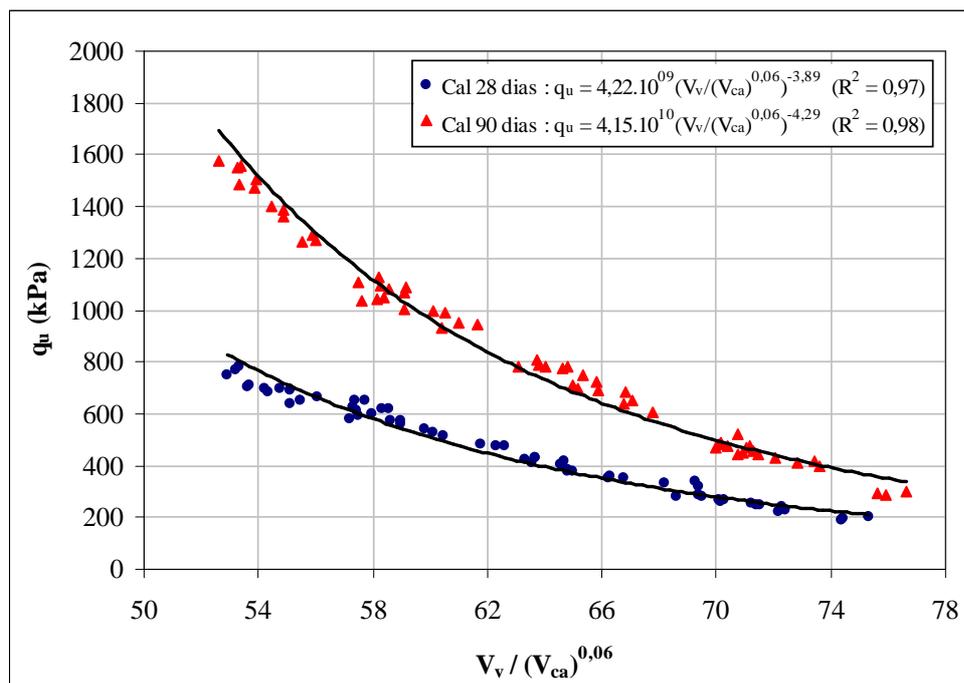


Figura 4.9: relação entre vazios/cal e resistência à compressão simples ajustados

4.1.2 Cimento

A partir dos dados apresentados na tabela A.5, foram elaboradas as figuras 4.10 e 4.11, a partir das quais alguns aspectos relevantes do comportamento do solo-cimento em estudo são evidenciados.

Na figura 4.10 são apresentadas as curvas de ajuste da variação da resistência à compressão simples em função da quantidade de cimento. Cada curva, isoladamente, possui a mesma massa específica aparente seca e todos os pontos possuem o mesmo teor de umidade ($w=14\%$).

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 3% para 11%, a resistência à compressão simples, em média, quadruplicou.

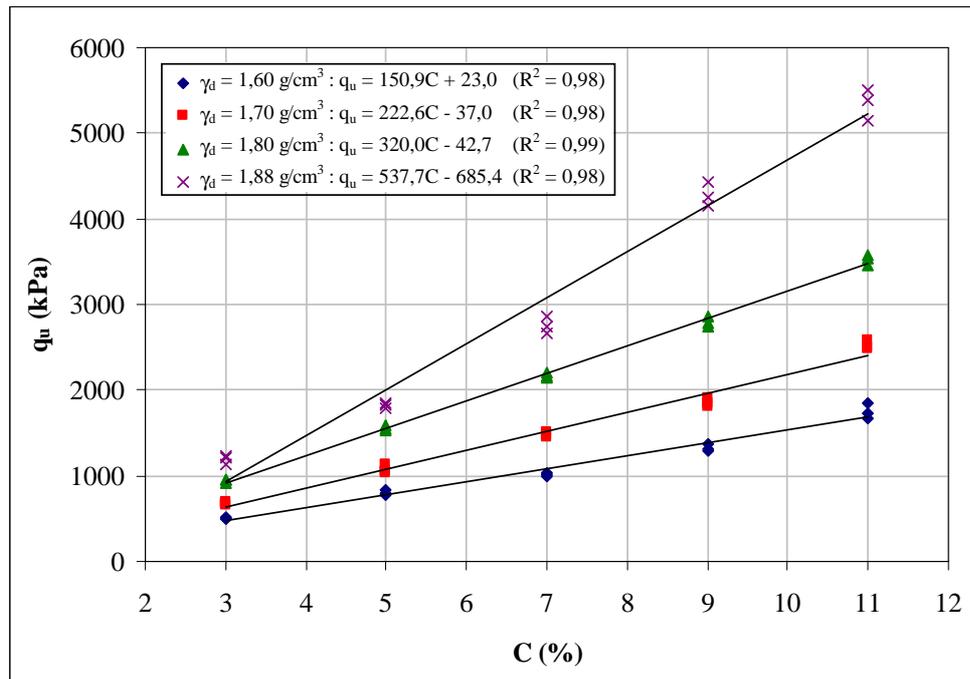


Figura 4.10: variação da resistência à compressão simples em relação à quantidade de cimento

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 de resistência, representada pela inclinação das retas de ajuste, aumenta com o aumento da massa específica aparente seca.

Na figura 4.11 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 ($\omega=14\%$).

Verifica-se que, de maneira similar à quantidade de cimento, a porosidade da mistura compactada exerce uma forte influência sobre a resistência a 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 dez pontos percentuais na porosidade do material, em média, triplicou a resistência à compressão simples do solo-cimento testado.

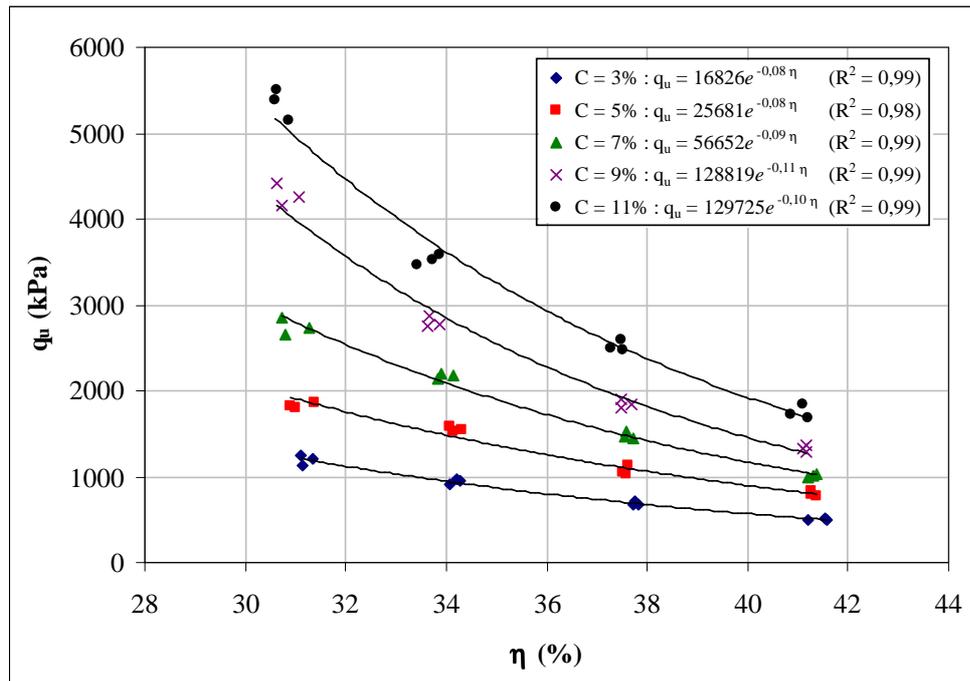


Figura 4.11: variação da resistência à compressão simples em relação à porosidade do solo-cimento

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

A partir dos dados apresentados na tabela A.6 foi elaborada a figura 4.12. 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”).

Pode-se observar na figura 4.12 que a variação no teor de umidade de moldagem não afetou consideravelmente a resistência à compressão simples dos corpos-de-prova com teores de 3% a 9% de cimento. No caso dos corpos-de-prova com 11% de cimento, observa-se uma pequena queda na resistência aos 14% de umidade e um aumento nos 16%.

A partir dos dados plotados na figura 4.12, foi elaborada a figura 4.13 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.

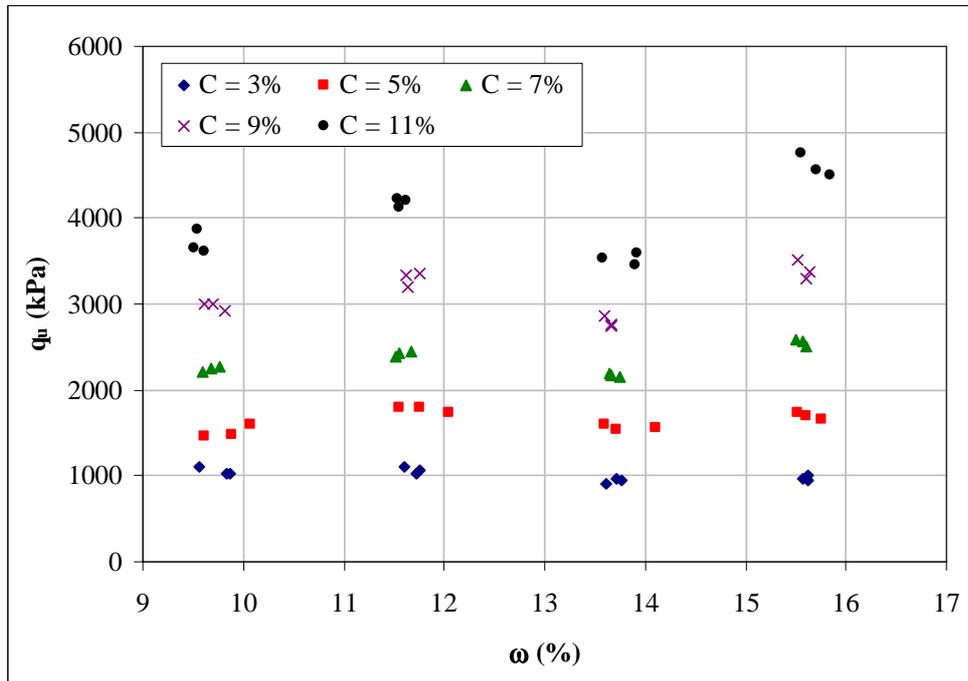


Figura 4.12: efeito do teor de umidade de moldagem sobre a resistência do solo-cimento

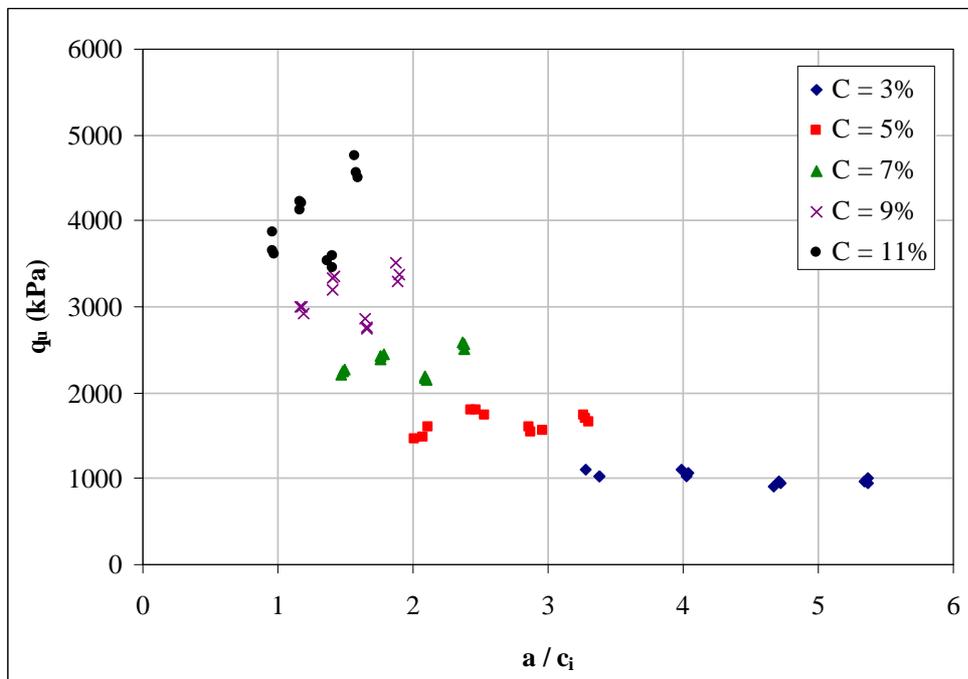


Figura 4.13: relação água/cimento pela resistência à compressão simples

Na figura 4.14 é apresentada a variação da resistência à compressão simples em função do fator vazios/cimento definido da mesma maneira que em Larnach (1960) e Foppa (2005), 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 4.14 possuem o mesmo teor de umidade ($\omega=14\%$), porém quantidades de cimento e porosidades variadas.

Pode-se observar uma razoável correlação entre o fator proposto pelos referidos autores 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 Larnach (1960) e Foppa (2005).

Todos os resultados apresentados anteriormente, bem como a figura 4.14, serão discutidos e analisados com maior detalhe no capítulo 5.

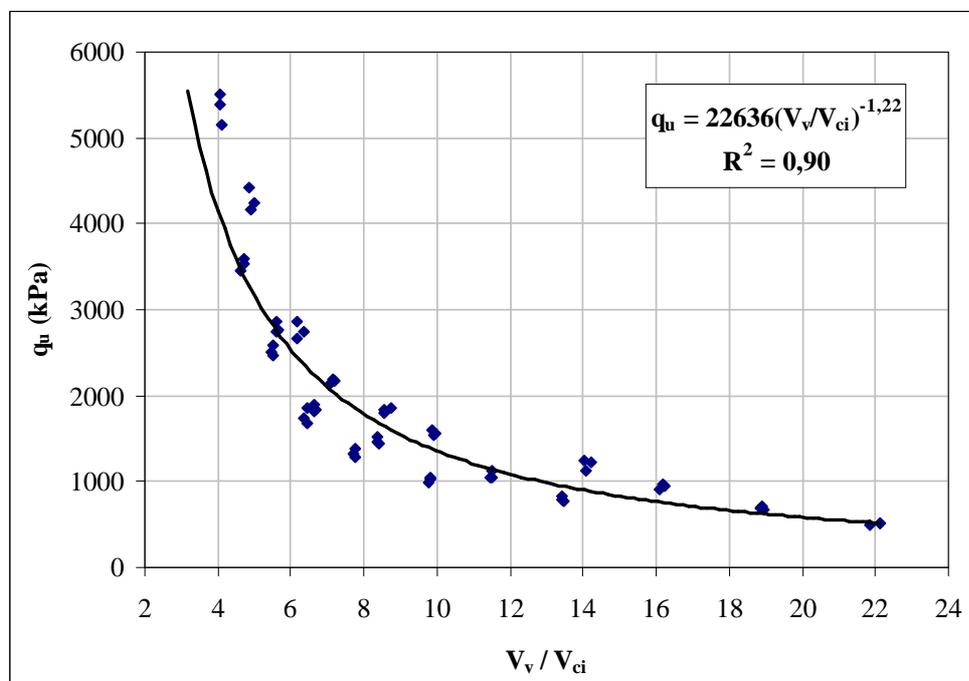


Figura 4.14: relação vazios/cimento como proposto por Larnach (1960) pela resistência à compressão simples

4.1.3 Modo de ruptura

A figura 4.15a mostra alguns corpos-de-prova solo-cal submetidos à compressão simples. Em todos os ensaios de compressão simples (incluindo os corpos-de-prova com cimento) 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 4.15b). Não foram notadas diferenças consideráveis entre o tipo de ruptura apresentado por corpos-de-prova com mesmo fator vazios/cimento. Esse comportamento foi verificado também nos resultados obtidos por Foppa (2005).

Um fato interessante, também observado por Foppa (2005), foi que nos ensaios de compressão simples das amostras da linha “B”, com mesma massa específica aparente seca e diferentes teores de umidade, tanto para corpos-de-prova com cal como para com cimento, as amostras mais secas (teores de umidade inferior a 14%) a ruptura foi mais frágil, ocorrendo às vezes o “estilhaçamento” do corpo-de-prova para os teores mais elevados de aglomerante. Já nas amostras com teores de umidade mais elevados (acima de 14%) a ruptura não ocorria de maneira tão brusca.

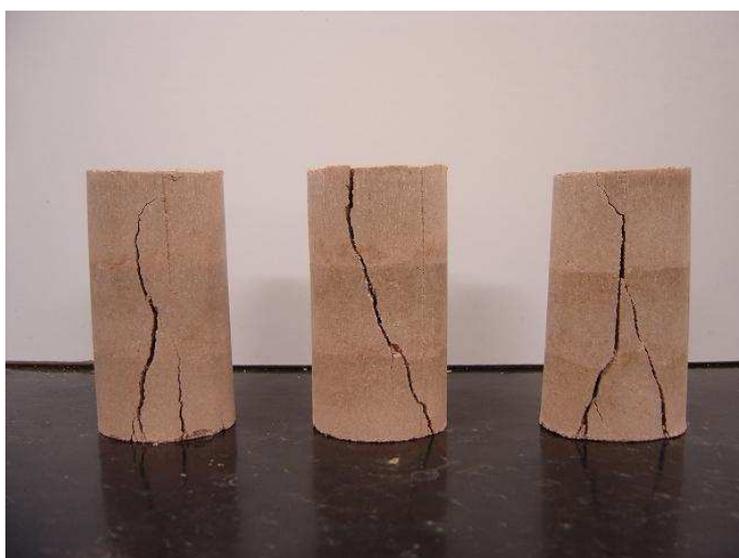


Figura 4.15a: corpos-de-prova submetidos à compressão simples



Figura 4.15b: plano de ruptura típico

4.2 MEDIDAS DE SUCCÃO MATRICIAL

Nas tabelas 4.7, 4.8, 4.9, 4.10, 4.11 e 4.12 são apresentados os resultados das medidas de sucção matricial feitas sobre os materiais estudados, 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.

Em relação às tabelas 4.7, 4.9 e 4.11, referentes aos corpos-de-prova da linha “A” das amostras com cal e 28 dias de cura, com cal e 90 dias de cura e com cimento, respectivamente, verifica-se que o grau de saturação de moldagem variou de 54,2% até 84,8%. Após a imersão por 24 horas, os corpos-de-prova de menor índice de vazios absorveram menor quantidade de água, como era de se esperar. Entretanto, o grau de saturação obtido após a imersão não apresentou variação significativa em relação ao índice de vazios, girando em torno de 80% para todos os corpos-de-prova. O valor médio obtido para a sucção matricial de todos os corpos-de-prova da linha “A” ficou em 62 kPa.

Em relação às tabelas 4.8, 4.10 e 4.12, referentes aos corpos-de-prova da linha “B” das amostras com cal e 28 dias de cura, com cal e 90 dias de cura e com cimento, respectivamente, verifica-se que o grau de saturação de moldagem variou de 50,2% até 84,9%. Observa-se que, de maneira semelhante aos pontos da linha “A”, após a imersão de 24 horas, os corpos-de-prova atingiram um grau de saturação médio de 80%, independentemente do teor de umidade de moldagem. O valor médio obtido para a sucção matricial de todos os corpos-de-prova da linha “B” ficou em 96 kPa.

A partir dos dados constantes nas tabelas 4.7 a 4.12, foi elaborada a figura 4.16, a qual apresenta a tendência e a relação existente entre a medida de sucção matricial e o índice de vazios. Apesar da dispersão dos pontos pode-se verificar que a sucção matricial tende a aumentar à medida que diminui o índice de vazios. A influência do índice de vazios e do teor de umidade de moldagem na sucção foi verificada por Feuerharmel (2003).

Tabela 4.7: dados gerais das amostras da linha "A" com cal e 28 dias de cura

Corpo-de-prova	Ca (%)	e	ω (%)	ω_f (%)	S (%)	S_f (%)	S_f médio (%)	Sucção (kPa)
A1-2 ₂₈	3,0	0,694	13,74	19,86	54,3	69,4	78,3	9
A2-18 ₂₈	3,0	0,601	13,75	18,65	62,8	76,4		20
A3-32 ₂₈	3,0	0,523	14,09	15,63	73,9	78,9		67
A4-47 ₂₈	3,0	0,463	13,62	15,88	80,8	88,6		264
A1-6 ₂₈	5,0	0,694	13,72	20,33	54,2	70,3	78,2	7
A2-21 ₂₈	5,0	0,601	13,80	18,70	62,9	76,5		26
A3-34 ₂₈	5,0	0,518	13,94	16,11	73,7	80,7		70
A4-50 ₂₈	5,0	0,457	13,78	14,49	82,7	85,3		322
A1-8 ₂₈	7,0	0,700	13,76	19,90	53,8	68,8	77,5	5
A2-24 ₂₈	7,0	0,598	13,64	18,86	62,4	76,9		24
A3-38 ₂₈	7,0	0,518	14,14	15,93	74,6	80,4		67
A4-54 ₂₈	7,0	0,463	14,16	14,22	83,7	83,9		457
A1-11 ₂₈	9,0	0,696	13,89	20,53	54,5	70,5	78,0	24
A2-27 ₂₈	9,0	0,606	13,92	18,24	62,7	74,7		27
A3-42 ₂₈	9,0	0,509	13,65	16,01	73,3	80,9		70
A4-57 ₂₈	9,0	0,458	13,76	14,80	82,0	85,7		103
A1-13 ₂₈	11,0	0,693	13,79	20,39	54,2	70,2	77,4	18
A2-30 ₂₈	11,0	0,597	13,73	18,24	62,6	75,2		27
A3-43 ₂₈	11,0	0,514	13,73	16,21	72,7	80,7		139
A4-59 ₂₈	11,0	0,458	13,70	14,22	81,5	83,4		259

Tabela 4.8: dados gerais das amostras da linha "B" com cal e 28 dias de cura

Corpo-de-prova	Ca (%)	e	ω (%)	ω_f (%)	S (%)	S_f (%)	S_f médio (%)	Sucção (kPa)
B1-3 ₂₈	3,0	0,515	10,00	16,34	53,4	74,5	78,5	70
B2-17 ₂₈	3,0	0,523	11,91	16,27	62,6	76,8		29
A3-32 ₂₈	3,0	0,523	14,09	15,63	73,9	78,9		67
B3-32 ₂₈	3,0	0,522	15,66	16,08	82,4	83,7		1862*
B1-5 ₂₈	5,0	0,520	10,00	16,07	52,7	72,9	78,6	43
B2-21 ₂₈	5,0	0,522	11,81	16,50	62,0	77,2		58
A3-34 ₂₈	5,0	0,518	13,94	16,11	73,7	80,7		70
B3-34 ₂₈	5,0	0,523	15,72	16,12	82,3	83,6		462
B1-7 ₂₈	7,0	0,511	10,06	16,40	53,8	75,0	79,8	169
B2-23 ₂₈	7,0	0,513	11,82	16,30	63,0	77,7		146
A3-38 ₂₈	7,0	0,518	14,14	15,93	74,6	80,4		67
B3-39 ₂₈	7,0	0,522	15,78	16,82	82,6	86,1		345
B1-11 ₂₈	9,0	0,509	9,80	16,42	52,5	74,7	80,2	57
B2-25 ₂₈	9,0	0,510	11,97	16,44	64,0	78,7		426
A3-42 ₂₈	9,0	0,509	13,65	16,01	73,3	80,9		70
B3-41 ₂₈	9,0	0,520	15,88	16,90	83,4	86,5		601
B1-15 ₂₈	11,0	0,513	9,88	16,99	52,5	75,8	80,7	49
B2-29 ₂₈	11,0	0,507	11,91	16,81	64,0	80,0		70
A3-43 ₂₈	11,0	0,514	13,73	16,21	72,7	80,7		139
B3-45 ₂₈	11,0	0,517	15,78	16,76	83,2	86,2		434

Tabela 4.9: dados gerais das amostras da linha "A" com cal e 90 dias de cura

Corpo-de-prova	Ca (%)	e	ω (%)	ω_f (%)	S (%)	S_f (%)	S_f médio (%)	Sucção (kPa)
A1-3 ₉₀	3,0	0,709	13,82	22,17	53,5	72,9	81,2	16
A2-18 ₉₀	3,0	0,623	14,33	18,79	63,2	75,2		43
A3-32 ₉₀	3,0	0,537	14,38	20,87	73,5	92,4		38
A4-46 ₉₀	3,0	0,470	13,85	14,60	80,8	84,2		42
A1-6 ₉₀	5,0	0,701	13,63	21,47	53,2	71,9	80,4	24
A2-20 ₉₀	5,0	0,607	13,87	18,74	62,6	76,0		20
A3-34 ₉₀	5,0	0,522	14,18	18,93	74,5	89,2		28
A4-50 ₉₀	5,0	0,463	13,77	14,72	81,6	84,6		62
A1-8 ₉₀	7,0	0,710	14,49	21,94	55,8	73,0	79,8	11
A2-22 ₉₀	7,0	0,620	14,28	18,93	63,0	75,5		16
A3-38 ₉₀	7,0	0,519	14,04	17,01	74,0	83,9		52
A4-53 ₉₀	7,0	0,458	14,01	15,00	83,6	86,8		170
A1-12 ₉₀	9,0	0,701	14,25	22,04	55,5	73,7	77,5	18
A2-26 ₉₀	9,0	0,617	14,06	18,42	62,2	73,4		18
A3-41 ₉₀	9,0	0,520	13,77	15,75	72,4	78,0		77
A4-55 ₉₀	9,0	0,459	13,81	14,66	82,1	84,8		310
A1-14 ₉₀	11,0	0,712	14,08	21,60	53,9	71,4	77,7	28
A2-30 ₉₀	11,0	0,613	14,20	18,97	63,2	75,4		22
A3-43 ₉₀	11,0	0,521	13,60	15,87	71,2	77,8		94
A4-59 ₉₀	11,0	0,459	14,04	14,90	83,4	86,1		154

Tabela 4.10: dados gerais das amostras da linha "B" com cal e 90 dias de cura

Corpo-de-prova	Ca (%)	e	ω (%)	ω_f (%)	S (%)	S_f (%)	S_f médio (%)	Sucção (kPa)
B1-2 ₉₀	3,0	0,526	9,82	16,36	51,2	72,8	82,0	41
B2-18 ₉₀	3,0	0,528	11,70	16,17	60,9	75,4		38
A3-32 ₉₀	3,0	0,537	14,38	20,87	73,5	92,4		38
B3-31 ₉₀	3,0	0,533	15,91	17,49	81,9	87,3		39
B1-4 ₉₀	5,0	0,531	9,73	15,82	50,2	70,4	82,0	50
B2-20 ₉₀	5,0	0,517	11,80	16,78	62,5	78,7		54
A3-34 ₉₀	5,0	0,522	14,18	18,93	74,5	89,2		28
B3-35 ₉₀	5,0	0,529	15,96	18,43	82,7	89,6		49
B1-8 ₉₀	7,0	0,517	9,94	15,90	52,6	72,6	79,4	25
B2-22 ₉₀	7,0	0,516	11,95	15,45	63,3	75,0		47
A3-38 ₉₀	7,0	0,519	14,04	17,01	74,0	83,9		52
B3-38 ₉₀	7,0	0,527	15,88	17,15	82,5	86,0		17
B1-11 ₉₀	9,0	0,518	9,63	15,19	50,8	69,7	78,0	75
B2-25 ₉₀	9,0	0,514	12,11	16,08	64,3	76,6		34
A3-41 ₉₀	9,0	0,520	13,77	15,75	72,4	78,0		77
B3-42 ₉₀	9,0	0,525	16,00	17,63	83,2	87,8		37
B1-13 ₉₀	11,0	0,516	9,83	15,66	51,9	71,6	78,2	84
B2-29 ₉₀	11,0	0,517	12,15	15,17	64,0	73,4		58
A3-43 ₉₀	11,0	0,521	13,60	15,87	71,2	77,8		94
B3-44 ₉₀	11,0	0,523	16,29	18,10	84,9	89,9		72

Tabela 4.11: dados gerais das amostras da linha "A" com cimento

Corpo-de-prova	C (%)	e	ω (%)	ω_f (%)	S (%)	S_f (%)	S_f médio (%)	Sucção (kPa)
A1-3 ₇	3,0	0,711	13,76	21,11	53,1	70,5	78,1	7
A2-18 ₇	3,0	0,607	13,56	17,92	61,4	73,6		13
A3-33 ₇	3,0	0,516	13,62	16,70	72,4	82,8		23
A4-48 ₇	3,0	0,451	13,66	14,04	83,1	85,3		50
A1-6 ₇	5,0	0,705	13,53	20,50	52,6	69,4	78,0	6
A2-21 ₇	5,0	0,600	13,56	18,47	61,9	75,6		13
A3-36 ₇	5,0	0,516	13,60	15,71	72,2	79,6		25
A4-51 ₇	5,0	0,447	13,84	14,69	84,8	87,5		49
A1-9 ₇	7,0	0,706	13,60	20,27	52,7	68,8	77,9	8
A2-24 ₇	7,0	0,602	13,61	19,17	61,9	77,1		15
A3-39 ₇	7,0	0,513	13,64	15,73	72,7	80,1		11
A4-54 ₇	7,0	0,444	13,57	14,14	83,7	85,4		43
A1-12 ₇	9,0	0,697	13,65	21,41	53,4	71,9	78,0	8
A2-27 ₇	9,0	0,599	13,57	18,24	61,8	74,3		13
A3-42 ₇	9,0	0,508	13,60	16,16	73,1	80,6		26
A4-57 ₇	9,0	0,442	13,65	14,00	84,4	85,3		44
A1-15 ₇	11,0	0,698	13,51	19,49	52,7	67,4	76,0	24
A2-30 ₇	11,0	0,600	13,63	17,43	62,0	72,1		14
A3-45 ₇	11,0	0,512	13,92	15,71	74,1	79,1		33
A4-60 ₇	11,0	0,442	13,66	14,00	84,3	85,2		56

Tabela 4.12: dados gerais das amostras da linha "B" com cimento

Corpo-de-prova	C (%)	e	ω (%)	ω_f (%)	S (%)	S_f (%)	S_f médio (%)	Sucção (kPa)
B1-3 ₇	3,0	0,517	9,84	16,38	52,2	74,0	79,9	47
B2-18 ₇	3,0	0,521	11,60	16,66	61,1	77,5		44
A3-33 ₇	3,0	0,516	13,62	16,70	72,4	82,8		22
B3-33 ₇	3,0	0,514	15,63	15,92	83,5	85,1		157
B1-6 ₇	5,0	0,519	9,61	15,53	50,7	70,8	77,5	47
B2-21 ₇	5,0	0,518	11,55	16,32	61,1	76,7		39
A3-36 ₇	5,0	0,516	13,60	15,71	72,2	79,6		25
B3-36 ₇	5,0	0,517	15,52	15,85	82,2	83,0		54
B1-9 ₇	7,0	0,515	9,60	15,36	51,0	70,7	77,7	49
B2-24 ₇	7,0	0,513	11,55	15,69	61,6	75,5		44
A3-39 ₇	7,0	0,513	13,64	15,73	72,7	80,1		11
B3-39 ₇	7,0	0,509	15,51	16,00	83,3	84,6		69
B1-12 ₇	9,0	0,507	9,61	16,05	51,8	73,6	77,7	60
B2-27 ₇	9,0	0,511	11,62	14,76	62,1	72,0		42
A3-42 ₇	9,0	0,508	13,60	16,16	73,1	80,6		26
B3-42 ₇	9,0	0,509	15,52	16,01	83,2	84,4		176
B1-15 ₇	11,0	0,510	9,52	15,82	50,9	72,3	77,6	59
B2-30 ₇	11,0	0,508	11,62	15,38	62,3	74,3		46
A3-45 ₇	11,0	0,512	13,92	15,71	74,1	79,1		33
B3-45 ₇	11,0	0,509	15,55	16,02	83,3	84,5		175

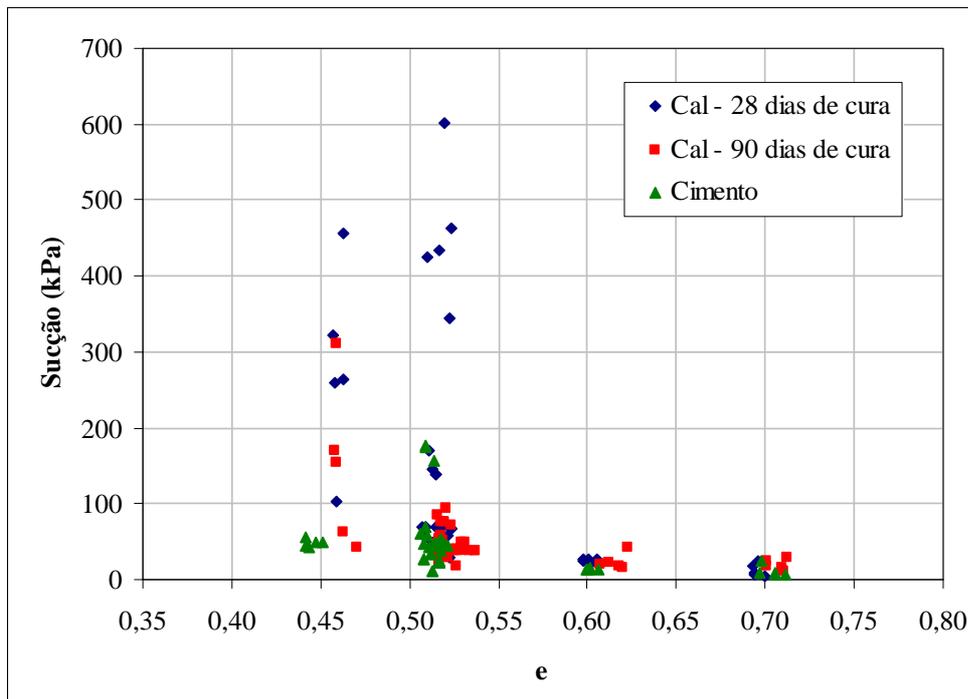


Figura 4.16: relação entre medidas de sucção matricial e índice de vazios

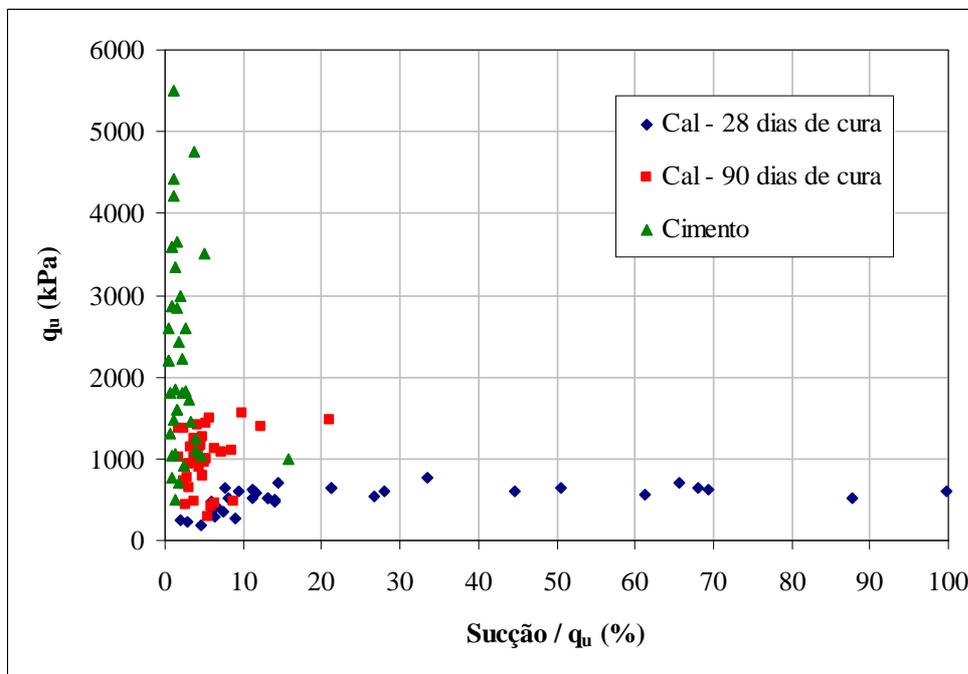


Figura 4.17: influência da sucção nos valores de resistência à compressão simples

Na figura 4.17 é apresentada a variação da resistência à compressão simples pela relação entre a sucção e a resistência à compressão simples (em porcentagem). Nota-se que a influência da sucção não passa de 10% da resistência à compressão simples em mais de 80% dos corpos-de-prova ensaiados e que a dispersão se concentra nos pontos das amostras ensaiadas com 28 dias de cura, em alguns casos a sucção se iguala a resistência à compressão simples, essa dispersão pode ser atribuída a erros referente à execução dos ensaios.

De acordo com Cruz (2001), em geral, os 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 e 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 antes de serem submetidos à compressão simples (em média 80%), valores de sucção abaixo de 100 kPa eram esperados para todos os corpos-de-prova. Isso ocorreu para 70% das amostras, tanto para corpos-de-prova da linha “A” como para corpos-de-prova da linha “B”. Cogita-se que as medidas mais elevadas de sucção ocorreram, provavelmente, por problemas no procedimento experimental. 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 sucção, permitindo, assim, desconsiderar a sucção como mais uma variável nas análises das variáveis investigadas.

5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.1 CAL

5.1.1 Efeito do Teor de Cal

Pela análise das figuras 4.1 e 4.2 verificou-se que a adição de cal, mesmo em pequenas quantidades, promove ganhos substanciais de resistência no material estudado, tanto para amostras com 28 dias como para amostras com 90 dias de cura. O aumento da resistência com a adição de cal é um aspecto reportado por grande parte dos trabalhos consultados (GUIMARÃES, 1971; INGLES E METCALF, 1972; NÚÑEZ, 1994; CONSOLI ET AL, 2001; LOVATO, 2004).

Castro (1995) observa que quando se adiciona cal a um solo fino em presença de água, ocorrem simultaneamente algumas reações químicas. A estabilização química com cal é caracterizada por duas etapas distintas: uma etapa inicial rápida (que dura de horas a dias), e uma outra mais lenta, que pode levar meses a anos.

Alguns fenômenos que podem originar a etapa rápida no processo da interação da cal com um solo fino são: troca catiônica, floculação-aglomeração, compressão da dupla camada elétrica, adsorção de cal e reações químicas. A fase lenta é caracterizada pelas reações pozolânicas, que proporcionam um aumento da resistência, devido à formação de produtos cimentantes; e pela carbonatação, que é uma reação prejudicial.

Prusinski e Bhattacharja (1999) afirmam que a troca catiônica inicia o processo de estabilização muito rapidamente e é seguida pela floculação e aglomeração. Segundo os autores, a superfície do argilo-mineral é deficiente em carga e, para neutralizar essa deficiência, cátions e moléculas de água são atraídos para a superfície de clivagem carregada negativamente. Isso resultará em uma separação de duas camadas, chamada de dupla camada

difusa. Grim (1953), apud Thomé (1994), afirmou que, assumindo igual concentração, a ordem de adsorção preferencial de cátions comuns, associados com os solos é dada pela série: $\text{Na}^+ < \text{K}^+ < \text{Ca}^{2+} < \text{Mg}^{2+} < \text{Al}^{3+}$, da direita para a esquerda, ou seja, cátions de menor valência são substituídos por cátions de maior valência. Como a cal é uma fonte de cálcio livre, a sua adição em quantidade suficiente cria uma concentração de Ca^{++} , que serão adsorvidos na superfície dos argilo-minerais.

A floculação e aglomeração causam mudanças na textura da argila, pois sua estrutura é alterada de plana e paralela para uma orientação aleatória de partículas (PRUSINSKI E BHATTACHARJA, 1999). Conforme relato do TRB (1987), Herzog e Mitchell (1963) afirmaram que o fenômeno da floculação é causado pelo aumento da concentração eletrolítica da água intersticial, pelo alto pH e pela redução da espessura da dupla camada difusa, através de trocas catiônicas. O mecanismo de troca de cátions é mostrado na figura 5.1.

As reações pozolânicas são responsáveis pelo contínuo aumento da resistência mecânica de misturas solo-cal. Esse aumento ocorre porque as fontes de sílica, alumina e ferro presentes no solo reagem com a cal e a água, formando diversos produtos cimentantes.

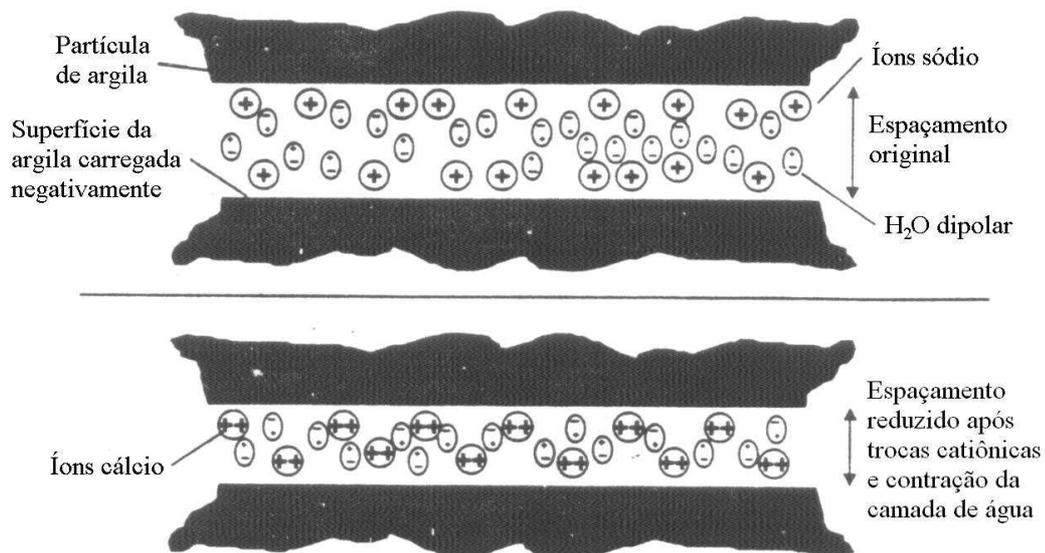


Figura 5.1: mecanismo de troca de cátions (PRUSINSKI E BHATTACHARJA, 1999)

Segundo Rogers e Glendinning (2000), os íons hidroxila liberados da cal elevam o pH da mistura a um valor suficientemente alto, de modo que a sílica e a alumina sejam dissolvidas da argila. Essas reações formarão géis de silicatos ou aluminatos hidratados de cálcio. Segundo relato do TRB (1987) esta reação não cessará enquanto houver $\text{Ca}(\text{OH})_2$ reagindo e sílica disponível no solo. Conforme Ingles e Metcalf (1972), os géis de silicato resultantes da reação imediatamente cobrem e ligam as partículas de argila, bloqueando os vazios. Os géis são cristalizados lentamente e transformados em silicatos hidratados de cálcio bem definidos. Os autores salientam que esta reação só ocorre em presença de água, que tem a função de carregar os íons cálcio e hidroxila para a superfície da argila. Este mecanismo é mostrado na figura 5.2.

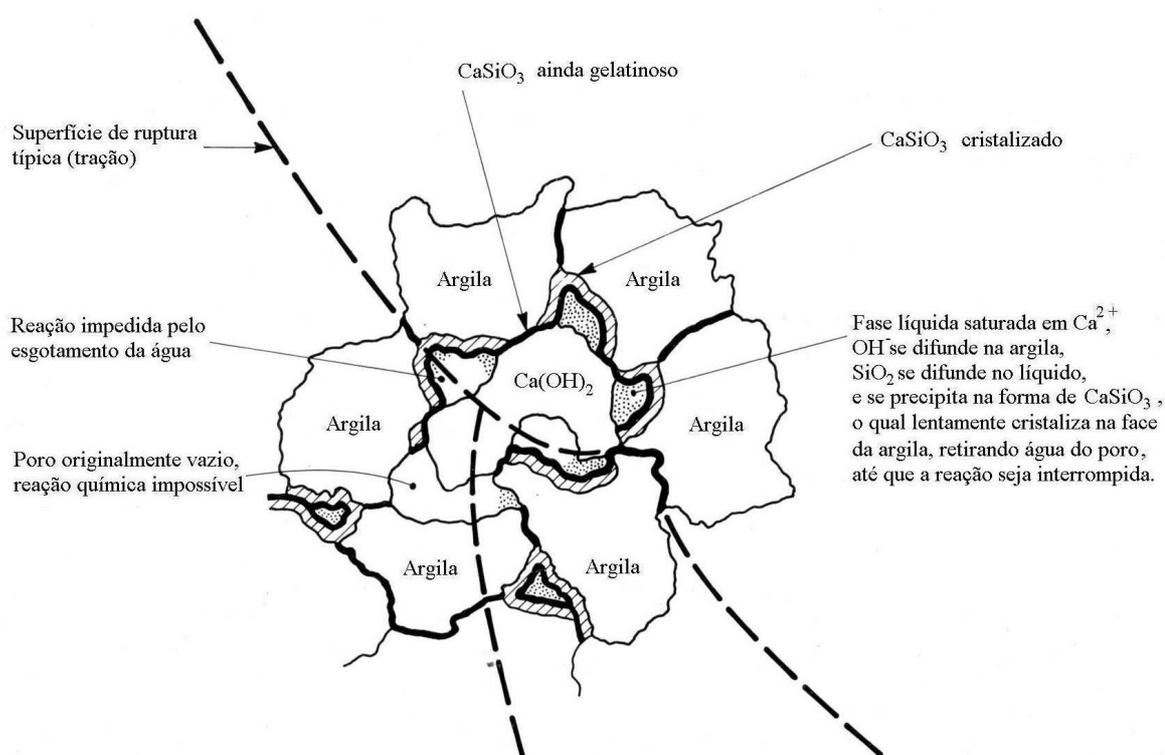


Figura 5.2: mecanismo de estabilização solo-cal (INGLES E METCALF, 1972)

Verificou-se na presente pesquisa, na faixa de teores de cal e nos tempos de cura estudados, a resistência à compressão simples aumentou linearmente com o aumento da quantidade de cal. Pode ser observado nas figuras 4.1 e 4.2 que a taxa de crescimento da resistência à compressão simples pelo teor de cal é em média maior nas amostras com 90 dias de cura, isso se deve as reações lentas solo-cal, as quais podem estender-se por anos. Este mesmo tipo de comportamento foi observado por Núñez (1991) e Carraro (1997).

Outro aspecto observado nas figuras 4.1 e 4.2, é que a taxa de aumento da resistência, representada pela inclinação das retas de ajuste, não aumenta com o aumento da massa específica aparente seca do solo-cal compactado. Esse fato indica que a efetividade da cimentação é a mesma nas misturas mais compactas, tanto para amostras com 28 dias como para 90 dias de cura.

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.

5.1.2 Efeito da Porosidade nas Amostras com Cal

Através das figuras 4.3 e 4.4, pôde-se observar como a porosidade afetou fortemente a resistência à compressão simples do solo-cal testado, tanto para 28 dias como para 90 dias de cura. Independentemente da quantidade de cal e do tempo de cura, a redução na porosidade do material promoveu ganhos substanciais 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 (INGLES E METCALF, 1972; NÚÑEZ, 1991; FOPPA, 2005).

O efeito do ganho de resistência com a redução na porosidade do solo-cal estudado, em termos de resistência à compressão simples, pode ser atribuído, já ressaltado no item anterior, pela existência de um maior número de contatos entre as partículas existentes, tornando a cimentação mais efetiva. 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.

Um fator adicional nesta análise do efeito da porosidade que deve ser notado é o aumento do teor volumétrico da cal (volume de cal dividido pelo volume total do corpo-de-prova) para um mesmo teor de cal dosada em relação à massa de solo seco (Tabelas 4.1 e 4.3).

Ou seja, há um volume maior de cal por unidade de volume do corpo-de-prova, ou ainda, um número maior de partículas de cal, à medida que massa específica aparente seca da mistura aumenta, tanto para misturas com 28 dias como para 90 dias de cura. Essa mesma tendência foi observada para misturas com cimento em Foppa (2005).

Como todo o programa experimental baseou-se nas curvas de compactação do solo, as dosagens das misturas de solo-cal 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 cal volumétrica, tanto para as amostras com 28 dias como para 90 dias de cura, foi em média de 14% pra a faixa de variação considerada na massa específica aparente seca da mistura de solo-cal (de 1,60 g/cm³ para 1,88 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 cal presentes. As figuras 5.3 e 5.4 mostram a variação da resistência à compressão simples com o aumento do teor volumétrico da cal, para amostras com 28 dias e 90 dias de cura, respectivamente.

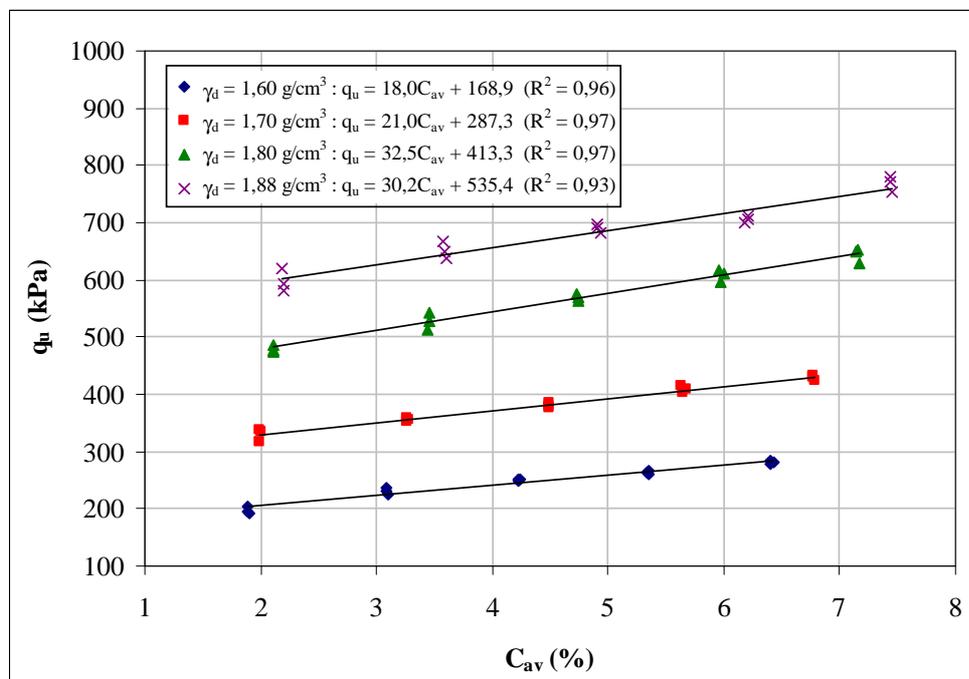


Figura 5.3: efeito do teor de cal (volumétrico) sobre a resistência à compressão simples de solo-cal curados em 28 dias

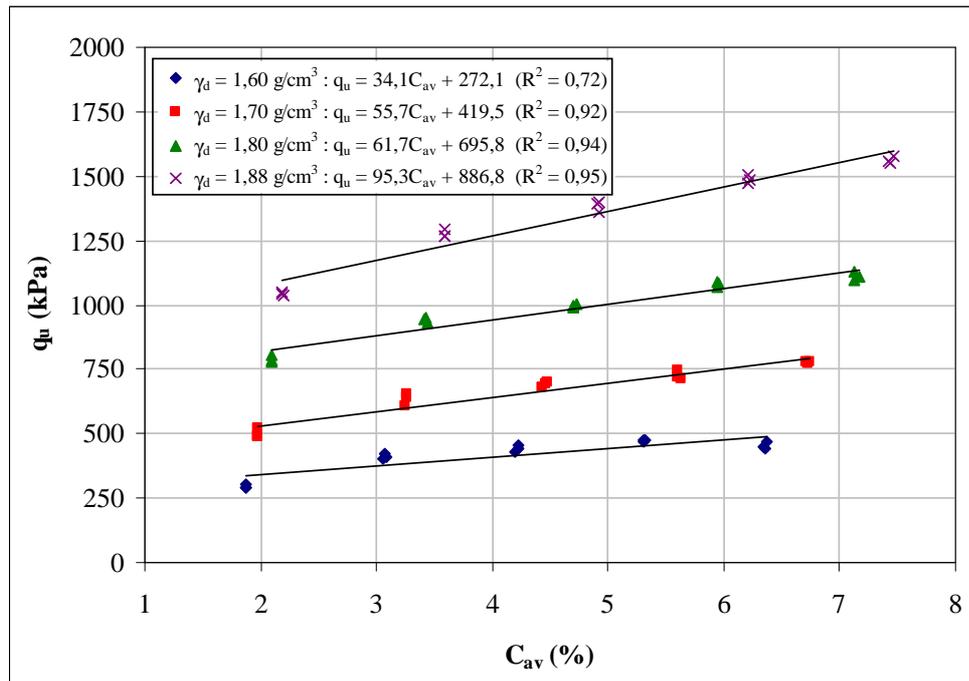


Figura 5.4: efeito do teor de cal (volumétrico) sobre a resistência à compressão simples de solo-cal curados em 90 dias

Comparando-se as figuras 5.3 e 4.1 e as figuras 5.4 e 4.2, verifica-se que as análises feitas considerando o teor de cal dosada em relação à massa de solo seco permanecem válidas quando considera-se o teor de cal volumétrico, ou seja, q_u cresce linearmente com o aumento do teor de cal e, a taxa de crescimento da resistência não aumenta com o acréscimo da 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 cal, já que estão associados o aumento no teor de cal 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 26 kPa/(%) e 67 kPa/(%) para 28 e 90 dias de cura, respectivamente, calculada a partir da média dos coeficientes de C_{av} apresentados nas figuras 5.3 e 5.4, tem-se que a resistência gerada pelo aumento do teor de cimento volumétrico corresponderia a aproximadamente 4% e 5% para 28 e 90 dias de cura respectivamente, do ganho de resistência obtida pela redução na porosidade da mistura (Tabelas 5.1 e 5.2). Considera-se que esse pequeno percentual, atribuído ao aumento no teor de cal, não invalida as análises realizadas até agora.

Tabela 5.1: parcela da resistência gerada pelo aumento do teor volumétrico de cal curada por 28 dias

C (%)	ΔC_{iv} (%)	Δq_u (kPa)	$q_{u \text{ min}}$ (kPa)	$q_{u \text{ máx}}$ (kPa)	$\Delta q_{u \text{ total}}$ (kPa)	$\Delta q_u / \Delta q_{u \text{ total}}$ (%)
3	0,31	8	197	597	400	2
5	0,49	13	231	652	421	3
7	0,69	18	250	690	440	4
9	0,86	22	264	705	441	5
11	1,05	27	282	768	486	6
<i>Média</i>						4

Onde:

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

Δq_u : ($\Delta C_{av} \times 26$).

$\Delta q_{u \text{ total}}$: ($q_{u \text{ máx}} - q_{u \text{ min}}$) variação na resistência à compressão simples com a redução na porosidade da mistura (ver figura 4.3).

Tabela 5.2: parcela da resistência gerada pelo aumento do teor volumétrico de cal curada por 90 dias

C (%)	ΔC_{iv} (%)	Δq_u (kPa)	$q_{u \text{ min}}$ (kPa)	$q_{u \text{ máx}}$ (kPa)	$\Delta q_{u \text{ total}}$ (kPa)	$\Delta q_u / \Delta q_{u \text{ total}}$ (%)
3	0,31	21	294	1045	751	3
5	0,51	34	410	1276	866	4
7	0,70	47	442	1384	942	5
9	0,92	62	472	1488	1016	6
11	1,09	73	451	1561	1110	7
<i>Média</i>						5

Onde:

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

Δq_u : ($\Delta C_{av} \times 67$).

$\Delta q_{u \text{ total}}$: ($q_{u \text{ máx}} - q_{u \text{ min}}$) variação na resistência à compressão simples com a redução na porosidade da mistura (ver figura 4.4).

5.1.3 Efeito do Teor de Umidade de Moldagem nas Amostras com Cal

O efeito do teor de umidade de moldagem, mantendo-se constante a massa específica aparente seca, sobre a resistência à compressão simples do solo-cal estudado, com 28 e 90 dias de cura, pode ser observado nas figuras 4.5 e 4.6.

De maneira geral, nas amostras com 28 dias de cura, a variação no teor de umidade de moldagem não afetou significativamente a resistência à compressão simples. No caso das amostras com 90 dias de cura, a variação no teor de umidade afetou a resistência à compressão simples, observa-se um “patamar” de resistência até 12% de umidade, a partir deste ponto as resistências à compressão simples diminuem em média 30%.

Se observarmos a curva de compactação do solo com 25% de resíduo sem cal para a energia normal, que é a mais próxima dos pontos de moldagem, verificamos que o teor de umidade que gerou a maior resistência nas amostras com 90 dias de cura é ligeiramente inferior (ramo seco) ao teor ótimo de 14% 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 2.1.3, estudos têm 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, para as amostras com 90 dias de cura, seguem na mesma linha do observado 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.

De acordo com Lambe e Whitman (1979), o comportamento de um solo é enormemente influenciado pelo tipo de estrutura existente. Em geral, quando o solo está no estado disperso, ele apresenta maior resistência, menor compressibilidade e maior permeabilidade do que o mesmo solo, no mesmo índice de vazios, porém no estado floclado. 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.

De maneira geral, em solos predominantemente argilosos, pode se observar estruturas denominadas dispersas (Figura 5.5a) e estruturas flocladas (Figura 5.5b). Já em solos arenosos e siltosos pode-se observar um arranjo granular com maior ou menor grau de compactidade (Figura 5.5c).

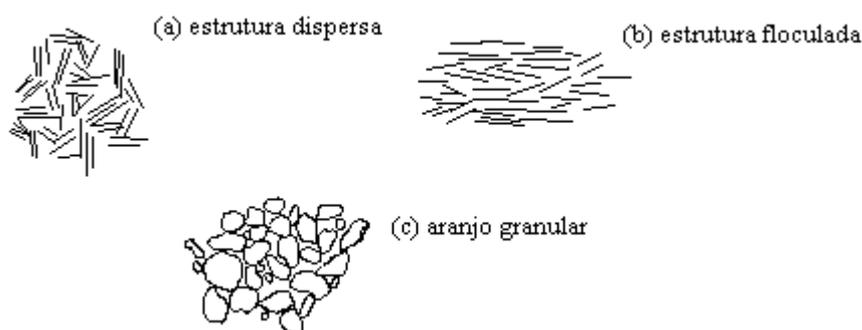


Figura 5.5: diferentes feições estruturais de solos (adaptado de MITCHELL, 1976)

A variação no teor de umidade de moldagem do solo-cal estudado afetou os valores obtidos somente nas amostras com cal curadas a 90 dias, possivelmente, pelas reações lentas (pozolânicas), as quais continuaram o processo de floclação e aglomeração, mudando a estrutura do material estudado. A queda de resistência nos teores de umidade acima de 14% pode ser atribuída a uma estrutura menos floclada, devido ao excesso de umidade.

5.1.4 Relação Água/Cal

A partir das figuras 4.7 e 4.8, pôde-se verificar a inexistência de uma relação bem definida entre a relação água/cal e a resistência à compressão simples, já que os dados plotados apresentam-se em “patamares” de resistência diferenciados em função da quantidade de cal utilizada, tanto para amostras com 28 dias como para 90 dias de cura.

No presente estudo, os vazios são 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 conseqüência a magnitude da cimentação e a distribuição de tensões na amostra.

Logo, para o solo-cal 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.

Essa tendência em relação a relação água/cal foi também observado para as amostras com cimento (ver item 5.2.4) e nos resultados analisados por Foppa (2005).

5.1.5 Relação Vazios/Cal

Nas figuras 5.6 e 5.7 são apresentados às correlações entre a resistência à compressão simples e a razão do volume total de vazios pelo volume total de cal para amostras com 28 e 90 dias de cura, respectivamente, plotados pelo seu teor de cal. Pode-se observar uma dispersão dos pontos da mistura, se considerarmos os efeitos da quantidade de cal e da porosidade, em torno de uma leve tendência exponencial.

Verifica-se claramente que pontos com mesma relação vazios/cal obtidos de modos diferentes (um por densificação e outro por aumento do teor de cal), apresentam resistências distintas, sendo que os pontos com menor porosidade e menor quantidade de cal atingem, sistematicamente, resistências maiores, tanto para amostras com 28 dias de cura como para amostras 90 dias de cura.

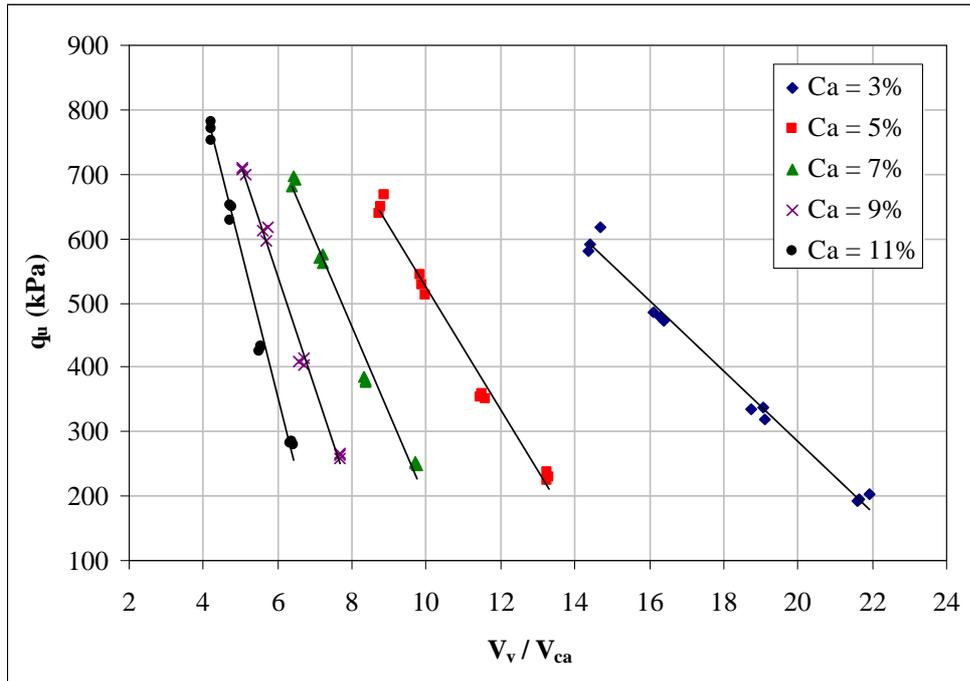


Figura 5.6: relação vazios/cal para amostras com 28 dias de cura

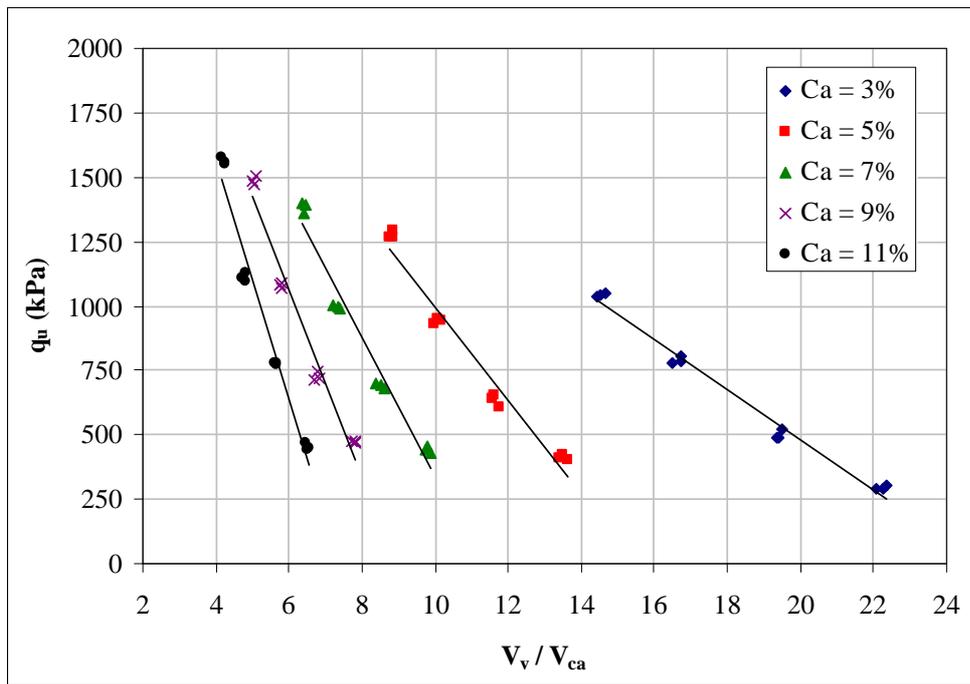


Figura 5.7: relação vazios/cal para amostras com 90 dias de cura

Ocorre que dada uma variação no volume de vazios, uma variação proporcional no volume de cal assume que seria suficiente para contrabalançar a perda ou ganho na resistência. Mesma tendência verificada para solo-cimento em Larnach (1960) e Foppa (2005).

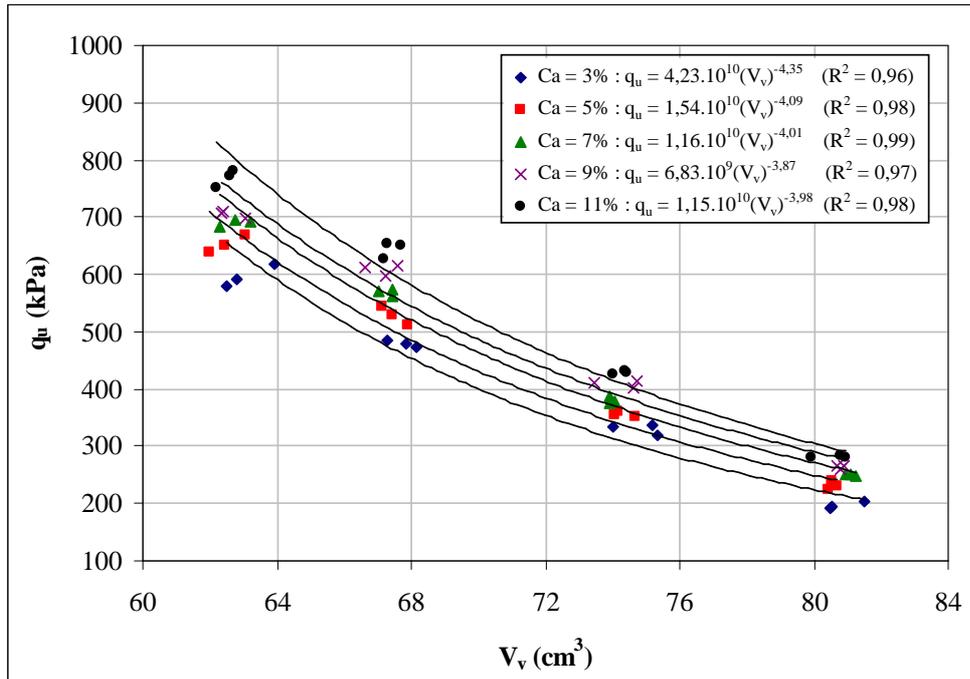


Figura 5.8: relação entre o volume de vazios e a resistência à compressão simples de amostras com 28 dias de cura

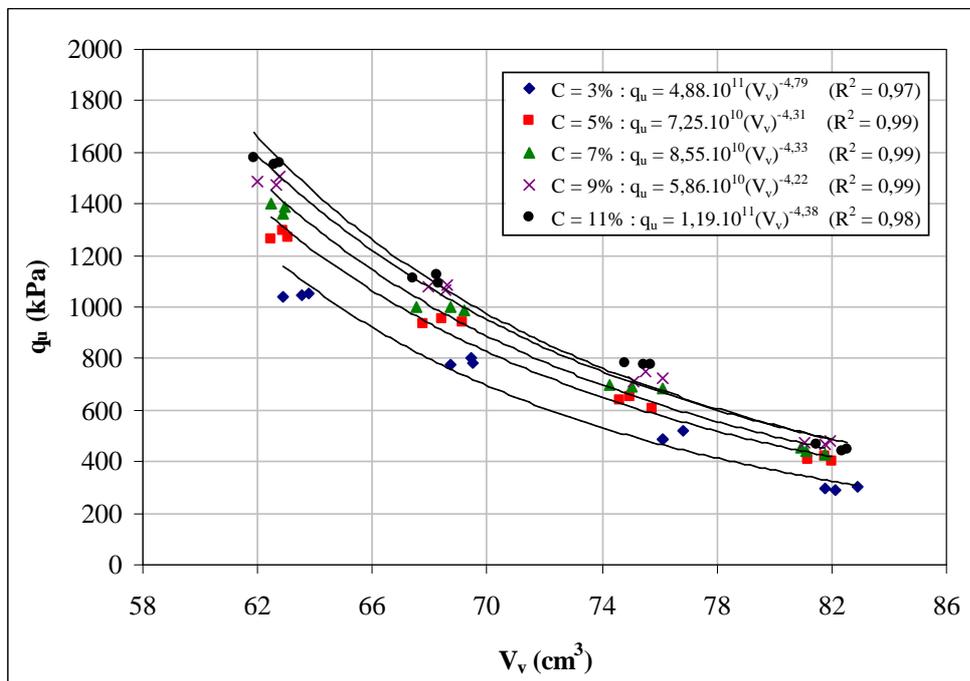


Figura 5.9: relação entre o volume de vazios e a resistência à compressão simples de amostras com 90 dias de cura

Observando-se as figuras 5.8 e 5.9, que mostram a relação das grandezas volume de vazios (V_v), e as figuras 5.10 e 5.11, que relacionam o inverso do volume de cal ($1/V_{ca}$) com a

resistência à compressão simples, para amostras com 28 e 90 dias de cura, respectivamente. Pode-se notar que as taxas de variação q_u em relação a cada uma dessas grandezas são substancialmente diferentes.

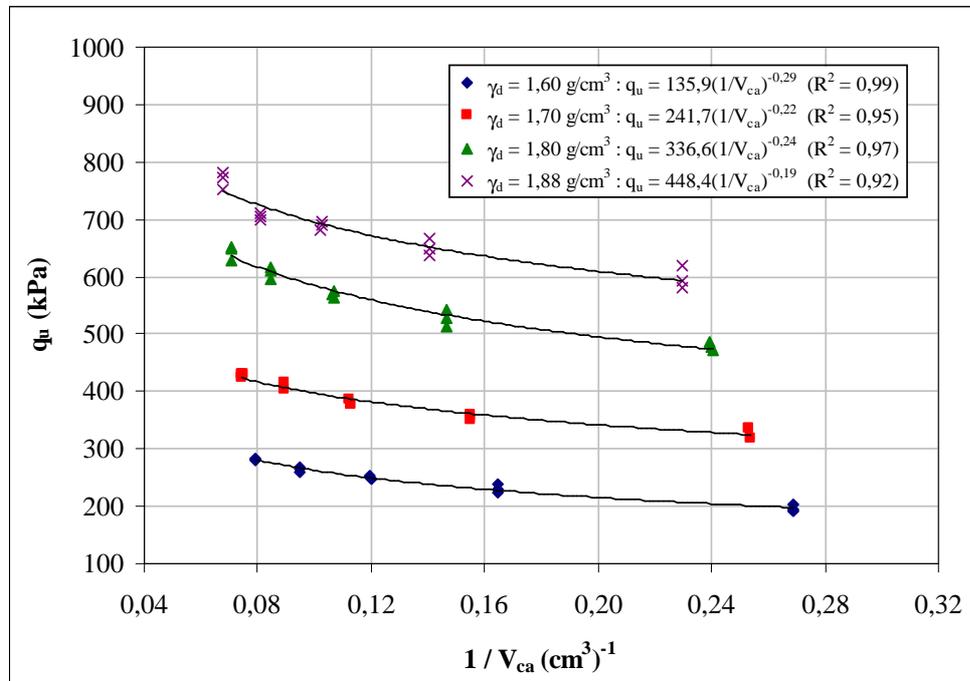


Figura 5.10: relação entre o inverso do volume de cal e a resistência à compressão simples para amostras com 28 dias de cura

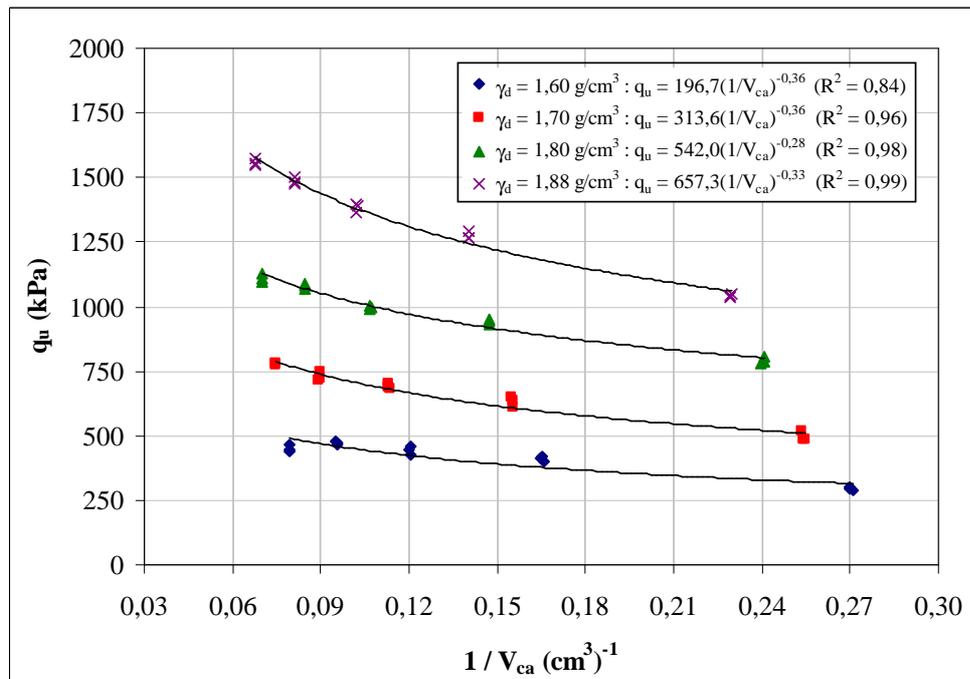


Figura 5.11: relação entre o inverso do volume de cal e a resistência à compressão simples para amostras com 90 dias de cura

Uma maneira de compatibilizarmos as taxas de variação das grandezas acima citadas é através da aplicação de uma potência sobre uma delas. Após diversas tentativas obteve-se que, aplicando uma potência igual a 0,06 sobre o parâmetro V_{ca} , haveria uma melhor compatibilização entres taxas de variação, resultando num melhor ajuste para a relação vazios/cal, tanto para amostras com 28 dias como para amostras com 90 dias de cura.

As figuras 5.12 e 5.13 apresentam a variação da resistência à compressão simples em relação ao fator $1/(V_{ca})^{0,06}$, para amostras com 28 e 90 dias de cura, respectivamente.

Aplicando a formulação obtida para o fator vazios/cal obtemos os gráficos das figuras 5.14, 5.15, 5.16 e 5.17, onde se pode verificar o melhor ajuste dos pontos a esse novo fator.

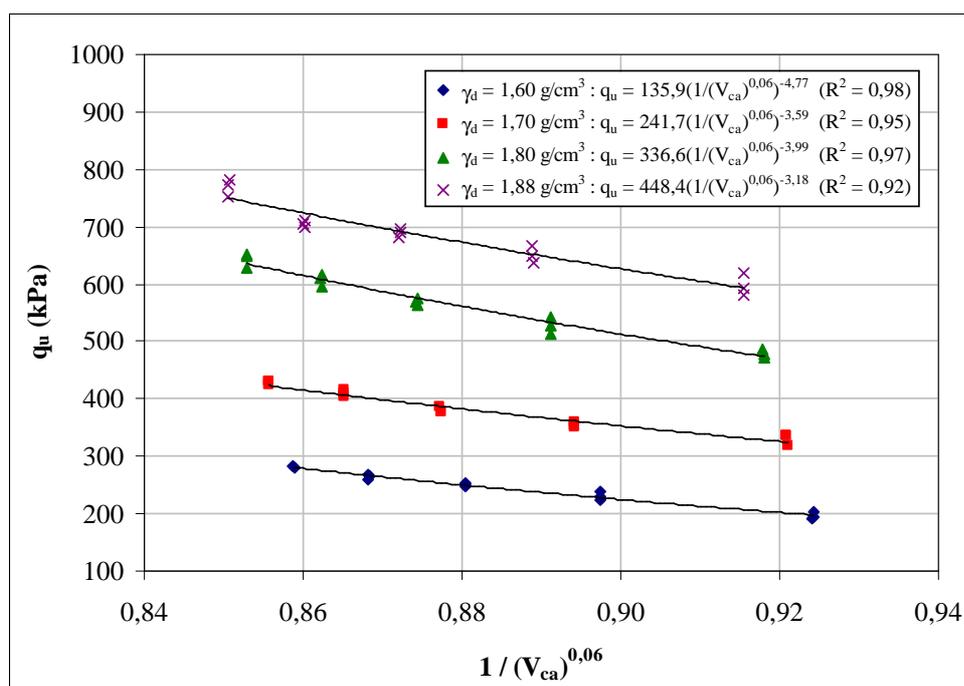


Figura 5.12: relação entre o inverso do volume de cal (ajustado) e a resistência à compressão simples para amostras com 28 dias de cura

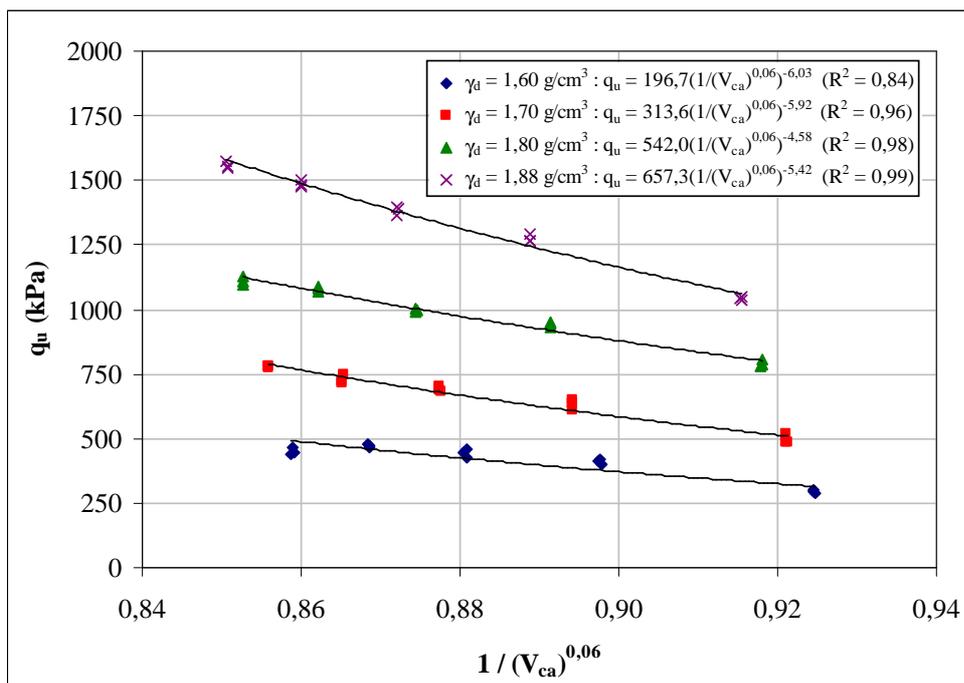


Figura 5.13: relação entre o inverso do volume de cal (ajustado) e a resistência à compressão simples para amostras com 90 dias de cura

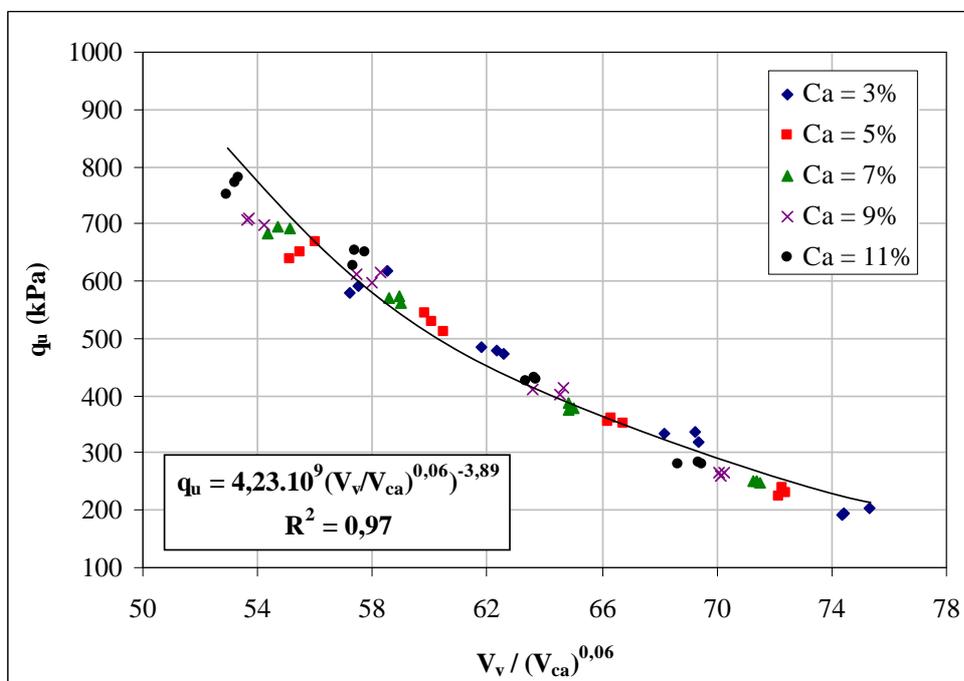


Figura 5.14: relação vazios/cal ajustado para amostras com 28 dias de cura

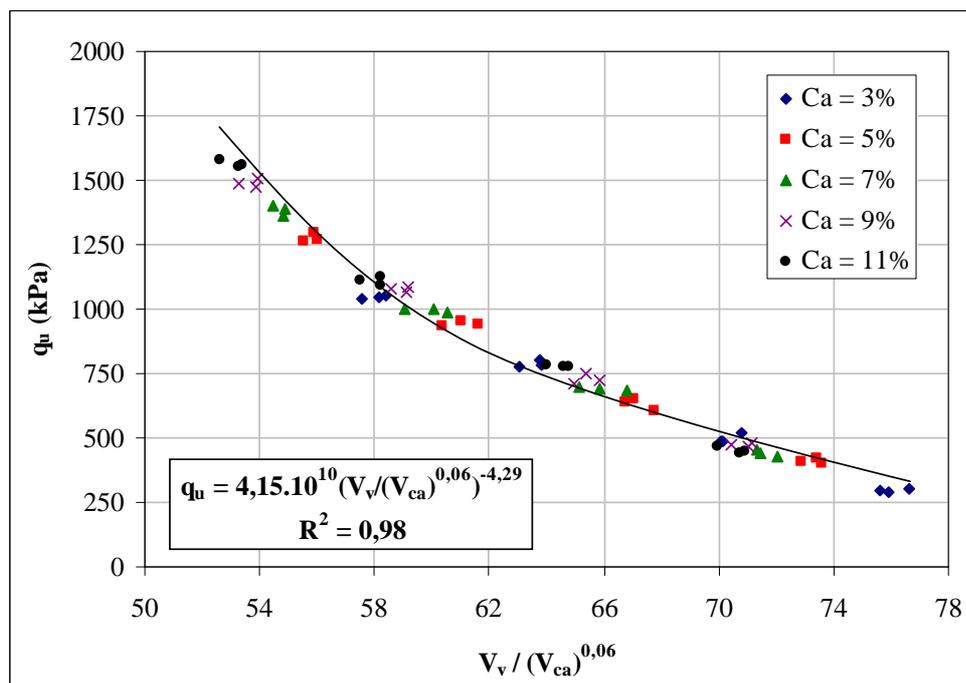


Figura 5.15: relação vazios/cal ajustado para amostras com 90 dias de cura

Pelas figuras 5.14 e 5.15, observa-se que a resistência à compressão simples do material em estudo pode ser avaliada, com um excelente grau de precisão, através do fator vazios/cal ajustado pelo expoente 0,06. Entretanto, uma forma mais elegante de expressar o fator vazios/cal pode ser feita utilizando, ao invés do volume de vazios, a porosidade do material (η) expressa em porcentagem e, ao invés do volume de cal, o teor volumétrico de cal expresso em porcentagem do volume total (C_{av}). As figuras 5.16 e 5.17 apresentam o novo ajuste utilizando essa relação $[\eta / (C_{av})^{0,06}]$, para as amostras com 28 e 90 dias de cura, respectivamente. Percebe-se que não ocorre alteração na qualidade dos ajustes dos dados, uma vez que as novas variáveis são proporcionais às utilizadas anteriormente.

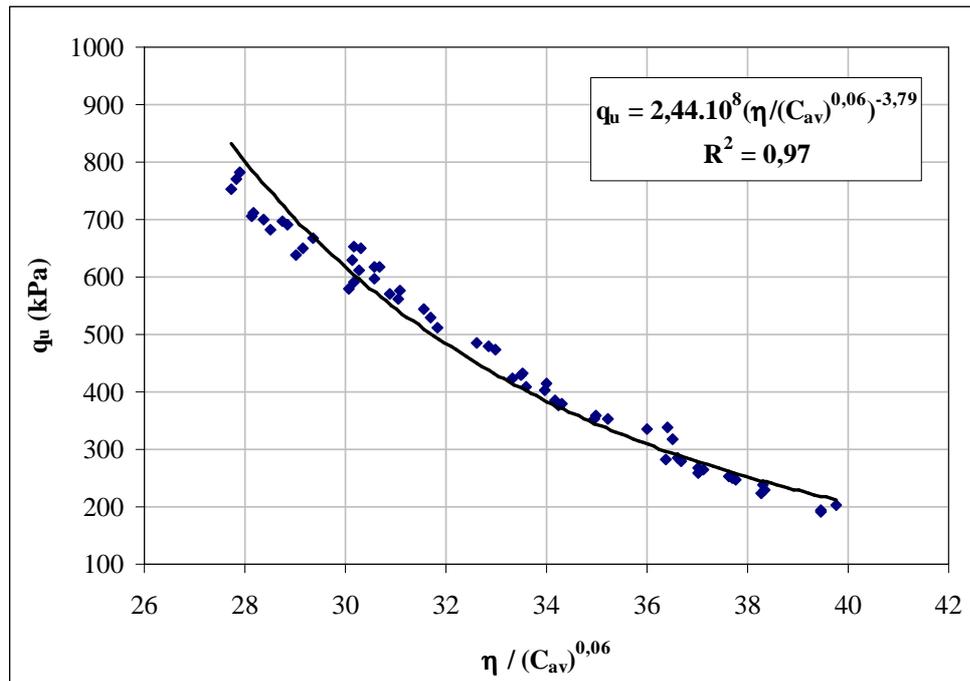


Figura 5.16: relação vazios/cal expresso em termos da porosidade e teor volumétrico da cal para amostras com 28 dias de cura

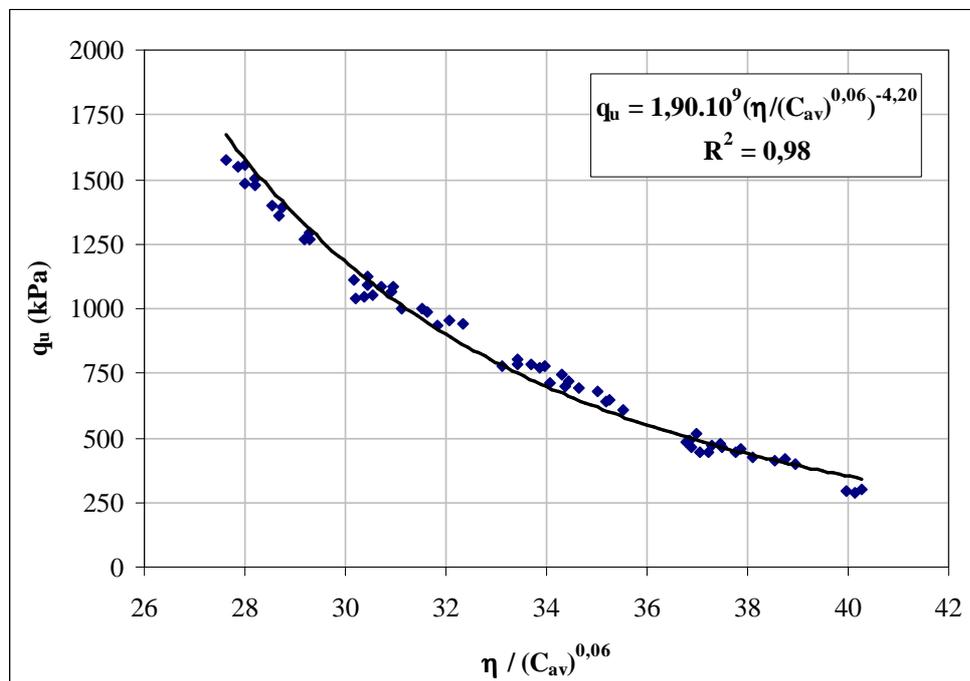


Figura 5.17: relação vazios/cal expresso em termos da porosidade e teor volumétrico da cal para amostras com 90 dias de cura

5.1.6 Efeito do Tempo de Cura na Relação Vazios/Cal

Na figura 4.9 são apresentados os resultados das relações V_v/V_{ca} (ajustados) pela resistência à compressão simples das amostras com 28 e 90 dias de cura. Pode ser observado que as curvas que definem a relação V_v/V_{ca} das amostras com 28 e 90 dias de cura têm a mesma tendência exponencial. Os pontos que forma a curva das amostras de 90 dias de cura apresentam, em média, resistências em torno de 50% mais altos que os pontos que formam a curva das amostras com 28 dias de cura, independente da quantidade de cal e da relação V_v/V_{ca} .

A explicação para esse comportamento já foi mencionado anteriormente, e consiste em que as reações pozolânicas, as quais proporcionam ganhos efetivos de resistências às misturas compactadas de solo e cal, são lentas, estendendo-se por anos e só se iniciam certo tempo depois da compactação. O ganho de resistência só ocorre se houver pH suficientemente elevado para dissolução da sílica e da alumina dos argilos minerais do solo e se a combinação delas com a cal derem origem a novos compostos cimentantes. Pois tanto para a manutenção do pH elevado, como para a formação de aluminatos, silicatos e/ou alumino-silicatos de cálcio, é fundamental a participação da cal. Daí que para tempos de cura de 90 dias seja tão expressiva a dependência da resistência à compressão simples em relação ao teor desse estabilizante.

5.2 CIMENTO

5.2.1 Efeito do Teor de Cimento

Pela análise da figura 4.10 verificou-se que a adição de cimento, mesmo em pequenas quantidades, promove ganhos substanciais de resistência no material estudado. Verificou-se essa mesma tendência em Foppa (2005), o qual utilizou teores de cimento semelhantes aos aqui apresentados.

Segundo Moh (1965), citado por Núñez (1991), as reações que ocorrem em um sistema solo-cimento-água começa com a hidratação do cimento formando silicato hidratado de cálcio e liberando hidróxido de cálcio, o qual dissocia-se em água elevando o pH do meio até aproximadamente 12. De acordo com Croft (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 promovem o endurecimento dos produtos da hidratação. 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).

Verificou-se na presente pesquisa, 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 E METCALF, 1972; NÚÑEZ, 1991; PRIETTO, 1996; FOPPA, 2005).

Outro aspecto observado na figura 4.10 e também em Foppa (2005) 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, devido à existência de um número maior de contatos e, conseqüentemente, a maior possibilidade do cimento promover a união das partículas nesses contatos.

5.2.2 Efeito da Porosidade nas Amostras com Cimento

Através da figura 4.11 pôde ser observado 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 (INGLES E METCALF, 1972; CLOUGH et al, 1981; NÚÑEZ, 1991; ISMAIL et al, 2002; FOPPA, 2005).

O 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 existentes. Além deste aspecto, a maior capacidade de distribuição de tensões no interior da amostra bem como a maior capacidade mobilização de atrito nas porosidades mais baixas também contribuem para o ganho de resistência do material (FOPPA, 2005).

Foppa (2005) verificou, para o material em estudo, através de ensaios triaxiais, 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 4.5). 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 14% pra a faixa de variação considerada na massa específica aparente seca da mistura de solo-cimento (de 1,66 g/cm³ para 1,88 g/cm³). A figura 5.18 mostra a variação da resistência à compressão simples com o aumento do teor volumétrico de cimento, essa mesma tendência foi observada por Foppa (2005).

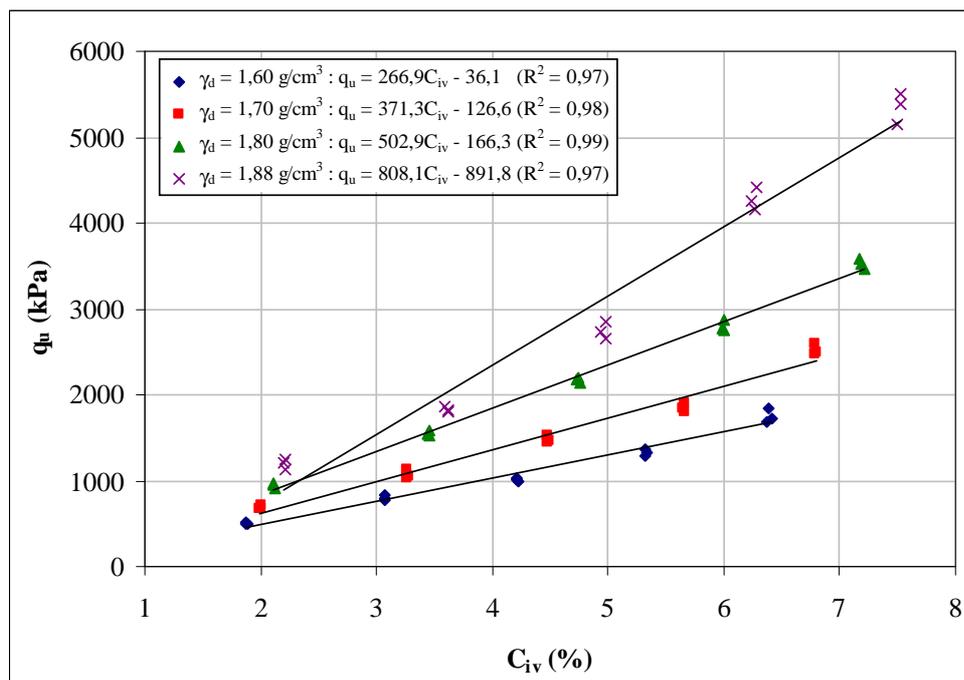


Figura 5.18: efeito do teor de cimento (volumétrico) sobre a resistência à compressão simples do solo-cimento

Comparando-se as figuras 5.18 e 4.10, 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 477 kPa/(%), calculada a partir da média dos coeficientes de C_{iv} apresentados na figura 5.20, teremos que a resistência gerada pelo aumento do teor de cimento volumétrico corresponderia a aproximadamente 20% do ganho de resistência obtida pela redução na porosidade da mistura (ver Tabela 5.3). Considera-se que esse pequeno percentual, atribuído ao aumento no teor de cimento, não invalida as análises realizadas até agora.

Tabela 5.3: parcela da resistência gerada pelo aumento do teor volumétrico de cal curada por 90 dias

C (%)	ΔC_{iv} (%)	Δq_u (kPa)	$q_{u \text{ min}}$ (kPa)	$q_{u \text{ máx}}$ (kPa)	$\Delta q_{u \text{ total}}$ (kPa)	$\Delta q_u / \Delta q_{u \text{ total}}$ (%)
3	0,31	148	504	1195	691	21
5	0,54	258	801	1826	1025	25
7	0,75	358	1016	2749	1733	21
9	0,96	458	1325	4275	2950	16
11	1,11	529	1751	5348	3597	15
<i>Média</i>						20

Onde:

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

Δq_u : ($\Delta C_{av} \times 477$).

$\Delta q_{u \text{ total}}$: ($q_{u \text{ máx}} - q_{u \text{ min}}$) variação na resistência à compressão simples com a redução na porosidade da mistura (ver figura 4.4).

5.2.3 Efeito do Teor de Umidade de Moldagem nas Amostras com Cimento

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 na figura 4.12.

De maneira geral o teor de umidade de moldagem não afetou significativamente a resistência à compressão simples do material estudado. Este fato parece indicar que, existe água disponível em quantidade suficiente para a hidratação completa do cimento adicionado nas misturas.

Foppa (2005) observou um aumento da resistência com o teor de umidade até um valor ótimo (aproximadamente 10%), a partir do qual a resistência passou a diminuir. Também observou que o teor de umidade que gerou a maior resistência é ligeiramente inferior (ramo seco) ao teor ótimo de 11% para a curva de compactação.

Estudos (FELT, 1955; CARRARO, 1997; FOPPA, 2005) 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 teor ótimo, e para solos siltosos e argilosos, de 1% a 2% superior ao teor ótimo determinado no ensaio de compactação, é o que proporciona maiores resistências e menores perdas de massa nos testes de durabilidade.

5.2.4 Relação Água/Cimento

A partir da figura 4.13 pôde-se verificar a inexistência de uma relação bem definida entre a relação água/cimento e a resistência à compressão simples, já que os dados plotados apresentam-se em “patamares” de resistência diferenciados em função da quantidade de cimento utilizada.

Horpibulsuk et al. (2003) e Azambuja (2004) observaram que a resistência está diretamente ligada ao fator água/cimento para os materiais estudados, esse fato se deve a grande quantidade de água presente nas amostras, a qual 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 são 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 a 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 (FOPPA, 2005).

5.2.5 Relação Vazios/Cimento

A figura 4.14 apresenta uma correlação entre a razão do volume total de vazios e o volume total de cimento pela resistência à compressão simples.

A figura 5.19 é igual à 4.14, porém diferenciando os pontos plotados pelo seu teor de cimento. Pode-se verificar claramente que pontos com mesmo fator vazios/cimento, obtido de modos diferentes (um por densificação e outro por aumento do teor de cimento), apresentam resistência distintas, sendo que os pontos com menor porosidade e menor quantidade de cimento atingem, sistematicamente, resistências maiores (ver destaque na Figura 5.19 para $V_v/V_{ci} \approx 8$).

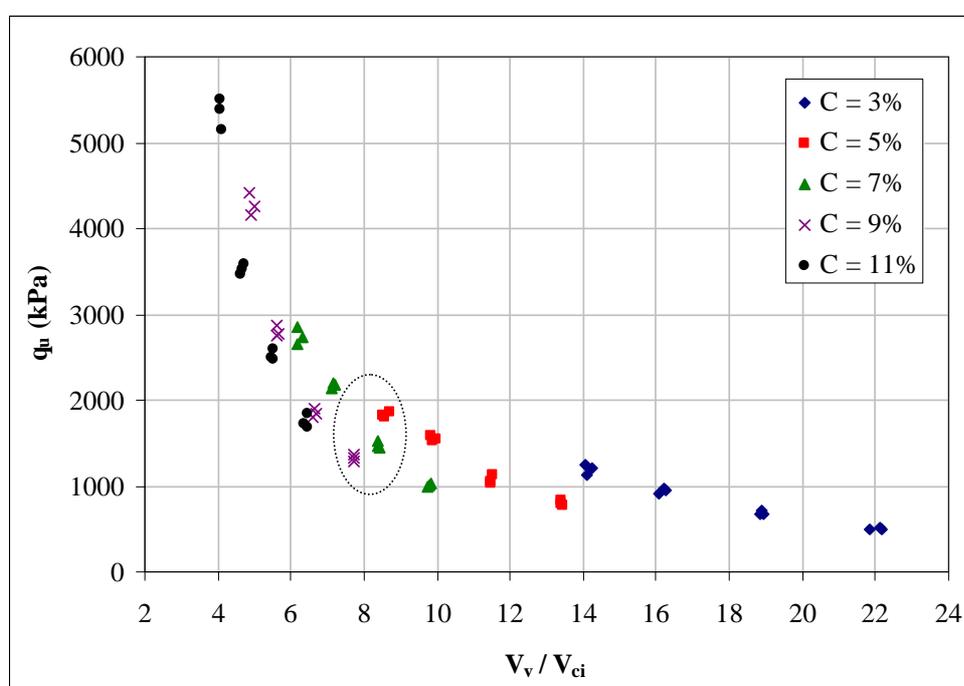


Figura 5.19: relação vazios/cimento conforme definição de LARNACH (1960)

Segundo Larnach (1960) e Foppa (2005) assumem 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.

Se forem observadas agora as figuras 5.20 e 5.21, 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.

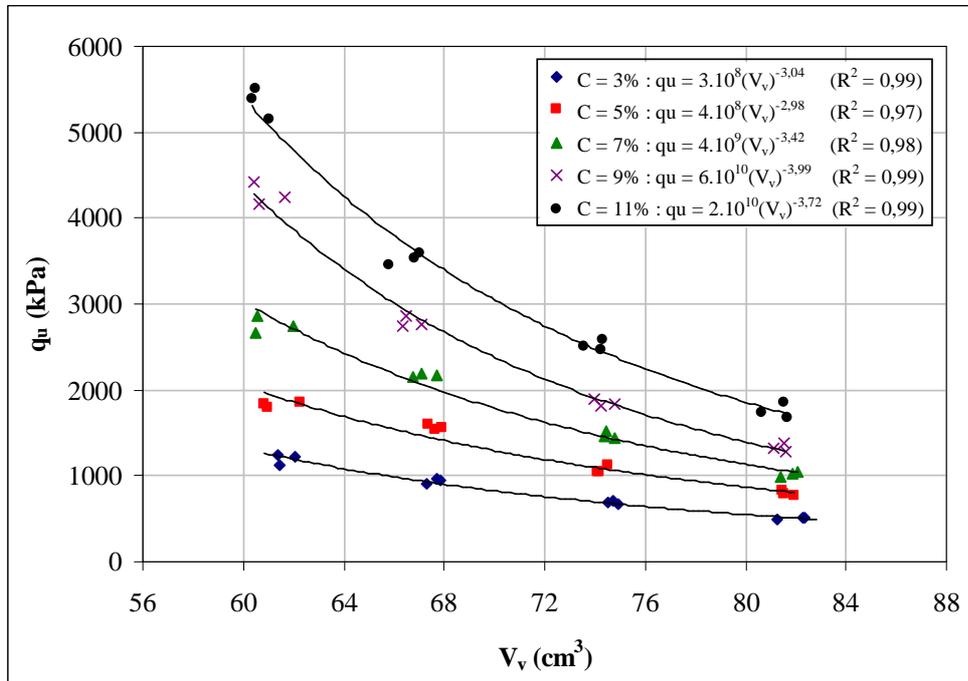


Figura 5.20: relação entre o volume de vazios e a resistência à compressão simples

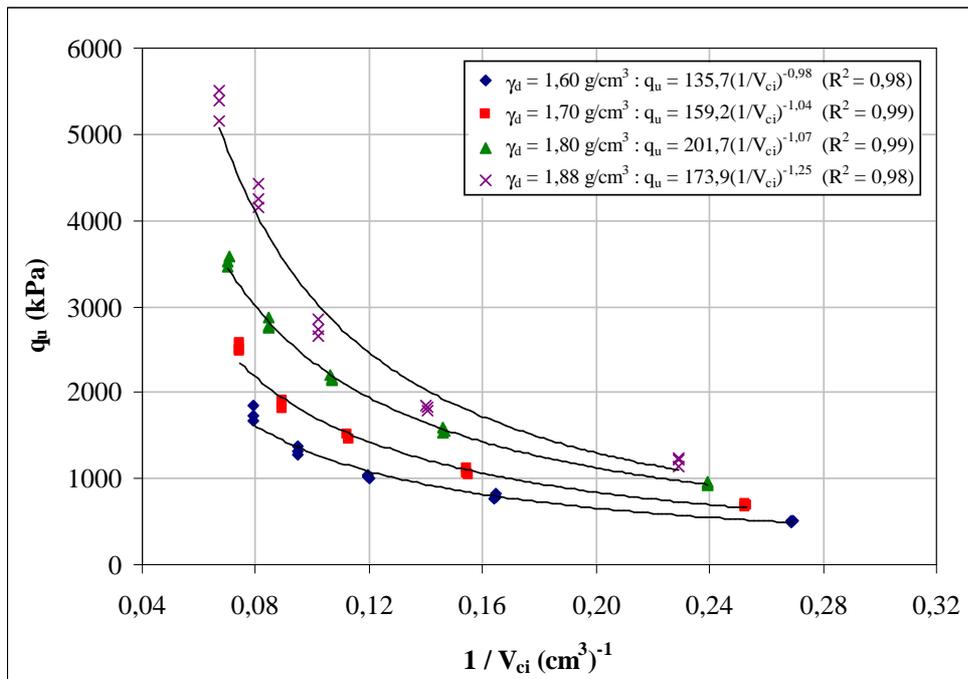


Figura 5.21: relação entre o inverso do volume de cimento e a resistência à compressão simples

Uma maneira de compatibilizar as taxas de variação das grandezas acima citadas é através da aplicação de uma potência sobre uma delas. Após diversas tentativas obteve-se que, aplicando uma potência igual a 0,35 sobre o parâmetro V_{ci} , haveria uma melhor compatibilização entre as taxas de variação, resultando num melhor ajuste para o fator vazios/cimento.

A figura 5.22 apresenta a variação da resistência à compressão simples em relação ao fator $1/(V_{ci})^{0,35}$.

Aplicando a formulação obtida para o fator vazios/cimento obtemos os gráficos das figuras 5.25 e 5.26, onde se pode verificar o melhor ajuste dos pontos a esse novo fator.

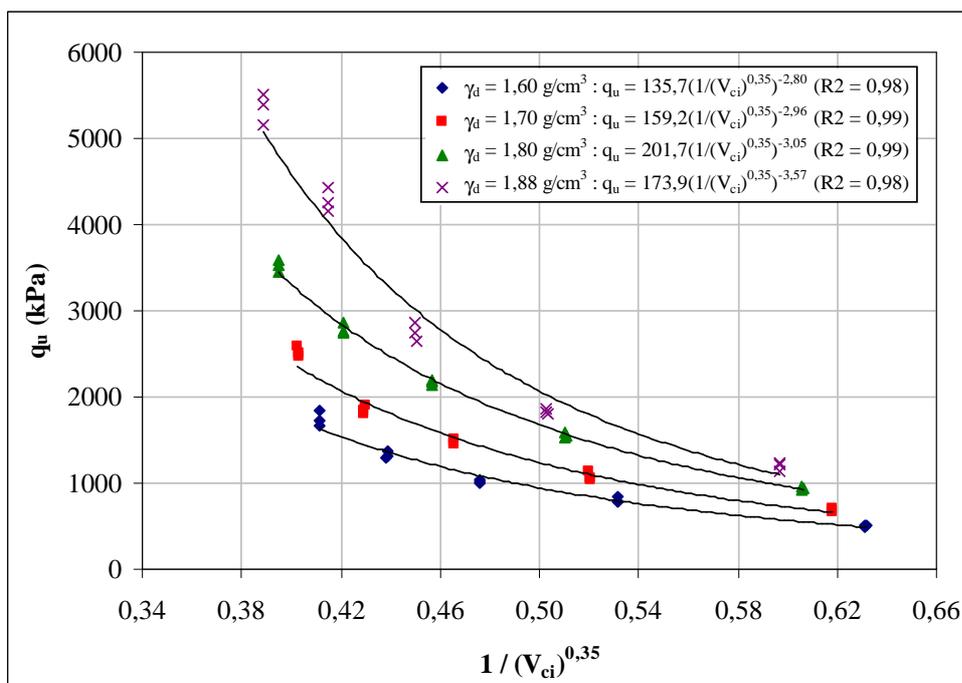


Figura 5.22: relação entre o inverso do volume de cimento (ajustado pela potência de 0,28) e a resistência à compressão simples

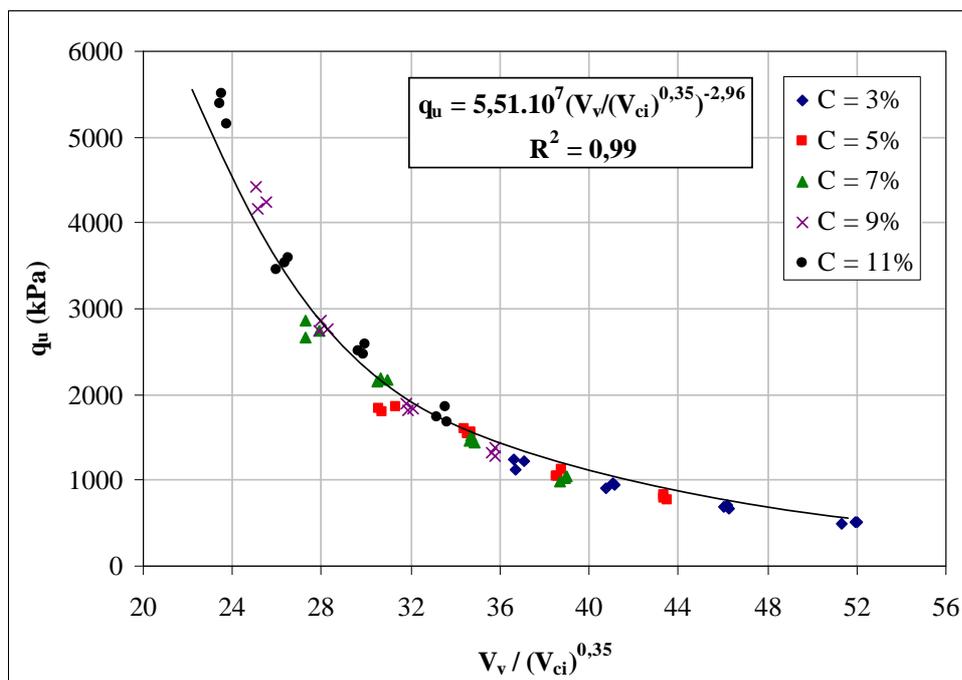


Figura 5.23: relação vazios/cimento ajustado

Pela figura 5.23 vimos que a resistência à compressão simples do material em estudo pode ser avaliada, com um excelente grau de precisão, através da relação vazios/cimento ajustado pelo expoente 0,35. Entretanto, uma forma mais elegante de expressar o fator 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 5.24 apresenta o novo ajuste utilizando essa relação $[\eta / (C_{iv})^{0,35}]$. Percebe-se que não ocorre alteração na qualidade do ajuste dos dados, uma vez que as novas variáveis são proporcionais às utilizadas anteriormente.

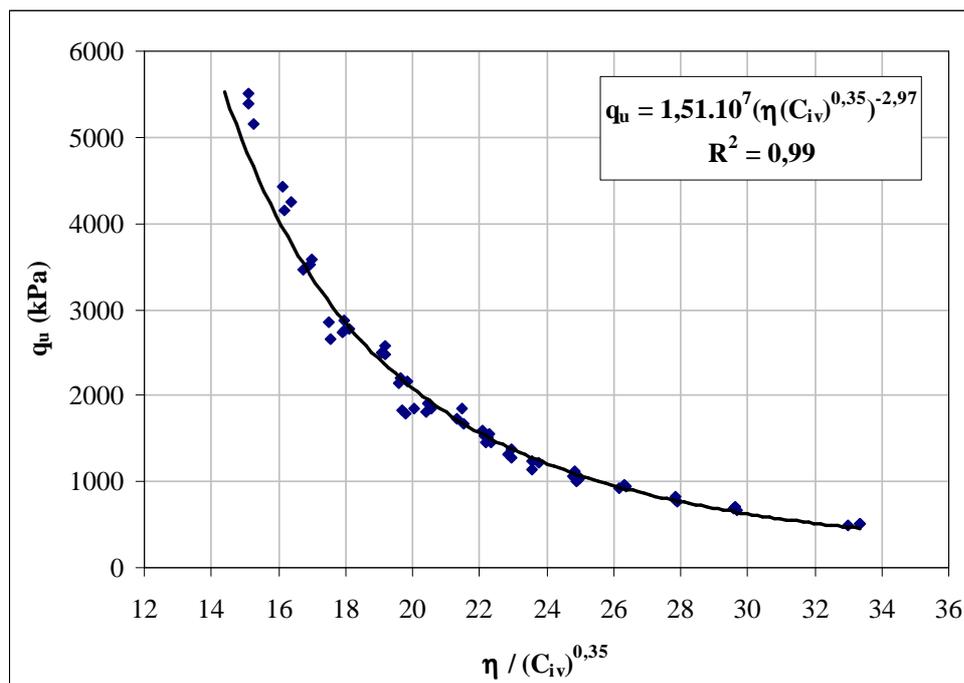


Figura 5.24: relação vazios/cimento expresso em termos da porosidade e do teor de cimento volumétrico

5.2.6 Comparação da Relação Vazios/Cimento com Trabalhos encontrados na Literatura

Foppa (2005) e Cruz (2006) estudaram um solo silte arenoso e uma areia fina, respectivamente, tratados com 3%, 5%, 7%, 9% e 12% de cimento. Bittencourt et al. (2006) no estudo da influência de variáveis no controle da resistência do concreto compactado com rolo, utilizaram uma composição de areia, brita 25mm e brita 50mm com 2,6%, 3,5% e 4,3% de cimento. As curvas granulométricas dos materiais estudados para comparação, incluindo o solo desta pesquisa, são apresentadas na figura 5.25.

Na figura 5.26 é apresentada uma comparação dos resultados de resistência à compressão simples em função do fator vazios/cimento dos trabalhos realizados por Foppa (2005), Cruz (2006) e Bittencourt et al. (2006) com os resultados obtidos neste trabalho para as amostras com cimento.

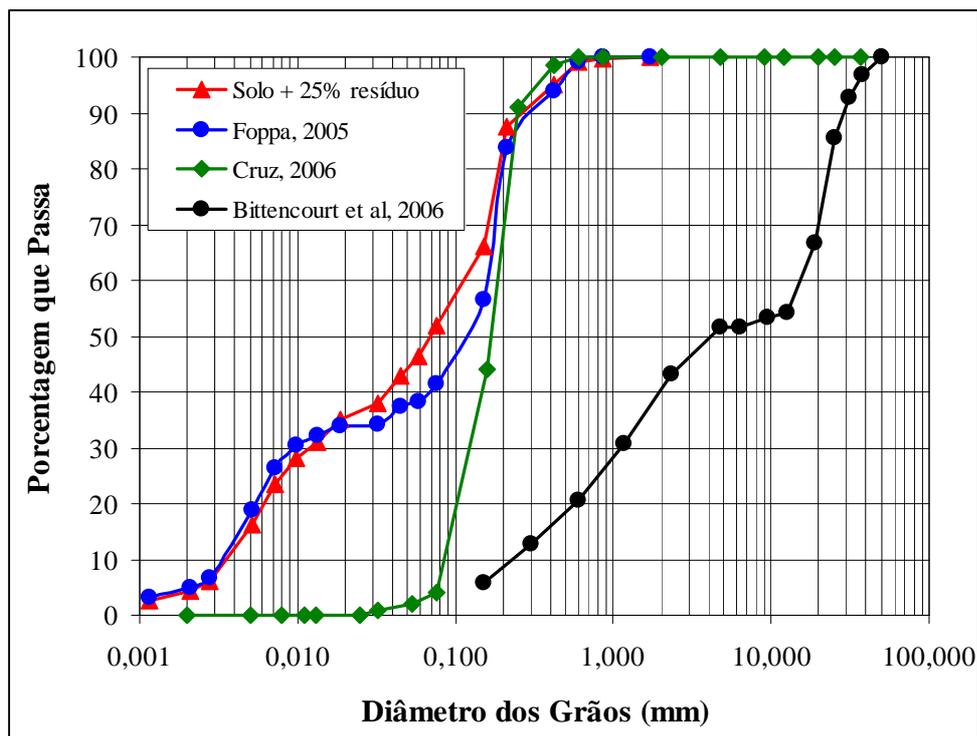


Figura 5.25: fator vazios/cimento expresso em termos da porosidade e do teor de cimento volumétrico

Pode-se evidenciar ainda na figura 5.26 a mesma curva exponencial para todos os resultados plotados. A tendência apresentada pela resistência à compressão simples em função do fator vazios/cimento parece não apresentar influência significativa ao tipo de material envolvido. A dispersão de uma curva em relação a outra pode ser atribuído aos diferentes pesos específicos aparentes secos e diferentes índices de vazios adotados em cada caso específico.

Nota-se que as amostras apresentadas por Bittencourt et al. (2006), apesar de baixos teores de cimento, apresentam grandes resistências à compressão simples e baixos valores de vazios/cimento, isso se deve principalmente a granulometria do material envolvido. Por se tratar de um material granular, o mecanismo de cimentação se dará nos pontos de contato dos grãos.

Na figura 5.27 são plotados os resultados do inverso do volume de cimento ($1/V_{ci}$) com a resistência à compressão simples dos trabalhos citados acima. Pode-se observar que as amostras ensaiadas por Bittencourt et al. (2006) apresentam valores de ($1/V_{ci}$) muito baixos em relação aos demais trabalhos.

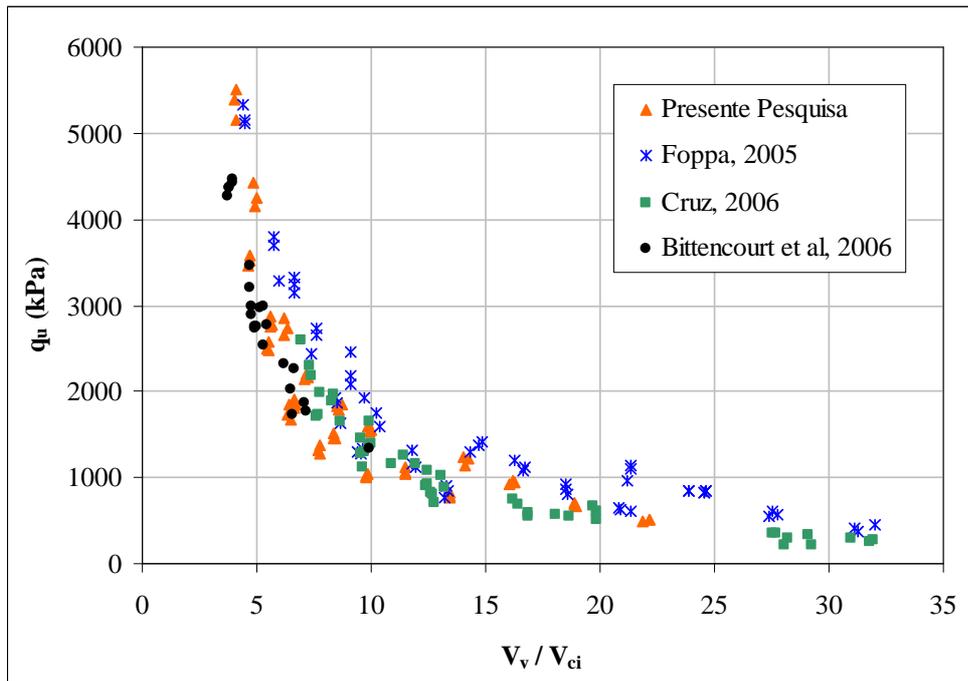


Figura 5.26: comparação de valores da relação vazios/cimento e resistência à compressão simples

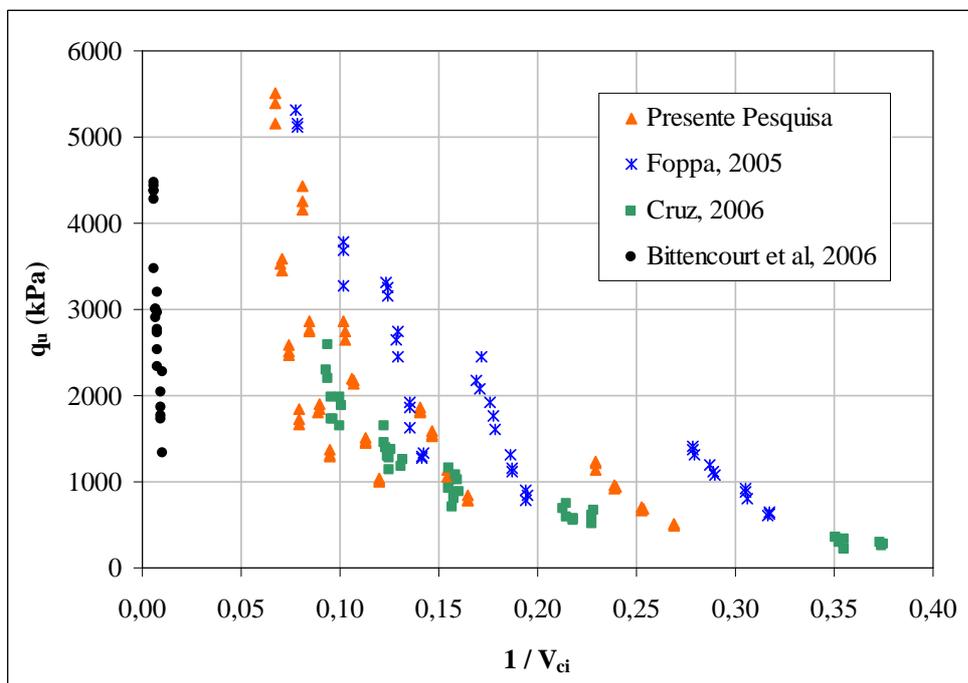


Figura 5.27: comparações de relação entre o inverso do volume de cimento e a resistência à compressão simples

5.2.7 Comparação do Tipo de Agente Cimentante na Relação Vazios/Agente Cimentante

Para comparação do tipo de agente cimentante na variação da resistência à compressão simples em função do fator vazios/agente cimentante (V_v/V_{ac}), foi elaborada a figura 5.28, onde são apresentados todos os corpos-de-prova ensaiados neste trabalho (amostras com cal ensaiadas com 28 e 90 dias de cura e amostras com cimento).

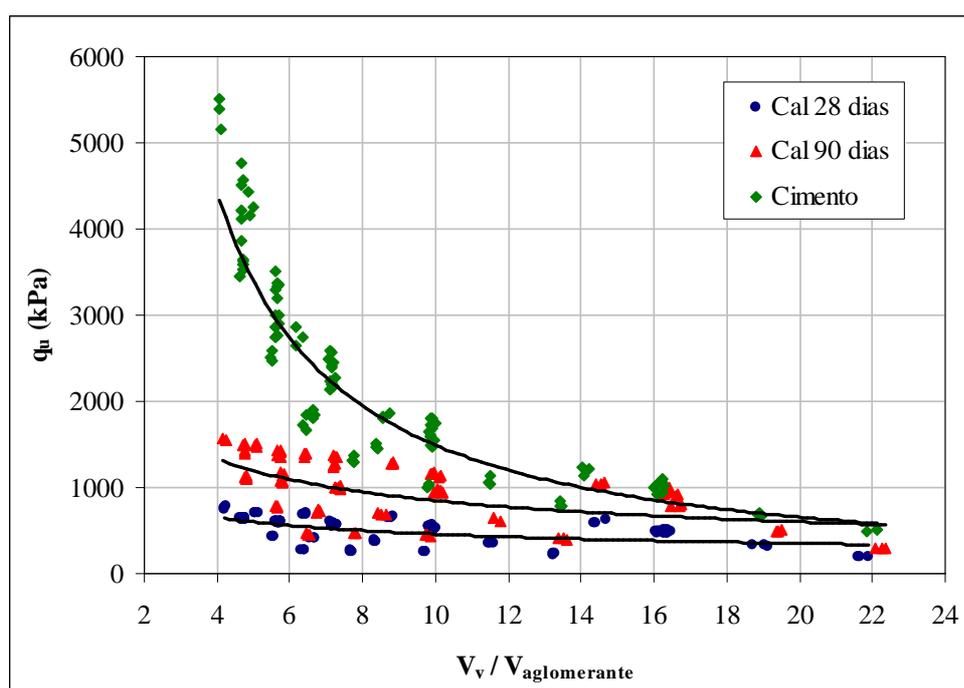


Figura 5.28: diferença entre cal e cimento na relação vazios/aglomerante pela resistência a compressão simples

Analisando a figura 5.28 pode-se evidenciar que os pontos das amostras com cal apresentam uma tendência mais dispersa que as amostras com cimento. Valores de V_v/V_{ac} abaixo de 14, para um mesmo valor vazios/agente cimentante, tem um ganho maior de resistência em amostras com cimento do que em amostras com cal, sendo que a taxa de ganho de resistência aumenta à medida que diminui os valores de V_v/V_{ac} . A eficiência de um ou outro agente cimentante vai depender do mecanismo de estabilização, como já citado anteriormente, para solos arenosos tratados com cimento a ação cimentante se dá através dos produtos gerados na hidratação e hidrólise do cimento e o mecanismo é a cimentação dos grãos nos pontos de contato; para solos tratados com cal, o ganho efetivo de resistência se dará com as reações pozolânicas, o qual consiste em um processo lento que pode durar anos.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 CONCLUSÕES

A partir da análise e discussão dos resultados, bem como da avaliação da influência das variáveis investigadas (quantidade de aglomerante, porosidade, teor de umidade de moldagem, relação água/cal, relação vazios/cal, 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 aglomerante

A adição de cal, assim como a adição de cimento, mesmo em pequenas quantidades, promoveu ganhos substanciais de resistência no material. Na faixa de teores estudados (3% até 11%), a resistência à compressão simples aumentou linearmente com o aumento da quantidade de aglomerante. A taxa de ganho de resistência, representada pela inclinação das retas de ajuste, aumentou com o aumento da massa específica aparente seca do material compactado somente nas amostras com cimento, indicando que a efetividade da cimentação é maior nas misturas mais compactas. Nas amostras com cal a taxa de ganho de resistência, representada pela inclinação das retas de ajuste, não alterou consideravelmente com o aumento da massa específica aparente seca do material compactado.

b) Quanto à influência da porosidade

Independentemente da quantidade de cal ou cimento adicionada, a redução na porosidade do material compactado promoveu ganhos substanciais 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 da mistura 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 material 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, não afetou consideravelmente a resistência à compressão simples de amostras com cal curadas a 28 dias e amostras com cimento. Já para as amostras com cal curadas a 90 dias, de maneira geral, ocorreu uma diminuição da resistência com o teor de umidade acima de 14%.

A explicação para tal fato está relacionada à estrutura conferida ao material 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-cal e 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-cal estudado gerou estruturas diferenciadas que afetaram a resistência à compressão simples. A compactação, para as amostras com cal curadas a 90 dias, em teores de umidade abaixo de 14% apresentou, possivelmente, uma estrutura mais floculada que para teores acima desse valor, onde as partículas apresentaram um maior grau de orientação.

d) Relação água/aglomerante

Verificou-se que não existe relação entre a relação água/cal, a relação água/cimento e a resistência à compressão simples para o material estudado. Esse mesmo comportamento, para as amostras com cimento, foi verificado por Foppa (2005).

Segundo Foppa (2005), 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), o fator água/cimento não é correlacionável com a resistência à compressão simples.

e) Relação vazios/aglomerante

A relação vazios/aglomerante, apesar de apresentar uma correlação razoável com os valores obtidos para a resistência à compressão simples, tanto para amostras com cal como para amostras com cimento, não constitui-se na melhor forma de representar o fenômeno, pois assume que dada uma variação no volume de vazios, uma variação proporcional no volume de aglomerante seria suficiente para contrabalançar a perda ou ganho na resistência. Um melhor ajuste dos dados experimentais foi obtido para uma relação vazios/aglomerante expressa em termos da porosidade da mistura compactada e do teor de aglomerante volumétrico ajustado por um expoente igual a 0,35, qual seja: $[\eta/(C_{iv})^{0,35}]$, para as amostras com cimento, e um expoente igual a 0,06, qual seja: $[\eta/(C_{iv})^{0,06}]$, para corpos-de-prova com cal, tanto para amostras com 28 dias como para 90 dias de cura.

6.2 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/agente cimentante 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 mesmo fator vazios/agente cimentante, como definido por este trabalho.
- A verificação do efeito do método de compactação (dinâmico *versus* estático) sobre a relação da resistência com o fator vazios/agente cimentante.
- Verificar o efeito da trajetória de tensões sobre a relação vazios/agente cimentante e sobre o comportamento de corpos-de-prova com mesmo fator vazios/agente cimentante.
- Verificar a durabilidade quanto à reação álcali-agregado e reação de hidratação (com expansão) dos óxidos de cálcio e magnésio.
- Explicar as reações que ocorrem entre a cal e o solo e entre a cal e o basalto pulverizado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). ASTM D 3282: Standard Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes. Philadelphia, 1993.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). ASTM D 5102: Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Compacted Soil-Lime Mixtures. Philadelphia, 1996.

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.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6457: Solo – Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6508: Solo – Grãos de solo que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica. 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7175: Cal – Cal hidratada para argamassas – Requisitos. 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7181: Solo – Análise Granulométrica. 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7182: Solo – Ensaio de compactação. 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 23: Cimento Portland e outros materiais em pó – Determinação da massa específica. 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12024: Solo-cimento – Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12025: Solo-cimento – Ensaio de compressão simples de corpos-de-prova cilíndricos. 1990.

ATTOH-OKINE, N. O. Lime Treatment of laterite soils and gravels – revisited. *Construction and Building Material*, v.9, n.5, p.283-287. 1995.

AKOTO, B. K. A.; SINGH, G. Behaviour of Lime Stabilized Laterite Under Repeated Loading. Australian Road Research, Victoria. v.16, p.259-267, 1986.

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.

BELL, F. G. Lime Stabilization of Clay Minerals and Soils. Engineering Geology, n.42, p.223-237. 1996.

BHATTACHARJA, S.; BHATTY, J. I.; TODRES, H. A. Stabilization of Clay Soils by Portland Cement or Lime – A Critical Review of Literature. PCA R&D Serial N°2066, Portland Cement Association, Skokie, Illinois, USA, 60p.,2003.

BITTENCOURT, R. M.; TRABOULSI, M. A.; BITTENCOURT MACHADO, R.; FONSECA, A. C.; PINTO, J. L. A. Estudo da Influência de Variáveis no Controle da Resistência do Concreto Compactado com Rolo. Trabalho da Disciplina Concretos Especiais, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio Grande do 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 do Sul, Porto Alegre.

CASTRO, F. J. C. de O. Contribuição ao Conhecimento e à Determinação da Reatividade de Solos Sesquixídicos Utilizando o Hidróxido de Cálcio: Aplicação ao Processo de Geopolimerização (Estabilização). 1995. Tese (Doutorado em Engenharia) – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

CERATTI, J. A. P. Efeitos da Adição de Cal e Cinza Volante nas Propriedades de um Solo Residual Compactado. 1979. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS, Porto Alegre.

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.

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

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

CONSOLI, N. C.; PRIETTO, P. D. M.; CARRARO, J. A. H.; HEINECK, K. S. Behavior of Compacted Soil-Fly Ash-Carbide Lime Mixtures. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, New York: ASCE, v.127, n.9, p.774-782, 2001.

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.

CROFT, J. B. The Influence of Soils 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. Análise e Controle de Resistência de uma Areia Artificialmente Cimentada. 2006. Qualificação de Doutorado – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 83p.

EADES, J. L.; GRIM, R. E. A Quicktest to Determine Lime Requirements for Lime Stabilization. *Highway Research Record*, Washington, D.C., n.139, p.61-72. 1966.

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.

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

FOPPA, D. Análise de Variáveis-chave no Controle da Resistência Mecânica de Solos Artificialmente Cimentados. 2005. 143p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

GUIMARÃES, J. E. P. Estabilização de Solos – Nova e importante aplicação da cal – Seus conceitos e suas vantagens. *Boletim nº1*. São Paulo: ABPC, 1971.

GUIMARÃES, J. E. P. A Cal – Fundamentos e Aplicações na Engenharia Civil. 2ª ed. São Paulo: PINI, 2002.

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

HERRIN, M.; MITCHELL, H. Lime-soil Mixtures. Highway Research Board Bulletin, Washington, D.C., v.304, p.99-121, 1961.

HILT, G. H.; DAVIDSON, D. T. Lime Fixation in Clayey Soils. Highway Research Board, Washington, D.C., n.262, p.20-32. 1960.

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. Geotéchnique, London, v.53, n.4, p.439-444, 2003.

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. Sidney: Butterworths, 1972. 374p.

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

KÉZDI, Á. Stabilized Earth Roads. Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, 1979. 327p.

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.

LITTLE, D. N. Evaluation of Structural Properties of Lime Stabilized Soils and Aggregates. Volume 1: Summary of Findings. Prepared for The National Lime Association, 1999.

LOPES, L. S. Caracterização da Areia Artificial Proveniente de Resíduos de Britagem de Rochas Magmáticas da Região de Erechim-RS. 2002. 92p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Luterana do Brasil, Canoas.

LOVATO, R. S. Estudo do Comportamento Mecânico de um Solo Laterítico Estabilizado com Cal, Aplicado à Pavimentação. 2004. 144p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

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.

MATEOS, M. Soil Lime Research at Iowa State University. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Divisions. ASCE, New York, v.90, p.127-153, 1964.

MITCHELL, J. K. Fundamentals of Soil Behavior. USA: John Willey & Sons, 1976.

NÚÑEZ, W. P. Estabilização Físico-química de um Solo Residual de Arenito Botucatu, Visando seu Emprego na Pavimentação. 1991. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

ORMSBY, W. C.; KINTER, E. B. Effects of Dolomitic and Calcitic Limes on Strenght Development in Mistures with Two Clay Minerals. Public Roads. v.37, n.4, p.149-160. 1973.

OSINUBI, K. J. Influence of Compactive Efforts and Compaction Delays on Lime-Treated Soil. Journal of Transportation Engineering. Março/Abril. 1998.

PRUSINSKI, J.R.; BHATTACHARJA, S. Effectiveness of Portland Cement and Lime in Stabilizing Clay Soils. Transportation Research Record, Washington, D.C., nº 1652, p.215-227, 1999.

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.

ROGERS, C. D. F.; GLENDINNING, S.; ROFF, T. E. J. Lime Modification of Clay Soils for Construction Expediency. Geotechnical Engineering, London, v.125, p.242-249. 1997.

ROGERS, C. D. F.; GLENDINNING, S. Lime Requirement for Stabilization. In: TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. 79TH ANNUAL MEETING, 2000, Washington, D.C.

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.

SANTOS, A. F. T. Estudo de Dosagem de Concreto Estrutural com Utilização de Areia Industrial de Origem Basáltica da Região de Passo Fundo-RS. 2003. 117p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do 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.

SIVAPULLAIAH, P. V.; PRASHANTH, J. P.; SRIDHARAN, A. Delay in Compaction and Importance of the Lime Fixation Point on the Strength and Compaction Characteristics of Soil. *Ground Improvement*, n.2, p.27-32. 1998.

THOMÉ, A. Estudo do Comportamento de um Solo Mole Tratado com Cal, Visando seu Uso em Fundações Superficiais. 1994. 149p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

THOMÉ, A.; SCHNEIDER, I.A.H.; DALLA ROSA, F.; CONSOLI, N.C. Caracterização Geotécnica de um Resíduo da Indústria de Pedras Semipreciosas e Viabilidade de seu uso em Estabilização de Solos. In: XII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 2002, São Paulo. Anais... São Paulo: ABMS, 2002. v.1, p.229-236.

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.

THOMPSON, M. R. Split-Tensile Strength of Lime-Stabilized Soils. *Highway Research Record*, Washington, D.C. v.92, p.69-82. 1965.

THOMPSON, M. R. Lime Reactivity of Illinois Soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. ASCE, v.92, p.67-92.1966.

TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. Lime-fly Ash-stabilized Bases and Subbases. Washington, D.C., 1976, 66p.

TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. Lime Stabilization, reactions, properties, design and construction. Washington: TRB, 1987. 58p. (State of the art report, 5).

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.

**APÊNDICE A – DADOS DOS CORPOS-DE-PROVA ENSAIADOS À
COMPRESSÃO SIMPLES**

Tabela A.1: dados gerais dos corpos-de-prova da linha "A" com cal e 28 dias de cura

Corpo-de-prova	Ca (%)	C _{av} (%)	γ _d (g/cm ³)	e	η (%)	ω (%)	V _{cp} (cm ³)	V _v (cm ³)	V _{ca} (cm ³)	a/c _a	V _v /V _{ca}	(V _v)/(V _{ca} ^{0.06})	η/(C _{av}) ^{0.06}	q _u (KPa)	q _u média (KPa)	S _r (%)	S _{r,f} (%)	Sucção (KPa)
A1-1 ₂₈	3,0	1,89	1,61	0,704	41,3	13,80	197,3	81,5	3,72	4,74	21,9	75,3	39,8	204	197	53,8	x	x
A1-2 ₂₈	3,0	1,90	1,62	0,694	41,0	13,74	196,3	80,5	3,72	4,72	21,6	74,4	39,4	192		54,3	69,4	9
A1-3 ₂₈	3,0	1,89	1,62	0,695	41,0	13,74	196,3	80,5	3,72	4,72	21,6	74,4	39,5	194		54,3	x	x
A1-4 ₂₈	5,0	3,09	1,62	0,694	41,0	13,85	196,3	80,4	6,08	2,91	13,2	72,2	38,3	223	231	54,7	x	x
A1-5 ₂₈	5,0	3,09	1,62	0,696	41,0	13,83	196,5	80,7	6,07	2,90	13,3	72,4	38,4	231		54,4	x	x
A1-6 ₂₈	5,0	3,09	1,62	0,694	41,0	13,72	196,5	80,5	6,08	2,88	13,2	72,3	38,3	238		54,2	70,3	7
A1-7 ₂₈	7,0	4,24	1,61	0,696	41,0	13,68	197,1	80,9	8,35	2,09	9,7	71,2	37,6	252	250	53,7	x	x
A1-8 ₂₈	7,0	4,23	1,61	0,700	41,2	13,76	197,3	81,2	8,34	2,10	9,7	71,5	37,8	248		53,8	68,8	5
A1-9 ₂₈	7,0	4,23	1,61	0,698	41,1	13,66	197,3	81,1	8,35	2,09	9,7	71,4	37,7	250		53,5	x	x
A1-10 ₂₈	9,0	5,35	1,61	0,693	40,9	13,62	197,3	80,8	10,55	1,65	7,7	70,1	37,0	260	264	53,6	x	x
A1-11 ₂₈	9,0	5,34	1,61	0,696	41,0	13,89	197,1	80,9	10,52	1,68	7,7	70,2	37,1	265		54,5	70,5	24
A1-12 ₂₈	9,0	5,35	1,61	0,693	40,9	13,73	197,1	80,7	10,54	1,66	7,7	70,1	37,0	267		54,1	x	x
A1-13 ₂₈	11,0	6,41	1,61	0,693	40,9	13,79	197,3	80,8	12,64	1,39	6,4	69,4	36,6	284	282	54,2	70,2	18
A1-14 ₂₈	11,0	6,40	1,61	0,695	41,0	13,98	197,3	80,9	12,63	1,41	6,4	69,5	36,7	279		54,8	x	x
A1-15 ₂₈	11,0	6,44	1,62	0,685	40,7	13,74	196,5	79,9	12,65	1,39	6,3	68,6	36,4	282		54,7	x	x
A2-16 ₂₈	3,0	1,99	1,70	0,614	38,1	14,16	197,9	75,3	3,94	4,86	19,1	69,4	36,5	318	330	63,3	x	x
A2-17 ₂₈	3,0	1,99	1,70	0,612	38,0	13,93	198,1	75,2	3,95	4,78	19,1	69,3	36,4	337		62,5	x	x
A2-18 ₂₈	3,0	2,01	1,71	0,601	37,5	13,75	197,1	74,0	3,95	4,72	18,7	68,2	36,0	335		62,8	76,4	20
A2-19 ₂₈	5,0	3,27	1,71	0,602	37,6	13,85	197,3	74,2	6,46	2,91	11,5	66,3	35,0	359	355	63,0	x	x
A2-20 ₂₈	5,0	3,26	1,70	0,608	37,8	14,09	197,5	74,7	6,44	2,96	11,6	66,8	35,2	352		63,5	x	x
A2-21 ₂₈	5,0	3,27	1,71	0,601	37,5	13,80	197,3	74,1	6,46	2,90	11,5	66,2	35,0	354		62,9	76,5	26
A2-22 ₂₈	7,0	4,49	1,71	0,600	37,5	13,97	197,1	73,9	8,86	2,14	8,3	64,8	34,2	376	380	63,7	x	x
A2-23 ₂₈	7,0	4,49	1,71	0,601	37,5	13,96	197,3	74,1	8,86	2,13	8,4	65,0	34,3	379		63,5	x	x
A2-24 ₂₈	7,0	4,50	1,71	0,598	37,4	13,64	197,5	73,9	8,88	2,09	8,3	64,8	34,2	386		62,4	76,9	24

Tabela A.1 (continuação): dados gerais dos corpos-de-prova da linha "A" com cal e 28 dias de cura

Corpo-de-prova	Ca (%)	C _{av} (%)	γ _d (g/cm ³)	e	η (%)	ω (%)	V _{cp} (cm ³)	V _v (cm ³)	V _{ca} (cm ³)	a/c _a	V _v /V _{ca}	(V _v)/(V _{ca} ^{0.06})	η/(C _{av}) ^{0.06}	q _u (KPa)	q _u média (KPa)	S _r (%)	S _{rf} (%)	Sucção (KPa)
A2-25 ₂₈	9,0	5,64	1,70	0,605	37,7	14,15	197,9	74,6	11,16	1,71	6,7	64,6	34,0	403	409	63,8	x	x
A2-26 ₂₈	9,0	5,68	1,71	0,594	37,3	13,75	197,1	73,5	11,20	1,67	6,6	63,6	33,6	410		63,2	x	x
A2-27 ₂₈	9,0	5,64	1,70	0,606	37,7	13,92	198,1	74,7	11,17	1,69	6,7	64,7	34,0	415		62,7	74,7	27
A2-28 ₂₈	11,0	6,77	1,70	0,602	37,6	14,11	197,9	74,4	13,40	1,42	5,6	63,7	33,5	432	429	63,9	x	x
A2-29 ₂₈	11,0	6,77	1,70	0,602	37,6	13,91	198,1	74,4	13,42	1,40	5,5	63,7	33,5	430		63,0	x	x
A2-30 ₂₈	11,0	6,79	1,71	0,597	37,4	13,73	197,9	74,0	13,44	1,39	5,5	63,3	33,3	425		62,6	75,2	27
A3-31 ₂₈	3,0	2,10	1,80	0,526	34,5	14,18	197,7	68,2	4,16	4,87	16,4	62,6	33,0	473	479	74,0	x	x
A3-32 ₂₈	3,0	2,11	1,80	0,523	34,4	14,09	197,5	67,9	4,16	4,84	16,3	62,3	32,9	478		73,9	78,9	67
A3-33 ₂₈	3,0	2,12	1,81	0,518	34,1	13,73	197,3	67,3	4,18	4,71	16,1	61,8	32,6	485		72,8	x	x
A3-34 ₂₈	5,0	3,45	1,81	0,518	34,1	13,94	197,5	67,4	6,82	2,93	9,9	60,1	31,7	529	528	73,7	80,7	70
A3-35 ₂₈	5,0	3,44	1,80	0,522	34,3	14,03	197,9	67,9	6,82	2,95	10,0	60,5	31,8	512		73,7	x	x
A3-36 ₂₈	5,0	3,46	1,81	0,515	34,0	13,73	197,5	67,2	6,83	2,88	9,8	59,8	31,6	544		73,0	x	x
A3-37 ₂₈	7,0	4,74	1,80	0,517	34,1	13,90	197,9	67,5	9,38	2,12	7,2	59,0	31,0	563	569	73,5	x	x
A3-38 ₂₈	7,0	4,73	1,80	0,518	34,1	14,14	197,5	67,4	9,35	2,16	7,2	59,0	31,1	575		74,6	80,4	67
A3-39 ₂₈	7,0	4,75	1,81	0,513	33,9	13,67	197,7	67,0	9,39	2,09	7,1	58,6	30,9	570		72,9	x	x
A3-40 ₂₈	9,0	5,96	1,80	0,519	34,2	14,22	197,9	67,6	11,80	1,72	5,7	58,3	30,7	616	608	74,8	x	x
A3-41 ₂₈	9,0	5,97	1,80	0,516	34,0	14,17	197,5	67,2	11,80	1,72	5,7	58,0	30,6	597		75,0	x	x
A3-42 ₂₈	9,0	6,00	1,81	0,509	33,7	13,65	197,5	66,6	11,85	1,65	5,6	57,4	30,3	611		73,3	80,9	70
A3-43 ₂₈	11,0	7,16	1,80	0,514	34,0	13,73	198,1	67,3	14,19	1,39	4,7	57,4	30,2	653	644	72,7	80,7	139
A3-44 ₂₈	11,0	7,17	1,80	0,513	33,9	13,67	198,1	67,2	14,20	1,38	4,7	57,3	30,1	628		72,6	x	x
A3-45 ₂₈	11,0	7,15	1,80	0,517	34,1	13,88	198,5	67,7	14,19	1,40	4,8	57,7	30,3	650		73,1	x	x
A4-46 ₂₈	3,0	2,20	1,88	0,461	31,5	13,64	198,1	62,5	4,36	4,68	14,3	57,2	30,1	580	597	81,3	x	x
A4-47 ₂₈	3,0	2,20	1,88	0,463	31,6	13,62	198,5	62,8	4,36	4,68	14,4	57,5	30,2	592		80,8	88,6	264
A4-48 ₂₈	3,0	2,18	1,87	0,472	32,0	13,78	199,5	63,9	4,35	4,73	14,7	58,5	30,6	619		80,2	x	x

Tabela A.1 (continuação): dados gerais dos corpos-de-prova da linha "A" com cal e 28 dias de cura

Corpo-de-prova	Ca (%)	C _{av} (%)	γ _d (g/cm ³)	e	η (%)	ω (%)	V _{cp} (cm ³)	V _v (cm ³)	V _{ca} (cm ³)	a/c _a	V _v /V _{ca}	(V _v)/(V _{ca} ^{0.06})	η/(C _{av}) ^{0.06}	q _u (KPa)	q _u média (KPa)	S _r (%)	S _{rf} (%)	Sucção (KPa)
A4-49 ₂₈	5,0	3,58	1,87	0,464	31,7	13,65	198,9	63,0	7,12	2,87	8,9	56,0	29,4	667	652	80,6	x	x
A4-50 ₂₈	5,0	3,60	1,88	0,457	31,3	13,78	197,7	62,0	7,11	2,89	8,7	55,1	29,0	638		82,7	85,3	322
A4-51 ₂₈	5,0	3,59	1,88	0,459	31,5	13,70	198,3	62,4	7,12	2,88	8,8	55,5	29,2	650		81,7	x	x
A4-52 ₂₈	7,0	4,93	1,88	0,457	31,4	13,64	198,5	62,3	9,79	2,09	6,4	54,3	28,5	682	690	81,6	x	x
A4-53 ₂₈	7,0	4,91	1,87	0,465	31,7	13,76	199,1	63,2	9,77	2,10	6,5	55,1	28,8	691		80,9	x	x
A4-54 ₂₈	7,0	4,91	1,87	0,463	31,6	14,16	198,3	62,7	9,74	2,16	6,4	54,7	28,8	696		83,7	83,9	457
A4-55 ₂₈	9,0	6,19	1,87	0,463	31,7	13,73	199,1	63,0	12,32	1,66	5,1	54,2	28,4	699	705	80,9	x	x
A4-56 ₂₈	9,0	6,21	1,87	0,457	31,4	13,64	198,7	62,4	12,35	1,65	5,1	53,6	28,1	706		81,4	x	x
A4-57 ₂₈	9,0	6,21	1,87	0,458	31,4	13,76	198,5	62,4	12,32	1,67	5,1	53,7	28,2	711		82,0	85,7	103
A4-58 ₂₈	11,0	7,46	1,87	0,455	31,3	13,61	198,9	62,2	14,83	1,37	4,2	52,9	27,7	752	768	81,6	x	x
A4-59 ₂₈	11,0	7,44	1,87	0,458	31,4	13,70	199,3	62,6	14,83	1,38	4,2	53,2	27,8	772		81,5	83,4	259
A4-60 ₂₈	11,0	7,43	1,87	0,459	31,5	13,86	199,1	62,7	14,80	1,40	4,2	53,3	27,9	781		82,2	x	x

Tabela A.2: dados gerais dos corpos-de-prova da linha "B" com cal e 28 dias de cura

Corpo-de-prova	Ca (%)	C _{av} (%)	γ _d (g/cm ³)	e	η (%)	ω (%)	V _{cp} (cm ³)	V _v (cm ³)	V _{ca} (cm ³)	a/c _a	V _v /V _{ca}	(V _v)/(V _{ca} ^{0.06})	η/(C _{av}) ^{0.06}	q _u (KPa)	q _u média (KPa)	S _r (%)	S _{r,f} (%)	Sucção (KPa)
B1-1 ₂₈	3,0	2,12	1,81	0,517	34,1	9,72	197,3	67,2	4,18	3,34	16,1	61,7	32,6	500	490	51,6	x	x
B1-2 ₂₈	3,0	2,12	1,81	0,516	34,0	9,82	197,1	67,1	4,18	3,37	16,1	61,6	32,5	473		52,2	x	x
B1-3 ₂₈	3,0	2,12	1,81	0,515	34,0	10,00	196,7	66,8	4,17	3,43	16,0	61,4	32,5	497		53,4	74,5	70
B1-4 ₂₈	5,0	3,46	1,81	0,516	34,0	10,11	196,9	67,0	6,81	2,12	9,8	59,7	31,6	541	544	53,7	x	x
B1-5 ₂₈	5,0	3,45	1,80	0,520	34,2	10,00	197,7	67,6	6,82	2,10	9,9	60,3	31,8	529		52,7	72,9	43
B1-6 ₂₈	5,0	3,45	1,80	0,520	34,2	9,94	197,9	67,7	6,82	2,09	9,9	60,4	31,8	560		52,4	x	x
B1-7 ₂₈	7,0	4,76	1,81	0,511	33,8	10,06	196,9	66,6	9,36	1,54	7,1	58,3	30,8	602	587	53,8	75,0	169
B1-8 ₂₈	7,0	4,74	1,80	0,517	34,1	9,73	198,1	67,5	9,39	1,49	7,2	59,0	31,0	570		51,5	x	x
B1-9 ₂₈	7,0	4,74	1,80	0,516	34,0	10,08	197,3	67,1	9,36	1,54	7,2	58,7	31,0	590		53,5	x	x
B1-10 ₂₈	9,0	5,99	1,81	0,512	33,9	9,89	197,5	66,9	11,83	1,20	5,7	57,7	30,4	616	612	52,8	x	x
B1-11 ₂₈	9,0	6,00	1,81	0,509	33,7	9,80	197,3	66,6	11,84	1,19	5,6	57,4	30,3	611		52,5	74,7	57
B1-12 ₂₈	9,0	5,97	1,80	0,515	34,0	9,83	198,1	67,4	11,84	1,19	5,7	58,1	30,6	609		52,1	x	x
B1-13 ₂₈	11,0	7,18	1,81	0,510	33,8	9,74	197,9	66,8	14,22	0,98	4,7	57,0	30,0	638	641	52,1	x	x
B1-14 ₂₈	11,0	7,21	1,81	0,505	33,5	9,86	197,1	66,1	14,21	0,99	4,7	56,4	29,8	650		53,2	x	x
B1-15 ₂₈	11,0	7,17	1,80	0,513	33,9	9,88	198,1	67,2	14,20	1,00	4,7	57,3	30,1	636		52,5	75,8	49
B2-16 ₂₈	3,0	2,11	1,80	0,525	34,4	12,08	197,9	68,1	4,17	4,15	16,3	62,5	32,9	483	479	63,2	x	x
B2-17 ₂₈	3,0	2,11	1,80	0,523	34,3	11,91	197,9	67,9	4,17	4,09	16,3	62,4	32,8	485		62,6	76,8	29
B2-18 ₂₈	3,0	2,10	1,80	0,526	34,5	11,86	198,3	68,3	4,17	4,07	16,4	62,7	33,0	468		61,9	x	x
B2-19 ₂₈	5,0	3,45	1,81	0,518	34,1	11,96	197,5	67,4	6,82	2,51	9,9	60,1	31,7	519	514	63,3	x	x
B2-20 ₂₈	5,0	3,45	1,80	0,519	34,2	11,71	198,1	67,7	6,84	2,46	9,9	60,3	31,7	500		61,9	x	x
B2-21 ₂₈	5,0	3,44	1,80	0,522	34,3	11,81	198,3	68,0	6,83	2,48	10,0	60,6	31,8	524		62,0	77,2	58
B2-22 ₂₈	7,0	4,74	1,80	0,516	34,0	11,86	197,9	67,4	9,38	1,81	7,2	58,9	31,0	553	552	62,9	x	x
B2-23 ₂₈	7,0	4,75	1,81	0,513	33,9	11,82	197,5	67,0	9,38	1,81	7,1	58,6	30,9	548		63,0	77,7	146
B2-24 ₂₈	7,0	4,75	1,81	0,514	33,9	11,98	197,3	67,0	9,37	1,83	7,1	58,6	30,9	556		63,8	x	x

Tabela A.2 (continuação): dados gerais dos corpos-de-prova da linha "B" com cal e 28 dias de cura

Corpo-de-prova	Ca (%)	C _{av} (%)	γ_d (g/cm ³)	e	η (%)	ω (%)	V _{cp} (cm ³)	V _v (cm ³)	V _{ca} (cm ³)	a/c _a	V _v /V _{ca}	(V _v)/(V _{ca} ^{0.06})	$\eta/(C_{av})^{0.06}$	q _u (KPa)	q _u média (KPa)	S _r (%)	S _{rf} (%)	Sucção (KPa)
B2-25 ₂₈	9,0	5,99	1,81	0,510	33,8	11,97	197,3	66,7	11,83	1,45	5,6	57,5	30,3	614	598	64,0	78,7	426
B2-26 ₂₈	9,0	5,96	1,80	0,518	34,1	12,05	198,1	67,6	11,81	1,46	5,7	58,3	30,7	587		63,5	x	x
B2-27 ₂₈	9,0	5,99	1,81	0,511	33,8	11,87	197,5	66,8	11,84	1,44	5,6	57,6	30,4	594		63,5	x	x
B2-28 ₂₈	11,0	7,18	1,80	0,511	33,8	12,18	197,3	66,8	14,16	1,23	4,7	57,0	30,1	633	632	64,9	x	x
B2-29 ₂₈	11,0	7,20	1,81	0,507	33,6	11,91	197,1	66,3	14,19	1,20	4,7	56,6	29,9	624		64,0	80,0	70
B2-30 ₂₈	11,0	7,22	1,81	0,502	33,4	11,65	196,9	65,8	14,23	1,18	4,6	56,1	29,7	638		63,3	x	x
A3-31 ₂₈	3,0	2,10	1,80	0,526	34,5	14,18	197,7	68,2	4,16	4,87	16,4	62,6	33,0	473	479	74,0	x	x
A3-32 ₂₈	3,0	2,11	1,80	0,523	34,4	14,09	197,5	67,9	4,16	4,84	16,3	62,3	32,9	478		73,9	78,9	67
A3-33 ₂₈	3,0	2,12	1,81	0,518	34,1	13,73	197,3	67,3	4,18	4,71	16,1	61,8	32,6	485		72,8	x	x
A3-34 ₂₈	5,0	3,45	1,81	0,518	34,1	13,94	197,5	67,4	6,82	2,93	9,9	60,1	31,7	529	528	73,7	80,7	70
A3-35 ₂₈	5,0	3,44	1,80	0,522	34,3	14,03	197,9	67,9	6,82	2,95	10,0	60,5	31,8	512		73,7	x	x
A3-36 ₂₈	5,0	3,46	1,81	0,515	34,0	13,73	197,5	67,2	6,83	2,88	9,8	59,8	31,6	544		73,0	x	x
A3-37 ₂₈	7,0	4,74	1,80	0,517	34,1	13,90	197,9	67,5	9,38	2,12	7,2	59,0	31,0	563	569	73,5	x	x
A3-38 ₂₈	7,0	4,73	1,80	0,518	34,1	14,14	197,5	67,4	9,35	2,16	7,2	59,0	31,1	575		74,6	80,4	67
A3-39 ₂₈	7,0	4,75	1,81	0,513	33,9	13,67	197,7	67,0	9,39	2,09	7,1	58,6	30,9	570		72,9	x	x
A3-40 ₂₈	9,0	5,96	1,80	0,519	34,2	14,22	197,9	67,6	11,80	1,72	5,7	58,3	30,7	616	608	74,8	x	x
A3-41 ₂₈	9,0	5,97	1,80	0,516	34,0	14,17	197,5	67,2	11,80	1,72	5,7	58,0	30,6	597		75,0	x	x
A3-42 ₂₈	9,0	6,00	1,81	0,509	33,7	13,65	197,5	66,6	11,85	1,65	5,6	57,4	30,3	611		73,3	80,9	70
A3-43 ₂₈	11,0	7,16	1,80	0,514	34,0	13,73	198,1	67,3	14,19	1,39	4,7	57,4	30,2	653	644	72,7	80,7	139
A3-44 ₂₈	11,0	7,17	1,80	0,513	33,9	13,67	198,1	67,2	14,20	1,38	4,7	57,3	30,1	628		72,6	x	x
A3-45 ₂₈	11,0	7,15	1,80	0,517	34,1	13,88	198,5	67,7	14,19	1,40	4,8	57,7	30,3	650		73,1	x	x
B3-31 ₂₈	3,0	2,10	1,80	0,526	34,5	15,74	198,3	68,4	4,17	5,40	16,4	62,8	33,0	507	500	82,1	x	x
B3-32 ₂₈	3,0	2,11	1,80	0,522	34,3	15,66	197,9	67,9	4,18	5,38	16,3	62,3	32,8	510		82,4	83,7	1862
B3-33 ₂₈	3,0	2,10	1,80	0,528	34,6	15,76	198,1	68,5	4,16	5,41	16,4	62,9	33,1	483		82,0	x	x

Tabela A.2 (continuação): dados gerais dos corpos-de-prova da linha "B" com cal e 28 dias de cura

Corpo-de-prova	Ca (%)	C _{av} (%)	γ _d (g/cm ³)	e	η (%)	ω (%)	V _{cp} (cm ³)	V _v (cm ³)	V _{ca} (cm ³)	a/c _a	V _v /V _{ca}	(V _v)/(V _{ca} ^{0.06})	η/(C _{av}) ^{0.06}	q _u (KPa)	q _u média (KPa)	S _r (%)	S _{rf} (%)	Sucção (KPa)
B3-34 ₂₈	5,0	3,44	1,80	0,523	34,3	15,72	198,1	68,1	6,82	3,30	10,0	60,7	31,9	527	527	82,3	83,6	462
B3-35 ₂₈	5,0	3,44	1,80	0,524	34,4	15,68	198,3	68,2	6,82	3,29	10,0	60,7	31,9	522		82,0	x	x
B3-36 ₂₈	5,0	3,44	1,80	0,525	34,4	15,74	198,1	68,2	6,81	3,30	10,0	60,8	32,0	534		82,2	x	x
B3-37 ₂₈	7,0	4,72	1,80	0,522	34,3	15,89	198,1	67,9	9,36	2,43	7,3	59,4	31,2	565	566	83,3	x	x
B3-38 ₂₈	7,0	4,72	1,80	0,523	34,3	15,83	198,3	68,1	9,36	2,42	7,3	59,5	31,3	570		82,8	x	x
B3-39 ₂₈	7,0	4,72	1,80	0,522	34,3	15,78	198,3	68,0	9,36	2,41	7,3	59,5	31,3	563		82,6	86,1	345
B3-40 ₂₈	9,0	5,97	1,80	0,517	34,1	15,95	197,9	67,5	11,81	1,93	5,7	58,2	30,6	585	597	84,2	x	x
B3-41 ₂₈	9,0	5,96	1,80	0,520	34,2	15,88	198,3	67,8	11,81	1,92	5,7	58,5	30,7	602		83,4	86,5	601
B3-42 ₂₈	9,0	5,96	1,80	0,518	34,1	15,81	198,1	67,6	11,81	1,92	5,7	58,3	30,7	604		83,3	x	x
B3-43 ₂₈	11,0	7,15	1,80	0,517	34,1	15,82	198,3	67,6	14,18	1,60	4,8	57,6	30,3	626	628	83,4	x	x
B3-44 ₂₈	11,0	7,15	1,80	0,517	34,1	15,94	197,9	67,4	14,15	1,61	4,8	57,5	30,3	619		84,0	x	x
B3-45 ₂₈	11,0	7,15	1,80	0,517	34,1	15,78	198,3	67,6	14,18	1,59	4,8	57,6	30,3	638		83,2	86,2	434

Tabela A.3: dados gerais dos corpos-de-prova da linha "A" com cal e 90 dias de cura

Corpo-de-prova	Ca (%)	C _{av} (%)	γ _d (g/cm ³)	e	η (%)	ω (%)	V _{cp} (cm ³)	V _v (cm ³)	V _{ca} (cm ³)	a/c _a	V _v /V _{ca}	(V _v)/(V _{ca} ^{0.06})	η/(C _{av}) ^{0.06}	q _u (KPa)	q _u média (KPa)	S _r (%)	S _{rf} (%)	Sucção (KPa)
A1-1 ₉₀	3,0	1,87	1,60	0,719	41,8	13,84	198,3	82,9	3,71	4,75	22,4	76,6	40,3	301	294	52,9	x	x
A1-2 ₉₀	3,0	1,87	1,60	0,715	41,7	14,42	196,9	82,1	3,69	4,95	22,3	75,9	40,2	289		55,4	x	x
A1-3 ₉₀	3,0	1,88	1,61	0,709	41,5	13,82	197,1	81,8	3,70	4,74	22,1	75,6	40,0	294		53,5	72,9	16
A1-4 ₉₀	5,0	3,07	1,60	0,708	41,4	13,87	197,3	81,8	6,06	2,91	13,5	73,4	38,7	420	410	53,7	x	x
A1-5 ₉₀	5,0	3,06	1,60	0,713	41,6	14,44	196,9	82,0	6,02	3,03	13,6	73,6	38,9	400		55,5	x	x
A1-6 ₉₀	5,0	3,08	1,61	0,701	41,2	13,63	196,9	81,2	6,07	2,86	13,4	72,9	38,5	410		53,2	71,9	24
A1-7 ₉₀	7,0	4,23	1,61	0,700	41,2	13,59	197,1	81,1	8,34	2,08	9,7	71,4	37,7	444	442	53,1	x	x
A1-8 ₉₀	7,0	4,20	1,60	0,710	41,5	14,49	196,9	81,8	8,27	2,21	9,9	72,1	38,1	427		55,8	73,0	11
A1-9 ₉₀	7,0	4,22	1,61	0,703	41,3	14,44	196,2	80,9	8,28	2,21	9,8	71,3	37,9	456		56,2	x	x
A1-10 ₉₀	9,0	5,30	1,60	0,708	41,4	14,45	197,3	81,8	10,46	1,75	7,8	71,0	37,5	466	472	55,7	x	x
A1-11 ₉₀	9,0	5,30	1,60	0,707	41,4	14,02	197,9	82,0	10,50	1,70	7,8	71,2	37,5	478		54,2	x	x
A1-12 ₉₀	9,0	5,32	1,61	0,701	41,2	14,25	196,7	81,1	10,47	1,73	7,7	70,4	37,3	473		55,5	73,7	18
A1-13 ₉₀	11,0	6,36	1,60	0,707	41,4	13,58	198,9	82,4	12,64	1,37	6,5	70,7	37,1	442	451	52,4	x	x
A1-14 ₉₀	11,0	6,34	1,59	0,712	41,6	14,08	198,5	82,5	12,58	1,42	6,6	70,9	37,2	446		53,9	71,4	28
A1-15 ₉₀	11,0	6,38	1,60	0,701	41,2	13,83	197,7	81,5	12,61	1,40	6,5	70,0	36,9	466		53,8	x	x
A2-16 ₉₀	3,0	1,98	1,69	0,621	38,3	13,99	198,5	76,1	3,93	4,80	19,4	70,1	36,8	485	497	61,8	x	x
A2-17 ₉₀	3,0	1,97	1,69	0,626	38,5	13,91	199,5	76,8	3,94	4,77	19,5	70,8	37,0	519		61,0	x	x
A2-18 ₉₀	3,0	1,98	1,69	0,623	38,4	14,33	198,3	76,1	3,92	4,92	19,4	70,1	36,8	488		63,2	75,2	43
A2-19 ₉₀	5,0	3,24	1,70	0,616	38,1	13,82	198,7	75,8	6,44	2,90	11,8	67,8	35,5	607	632	61,4	x	x
A2-20 ₉₀	5,0	3,26	1,70	0,607	37,8	13,87	197,5	74,6	6,44	2,91	11,6	66,7	35,2	638		62,6	76,0	20
A2-21 ₉₀	5,0	3,26	1,70	0,609	37,8	13,59	198,1	75,0	6,45	2,85	11,6	67,0	35,3	650		61,2	x	x
A2-22 ₉₀	7,0	4,44	1,69	0,620	38,3	14,28	198,9	76,1	8,82	2,18	8,6	66,8	35,0	682	691	63,0	75,5	16
A2-23 ₉₀	7,0	4,48	1,71	0,603	37,6	13,98	197,3	74,3	8,84	2,14	8,4	65,1	34,4	699		63,4	x	x
A2-24 ₉₀	7,0	4,46	1,70	0,611	37,9	14,04	197,9	75,0	8,83	2,15	8,5	65,8	34,7	691		62,9	x	x

Tabela A.3 (continuação): dados gerais dos corpos-de-prova da linha "A" com cal e 90 dias de cura

Corpo-de-prova	Ca (%)	C _{av} (%)	γ_d (g/cm ³)	e	η (%)	ω (%)	V _{cp} (cm ³)	V _v (cm ³)	V _{ca} (cm ³)	a/c _a	V _v /V _{ca}	(V _v)/(V _{ca} ^{0.06})	$\eta/(C_{av})^{0.06}$	q _u (KPa)	q _u média (KPa)	S _r (%)	S _{rf} (%)	Sucção (KPa)
A2-25 ₉₀	9,0	5,63	1,70	0,608	37,8	13,66	198,7	75,1	11,19	1,65	6,7	65,0	34,1	713	727	61,4	x	x
A2-26 ₉₀	9,0	5,60	1,69	0,617	38,2	14,06	199,3	76,1	11,16	1,70	6,8	65,8	34,4	721		62,2	73,4	18
A2-27 ₉₀	9,0	5,61	1,69	0,614	38,0	14,21	198,5	75,5	11,14	1,72	6,8	65,4	34,3	747		63,2	x	x
A2-28 ₉₀	11,0	6,75	1,70	0,608	37,8	14,33	197,9	74,8	13,36	1,45	5,6	64,0	33,7	781	778	64,3	x	x
A2-29 ₉₀	11,0	6,72	1,69	0,615	38,1	14,46	198,7	75,7	13,34	1,46	5,7	64,8	34,0	779		64,0	x	x
A2-30 ₉₀	11,0	6,73	1,69	0,613	38,0	14,20	198,7	75,5	13,37	1,43	5,6	64,6	33,9	774		63,2	75,4	22
A3-31 ₉₀	3,0	2,10	1,80	0,529	34,6	13,87	198,5	68,7	4,17	4,76	16,5	63,1	33,1	779	790	71,9	x	x
A3-32 ₉₀	3,0	2,09	1,79	0,537	34,9	14,38	198,9	69,5	4,16	4,94	16,7	63,8	33,4	786		73,5	92,4	38
A3-33 ₉₀	3,0	2,09	1,79	0,537	34,9	14,44	198,7	69,4	4,15	4,96	16,7	63,8	33,4	805		73,8	x	x
A3-34 ₉₀	5,0	3,44	1,80	0,522	34,3	14,18	197,5	67,7	6,80	2,98	10,0	60,4	31,8	932	943	74,5	89,2	28
A3-35 ₉₀	5,0	3,43	1,79	0,528	34,5	14,35	198,1	68,4	6,80	3,01	10,1	61,0	32,1	953		74,5	x	x
A3-36 ₉₀	5,0	3,42	1,79	0,534	34,8	14,32	198,7	69,2	6,79	3,01	10,2	61,6	32,3	944		73,5	x	x
A3-37 ₉₀	7,0	4,69	1,79	0,531	34,7	14,01	199,5	69,2	9,36	2,14	7,4	60,5	31,6	987	996	72,1	x	x
A3-38 ₉₀	7,0	4,73	1,80	0,519	34,2	14,04	197,7	67,5	9,36	2,15	7,2	59,1	31,1	1002		74,0	83,9	52
A3-39 ₉₀	7,0	4,70	1,79	0,529	34,6	14,15	198,7	68,7	9,34	2,16	7,4	60,1	31,5	999		73,2	x	x
A3-40 ₉₀	9,0	5,94	1,79	0,525	34,4	13,82	199,3	68,6	11,83	1,67	5,8	59,2	30,9	1087	1079	71,9	x	x
A3-41 ₉₀	9,0	5,96	1,80	0,520	34,2	13,77	198,7	67,9	11,84	1,67	5,7	58,6	30,7	1082		72,4	78,0	77
A3-42 ₉₀	9,0	5,94	1,79	0,524	34,4	13,73	199,3	68,5	11,84	1,66	5,8	59,1	30,9	1067		71,5	x	x
A3-43 ₉₀	11,0	7,13	1,79	0,521	34,2	13,60	199,5	68,3	14,23	1,37	4,8	58,2	30,4	1094	1109	71,2	77,8	94
A3-44 ₉₀	11,0	7,16	1,80	0,514	34,0	13,63	198,5	67,4	14,22	1,38	4,7	57,5	30,2	1109		72,3	x	x
A3-45 ₉₀	11,0	7,13	1,79	0,521	34,3	13,76	199,3	68,3	14,21	1,39	4,8	58,2	30,4	1126		72,0	x	x
A4-46 ₉₀	3,0	2,18	1,87	0,470	32,0	13,85	199,3	63,8	4,35	4,76	14,6	58,4	30,5	1050	1045	80,8	84,2	42
A4-47 ₉₀	3,0	2,19	1,87	0,467	31,8	13,67	199,5	63,5	4,37	4,69	14,5	58,1	30,4	1046		80,4	x	x
A4-48 ₉₀	3,0	2,19	1,88	0,463	31,7	13,81	198,7	62,9	4,36	4,74	14,4	57,6	30,2	1038		81,8	x	x

Tabela A.3 (continuação): dados gerais dos corpos-de-prova da linha "A" com cal e 90 dias de cura

Corpo-de-prova	Ca (%)	C _{av} (%)	γ_d (g/cm ³)	e	η (%)	ω (%)	V _{cp} (cm ³)	V _v (cm ³)	V _{ca} (cm ³)	a/c _a	V _v /V _{ca}	(V _v)/(V _{ca} ^{0.06})	$\eta/(C_{av})^{0.06}$	q _u (KPa)	q _u média (KPa)	S _r (%)	S _{rf} (%)	Sucção (KPa)
A4-49 ₉₀	5,0	3,58	1,87	0,462	31,6	14,01	198,8	62,9	7,12	2,94	8,8	55,9	29,3	1293	1276	83,0	x	x
A4-50 ₉₀	5,0	3,58	1,87	0,463	31,6	13,77	199,3	63,0	7,14	2,89	8,8	56,0	29,3	1269		81,6	84,6	62
A4-51 ₉₀	5,0	3,59	1,88	0,460	31,5	14,02	198,3	62,5	7,12	2,94	8,8	55,5	29,2	1266		83,5	x	x
A4-52 ₉₀	7,0	4,92	1,87	0,461	31,6	13,81	199,3	62,9	9,80	2,11	6,4	54,9	28,7	1361	1384	81,9	x	x
A4-53 ₉₀	7,0	4,93	1,88	0,458	31,4	14,01	198,7	62,4	9,79	2,14	6,4	54,5	28,6	1400		83,6	86,8	170
A4-54 ₉₀	7,0	4,91	1,87	0,463	31,6	14,19	198,9	62,9	9,77	2,17	6,4	54,9	28,8	1390		83,9	x	x
A4-55 ₉₀	9,0	6,20	1,87	0,459	31,5	13,81	199,1	62,6	12,35	1,67	5,1	53,9	28,2	1475	1488	82,1	84,8	310
A4-56 ₉₀	9,0	6,20	1,87	0,459	31,5	13,86	199,3	62,7	12,36	1,68	5,1	54,0	28,2	1504		82,4	x	x
A4-57 ₉₀	9,0	6,22	1,88	0,455	31,3	13,93	198,3	62,0	12,34	1,69	5,0	53,3	28,0	1485		83,7	x	x
A4-58 ₉₀	11,0	7,42	1,87	0,461	31,6	14,47	198,9	62,8	14,77	1,46	4,3	53,4	28,0	1557	1561	85,5	x	x
A4-59 ₉₀	11,0	7,44	1,87	0,459	31,4	14,04	199,1	62,6	14,81	1,42	4,2	53,3	27,9	1550		83,4	86,1	154
A4-60 ₉₀	11,0	7,47	1,88	0,453	31,2	13,96	198,5	61,8	14,82	1,41	4,2	52,6	27,6	1577		84,1	x	x

Tabela A.4: dados gerais dos corpos-de-prova da linha "B" com cal e 90 dias de cura

Corpo-de-prova	Ca (%)	C _{av} (%)	γ _d (g/cm ³)	e	η (%)	ω (%)	V _{cp} (cm ³)	V _v (cm ³)	V _{ca} (cm ³)	a/c _a	V _v /V _{ca}	(V _v)/(V _{ca} ^{0.06})	η/(C _{av}) ^{0.06}	q _u (KPa)	q _u média (KPa)	S _r (%)	S _{rf} (%)	Sucção (KPa)
B1-1 ₉₀	3,0	2,11	1,80	0,525	34,4	9,90	198,1	68,2	4,17	3,40	16,3	62,6	32,9	939	949	51,8	x	x
B1-2 ₉₀	3,0	2,10	1,80	0,526	34,5	9,82	198,3	68,4	4,17	3,37	16,4	62,7	33,0	958		51,2	72,8	41
B1-3 ₉₀	3,0	2,11	1,80	0,523	34,3	9,69	198,1	68,0	4,18	3,33	16,3	62,4	32,8	951		50,9	x	x
B1-4 ₉₀	5,0	3,42	1,79	0,531	34,7	9,73	199,7	69,3	6,83	2,04	10,1	61,7	32,2	1138	1142	50,2	70,4	50
B1-5 ₉₀	5,0	3,45	1,80	0,521	34,2	9,94	197,9	67,8	6,82	2,09	9,9	60,4	31,8	1167		52,3	x	x
B1-6 ₉₀	5,0	3,43	1,79	0,529	34,6	9,87	199,1	68,9	6,83	2,07	10,1	61,4	32,1	1121		51,2	x	x
B1-7 ₉₀	7,0	4,71	1,79	0,525	34,4	10,24	198,3	68,3	9,34	1,57	7,3	59,7	31,4	1361	1362	53,3	x	x
B1-8 ₉₀	7,0	4,74	1,80	0,517	34,1	9,94	197,3	67,3	9,35	1,52	7,2	58,8	31,0	1380		52,6	72,6	25
B1-9 ₉₀	7,0	4,73	1,80	0,521	34,2	9,79	198,5	68,0	9,38	1,50	7,2	59,4	31,2	1344		51,4	x	x
B1-10 ₉₀	9,0	5,96	1,80	0,518	34,1	9,59	198,9	67,9	11,86	1,16	5,7	58,5	30,7	1412	1426	50,6	x	x
B1-11 ₉₀	9,0	5,96	1,80	0,518	34,1	9,63	198,7	67,8	11,85	1,17	5,7	58,5	30,7	1426		50,8	69,7	75
B1-12 ₉₀	9,0	5,99	1,81	0,512	33,9	9,63	198,1	67,1	11,86	1,17	5,7	57,8	30,4	1439		51,4	x	x
B1-13 ₉₀	11,0	7,16	1,80	0,516	34,0	9,83	198,5	67,6	14,20	0,99	4,8	57,6	30,2	1502	1493	51,9	71,6	84
B1-14 ₉₀	11,0	7,17	1,80	0,512	33,9	9,62	198,5	67,2	14,24	0,97	4,7	57,3	30,1	1485		51,2	x	x
B1-15 ₉₀	11,0	7,18	1,80	0,511	33,8	9,64	198,3	67,1	14,23	0,97	4,7	57,2	30,1	1494		51,4	x	x
B2-16 ₉₀	3,0	2,12	1,81	0,518	34,1	11,84	197,5	67,4	4,18	4,06	16,1	61,8	32,6	1016	997	62,8	x	x
B2-17 ₉₀	3,0	2,10	1,80	0,528	34,5	11,85	198,5	68,6	4,17	4,07	16,4	62,9	33,0	966		61,7	x	x
B2-18 ₉₀	3,0	2,10	1,80	0,528	34,5	11,70	198,9	68,7	4,18	4,02	16,4	63,1	33,0	1009		60,9	75,4	38
B2-19 ₉₀	5,0	3,45	1,80	0,520	34,2	11,90	198,1	67,8	6,83	2,50	9,9	60,4	31,7	1164	1161	62,7	x	x
B2-20 ₉₀	5,0	3,45	1,81	0,517	34,1	11,80	197,9	67,4	6,84	2,48	9,9	60,1	31,6	1157		62,5	78,7	54
B2-21 ₉₀	5,0	3,45	1,80	0,520	34,2	12,24	197,5	67,6	6,81	2,57	9,9	60,2	31,8	1162		64,5	x	x
B2-22 ₉₀	7,0	4,74	1,80	0,516	34,0	11,95	197,7	67,3	9,37	1,83	7,2	58,8	31,0	1244	1258	63,3	75,0	47
B2-23 ₉₀	7,0	4,73	1,80	0,520	34,2	11,90	198,5	67,9	9,38	1,82	7,2	59,4	31,2	1266		62,6	x	x
B2-24 ₉₀	7,0	4,73	1,80	0,518	34,1	12,10	197,9	67,6	9,37	1,85	7,2	59,1	31,1	1264		63,9	x	x

Tabela A.4 (continuação): dados gerais dos corpos-de-prova da linha "B" com cal e 90 dias de cura

Corpo-de-prova	Ca (%)	C _{av} (%)	γ _d (g/cm ³)	e	η (%)	ω (%)	V _{cp} (cm ³)	V _v (cm ³)	V _{ca} (cm ³)	a/c _a	V _v /V _{ca}	(V _v)/(V _{ca} ^{0.06})	η/(C _{av}) ^{0.06}	q _u (KPa)	q _u média (KPa)	S _r (%)	S _{rf} (%)	Sucção (KPa)
B2-25 ₉₀	9,0	5,98	1,80	0,514	33,9	12,11	197,5	67,0	11,81	1,47	5,7	57,8	30,5	1378	1360	64,3	76,6	34
B2-26 ₉₀	9,0	5,96	1,80	0,520	34,2	12,13	198,3	67,9	11,81	1,47	5,7	58,5	30,7	1358		63,7	x	x
B2-27 ₉₀	9,0	5,96	1,80	0,519	34,2	12,00	198,5	67,8	11,83	1,45	5,7	58,5	30,7	1344		63,1	x	x
B2-28 ₉₀	11,0	7,15	1,80	0,518	34,1	11,91	198,7	67,8	14,20	1,20	4,8	57,8	30,3	1395	1413	62,7	x	x
B2-29 ₉₀	11,0	7,15	1,80	0,517	34,1	12,15	198,1	67,5	14,16	1,23	4,8	57,6	30,3	1407		64,0	73,4	58
B2-30 ₉₀	11,0	7,15	1,80	0,518	34,1	12,03	198,5	67,7	14,18	1,21	4,8	57,8	30,3	1436		63,3	x	x
A3-31 ₉₀	3,0	2,10	1,80	0,529	34,6	13,87	198,5	68,7	4,17	4,76	16,5	63,1	33,1	779	790	71,9	x	x
A3-32 ₉₀	3,0	2,09	1,79	0,537	34,9	14,38	198,9	69,5	4,16	4,94	16,7	63,8	33,4	786		73,5	92,4	38
A3-33 ₉₀	3,0	2,09	1,79	0,537	34,9	14,44	198,7	69,4	4,15	4,96	16,7	63,8	33,4	805		73,8	x	x
A3-34 ₉₀	5,0	3,44	1,80	0,522	34,3	14,18	197,5	67,7	6,80	2,98	10,0	60,4	31,8	932	943	74,5	89,2	28
A3-35 ₉₀	5,0	3,43	1,79	0,528	34,5	14,35	198,1	68,4	6,80	3,01	10,1	61,0	32,1	953		74,5	x	x
A3-36 ₉₀	5,0	3,42	1,79	0,534	34,8	14,32	198,7	69,2	6,79	3,01	10,2	61,6	32,3	944		73,5	x	x
A3-37 ₉₀	7,0	4,69	1,79	0,531	34,7	14,01	199,5	69,2	9,36	2,14	7,4	60,5	31,6	987	996	72,1	x	x
A3-38 ₉₀	7,0	4,73	1,80	0,519	34,2	14,04	197,7	67,5	9,36	2,15	7,2	59,1	31,1	1002		74,0	83,9	52
A3-39 ₉₀	7,0	4,70	1,79	0,529	34,6	14,15	198,7	68,7	9,34	2,16	7,4	60,1	31,5	999		73,2	x	x
A3-40 ₉₀	9,0	5,94	1,79	0,525	34,4	13,82	199,3	68,6	11,83	1,67	5,8	59,2	30,9	1087	1079	71,9	x	x
A3-41 ₉₀	9,0	5,96	1,80	0,520	34,2	13,77	198,7	67,9	11,84	1,67	5,7	58,6	30,7	1082		72,4	78,0	77
A3-42 ₉₀	9,0	5,94	1,79	0,524	34,4	13,73	199,3	68,5	11,84	1,66	5,8	59,1	30,9	1067		71,5	x	x
A3-43 ₉₀	11,0	7,13	1,79	0,521	34,2	13,60	199,5	68,3	14,23	1,37	4,8	58,2	30,4	1094	1109	71,2	77,8	94
A3-44 ₉₀	11,0	7,16	1,80	0,514	34,0	13,63	198,5	67,4	14,22	1,38	4,7	57,5	30,2	1109		72,3	x	x
A3-45 ₉₀	11,0	7,13	1,79	0,521	34,3	13,76	199,3	68,3	14,21	1,39	4,8	58,2	30,4	1126		72,0	x	x
B3-31 ₉₀	3,0	2,09	1,79	0,533	34,8	15,91	198,9	69,2	4,17	5,46	16,6	63,5	33,3	902	913	81,9	87,3	39
B3-32 ₉₀	3,0	2,11	1,80	0,522	34,3	16,13	197,1	67,6	4,16	5,54	16,3	62,1	32,8	915		84,8	x	x
B3-33 ₉₀	3,0	2,09	1,79	0,535	34,9	16,31	198,1	69,1	4,14	5,60	16,7	63,4	33,4	922		83,7	x	x

Tabela A.4 (continuação): dados gerais dos corpos-de-prova da linha "B" com cal e 90 dias de cura

Corpo-de-prova	Ca (%)	C _{av} (%)	γ _d (g/cm ³)	e	η (%)	ω (%)	V _{cp} (cm ³)	V _v (cm ³)	V _{ca} (cm ³)	a/c _a	V _v /V _{ca}	(V _v)/(V _{ca} ^{0.06})	η/(C _{av}) ^{0.06}	q _u (KPa)	q _u média (KPa)	S _r (%)	S _{rf} (%)	Sucção (KPa)
B3-34 ₉₀	5,0	3,42	1,79	0,533	34,8	16,31	198,3	68,9	6,78	3,43	10,2	61,4	32,3	951	968	83,9	x	x
B3-35 ₉₀	5,0	3,43	1,79	0,529	34,6	15,96	198,5	68,7	6,80	3,35	10,1	61,2	32,1	963		82,7	89,6	49
B3-36 ₉₀	5,0	3,43	1,80	0,526	34,5	16,07	197,7	68,2	6,79	3,37	10,0	60,8	32,0	990		83,7	x	x
B3-37 ₉₀	7,0	4,69	1,79	0,531	34,7	16,13	198,9	69,0	9,34	2,47	7,4	60,3	31,6	1014	1008	83,1	x	x
B3-38 ₉₀	7,0	4,71	1,79	0,527	34,5	15,88	198,7	68,5	9,35	2,43	7,3	59,9	31,4	1009		82,5	86,0	17
B3-39 ₉₀	7,0	4,72	1,80	0,522	34,3	15,99	197,9	67,9	9,35	2,44	7,3	59,4	31,2	999		83,8	x	x
B3-40 ₉₀	9,0	5,92	1,79	0,529	34,6	16,05	199,3	69,0	11,80	1,94	5,8	59,5	31,1	1147	1156	82,8	x	x
B3-41 ₉₀	9,0	5,95	1,79	0,522	34,3	15,93	198,5	68,1	11,81	1,93	5,8	58,7	30,8	1174		83,3	x	x
B3-42 ₉₀	9,0	5,94	1,79	0,525	34,4	16,00	198,7	68,4	11,80	1,94	5,8	59,0	30,9	1145		83,2	87,8	37
B3-43 ₉₀	11,0	7,13	1,79	0,522	34,3	15,96	198,7	68,1	14,17	1,61	4,8	58,1	30,5	1101	1116	83,4	x	x
B3-44 ₉₀	11,0	7,12	1,79	0,523	34,3	16,29	198,1	68,0	14,11	1,64	4,8	58,0	30,5	1128		84,9	89,9	72
B3-45 ₉₀	11,0	7,14	1,79	0,520	34,2	15,87	198,5	67,9	14,17	1,60	4,8	57,9	30,4	1118		83,2	x	x

Tabela A.5: dados gerais dos corpos-de-prova da linha "A" com cimento

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} ^{0,35})	$\eta / (C_{iv})^{0,35}$	q _u (KPa)	q _u média (KPa)	S _r (%)	S _{rr} (%)	Sucção (KPa)
A1-1 ₇	3,0	1,89	1,61	0,701	41,2	13,66	197,1	81,2	3,72	4,69	21,8	51,3	33,0	488	504	53,5	x	x
A1-2 ₇	3,0	1,88	1,60	0,711	41,6	13,62	198,1	82,3	3,72	4,68	22,1	52,0	33,3	519		52,6	x	x
A1-3 ₇	3,0	1,88	1,60	0,711	41,6	13,76	197,9	82,3	3,71	4,72	22,1	52,0	33,3	505		53,1	70,5	7
A1-4 ₇	5,0	3,08	1,61	0,703	41,3	13,66	197,5	81,5	6,08	2,87	13,4	43,3	27,8	791	801	53,3	x	x
A1-5 ₇	5,0	3,08	1,61	0,703	41,3	13,78	197,3	81,5	6,07	2,89	13,4	43,3	27,9	835		53,7	x	x
A1-6 ₇	5,0	3,07	1,61	0,705	41,4	13,53	198,1	81,9	6,09	2,84	13,5	43,5	27,9	776		52,6	69,4	6
A1-7 ₇	7,0	4,22	1,61	0,704	41,3	13,64	198,1	81,8	8,36	2,08	9,8	38,9	25,0	1016	1016	53,0	x	x
A1-8 ₇	7,0	4,23	1,61	0,701	41,2	13,71	197,5	81,4	8,35	2,10	9,8	38,7	24,9	995		53,5	x	x
A1-9 ₇	7,0	4,21	1,60	0,706	41,4	13,60	198,3	82,1	8,36	2,08	9,8	39,0	25,0	1038		52,7	68,8	8
A1-10 ₇	9,0	5,32	1,61	0,700	41,2	13,58	198,1	81,6	10,55	1,64	7,7	35,8	22,9	1286	1325	52,9	x	x
A1-11 ₇	9,0	5,32	1,61	0,700	41,2	13,61	197,9	81,5	10,54	1,65	7,7	35,7	22,9	1373		53,1	x	x
A1-12 ₇	9,0	5,33	1,61	0,697	41,1	13,65	197,5	81,2	10,54	1,65	7,7	35,6	22,9	1317		53,4	71,9	8
A1-13 ₇	11,0	6,42	1,61	0,691	40,9	13,57	197,3	80,6	12,66	1,37	6,4	33,2	21,3	1730	1751	53,5	x	x
A1-14 ₇	11,0	6,38	1,60	0,700	41,2	13,68	198,3	81,7	12,65	1,38	6,5	33,6	21,5	1674		53,2	x	x
A1-15 ₇	11,0	6,39	1,60	0,698	41,1	13,51	198,3	81,5	12,67	1,36	6,4	33,5	21,5	1848		52,7	67,4	24
A2-16 ₇	3,0	2,00	1,71	0,606	37,7	13,72	197,5	74,5	3,95	4,71	18,9	46,1	29,6	682	683	62,2	x	x
A2-17 ₇	3,0	2,00	1,71	0,608	37,8	13,53	198,1	74,9	3,96	4,64	18,9	46,3	29,7	665		61,1	x	x
A2-18 ₇	3,0	2,00	1,71	0,607	37,8	13,56	197,9	74,7	3,96	4,66	18,9	46,2	29,6	704		61,4	73,6	13
A2-19 ₇	5,0	3,27	1,71	0,603	37,6	13,60	197,9	74,5	6,47	2,86	11,5	38,8	24,9	1128	1074	61,7	x	x
A2-20 ₇	5,0	3,27	1,71	0,603	37,6	13,89	197,3	74,2	6,45	2,92	11,5	38,6	24,8	1038		63,2	x	x
A2-21 ₇	5,0	3,27	1,71	0,600	37,5	13,56	197,5	74,1	6,47	2,85	11,5	38,6	24,8	1055		61,9	75,6	13
A2-22 ₇	7,0	4,48	1,70	0,606	37,7	13,69	198,3	74,8	8,88	2,09	8,4	34,8	22,3	1448	1477	61,8	x	x
A2-23 ₇	7,0	4,48	1,71	0,602	37,6	13,57	198,1	74,5	8,89	2,07	8,4	34,7	22,2	1519		61,6	x	x
A2-24 ₇	7,0	4,49	1,71	0,602	37,6	13,61	197,9	74,4	8,88	2,08	8,4	34,6	22,2	1465		61,9	77,1	15

Tabela A.5 (continuação): dados gerais dos corpos-de-prova da linha "A" com cimento

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} ^{0.35})	η / (C _{iv}) ^{0.35}	q _u (KPa)	q _u média (KPa)	S _r (%)	S _{rr} (%)	Sucção (KPa)
A2-25 ₇	9,0	5,66	1,71	0,600	37,5	14,08	197,3	74,0	11,17	1,70	6,6	31,8	20,4	1899	1851	64,1	x	x
A2-26 ₇	9,0	5,64	1,70	0,605	37,7	13,83	198,3	74,8	11,19	1,68	6,7	32,1	20,6	1844		62,4	x	x
A2-27 ₇	9,0	5,66	1,71	0,599	37,5	13,57	198,1	74,2	11,22	1,64	6,6	31,9	20,4	1810		61,8	74,3	13
A2-28 ₇	11,0	6,78	1,70	0,600	37,5	13,95	197,9	74,2	13,42	1,41	5,5	29,9	19,2	2474	2521	63,3	x	x
A2-29 ₇	11,0	6,80	1,71	0,595	37,3	13,85	197,3	73,6	13,42	1,40	5,5	29,6	19,1	2503		63,5	x	x
A2-30 ₇	11,0	6,78	1,70	0,600	37,5	13,63	198,3	74,3	13,45	1,38	5,5	29,9	19,2	2586		62,0	72,1	14
A3-31 ₇	3,0	2,11	1,81	0,520	34,2	13,71	197,9	67,7	4,18	4,71	16,2	41,0	26,3	961	941	72,4	x	x
A3-32 ₇	3,0	2,11	1,80	0,522	34,3	13,76	197,9	67,9	4,18	4,72	16,2	41,1	26,4	946		72,4	x	x
A3-33 ₇	3,0	2,12	1,81	0,516	34,1	13,62	197,5	67,3	4,18	4,68	16,1	40,8	26,2	917		72,4	82,8	23
A3-34 ₇	5,0	3,44	1,80	0,523	34,3	14,10	197,9	67,9	6,81	2,96	10,0	34,7	22,3	1553	1558	73,9	x	x
A3-35 ₇	5,0	3,45	1,80	0,519	34,2	13,71	198,1	67,7	6,84	2,88	9,9	34,5	22,1	1531		72,4	x	x
A3-36 ₇	5,0	3,46	1,81	0,516	34,1	13,60	197,9	67,4	6,84	2,86	9,9	34,4	22,1	1591		72,2	79,6	25
A3-37 ₇	7,0	4,73	1,80	0,519	34,2	13,67	198,3	67,7	9,38	2,09	7,2	30,9	19,8	2169	2170	72,1	x	x
A3-38 ₇	7,0	4,76	1,81	0,511	33,8	13,75	197,3	66,7	9,38	2,10	7,1	30,5	19,6	2144		73,6	x	x
A3-39 ₇	7,0	4,75	1,81	0,513	33,9	13,64	197,9	67,1	9,40	2,08	7,1	30,6	19,7	2198		72,7	80,1	11
A3-40 ₇	9,0	6,01	1,81	0,507	33,6	13,66	197,3	66,4	11,86	1,65	5,6	27,9	18,0	2749	2795	73,6	x	x
A3-41 ₇	9,0	5,99	1,81	0,512	33,9	13,67	198,1	67,1	11,86	1,66	5,7	28,2	18,1	2772		72,8	x	x
A3-42 ₇	9,0	6,01	1,81	0,508	33,7	13,60	197,5	66,5	11,86	1,65	5,6	28,0	18,0	2865		73,1	80,6	26
A3-43 ₇	11,0	7,22	1,81	0,502	33,4	13,91	196,7	65,8	14,21	1,40	4,6	26,0	16,7	3457	3523	75,5	x	x
A3-44 ₇	11,0	7,19	1,81	0,509	33,7	13,58	198,1	66,9	14,24	1,37	4,7	26,4	16,9	3527		72,7	x	x
A3-45 ₇	11,0	7,17	1,80	0,512	33,9	13,92	197,9	67,0	14,20	1,40	4,7	26,5	17,0	3585		74,1	79,1	33
A4-46 ₇	3,0	2,20	1,88	0,457	31,4	13,65	197,9	62,1	4,36	4,69	14,2	37,1	23,8	1214	1195	82,0	x	x
A4-47 ₇	3,0	2,21	1,89	0,452	31,1	13,71	197,3	61,5	4,36	4,71	14,1	36,7	23,6	1133		83,2	x	x
A4-48 ₇	3,0	2,21	1,89	0,451	31,1	13,66	197,3	61,4	4,37	4,69	14,0	36,6	23,5	1238		83,1	85,3	50

Tabela A.5 (continuação): dados gerais dos corpos-de-prova da linha "A" com cimento

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} ^{0,35})	η / (C _{iv}) ^{0,35}	q _u (KPa)	q _u média (KPa)	S _r (%)	S _{rr} (%)	Sucção (KPa)
A4-49 ₇	5,0	3,62	1,89	0,449	31,0	14,01	196,7	61,0	7,11	2,94	8,6	30,7	19,8	1796	1826	85,4	x	x
A4-50 ₇	5,0	3,60	1,88	0,457	31,4	13,76	198,3	62,2	7,13	2,89	8,7	31,3	20,1	1854		82,4	x	x
A4-51 ₇	5,0	3,62	1,89	0,447	30,9	13,84	196,7	60,8	7,12	2,91	8,5	30,6	19,7	1830		84,8	87,5	49
A4-52 ₇	7,0	4,94	1,88	0,455	31,3	13,82	198,1	62,0	9,78	2,11	6,3	27,9	17,9	2737	2749	83,0	x	x
A4-53 ₇	7,0	4,97	1,89	0,445	30,8	13,98	196,5	60,5	9,78	2,14	6,2	27,2	17,6	2656		86,0	x	x
A4-54 ₇	7,0	4,98	1,89	0,444	30,7	13,57	197,1	60,6	9,81	2,07	6,2	27,2	17,5	2853		83,7	85,4	43
A4-55 ₇	9,0	6,27	1,89	0,444	30,7	13,72	197,3	60,6	12,37	1,66	4,9	25,1	16,2	4155	4275	84,4	x	x
A4-56 ₇	9,0	6,24	1,88	0,451	31,1	13,66	198,3	61,6	12,37	1,65	5,0	25,6	16,4	4248		82,7	x	x
A4-57 ₇	9,0	6,28	1,89	0,442	30,6	13,65	197,1	60,4	12,38	1,65	4,9	25,0	16,1	4422		84,4	85,3	44
A4-58 ₇	11,0	7,50	1,88	0,446	30,9	13,70	197,9	61,1	14,84	1,38	4,1	23,8	15,2	5154	5348	83,7	x	x
A4-59 ₇	11,0	7,53	1,89	0,441	30,6	13,74	197,1	60,3	14,84	1,39	4,1	23,5	15,1	5387		84,9	x	x
A4-60 ₇	11,0	7,52	1,89	0,442	30,6	13,66	197,3	60,5	14,85	1,38	4,1	23,5	15,1	5503		84,3	85,2	56

Tabela A.6: dados gerais dos corpos-de-prova da linha "B" com cimento

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} ^{0,35})	η / (C _{iv}) ^{0,35}	q _u (KPa)	q _u média (KPa)	S _r (%)	S _{rr} (%)	Sucção (KPa)
B1-1 ₇	3,0	2,12	1,81	0,516	34,1	9,86	197,1	67,1	4,18	3,39	16,1	40,7	26,2	1029	1055	52,4	x	x
B1-2 ₇	3,0	2,11	1,81	0,521	34,2	9,56	198,1	67,8	4,18	3,28	16,2	41,1	26,4	1101		50,4	x	x
B1-3 ₇	3,0	2,12	1,81	0,517	34,1	9,84	197,1	67,2	4,17	3,38	16,1	40,8	26,2	1036		52,2	74,0	47
B1-4 ₇	5,0	3,45	1,81	0,517	34,1	10,07	197,1	67,2	6,81	2,11	9,9	34,3	22,1	1606	1519	53,4	x	x
B1-5 ₇	5,0	3,46	1,81	0,516	34,0	9,89	197,3	67,2	6,82	2,08	9,8	34,3	22,1	1487		52,5	x	x
B1-6 ₇	5,0	3,45	1,80	0,519	34,2	9,61	198,3	67,8	6,84	2,02	9,9	34,6	22,2	1463		50,7	70,8	47
B1-7 ₇	7,0	4,73	1,80	0,519	34,2	9,77	198,3	67,8	9,38	1,49	7,2	31,0	19,8	2273	2243	51,5	x	x
B1-8 ₇	7,0	4,76	1,81	0,509	33,7	9,68	197,1	66,5	9,39	1,48	7,1	30,4	19,5	2244		52,0	x	x
B1-9 ₇	7,0	4,74	1,81	0,515	34,0	9,60	198,1	67,3	9,40	1,47	7,2	30,7	19,7	2212		51,0	70,7	49
B1-10 ₇	9,0	5,98	1,80	0,514	33,9	9,70	198,1	67,2	11,85	1,17	5,7	28,3	18,1	2993	2965	51,5	x	x
B1-11 ₇	9,0	5,98	1,80	0,514	33,9	9,81	197,9	67,2	11,84	1,19	5,7	28,3	18,1	2911		52,1	x	x
B1-12 ₇	9,0	6,01	1,81	0,507	33,6	9,61	197,3	66,4	11,86	1,16	5,6	27,9	17,9	2993		51,8	73,6	60
B1-13 ₇	11,0	7,19	1,81	0,508	33,7	9,54	197,9	66,7	14,24	0,96	4,7	26,3	16,9	3864	3713	51,2	x	x
B1-14 ₇	11,0	7,18	1,80	0,511	33,8	9,62	198,1	67,0	14,22	0,97	4,7	26,5	17,0	3620		51,3	x	x
B1-15 ₇	11,0	7,18	1,81	0,510	33,8	9,52	198,1	66,9	14,23	0,96	4,7	26,4	16,9	3655		50,9	72,3	59
B2-16 ₇	3,0	2,11	1,80	0,522	34,3	11,72	197,9	67,9	4,18	4,02	16,3	41,2	26,4	1026	1067	61,6	x	x
B2-17 ₇	3,0	2,11	1,80	0,522	34,3	11,76	197,9	67,8	4,18	4,04	16,2	41,1	26,4	1067		61,9	x	x
B2-18 ₇	3,0	2,11	1,80	0,521	34,3	11,60	198,1	67,9	4,18	3,98	16,2	41,1	26,4	1106		61,1	77,5	44
B2-19 ₇	5,0	3,44	1,80	0,524	34,4	12,05	197,9	68,0	6,81	2,53	10,0	34,8	22,3	1747	1783	63,0	x	x
B2-20 ₇	5,0	3,45	1,80	0,519	34,1	11,75	197,9	67,6	6,83	2,47	9,9	34,5	22,1	1800		62,1	x	x
B2-21 ₇	5,0	3,45	1,81	0,518	34,1	11,55	198,1	67,6	6,84	2,43	9,9	34,5	22,1	1802		61,1	76,7	39
B2-22 ₇	7,0	4,75	1,81	0,513	33,9	11,53	197,9	67,1	9,40	1,76	7,1	30,6	19,7	2394	2424	61,4	x	x
B2-23 ₇	7,0	4,74	1,80	0,516	34,0	11,67	198,1	67,4	9,39	1,78	7,2	30,8	19,7	2457		61,9	x	x
B2-24 ₇	7,0	4,75	1,81	0,513	33,9	11,55	197,9	67,1	9,40	1,77	7,1	30,6	19,6	2421		61,6	75,5	44

Tabela A.6 (continuação): dados gerais dos corpos-de-prova da linha "B" com cimento

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} ^{0,35})	η / (C _{iv}) ^{0,35}	q _u (KPa)	q _u média (KPa)	S _r (%)	S _{rr} (%)	Sucção (KPa)
B2-25 ₇	9,0	5,99	1,80	0,513	33,9	11,64	198,1	67,1	11,86	1,41	5,7	28,3	18,1	3202	3299	62,0	x	x
B2-26 ₇	9,0	5,98	1,80	0,514	33,9	11,75	198,1	67,3	11,85	1,42	5,7	28,3	18,2	3353		62,4	x	x
B2-27 ₇	9,0	5,99	1,81	0,511	33,8	11,62	197,9	67,0	11,86	1,41	5,6	28,2	18,1	3341		62,1	72,0	42
B2-28 ₇	11,0	7,19	1,81	0,509	33,7	11,54	198,1	66,8	14,25	1,16	4,7	26,4	16,9	4225	4186	61,8	x	x
B2-29 ₇	11,0	7,20	1,81	0,507	33,7	11,55	197,9	66,6	14,24	1,17	4,7	26,3	16,9	4120		62,1	x	x
B2-30 ₇	11,0	7,19	1,81	0,508	33,7	11,62	197,9	66,7	14,23	1,17	4,7	26,3	16,9	4213		62,3	74,3	46
A3-31 ₇	3,0	2,11	1,81	0,520	34,2	13,71	197,9	67,7	4,18	4,71	16,2	41,0	26,3	961	941	72,4	x	x
A3-32 ₇	3,0	2,11	1,80	0,522	34,3	13,76	197,9	67,9	4,18	4,72	16,2	41,1	26,4	946		72,4	x	x
A3-33 ₇	3,0	2,12	1,81	0,516	34,1	13,62	197,5	67,3	4,18	4,68	16,1	40,8	26,2	917		72,4	82,8	22
A3-34 ₇	5,0	3,44	1,80	0,523	34,3	14,10	197,9	67,9	6,81	2,96	10,0	34,7	22,3	1553	1558	73,9	x	x
A3-35 ₇	5,0	3,45	1,80	0,519	34,2	13,71	198,1	67,7	6,84	2,88	9,9	34,5	22,1	1531		72,4	x	x
A3-36 ₇	5,0	3,46	1,81	0,516	34,1	13,60	197,9	67,4	6,84	2,86	9,9	34,4	22,1	1591		72,2	79,6	25
A3-37 ₇	7,0	4,73	1,80	0,519	34,2	13,67	198,3	67,7	9,38	2,09	7,2	30,9	19,8	2169	2170	72,1	x	x
A3-38 ₇	7,0	4,76	1,81	0,511	33,8	13,75	197,3	66,7	9,38	2,10	7,1	30,5	19,6	2144		73,6	x	x
A3-39 ₇	7,0	4,75	1,81	0,513	33,9	13,64	197,9	67,1	9,40	2,08	7,1	30,6	19,7	2198		72,7	80,1	11
A3-40 ₇	9,0	6,01	1,81	0,507	33,6	13,66	197,3	66,4	11,86	1,65	5,6	27,9	18,0	2749	2795	73,6	x	x
A3-41 ₇	9,0	5,99	1,81	0,512	33,9	13,67	198,1	67,1	11,86	1,66	5,7	28,2	18,1	2772		72,8	x	x
A3-42 ₇	9,0	6,01	1,81	0,508	33,7	13,60	197,5	66,5	11,86	1,65	5,6	28,0	18,0	2865		73,1	80,6	26
A3-43 ₇	11,0	7,22	1,81	0,502	33,4	13,91	196,7	65,8	14,21	1,40	4,6	26,0	16,7	3457	3523	75,5	x	x
A3-44 ₇	11,0	7,19	1,81	0,509	33,7	13,58	198,1	66,9	14,24	1,37	4,7	26,4	16,9	3527		72,7	x	x
A3-45 ₇	11,0	7,17	1,80	0,512	33,9	13,92	197,9	67,0	14,20	1,40	4,7	26,5	17,0	3585		74,1	79,1	33
B3-31 ₇	3,0	2,12	1,81	0,518	34,1	15,62	197,5	67,4	4,18	5,36	16,1	40,8	26,2	956	974	82,8	x	x
B3-32 ₇	3,0	2,11	1,81	0,521	34,2	15,57	198,1	67,8	4,18	5,35	16,2	41,1	26,4	966		82,1	x	x
B3-33 ₇	3,0	2,12	1,81	0,514	33,9	15,63	197,1	66,9	4,18	5,37	16,0	40,5	26,1	999		83,5	85,1	157

Tabela A.6 (continuação): dados gerais dos corpos-de-prova da linha "B" com cimento

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} ^{0,35})	η / (C _{iv}) ^{0,35}	q _u (KPa)	q _u média (KPa)	S _r (%)	S _{rr} (%)	Sucção (KPa)
B3-34 ₇	5,0	3,46	1,81	0,515	34,0	15,75	197,5	67,1	6,83	3,31	9,8	34,3	22,0	1654	1692	83,8	x	x
B3-35 ₇	5,0	3,45	1,80	0,519	34,2	15,60	198,3	67,8	6,84	3,28	9,9	34,6	22,2	1688		82,3	x	x
B3-36 ₇	5,0	3,45	1,81	0,517	34,1	15,52	198,1	67,5	6,84	3,26	9,9	34,5	22,1	1732		82,2	83,0	54
B3-37 ₇	7,0	4,77	1,81	0,508	33,7	15,60	197,1	66,4	9,40	2,38	7,1	30,3	19,5	2498	2549	84,0	x	x
B3-38 ₇	7,0	4,74	1,81	0,515	34,0	15,57	198,1	67,3	9,40	2,38	7,2	30,7	19,7	2561		82,7	x	x
B3-39 ₇	7,0	4,76	1,81	0,509	33,7	15,51	197,5	66,6	9,41	2,37	7,1	30,4	19,5	2588		83,3	84,6	69
B3-40 ₇	9,0	6,01	1,81	0,507	33,6	15,60	197,3	66,4	11,86	1,89	5,6	27,9	18,0	3295	3392	84,1	x	x
B3-41 ₇	9,0	5,98	1,80	0,514	33,9	15,65	198,1	67,2	11,85	1,89	5,7	28,3	18,1	3376		83,2	x	x
B3-42 ₇	9,0	6,00	1,81	0,509	33,7	15,52	197,9	66,8	11,87	1,88	5,6	28,1	18,0	3504		83,2	84,4	176
B3-43 ₇	11,0	7,19	1,81	0,508	33,7	15,83	197,5	66,5	14,21	1,60	4,7	26,3	16,9	4503	4608	85,0	x	x
B3-44 ₇	11,0	7,19	1,81	0,509	33,7	15,70	197,9	66,8	14,22	1,58	4,7	26,4	16,9	4562		84,0	x	x
B3-45 ₇	11,0	7,19	1,81	0,509	33,7	15,55	198,1	66,8	14,24	1,57	4,7	26,4	16,9	4759		83,3	84,5	175