

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

Misturas de *chalk* com cimento: estudo da rigidez, resistência e durabilidade

Bruna Zakharia Hoch

Porto Alegre
2017

BRUNA ZAKHARIA HOCH

**MISTURAS DE *CHALK* COM CIMENTO: ESTUDO DA
RIGIDEZ, RESISTÊNCIA E DURABILIDADE**

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

Porto Alegre
2017

CIP - Catalogação na Publicação

Hoch, Bruna Zakharia
Misturas de chalk com cimento: estudo da rigidez,
resistência e durabilidade / Bruna Zakharia Hoch. --
2017.
149 f.

Orientador: Lucas Festugato.
Coorientador: Nilo Cesar Consoli.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do
Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-
RS, 2017.

1. Melhoramento de solos. 2. Misturas de Chalk e
cimento Portland. 3. Resistência à tração e compressão
. 4. Durabilidade . 5. Rigidez inicial . I.
Festugato, Lucas, orient. II. Consoli, Nilo Cesar,
coorient. III. Título.

BRUNA ZAKHARIA HOCH

**MISTURAS DE *CHALK* COM CIMENTO: ESTUDO DA
RIGIDEZ, RESISTÊNCIA E DURABILIDADE**

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

Porto Alegre, 27 de Março de 2017

Prof. Lucas Festugato
Dr. pelo PPGEC-UFRGS
orientador

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

Prof. Carlos Torres Formoso
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

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

Prof. Pedro Domingos Marques Prietto (UPF)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Samir Maghous (UFRGS)
Ph.D. pela Université de Marne La Vallée

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, pela vida. Agradeço aos meus pais, Airton e Leila, e ao meu irmão, pelo suporte, incentivo e amor desde sempre.

Agradeço ao Professor Lucas Festugato, orientador deste trabalho, pela amizade, pela confiança depositada em mim, paciência, pelo conhecimento transmitido, pela dedicação nas correções, disponibilidade e auxílio na elaboração da parte experimental e escrita do trabalho. Agradeço ao Professor Nilo Consoli, co-orientador do trabalho, pela motivação no desenvolvimento de parte da pesquisa na Universidade de Bristol, pela disponibilidade, amizade e incentivo.

Agradeço aos professores Andrea Diambra e Erdin Ibraim, por tornarem possível minha estada na Inglaterra, proporcionando a oportunidade de que alguns ensaios do programa experimental fossem desenvolvidos na Universidade de Bristol. Agradeço pela hospitalidade com que me receberam e pela disponibilidade constante.

Agradeço à bolsista de graduação Juliana Koltermann, pela imensa ajuda no desenvolvimento dos ensaios, pela responsabilidade e amizade. Agradeço também ao pós-doutorando Sérgio Marques pela amizade e pela ajuda durante o desenvolvimento dos ensaios e processamento de dados.

Agradeço ao laboratorista João Diniz, pelo auxílio no uso dos equipamentos do laboratório. Agradeço também ao técnico Gary Martin, do laboratório da UoB, por me auxiliar na realização dos ensaios com uso de *bender elements*, pela dedicação, paciência e amizade.

Agradeço a todos os professores da Pós-Graduação em Engenharia Civil da área de Geotecnia da UFRGS, pela dedicação na transmissão de seus conhecimentos. Agradeço aos colegas que ingressaram comigo no mestrado pelo companheirismo e bons momentos. A toda equipe do LEGG, muito obrigada pela disponibilidade em ajudar e amizade. Agradeço ao PPGEC e à UFRGS pela oportunidade de cursar o mestrado e à CAPES pelo suporte financeiro.

Agradeço, por fim, aos amigos que proporcionaram momentos de alegria e descontração durante este período de minha vida. Agradeço ao Daniel Schmidt, pelo incentivo em cursar o mestrado e pelo companheirismo.

RESUMO

HOCH, B. Z. Misturas de *chalk* com cimento: estudo da rigidez, resistência e durabilidade. 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre

O *chalk* é uma rocha calcária formada de calcita, com até 95% de teor de carbonato de cálcio. Pode ser encontrado no oeste europeu e cobre aproximadamente 15% da área do Reino Unido. Muitas construções e obras de infraestrutura são realizadas sobre o *chalk*, e situações imprevisíveis ainda acontecem pela falta de conhecimento do seu comportamento geotécnico. Sem ser perturbado, o *chalk* é uma rocha fraca que permanece estável. Entretanto, quando esmagado, ele rompe facilmente. Estes desafios, somados à abundância deste material no Reino Unido, fez com que ele passasse a ser estudado nos últimos anos para um melhor entendimento de suas características e comportamento. Uma das formas de melhoramento do comportamento do *chalk* é com adição de cimento Portland ao material, desenvolvida nesta pesquisa. O *chalk* utilizado nos testes é da região de St. Nicholas, Kent, no Reino Unido, classificado, de acordo com a CIRIA, como A/B, com baixa a média densidade. O material foi moído em laboratório até a obtenção de um silte arenoso, com D_{50} de 0,035 mm. O material foi misturado com cimento Portland de alta resistência inicial, nas porcentagens 3, 5 e 7% em relação à massa de solo seco. Os resultados dos testes de compressão simples e de tração por compressão diametral e de rigidez inicial (G_0) mostraram um ganho de resistência com o aumento do teor de cimento e dos pesos específicos aparentes secos nas amostras estudadas. Os dados de resistência foram analisados em função da porosidade pelo teor volumétrico de cimento (η/Civ), mostrando a influência do nível de cimentação e do nível de compactação na resistência da mistura. O expoente de ajuste de 0,28 no volume de agente cimentante gerou melhores coeficientes de determinação nos resultados. Houve uma relação praticamente linear entre a rigidez inicial e a resistência à compressão simples. As curvas de rigidez ao longo do tempo mostraram uma tendência logarítmica da evolução de G_0 com o tempo, para todas as amostras. Nos ensaios de durabilidade, quanto maior o peso específico e teor de cimento da amostra, menor a perda de massa. A rigidez permaneceu praticamente constante durante os 12 ciclos.

Palavras-chave: *chalk*; melhoramento de solos; resistência à compressão simples; resistência à tração por compressão diametral; durabilidade; ultrassom; *bender elements*.

ABSTRACT

HOCH, B. Z. Misturas de *chalk* com cimento: estudo da rigidez, resistência e durabilidade. 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre

Chalk is a limestone formed by calcite, with up to 95% of calcium carbonate content. It can be found in Western Europe and it covers about 15% of the area of the United Kingdom. Many constructions and infrastructure works are carried out on chalk, and unpredictable situations still happen due to the lack of knowledge of its geotechnical behavior. Undisturbed, chalk is a weak rock that remains stable. However, when crushed, it breaks easily. These challenges, coupled with the abundance of this material in the UK, have led chalk to be studied in recent years for a better understanding of its characteristics and behavior. One of the ways of improving the chalk behavior is with the addition of Portland cement to the material, which is developed in this research. The chalk used in the testing was collected in St. Nicholas, Kent, UK, and characterised as CIRIA Grade A/B, low to medium density. The material was crushed in the laboratory until it became sandy silt, with D_{50} of 0.035 mm. The material was mixed with high initial strength Portland cement, at 3, 5 and 7% in relation to the dry soil mass. The results of unconfined compression, traction by diametral compression and initial stiffness (G_0) tests showed a gain of strength with the increase of cement content and specific dry unit weights in the studied samples. The strength data was analyzed as a function of the porosity by the volumetric content of cement (η/Civ), showing the influence of the level of cementation and compaction in the strength of the mixture. The adjustment exponent of 0.28 in the cementing agent volume generated better determination coefficients in the results. There was an almost linear relationship between initial stiffness and unconfined compression strength. The stiffness versus time curves showed a logarithmic trend for the evolution of G_0 with time in all samples. In the durability tests, the higher the dry unit weight and cement content of the sample, the lower the mass loss. The stiffness remained practically constant during the 12 cycles.

Key-words: chalk; soil improvement; unconfined compressive strength; tensile strength by diametrical compression; durability; ultrasound; bender elements.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Penhascos de <i>chalk</i> em Dover (HOPE-FITCH, 2011).....	20
Figura 1.2 – Vista de deslizamento de <i>chalk</i> em Kent, 1958 (HUTCHINSON, 2002)...	21
Figura 2.1 – Distribuição do <i>chalk</i> na Inglaterra (adaptado de LORD et al., 2002).....	26
Figura 2.2 – Distribuição do <i>chalk</i> no noroeste europeu (adaptado de HUTCHINSON, 2000).....	27
Figura 2.3 – Componentes comuns do <i>chalk</i> : calcisferas e foraminíferas (adaptado de, LORD et al., 2002).....	29
Figura 2.4 – Resistência à tração por compressão diametral (teste brasileiro) x massa específica aparente seca de <i>chalk</i> intacto em amostras espessas e delgadas (adaptado de MORTIMORE et al., 2004).....	31
Figura 2.5 – Resistência à compressão simples x massa específica aparente seca de <i>chalk</i> intacto (adaptado de MORTIMORE et al., 2004).....	32
Figura 2.6 – Resistência à compressão simples x massa específica aparente seca de <i>chalk</i> intacto (adaptado de BOWDEN et al., 2002).....	33
Figura 2.7 – Classificação de <i>chalk</i> em obras de terraplenagem (adaptado de LORD et al., 2002).....	40
Figura 2.8 – Weymouth Road, na Inglaterra (adaptado de BRITPAVE NEWS, 2010)..	44
Figura 2.9 – Teor de cimento versus a resistência à compressão (adaptado de INGLES e METCALF, 1972).....	47
Figura 2.10 – Comportamento característico não linear de rigidez-deformação do solo (adaptado de ATKINSON e SALLFORS, 1991 e MAIR, 1993).....	50
Figura 2.11 – <i>Bender elements</i> (DYVIK e MADSHUS, 1985, adaptado por FERREIRA, 2003).....	54
Figura 2.12 – Equipamento eletrônico para ultrassom (adaptado de YESILLER et al., 2000).....	61
Figura 2.13 – Configuração de ensaios de ultrassom (adaptado de YESILLER et al., 2000).....	62
Figura 3.1 – <i>Chalk</i> recolhido em campo.....	65
Figura 3.2 – <i>Chalk</i> moído com almofariz e pistilo.....	66
Figura 3.3 – Granulometria na pesquisa de Bialowas al. (2016) (adaptado de BIALOWAS, 2016).....	67

Figura 3.4 – Curva granulométrica do <i>chalk</i> moído.....	67
Figura 3.5 – Ensaio de limite de liquidez em <i>chalk</i>	68
Figura 3.6 – Ensaio de limite de plasticidade em <i>chalk</i>	68
Figura 3.7 – Ensaio de limite de liquidez em <i>chalk</i> (adaptado de LORD et al., 2002)....	69
Figura 3.8 – Curva de compactação para o <i>chalk</i>	70
Figura 3.9 – Curva de saturação para o <i>chalk</i> (adaptado de GREENWOOD, 1993).....	70
Figura 3.10 – Mistura do <i>chalk</i> com cimento.....	76
Figura 3.11 – Adição de água à mistura.....	76
Figura 3.12 – Mistura homogênea obtida.....	77
Figura 3.13 – Material pesado e separado em sacos para cada camada a ser compactada.....	77
Figura 3.14 – Cápsulas para controle de umidade das misturas na estufa.....	78
Figura 3.15 – Molde 50 x 100 mm utilizado na UFRGS.....	78
Figura 3.16 – Molde 50 x 100 mm utilizado na UoB.....	79
Figura 3.17 – Prensa hidráulica utilizada na UFRGS.....	79
Figura 3.18 – Prensa hidráulica utilizada na UoB.....	80
Figura 3.19 – Escarificação da camada intermediária.....	80
Figura 3.20 – Desmoldagem do corpo-de-prova com molde metálico – UFRGS.....	81
Figura 3.21 – Desmoldagem do corpo-de-prova com molde acrílico – UoB.....	81
Figura 3.22 – Corpos identificados e envolvidos com plástico filme para que não houvesse perda de umidade – UoB.....	82
Figura 3.23 – Imersão de corpos-de-prova.....	82
Figura 3.24 – Prensa utilizada nos ensaios de resistência à compressão simples – UFRGS.....	83
Figura 3.25 – Equipamento triaxial utilizado para ensaios de resistência à compressão simples – UoB	84
Figura 3.26 – Corpo-de-prova rompido à compressão simples.....	84
Figura 3.27 – Ensaio de resistência à tração por compressão diametral.....	85
Figura 3.28 – Corpos-de-prova rompido à tração por compressão diametral.....	85

Figura 3.29 – Esquema de ensaio de tração na compressão diametral (NBR 7222, 1994).....	86
Figura 3.30 – Molde utilizado para ensaios de durabilidade.....	87
Figura 3.31 – Extrusor utilizado no ensaio de durabilidade.....	87
Figura 3.32 – Corpo-de-prova de durabilidade.....	88
Figura 3.33 – Escovação das laterais do corpo-de-prova.....	89
Figura 3.34 – Escovação do topo do corpo-de-prova.....	89
Figura 3.35 – Equipamento Pundit Lab (PROCEQ, 2016).....	90
Figura 3.36 – Leitura de dados de ultrassom com Pundit Lab.....	91
Figura 3.37 – Calibração do equipamento para ondas de compressão.....	91
Figura 3.38 – Medição de onda p em corpos-de-prova de 50 x 100 mm.....	92
Figura 3.39 – Calibração do equipamento para ondas de cisalhamento.....	92
Figura 3.40 – Medição e aquisição de dados de onda s em corpos-de-prova de 50 x 100 mm.....	93
Figura 3.41 – Medição e aquisição de dados de onda s em corpos-de-prova de durabilidade.....	93
Figura 3.42 – Leitura de dados de <i>bender elements</i> com PicoScope.....	94
Figura 3.43 – Molde de corpos-de-prova 50 x 100 mm com <i>benders</i>	95
Figura 3.44 – Compactação das camadas intermediárias na prensa com <i>benders</i>	95
Figura 3.45 – Compactação da camada final na prensa com <i>benders</i>	96
Figura 3.46 – Envolvimento do corpo-de-prova em plástico filme para reter umidade..	96
Figura 3.47 – Estação de trabalho com corpo-de-prova, amplificador, sistema de aquisição de dados e osciloscópio, da esquerda para a direita.....	97
Figura 4.1 – Efeito do teor de cimento e do peso específico aparente seco - UFRGS – RCS.....	99
Figura 4.2 – Efeito do teor de cimento e do peso específico aparente seco - UoB – RCS.....	99
Figura 4.3 – Comparação entre valores UFRGS e UoB para resistência à compressão simples.....	101
Figura 4.4 – Efeito da porosidade - UFRGS – RCS.....	102

Figura 4.5 – Efeito da porosidade - UoB – RCS.....	102
Figura 4.6 – Relação entre porosidade/teor volumétrico de cimento - UFRGS – RCS...	103
Figura 4.7 – Relação entre porosidade/teor volumétrico de cimento - UoB – RCS.....	104
Figura 4.8 – Fator porosidade/teor volumétrico de cimento ajustado para todas as amostras - UFRGS – RCS.....	105
Figura 4.9 – Fator porosidade/teor volumétrico de cimento ajustado para todas as amostras - UoB – RCS.....	106
Figura 4.10 – Resistência à compressão simples pelo teor volumétrico de cimento ajustado para resultados da UFRGS e da UoB.....	107
Figura 4.11 – Gráfico tensão por deformação das amostras de 14,3 kN/m ³ - UoB – RCS.....	108
Figura 4.12 – Efeito do teor de cimento e do peso específico aparente seco – Tração....	109
Figura 4.13 – Relação entre porosidade/teor volumétrico de cimento – Tração.....	111
Figura 4.14 – Fator porosidade/teor volumétrico de cimento ajustado para todas as amostras – Tração.....	112
Figura 4.15 – Resultados de ensaio de compressão simples e tração por compressão diametral em função do fator porosidade/teor volumétrico de cimento ajustado.....	113
Figura 4.16 – Razão entre resistência à tração por compressão diametral e resistência à compressão simples.....	114
Figura 4.17 – Linha de tendência de potência com expoente de -4,3 para dados de compressão simples.....	115
Figura 4.18 – Linha de tendência de potência com expoente de -4,3 para dados de tração por compressão diametral.....	115
Figura 4.19 – Ultrassom em corpos 50 x 100 mm - Efeito do teor de cimento e do peso específico aparente seco.....	117
Figura 4.20 – Ultrassom em corpos 50 x 100 mm - Relação entre porosidade/teor volumétrico de cimento.....	118
Figura 4.21 – Ultrassom em corpos 50 x 100 mm - Fator porosidade/teor volumétrico de cimento ajustado para todas as amostras.....	119
Figura 4.22 – Relação da rigidez inicial pela resistência à compressão simples em corpos 50 x 100 mm.....	120
Figura 4.23 – Medições de <i>bender elements</i> comparadas com ultrassom em corpos 50 x 100 mm.....	121

Figura 4.24 – Previsão da rigidez inicial ao longo de sete dias em corpos 50 x 100 mm	123
Figura 4.25 – Previsão da rigidez inicial ao longo de sete dias em corpos 50 x 100 mm com ajuste de 0,28.....	123
Figura 4.26 – Razão da rigidez pelo η/Civ ajustado para 0,28 e elevado ao expoente - 2,32 em função do tempo.....	124
Figura 4.27 – Perda de massa ao longo dos ciclos no ensaio de durabilidade.....	126
Figura 4.28 – Perda acumulada de massa ao longo dos ciclos no ensaio de durabilidade.....	127
Figura 4.29 – Perda acumulada de massa em função da porosidade/teor volumétrico de cimento ajustado em ensaio de durabilidade.....	128
Figura 4.30 – Razão da perda acumulada de massa pelo número de ciclos em função da porosidade/ teor volumétrico de cimento ajustado em ensaio de durabilidade.....	129
Figura 4.31 – Rigidez inicial em função do número de ciclos em ensaio de durabilidade.....	130
Figura 4.32 – Rigidez inicial em função da perda média de massa por ciclo em ensaio de durabilidade.....	131

LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1 – Classificação de Mundford para o <i>chalk</i> (adaptado de LORD et al., 2002).....	35
Quadro 2.2 – Subdivisões da classe D de <i>chalk</i> (adaptado de LORD et al., 2002).....	36
Quadro 2.3 – Subclasses adotadas para aterro de <i>chalk</i> tratado (adaptado de LORD et al., 2002).....	42
Quadro 3.1 – Programa experimental.....	64
Quadro 3.2 – Corpos-de-prova rompidos à compressão simples com medida de ultrassom – UFRGS.....	74
Quadro 3.3 – Corpos-de-prova rompidos à tração por compressão diametral – UFRGS	74
Quadro 3.4 – Corpos-de-prova rompidos à compressão simples – UoB.....	74
Quadro 3.5 – Corpos-de-prova com medida de <i>bender elements</i> – UoB.....	74
Quadro 3.6 – Corpos-de-prova para ensaio de durabilidade com medida de ultrassom – UFRGS.....	74

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Resistência à ruptura de concreto com baixa quantidade de cimento (adaptado de GALWAY et.al., 1966).....	43
Tabela 2.2 – Máxima perda de massa admissível nos ensaios de durabilidade (adaptado de Portland Cement Association, 1956).....	49
Tabela 4.1 – Comparação dos resultados de ondas s e ondas p.....	116
Tabela 4.2 – Comparação dos resultados de rigidez inicial para corpos-de-prova 50 x 100 mm com sete dias de cura.....	122
Tabela 4.3 – Perda de massa média por corpo-de-prova no ensaio de durabilidade.....	126

LISTA DE SIGLAS

ASTM – *American Society for Testing and Materials*

BS – *British Standard*

CBR – *California Bearing Ratio*

CIRIA – *Construction Industry Research and Information Association*

CP V – ARI – Cimento Portland de Alta Resistência Inicial

LEGG – Laboratório de Ensaios Geotécnicos e Geoambientais

NBR – Norma Brasileira

SCPT – *Seismic Cone Penetration Testing*

SPT – *Standard Penetration Test*

TGV – *Train à Grande Vitesse*

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

UoB – *University of Bristol*

UPV – *Ultrasound Pulse Velocity*

LISTA DE SÍMBOLOS

C – Teor de cimento

C_C – Coeficiente de curvatura

C_{iv} – Teor volumétrico de cimento

C_U – Coeficiente de uniformidade

D – Diâmetro do corpo-de-prova

D_{50} – Diâmetro médio das partículas

E – Módulo de elasticidade

G – Módulo cisalhante

G_0 – Rigidez inicial

H – Altura do corpo-de-prova

L – Distância entre os transdutores

M – Módulo confinado

η – Porosidade

η/C_{iv} – Porosidade pelo teor volumétrico de cimento

P – Carga máxima obtida no ensaio

ρ – Massa específica do solo

q_t – Resistência à tração por compressão diametral

q_U – Resistência à tração por compressão diametral

T – Tempo em horas

t – Tempo de propagação da onda

V_P – Velocidade de propagação de ondas de compressão

V_S – Velocidade de propagação de ondas cisalhante

V_V – Volume absoluto de vazios

V_{Ci} – Volume absoluto de cimento

ν – Coeficiente de Poisson

ω – Teor de umidade

γ_d – Peso específico aparente seco

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	19
1.1 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DO TEMA.....	19
1.2 OBJETIVOS.....	22
1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	23
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	24
2.1 O <i>CHALK</i> NA ENGENHARIA.....	24
2.1.1 Estudos anteriores.....	24
2.1.2 Geologia do <i>Chalk</i>	26
2.1.3 Composição e características especiais.....	28
2.1.3.1 A fração de carbonatos no <i>chalk</i>	29
2.1.3.2 A textura do <i>chalk</i> e fração de argilo-mineral.....	30
2.1.3.3 Dureza, densidade e variação da resistência.....	30
2.1.3.4 Intemperismo e aquíferos em <i>chalk</i>	33
2.1.3.5 Consideração sobre determinação da granulometria.....	34
2.1.4 Descrição e classificação do <i>chalk</i>	34
2.1.5 <i>Chalk Putty</i>	36
2.1.5.1 Ocorrência de <i>chalk putty</i>	37
2.1.5.2 Propriedades geotécnicas do <i>chalk putty</i>	37
2.1.5.3 <i>Chalk Putties</i> e o sistema de classificação de Mundford e CIRIA.....	38
2.1.6 O uso de <i>chalk</i> em obras de terraplenagem.....	38
2.1.7 Estabilização de <i>chalk</i> com cimento ou cal.....	40
2.2 MISTURAS DE SOLO-CIMENTO.....	45
2.2.1 Relação Vazios/Cimento.....	45
2.2.2 Resistência à Compressão Simples.....	47
2.2.3 Resistência à tração por compressão diametral.....	47
2.3.4 Rigidez Inicial	48
2.3.5 Durabilidade	48

2.3 RIGIDEZ A PEQUENAS DEFORMAÇÕES: MEDIÇÃO E INTERPRETAÇÃO.....	49
2.3.1 Estudo da rigidez em solos.....	49
2.3.2 Ondas Sísmicas.....	51
2.3.3 Medição da rigidez em campo e em laboratório.....	52
2.3.4 Transdutores piezoelétricos.....	53
2.3.5 <i>Bender elements</i>	54
2.3.5.1 Vantagens e desvantagens.....	55
2.3.5.2 Medição das ondas.....	55
2.3.5.3 Calibração.....	56
2.3.5.4 Fenômenos relacionados.....	57
2.3.5.5 Interpretação dos resultados.....	58
2.3.6 Ultrassom.....	60
2.3.6.1 Equipamento.....	61
2.3.6.2 Procedimento de teste.....	62
2.3.6.3 Análise de dados.....	63
3 PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	64
3.1 MATERIAIS UTILIZADOS.....	64
3.1.1 <i>Chalk</i>	65
3.1.1.1 Granulometria.....	66
3.1.1.2 Limites de Liquidez e de Plasticidade.....	68
3.1.1.3 Ensaio de Picnômetro.....	69
3.1.1.4 Ensaio de compactação.....	69
3.1.2 Cimento.....	71
3.2 VARIÁVEIS ESTUDADAS E CONDIÇÕES DOS ENSAIOS.....	71
3.3 ENSAIO DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES E DE TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL.....	75
3.3.1 Preparação das amostras.....	75
3.3.2 Ensaio de resistência à compressão simples.....	82
3.3.3 Ensaio de resistência à tração por compressão diametral.....	84
3.4 ENSAIO DE DURABILIDADE.....	86

3.4.1	Preparação das amostras.....	86
3.4.2	Procedimento de ensaio de durabilidade.....	88
3.5	MEDIÇÕES DE RIGIDEZ INICIAL.....	89
3.5.1	Medições com ultrassom.....	90
3.5.2	Medições com <i>bender elements</i>	93
4	ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	98
4.1	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES.....	98
4.1.1	Efeito do teor de cimento e do peso específico aparente seco – compressão simples.....	98
4.1.2	Efeito da porosidade – compressão simples.....	101
4.1.3	Efeito da relação porosidade pelo teor volumétrico de cimento – compressão simples.....	103
4.1.4	Curva típica de tensão por deformação em ensaio de compressão simples.....	107
4.2	RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL.....	108
4.2.1	Efeito do teor de cimento e do peso específico aparente seco – tração por compressão diametral.....	109
4.2.2	Efeito da relação porosidade pelo teor volumétrico de cimento – tração por compressão diametral.....	110
4.2.3	Relação entre resultados de compressão simples e tração por compressão diametral.....	112
4.3	MEDIDAS DE RIGIDEZ.....	116
4.3.1	Ultrassom.....	116
4.3.2	<i>Bender elements</i>	120
4.3.3	Comparação dos métodos.....	124
4.4	DURABILIDADE.....	125
4.4.1	Medições de perda de massa.....	125
4.4.2	Medição de rigidez inicial em ensaio de durabilidade.....	129
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	132

5.1 CONCLUSÕES.....	132
5.2 SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS.....	134
6 REFERÊNCIAS.....	136

1 INTRODUÇÃO

1.1 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DO TEMA

O *chalk* é uma rocha calcária formada quase inteiramente de calcita e sua tradução literal para o português seria “giz”. O teor de carbonato de cálcio nestas rochas pode chegar a aproximadamente de 95%. O *chalk* foi formado nos mares no período Cretáceo, de 200 a 300 metros de profundidade e há cerca de 60 a 100 milhões de anos. Uma extensa incursão marinha ocorreu ao longo do sul da Inglaterra, dando condições ideais para a sedimentação de um depósito de resquícios marinhos se estabelecer. A maioria das calcitas neste material está na forma de “placas de cocolitos”, na gama de tamanho de partículas de 0,5 a 4 μm . Estas placas formam o exoesqueleto de proteção de cocolitóforos, que são do grupo plâncton. Como resultado disso, os depósitos de *chalk* exibem uma elevada porosidade (BUNDY, 2013).

Ainda de acordo com o mesmo autor, o *chalk* é inicialmente um material granular cuja resistência está dependente do intertravamento de grãos. A compactação e cimentação no fundo do mar em muitas situações fornece capacidade suficiente para o *chalk* suportar carregamentos. A porosidade original é mantida até que os níveis de tensão sejam suficientemente elevados para induzir o esmagamento e quebra de grãos.

Este material pode ser encontrado no oeste europeu e corresponde a aproximadamente 15% da área do Reino Unido. De acordo com Lord et al. (2002), muitas construções e obras de infraestrutura são realizadas sobre o *chalk*, e situações imprevisíveis ainda acontecem em projetos e modelos com este material, frequentemente pela falta de conhecimento do comportamento geotécnico deste. A figura 1.1 mostra como são os penhascos de *chalk* em Dover, na Inglaterra.



Figura 1.1 – Penhascos de *chalk* em Dover (HOPE-FITCH, 2011)

O *chalk* é uma rocha fraca que, sem ser perturbada, permanece estável. Porém, quando esmagada (por obras de compactação, construção de estradas ou terraplanagem) ele rompe com grande facilidade. Este material degradado, em contato com a água, forma uma pasta, conhecida como “*putty*”. Assim, a resistência e rigidez mudam com o resultado da desestruturação (BUNDY, 2013).

Clayton (1990) mostrou que existe uma relação entre porosidade do *chalk* e sua propensão ao deslizamento de encostas. Também, de acordo com Mortimore et al. (2004), ciclos de molhagem e secagem relacionados ao intemperismo causam mudanças no peso específico do material e cargas cíclicas nos taludes. Esta combinação de expansão e contração enfraquece a massa rochosa progressivamente e concentra tensões em pontos específicos. A figura 1.2 mostra um deslizamento de encosta composta de *chalk*.



Figura 1.2 – Vista de deslizamento de *chalk* em Kent, 1958 (HUTCHINSON, 2002)

Diante de tais desafios e, da abundância deste material no Reino Unido – o que leva inevitavelmente a construções e obras de terraplenagem serem executadas sobre este –, ele passou a ser estudado nos últimos anos para que houvesse um melhor entendimento de suas características e comportamento. Lord et al. (2002) explicam que o entendimento do *chalk* como um material de engenharia mudou e cresceu consideravelmente desde 1965, mostrando que ele poderia ser um bom substrato para fundação. Entretanto, ainda existem muitas dúvidas quanto à eficiência deste material.

Acredita-se que uma das formas de melhoramento do comportamento do *chalk* seja com a adição de cimento Portland ou cal. Desde a construção do Eurotúnel, milhões de toneladas de solo vêm sendo tratadas com cal viva para a construção de rodovias, para o trem de alta velocidade (TGV), no Norte da França, e, mais recentemente, para um TGV na região de Champanha. Em todas as situações, o objetivo principal sempre foi o rápido e permanente aumento da capacidade de carga para a construção de aterros (HORNYCH, 2014). Nestes casos, entretanto, a reação predominante foi a carbonatação da cal viva, e não a reação pozolânica, como acontece com adição de cimento Portland.

A utilização de materiais cimentados de maneira artificial (com o uso de cimento Portland e cal) normalmente resulta da aplicação da estabilização físico-química, que acontece com a adição do agente cimentante, e da estabilização mecânica, através da compactação. O objetivo

é a melhoria das propriedades mecânicas relacionadas à resistência, à deformabilidade, à permeabilidade e à durabilidade do solo para o uso na solução de diversos problemas geotécnicos. Estes materiais possuem bastante aplicação na execução de bases para pavimentos, em contenção de maciços, na execução de fundações superficiais sobre solos moles e na prevenção de liquefação em areias.

A dosagem e compreensão do comportamento mecânico são necessárias uma vez que fatores como tempo de cura, porosidade, teor de cimento e temperatura podem influenciar as reações. Ainda não existe uma formulação para a dosagem que indique o comportamento mecânico da resistência à tração, da resistência à compressão, da durabilidade e da rigidez de misturas compactadas de *chalk* com cimento. Este trabalho tem como objetivo estudar, portanto, tais efeitos, através da moldagem de corpos-de-prova *chalk* com cimento e de ensaios de laboratório. Desta forma, pretende-se encontrar, através da relação porosidade/teor volumétrico de cimento, uma determinação da dosagem para previsão do comportamento mecânico à tração, compressão, rigidez e durabilidade do material cimentado.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo desta pesquisa é avaliar o comportamento geotécnico no que diz respeito à resistência à tração por compressão diametral, resistência à compressão simples, rigidez e durabilidade da mistura compactada de *chalk* e cimento Portland para sete dias de cura com temperatura constante de 20°C. Têm-se como objetivos específicos estabelecidos nesta pesquisa:

- a) avaliar a influência isolada das variáveis deste trabalho (quantidade de cimento e porosidade) frente à resistência à compressão simples, resistência à tração por compressão diametral, rigidez e durabilidade;
- b) avaliar a utilização do parâmetro porosidade pelo teor volumétrico de agente cimentante na estimativa da resistência à compressão, tração e rigidez das misturas estudadas;
- c) verificar a relação entre a resistência à tração pela resistência à compressão;

- d) medir a rigidez inicial nas misturas de *chalk* com cimento com equipamentos de ultrassom e compreender o desenvolvimento e evolução da desta com o uso de *bender elements*;
- e) verificar a existência de uma relação única entre a perda de massa acumulada pelo número de ciclos e a porosidade pelo teor volumétrico de agente cimentante nos ciclos de durabilidade.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

O capítulo 1 consiste na introdução do trabalho, a qual indica a justificativa da pesquisa bem como seu objetivo. No capítulo 2, é apresentada a revisão bibliográfica básica, dando ao leitor um entendimento melhor do que é o *chalk*, do comportamento dos materiais cimentados em geral e das medições de rigidez em solos.

O capítulo 3 descreve o programa experimental utilizado no desenvolvimento do estudo, onde são relatadas as variáveis de interesse, os materiais utilizados e os ensaios realizados. No capítulo 4, são analisados os resultados obtidos no programa experimental. O capítulo 5, por fim, se trata das considerações finais do estudo, percorrendo as conclusões da pesquisa e as sugestões para trabalhos futuros.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo é apresentada uma revisão da literatura sobre o *chalk*, descrevendo sua composição, formação, características, classificações, bem como sua aplicação na engenharia e estudos anteriores de misturas de *chalk* com cimento e cal. O segundo item deste capítulo mostra as características dos materiais cimentados de acordo com as pesquisas já realizadas. A revisão bibliográfica encerra com a abordagem do assunto de determinação da rigidez dos solos, englobando os métodos utilizados para sua medição.

2.1 O CHALK NA ENGENHARIA

2.1.1 Estudos anteriores

O entendimento do *chalk* como um material de engenharia mudou e cresceu consideravelmente nos últimos 50 anos, mostrando que ele poderia ser um competente substrato para fundação. Porém, muitas dúvidas ainda permanecem no que diz respeito à verdadeira eficiência deste material para tal fim, devido aos insuficientes métodos de extração de corpos-de-provas de furos e aos baixos valores obtidos por SPT (LORD et al., 2002).

Wakeling (1966) fez tentativas para correlacionar o equivalente módulo de elasticidade do *chalk* com o número de golpes no ensaio de SPT, além de introduzir pequenas placas de carga de 140 mm de diâmetro durante a investigação de campo. Já Ward et al. (1968) reportou os resultados do carregamento por um grande tanque (18,3 metros de diâmetro) no *chalk* de Mundford, em Nortfolk. Para que fosse possível que os resultados deste teste fossem extrapolados para uma grande área, *shafts* de inspeção da altura de uma pessoa foram escavados a profundidades de aproximadamente 20 metros no terreno. Como resultado, foram estabelecidas as graduações de *chalk* de Mundford. Somado a isso, uma série de grandes carregamentos de placa (865 mm de diâmetro) foram realizados em diferentes locais no terreno, a fim de medir as características mecânicas do material com relação a recalques para diferentes graduações e para comparar com os resultados do carregamento do tanque.

A performance satisfatória de estacas em *chalk* também tem sido demonstrada desde 1965, mas apenas em 1976 que foi delineada melhor a ideia de como diferentes tipos de fundações profundas sustentam carga neste tipo de solo, através de resultados de casos históricos. Os

resultados foram apresentados no simpósio da *Géotechnique* daquele ano. O projeto de fundações em *chalk* foi revisado por Lord (1990) e, em 1994, foi publicado o livro *Foundations in Chalk* por este autor, com o resultado de muitos dados de ensaios de placa, testes com estacas e de casos históricos, abordando tanto fundações rasas quanto de estacas profundas. Esta metodologia foi adotada por indústrias da construção, que também contribuíram com sugestões e comentários que foram incorporados à teoria (LORD et al., 2002).

Os estudos iniciais de 1965 também identificaram incertezas e dificuldades quanto a cortes em *chalk* e aterros compostos dele. Desafios com relação ao manuseio, armazenamento e compactação deste material tanto no Reino Unido quanto na França fizeram com que o Departamento de Transporte iniciasse um controle rígido do uso de *chalk* em especificações para construção de rodovias. Vários destes problemas foram revisados por Greenwood (1990) e Rat e Schaeffner (1990) no *International Chalk Symposium* em Brighton, em 1989. Greenwood (1993), posteriormente, também estendeu seu trabalho inicial evoluindo um método de especificação que descreve e classifica o *Chalk* para terraplenagem, publicando estes dados na *International Conference on Engineered Fills* de 1993. Estas técnicas, somadas à experiência recente, foram implementadas para a construção do *Channel Tunnel Rail Link*, na Inglaterra (LORD et al., 2002).

De acordo com os autores, o *chalk* era inicialmente categorizado como superior, médio e inferior. Nas últimas três décadas de mapeamento do material no Reino Unido, entretanto, foram introduzidas novas classificações baseadas na litologia para a Irlanda do Norte, Norte da Inglaterra e foi revisada a classificação para o Sul da Inglaterra. Muitas obras de prestígio da Engenharia Civil foram construídas sobre *chalk*: *Thames Barrier*, *Queen Elizabeth II Bridge*, *Humber Bridge*, *Channel Tunnel*, *the Dartford Tunnel*, *The Medway Viaduct* e o *Channel Tunnel Rail Link*. Por fim, os autores ressaltam que projetos econômicos dependem muito de um bom entendimento da interação solo-estrutura, que tem como base uma apropriada investigação do solo (no caso, o *chalk*), uma acurada classificação deste e a avaliação de suas propriedades.

Lord et al. (2002) também explicam que, no Reino Unido, o *chalk* forma um aquífero que é explorado para o abastecimento de água tanto público quanto privado. Políticas de proteção às águas subterrâneas têm sido desenvolvidas para proteger a qualidade e quantidade de água

subterrânea armazenada em aquíferos como os compostos de *chalk*. Além disso, nenhuma investigação de campo por usar métodos que ameacem as fontes de águas subterrâneas.

2.1.2 Geologia do *Chalk*

O *chalk* forma as planícies do sul e leste da Inglaterra e os penhascos brancos de Antrim, East Yorkshire e Dover. As escarpas e penhascos comprovam a durabilidade deste solo. Além de definir o relevo britânico, o *chalk* também é o maior aquífero de água potável do país (LORD et al., 2002). A figura 2.1 mostra a distribuição de *chalk* na Inglaterra.

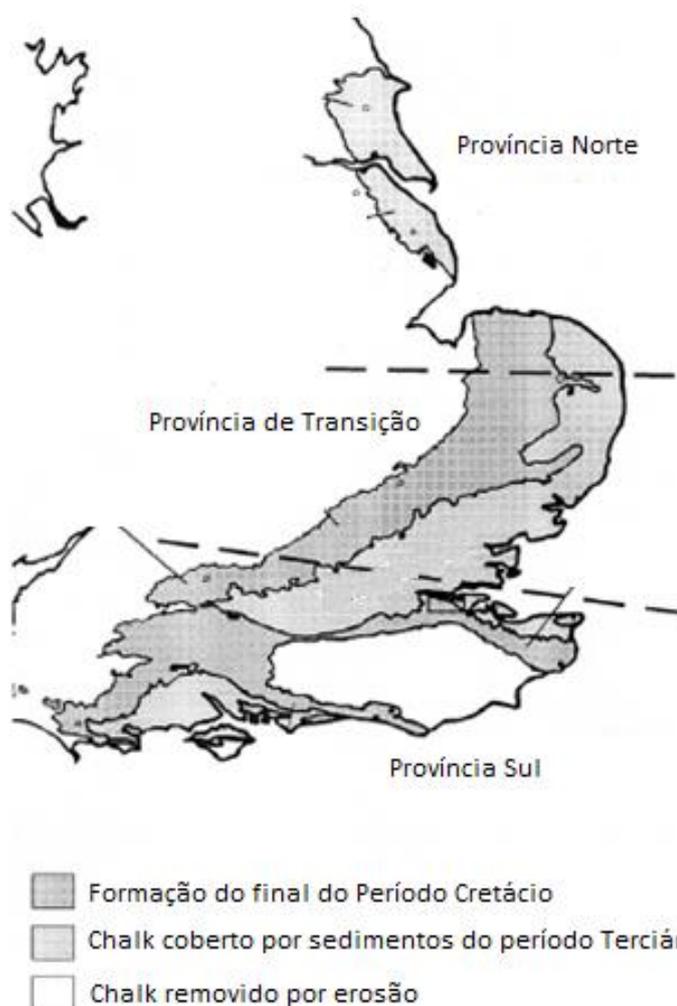


Figura 2.1 – Distribuição do *chalk* na Inglaterra (adaptado de LORD et al., 2002)

De acordo com Bell et al. (1999), além do leste e sudeste da Inglaterra, o *chalk* da Europa continua para o oeste a partir norte da Alemanha e da Dinamarca, para a Irlanda e pequenas áreas da Escócia. Também uma extensa parte do Mar Báltico possui deposição de *chalk* que

continuou até a era Terciária, portanto algumas das formações possuem menos de 64 milhões de anos de idade. Na Europa central e sul, estratos do período Cretáceo Superior são representados por calcários nos alpes do leste da Polônia, e o *chalk* estende-se às encostas do norte do Cáucaso, com extensões para o Mar Negro, Iraque e a sudoeste da Sibéria. Hutchinson (2002) também cita a presença de *chalk* na França, Bélgica, sul da Suécia. A figura 2.2 mostra a distribuição do material presente no noroeste europeu.

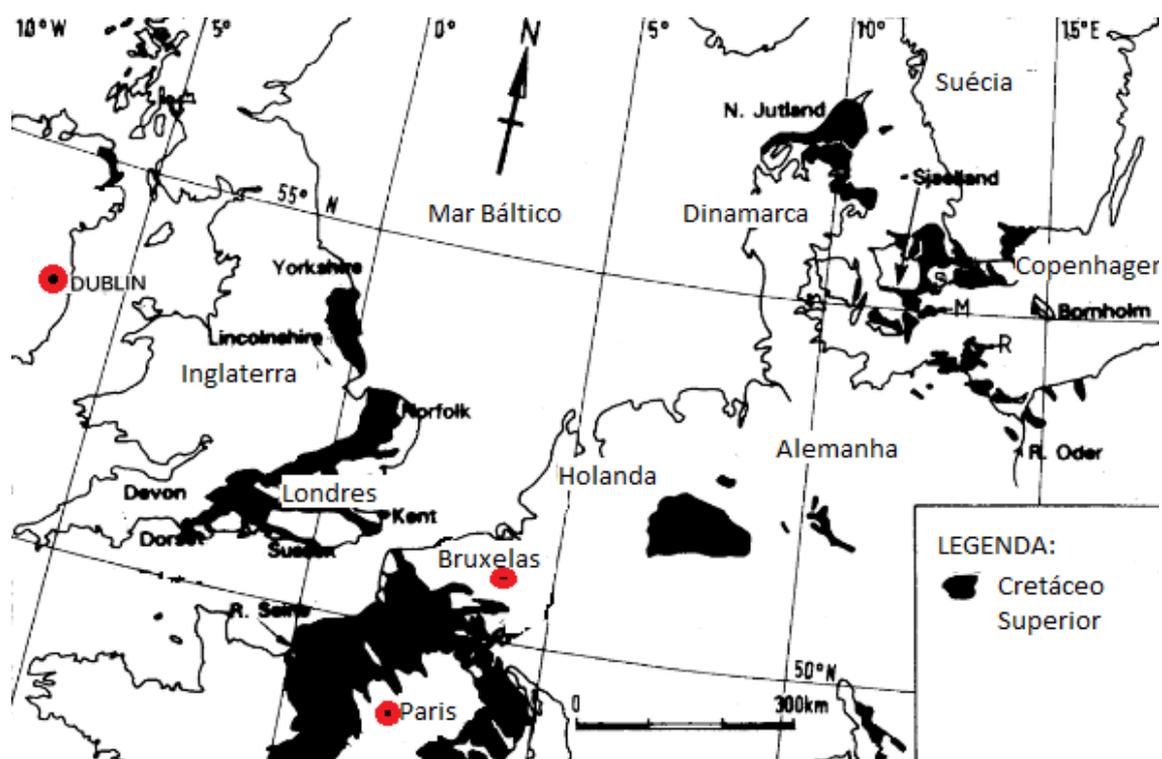


Figura 2.2 – Distribuição do *chalk* no noroeste europeu (adaptado de HUTCHINSON, 2000)

O *chalk* possui características peculiares: é um material composto por grãos ultrafinos de calcário, que retém alta porosidade e teores de umidade. Ele possui uma dupla porosidade, apresentando poros pequenos dentro das rochas e poros maiores ao longo das fraturas, o que influencia o seu comportamento. Além disso, ele foi formado por 50 milhões de anos de sobrecarga, erosão, mudanças climáticas e tectônicas. Provavelmente muitos resquícios arqueológicos também estão dentro destas rochas, bem como minas subterrâneas (LORD et al., 2002).

Os autores explicam que a engenharia geológica do *chalk* também precisa considerar os solos e rochas que estão abaixo, acima e cobrindo os vales deste material. Tudo isto pode influenciar a resistência ao deslizamento, dissolução, profundidade de intemperismo e caráter

do maciço rochoso. Como em todas as rochas, as discontinuidades do *chalk* que governam majoritariamente as propriedades da massa. Para a avaliação do *chalk* no terreno, é necessário:

- a) o entendimento da estratigrafia, sedimentologia, tectônica e geomorfologia através de estudos e de visitas ao local;
- b) a proposição de um modelo base conceitual com base no estudo, nas observações de campo e, se necessário, de aconselhamento especializado;
- c) o desenvolvimento de um modelo básico de acordo com o citado acima e com os resultados da investigação de campo, para responder às questões levantadas pelo modelo conceitual ou para confirmá-las.

A avaliação de um local composto por *chalk* à qual o estudo, inspeção do local e investigação geotécnica devem contribuir, inclui a definição do tipo de litologia, das condições climáticas, dos aspectos hidrogeológicos e do terreno em si, incluindo estrutura tectônica e geomorfologia. Com base no conhecimento do terreno, a confiabilidade das informações geológicas e o risco de encontrar aspectos desfavoráveis, tais como deslizamentos, podem ser avaliados. A pior situação surge da falta de conhecimento e não é possível formar quaisquer opiniões preliminares sobre o seu comportamento em determinado terreno comparando-se com outros locais de configurações geológicas semelhantes. O conhecimento da geologia *chalk* do local também ajuda na escolha de apropriados métodos de investigação (LORD et al., 2002).

2.1.3 Composição e características especiais

Higginbottom (1966) realizou a primeira pesquisa abrangente sobre a engenharia e geologia do *chalk*, enfatizando que ele é composto de partículas de calcita do tamanho de siltes ou argilas na sua grande maioria, que manteve uma porosidade elevada para uma rocha que foi profundamente enterrada e um alto teor de umidade natural (próximo ao valor de saturação). Assim, combinou alta porosidade com um elevado grau de saturação (superior a 90%), tornando-se um material suscetível que suspende ou se transforma em algo semelhante a uma pasta durante as operações de engenharia. Ward et al. (1968) fizeram as primeiras descrições detalhadas do intemperismo em um perfil de *chalk* e ilustraram as mudanças que podem ocorrer a partir da superfície do solo para baixo no que diz respeito a intensidade e espessura das fraturas.

Na construção de um modelo um local onde há *chalk* é necessário identificar a gama de diferentes litologias presentes. Estes aspectos das camadas do material influenciam a resistência e as propriedades físicas. O *chalk* é geralmente visto como uma rocha branda e calcária, mas com algumas propriedades de solo quando remoldado como aterro natural ou construído (Clayton, 1990).

2.1.3.1 A fração de carbonatos no *chalk*

Algumas camadas de *chalk* podem conter apenas 20 a 30% de carbonato (*marly chalks*), mas as formações de *chalk* branco puro podem ser quase inteiramente (95 a 98%) compostas de carbonato de cálcio na forma calcita de magnésio reduzida. Esta calcita é estável, em parte, e isto explica a sobrevivência de alta porosidade ou de baixa densidade deste material. A fração de carbonato do *chalk* é composta principalmente de submicroscópicos (cerca de 10 μm de diâmetro) restos do esqueleto de algas planctônicas coccolíticas marinhas (os nanofósseis) (LORD et al., 2002).

Conforme os autores, as características desses grãos finos explicam porque o *chalk* mantém a sua umidade por atração capilar. Algumas camadas dele contêm organismos calcários maiores (cerca de 500 μm de diâmetro), tais como e calcíferas foraminíferos (os microfósseis). Estas várias frações de tamanhos podem influenciar as propriedades de porosidade e densidade do material. Fragmentos de muitos outros organismos marinhos calcários também contribuem na sua formação, mas raramente alteram as propriedades físicas significativamente. A figura 2.3 mostra os componentes comuns do *chalk*, como as calcíferas e foraminíferas.

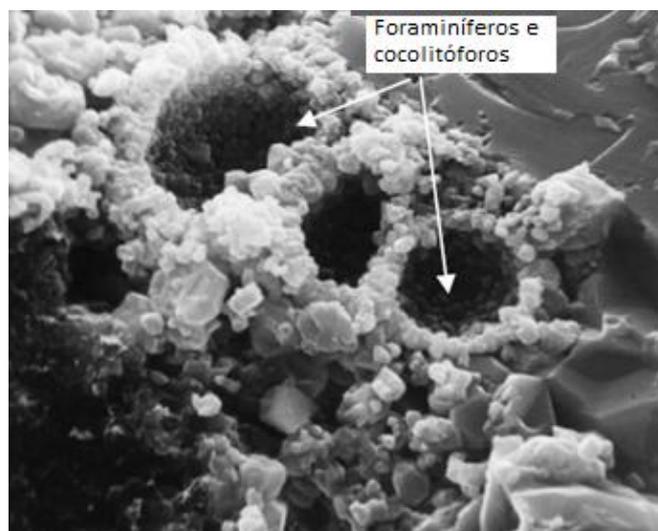


Figura 2.3 – Componentes comuns do *chalk*: calcíferas e foraminíferas (adaptado de LORD et al., 2002)

2.1.3.2 A textura do *chalk* e fração de argilo-mineral

A composição do *chalk* puro varia dependendo da combinação de espécies de cocolitos, de outros nannofósseis, e da presença ou ausência de calcisferas. Duas amostras de *chalk* podem ter a mesma porosidade mas uma textura completamente diferente em termos de forma, tamanho e contatos entre os grãos de calcita e dependendo da maneira como os grãos são cimentados e intertravados juntos (LORD et al., 2002).

De acordo com os autores, isto indica que a porosidade e a densidade só podem dar uma visão parcial das propriedades mecânicas de uma amostra de material. Existem inúmeros tipos de fósseis no *chalk* (mais de 30 000 foram identificados) e por isso há uma infinita variedade de texturas no nível sub-microscópico. Com relação à fração de argila mineral, Weir e Catt, (1965) explicam que o material é composto principalmente de illita, mas algumas camadas contêm significativa montmorilonita.

2.1.3.3 Dureza, densidade e variação da resistência

Segundo Bloomfield et al. (1995), desde a sua formação no fundo do mar, o *chalk* sofreu diferentes graus de compactação e cimentação. Existem diferenças de dureza, densidade, porosidade e resistência tanto a nível regional quanto estratigráfico, o que pode ser empregado na avaliação do calcário para fins de engenharia.

Também há evidência não apenas de uma orientação sedimentar preferida dos grãos, mas também de uma malha de compactação de pós-deposição em áreas geralmente de *chalk* rígido (norte da Inglaterra, Irlanda do Norte e partes da Dorset e na Ilha de Wight), em que estilólitos se desenvolveram como resultado da pressão solução (MORTIMORE E FIELDING, 1990).

Existem três tipos de dissolução que afetam os grãos de calcita do *chalk* (LORD et al., 2002):

- a) dissolução antecipada que ocorre durante a sedimentação de grãos de *chalk* que passaram através de animais alimentados com nanoplâncton ou após o grão ser assentado no fundo do mar. Alguns tipos de calcita cocolítica eram instáveis nas condições do fundo do mar e foram preferencialmente dissolvidas;
- b) um segundo tipo de dissolução ocorreu como resultado da pressão após o *chalk* ter cimentado e endurecido, produzindo estilólitos;

- c) dissolução tardia do *chalk* ocorreu após elevação e resultou da erosão e intemperismo.

Cada um destes processos tem uma influência sobre a dureza e a resistência mecânica do *chalk*. O primeiro influenciou a taxa de diagênese, o segundo forneceu um enchimento dos poros com cimento e também pode ter sido o início das juntas verticais pelos estilólitos. O terceiro processo modificou o caminhos dos fluidos e a resistência total do maciço rochoso (WATTS, 1983).

Mortimore et al. (2004) apresentaram resultados de resistência à tração por compressão diametral (teste brasileiro) e de resistência à compressão simples para amostras de *chalk* de Sussex em função das massas específicas aparentes secas do material em campo. As figuras 2.4 e 2.5 mostram os resultados encontrado.

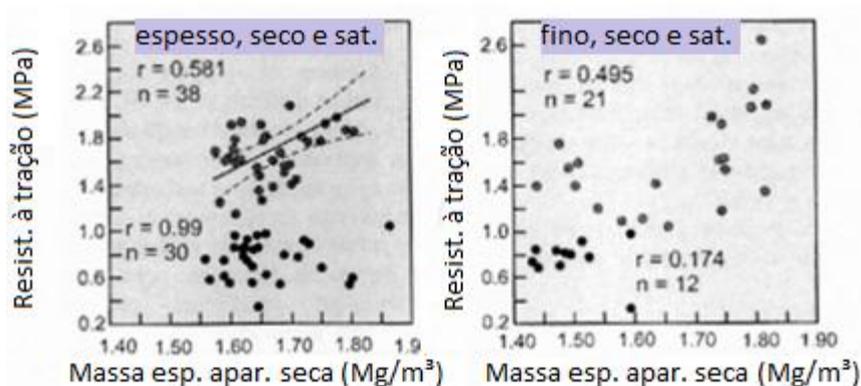


Figura 2.4 – Resistência à tração por compressão diametral (teste brasileiro) x massa específica aparente seca de *chalk* intacto em amostras espessas e delgadas (adaptado de MORTIMORE et al., 2004)

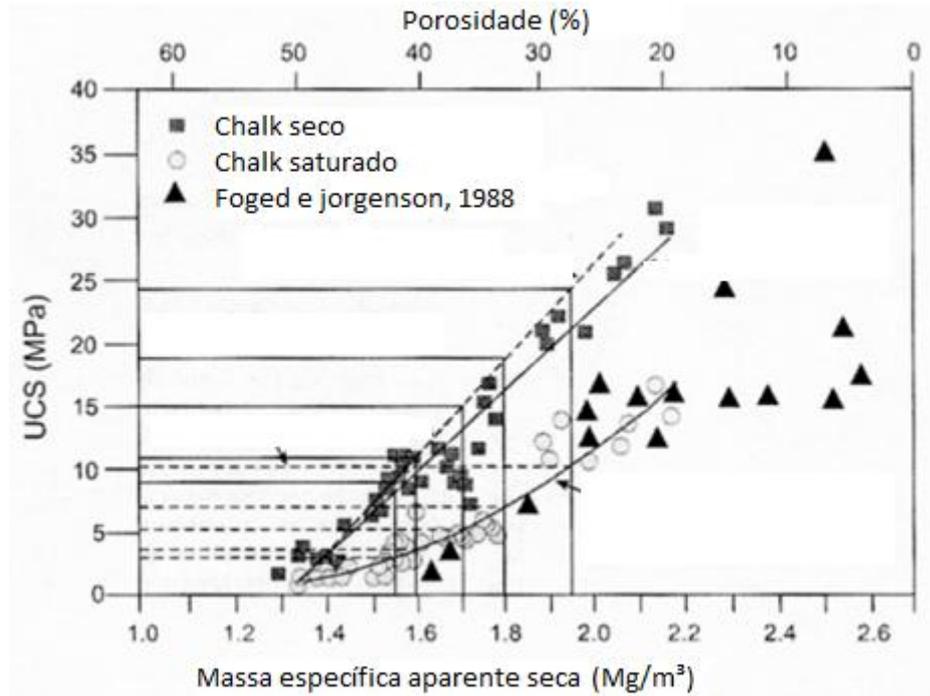


Figura 2.5 – Resistência à compressão simples x massa específica aparente seca de *chalk* intacto (adaptado de MORTIMORE et al., 2004)

Bowden et al. (2002) já haviam apresentado resultados semelhantes de resistência à compressão simples para amostras de *chalk* de várias localidades em função das massas específicas aparentes secas. A figura 2.6 mostra os valores obtidos.

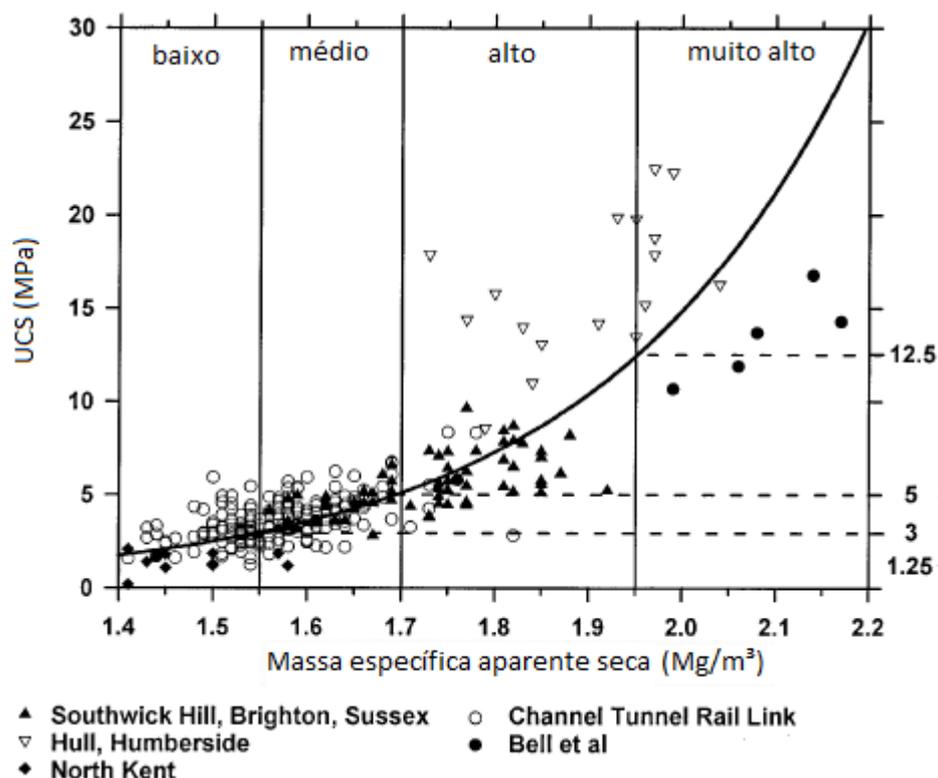


Figura 2.6 – Resistência à compressão simples x massa específica aparente seca de *chalk* intacto (adaptado de BOWDEN et al., 2002)

2.1.3.4 Intemperismo e aquíferos em *chalk*

O *chalk* sofreu tanto desgaste químico quanto mecânico em uma variedade de climas desde a sua elevação e da exposição no início do Período Terciário. Como na maioria das dissoluções químicas nos calcários, foram formados tubos subverticais e sistemas de cavernas subterrâneas.

Sendo assim, o *chalk* formou o maior aquífero de água potável no Reino Unido e tem de ser tratado com cuidado a este respeito. É um aquífero de dupla porosidade, possuindo poros intergranulares de baixa permeabilidade nas amostras intactas, e uma porosidade nas fraturas, com muito maior permeabilidade. Ele é cada vez mais reconhecido como um aquífero cárstico (BANKS et al., 1995).

Há um ônus sobre todos os projetos de engenharia para garantir que os aquíferos sejam adequadamente protegidos, incluindo o controle dos seguintes fatores (LORD et al., 2002):

- a) dissolução através do uso ou o posicionamento de trincheiras de rodovia;

- b) poluição das pedreiras usadas para armazenar fragmentos de revestimento das estradas ou de sal de degelo;
- c) poluição dos aterros, que tende a ser localizado em antigas pedreiras ao longo dos vales de *chalk*, que são as zonas de maior permeabilidade no material.

A retirada de água ou testes de bombeamento também pode levar a plumas de poluição através do aquífero. A avaliação eficaz terreno tem de considerar o estilo de fratura, bem como a frequência e a abertura e a possível presença de grandes sistemas de fissuras ou falhas, de acordo com os autores.

2.1.3.5 Consideração sobre determinação da granulometria

Conforme o trabalho de Kerry et al. (2009), a distribuição do tamanho das partículas é uma das características mais importantes do solo porque afeta muitas de suas outras propriedades e determina como deve-se lidar com o material. Para entender as propriedades do *chalk*, as análises de granulometria devem basear-se no material original (incluindo carbonatos) e não apenas na fração resistente ao ácido. Métodos baseados em laser em vez de métodos tradicionais de sedimentação estão sendo usados cada vez mais para determinar o tamanho de partícula para reduzir o custo da análise.

2.1.4 Descrição e classificação do *chalk*

Projetistas de obras de engenharia em *chalk* sempre enfrentam dificuldades pela sua incapacidade de provar e testar o material de forma adequada em perfurações. Tanto sondagens rotativas quanto SPT levavam a dúvidas sobre a real capacidade do *chalk* para apoiar fundações superficiais na década de 60 (LORD et al., 2002).

Segundo os pesquisadores, o recurso desenvolvido para testar o *chalk* in situ foi a utilização de ensaio com placas pequenas (140 mm de diâmetro) realizada em furos de 150 mm de diâmetro. Estes testes demonstraram a alta capacidade final de transporte de carga do *chalk*, superior a 1000 kN/m², e forneceram um valor numérico para o módulo de elasticidade do material. Wakeling (1966) tentou correlacionar este módulo com o valor SPT.

O conservadorismo nos projetos persistiu, no entanto, devido à preocupação sobre os riscos de possíveis soluções sob as fundações e de extrapolação dos resultados dos ensaios da placa de pequeno diâmetro para fundações de vários metros de largura. Este último receio foi

justificado, uma vez que vários autores como Lord (1970) e Lake e Simons (1975) têm mostrado que ensaios de carregamento em placa de pequeno diâmetro dão resultados pouco representativos.

A publicação dos resultados de ensaios de placa grande (865 mm de diâmetro) realizados em Mundford, em Norfolk, por Burland e Lord (1970) demonstraram que o módulo de elasticidade do *chalk* foi de pelo menos uma ordem de magnitude maior do que os valores medidos anteriormente. Além disso, verificou-se que o módulo de elasticidade medido em Mundford pode ser correlacionado com a qualidade do *chalk* observado in-situ por meio de poços de 20 m de profundidade. A classificação Mundford tem sido amplamente aplicada a *chalk* de outros lugares. O quadro 2.1 mostra esta classificação.

Quadro 2.1 – Classificação de Mundford para o *chalk* (adaptado de LORD et al., 2002)

Grau	Descrição breve
VI*	Extremamente brando, não estruturado, com pequenos pedaços de <i>chalk</i> intacto
V	<i>Chalk</i> remoldado não estruturado, contendo pequenos pedaços de <i>chalk</i> intacto
IV	<i>Chalk</i> parcialmente intemperizado compactado e com junções. fendas a uma distância de 10 a 60 mm, com abertura de 20 mm preenchida com material pouco denso, remoldado e fragmentado
III	<i>Chalk</i> em blocos, não intemperizado. Fendas a cada 60 a 100 mm, com abertura de 3 mm e muitas vezes preenchidas com fragmentos
II	Bloco de <i>chalk</i> denso, fendas a cada 200 mm e estreitas
I	O mesmo que para o grau II mas denso e frágil

Lord et al. (1994) reconheceram a necessidade de abordagem revisada para a classificação do *chalk* em termos de suas propriedades de engenharia. Descrições de campo podem tornar-se complexas e demoradas. Para tanto, foi criada a classificação da CIRIA, com a ideia de que fosse uma maneira mais rápida e consistente para o material. Spink (2002) comparou o esquema de classificação da CIRIA com o sistema de classificação de Mundford, comentando que o sistema CIRIA proporcionou maior flexibilidade. O quadro 2.2 mostra esta comparação.

Quadro 2.2 – Subdivisões da classe D de *chalk* (adaptado de LORD et al., 2002)

Espaçamento de descontinuidade típica	Espessura da abertura típica da descontinuidade			
	Abertura > 3 mm	Abertura <= 3 mm	Fechado	Classificação
<20 mm Extremamente próxima	IV C5	Não Aplicável (B5)	Não Aplicável (A5)	Mundford CIRIA
20-60 mm Muito próxima	IV C4	III/IV* B4	Não Aplicável (A4)	Mundford CIRIA
60-200 mm Próxima	III/IV* C3	III B3	II/III* A3	Mundford CIRIA
200-600 mm Médio	Não Aplicável (C2)	[II/III*] ou {NA} B2	[II] ou {I} A2	Mundford CIRIA
> 600 mm Distante	Não Aplicável (C1)	Não Aplicável (B1)	[II] ou {I} A1	Mundford CIRIA

* classificação não definida por Mundford

() incomum

[] densidade baixa, média ou alta

{ } densidade alta ou muito alta

Wakeling (1970) apresentou uma correlação entre o número de golpes do ensaio de SPT com os resultados de Mundford. Apesar das críticas frequentes, principalmente por Hobbs e Healy (1979), este uso indevido tem persistido, apesar de ser confirmada a sua falta de confiabilidade. Burland (1990) condenou sua utilização afirmando que é altamente questionável se relacionar o número de golpes a uma classificação visual. Entretanto o SPT é muitas vezes tudo o que se tem disponível, então as análises devem ser feitas apenas com relação ao número de golpes e não convertidas automaticamente para as classificações do *chalk*.

Clayton (1990), Matthews e Clayton (1993) e Greenwood (1993) têm mostrado que a propriedade mais facilmente medida do *chalk* que é indicativo de seu comportamento sob fundações e terraplanagem é a densidade seca (ou porosidade) da amostra intacta.

2.1.5 Chalk Putty

A transição do *chalk* intacto para o *chalk putty* (em português seria “pasta” de *chalk*) acontece em qualquer ambiente onde há energia para quebrar as ligações cimentantes entre as partículas do material. Esta energia pode ser resultado de cisalhamento, vibração, esmagamento ou degradação da cimentação. Desta forma, alguns *chalk putties* são um

resultado de processos naturais, mas muitos também são resultado do tratamento do *chalk* intacto durante projetos de engenharia civil (BUNDY, 2013).

2.1.5.1 Ocorrência de *chalk putty*

A ocorrência de *chalk putties* é bastante extensa, podendo estar presente em massas que são encontradas em áreas que sofreram tensão de cisalhamento, sendo o *putty* o material de enchimento nas aberturas das discontinuidades do *chalk* intacto. O material também pode degradar-se rapidamente nas classes de *chalk* sem estrutura do sistema de Mundford, V e VI em deslizamentos de encostas. Esta massa também pode ser formado por intemperismo, com o desgaste do *chalk* em processos de congelamento e degelo (BUNDY, 2013).

Por fim, de acordo com o autor, o *chalk putty* pode ser formado durante projetos de engenharia civil, como fundações, obras de terraplenagem. Além disso, a maioria dos sistemas modernos de escavação e transporte envolve a vibração, moagem ou esmagamento do material, aumentando a probabilidade de *chalk putty*. As práticas de compactação modernas, que buscam a compactação de aterros com baixo volume vazios, também podem aumentar o problema, produzindo mais *putties* indesejados por causa da maior compactação e energia utilizada em sua colocação.

2.1.5.2 Propriedades geotécnicas do *chalk putty*

A maior parte da ação mecânica no giz intacto resulta num aumento da percentagem de finos por esmagamento. Puig (1973) e Rat e Schaeffner (1990) observaram que quando a porcentagem de finos atinge de 15 a 20% em massa, todo o comportamento material torna-se dependente do comportamento da matriz de finos. Poucos autores definiram ainda a natureza, ou seja, a distribuição do tamanho das partículas e a angularidade dos finos, com exceção da que se considera estar na gama de 0 a 400 μm de argila e silte, definida por Rat e Schaeffner (1990).

Com relação aos limites de Attemberg, Lord et al. (2002) apresentam índices de plasticidade entre 4 e 30% e limites de liquidez entre 18 - 53%. Altos limites liquidez (de 30 a 34%) são particularmente comuns em massas derivadas de *chalks* de superfície, que são porosos. Para os *chalk putties*, os índices de plasticidade tendem a ser muito mais baixos do que os das argilas. Isso porque mudam prontamente de plástico para estado líquido com a adição de apenas pequenos volumes de água.

2.1.5.3 *Chalk Putties* e o sistema de classificação de Mundford e CIRIA

Os *chalk putties* estão associados aos graus V e VI do sistema de Mundford. O Grau V é definido como *chalk* sem estrutura remoldado contendo pequenos pedaços de material intacto (BUNDY, 2013).

De acordo com o autor, sob o sistema CIRIA, os *chalk putties* estão associados a materiais de grau D, que são subdivididos em graus Dm e Dc. Lord et al. (2002) definem o grau Dm como um solo fino onde a matriz domina. A matriz de *chalk* é maior que 35% com fragmentos mais grosseiros abaixo de 65%. O grau Dc é definido como um solo grosseiro onde a matriz é menor que 35% e os fragmentos grosseiros são mais de 65%. Rasoaki (2000) destaca a visão de Puig (1973) e Rat e Schaeffner (1990) de que porções significativas de Dc têm finos maiores que 15%, o que é considerado uma porcentagem crítica de finos, que controla o comportamento de todo o material.

2.1.6 O uso de *chalk* em obras de terraplenagem

O *chalk* é uma das principais fontes de material de terraplenagem no Reino Unido. Tem sido usado com sucesso na construção de diques de contenção para estradas de ferro, estradas nacionais e auto-estradas. No entanto, ainda há problemas durante o processo de terraplenagem, decorrente de fatores geológicos e geomorfológicos do *chalk*. O principal problema decorre de instabilidade deste material com aterro causado tanto durante a obra pela perda temporária de tração devido ao material virar uma lama muitas vezes, quanto quando ela está finalizada, quando pode haver colapso, fissuras ou ruptura do talude. A instabilidade de aterros com *chalk* durante a construção surge principalmente da produção de finos ou quando o solo está com saturação acima de 90% (LORD et al., 2002).

Os autores ressaltam que o *chalk* é de grande importância econômica como um material de construção de estradas, particularmente no sul da Inglaterra. É por isso que há tanto esforço no desenvolvimento de especificações que resultem em aterros satisfatórios, evitando problemas na construção. Especificações têm mudado para acomodar novos métodos de trabalho e para superar as dificuldades, quer durante a execução da terraplenagem quanto, mais tarde durante a vida útil da estrutura, levando a um bom desempenho do aterro.

Assim, o objetivo da engenharia de aterros em *chalk* é produzir uma estrutura satisfatória, não ultrapassando os limites do projeto nem sendo suscetível a entrar em colapso por compressões

a curto ou longo prazo. Além disso, este aterro deve ser protegido contra os efeitos da geada e inundação de águas pluviais.

O simpósio *Chalk in Earthworks and Foundations* (1965) ressaltou a necessidade de atenção para as dificuldades presentes ao utilizar *chalk* na construção de aterros. Durante o final dos anos 1980 e início dos anos 1990, houve uma aproximação entre o conhecimento e a experiência da natureza do carbonato de cálcio e as suas propriedades de engenharia, com o *International Chalk Symposium*, em Brighton (1989), e dos resultados de investigação da pesquisa de Greenwood publicada na *International Conference on Engineered Fills* de 1993 e do artigo CIRIA PR11 *Foundations in Chalk* (Lord et al., 1994).

Estes dados levaram ao entendimento de como o *chalk* deve ser caracterizado, das suas propriedades intrínsecas (incluindo a capacidade de recimentação), e de elementos que regem o seu comportamento. Um dos resultados tem sido o desenvolvimento de uma especificação de desempenho que leva em conta as dificuldades encontradas nas especificações mais antigas do material e que minimiza o desperdício dele como aterro. O uso bem sucedido do *chalk* de baixa densidade e alto teor de umidade na terraplenagem foi, e será cada vez mais, de grande importância para minimizar a exportação deste material como resíduo sem reutilização (LORD et al., 2002).

As especificações do Departamento de Transportes Especificação da Inglaterra trata o *chalk* como ou como um material granular (classe 1), ou como um solo coesivo (classe 2), ou, por fim, como um material especial (classe 3). A execução de obras de terraplenagem com este solo pode depender também da época do ano (LORD et al., 2002).

O teor de umidade e a densidade seca são os critérios de classificação para as razões dadas por Greenwood (1993), que agrupa o *chalk* de acordo com nas propriedades do material no início da sua instabilidade, de acordo com Ingoldby e Parsons (1977). O material foi, assim, agrupados de A a D, de acordo com as condições limitantes para os diferentes métodos de construção com maior probabilidade de serem adotados. A figura 2.7 ilustra essa classificação.

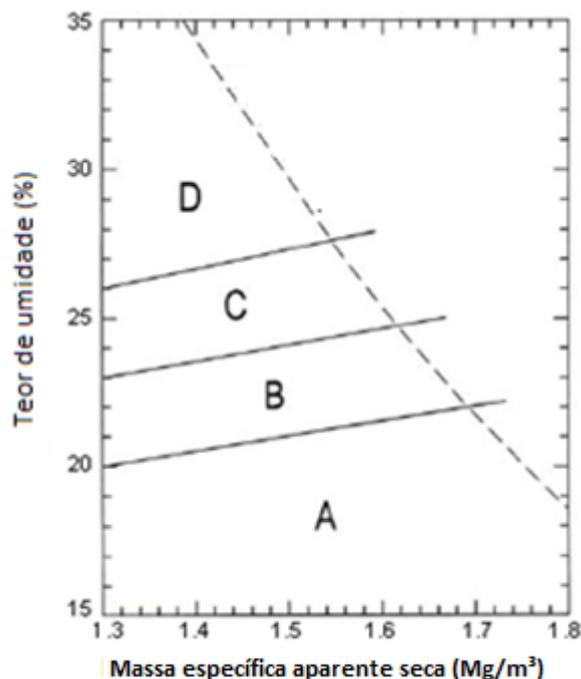


Figura 2.7 – Classificação de *chalk* em obras de terraplenagem (adaptado de LORD et al., 2002)

2.1.7 Estabilização de *chalk* com cimento ou cal

O tratamento de *chalk* utilizando-se tanto cimento quanto cal (tipicamente de 1 a 2%) tem sido amplamente utilizado para a construção de aterro para estradas de ferro de alta velocidade em rotas na França, sendo a construção usual em *chalk*. O uso de tratamento do solo com pulverização do solo associado foi essencial para atingir as densidades especificadas. Porém, não é uma técnica experimentada nesta escala no Reino Unido (LORD et al., 2002).

De acordo com os autores, testes preliminares de laboratório para examinar a possibilidade de estabilização do *chalk* com cal ou cimento devem seguir as orientações do DMRB HA 74/00 *Treatment of Fill and Capping Materials using either Lime or Cement or Both*, que contém orientações sobre estes métodos. O objetivo dos testes é comparar os efeitos da cal viva e cimento em *chalk* com teor de umidade alto demais para ser usado como aterro. Os efeitos da adição de cal ou cimento em *chalk* para aterros, com o *chalk* moído até passar na peneira de 20 mm, por exemplo, e com teor de umidade de 30 a 31%, o que simularia uma condição inaceitável, deve ser investigado, a fim de se determinar:

- a) o aumento (imediatamente e em longo prazo) do CBR para uma faixa de dosagens de aditivos;
- b) o efeito dos aditivos nas características de compactação;
- c) a susceptibilidade ao congelamento do *chalk* estabilizado e uma indicação da dosagem provável necessária para tornar o material não suscetível ao congelamento.

Os resultados dos testes de laboratório, realizados para o Channel Tunnel Rail Link, levaram às conclusões citadas a seguir (LORD et al., 2002):

- a) dosagens semelhantes de cal e cimento tornaram *chalk* de médias a muito baixas densidades aceitáveis para aterros, com CBR de 5%;
- b) embora ambos os ligantes produzam um aumento imediato e de longo prazo (estabilização) no CBR, os resultados da estabilização com cimento são geralmente mais consistentes e não são reduzidos por imersão;
- c) os resultados dos testes de congelamento alcançados indicaram que um teor de cimento de cerca de 15% seria necessário para tornar um *chalk* de densidade baixa a muito baixa não suscetível ao congelamento, o que poderia ser não economicamente viável.

Entretanto, os testes realizados foram preliminares e limitados diante de alguns fatores (LORD et al., 2002):

- a) as dosagens de aditivos necessários para o tratamento de *chalk* com um teor de umidade natural de 31% não foram estabelecidos;
- b) o recalque do material tratado não foi examinado;
- c) o tempo de cura especificado após o tratamento mas antes da compactação (geralmente de várias horas) foi seguido no teste, mas no local muitos contratantes tentariam compactar o aterro imediatamente após o tratamento.

Nenhuma orientação era dada no *Department of Transport Specification for Highway Works* até 2001 sobre como especificar o processamento de *chalk* para torná-lo aceitável como preenchimento geral para aterros. O DMRB HA74/00 *Treatment of Fill and Capping Materials using either Lime or Cement or Both* contém conselhos sobre a modificação de

materiais de preenchimento e poderia constituir a base para especificar o processamento necessário do *chalk*. Além disso, outras orientações são dadas no *Specification for Lime Improvement of Earthworks Fill* produzido pelo *European Technical Standards TC227/WG4 Committee*. O quadro 2.3 mostra as subclasses de aterro de *chalk* tratado.

Quadro 2.3 – Subclasses adotadas para aterro de *chalk* tratado (adaptado de LORD et al., 2002)

Classe	Descrição geral do material	Uso típico	Propriedades do material			Exigências de compactação
			Propriedade	Limite inferior	Limite superior	
7L	<i>Chalk</i>	para processamento com cal ou outro método	teor de umidade	28%	32%	não aplicável
			teor de sulfato total	-	1%	
			matéria orgânica	-	2%	
9G	Classe 7L tratada com cimento ou outro método	uso para aterros de ferrovias em geral	pulverização, CBR, teor de umidade	exigências específicas		para ser determinado em área demonstração

No caso do *chalk*, como para muitos outros materiais utilizados em aterros, o principal objetivo é reduzir-se o teor de umidade do material pela adição de cal, fazendo com que um material que era inaceitável se torne aceitável para reutilização. A especificação para processamento de aterros utilizando-se *chalk* deve satisfazer duas exigências. A primeira é permitir que o material tratado seja adequadamente colocado e compactado para alcançar um volume de vazios menor de 10% e que apoie a colocação da camada seguinte. Já a segunda é de atingir um CBR in situ de 5% por cento imediatamente depois da compactação (LORD et al., 2002).

Além disso, de acordo com pesquisas em concreto e *chalk* de Galway et al. (1966), observou-se que o concreto que continha agregado de *chalk* obteve uma resistência à compressão maior do que o concreto com agregado de basalto, apesar do *chalk* ter uma resistência à compressão menor que o basalto. O estudo foi realizado com basalto e *chalk* com granulometria fina, com uma relação de cimento agregado de 1/10 (esta porcentagem baixa de cimento foi escolhida para testar o intertravamento entre as partículas) e de 1/4. Os resultados são apresentados na tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Resistência à ruptura de concreto com baixa quantidade de cimento (adaptado de GALWAY et.al., 1966)

AGREGADO	Resistência à ruptura (psi)	
	7 dias de cura	28 dias de cura
Basalto	282	462
Chalk	355	512
Areia Lough Neagh	130	292
Carbonato de cálcio (pó)	—	302

Concluiu-se que o intertravamento das partículas dos agregados não teve influência importante. Foi observado que a ligação entre o cimento e o basalto foi mais fraca que a formada entre o cimento com *chalk* ou com areia. Estudos com raios-X evidenciaram a formação de uma fase no cimento, que levou a diferentes propriedades nas superfícies de adesão.

Hornych (2014), por sua vez, descreve que foi realizado um estudo na França, na região de Seine et Marne, para avaliar o potencial de melhoria de materiais granulares de calcário, amplamente disponíveis nesta região, pelo tratamento com cal viva. Foram construídas três seções experimentais de pavimentos de baixo tráfego, com três diferentes materiais de calcário de base. Cada seção foi dividida em duas partes, uma tratada por adição de 1% de cal viva e uma não tratada. As medidas de resistência à tração e módulo do laboratório foram realizadas nos mesmos materiais, após diferentes tempos de cura. Para todos os solos, o estudo indicou que a adição de 1% de cal viva leva a um aumento muito significativo no desempenho. Os valores de módulo de elasticidade e resistência à tração dos materiais aumentaram consideravelmente com o tempo. Após 2 anos, o módulo aumentou para 3000 a 5500 MPa para as camadas tratadas com cal, em comparação com 600 a 700 MPa para as camadas não tratadas.

No final da década de 1980, as empresas responsáveis pela construção do Eurotúnel enfrentaram o problema de como construir, num curto espaço de tempo, durante o período de entressafra, uma barragem para o rejeito extraído. O problema foi resolvido por uma solução original: o tratamento sistemático do *chalk* com cal viva à razão de 1 a 3%, de acordo com o teor de água (HORNYCH, 2014).

A explicação foi dada pelo professor Paquet (1993) da Universidade de Lille, no início da década de 1990: quando hidratada, a cal viva reduz instantaneamente o teor de água do *chalk*, causando também um aumento substancial da sua capacidade de carga que, com o aumento do pH, leva à precipitação de parte do carbonato de cálcio naturalmente presente na água. O carbonato precipitado e a cal hidratada cobrem a superfície do *chalk* e a cal hidratada converte-se gradualmente em carbonato por contato com CO₂. Os cristais formam uma crosta que reforça os agregados e depois interligam, proporcionando coesão ao material tratado. Hornych (2014) destaca que desde a construção do túnel da Mancha, milhões de toneladas de *chalk* foram tratadas com cal, para a construção de auto-estradas, para a construção do trem de alta velocidade, TGV, na França.

Um caso prático de melhoramento de *chalk* com cimento para utilização em estradas foi realizado em Weymouth na Inglaterra, para as Olimpíadas de 2012. A rodovia foi projetada para importar a menor quantidade de material possível. Assim, a estabilização do solo iria diminuir a quantidade de material importado pelo aumento da sua resistência no local, fazendo com que este pudesse ser utilizado como camada de fundação. O *chalk* foi estabilizado com 75 kg/m³ de escória de alto forno e com 75 kg/m³ de cimento Portland, para aumentar a resistência da laje de 280 milímetros e proporcionar uma fundação de classe 3. Este processo foi adotado pela Specification for Highways Works como um método de construção aprovado e agora está se tornando mais amplamente utilizado em todo o Reino Unido (BRITPAVE NEWS, 2010). A figura 2.8 mostra esta rodovia.



Figura 2.8 – Weymouth Road, na Inglaterra (adaptado de BRITPAVE NEWS, 2010)

2.2 MISTURAS DE SOLO-CIMENTO

De acordo com Yoshinaka e Yamabe, (1981) e Tatsuoka et al. (1999), os solos podem ser cimentados tanto naturalmente como artificialmente. Exemplos de solos cimentados naturalmente são os solos residuais, materiais sedimentares cimentados enquanto os artificialmente cimentados contam com adição de cal, cinza ou cimento.

Estes materiais envolvem tanto a mecânica de rochas e mecânica dos solos, utilizando conceitos de ambas. Vários autores como Clough et al. (1981), Coop e Atkinson (1993), Cuccovillo e Coop (1993), Huang e Airey (1993), Zhu et al. (1995), Prietto (1996), Huang e Airey (1998), Consoli et al. (2000 e 2001), Schnaid et al. (2001), Rotta et al. (2003) e Rotta et al. (2004) vêm estudando o efeito da cimentação em amostras artificialmente cimentadas, através da adição de cimento Portland ou cal. Os mecanismos de estabilização com estes agentes estão muito bem detalhados por Núñez (1991). De acordo com Leroueil e Vaughan (1990) e Vaughan (1997), a densidade e a resistência das ligações entre partículas são os parâmetros mais importantes no comportamento dos solos estruturados. Além disso, segundo Clough et al. (1981), a natureza e a quantidade de agente cimentante, a tensão de confinamento, a distribuição granulométrica e forma dos grãos também são parâmetros relevantes.

Clough et al. (1981) e Chang e Woods (1992), ao estudarem o comportamento de areias cimentadas sob carregamento estático, concluíram que as areias cimentadas com considerável porcentagem de finos e bem graduadas são mais resistentes do que aquelas com poucos finos e mal graduadas. Além disso, verificaram que para um mesmo teor de cimento o efeito da cimentação é menor em areias fofas do que em areias densas e, por fim, que a resistência de pico aumenta com o grau de cimentação, enquanto a deformação necessária para mobilizá-la diminui. Rotta et al. (2001) em suas pesquisas provaram que, quanto menor a densidade da amostra durante a formação de sua estrutura cimentante, mais significativa é a contribuição da cimentação na resistência.

2.2.1 Relação Vazios/Cimento

Larnach (1960) foi o primeiro pesquisador que correlacionou a quantidade de vazios do solo com a de cimento, para assim estimar sua resistência à compressão simples. A resistência não pode ser correlacionada com a relação água/cimento, pois a compactação em solos ou no solo-

cimento nunca consegue expulsar completamente o ar do sistema. A relação água/cimento só se aplica a materiais onde o ar foi totalmente expulso e os vazios estão preenchidos por água.

A pesquisa de Larnach (1960) apresentou os resultados de uma areia fina misturada com uma argila pulverizada e cimento. 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 aparentes secas. A relação vazios/cimento utilizada pelo pesquisador é definida pela fórmula 2.1.

$$\frac{V_V}{V_{Ci}} = \frac{\text{Volume absoluto de vazios (ar + água)}}{\text{Volume absoluto de cimento}} \quad (2.1)$$

Os resultados dos ensaios de compressão simples se ajustaram a uma curva de potência para as amostras de solo cimento curadas por 7 dias, o que pode ser de extrema utilidade para dosagem e controle de execução de misturas de solo-cimento em campo. Após isto, Foppa (2005) confirmou a tendência obtida por Lanarch (1960), quando tratando uma areia-siltosa com cimento e utilizando o mesmo conceito vazios/cimento.

Os estudos levaram à conclusão de que a correlação volume de vazios pelo volume de cimento não é a melhor forma de se apresentar os resultados. Isto porque se pode interpretar que dada uma variação no volume de vazios, uma variação proporcional no volume de cimento equilibraria a perda o ganho de resistência, o que não acontece. De forma a corrigir esta desproporção e manter as variáveis adimensionais, os gráficos, portanto, passaram a ser plotados de forma a expressar a porosidade da mistura em função do teor volumétrico de cimento (η/Civ) ajustado por um expoente (geralmente igual a 0,28 no caso de solo-cimento), que é uma função do tipo do solo e do cimento utilizado VELÁZQUEZ (2016).

Muitos trabalhos foram realizados com o intuito de avaliar o η/Civ ajustado por um expoente, como o de Consoli *et al.* (2007), Lopes Junior (2007), Cruz (2008), Consoli *et al.*, (2009a) Consoli *et al.* (2011a), Consoli *et al.* (2011b), Floss (2012), Rosa (2013), Marques *et al.* (2014), Consoli (2014), Quiñonez (2015), Kanazawa (2015), Consoli *et al.* (2016). Esta técnica permite que seja feita a escolha de uma quantidade de cimento e energia de compactação que proporcione uma mistura que atenda a resistência de projeto.

2.2.2 Resistência à Compressão Simples

A resistência à compressão simples é um ensaio comum e fácil de ser realizado para determinar a efetividade da estabilização de um solo-cimento. Ela aumenta de forma praticamente linear com a adição de cimento, mas a diferentes taxas para diferentes tipos de solos VELÁZQUEZ (2016).

Ingles e Metcalf (1972) mostraram o efeito do teor de cimento sobre a resistência a compressão simples de alguns corpos tratados com cimento Portland curados por sete dias. A figura 2.9 mostra os resultados.

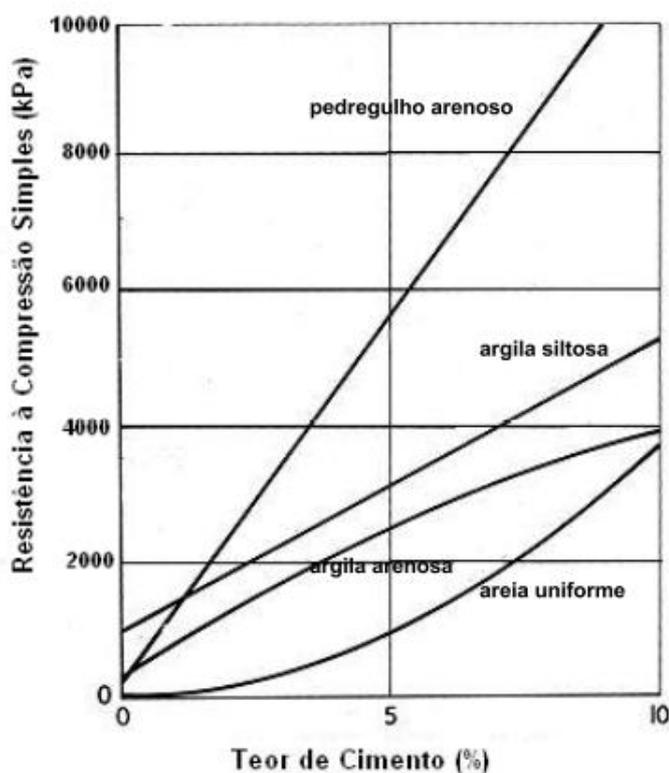


Figura 2.9 – Teor de cimento versus a resistência à compressão (adaptado de INGLES e METCALF, 1972)

2.2.3 Resistência à tração por compressão diametral

De acordo com Clough et al. (1981), existe um aumento na resistência à tração com o grau de cimentação. Consoli et al. (2010) desenvolveram ensaios de resistência à compressão e tração em solos cimentados artificialmente, utilizando areia fina e uniforme. As equações encontradas para ambos as resistências foram exponenciais em função da porosidade pelo teor de cimento. Os autores mostraram que existe uma relação linear entre ambas as resistências.

2.3.4 Rigidez Inicial

A rigidez do solo cimentado é aumentada pela adição de cimento conforme as pesquisas de Clough et al. (1981), Leroueil e Vaughan (1990), Hight e Jardine (1993), Cuccovillo e Coop (1997), Vaughan (1997) e Prietto et al. (1997). Além disso, Chang e Woods (1992) mostraram que o aumento do módulo de rigidez a baixas deformações em areias cimentadas depende também do número de pontos de contato entre as partículas.

A relação vazios/cimento é um parâmetro apropriado para avaliar a rigidez e a resistência das misturas de areia-cimento, de acordo com estudos de Consoli et al. (2009b). Os valores de G_0 reduzem quando a relação de vazios/cimento aumenta. Galaa et al. (2011) também estudaram a rigidez inicial para corpos-de-prova submersos em água e não submersos, verificando que a rigidez inicial aumentou em ambos casos, porém as amostras que não foram imersas em água apresentaram valores maiores que as que foram.

Por fim, a rigidez inicial aumenta com o aumento do tempo de cura, mas a taxa de rigidez, que corresponde à inclinação das retas de ajuste, não variou de forma considerável com o aumento do peso específico aparente seco do material compactado. Porém, a redução da porosidade do material compactado levou a maiores valores de rigidez (KANAZAWA, 2015).

2.3.5 Durabilidade

A durabilidade tem relação com a capacidade de um material manter sua integridade estrutural sob as condições a que ele é exposto. Os principais fatores que afetam a integridade estrutural de um material estabilizado são as variações de umidade e temperatura e ações das cargas repetidas. A durabilidade talvez seja a propriedade mais significativa do comportamento dos materiais estabilizados com cimento, sendo influenciada pela granulometria do agregado, teor do agente cimentante, tempo de cura e saturação (MARCON, 1977).

O objetivo dos ensaios de durabilidade é a simulação das condições ambientais de campo na amostra. A (ASTM D559, 2003) especifica o ensaio de durabilidade em que esta é medida em função da percentagem da perda de massa. A Portland Cement Association (1956) estabelece a máxima perda admissível nos ensaios de durabilidade dependendo do tipo do solo, de acordo com a tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Máxima perda de massa admissível nos ensaios de durabilidade (adaptado de Portland Cement Association, 1956)

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

*A-2-6 e A-2-7 perda máxima de 10%

Guthrie et al. (2008) entretanto, relatam que a escovação por vezes é omitida devido à variabilidade associada ao processo. Assim, é substituída pelo ensaio de resistência à compressão simples após 12 ciclos de molhagem e secagem.

2.3 RIGIDEZ A PEQUENAS DEFORMAÇÕES: MEDIÇÃO E INTERPRETAÇÃO

2.3.1 Estudo da rigidez em solos

Nas últimas duas décadas, foi reconhecido que a chamada resposta "elástica" de tensão por deformação de praticamente todos os solos e rochas brandas é de fato altamente não linear (FERREIRA, 2008). Isto tem levado ao desenvolvimento de métodos de análise de fundações e previsão de recalques que levem isso em conta. Paralelamente a isto, houve também evolução tanto nos métodos de ensaios *in situ* e de laboratório que permitam que os detalhes da resposta tensão-deformação sejam examinados, mesmo numa escala de 10^{-6} .

Para pequenas deformações, a rigidez é relativamente alta, já para tensões próximas à ruptura a rigidez é pequena, mostrando que o solo possui comportamento não linear de rigidez (ATKINSON, 2000). A figura 2.10 ilustra uma curva de rigidez por deformação típica para solos.

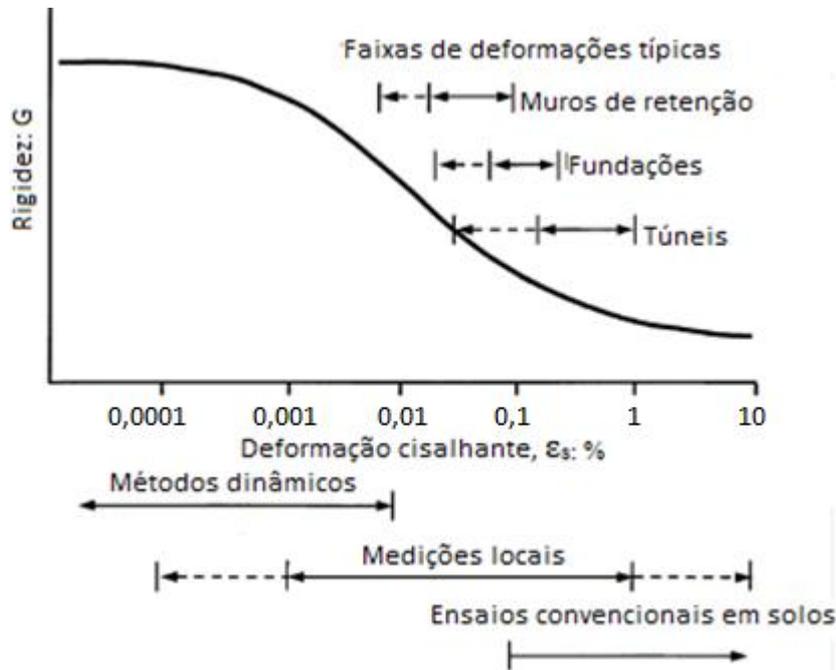


Figura 2.10 – Comportamento característico não linear de rigidez-deformação do solo (adaptado de ATKINSON e SALLFORS, 1991 e MAIR, 1993)

O módulo de cisalhamento G é um dos parâmetros de rigidez que é exclusivamente dependente das sollicitações de cisalhamento. É um parâmetro geotécnico de referência e possui bastante influência no desenvolvimento de projetos. Independentemente do ensaio utilizado para a obtenção das ondas sísmicas, ou do método de interpretação dos dados, o resultado básico é a determinação do tempo de propagação da onda através do solo. Com este tempo e conhecida a distância percorrida pela onda, é possível determinar-se a velocidade da onda cisalhante V_s , e por sua vez, o módulo cisalhante elástico através da fórmula 2.2.

$$G_0 = \rho \cdot (V_s)^2 = \rho \left(\frac{L^2}{t^2} \right) \quad (2.2)$$

Onde:

G_0 = rigidez inicial (MPa);

ρ = massa específica do solo (kN/m^3);

V_s = velocidade de propagação da onda (m/s);

L = distância entre os transdutores (mm);

t = tempo de propagação da onda (s).

2.3.2 Ondas Sísmicas

De acordo com Festugato (2011), as ondas de tensão e de deformação geradas em um meio elástico propagam-se em todas as direções com velocidades finitas. Quando localizadas em pontos afastados, podem ser consideradas ondas planares, internas ou volumétricas, podendo haver movimento de dilatação e de cisalhamento das partículas.

O autor explica que as ondas de dilatação, também chamadas de longitudinais, primárias, de compressão ou ondas P, propagam-se segundo a direção longitudinal unicamente numa direção. A velocidade de propagação das ondas P é a mais elevada dentre todas as ondas sísmicas. Já as ondas cisalhamento, denominadas ondas transversais, secundárias, de corte ou ondas S, propagam-se no meio em movimentos distorcionais. A direção do movimento é perpendicular à direção de propagação da onda.

As velocidades de propagação das ondas de compressão (V_p) e de cisalhamento (V_s) dependem das características do meio (considerado elástico infinito, homogêneo e isotrópico), onde são propagadas. A determinação das velocidades de propagação dessas ondas elásticas permite a avaliação dos parâmetros elásticos do meio. Também, conhecidos ambos os valores de V_p e V_s é possível calcular o coeficiente de Poisson ν , se forem combinadas as fórmulas 2.3 e 2.4:

$$V_p = \sqrt{\left(\frac{E}{\rho}\right) \cdot \frac{(1 - \nu)}{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)}} = \sqrt{\frac{M}{\rho}} \quad (2.3)$$

$$V_s = \sqrt{\left(\frac{E}{2\rho}\right) \cdot \frac{1}{(1+\nu)}} = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (2.4)$$

Onde:

E = módulo de elasticidade (MPa);

M = módulo confinado (MPa);

G = módulo cisalhante (MPa);

ρ = massa específica do solo (kN/m³);

ν = coeficiente de Poisson.

2.3.3 Medição da rigidez em campo e em laboratório

A medição de velocidades de ondas sísmicas é uma prática, não destrutiva, frequentemente não invasiva, de custo-benefício eficaz custo-eficaz para determinar rigidez a pequenas tensões e deformações de solos. As técnicas de medição das ondas apresentam vantagens únicas para o estudo de geomateriais sem afetar a malha, o equilíbrio estrutural e as propriedades mecânicas dos solos (FAM E SANTAMARINA, 1995).

Novas demandas na Engenharia Civil requiseram técnicas avançadas de caracterização para avaliar as condições *in situ*. Os desafios incluem envelhecimento da infraestrutura, construções em zonas críticas e sensíveis, restrições criadas pelo ambiente urbano e exigências de proteção do meio ambiente (STOKOE E SANTAMARINA, 2000).

Entre as medições de campo, alguns métodos podem ser citados de acordo com Ferreira (2008):

- a) métodos geofísicos;
- b) método de superfície de reflexão;
- c) método de superfície de refração;
- d) método *cross-hole*;
- e) método *down-hole*;
- f) teste de cone sísmico (SCPT);

Além disso, muitas análises sobre os aparelhos de laboratório e técnicas de ensaios disponíveis para a avaliação da rigidez de solos vêm sendo apresentadas ao longo dos anos. De acordo com a autora, as medições de rigidez no laboratório são geralmente agrupadas em testes dinâmicos e estáticos.

Para Tatsuoka e Shibuya (1992), o termo “testes dinâmicos” se refere a ensaios que envolvem condições de carregamento rápido (monotônicos ou cíclicos), sendo divididos geralmente em testes sísmicos (com a utilização de transdutores piezoelétricos) e coluna ressonante. Ferreira (2008) destaca que uma das vantagens dos testes sísmicos é que o mesmo teste pode ser realizado tanto no campo como também no laboratório. Os testes de carregamentos monotônicos estáticos incluem ensaios triaxiais padrão, ensaios de cisalhamento torsional e ensaios triaxiais verdadeiros (*true triaxials*).

2.3.4 Transdutores piezoelétricos

Pierre e Jacques Curie foram os primeiros a publicar em 1880 a demonstração experimental da relação entre fenômenos piezoelétricos macroscópicos e a estrutura cristalográfica. Esta propriedade, conhecida como piezoelectricidade, refere-se à capacidade de converter energia elétrica em energia mecânica, ou vice-versa, e pode ser encontrada na natureza em alguns cristais, como turmalina, quartzo ou topázio, entre outros (FERREIRA, 2008).

A piezoelectricidade também pode ser artificialmente obtida por polarização de certas cerâmicas. A deformação do elemento piezocerâmico polarizado depende da sua forma, composição, direção de polarização e do campo elétrico aplicado. Assim, podem ser fabricados diferentes transdutores para gerar movimentos de compressão e extensão ou de cisalhamento (BRIGNOLI et al., 1996).

Estes transdutores permitem transmitir e receber ondas de cisalhamento ou de compressão e podem ser instalados em qualquer dispositivo convencional para testes em solos, sendo mais comumente acoplados aos oedômetros ou nas câmaras triaxiais, ou também em sistemas mais complexos como em câmaras de calibração, centrífugas, colunas ressonantes e triaxiais verdadeiros. No laboratório, os métodos mais utilizados para a determinação de velocidade da onda cisalhante (*shear velocity*) fazem uso destes transdutores, como *bender elements*, placas de cisalhamento e também dos *bender-extender elements*. Os *bender elements* são, portanto, um tipo de transdutor piezoelétrico que, assim como outros tipos, passaram a permitir a

realização de testes mecânicos, estáticos e cíclicos juntamente com testes dinâmicos de ondas sísmicas (FERREIRA, 2008).

2.3.5 *Bender elements*

Os *bender elements* são transdutores piezocerâmicos duplos compostos de duas placas finas piezocerâmicas rigidamente ligadas a uma chapa metálica central e a eletrodos em suas superfícies externas. A chapa metálica atua como reforço, uma vez que as placas piezocerâmicas são extremamente frágeis. Esta montagem é protegida com um revestimento rígido de resina epóxi, para isolar eletricamente e evitar o contato direto com o solo e água (FERREIRA, 2008).

De acordo com Festugato (2011), é um método simples utilizado para a obtenção do módulo cisalhante elástico de um solo a pequeníssimas deformações. Assim, o módulo cisalhante estimado é G_0 . A chegada da onda na outra extremidade é captada pelo transdutor receptor, que é movido mecanicamente gerando uma pequena voltagem que é exibida em um osciloscópio digital.

A ligação elétrica às placas é feita em relação às direções de polarização das duas placas, de modo a assegurar um movimento de flexão adequado: as placas polarizadas em sentidos opostos são ligadas em série, enquanto as placas polarizadas na mesma direção estão ligadas em paralelo. O modelo apresentado por Dyvik e Madshus (1985) na figura 2.11 mostra um esquema de pares de transdutores.

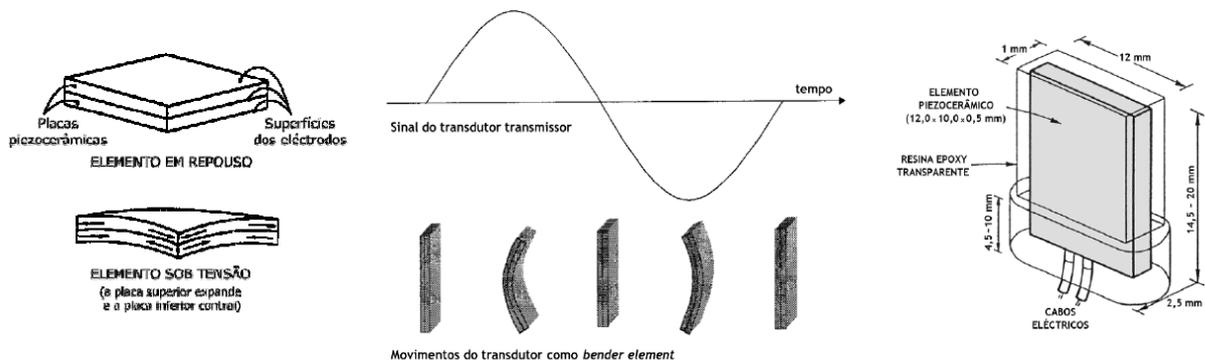


Figura 2.11 – *Bender elements* (DYVIK e MADSHUS, 1985, adaptado por FERREIRA, 2003)

Algumas variações nos modelos de *bender elements* são consequências da necessidade de se ajustar a novos desafios: para avaliar a anisotropia em corpos-de-prova de ensaios triaxiais, os *bender elements* de tamanho padrão não são apropriados, pois são muito pesados para serem sustentados pela amostra e pela membrana. Assim, a combinação de dois *benders* dispostos ortogonalmente um ao outro, em forma de “T” (PENNINGGTON et al., 1997, 2001).

2.3.5.1 Vantagens e desvantagens

Os *bender elements*, assim como outros transdutores piezocerâmicos, expandiram os testes laboratoriais, permitindo a realização de testes mecânicos, estáticos ou cíclicos em simultaneidade com testes dinâmicos de ondas sísmicas. A atração do uso dos *bender elements* consiste na sua simplicidade: um dos transdutores é excitado na extremidade de uma amostra e o tempo necessário para que este seja registrado pelo receptor na outra extremidade pode ser lido no osciloscópio, para obter o tempo de propagação e a velocidade da onda de cisalhamento (FERREIRA, 2008).

A instalação destes transdutores é relativamente simples e rápida: os equipamentos eletrônicos necessários são basicamente um gerador de função, osciloscópio, analisador de espectro e sistema de aquisição de dados. Os transdutores piezoelétricos são uma solução barata e versátil para a medição de ondas sísmicas em laboratório. Além disso, possuem capacidade de monitorar a evolução da rigidez considerando a influência de fatores como cimentação, cura, estabilização de carga, entre outros. No entanto, ainda há muita discussão sobre os detalhes de procedimento dos testes e o método mais apropriado de interpretar os resultados a fim de obter-se a velocidade da onda de cisalhamento.

Ferreira (2008) afirma, que apesar das várias vantagens dos *bender elements*, como a sua simplicidade e facilidade de utilização, não existe ainda um procedimento padrão e um quadro de interpretação desenvolvido para esta técnica. A interpretação dos resultados permanece subjetiva, exigindo algum grau de julgamento.

2.3.5.2 Medição das ondas

As medições de ondas sísmicas podem ser feitas no tempo e no domínio da frequência. Para o uso de técnicas em ambos os domínios, é importante ter um sistema com *software* adequado (FERREIRA, 2008).

As leituras no domínio do tempo podem ser analisadas manualmente e individualmente, diante da dificuldade sua automatização, conforme Arroyo et al. (2003). De acordo com Ferreira (2008), para tanto, é necessária a escolha um olho educado e julgamento experiente são requisitos essenciais para uma interpretação confiável dos resultados de *bender elements* no domínio do tempo. Os métodos de domínio de frequência, por sua vez, podem ser automatizados e fornecem uma visão mais ampla da resposta do sistema à excitação imposta.

2.3.5.3 Calibração

Antes de ensaiar o solo com uso de *bender elements*, é importante realizar alguns testes para verificação de seu funcionamento, calibração e polaridade. O primeiro teste consiste em verificar que cada transdutor diretamente conectado ao gerador de função, emite sons quando é gerado um sinal audível de entrada, geralmente para sinais sinusoidais contínuos dentro da faixa de frequência de 1 a 15 kHz. Se isto acontecer, então o transdutor está funcionando e pode ser utilizado, tanto como transmissor quanto como receptor. O segundo teste consiste em segurar manualmente os dois transdutores em contato direto. Os resultados são extremamente relevantes, fornecendo o tempo de atraso ou de calibração e a polaridade dos sinais de entrada e saída (FERREIRA, 2008).

O tempo mínimo entre o transmissor e o receptor em *bender elements* pode ser observado quando ambos os transdutores são colocados em contato direto, sendo um sinal de entrada transmissor o sinal de saída receptor. Idealmente, o atraso de tempo deveria ser nulo, uma vez que as pontas dos transdutores estão em contato, isto é, a uma “distância de propagação” nula. Entretanto, apesar deste contato direto, os sinais obtidos são um reflexo de todo um conjunto composto não só pelos transdutores, mas também pelos dispositivos eletrônicos e cabos. Todos estes elementos introduzem algum atraso, mesmo que sejam mínimos. Este intervalo de tempo deve ser quantificado e, se relevante, definido como o tempo de calibração do sistema.

Outra conclusão importante, conforme Ferreira (2008), pode ser extraída do contato direto dos transdutores: a polaridade dos sinais de entrada para saída. Quando o transmissor e o receptor *bender elements* estiverem em contato direto, as ondas devem ter formatos muito semelhantes no osciloscópio. Girando um dos transdutores de 180 graus, a polaridade inverte as posições. A polaridade correta pode ser marcada de um lado de cada transdutor para identificação. Ao se propagar uma onda de cisalhamento através de uma amostra de solo, a onda é

inevitavelmente alterada por uma série de fatores como reflexões, distorções e ruído. Assim, quando a onda é captada pelo receptor, sua forma não é idêntica ao sinal elétrico de entrada, de modo que sua polaridade pode ser quase invertida, confundindo a interpretação. Portanto, esta verificação evita erros e esclarece a interpretação.

2.3.5.4 Fenômenos relacionados

Existem diversos aspectos relacionados à propagação de ondas que podem ocorrer durante o uso de *bender elements* que afetam seu desempenho (FERREIRA, 2008):

- a) *instalação*: existem várias dificuldades associadas à instalação. Alguns erros derivam de detalhes de isolamento, interferência elétrica devido ao acoplamento através do solo, efeitos de campo próximo, conduzindo à incerteza na detecção de primeiras chegadas. Uma série de requisitos técnicos e condições de contorno devem ser cumpridas, conforme Jovicic (2004) and Lee and Santamarina (2005), como boa fiação, blindagem adequada das camadas piezocerâmicas e aterramento do transdutor, bom encaixe e conexão dos *benders* e ambiente livre de ruído. Além disso, o isolante epóxi e a blindagem dos cabos são particularmente suscetíveis a degradação por desgaste, levando a curtos-circuitos. Outras questões também alteram as condições de contorno, como o alinhamento dos *benders*, os reflexos da onda nas bordas e lados da amostra e o contato entre os transdutores e o solo. Os solos artificialmente cimentados exigem frequência muito maior, aproximando-se das limitações da faixa de frequência de alguns desses equipamentos (RIOS SILVA et al., 2008). A escolha dos equipamentos eletrônicos deve ser feita considerando um espectro mais amplo de frequências, para testar materiais com rigidezes distintas.
- b) *cross-talk*: quando um sinal quase simultâneo com o sinal de entrada aparece no sinal de saída. Está geralmente associado ao acoplamento eletromagnético entre transmissor e receptor (SANTAMARINA et al., 2001). Este tipo de *cross-talk* é predominante em solos saturados. Uma solução envolve aterramento do *bender*, evitando assim a transmissão do sinal de entrada e melhorando o sinal recebido.

- c) ruído ambiente: um dos requisitos técnicos para otimizar os *benders* refere-se a um ambiente sem ruído. Na maioria dos laboratórios, é impossível de remover completamente o ruído ambiente, devido ao ruído eletromagnético e à alimentação elétrica. Este ruído afeta principalmente o sinal de saída, e mesmo que seja de natureza aleatória, uma frequência baixa típica de 50 Hz é frequentemente visível no osciloscópio. Se a qualidade do sinal é baixa, o nível de ruído torna-se mais visível e deve ser feito o uso de isolamento, para reduzir a sua influência.
- d) efeitos de campo: o sinal de saída é fortemente atenuado, mais distorcido e mais complexo do que o sinal de entrada. Embora em algumas vezes seja fácil determinar a primeira chegada da onda de cisalhamento, frequentemente isso é a causa de muita incerteza.
- e) efeito de condições de contorno e geometria do corpo-de-prova: a propagação de ondas em um meio confinado, como a amostra de solo de laboratório, é influenciada pela reflexão da onda em seus limites. Assim, a presença de ondas refletidas depende das propriedades geométricas do corpo-de-prova, conforme Blewett et al. (2000), Arroyo et al. (2002a,b), Arroyo et al. (2006), Rio (2006).

2.3.5.5 Interpretação dos resultados

O comprimento efetivamente percorrido pelas ondas sísmicas é definido como a distância real entre o transmissor e o receptor no momento da propagação da onda. Como a velocidade da onda, e, portanto o módulo correspondente, é diretamente dependente do comprimento do percurso, sua determinação precisa é fundamental (FERREIRA, 2008).

Fam e Santamarina (1995) calcularam as velocidades usando a distância entre extremos livres dos *benders*. Porovic (1995) considerou a distância entre os centros dos transdutores como o comprimento de curso efetivo, concluindo que esse comprimento forneceu um acordo ótimo entre a rigidez de cisalhamento obtida a partir dos testes de coluna ressonante e de *bender elements*. Rio (2006) realizou uma série de testes em amostras artificiais de poliuretano, em várias alturas para uma ampla gama de geometrias, concluindo que a distância de percurso medida entre transdutores de ponta a ponta parece ser inadequada. Os resultados indicaram

que a distância de percurso deve ser medida entre os centros de pressão dinâmica exercida pelos transdutores no solo circundante, a aproximadamente 60% da altura embutida.

Muitas configurações diferentes do sinal de entrada podem usadas para o teste com *benders*. A configuração refere-se à forma do sinal elétrico gerado, que é enviada diretamente ou através de um amplificador, para o *bender* transmissor. De acordo com Blewett et al. (2000), os sinais sinusoidais tornaram-se mais populares, já que mostraram fornecer medições de tempo mais confiáveis, minimizando a dispersão de velocidade.

De acordo com Ferreira (2008), para a determinação do tempo de propagação, o procedimento usual é de utilizarem-se vários sinais de entrada, em frequências diferentes, para obterem-se informações adicionais da resposta. O conjunto de sinais de resposta terá formas diversas, mais ou menos ciclos e mais ou menos amplitude. Entretanto, na grande maioria dos casos, geralmente é encontrado um ponto em comum, correspondente à primeira depressão ou a uma inflexão, por exemplo. O pressuposto, sem o qual esta interpretação seria inviável, é que o tempo de propagação é independente da frequência de entrada. Para a determinação do tempo de propagação, três métodos podem ser citados:

- a) primeira chegada da onda: a medição do intervalo de tempo entre as ondas de entrada e saída é a técnica de interpretação mais imediata e intuitiva. Este método de interpretação pressupõe a ausência de ondas refratada, de acordo com Arulnathan et al. (1998). A identificação do instante da primeira inflexão da onda de saída é simples, mas subjetiva, pois diferentes usuários podem selecionar diferentes pontos de chegada.
- b) intervalo de tempo entre pontos característicos de ondas de entrada e saída: pontos característicos das ondas de entrada e de saída, tais como picos, depressões e intersecções de zero, são fáceis de identificar e os intervalos entre os pontos podem ser considerados como representando o tempo de deslocamento do cisalhamento da onda.
- c) segunda chegada da onda: Arulnathan et al. (1998) observaram que a onda transmitida se propaga ao longo da amostra e é detectada pelo transdutor receptor, mas também é refletida no receptor e propagada na direção oposta à placa do transmissor, onde ela é refletida novamente, retornando ao receptor uma segunda vez. O tempo entre a primeira e a segunda chegada da onda

corresponde ao dobro do tempo de propagação. A segunda chegada da onda obviamente contém menos energia do que a primeira, portanto, é muitas vezes não detectada no sinal.

Ferreira (2008) aplicou todos estes métodos em sua pesquisa com *bender elements*, e observou diferenças de até 28% nos valores de tempo de propagação. Ela concluiu que o melhor método foi o da segunda chegada da onda. Entretanto, a falta de resultados consistentes representa um claro obstáculo à padronização desta técnica. Portanto, há necessidade de melhorar, alterar ou mesmo ignorar alguns métodos. Além disso, a automatização de procedimentos é atualmente quase tão crucial quanto o próprio método de interpretação, então há uma demanda por determinação automatizada das melhores estimativas de tempo de propagação com base em diferentes técnicas de interpretação. Este requisito é ainda mais relevante no caso de grandes programas de ensaios, em que o tempo necessário para o processamento de dados é um fator importante.

2.3.6 Ultrassom

Outro método de medição de rigidez a pequeníssimas deformações é através da utilização de equipamentos de ultrassom. De acordo com Yaman et al. (2001), a medição ondas com equipamento de ultrassom é realizada utilizando-se um par de transdutores em contato com a amostra. Os transdutores piezoelétricos são os tipos mais comuns usados para gerar ondas ultrassônicas, que são causadas por excitação do elemento piezoelétrico por um sinal de tensão elétrica, que faz com que ele vibre em sua frequência de ressonância. Estas vibrações excitam o material com uma ampla gama de frequências ultrassônicas e geram ondas de tensão que são transmitidas através do material para o transdutor de recepção.

Os testes com utilização de ultrassom podem fornecer uma abordagem rápida e simples para determinar características de solos compactados e de concretos, conforme Yesiller et al. (2000) e Yaman et al. (2001). De acordo com Yesiller et al. (2000), este método não destrutivo pode ser usado como uma alternativa aos métodos existentes para analisar dados de laboratório ou de campo em solos.

As ondas ultrassônicas são ondas de tensão com frequências superiores a 20 kHz que se propagam em meios de massa, sendo que sua propagação em um material é afetada pelas propriedades e condição deste. A transmissão das ondas em um material é quantificada por dois parâmetros: velocidade e atenuação. A velocidade ultrassônica pode ser correlacionada

com constantes elásticas e propriedades mecânicas de um material, enquanto a atenuação ultrassônica pode ser correlacionada às propriedades microestruturais de um material (McIntire 1991).

Um extenso estudo sobre o uso de testes com ultrassom para solos compactados foi realizado por Sheeran et al. (1967), concluindo-se que as velocidades ultrassônicas aumentaram com o aumento da densidade seca até o teor ótimo de água. Sologyan (1990) forneceu um resumo das aplicações dos testes com ultrassom para determinar a densidade de solos no campo, em aplicações agrícolas.

2.3.6.1 Equipamento

Os equipamentos eletrônicos utilizados para medições de velocidade consistem em: transdutores de onda p e s, receptor de pulsos e sistema de aquisição de dados. Dois transdutores são usados para medições, sendo um o transmissor e o outro o receptor (YESILLER et al., 2000).

De acordo com os autores, os transdutores geralmente possuem diâmetros de 45 mm e são acionados por um receptor de impulsos que está ligado a um computador para a digitalização de dados. O sistema de aquisição de dados inclui um computador e um *software* de osciloscópio digital que é utilizado para visualizar formas de onda e para ajustar os parâmetros de aquisição de dados. A figura 2.12 mostra o equipamento eletrônico necessário.

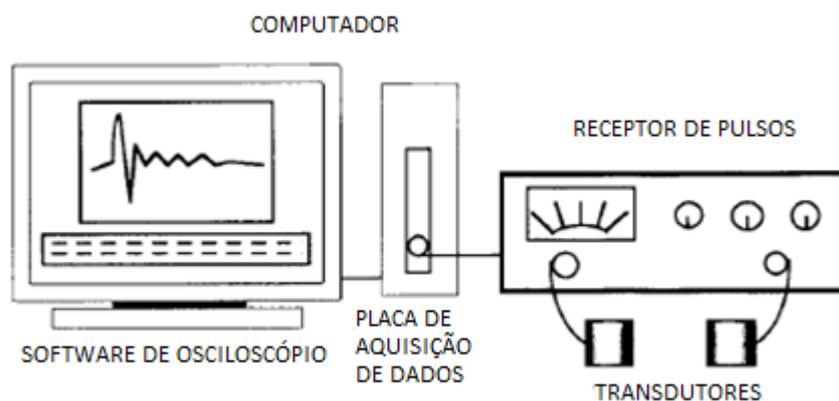


Figura 2.12 – Equipamento eletrônico para ultrassom (adaptado de YESILLER et al., 2000)

2.3.6.2 Procedimento de teste

Podem ser utilizados dois arranjos de transdutor: transmissão através das faces e transmissão de superfície. As configurações de teste usadas no estudo são apresentadas na figura 2.13.

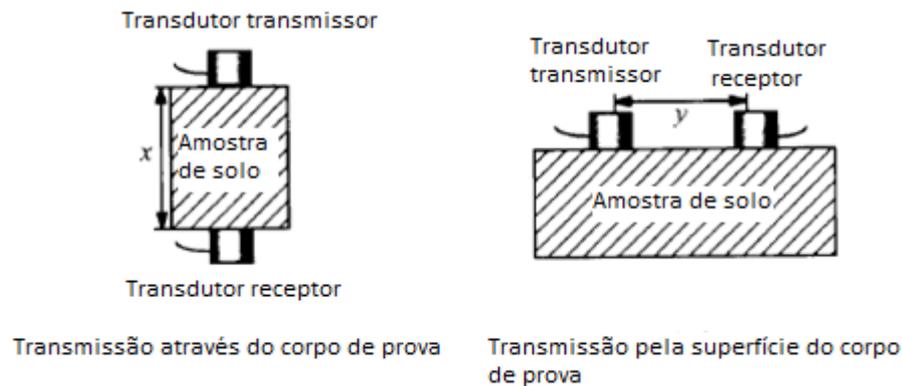


Figura 2.13 – Configuração de ensaios de ultrassom (adaptado de YESILLER et al., 2000)

A técnica de teste de transmissão através das faces também é conhecida como transmissão direta. Neste caso, as ondas ultrassônicas são enviadas a partir de uma superfície de um material com um transdutor de transmissão e as ondas transmitidas são recebidas por um transdutor de recepção colocado na superfície oposta do material. Este método é usado principalmente para testar materiais altamente atenuantes como solos. Nas medições de superfície, os transdutores são colocados na mesma superfície de um material e as ondas são transmitidas do transdutor de transmissão para o transdutor de recepção ao longo da superfície do material (YESILLER et al., 2000).

Muitos estudos têm sido feitos sobre a determinação da velocidade do pulso direto e fatores que a afetam. Existem padrões para medir a velocidade utilizando transmissão direta, como na ASTM C 597 (1999) e ASTM D 2845 (1999). Existe menos informação sobre a transmissão indireta, quando apenas uma face da estrutura de concreto é acessível. Muitas vezes é considerado que as medições indiretas não são confiáveis, e possuem arranjo de teste menos sensível. A velocidade indireta é 5 a 20% menor que a velocidade direta, no caso de concretos, dependendo da qualidade destes BS 1881 (1997). Jones (1962) explicou a discrepância entre a velocidade direta e indireta como sendo devido à dispersão de ondas.

Popovics et al. (1998) desenvolveram algoritmos para determinar o tempo de deslocamento da onda que reduzem a diferença entre velocidades nas medições diretas e indiretas. As medições

indiretas não são recomendadas pela ASTM C 597 (1999), exceto quando apenas uma superfície de um material é acessível. Por fim, as medições na superfície indicam propriedades de apenas as camadas que estão perto da superfície.

2.3.6.3 Análise de dados

A velocidade das ondas p e s é obtida pela relação entre o percurso e o tempo de propagação das ondas. Na técnica de transmissão direta, o trajeto é a espessura das amostras. Nas medições de superfície, o trajeto é a distância entre os transdutores ao longo da superfície do solo (YESILLER et al., 2000).

De acordo com os autores, o tempo de propagação para ambos os métodos é obtido a partir de medições da primeira chegada das ondas no transdutor de recepção, sendo a diferença entre o tempo de aplicação do impulso pelo transmissor e o tempo de chegada da onda no receptor. São necessários também procedimentos de calibração para minimizar erros aleatórios e sistemáticos associados à determinação do tempo de deslocamento da onda.

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Durante o programa experimental, ensaios foram realizados a fim de determinar-se a influência da quantidade de cimento e da porosidade nas misturas. Verificou-se a resistência à compressão simples e tração por compressão diametral. Além disso, foram realizadas medições com *bender elements* para que o crescimento da rigidez em função do tempo fosse compreendido. Estas medidas foram comparadas com os resultados de ultrassom. Por fim, calculou-se a perda de massa e de rigidez acumulada nos ensaios de durabilidade. Os ensaios realizados são listados no quadro 3.1.

Quadro 3.1 – Programa experimental

1. Ensaios de Caracterização	1.1 Distribuição Granulométrica
	1.2 Limites de Plasticidade
	1.3 Limites de Liquidez
	1.4 Índice de Plasticidade
	1.5 Massa específica real dos grãos
	1.6 Compactação
2. Ensaio de Compressão Simples	
3. Ensaio de Tração por Compressão Diametral	
4. Ultrassom	
5. <i>Bender Elements</i>	
6. Ensaio de Durabilidade	

Os materiais utilizados na pesquisa, os ensaios de caracterização, a preparação das amostras e os detalhes relevantes da execução dos ensaios são descritos neste capítulo. Parte dos ensaios foi realizada na Universidade Federal do Rio Grande do Sul (Brasil) e outra parte foi realizada na Universidade de Bristol (Inglaterra).

3.1 MATERIAIS UTILIZADOS

Os materiais utilizados no programa experimental foram *chalk*, cimento e água. Neste item será abordado cada um deles de forma mais detalhada, juntamente com os resultados dos ensaios de caracterização.

3.1.1 Chalk

O *chalk* utilizado nos testes foi coletado na região de St. Nicholas, em Wade, Kent (Reino Unido). O local foi recentemente usado para a penetração de estacas e realização de testes de cone, de acordo com Diambra et al. (2014); Ciavaglia et al. (2017a) e Ciavaglia et al. (2017b).

O *chalk* foi caracterizado de acordo com a CIRIA, Lord et al., (2002), como A/B, de baixa a média densidade. De acordo com Bialowas et al. (2016), este material foi proveniente da superfície do terreno de onde foi coletado, com propriedades índice de formação Senoniana e é composto quase completamente de carbonato de cálcio, com menos de 2% de impurezas.

Pedras angulares de material intacto (de aproximadamente 10 cm) coletadas do site foram secas e moídas até tornarem-se um silte arenoso, de acordo com a ASTM D 2487 (2006). A figura 3.1 ilustra o material trazido do campo.

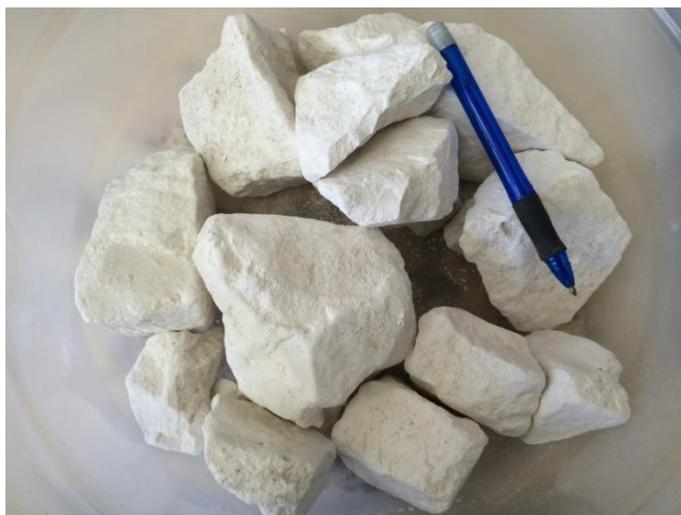


Figura 3.1 – *Chalk* recolhido em campo

Este material, uma vez que consiste uma rocha branda, foi moído em laboratório com auxílio de um almofariz e pistilo. A figura 3.2 ilustra esse procedimento.



Figura 3.2 – *Chalk* moído com almofariz e pistilo

O material foi moído até passar na peneira com abertura 2,36 mm. A partir desse material foram realizados os ensaios de caracterização: granulometria, limites de liquidez e de plasticidade e picnômetro (massa específica real dos grãos). Estes ensaios foram realizados no LEGG. O ensaio de compactação foi realizado no laboratório de Geomecânica da Universidade de Bristol.

3.1.1.1 Granulometria

Bialowas et al. (2016), estudaram o *chalk* reconstituído da região de Kent. O material foi seco e esmagado e triturado posteriormente. Com a utilização de um *Mastersizer*, os tamanhos de partícula foram classificados como a argila limpa bem graduada com areia. Os resultados foram comparados com Clayton (1990) e forneceram uma boa aproximação, apresentada na figura 3.3.

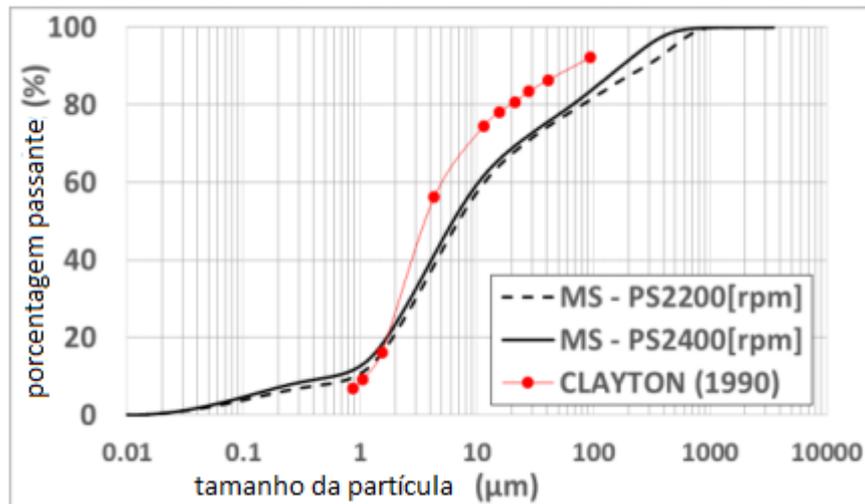


Figura 3.3 – Granulometria na pesquisa de Bialowas al. (2016) (adaptado de BIALOWAS, 2016)

O *chalk* utilizado nesta pesquisa foi o mesmo coletado em campo de Bialowas et al. (2016), entretanto o material não foi moído da mesma forma, resultando numa curva granulométrica diferente, com material menos fino. O ensaio de granulometria por sedimentação foi feito seguindo-se as instruções da NBR 7181 (1984). O resultado do ensaio é apresentado na figura 3.4.

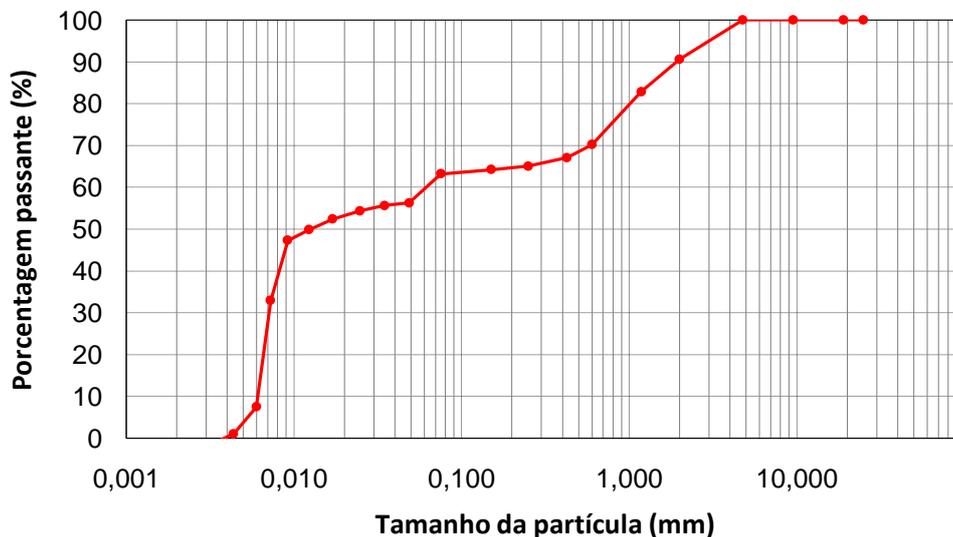


Figura 3.4 – Curva granulométrica do *chalk* moído

Os coeficientes de uniformidade (Cu) e de curvatura (Cc) foram calculados como 8,57 e 0,086, enquanto os encontrados por Bialowas et al. (2016) foram de 12,5 e 1,13 respectivamente. O D_{50} do material desta pesquisa é de 0,035 mm.

3.1.1.2 Limites de Liquidez e de Plasticidade

Os limites de liquidez e de plasticidade foram realizados de acordo com as normas NBR 6459 (1984) e NBR 7180 (1984) respectivamente. As figuras 3.5 e 3.6 mostram os ensaios sendo realizados.



Figura 3.5 – Ensaio de limite de liquidez em *chalk*



Figura 3.6 – Ensaio de limite de plasticidade em *chalk*

Os valores de limite de liquidez e plasticidade alcançados foram de 24,52% e 21,38%, respectivamente. O índice de plasticidade calculado foi de 3,13%. De acordo com Lord et al.

(2002), os valores de limite de liquidez e de índice de plasticidade variam para o *chalk* de acordo com a figura 3.7. O valor encontrado na pesquisa está representado em vermelho.

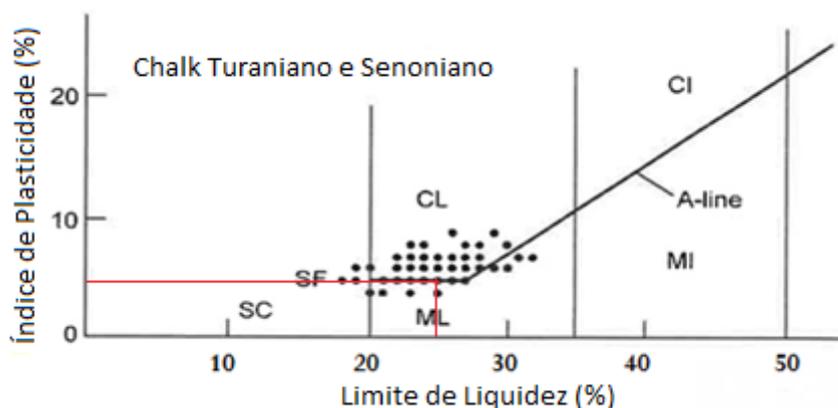


Figura 3.7 – Ensaio de limite de liquidez em *chalk* (adaptado de LORD et al., 2002)

3.1.1.3 Ensaio de Picnômetro

O ensaio para determinação de massa específica real dos grãos foi realizado seguindo as especificações da norma NBR 6508 (1984). O valor obtido para a massa específica real dos grãos foi de 2,80 g/cm³, semelhante ao encontrado por Bialowas et al. (2016), de 2,70 g/cm³.

3.1.1.4 Ensaio de compactação

O ensaio de compactação dinâmica (*proctor* normal) foi realizado na Universidade de Bristol, no laboratório de Geomecânica de forma semelhante ao da norma NBR 7182 (1986). Ele foi realizado para a determinação dos pesos específicos aparentes secos e umidades utilizadas nesta pesquisa.

Foi utilizado um molde cilíndrico de 10 cm de diâmetro, onde foi colocado o *chalk* com uma determinada umidade que resultasse em 200 g de material úmido. O material foi compactado com o auxílio de um soquete.

Os valores máximos de massa específica aparente seca, para cada energia de compactação, foram estabelecidos com o auxílio de uma linha ótima. Este ensaio foi realizado com bastante dificuldade uma vez que os grãos de *chalk* são muito frágeis e rompem com muita facilidade, dificultando a obtenção dos dados. A figura 3.8 mostra a curva de compactação do material.

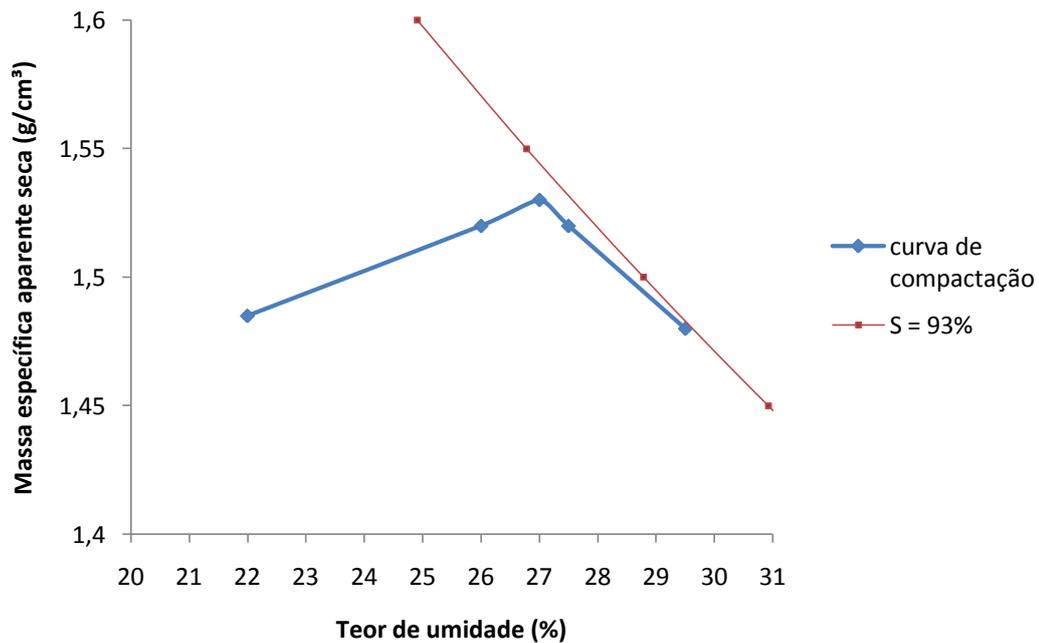


Figura 3.8 – Curva de compactação para o *chalk*

A curva de compactação mostra que para a umidade ótima de 27%, a 93% de saturação, o peso específico aparente seco é de 15,3 kN/m³. Este resultado foi coerente com a literatura, uma vez que as curvas de saturação descritas por Greenwood (1993) encontrou resultados parecidos de pesos específicos aparentes secos, de aproximadamente 15 kN/m³ e 15,7 kN/m³, para o teor de umidade de 27%, a 90% e 100% de saturação respectivamente, de acordo com a figura 3.9.

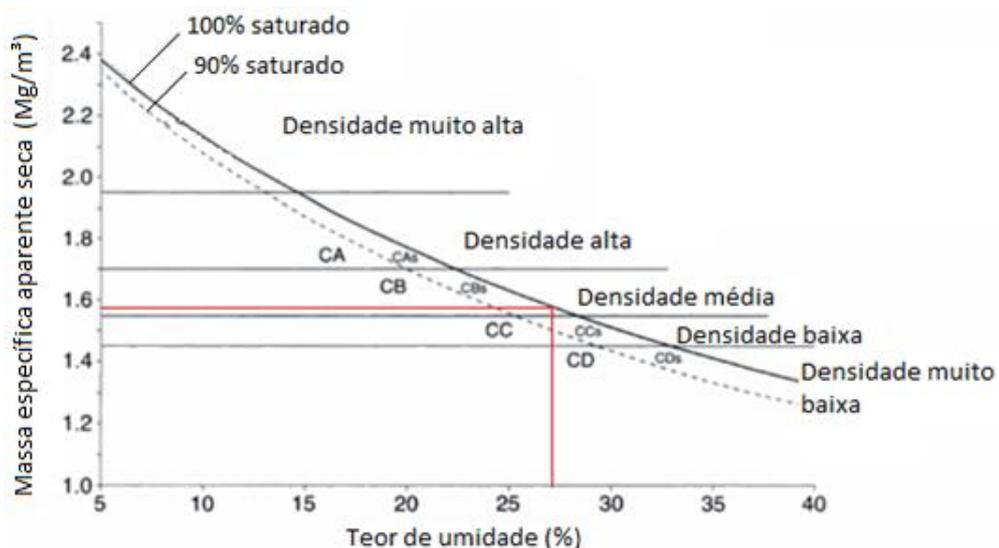


Figura 3.9 – Curva de saturação para o *chalk* (adaptado de GREENWOOD, 1993)

3.1.2 Cimento

No Brasil, os ensaios foram realizados com cimento Portland de alta resistência inicial (CP V – ARI). Este cimento tem a peculiaridade de atingir altas resistências já nos primeiros dias da aplicação, o que acontece devido à utilização de uma dosagem diferente de calcário e argila na produção do clínquer, bem como pela moagem mais fina do cimento, de modo que, ao reagir com a água, ele adquire elevadas resistências com maior velocidade. A massa específica real dos grãos deste cimento é de 3,15 g/cm³.

O cimento continua ganhando resistência até os 28 dias, atingindo valores mais elevados que os demais, proporcionando maior rendimento ao concreto. O CP V-ARI não contém adições, porém pode conter até 5% em massa de material carbonático.

É largamente utilizado em produção industrial de artefatos, onde se exige desforma rápida, concreto protendido pré e pós-tensionado, pisos industriais e argamassa armada. Por se tratar de um cimento de maior custo de produção e, normalmente, com preços mais elevados que os demais tipos, é pouco consumido no Brasil. Nesta pesquisa foi utilizado este tipo de cimento em função do tempo hábil para a realização dos ensaios.

Suas características são descritas na NBR 5733 (1991). Porém, este cimento atinge valores aproximados de resistência à compressão de 26 MPa a 1 dia de idade e de 53 MPa aos 28 dias, que superam em muito os valores normativos de 14 MPa, 24 MPa e 34 MPa para 1, 3 e 7 dias, respectivamente.

No Reino Unido, utilizou-se o cimento *Extra Rapid* da marca Tarmac, que possui características semelhantes às do CP V – ARI. De acordo com as especificações técnicas, este cimento alcança a resistência necessária para suportar o tráfego de pessoas de 4 a 6 horas sobre ele após seu preparo, sendo que a cura inicia de 15 a 30 minutos após a mistura. De acordo com o fabricante, a resistência atinge de 7 a 13 MPa em 4 horas, de 10 a 19 MPa em um dia e de 34 a 46 em 28 dias.

3.2 VARIÁVEIS ESTUDADAS E CONDIÇÕES DOS ENSAIOS

As variáveis são divididas em independentes e dependentes. As primeiras estão relacionadas ao objetivo desta pesquisa, ou seja, ao estudo da influência sobre as variáveis dependentes

(rigidez, resistência à compressão e tração por compressão diametral e perda de massa acumulada através de ensaios de durabilidade). As variáveis independentes são divididas em fixas e controladas nesta pesquisa, sendo as controladas:

- a) porosidade das misturas de *chalk*-cimento: expressa através da porosidade (η) ou do peso específico aparente seco (γ_d) da mistura compactada;
- b) quantidade de cimento (C): massa de cimento dividida pela massa de *chalk* seco, expressa em porcentagem;

As variáveis mantidas fixas ao longo da pesquisa foram:

- c) tipo de agente cimentante;
- d) tempo de cura;
- e) temperatura de cura;
- f) teor de umidade (ω): massa de água dividida pela massa de material seco (*chalk* e cimento), expresso em porcentagem;
- g) taxa de deformação nos ensaios de compressão simples e tração por compressão diametral.

O resultado do pico ensaio de compactação foi de 1,53 g/cm³ para 27% de teor de umidade. Assim, foram fixados para esta pesquisa os valores de 15,3 kN/m³, 14,3 kN/m³ e 13,3 kN/m³, para o teor de umidade de 27%.

Com relação à quantidade de cimento, Consoli et al. (2007), utilizou baixas porcentagens de cimento (de 1 a 7%) e observou um grande acréscimo nos valores de resistência à compressão simples. Portanto, julgou-se adequada a utilização de porcentagens de 3, 5 e 7% neste trabalho.

A granulometria utilizada foi descrita no item 3.1.1.1. O tipo de agente cimentante utilizado foi citado no item 3.1.2. O tempo de cura adotado foi de sete dias para todos os corpos-de-prova. As amostras rompidas à compressão simples e à tração por compressão diametral foram colocadas em imersão 24 horas antes do teste, à temperatura ambiente, para haver maior saturação, minimizando a sucção

Os corpos-de-prova foram curados envolvidos por filme plástico para evitar que a perda de umidade. Todos os ensaios (desde a preparação até a cura, imersão e rompimento) e foram mantidos a 20°C ($\pm 2^\circ\text{C}$), que corresponde à temperatura do laboratório tanto na UFRGS quanto na UoB. A taxa de deformação nos ensaios de compressão simples e tração por compressão diametral foi de 1,14 mm por minuto na UFRGS e 1 mm por minuto na UoB. Para minimização dos fatores de ruído (efeitos dos equipamentos utilizados, dos operadores, da temperatura e da umidade do ambiente), todas as amostras foram moldadas pelo mesmo operador, com controle do tempo, e medição da temperatura do laboratório todos os dias.

Nesta pesquisa todos os fatores controláveis foram variados e todas as possíveis combinações foram realizadas entre eles. Portanto, cada um dos três pontos de diferentes massas específicas foi moldado com as três variações de teor de cimento. Estes corpos foram rompidos tanto à compressão simples quanto à tração por compressão diametral.

Também foram moldados dois corpos-de-prova com mesmo peso específico aparente seco (de 14,3 kN/m³), mas com 1% de cimento e 10% de cimento, a fim de observar-se a influência deste nas misturas de *chalk*. Eles foram rompidos à compressão simples na UoB.

As medições com ultrassom foram realizadas em todos os corpos-de-prova moldados na UFRGS, antes da ruptura, no sétimo dia. Nos corpos-de-prova moldados na UoB, foram realizados ensaios com *bender elements*, com monitoramento da rigidez desde o momento da moldagem até o sétimo dia. Os valores foram comparados com os obtidos com o equipamento de ultrassom.

Os ensaios de durabilidade foram realizados apenas para cinco corpos-de-prova, os quais foram escolhidos de forma que pudesse ser avaliada tanto a influência do peso específico aparente seco quanto dos teores de cimento. Estes ensaios foram realizados na UFRGS.

O *chalk* passou por secagem em estufa a 100°C por 24 horas antes da moldagem dos corpos-de-prova. O preparo da mistura e o controle do seu teor de umidade seguem os procedimentos da NBR 6457 (1986). A água incorporada na mistura foi destilada na UFRGS (proveniente da rede pública de abastecimento da cidade de Porto Alegre) e diretamente da rede de abastecimento público em Bristol. Os quadros 3.2 a 3.6 mostram um resumo da quantidade de corpos-de-prova executada em cada ensaio e das variáveis adotadas, tanto na UFRGS quanto na UoB.

Quadro 3.2 – Corpos-de-prova rompidos à compressão simples com medida de ultrassom – UFRGS

Peso específico aparente seco		% cimento		
		3%	5%	7%
γ_d (kN/m ³)	13,3 kN/m ³	CP-3-13,3	CP-5-13,3	CP-7-13,3
	14,3 kN/m ³	CP-3-14,3	CP-5-14,3	CP-7-14,3
	15,3 kN/m ³	CP-3-15,3	CP-5-15,3	CP-7-15,3

Quadro 3.3 – Corpos-de-prova rompidos à tração por compressão diametral – UFRGS

Peso específico aparente seco		% cimento		
		3%	5%	7%
γ_d (kN/m ³)	13,3 kN/m ³	CP-3-13,3	CP-5-13,3	CP-7-13,3
	14,3 kN/m ³	CP-3-14,3	CP-5-14,3	CP-7-14,3
	15,3 kN/m ³	CP-3-15,3	CP-5-15,3	CP-7-15,3

Quadro 3.4 – Corpos-de-prova rompidos à compressão simples – UoB

Peso específico aparente seco		% cimento		
		3%	5%	7%
γ_d (kN/m ³)	13,3 kN/m ³	CP-3-13,3	CP-5-13,3	CP-7-13,3
	14,3 kN/m ³	CP-3-14,3	CP-5-14,3	CP-7-14,3
	15,3 kN/m ³	CP-3-15,3	CP-5-15,3	CP-7-15,3

Peso específico aparente seco		% cimento	
		1%	10%
γ_d (kN/m ³)	14,3 kN/m ³	CP-1-14,3	CP-10-14,3

Quadro 3.5 – Corpos-de-prova com medida de *bender elements* – UoB

Peso específico aparente seco		% cimento		
		3%	5%	7%
γ_d (kN/m ³)	14,3 kN/m ³	CP-3-14,3	CP-5-14,3	CP-7-14,3

Quadro 3.6 – Corpos-de-prova para ensaio de durabilidade com medida de ultrassom - UFRGS

Peso específico aparente seco		% cimento		
		3%	5%	7%
γ_d (kN/m ³)	13,3 kN/m ³	CP-3-13,3	CP-5-13,3	CP-7-13,3
	14,3 kN/m ³	CP-3-14,3	-	-
	15,3 kN/m ³	-	-	CP-7-15,3

Diante da pouca disponibilidade de material na UFRGS e de tempo durante a pesquisa desenvolvida na UoB, bem como tendo em vista a dificuldade de o material ser moído e peneirado até alcançar a granulometria fina determinada, foi executada apenas uma amostra para cada ensaio. A confiabilidade foi dada mediante a comparação feita entre os resultados obtidos na UFRGS e UoB, tanto de resistência à compressão simples quanto de valores de rigidez (com uso de ultrassom e *bender elements*). Este trabalho avaliou as tendências de comportamento do material obtidas e se elas foram coerentes entre si.

Com relação aos fatores de ruído entre os laboratórios em que foi realizada a pesquisa, destacam-se a diferença nos equipamentos utilizados, pois as velocidades eram diferentes nas prensas mecânicas, e os diferentes moldes, sendo o da UFRGS de metal enquanto o da UoB era de acrílico. A remoção do corpo-de-prova do molde também foi diferente, pois na UFRGS foi utilizado um molde de laterais removíveis, enquanto na UoB foi necessária a utilização de um equipamento para extrusão da amostra do molde cilíndrico, o que gera uma compactação extra no corpo-de-prova. Por fim, também foram utilizadas diferentes marcas de cimentos de alta resistência inicial (Portland CPV-ARI e Tarmac).

3.3 ENSAIO DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES E DE TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

Neste item será descrito o ensaio de resistência à compressão simples e tração por compressão diametral. O teste de resistência à compressão simples foi executado tanto na UFRGS quanto na UoB, enquanto o de tração por compressão diametral foi realizado apenas na UFRGS.

3.3.1 Preparação das amostras

A preparação das amostras foi idêntica tanto para o ensaio de resistência à compressão simples quanto para o de tração por compressão diametral. Foram utilizados corpos-de-prova com dimensões de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura. A preparação deu-se através da pesagem de cada um dos itens (*chalk*, cimento e água), mistura, compactação, desmoldagem, colocação em sacos plásticos e posterior acondicionamento para cura.

A pesagem de todos os componentes foi realizada em uma balança com resolução de 0,01 g. Os primeiros materiais a serem misturados foram o *chalk* e o cimento, com o auxílio de uma colher, até que a mistura adquirisse coloração uniforme. Por fim, se adicionou água, e

misturou-se novamente até que o material estivesse homogêneo. As figuras 3.10 a 3.12 mostram esse processo.



Figura 3.10 – Mistura do *chalk* com cimento



Figura 3.11 – Adição de água à mistura



Figura 3.12 – Mistura homogênea obtida

A mistura foi compactada em três camadas, portanto o material foi pesado para cada uma delas e separado em sacos. Com a sobra do material foram pesadas cápsulas para colocar no forno, as quais tiveram a função de conferência do teor de umidade. As figuras 3.13 e 3.14 mostram esse processo.



Figura 3.13 – Material pesado e separado em sacos para cada camada a ser compactada



Figura 3.14 – Cápsulas para controle de umidade das misturas na estufa

Logo em seguida deu-se início à moldagem dos corpos-de-prova, uma vez que o cimento de alta resistência inicial começa a curar rapidamente. Na UFRGS, utilizou-se um molde de ferro fundido com as laterais removíveis, enquanto na UoB utilizou-se um molde de acrílico. Para a compactação das camadas foi utilizada a prensa hidráulica, em ambos laboratórios. Foi feita escarificação entre as camadas intermediárias para que houvesse ancoramento entre as camadas. As figuras 3.15 a 3.19 mostram os moldes e as prensas utilizadas bem como a escarificação. As formas dos corpos-de-prova realizados na UFRGS foram untadas com óleo hidráulico para facilitação na hora da extrusão.



Figura 3.15 – Molde 50 x 100 mm utilizado na UFRGS



Figura 3.16 – Molde 50 x 100 mm utilizado na UoB



Figura 3.17 – Prensa hidráulica utilizada na UFRGS



Figura 3.18 – Prensa hidráulica utilizada na UoB



Figura 3.19 – Escarificação da camada intermediária

Na sequência, o corpo-de-prova era extraído do molde com as laterais removíveis, quando feito na UFRGS. Na UoB, uma vez que o molde não tinha as laterais removíveis, foi utilizado um extrusor manual. Após a extrusão o corpo-de-prova era pesado e, com um paquímetro, suas dimensões eram medidas. O corpo-de-prova era imediatamente colocado em um saco plástico ou então envolvido em filme plástico, para evitar variações no teor de umidade. Eles

foram armazenados em um local seguro no laboratório e curaram à temperatura ambiente. Todo processo de moldagem para um corpo-de-prova durou aproximadamente 40 minutos. As figuras 3.20 a 3.22 mostram o final da execução dos corpos.



Figura 3.20 – Desmoldagem do corpo-de-prova com molde metálico - UFRGS



Figura 3.21 – Desmoldagem do corpo-de-prova com molde acrílico – UoB



Figura 3.22 – Corpos identificados e envolvidos com plástico filme para que não houvesse perda de umidade – UoB

3.3.2 Ensaio de resistência à compressão simples

A maioria dos programas experimentais encontrados na literatura contém ensaios de compressão simples para a avaliação de estabilização de solos, uma vez que, além da facilidade, baixo custo e rapidez de execução deste ensaio, ele é a experiência acumulada no estudo de concretos. Ele foi executado através do carregamento de amostras cilíndricas no sentido da sua altura, seguindo os procedimentos da NBR 5739 (1994).

Os corpos-de-prova foram retirados do envolvimento plástico 24 horas antes do rompimento, que se deu no sétimo dia, e foram colocados em imersão em água à temperatura ambiente. O corpo-de-prova era seco com um papel toalha, antes de o ensaio ser realizado, e pesado. A figura 3.23 mostra a imersão.

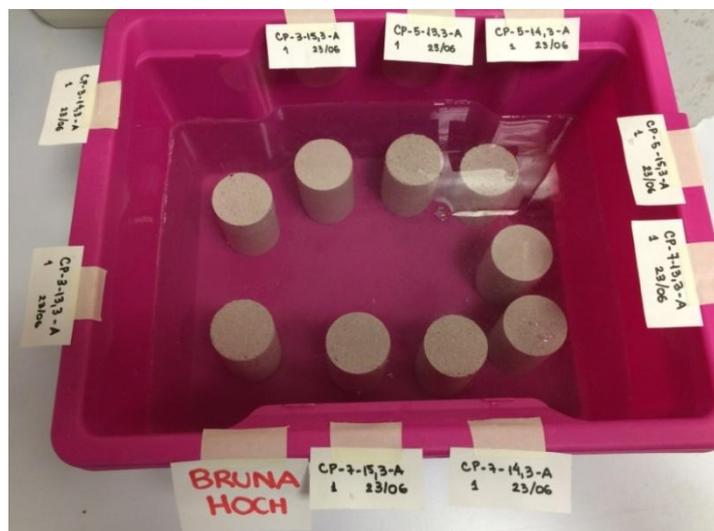


Figura 3.23 – Imersão de corpos-de-prova

Para o rompimento dos corpos-de-prova na UFRGS, foi utilizada uma prensa automática com capacidade máxima de 100 kN, com anel dinamométrico calibrados com capacidade de 10 kN e resolução de 0,005 kN (0,5 kgf). Para o rompimento dos corpos-de-prova na UoB, foi utilizado um equipamento para ensaio triaxial, porém sem as tensões de confinamento. Desta forma, a máquina rompeu como se fosse uma prensa igual à utilizada na UFRGS. A velocidade de deformação destes ensaios foi de 1,14 mm por minuto na UFRGS e 1 mm por minuto na UoB. As figuras 3.24 a 3.26 mostram as prensas utilizadas e o rompimento dos corpos-de-prova.



Figura 3.24 – Prensa utilizada nos ensaios de resistência à compressão simples – UFRGS

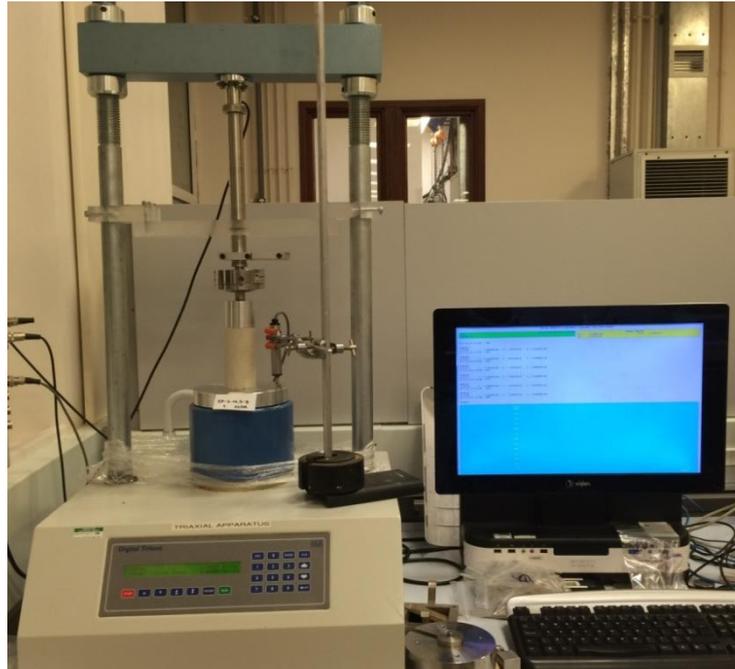


Figura 3.25 – Equipamento triaxial utilizado para ensaios de resistência à compressão simples – UoB

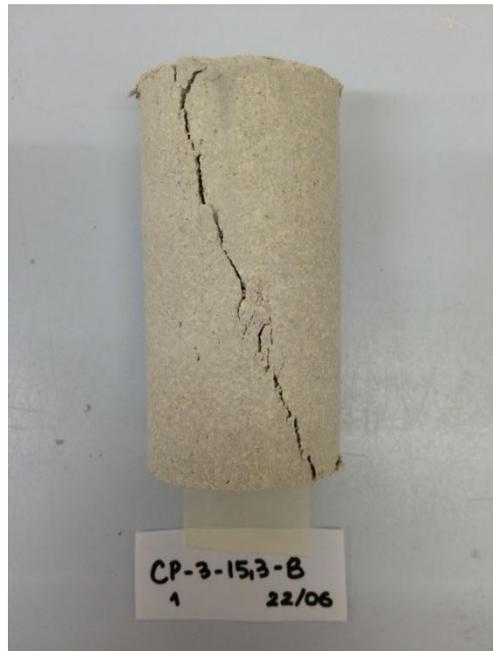


Figura 3.26 – Corpo-de-prova rompido à compressão simples

3.3.3 Ensaio de resistência à tração por compressão diametral

A diferença entre os ensaios de resistência à compressão simples e à tração na compressão diametral dá-se pelo posicionamento dos corpos-de-prova no momento do ensaio, que para

compressão simples são posicionados de pé. Ele foi executado seguindo os procedimentos da NBR 7222 (1994).

Foram utilizadas as mesmas prensas dos ensaios de resistência à compressão simples, com a única diferença de que foram colocados pequenos suportes de madeira no prato superior e inferior onde a carga foi aplicada, para melhor distribuição dos esforços. As figuras 3.27 e 3.28 mostram a realização deste ensaio na UFRGS.



Figura 3.27 – Ensaio de resistência à tração por compressão diametral

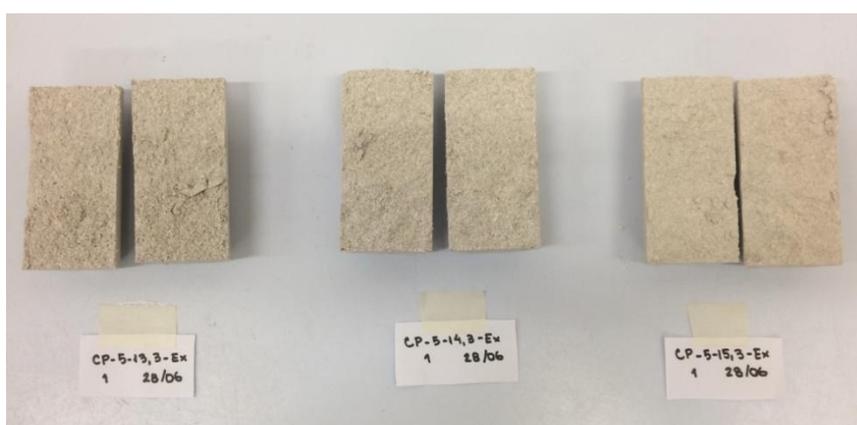


Figura 3.28 – Corpos-de-prova rompido à tração por compressão diametral

A ruptura típica deste tipo de ensaio é apresentada na figura 3.29. A resistência a tração foi calculada pela fórmula 3.1, de acordo com a NBR 7222 (1994).

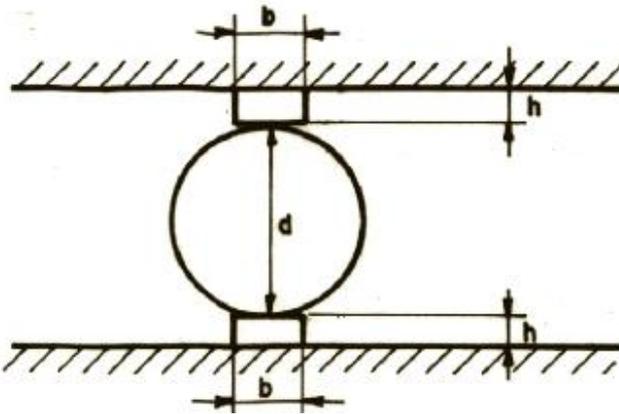


Figura 3.29 – Esquema de ensaio de tração na compressão diametral (NBR 7222, 1994)

$$q_t = \frac{2 \cdot P}{\pi \cdot D \cdot H} \quad (3.1)$$

Onde:

q_t = resistência à tração por compressão diametral (MPa);

P = carga máxima obtida no ensaio (kN);

D = diâmetro do corpo-de-prova (mm);

H = altura do corpo-de-prova (mm).

3.4 ENSAIO DE DURABILIDADE

Os procedimentos adotados para a realização do ensaio foram baseados na norma da ASTM D 559 (2003). A norma prescreve o método para a determinação de perda de massa, variação de umidade e a variação de volume produzida por ciclos de molhagem e secagem de corpos-de-prova de misturas solo-cimento. Este ensaio foi realizado na UFRGS.

3.4.1 Preparação das amostras

Neste ensaio, os corpos-de-prova tinham as dimensões de 100 mm de diâmetro e 120 mm de altura, atendendo ao que prevê a norma americana (volume de $944 \pm 11 \text{ cm}^3$). Os procedimentos adotados para a confecção dos corpos-de-prova foram idênticos aos utilizados para as amostras moldadas para os ensaios de resistência à compressão simples e tração na

compressão diametral: pesagem, mistura, compactação, desmoldagem, colocação em sacos plásticos e posterior acondicionamento para cura.

As amostras foram compactadas em três camadas dentro do molde de ferro fundido, cada uma com 40 mm de altura, para que, ao final, se atingisse o peso específico aparente seco definido. Entre as camadas foi realizada a escarificação. As amostras eram retiradas do molde com o auxílio de um extrusor manual. As figuras 3.30 a 3.32 mostram esse procedimento.



Figura 3.30 – Molde utilizado para ensaios de durabilidade



Figura 3.31 – Extrusor utilizado no ensaio de durabilidade

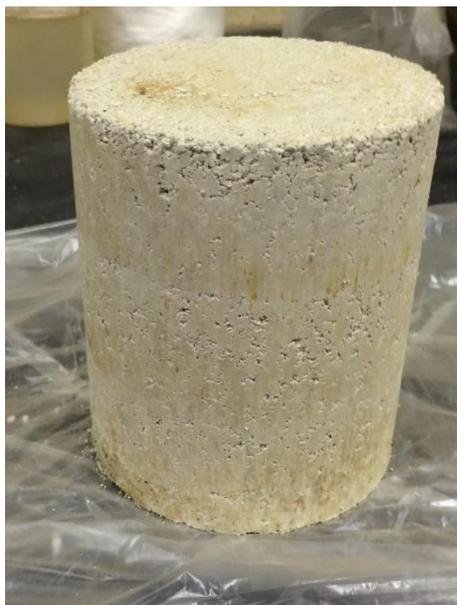


Figura 3.32 – Corpo-de-prova de durabilidade

Concluído o processo de moldagem e extrusão, o corpo-de-prova era pesado e medido. As amostras eram imediatamente acondicionadas em sacos plásticos após a moldagem e identificadas. Elas foram curadas por sete dias à temperatura ambiente.

3.4.2 Procedimento de ensaio de durabilidade

Após sete dias de cura, os cinco corpos-de-prova moldados foram submetidos a ciclos de molhagem e secagem. Conforme previsto pela norma, cada um dos 12 ciclos teve duração de 48 horas, distribuídos da seguinte maneira:

- a) 5 horas de imersão em água;
- b) 42 horas de secagem em estufa a 71 °C;
- c) 1 hora de intervalo para escovação e pesagem a fim de avaliar a perda de peso.

Também foram feitas medições com ultrassom após a escovação, para conferência da rigidez inicial. As variações de peso e umidade foram avaliadas durante cada um dos 12 ciclos.

Segundo a norma, as amostras devem ser escovadas verticalmente através de 18 a 20 passadas de escova na lateral do corpo-de-prova, cobrindo-o duas vezes. Além disso, são exigidas quatro escovadas no topo e na base. Cada passada de escova deve ser feita com uma força de 13,3 N. Por este motivo, a escovação foi feita sobre uma balança. As figuras 3.33 e 3.34 mostram este ensaio sendo realizado.



Figura 3.33 – Escovação das laterais do corpo-de-prova



Figura 3.34 – Escovação do topo do corpo-de-prova

3.5 MEDIÇÕES DE RIGIDEZ INICIAL

As medições de rigidez a pequeníssimas deformações foram realizadas tanto por medidas de ondas cisalhantes com equipamentos de ultrassom quanto com a utilização de *bender elements*. Em ambos, a onda é emitida em uma face e captada na sua chegada à extremidade oposta da amostra por outro transdutor, que funciona como o receptor.

3.5.1 Medições com ultrassom

Foram realizadas medições com ultrassom nos corpos-de-prova posteriormente rompidos à compressão simples e nos corpos-de-prova de durabilidade moldados no UFRGS. Para tanto, utilizou-se o Pundit Lab, que é um instrumento de teste de velocidade de pulso de ultrassom, UPV, usado para examinar a qualidade do concreto.

De acordo com dados do fabricante, este equipamento dispõe de aquisição de dados, análise de forma de onda e controle remoto total de todos os parâmetros de transmissão. Junto com o tempo de transmissão e medição da velocidade de pulso, o equipamento mede também o comprimento do caminho e a velocidade de superfície. A figura 3.35 mostra este equipamento.



Figura 3.35 – Equipamento Pundit Lab (PROCEQ, 2016)

Nos corpos-de-prova de resistência à compressão simples, as medições foram realizadas antes do ensaio de ruptura, no sétimo dia de cura. Nos corpos-de-prova de durabilidade, as medições foram realizadas a cada ciclo, começando no sétimo dia de cura. As medições foram realizadas após a escovação destes.

Nos corpos-de-prova posteriormente rompidos à compressão simples foram realizadas medições tanto das ondas p (de compressão) quanto das ondas s (cisalhantes). As ondas de compressão foram medidas a 54 kHz e as cisalhantes a 250 kHz. Em ambos os casos, o emissor e o receptor foram alinhados para a medição. As ondas de compressão foram medidas para que o valor da onda de cisalhamento fosse conferido, uma vez que o tempo de propagação da onda p equivale a aproximadamente metade do tempo da onda s. Isto pode ser verificado através das fórmulas 2.3 e 2.4, para coeficientes de Poisson de 0,15 a 0,2. De acordo com Newcomb e Birgisson (1999), os valores de coeficiente de Poisson variam de 0,1

a 0,2 para materiais granulares tratados com cimento e de 0,15 a 0,35 para materiais de grãos finos tratados com cimento, portanto o valor de 0,15 a 0,2, adotado neste caso, é coerente. A figura 3.36 mostra como as leituras foram realizadas nos equipamento Pundit Lab. Foi tomado como tempo de propagação da onda cisalhante a diferença de tempo entre a emissão do sinal e o ponto de maior amplitude do vale antes do maior pico.

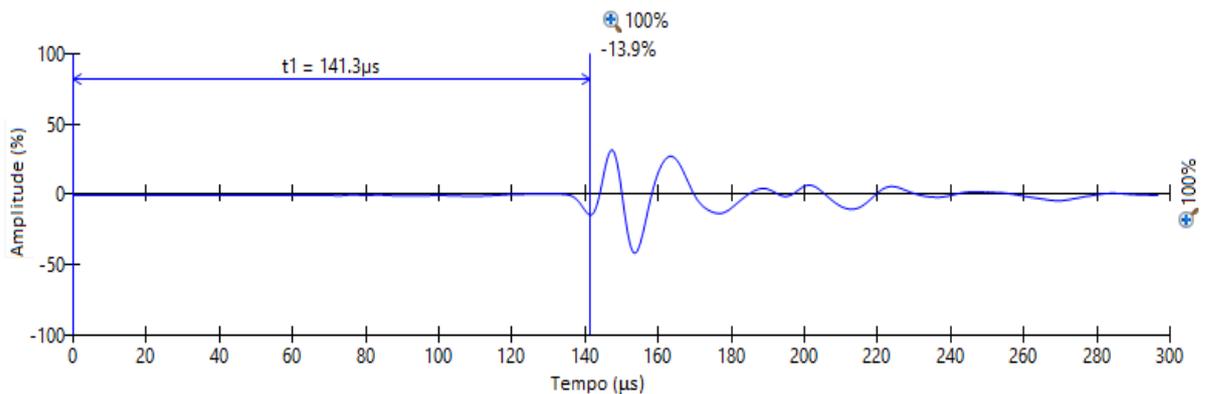


Figura 3.36 – Leitura de dados de ultrassom com Pundit Lab

Antes das realizações das medições, o equipamento foi calibrado com uma peça acrílica, que vem com o instrumento. As figuras de 3.37 a 3.41 mostram estas medidas sendo realizadas.



Figura 3.37 – Calibração do equipamento para ondas de compressão



Figura 3.38 – Medição de onda p em corpos-de-prova de 50 x 100 mm



Figura 3.39 – Calibração do equipamento para ondas de cisalhamento

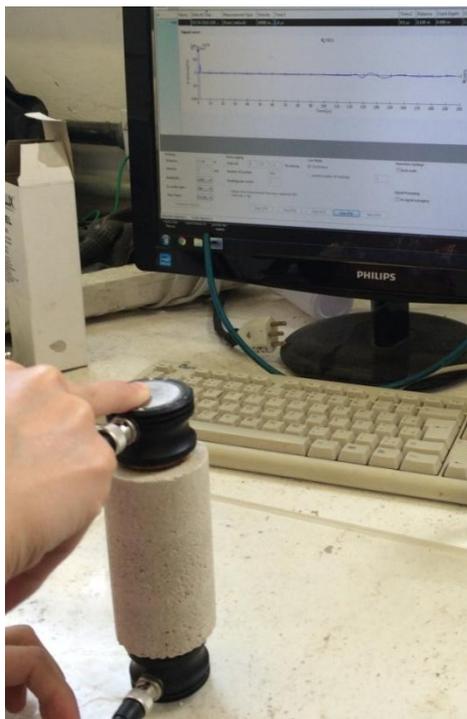


Figura 3.40 – Medição e aquisição de dados de ondas em corpos-de-prova de 50 x 100 mm



Figura 3.41 – Medição e aquisição de dados de ondas em corpos-de-prova de durabilidade

3.5.2 Medições com *bender elements*

Os ensaios com utilização de *bender elements* foram realizados na UoB, sendo que o material piezoelétrico foi envolvido por uma resina epóxi rígida - aplicada com a ajuda de um molde acrílico - que isolou eletricamente e protege o sensor do contato com o solo e a água. Para a

medição da rigidez ser mais precisa, decidiu-se moldar o corpo-de-prova com a instalação fixa dos *benders*. Assim, os sensores não seriam inseridos e retirados do corpo-de-prova em todas as medições, danificando o orifício do corpo-de-prova e, conseqüentemente, afetando os resultados.

Utilizou-se o equipamento Tektronix (osciloscópio) com o sistema de aquisição de dados PicoScope, para registro dos traços de ondas senoidais no domínio tempo. Para interpretação dos resultados, foi tomado como referência o tempo de transmissão do pico da onda emitida ao pico da onda recebida no outro extremo da amostra. A figura 3.42 mostra a transmissão das ondas, lidas através do *software* PicoScope.

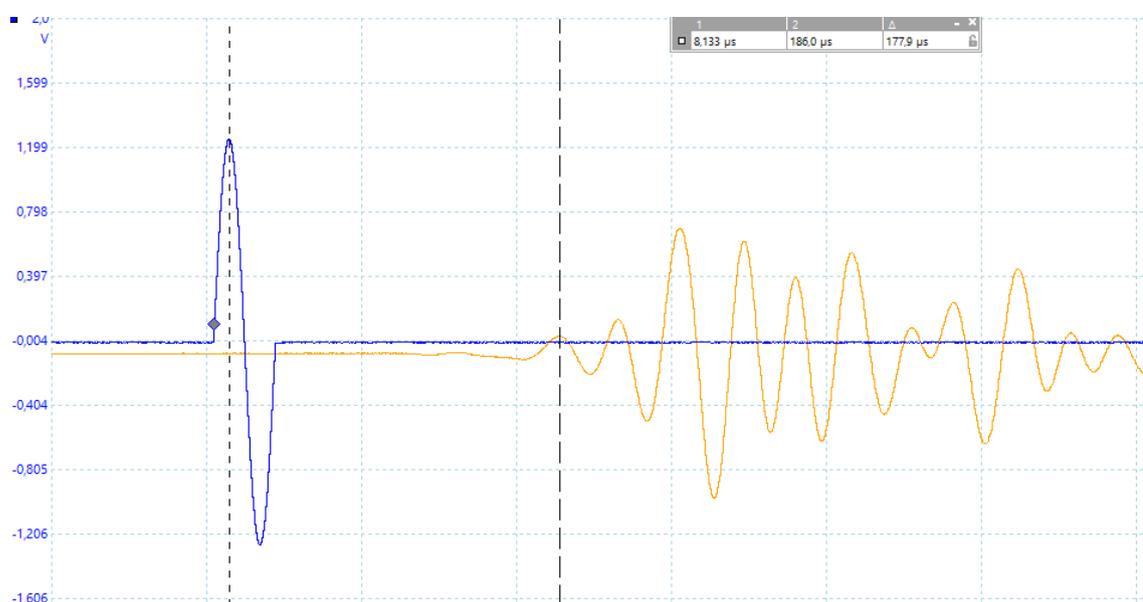


Figura 3.42 – Leitura de dados de *bender elements* com PicoScope

Foram adotadas as frequências de 20 kHz no primeiro dia e 30 kHz a partir do segundo dia de cura, por fornecerem uma melhor visualização da onda de acordo com a rigidez dos corpos-de-prova. Antes da realização dos ensaios, foi realizado o *offset* dos transdutores, ou seja, a defasagem no tempo de transmissão da onda mesmo quando os dois transdutores (transmissor e receptor) são encostados um ao outro.

Cada corpo-de-prova foi acompanhado por sete dias, com medições logo após a moldagem. As medições foram feitas com bastante frequência nas primeiras horas e a cada 24 horas após o primeiro dia. As figuras de 3.43 a 3.47 mostram todo o processo de moldagem dos corpos-de-prova com *benders*.

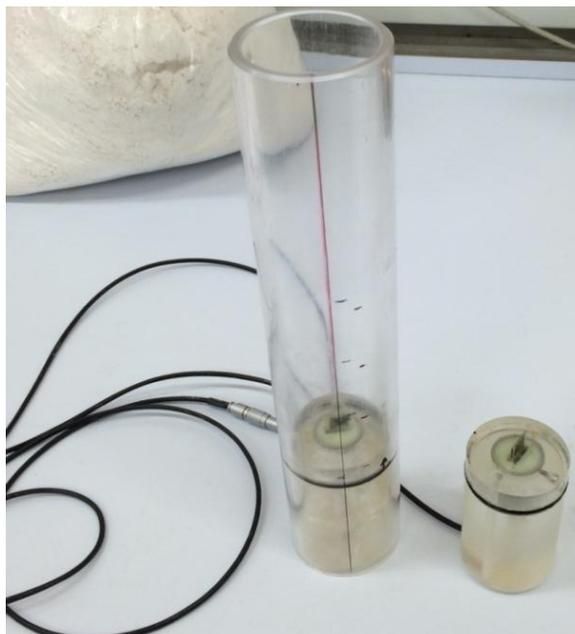


Figura 3.43 – Molde de corpos-de-prova 50 x 100 mm com *benders*



Figura 3.44 – Compactação das camadas intermediárias na prensa com *benders*

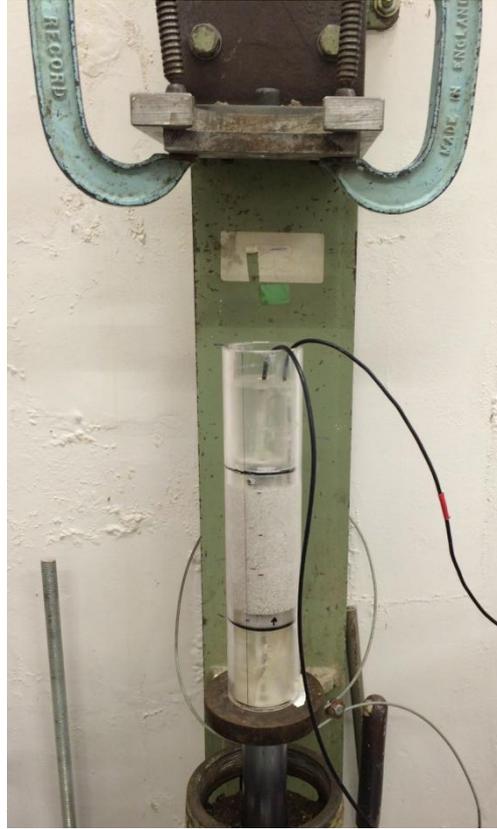


Figura 3.45 – Compactação da camada final na prensa com *benders*



Figura 3.46 – Envolvimento do corpo-de-prova em plástico filme para reter umidade

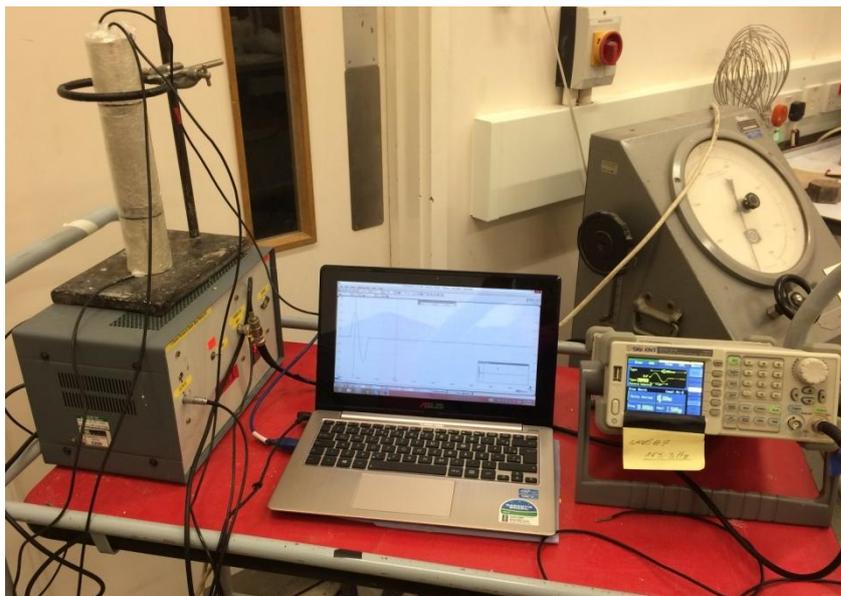


Figura 3.47 – Estação de trabalho com corpo-de-prova, amplificador, sistema de aquisição de dados e osciloscópio, da esquerda para a direita

4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Este capítulo traz os resultados obtidos na pesquisa desenvolvida. São apresentados os gráficos dos valores obtidos nos ensaios de resistência à compressão simples, resistência à tração por compressão diametral, durabilidade e os valores de rigidez obtidos através das medidas de ultrassom e de *bender elements*. Além disso, os ensaios que foram realizados tanto no Brasil (UFRGS) quanto na Inglaterra (UoB) têm seus valores comparados.

Alguns resultados são apresentados através da relação entre a porosidade e teor volumétrico de cimento (η/Civ), que é uma variável derivada dos fatores controláveis. A esta relação também foi adicionado um fator de correção exponencial ao teor volumétrico de cimento (Civ) a fim de possibilitar a compatibilização entre as variações de porosidade com variações de teores de cimento. Isto permite que se formulem equações que definem o comportamento das misturas e que podem ser utilizadas na definição de dosagem.

4.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES

Este item apresenta os resultados para os testes de compressão simples, realizados tanto na UFRGS quanto na UoB. Os resultados, no final, são comparados em um gráfico. Os resultados obtidos foram analisados quanto ao efeito do teor de cimento, do peso específico aparente seco e da porosidade em função do teor volumétrico de cimento.

4.1.1 Efeito do teor de cimento e do peso específico aparente seco – compressão simples

Para os ensaios de resistência à compressão simples realizados tanto na UFRGS quanto na UoB, foram analisadas as tendências e o comportamento do *chalk* melhorado com cimento em função do peso específico aparente seco e porcentagens de cimento adotados para as amostras. Os resultados são apresentados na figura 4.1 e 4.2.

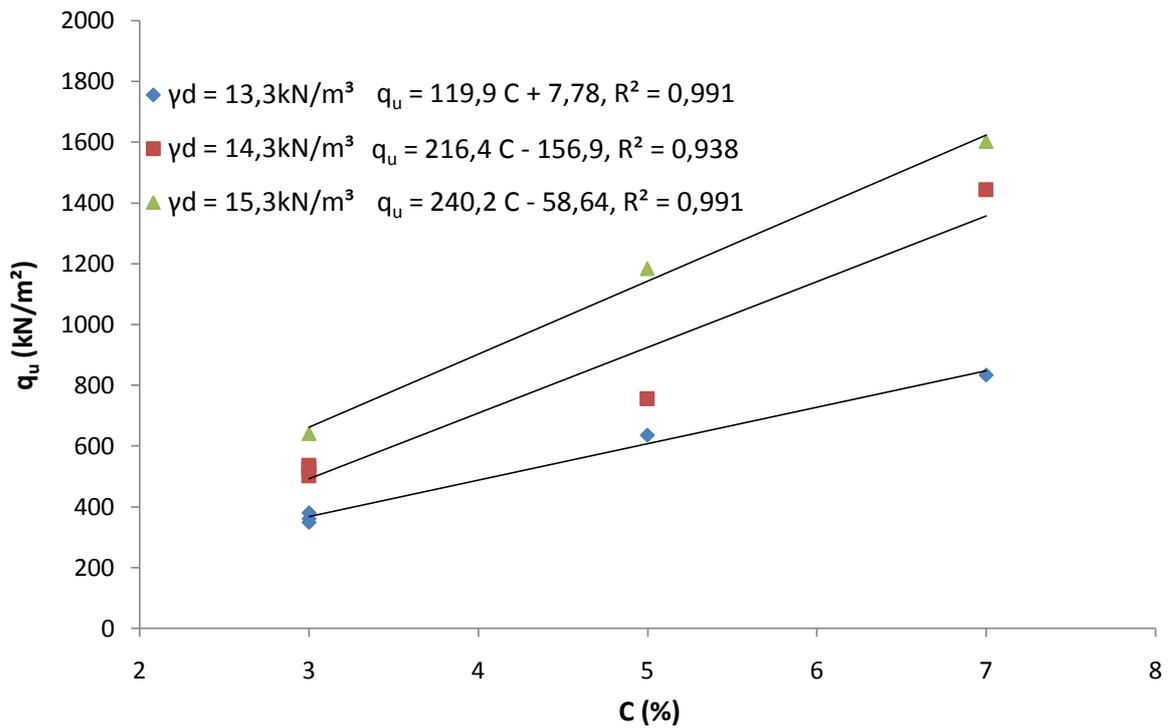


Figura 4.1 – Efeito do teor de cimento e do peso específico aparente seco - UFRGS - RCS

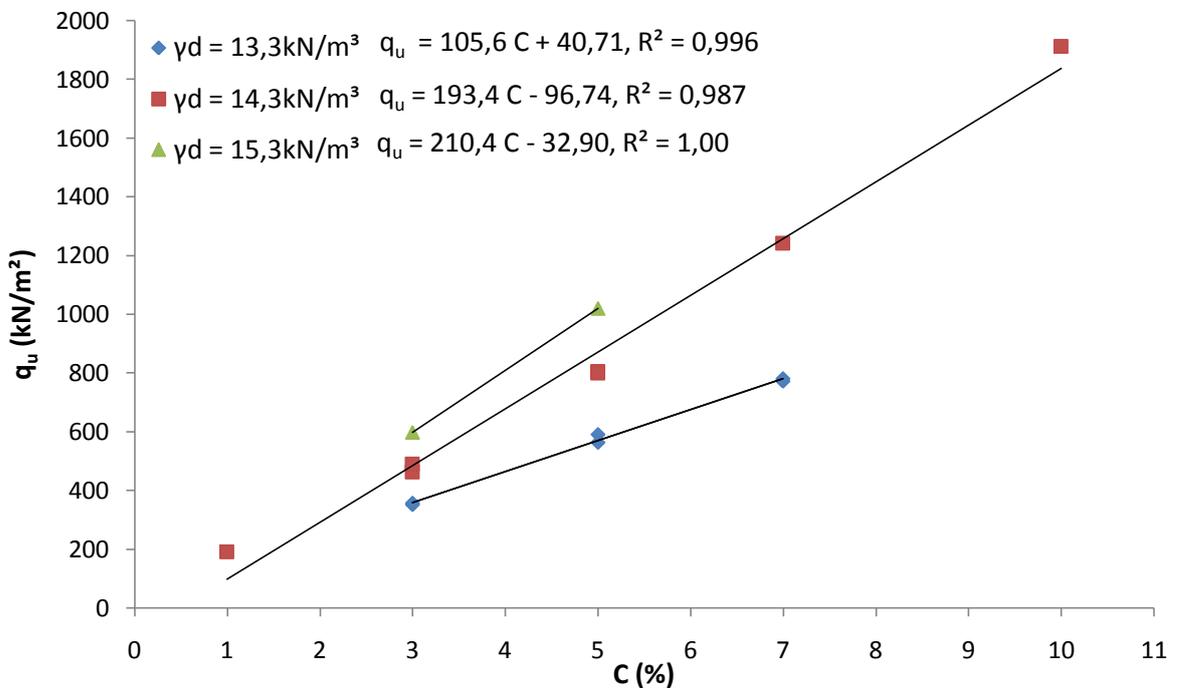


Figura 4.2 – Efeito do teor de cimento e do peso específico aparente seco - UoB - RCS

Observou-se que – tanto nos resultados obtidos na UFRGS quanto na UoB –, de uma maneira geral, houve ganho de resistência à compressão simples com o aumento do teor de cimento. O mesmo foi verificado para os maiores pesos específicos, em que a resistência também se mostrou superior. Não foi possível obter a resistência do corpo-de-prova de 15,3 kN/m³ e 7% de cimento na UoB, apesar de diversas tentativas, pois os valores obtidos foram muito discrepantes dos demais, por motivos não identificáveis. Os valores de resistência à compressão simples obtidos na UFRGS variaram de 349,22 kPa (para 3% de cimento e 13,3 kN/m³) a 1602,00 kPa (para 7% de cimento e 15,3 kN/m³). Os valores da UoB variaram de 359,69 kPa (para 3% de cimento e 13,3 kN/m³) a 1241,6 kPa (para 7% de cimento e 14,3 kN/m³).

Em todos os resultados, observou-se o coeficiente de determinação (R^2) para os ensaios, sendo o menor valor 0,938, para o caso da curva de 14,3 kN/m³ de peso específico do ensaio realizado na UFRGS, por conta da menor resistência obtida no corpo-de-prova de 5%, a qual resultou num ponto fora da linha de tendência. A linha de tendência linear adequou-se bem aos pontos, mostrando que com o aumento do teor de cimento (para um mesmo peso específico) a resistência à compressão simples cresce linearmente. Na UoB, foram moldados também corpos-de-prova com 1 e 10% de cimento, expandindo mais a gama de teores de cimento estudada, e comprovando novamente o aumento linear de resistência para tais porcentagens. Foi possível analisar também que as linhas de tendência são mais inclinadas quanto maior o grau de compactação (conforme pode ser observado nas equações), mostrando que, para a mesma diferença de pesos específicos (por exemplo, entre 13,3 e 14,3 kN/m³), mas com aumento da porcentagem de cimento (de 3% para 7%, por exemplo), a diferença nos valores de resistência foi maior para o maior teor de cimento.

De acordo com Foppa (2005), este ganho de resistência com redução da porosidade é causado pela cimentação mais efetiva devido ao maior número de contatos entre as partículas existentes. Além disso, existe uma maior capacidade de distribuição de tensões no interior da amostra e maior capacidade de mobilização de atrito nas porosidades mais baixas, contribuindo para o aumento da resistência.

Com relação ao aumento do peso específico, para os casos estudados não se observou um aumento linear, sendo mais notável o aumento de resistência entre as curvas de 13,3 kN/m³ e 14,3 kN/m³ do que entre as curvas de 14,3 kN/m³ e 15,3 kN/m³. Com, isto, prova-se que o

aumento da resistência à compressão simples torna-se menos expressivo conforme se compacta a amostra a elevados pesos específicos.

Por fim, verificou-se que os valores obtidos tanto na UFRGS quanto na UoB foram bastante semelhantes (apesar da diferença de local e de cimento, conforme citado no capítulo anterior).

A figura 4.3 mostra a comparação dos valores obtidos.

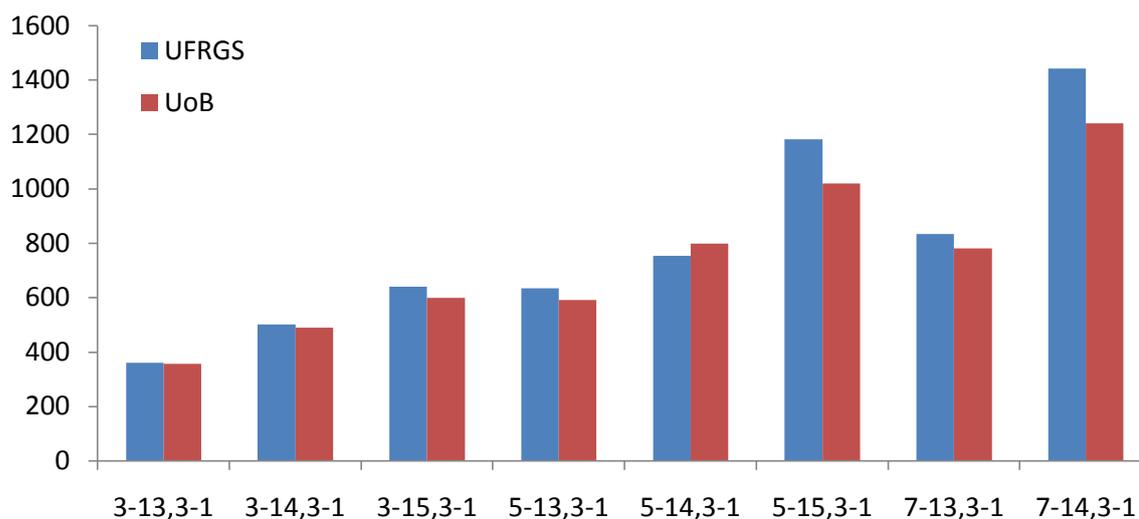


Figura 4.3 – Comparação entre valores UFRGS e UoB para resistência à compressão simples

4.1.2 Efeito da porosidade – compressão simples

Cada uma das curvas para cada teor de cimento foi ajustada em função da porosidade. Foi observado que a diminuição da porosidade das misturas compactadas leva a um aumento de resistência compressão simples, independentemente do teor de cimento adotado.

Segundo Lopes Júnior (2011), a diminuição da porosidade leva a uma maior capacidade de distribuição de tensões no interior da amostra. Além disso, há maior mobilização de atrito para amostras de porosidades mais baixas, o que também contribui para o aumento de resistência.

A melhor forma de se caracterizar esta variação foi através de uma linha de tendência, através da qual foram obtidos coeficientes de determinação acima de 0,89. Os incrementos na resistência à compressão simples em função da porosidade nas amostras estudadas são apresentados nas figuras 4.4 e 4.5.

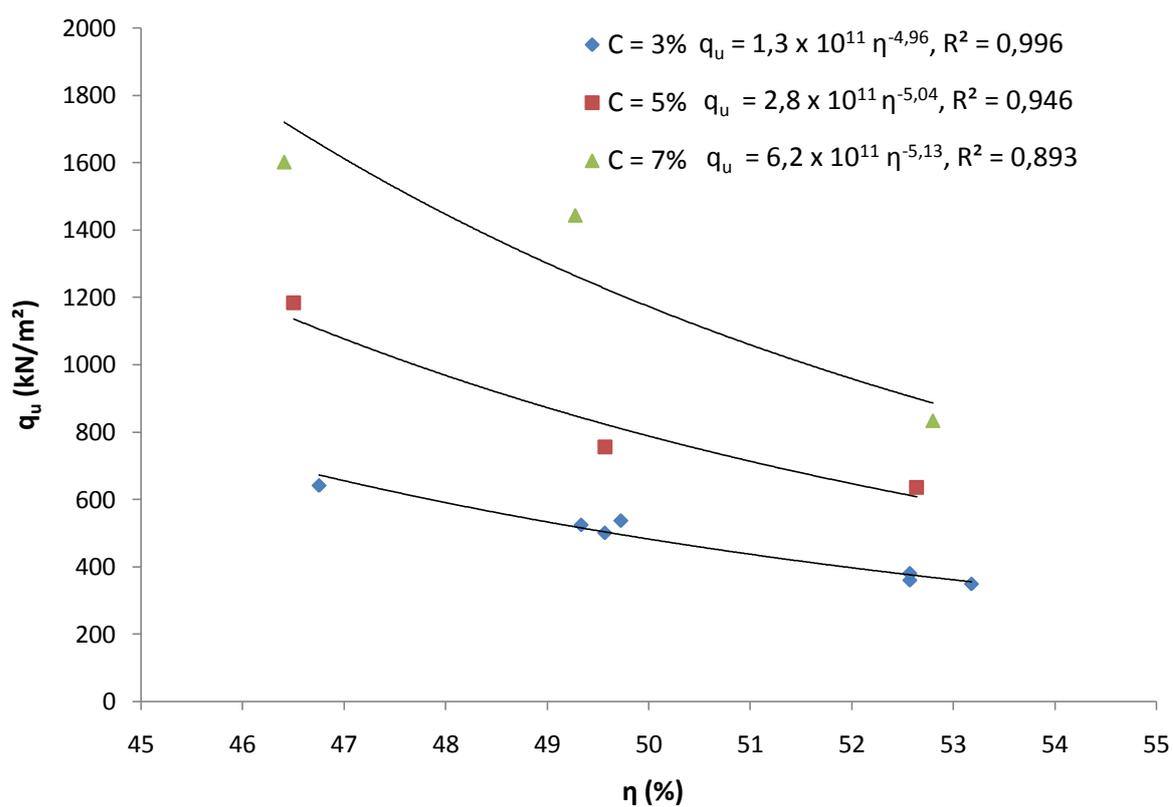


Figura 4.4 – Efeito da porosidade - UFRGS - RCS

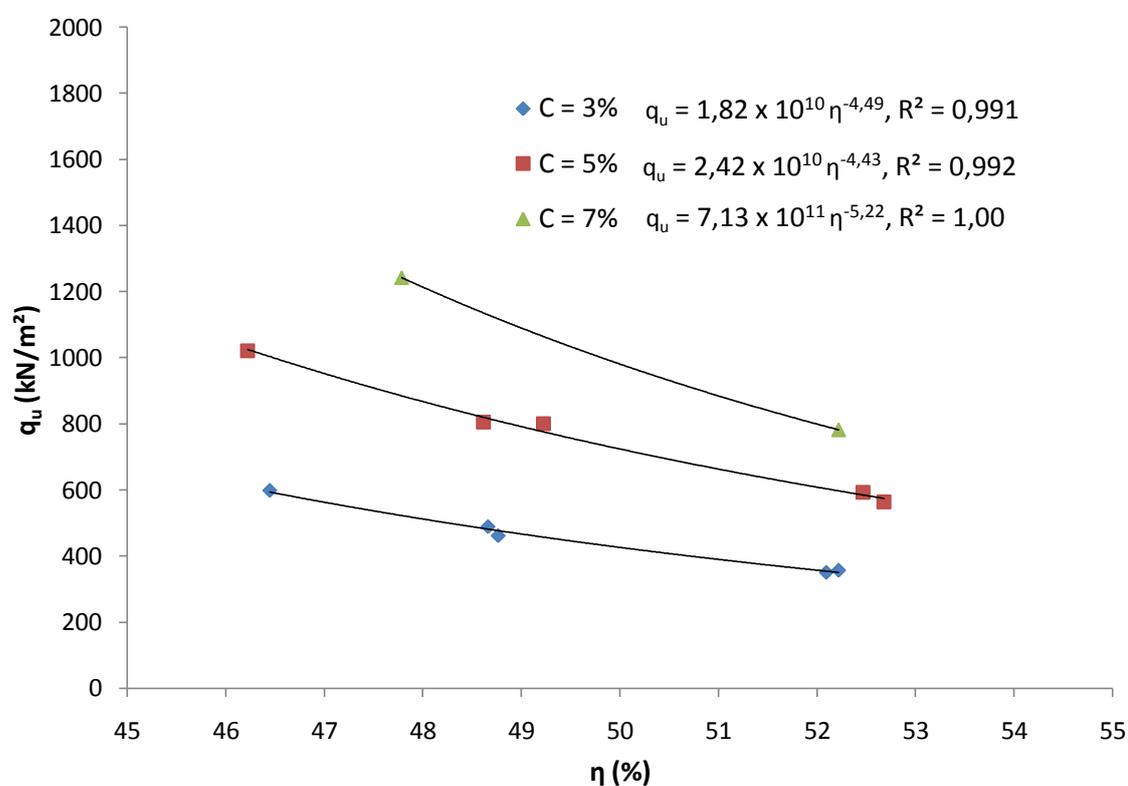


Figura 4.5 – Efeito da porosidade - UoB - RCS

4.1.3 Efeito da relação porosidade pelo teor volumétrico de cimento – compressão simples

Os resultados anteriores não apresentam uma correlação única entre as resistências obtidas e a relação porosidade/teor volumétrico de cimento. Para explicar o efeito da relação entre porosidade e teor volumétrico de cimento, foram utilizadas curvas de tendência de potência, uma vez que estas forneceram um coeficiente de determinação mais elevado. As figuras 4.6 e 4.7 mostram os dados de resistência à compressão simples plotados em função da porosidade pelo teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}) para os resultados da UFRGS e da UoB.

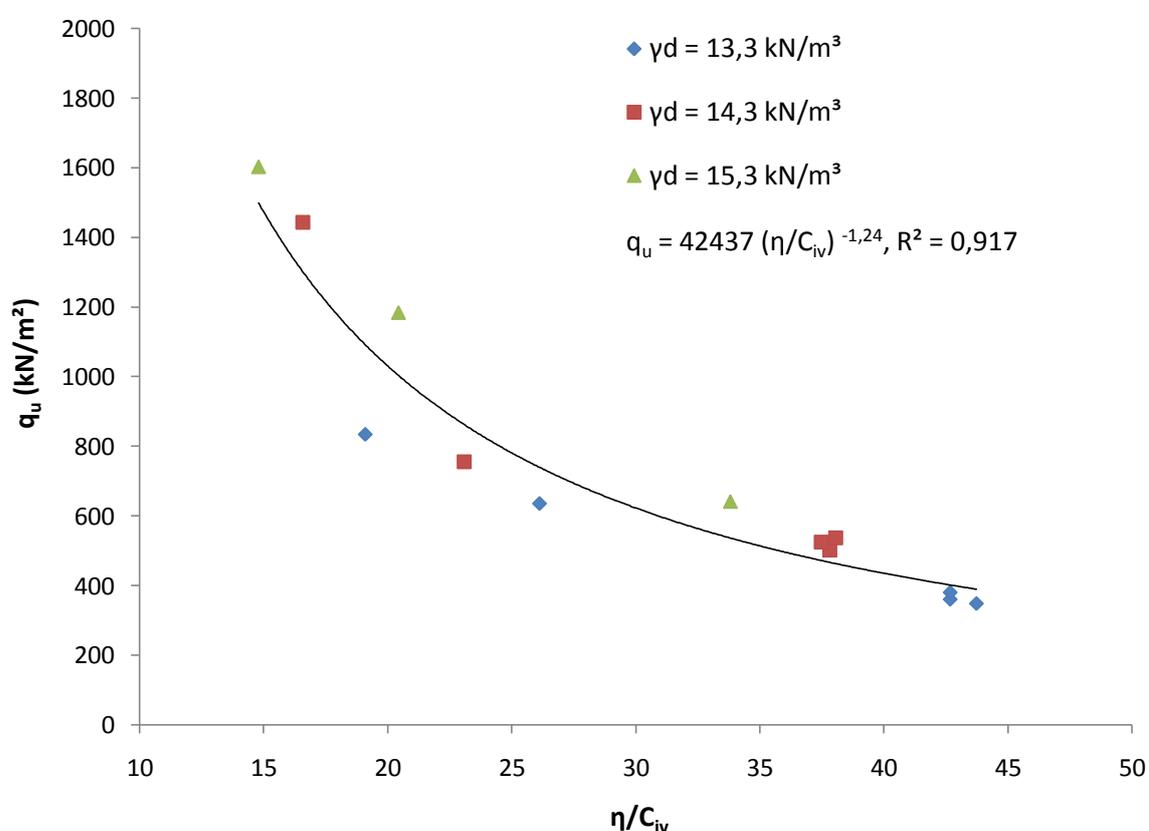


Figura 4.6 – Relação entre porosidade/teor volumétrico de cimento - UFRGS - RCS

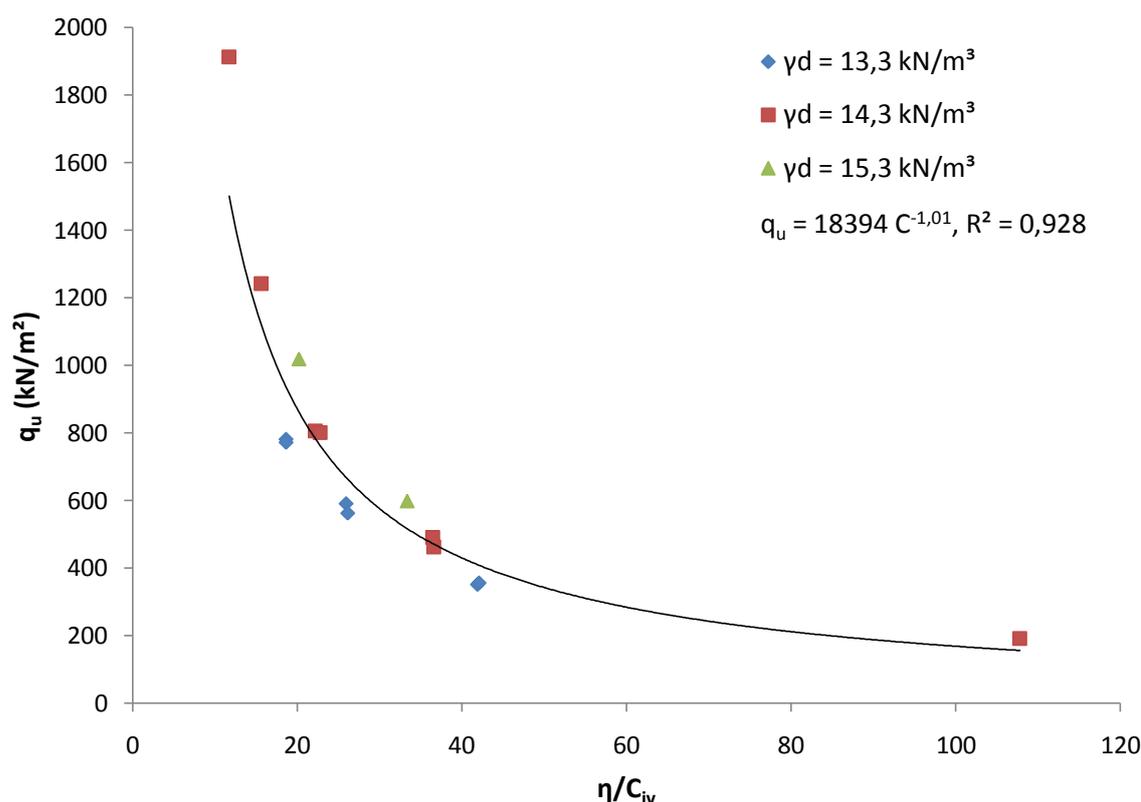


Figura 4.7 – Relação entre porosidade/teor volumétrico de cimento - UoB - RCS

De acordo com Festugato (2011), este tipo de gráfico mostra a influência do nível de cimentação e do nível de compactação na resistência das misturas. Conforme os gráficos apresentados, a redução da porosidade e o aumento do teor volumétrico de cimento levaram ao aumento da resistência à compressão simples. Foram obtidos coeficientes de determinação entre 0,917 e 0,928 tanto para os resultados dos ensaios feitos na UFRGS quanto para os realizados na UoB.

A taxa de variação de resistência entre volume de vazios e a taxa de variação de resistência do inverso do volume de agente cimentante não seguem a mesma proporção. Para tanto, sugere-se a inserção de um expoente equivalente a 0,28 no volume de agente cimentante. Isto gera uma nova curva ajustada e que pode ser utilizada na estimativa da resistência à compressão simples para solos artificialmente cimentados (FOPPA, 2005).

Consoli et al. (2016), obtiveram uma forma única de correlação entre resistência à compressão simples e η/C_{iv} para diversos materiais granulares finos com adição de cimento, como uso do coeficiente de ajuste de 0,28 no teor volumétrico de cimento. Mesmo com a variação de teores

de umidade, porosidades, quantidades de cimento e períodos de cura, foi possível estabelecer e validar uma relação única que determina a resistência de grãos finos solos com características distintas (distribuição granulométrica, índice de plasticidade), teor de umidade de moldagem e períodos de cura de até 28 dias. Essa relação apresentou bom desempenho em todas as condições estudadas.

Desta forma, também se utilizou nesta pesquisa o fator 0,28. As figuras 4.8 e 4.9 mostram como a curva do tipo potência foi a que melhor se ajustou, gerando melhores coeficientes de determinação (R^2).

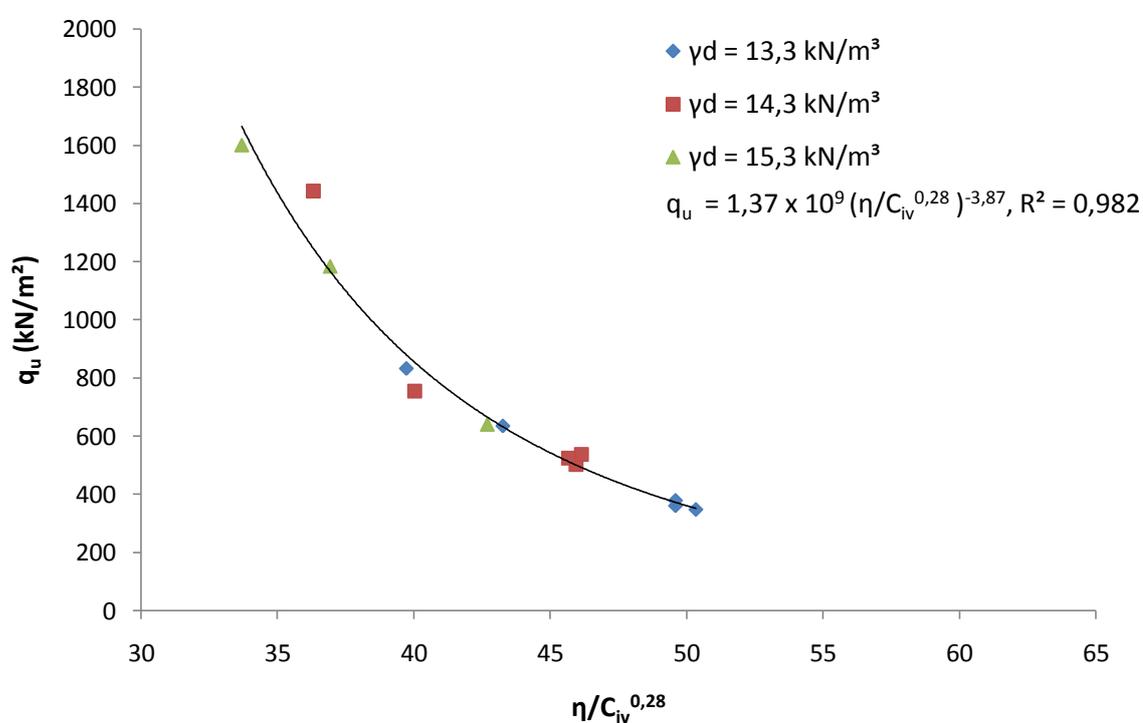


Figura 4.8 – Fator porosidade/teor volumétrico de cimento ajustado para todas as amostras - UFRGS - RCS

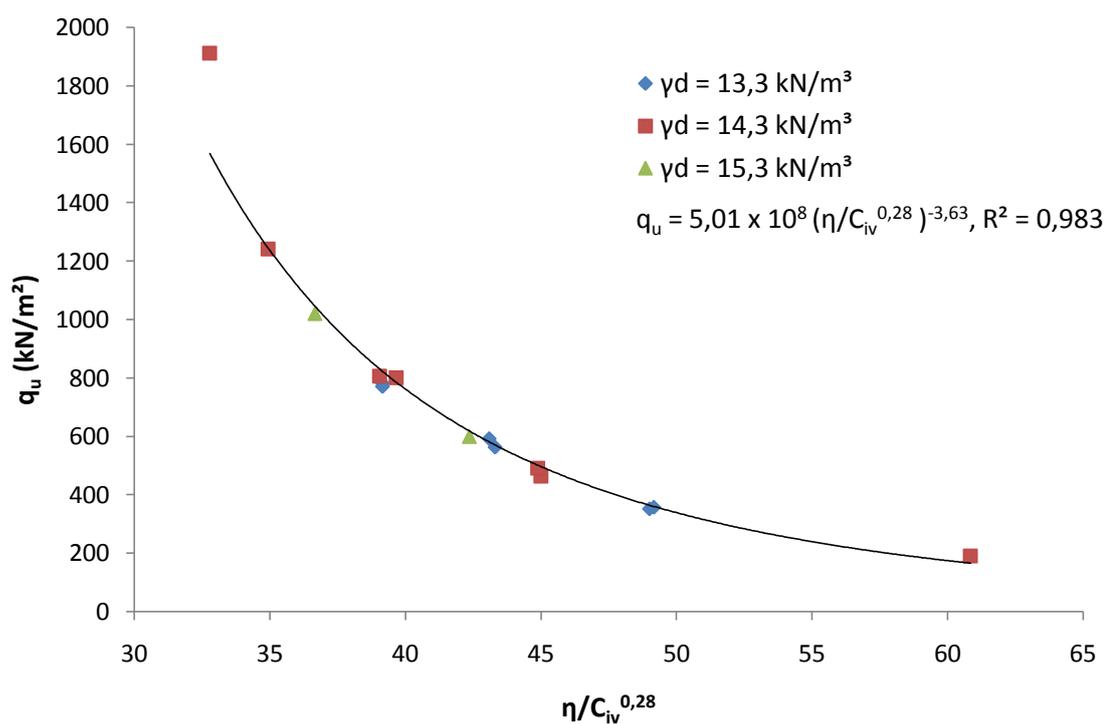


Figura 4.9 – Fator porosidade/teor volumétrico de cimento ajustado para todas as amostras - UoB - RCS

Novamente, para mostrar a semelhança dos resultados obtidos na UFRGS e na UoB, as curvas de resistência à compressão simples pelo teor volumétrico de cimento ajustado foram plotadas juntas e para elas foi ajustada uma nova linha de tendência de potência. Os resultados foram bastante parecidos e a curva obteve um coeficiente de determinação de 0,972. A figura 4.10 mostra os valores obtidos para os ensaios da UFRGS e da UoB.

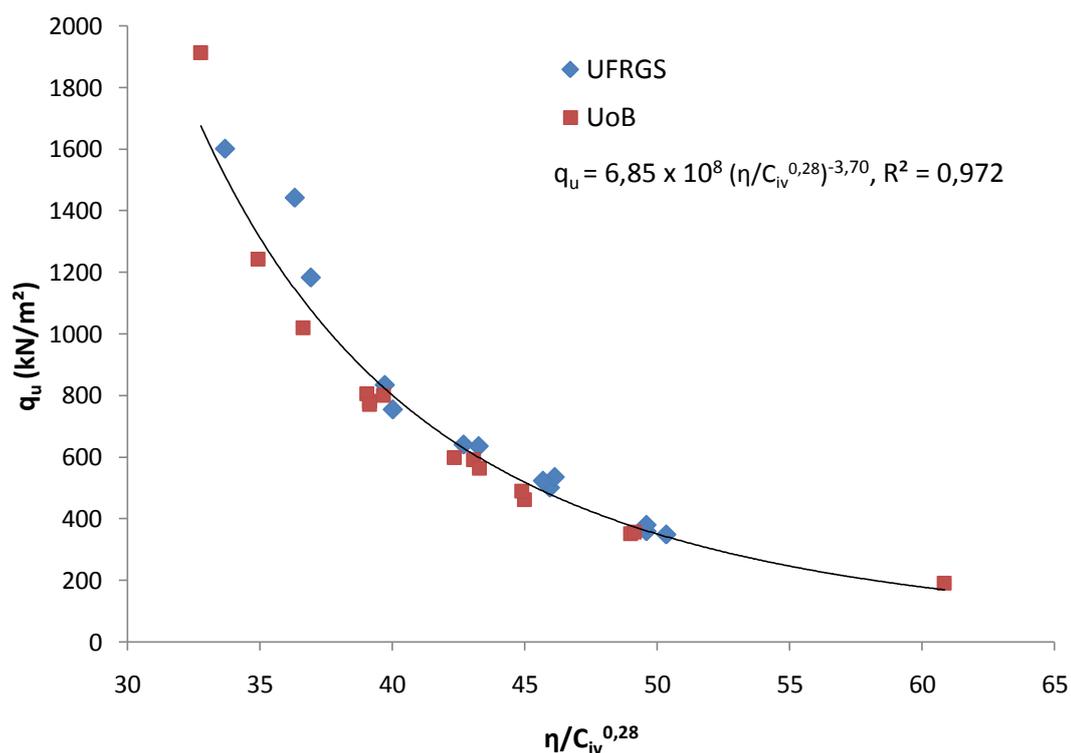


Figura 4.10 – Resistência à compressão simples pelo teor volumétrico de cimento ajustado para resultados da UFRGS e da UoB

4.1.4 Curva típica de tensão por deformação em ensaio de compressão simples

O ensaio de resistência à compressão simples foi realizado com sensor de deslocamentos na UoB, sendo plotada sua curva tensão por deformação. A figura 4.11 mostra as curvas para os diferentes teores de cimento (1, 3, 5, 7 e 10%), mostrando um resultado típico de tensão por deformação. Observou-se o pico característico de solos cimentados, o qual se torna mais visível quanto maior a porcentagem de cimento agregada à mistura.

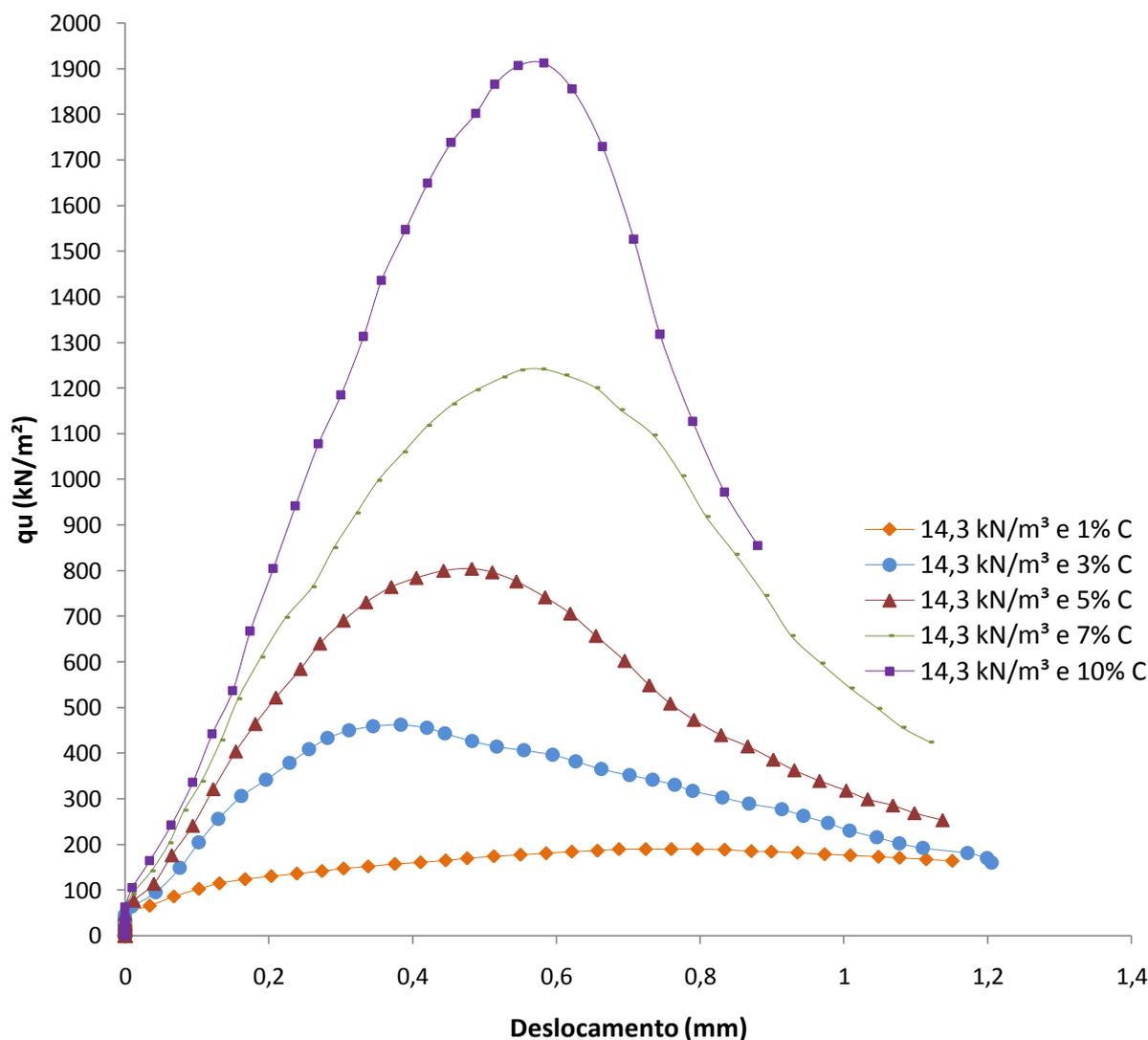


Figura 4.11 – Gráfico tensão por deformação das amostras de 14,3 kN/m³ - UoB - RCS

4.2 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

Este item apresenta os resultados para os testes de tração por compressão diametral, realizados apenas na UFRGS. Os resultados obtidos foram analisados quanto ao efeito do teor de cimento, do peso específico aparente seco e da porosidade em função do teor volumétrico de cimento. Por fim, são comparados os valores obtidos no ensaio de compressão simples com os obtidos no ensaio de tração por compressão diametral, mostrando a relação existente entre eles.

4.2.1 Efeito do teor de cimento e do peso específico aparente seco – tração por compressão diametral

Para os ensaios de resistência à tração por compressão diametral realizados, foram analisadas as tendências e o comportamento do *chalk* melhorado com cimento em função do peso específico aparente seco da amostra e das porcentagens de cimento agregada a ela. O gráfico da figura 4.12 mostra os resultados obtidos.

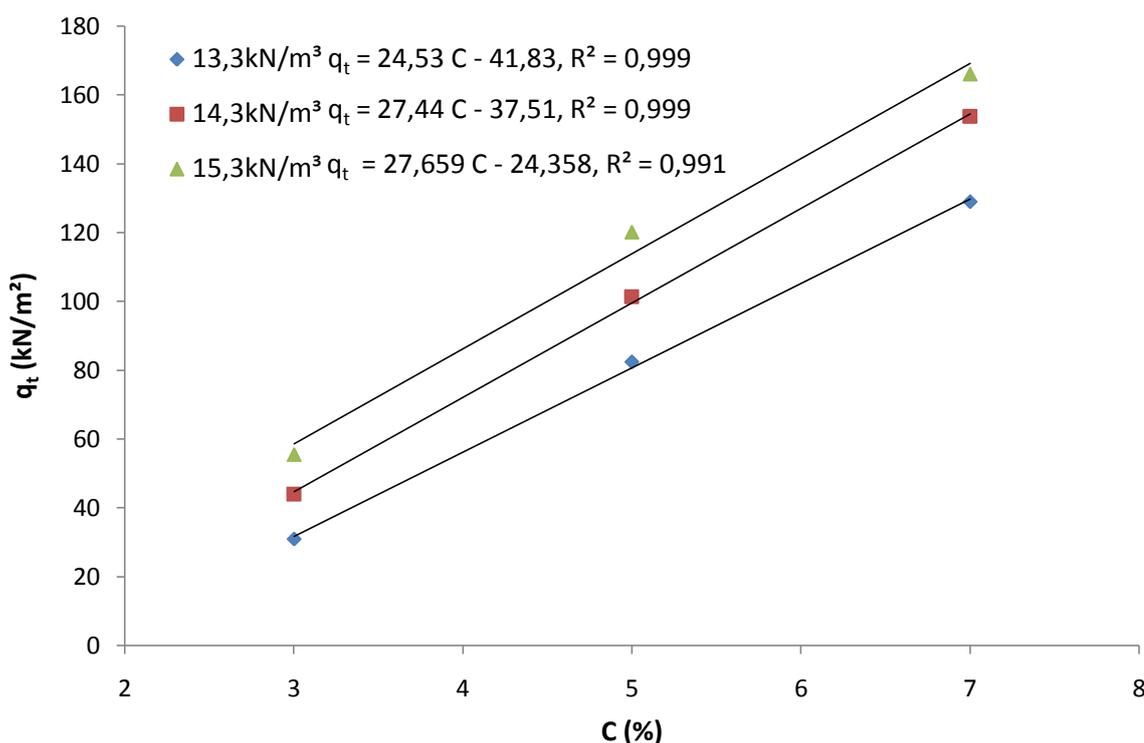


Figura 4.12 – Efeito do teor de cimento e do peso específico aparente seco - Tração

Assim como para o caso da resistência à compressão simples, observou-se que, novamente, houve um ganho de resistência (neste caso à tração) com o aumento do teor de cimento estudado e que, para os maiores pesos específicos, esta resistência também se mostrou superior. Os valores de resistência à tração variaram de 30,92 kPa (para 3% de cimento e 13,3 kN/m³) a 166,16 kPa (para 7% de cimento e 15,3 kN/m³).

Em todos os resultados, observou-se um ótimo coeficiente de determinação muito bom (acima de 0,99). A linha de tendência linear ajustou-se bem aos pontos, mostrando que com o aumento do teor de cimento (mantendo-se um mesmo peso específico) a resistência à compressão simples cresce linearmente.

Semelhante às tendências observadas no teste de resistência à compressão, as linhas de tendência são mais inclinadas quanto maior o peso específico, o que novamente foi averiguado nas equações, mostrando que, para a mesma diferença de pesos específicos, mas com aumento da porcentagem de cimento, a diferença nos valores de resistência foi muito maior para o maior teor de cimento. Além disso, de forma mais suave do que no caso dos resultados de compressão simples, o aumento do peso específico não se mostrou linear, sendo mais notável o aumento de resistência entre as curvas de 13,3 kN/m³ e 14,3 kN/m³ do que entre as curvas de 14,3 kN/m³ e 15,3 kN/m³. Novamente, a conclusão foi de que o a redução da porosidade levou à cimentação mais efetiva devido ao maior número de contatos entre as partículas existentes e da maior capacidade de distribuição de tensões no interior do corpo-de-prova e maior mobilização de atrito nos menores pesos específicos, aumentando as resistências.

4.2.2 Efeito da relação porosidade pelo teor volumétrico de cimento – tração por compressão diametral

Para a avaliação da relação da porosidade como teor volumétrico de cimento, foi utilizada curva de tendência de potência que resultou em bom ajuste para o comportamento observado. O gráfico da figura 4.13 mostra os valores plotados em função da porosidade/teor de cimento (η/Civ).

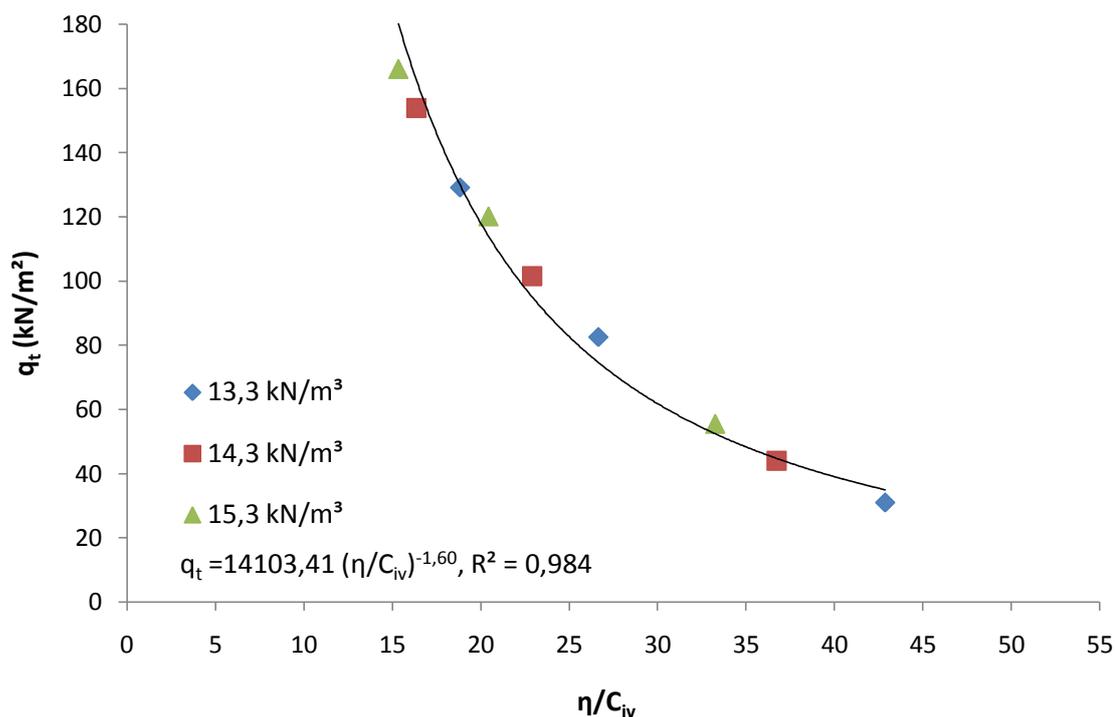


Figura 4.13 – Relação entre porosidade/teor volumétrico de cimento - Tração

O resultado obtido, mesmo sem expoente de ajuste de 0,28, adotado na resistência à compressão simples, foi bastante convergente com a linha de tendência adotada, com 0,984 de coeficiente de determinação. Entretanto, como os dados de resistência à compressão simples foram corrigidos para um expoente de 0,28, foi adotado também este expoente para os resultados de tração, a fim de que os resultados pudessem ser comparados. A figura 4.14 mostra estes resultados.

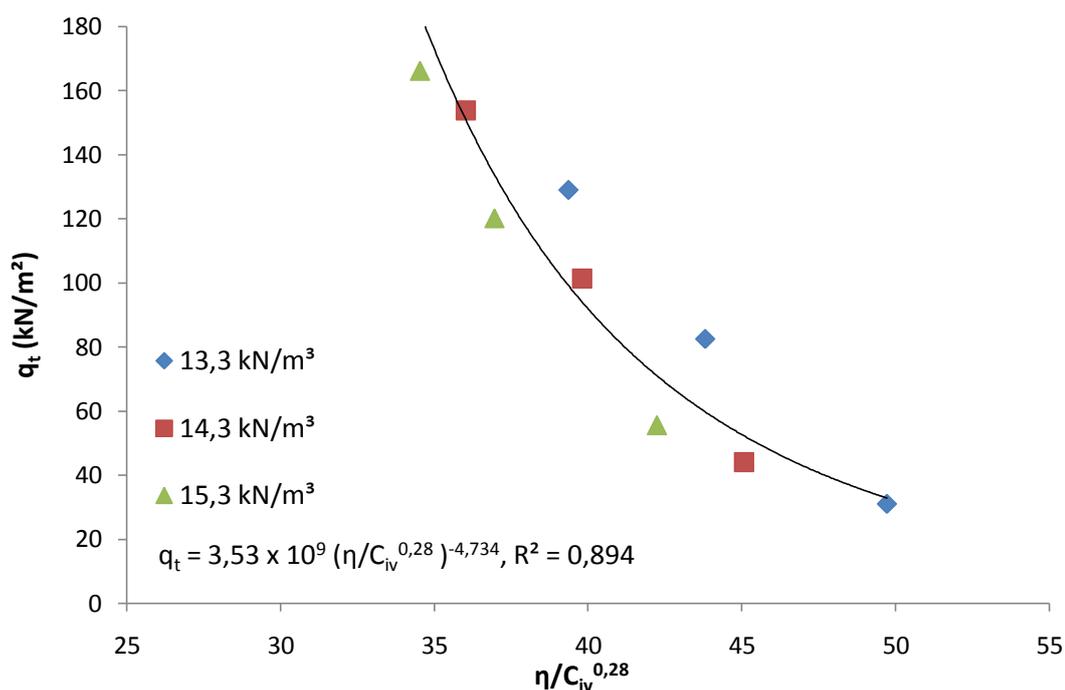


Figura 4.14 – Fator porosidade/teor volumétrico de cimento ajustado para todas as amostras - Tração

O resultado obtido levou a um coeficiente de determinação menor que o sem ajuste (0,894), diferentemente do esperado. Tanto no caso das curvas plotadas sem e com ajuste de 0,28 no expoente, observou-se que a resistência cresce com a redução da porosidade e o aumento do teor volumétrico de cimento.

4.2.3 Relação entre resultados de compressão simples e tração por compressão diametral

Os resultados obtidos tanto para a resistência à compressão simples quanto para tração por compressão diametral foram plotados no gráfico da figura 4.15. Desta forma, foi mais facilmente vista a grandeza da diferença de valores obtidos.

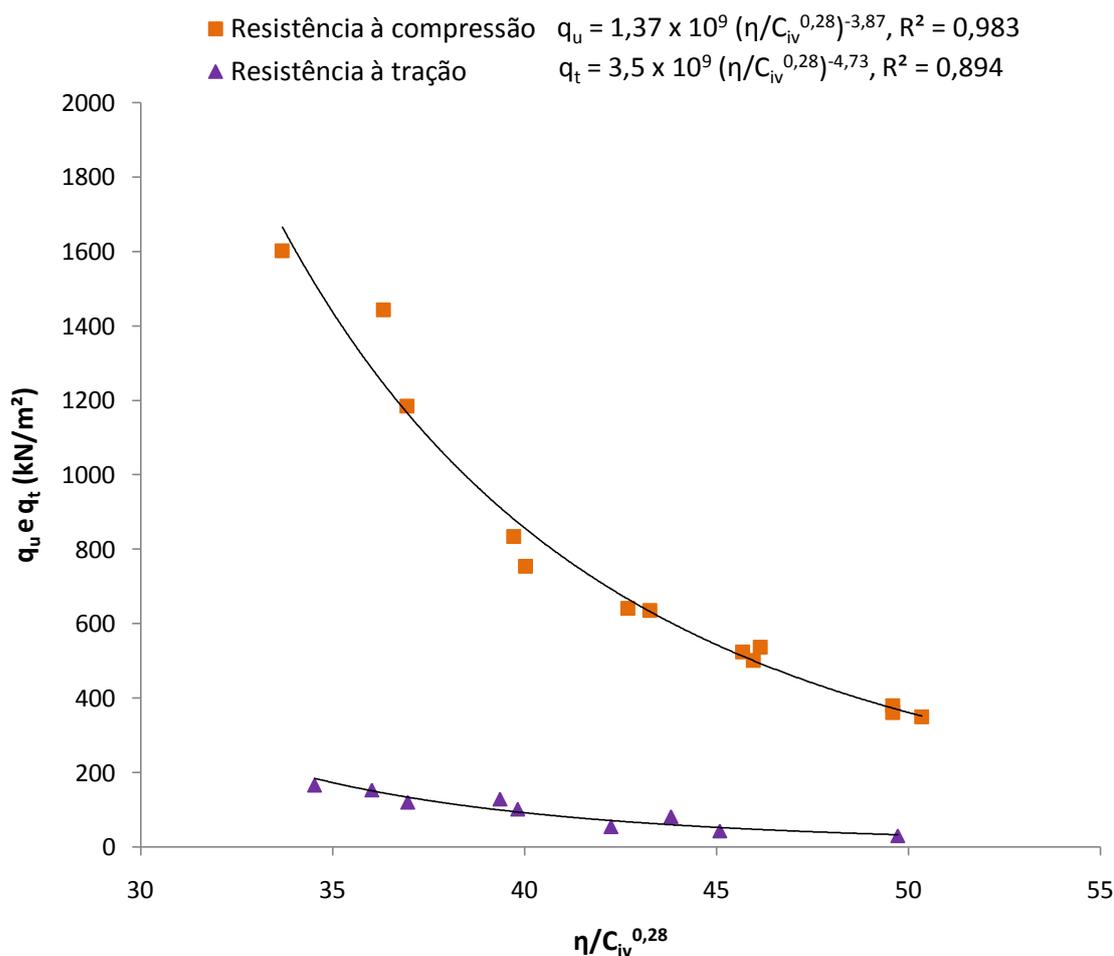


Figura 4.15 – Resultados de ensaio de compressão simples e tração por compressão diametral em função do fator porosidade/teor volumétrico de cimento ajustado

Para avaliar-se a relação existente entre os valores de resistência à compressão simples e tração por compressão diametral foram divididos os valores de q_t por q_u . Aos dados foi ajustada uma linha de tendência linear, forçada a passar pela origem. Obteve-se a razão de 0,1097 para as resistências, com coeficiente de determinação de 0,861. Festugato (2011), ao trabalhar com areia siltosa misturada a cimento, obteve uma relação de 0,15. A tensão de tração do solo-cimento, de acordo com estudos já realizados por Clough et al., (1981) e Consoli et al. (2007), varia de 9 e 14% da resistência à compressão simples. Portanto, o valor de aproximadamente 11% está dentro da faixa averiguada em estudos anteriores. Os resultados são apresentados na figura 4.16.

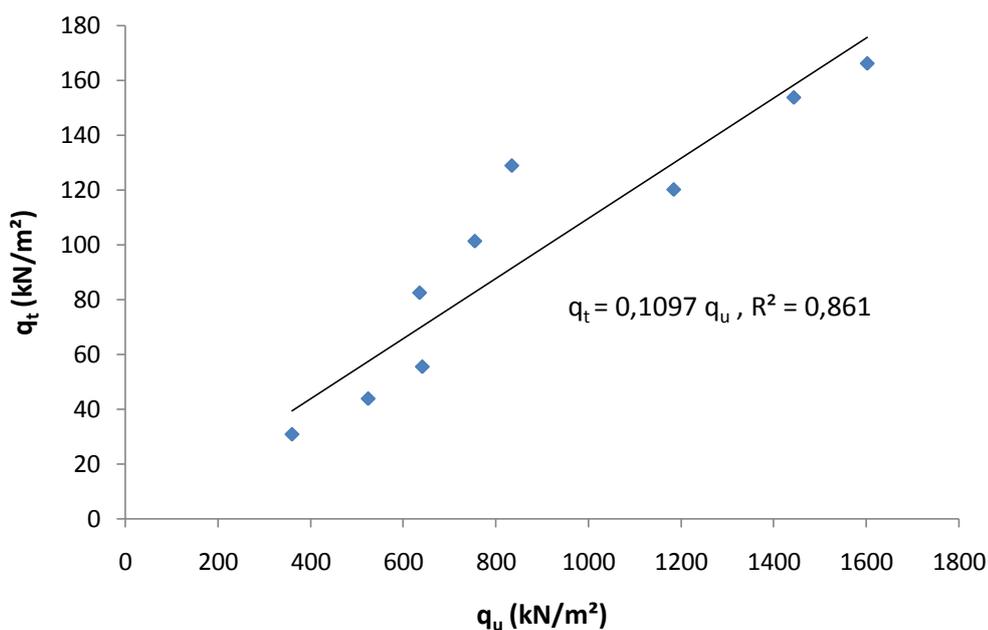


Figura 4.16 – Razão entre resistência à tração por compressão diametral e resistência à compressão simples

A mesma razão pode ser calculada através das curvas de resistências em função da porosidade por teor volumétrico de cimento. Para tanto, força-se uma linha de tendência com mesmo expoente tanto para tração quanto para compressão e dividem-se os escalares. Desta forma, pode-se verificar, mais uma vez, a razão entre resistências, comparando-a com o valor obtido, de 0,1097, através da simples divisão dos valores finais.

Para que seja possível forçar um mesmo expoente na potência e para que apenas os escalares sejam divididos, é necessário que os valores de η/Civ para os resultados de resistência à compressão sejam bastante semelhantes ao η/Civ de resistência à tração por compressão diametral. Para que fosse possível forçar a equação para os dados, foi utilizado o *software* Grapher. Este cálculo foi realizado para os dados de η/Civ corrigidos com o ajuste de 0,28. Escolheu-se a média dos expoentes das linhas de tendência de resistência à compressão (-3,87) e de tração (-4,73), sendo -4,3. Os gráficos das figuras 4.17 e 4.18 mostram essa nova linha de tendência de potência.

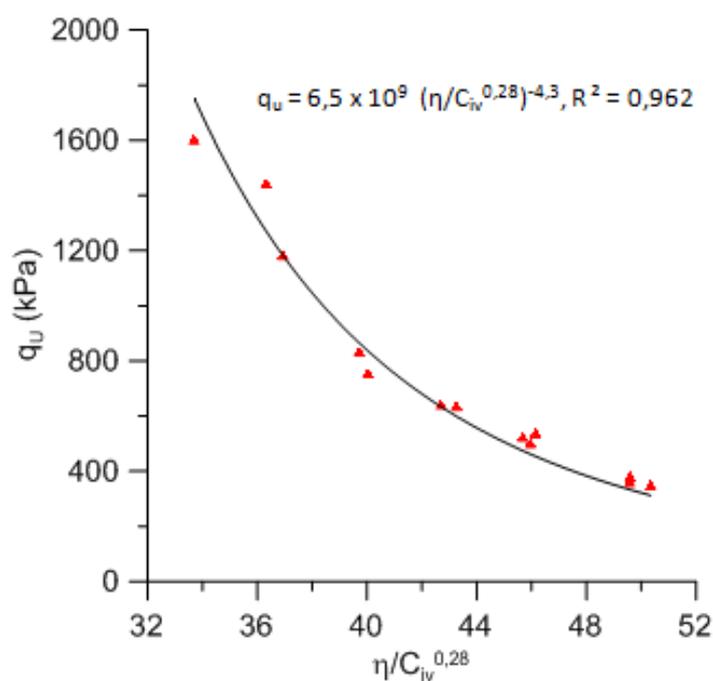


Figura 4.17 – Linha de tendência de potência com expoente de -4,3 para dados de compressão simples

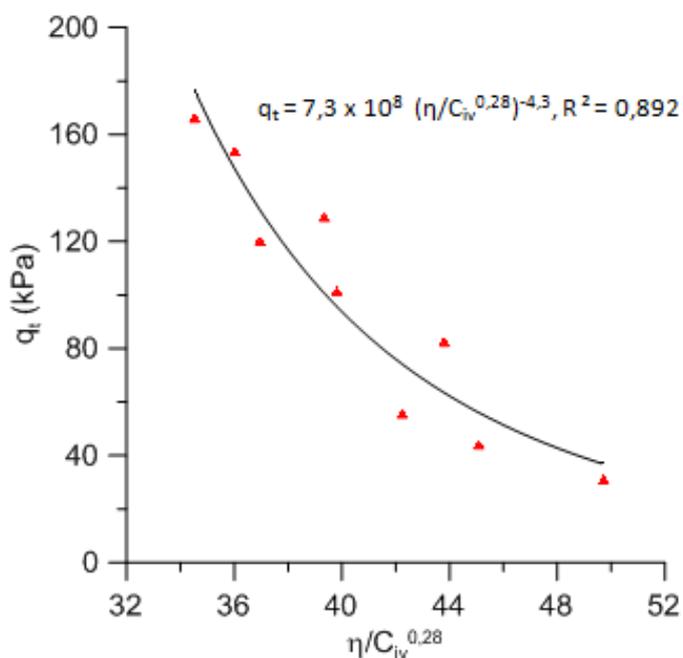


Figura 4.18 – Linha de tendência de potência com expoente de -4,3 para dados de tração por compressão diametral

As novas linhas de tendência, forçadas, possuíram escalar de $6,5 \times 10^9$, com $R^2 = 0,962$, para compressão e $7,3 \times 10^8$, com $R^2 = 0,892$, para tração. A razão calculada foi de 0,1117, bastante semelhante à anterior, de 0,1097, calculada pela simples razão dos valores.

4.3 MEDIDAS DE RIGIDEZ

Este item apresenta os resultados das medições de rigidez realizadas tanto com o equipamento de ultrassom quanto com *bender elements*. Ao final, são comparados os valores e as vantagens e desvantagens de cada método de medição.

4.3.1. Ultrassom

Este item apresenta os resultados das medições realizadas com o equipamento Pundit Lab, cujo funcionamento foi descrito no capítulo anterior. Para conferenciados valores de tempo de propagação da onda cisalhante, foram medidas as ondas de compressão, que se propagam em aproximadamente metade do tempo. Os resultados são apresentados na tabela 4.1, confirmando uma relação média de 2,2 entre os tempos de propagação das ondas s e p.

Tabela 4.1 – Comparação dos resultados de ondas s e ondas p

Onda p média (μs)	Onda s (μs)	Razão ondas s / ondas p
68,80	158,6	2,31
69,20	157,8	2,28
68,23	158,2	2,32
63,77	141,3	2,22
65,00	144,3	2,22
63,87	144,7	2,27
66,57	147,7	2,22
61,73	137,8	2,23
56,40	122,9	2,18
56,07	122,6	2,19
55,73	118,7	2,13
50,57	110	2,18
53,07	111,9	2,11

Para a leitura das ondas s, tomou-se como referência para o tempo de propagação o ponto de maior amplitude do vale antes do maior pico da onda de chegada na interpretação dos resultados, para uma frequência de 250 kHz no equipamento. Os valores obtidos para os corpos-de-prova para os pesos específicos de 13,3, 14,3 e 15,3 kN/m³ e para os teores 3, 5 e 7% de cimento são apresentados no gráfico a seguir, na figura 4.19.

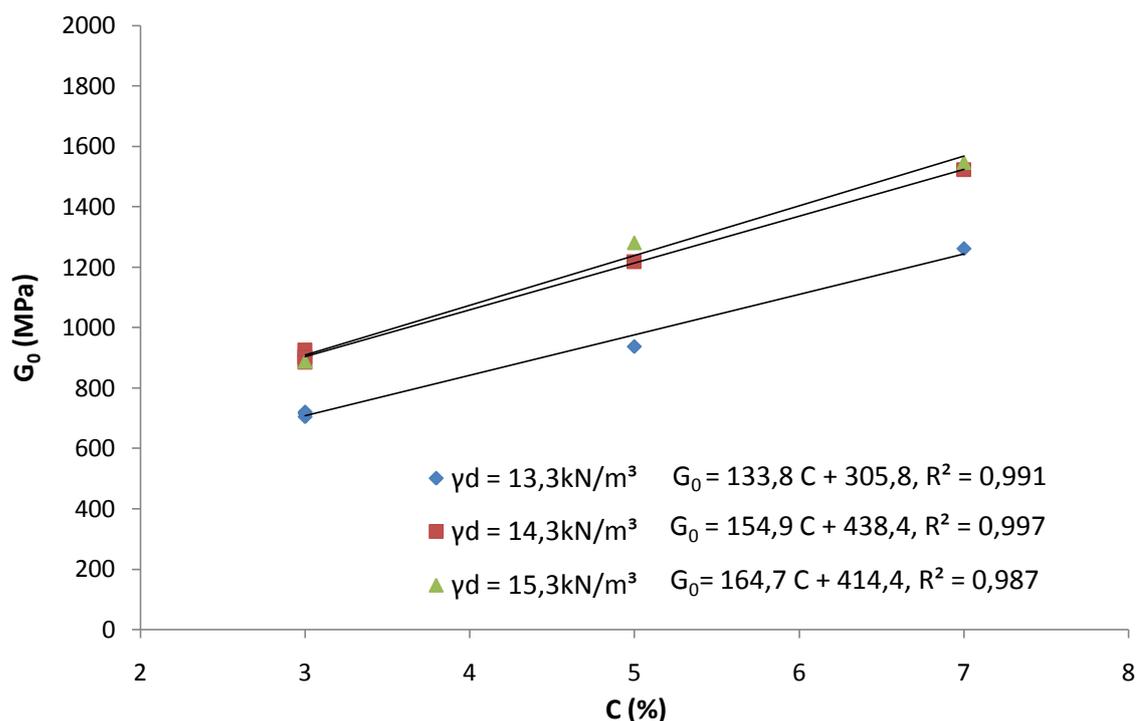


Figura 4.19 – Ultrassom em corpos 50 x 100 mm - Efeito do teor de cimento e do peso específico aparente seco

Este ensaio foi realizado nas amostras que foram posteriormente rompidas à compressão simples, cujos resultados foram apresentados no item 4.1 deste capítulo. Assim como para no caso da resistência, a rigidez inicial também cresce com o aumento de teor de cimento e com o aumento da compactação da amostra. O aumento da compactação faz com que o tempo de chegada da onda seja menor, uma vez que a onda de som (ultrassom) se propaga mais rapidamente em meios sólidos do que em ar, aumentando, assim, a rigidez medida. Os valores obtidos variaram de 704,95 MPa (para 3% de cimento e 13,3 kN/m³) a 1546,34 MPa (para 7% de cimento e 15,3 kN/m³).

Analisando-se todos os resultados, foram alcançados coeficientes de determinação entre 0,991 e 0,987, e, novamente, a linha de tendência linear adequou-se bem aos pontos. Foi possível verificar de maneira menos acentuada do que no caso de resistência à compressão simples que as linhas de tendência são mais inclinadas quanto maior o grau de compactação. Apesar de quase imperceptível pela figura, as equações mostram como o coeficiente multiplicador do teor de cimento nas fórmulas aumenta com o aumento do peso específico.

Mais uma vez, não se observou um aumento linear de rigidez com o aumento do peso específico, sendo mais notável o aumento de rigidez entre as curvas de 13,3 kN/m³ e 14,3

kN/m³ do que entre as curvas de 14,3 kN/m³ e 15,3 kN/m³. No caso do ensaio de rigidez, fica ainda mais claro que o aumento da rigidez torna-se menor conforme se compacta a amostra a elevados pesos específicos aparentes secos.

A fim de correlacionar-se os efeitos das rigidezes com a porosidade e teor volumétrico de cimento das amostras, os valores de G_0 foram plotados em função de (η/C_{iv}) , da mesma forma como foi feito para as resistências de compressão simples e tração por compressão diametral. As curvas de tendência de potência forneceram um coeficiente de determinação elevado, conforme a figura 4.20.

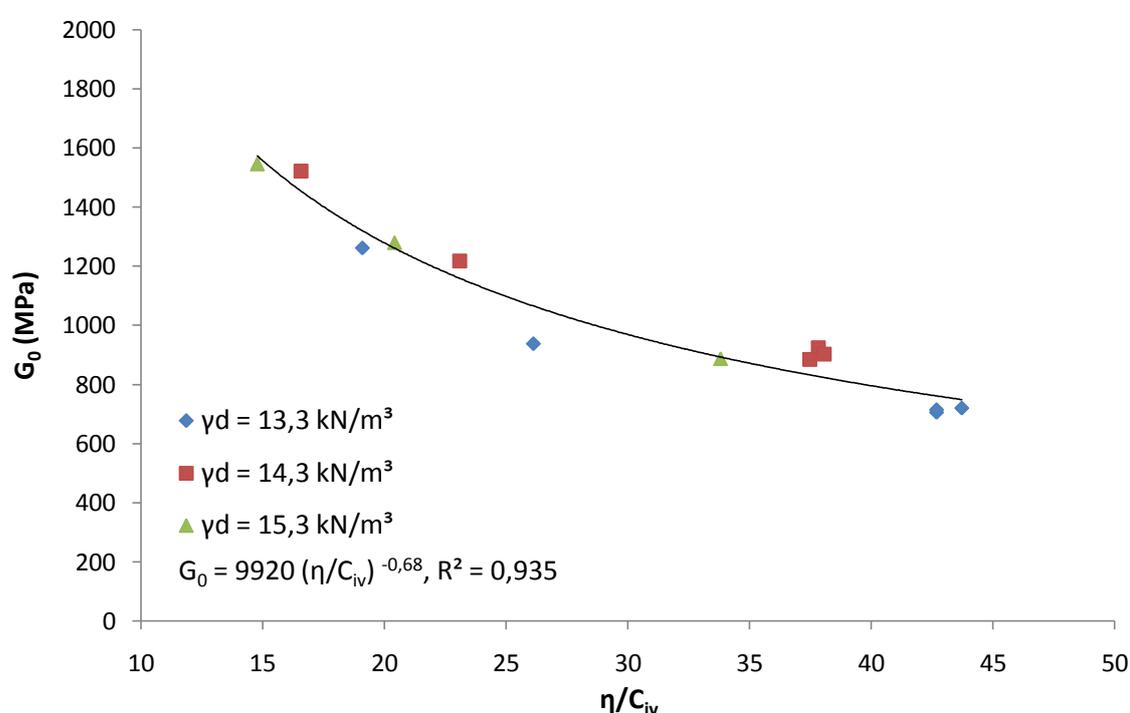


Figura 4.20 – Ultrassom em corpos 50 x 100 mm - Relação entre porosidade/teor volumétrico de cimento

Mais uma vez, e seguindo a tendência já apresentada nos demais resultados de resistência, a redução da porosidade e o aumento do teor volumétrico de cimento levaram ao aumento da rigidez inicial. Apesar de já obter-se um bom coeficiente de determinação na equação ($R^2 = 0,935$), foi utilizado também o coeficiente de 0,28 pra melhor ajuste da curva. A figura 4.21 mostra este ajuste, o qual forneceu o mesmo coeficiente de determinação, de 0,944.

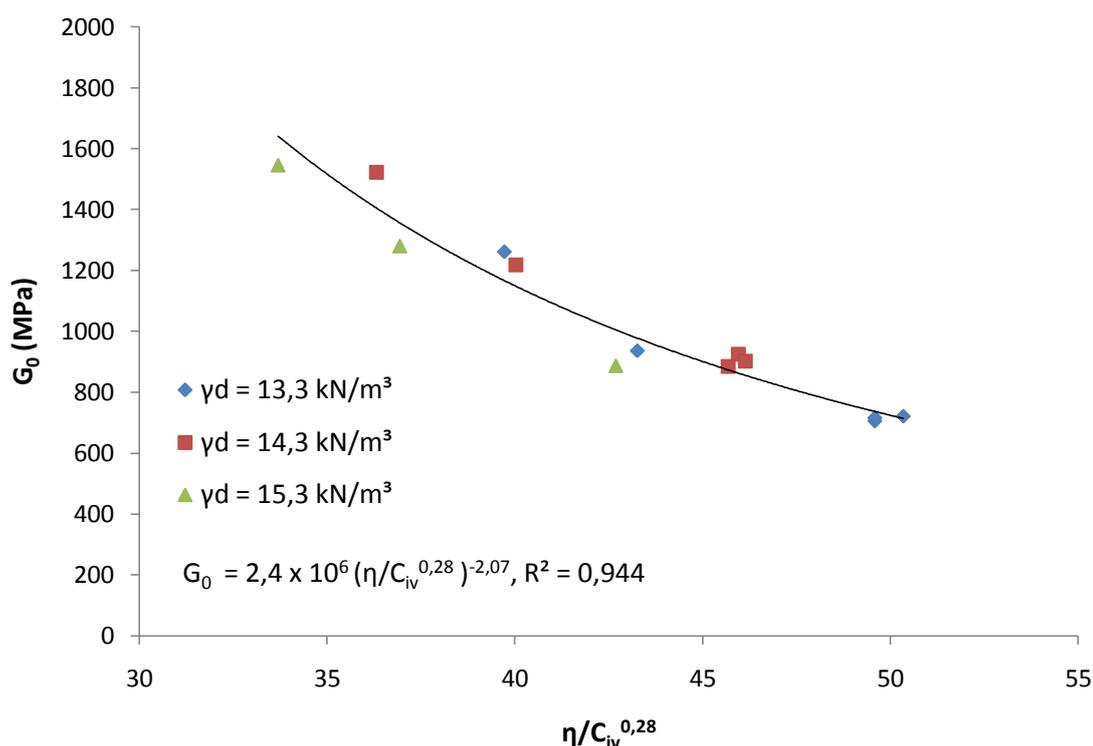


Figura 4.21 – Ultrassom em corpos 50 x 100 mm - Fator porosidade/teor volumétrico de cimento ajustado para todas as amostras

Portanto, a rigidez segue a mesma tendência da resistência à compressão simples e tração por compressão diametral, sendo apenas mais evidente que a partir de certo peso específico torna-se menor o incremento de rigidez. Foram plotados os valores de rigidez inicial em função da resistência à compressão obtida para os corpos-de-prova, conforme apresentado na figura 4.22. Os valores mostraram uma relação praticamente linear entre a rigidez e a resistência à compressão simples, com um fator de determinação de 0,915.

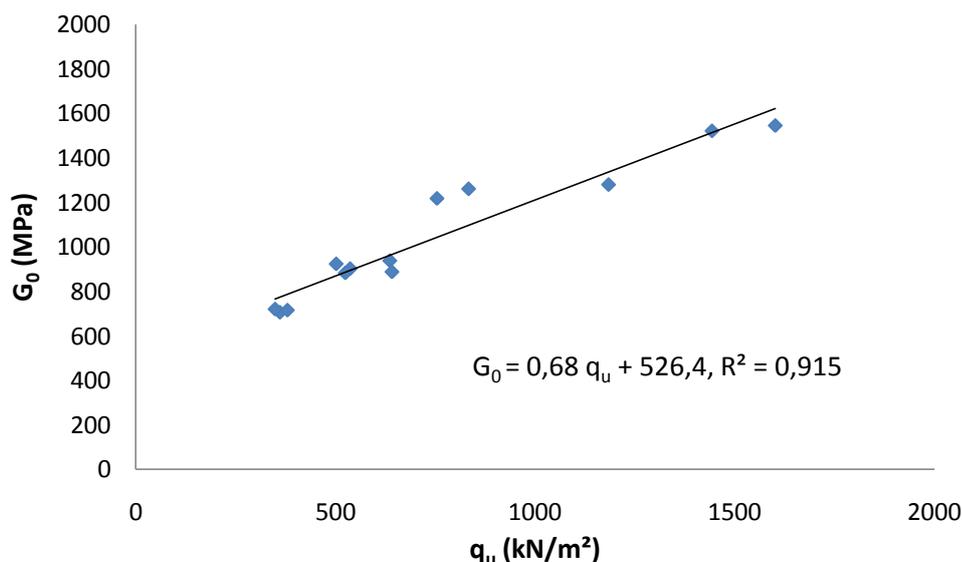


Figura 4.22 – Relação da rigidez inicial pela resistência à compressão simples em corpos 50 x 100 mm

4.3.2 *Bender elements*

As medições de *bender elements* foram realizadas em corpos-de-prova de peso específico de 14,3 kN/m³ (compactação intermediária das utilizadas na pesquisa), para três porcentagens de cimento (3, 5 e 7%). Desta forma, foi verificada a influência unicamente do cimento nas medições e os valores foram comparados aos obtidos no teste de ultrassom.

Para a interpretação dos resultados, foi utilizado o domínio tempo e foi tomado como referência o tempo de transmissão do pico da onda senoidal emitida ao pico da onda recebida no outro extremo do corpo-de-prova. Uma vez que, de acordo com Ferreira (2008), a frequência não tem influência no tempo de transmissão da onda, os valores foram lidos para as frequências de 20 kHz no primeiro dia e 30 kHz a partir do segundo dia de cura, pois estas forneciam a melhor visualização da onda de acordo com a rigidez dos corpos-de-prova. A mesma metodologia foi adotada para todos os dados obtidos.

As medições foram realizadas desde o primeiro instante (tempo zero, quando o corpo-de-prova foi extrudado do molde) até sete dias de cura. O *offset* dos transdutores (atraso intrínseco entre emissão e recepção da onda, medido quando os dois *benders* estão juntos, sem distância de propagação de onda entre eles) foi medido em 2 μs para os corpos-de-prova de 3 e 5% de cimento e 2,6 μs para o corpo-de-prova de 7% de cimento. Os valores para o

sétimo dia foram comparados com os valores de ultrassom obtidos na UFRGS. O gráfico da figura 4.23 mostra estes resultados.

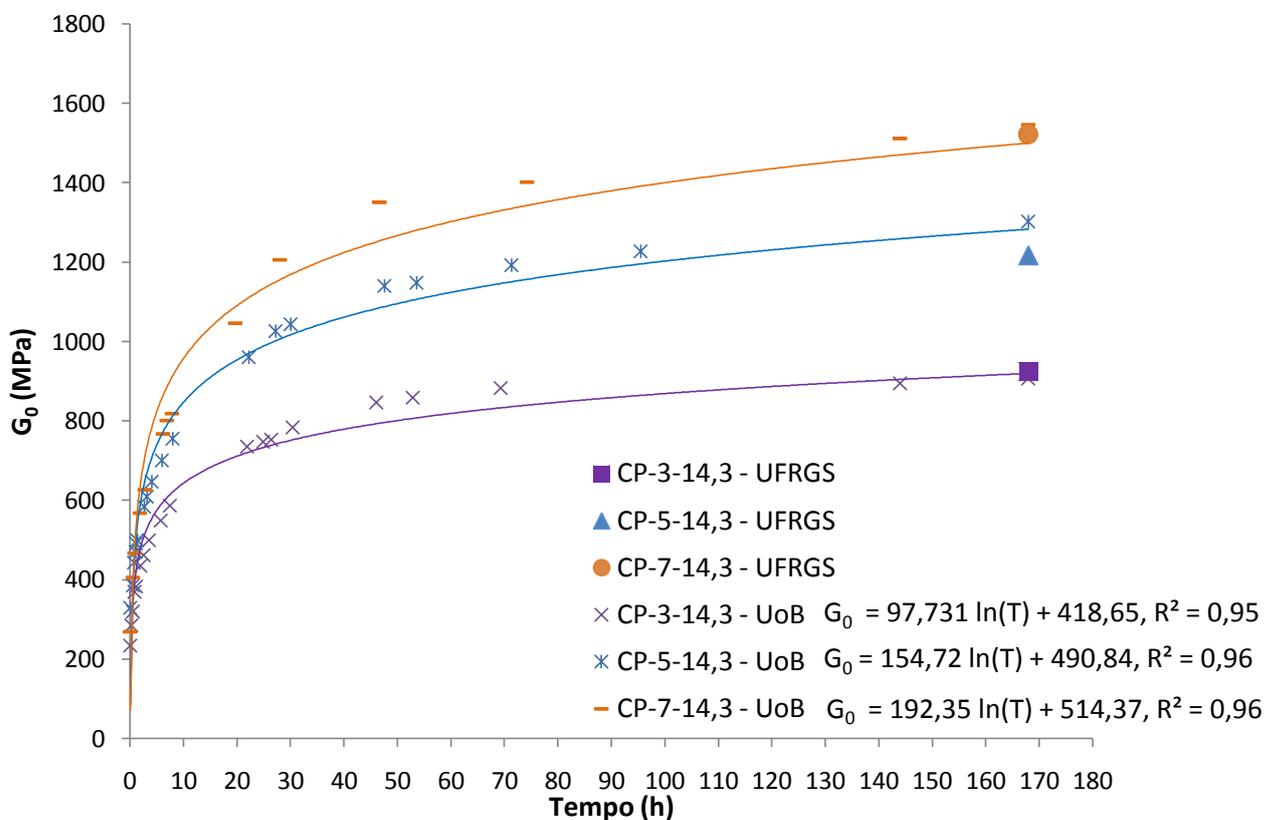


Figura 4.23 – Medições de *bender elements* comparadas com ultrassom em corpos 50 x 100 mm

As curvas de rigidez ao longo do tempo para os corpos-de-prova da UoB mostraram uma tendência logarítmica da evolução de G_0 com o tempo, para todas as amostras. Além disso, foi observado que o aumento do teor de cimento aumenta os valores de rigidez das misturas. Estas tendências são bastante semelhantes às encontradas por Festugato (2011) para sete dias e porcentagens semelhantes de cimento misturado à areia siltosa. No caso de Festugato (2011), também foram utilizadas frequências semelhantes, na gama de 10 a 30 kHz. A única diferença foi que o autor adotou como tempo de propagação o primeiro ponto de chegada da onda.

O corpo-de-prova com menor quantidade de cimento (3%) estabiliza mais rapidamente, enquanto para o de 7% de cimento a rigidez continua aumentando ao fim de sete dias, inferindo que ainda existem reações dentro da amostra. Os resultados com utilização de *bender elements* e ultrassom foram bastante semelhantes, conforme indicado no gráfico,

conferindo credibilidade às medições. A tabela 4.2 mostra uma comparação de valores de rigidez inicial obtidos para o sétimo dia de cura.

Tabela 4.2 – Comparação dos resultados de rigidez inicial para corpos-de-prova 50 x 100 mm com sete dias de cura

Teor de cimento	<i>Bender elements</i> - G ₀ (MPa)	Ultrassom - G ₀ (MPa)
3%	905,62	923,8
5%	1302,29	1217,34
7%	1546,02	1521,33

Conforme Festugato (2011), as medidas de rigidez inicial, G_0 , são uma informação importante para o engenheiro geotécnico, uma vez que são empregadas como ferramenta de controle ou como parâmetro de referência na correlação com outras propriedades na Geotecnia. Assim, a previsão da rigidez inicial foi feita correlacionando-se os valores de G_0 com a razão entre a porosidade e o teor volumétrico de cimento e com o tempo. De acordo com o autor, esta metodologia já é consolidada para a previsão da resistência à compressão simples e diametral de misturas e para a previsão de G_0 de misturas cimentadas. Desta forma, com as medições realizadas ao longo de uma semana, para cada dia foi possível estabelecer uma curva de correlação entre a rigidez inicial e a relação vazios/cimento. Os resultados são apresentados na figura 4.24.

Os coeficientes de determinação foram bastante altos para as linhas de tendência de potência. Novamente foram ajustados os valores para o coeficiente 0,28, conforme realizado pra os demais dados da pesquisa, resultando novamente em bons coeficientes de determinação. Os valores são apresentados na figura 4.25.

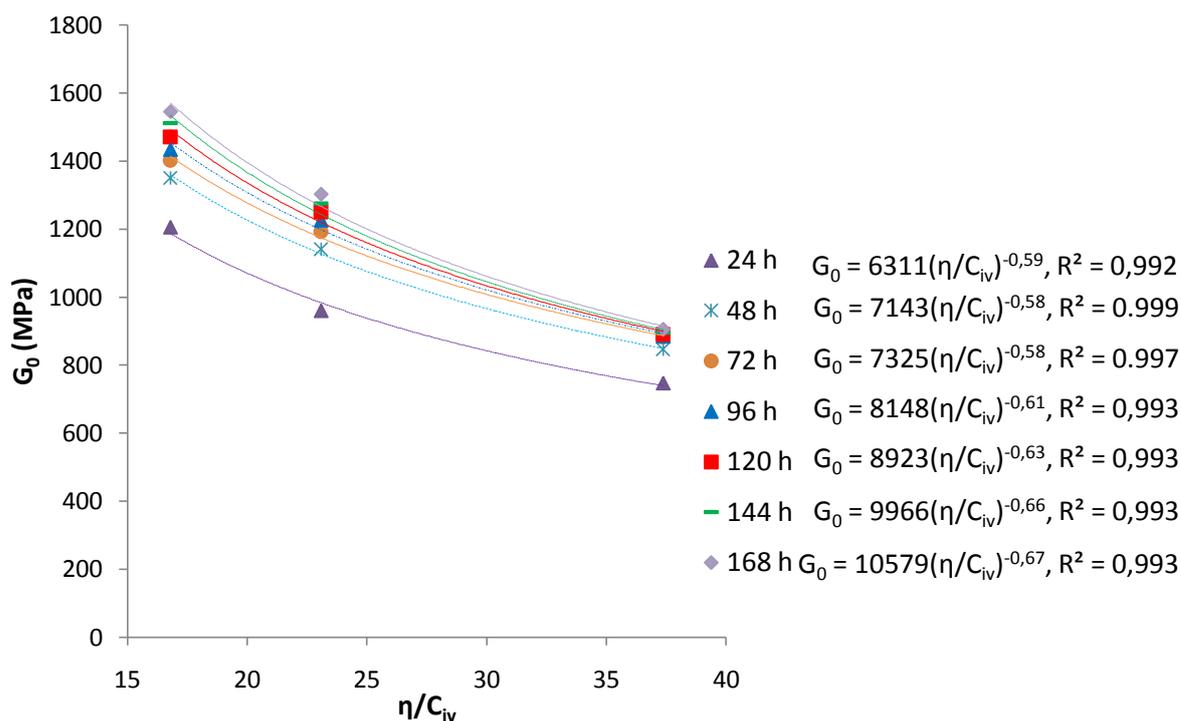


Figura 4.24 – Previsão da rigidez inicial ao longo de sete dias em corpos 50 x 100 mm

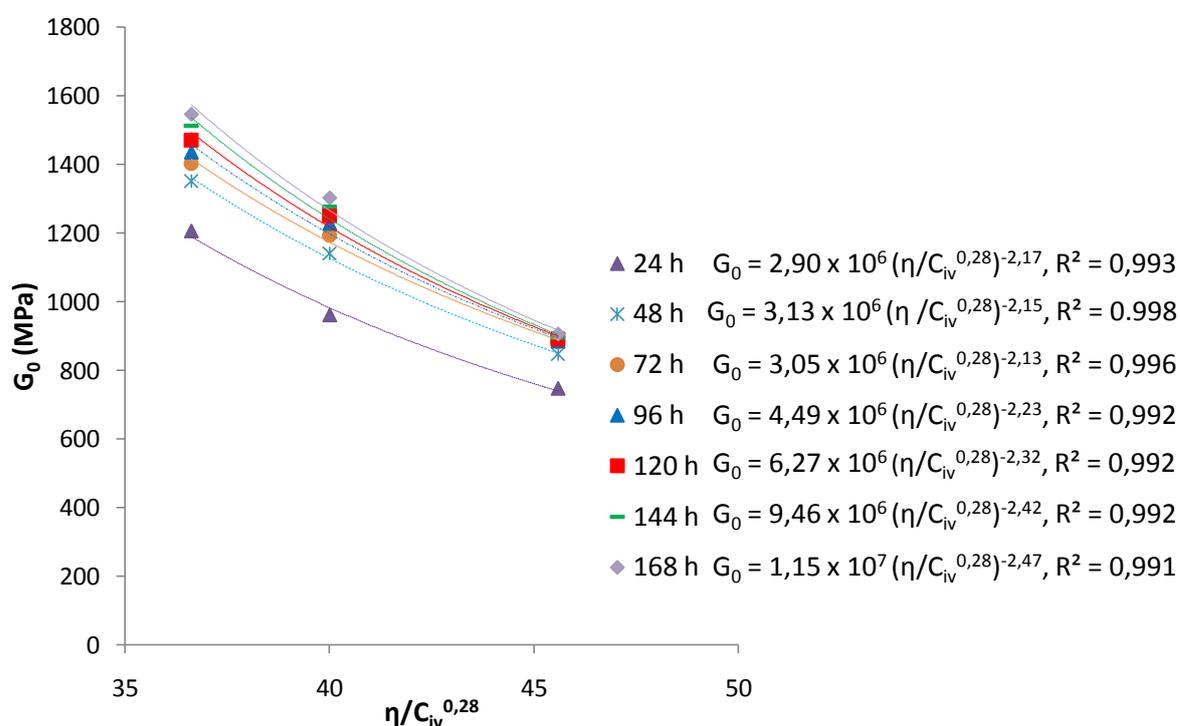


Figura 4.25 – Previsão da rigidez inicial ao longo de sete dias em corpos 50 x 100 mm com ajuste de 0,28

Cada curva de tendência deste gráfico foi forçada para um expoente único (-2,32, equivalente à média dos valores dos expoentes das fórmulas acima) e os valores dos escalares foram plotados em função do tempo. Obteve-se, desta forma, o valor da razão da rigidez pelo η/C_{iv} ajustado para 0,28 e elevado ao expoente -2,32 em função do tempo. O resultado foi uma curva cuja linha de tendência logarítmica possuiu 0,976 de coeficiente de determinação. A figura 4.26 mostra os resultados obtidos.

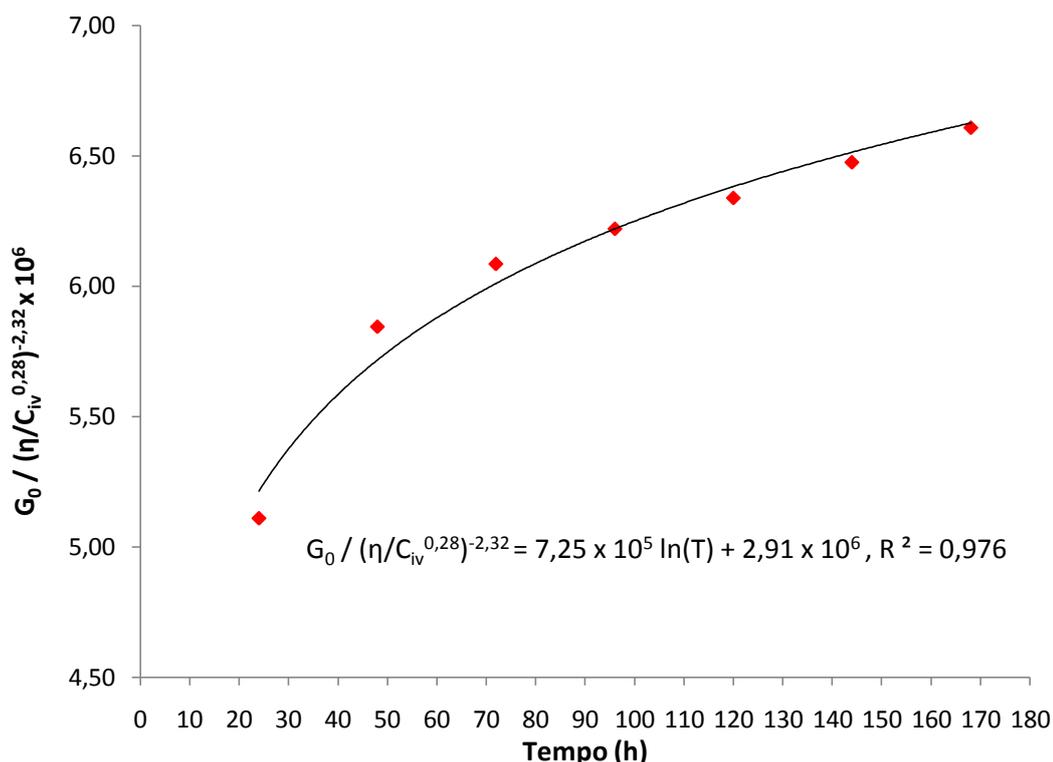


Figura 4.26 – Razão da rigidez pelo η/C_{iv} ajustado para 0,28 e elevado ao expoente -2,32 em função do tempo

4.3.3 Comparação dos métodos

Ambos os métodos (ultrassom e *bender elements*) forneceram bons resultados para a avaliação da rigidez inicial. No caso dos *bender elements*, foi possível avaliar o desenvolvimento da rigidez, sua tendência de crescimento ao longo tempo e foi possível também estimar uma previsão de seus valores.

As medições com equipamento de ultrassom requerem menos tempo e são mais fáceis de serem realizadas. Os *bender elements*, por sua vez, necessitam uma boa ancoragem nos corpos-de-prova, são mais sensíveis e danificam com relativa facilidade, além de que seus

resultados são mais complexos de serem analisados devido à maior suscetibilidade a interferências no sinal captado no receptor.

A prática de medição com ambas as técnicas, entretanto, também levou à conclusão de que a utilização de ultrassom seria mais difícil nos primeiros dias de cura dos corpos-de-prova, uma vez que eles ainda são pouco rígidos e o esforço feito no contato do gel utilizado para o posicionamento dos transdutores pode danificar a superfície da amostra. No caso dos *bender elements*, como os transdutores estiveram fixos durante os sete dias de cura, as superfícies de topo e base dos corpos-de-prova não foram danificadas e os resultados foram confiáveis.

4.4 DURABILIDADE

Este item mostra os resultados do ensaio de durabilidade realizado nos corpos-de-prova de *chalk* melhorado com cimento, seguindo os procedimentos da ASTM D 559 (2003). Este ensaio foi realizado apenas na UFRGS. Os corpos-de-prova moldados foram de 13,3 kN/m³ com 3, 5 e 7% de cimento, de 14,3 kN/m³ com 3% de cimento e de 15,3 kN/m³ com 7% de cimento. Foi analisada a perda de massa e a perda de rigidez do material ao longo dos 12 ciclos de escovação, molhagem e secagem.

4.4.1. Medições de perda de massa

Inicialmente, foi analisada a perda de massa individual em cada ciclo. Estes valores são apresentados no gráfico da figura 4.27 e as médias de perda de massa para todos os ciclos para cada corpo-de-prova são apresentadas na tabela 4.3.

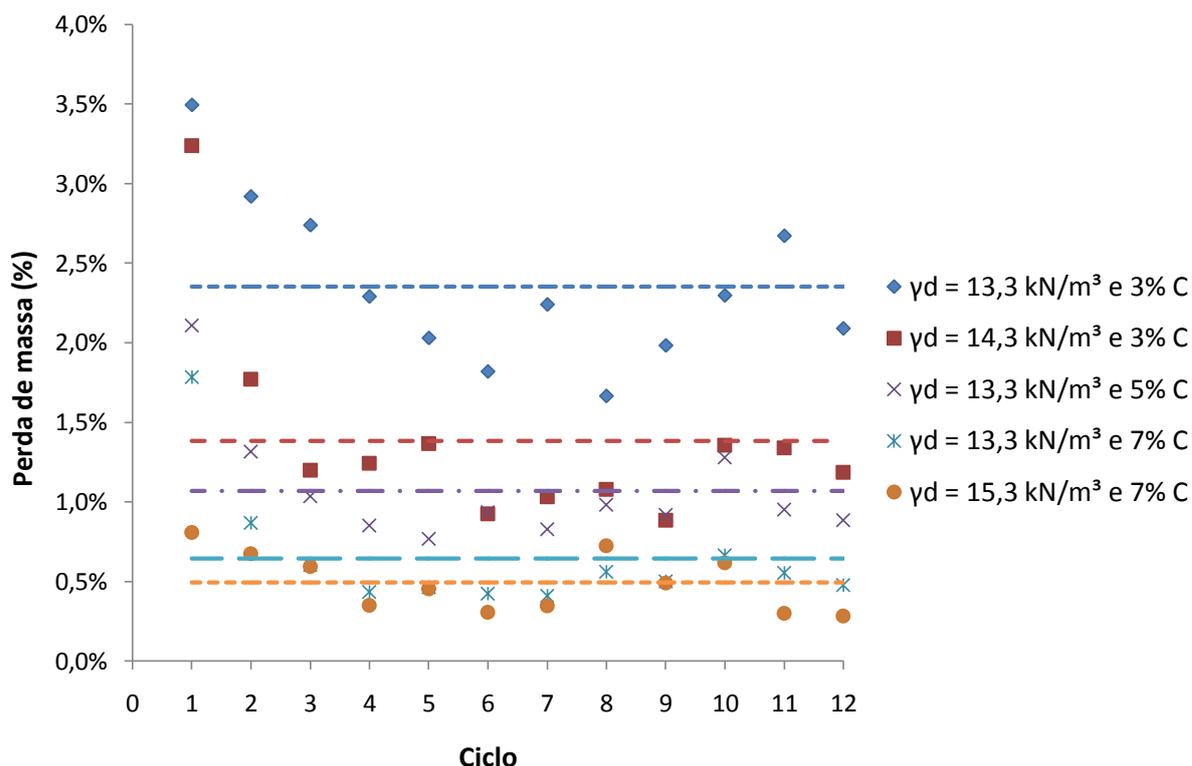


Figura 4.27 – Perda de massa ao longo dos ciclos no ensaio de durabilidade

Tabela 4.3 – Perda de massa média por corpo-de-prova no ensaio de durabilidade

Amostra	3-13,3-1	3-14,3-1	3-15,3-1	5-13,3-1	7-13,3-1	7-15,3-1
Perda de massa	2,35%	1,38%	1,47%	1,07%	0,64%	0,50%

Os valores, apesar de variáveis para um mesmo corpo-de-prova, seguiram uma média de valores (conforme mostrado na tabela acima e nas retas constantes do gráfico) e a tendência de haver uma perda de massa maior no primeiro ciclo que do que nos demais.

Além disso, quanto maior o peso específico e teor de cimento da amostra, menor a perda de massa, uma vez que a amostra se torna menos porosa, dificultando o arrancamento de material na escovação, e o cimento aumenta a ligação entre os grãos. A média de perda de massa ao longo dos ciclos variou de 2,35 % para o corpo-de-prova de menor peso específico e menor teor de cimento para 0,5 % para o corpo-de-prova de maior peso específico e maior teor de cimento. A fim de visualizar-se a perda total de massa ao longo dos ciclos, foi calculada a

perda de massa acumulada em cada ciclo, e os valores foram plotados no gráfico da figura 4.28.

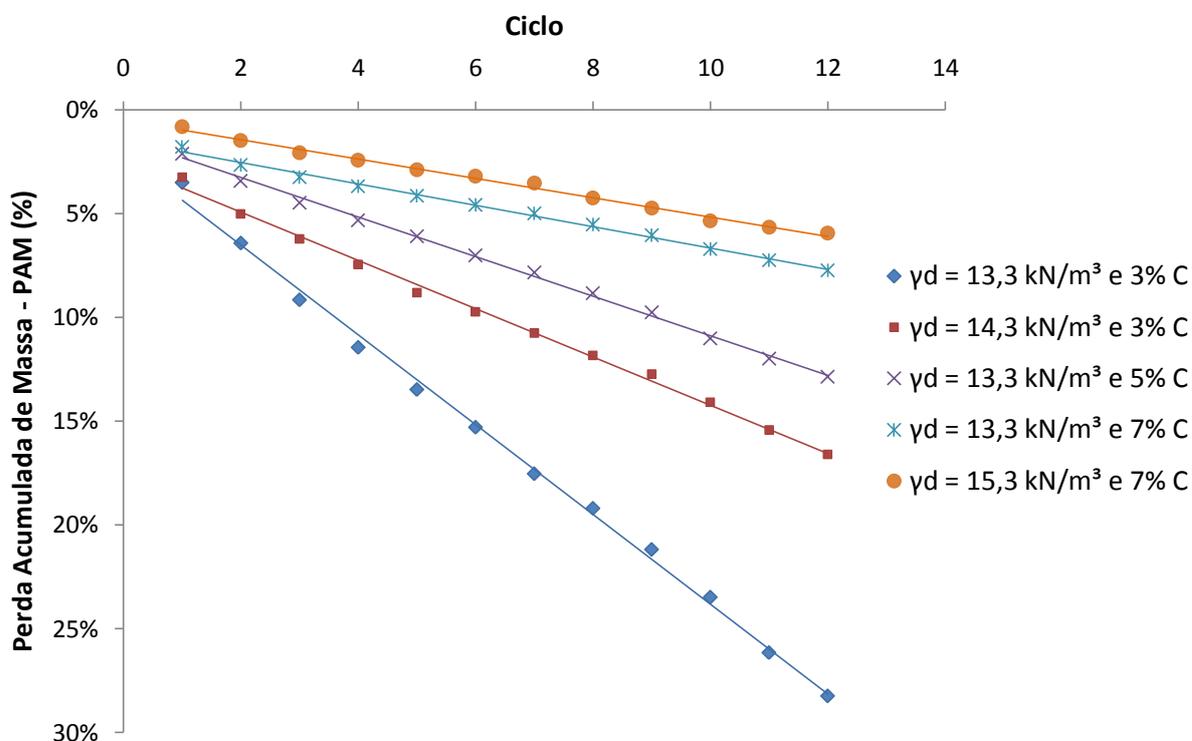


Figura 4.28 – Perda acumulada de massa ao longo dos ciclos no ensaio de durabilidade

Observou-se que à perda de massa acumulada ao longo dos ciclos foi possível ajustar-se uma reta para cada corpo-de-prova, com inclinação mais acentuada para corpos-de-prova de 3% de cimento e $13,3 \text{ kN/m}^3$ de peso específico e menos acentuada no corpo-de-prova de maior porcentagem de cimento (7%) e maior peso específico. A perda de massa total alcançou quase 30% ao final de 12 ciclos no corpo-de-prova de $13,3 \text{ kN/m}^3$ e 3% de cimento, sendo pouco superior a 5% no corpo-de-prova de 7% de cimento e $15,3 \text{ kN/m}^3$ de peso específico. Estes dados mostraram o quanto este aumento de teor de cimento e de compactação da amostra é significativo no aumento de durabilidade de uma amostra.

A fim de observar-se o comportamento dos corpos-de-prova em função da razão da porosidade pelo teor volumétrico de cimento, a perda de massa acumulada dos ciclos 3, 6, 9 e 12 foram plotadas em função do η/Civ ajustado para o coeficiente 0,28. As curvas são apresentadas no gráfico da figura 4.29, tendo sido feito um ajuste de potência com bons coeficientes de determinação (entre 0,94 e 0,98).

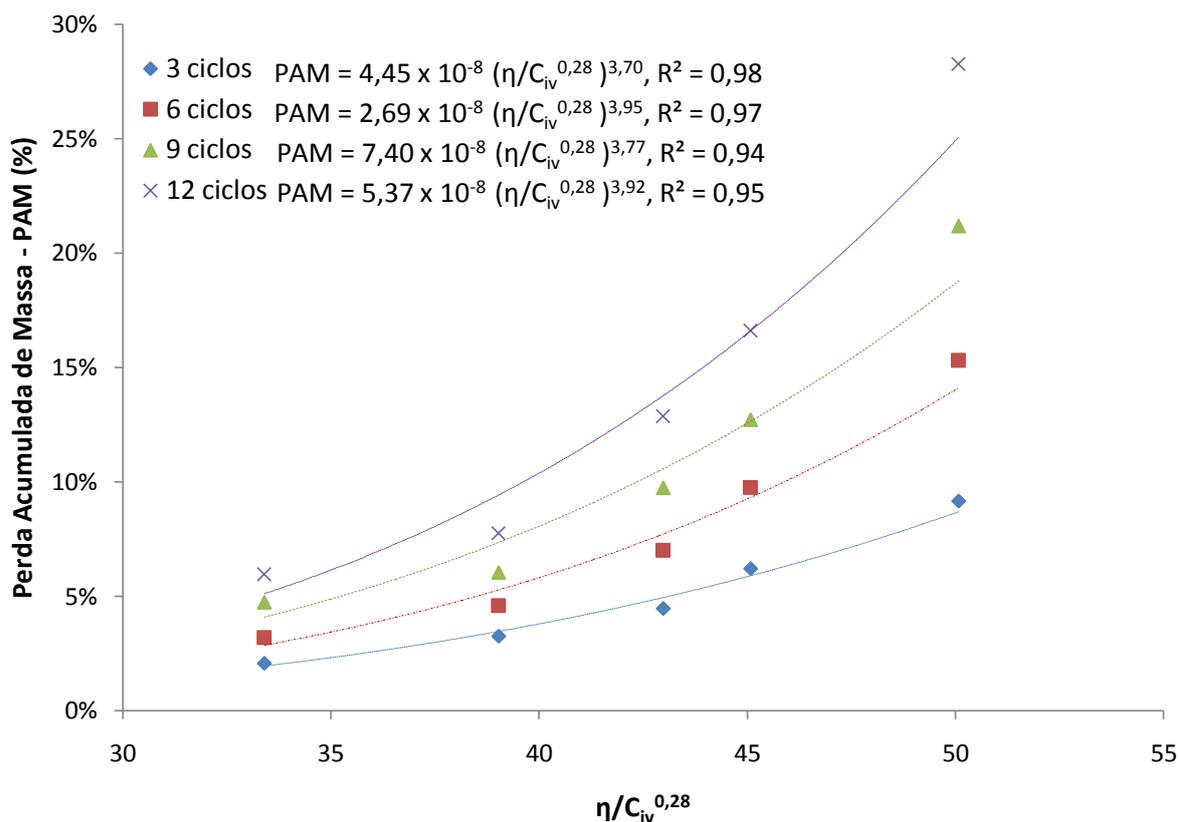


Figura 4.29 – Perda acumulada de massa em função da porosidade/ teor volumétrico de cimento ajustado em ensaio de durabilidade

Por fim, dividindo-se os valores de perda acumulada de massa pelo número de ciclos, ajustou-se uma curva única de perda de massa pelo número de ciclos em função do η/C_{iv} ajustado para o coeficiente 0,28. A curva ajustada, novamente de potência, forneceu um coeficiente de determinação de 0,89, e fornece a perda de acumulada, independentemente do ciclo, para misturas de *chalk* com cimento em função da porosidade pelo teor volumétrico de cimento. O gráfico da figura 4.30 mostra estes resultados.

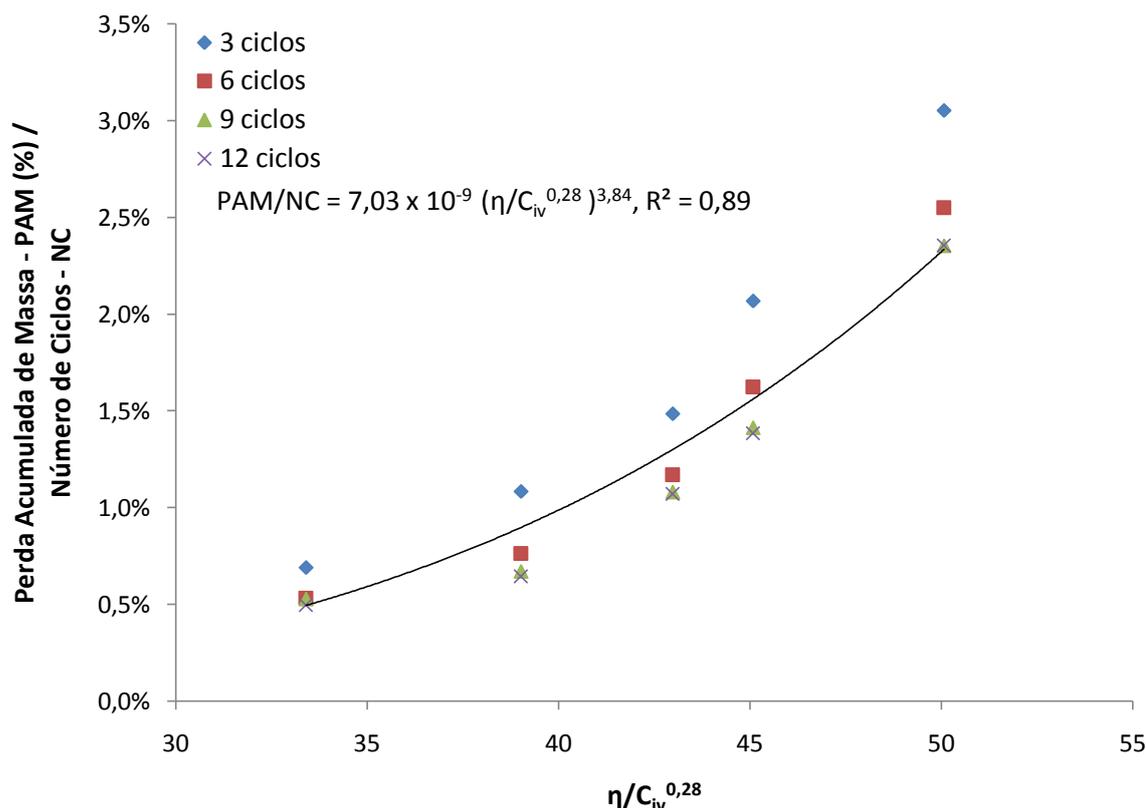


Figura 4.30 – Perda Razão da perda acumulada de massa pelo número de ciclos em função da porosidade/ teor volumétrico de cimento ajustado em ensaio de durabilidade

A perda de massa tem importância no projeto de pavimentos estabilizados com cimento, uma vez que limites de norma devem ser levados em consideração. Portanto, a determinação da dosagem das misturas deve contemplar estas especificações. O solo estudado nesta pesquisa é classificado como A-2-6, de acordo com a Portland Cement Association (1956). Conforme especificado neste material publicado pela associação, a perda de massa para projetos de bases de pavimentos em materiais granulares do tipo A-2-6 deve ser de no máximo 10% ao longo dos 12 ciclos de molhagem e secagem ou de gelo e degelo. Aplicando-se estes critérios aos experimentos realizados e aos resultados obtidos, concluiu-se que apenas as amostras com 7% de teor de cimento conferiram uma dosagem adequada para a execução de projetos com *chalk* estabilizado com cimento.

4.4.2. Medição de rigidez inicial em ensaio de durabilidade

Após a escovação dos corpos-de-prova em cada ciclo, foram realizadas medições de rigidez inicial com o equipamento Pundit Lab. Desta forma, foi possível avaliar como a rigidez foi alterada ao longo dos ciclos no ensaio de durabilidade.

Assim como para as medidas de ultrassom para os corpos-de-prova de 50 x 100 mm, tomou-se como referência para o tempo de propagação o ponto máximo do vale antes do maior pico da onda de chegada, para uma frequência de 250 kHz no equipamento. O gráfico dos resultados para cada uma das amostras é apresentado na figura 4.31.

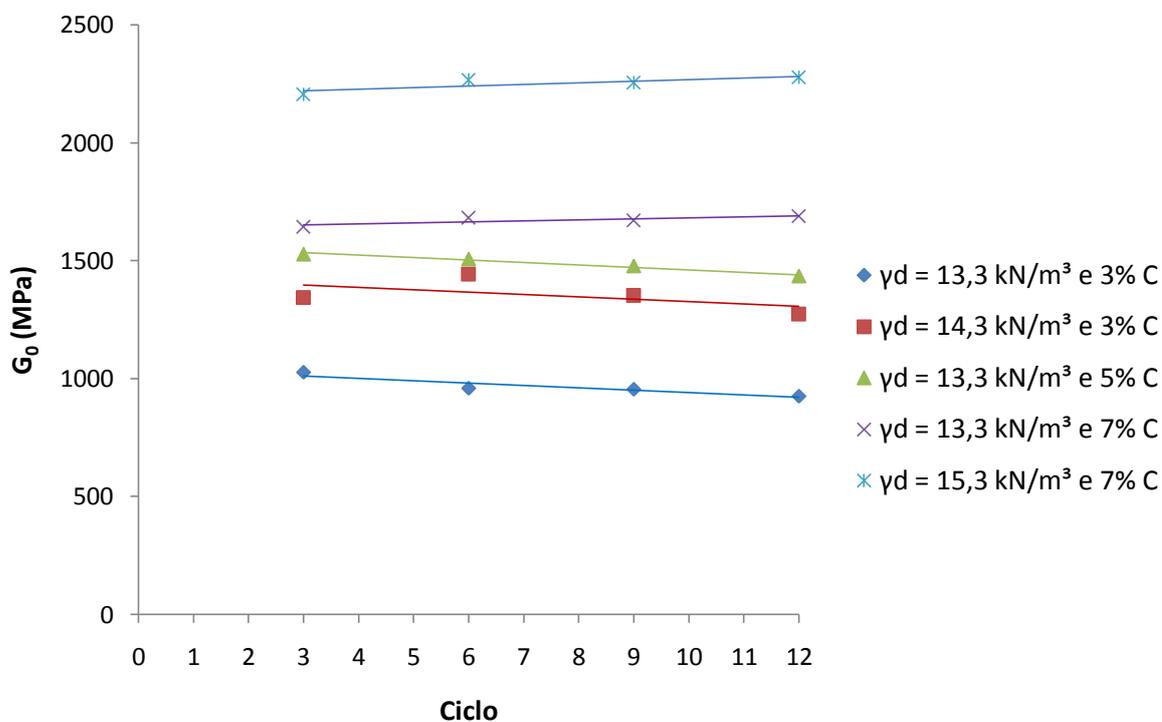


Figura 4.31 – Rigidez inicial em função do número de ciclos em ensaio de durabilidade

Observou-se que a rigidez variou de aproximadamente 1000 MPa a 2250MPa nas amostras, sendo que a rigidez inicial foi aumentada com o aumento do teor de cimento e peso específico aparente seco dos corpos-de-prova. Não foi observado um aumento da rigidez inicial ao longo dos ciclos, sendo que a rigidez permaneceu praticamente constante após os 12 ciclos, em todos os corpos-de-prova (o ajuste linear aproximadamente constante comprova tal comportamento). Tal comportamento pode ser atribuído ao fato de que as reações aceleradas pela secagem em estufa a 71°C e, após 3 ciclos (equivalente a aproximadamente 14 dias de cura) não há mais reações significativas nas amostras. Observou-se que nos corpo-de-prova de 7% de cimento a reta é levemente ascendente ao longo dos ciclos, enquanto nos corpos-de-prova de 3% de cimento ela é levemente descendente, fato que pode ser justificado por haver mais reações pozolânicas ao longo da cura da amostra.

Para verificar-se o comportamento da rigidez em função da perda de massa, foi plotada a rigidez *versus* a perda de massa média ao longo dos 12 ciclos para cada corpo-de-prova. Aos resultados forçou-se uma linha de tendência de potência, obtendo-se desta forma uma relação única entre diminuição de rigidez em função da perda de massa para amostras de *chalk* melhorado com cimento. A curva apresentou coeficiente de determinação de 0,94. Os resultados são apresentados no gráfico da figura 4.32.

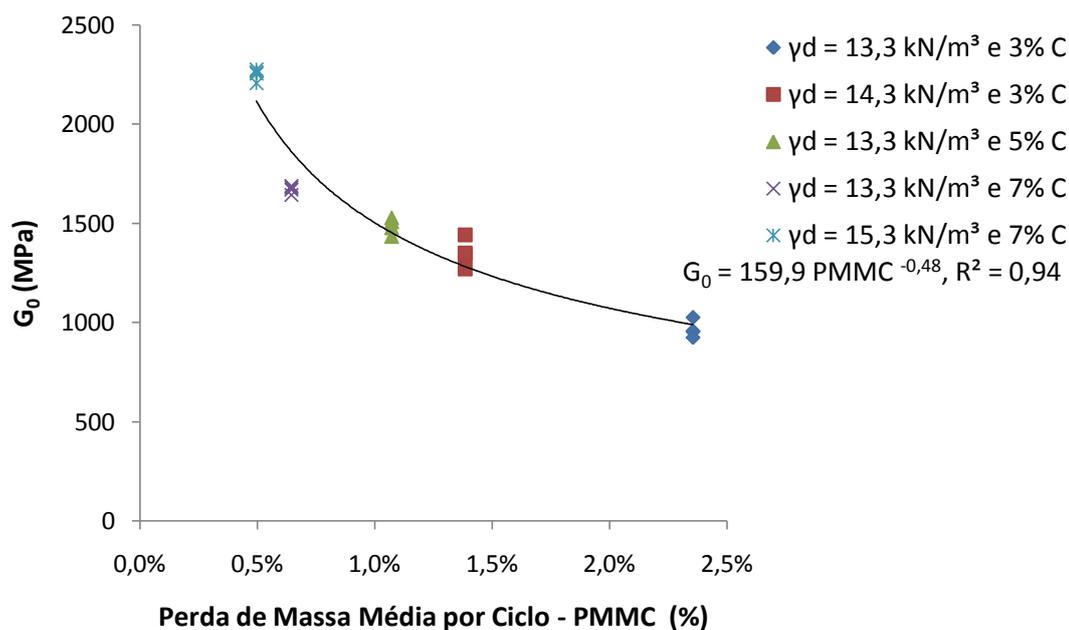


Figura 4.32 – Rigidez inicial em função da perda média de massa por ciclo em ensaio de durabilidade

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A seguir são apresentadas as conclusões da pesquisa desenvolvida, bem como as sugestões de futuros trabalhos que podem ser desenvolvidos com misturas de *chalk* com cimento.

5.1 CONCLUSÕES

Os resultados dos ensaios de laboratório apresentados e analisados permitiram as conclusões descritas a seguir, com relação a misturas de *chalk* com cimento. Verificou-se, de maneira geral, que a adição de cimento Portland de alta resistência inicial promoveu uma significativa melhoria no material, considerando-se os ensaios desenvolvidos e que o coeficiente de 0,28 no teor volumétrico de cimento forneceu um bom ajuste para todos os resultados.

Com relação à resistência à compressão simples e tração por compressão diametral, há um ganho de resistência com o aumento do teor de cimento e dos pesos específicos. Os valores de resistência para misturas de 3, 5 e 7% de cimento e 13,3, 14,3 e 15,3 kN/m³ variam de aproximadamente 350 kPa (para 3% de cimento e 13,3 kN/m³) a 1600 kPa (para 7% de cimento e 15,3 kN/m³), no caso da à compressão simples, e de 30,92 kPa (para 3% de cimento e 13,3 kN/m³) a 166,16 kPa (para 7% de cimento e 15,3 kN/m³) para tração por compressão diametral, em corpos-de-prova de 50 x 100 mm.

O aumento do teor de cimento (para um mesmo peso específico) leva ao crescimento linear das resistências à compressão e tração. Entretanto, as linhas de tendência são mais inclinadas quanto maior o peso específico aparente seco das amostras, devido à cimentação mais efetiva pelo maior número de contatos entre as partículas existentes, e à maior capacidade de distribuição de tensões e mobilização de atrito a baixas porosidades, o que contribui para o aumento da resistência. O aumento das resistências é menos expressivo conforme se compacta a amostra a elevados pesos específicos. Os valores obtidos tanto na UFRGS quanto na UoB foram bastante convergentes, dando credibilidade aos ensaios de resistência à compressão simples.

As curvas de tendência de potência fornecem um coeficiente de determinação elevado para as resistências em função da porosidade pelo teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}), mostrando a influência do nível de cimentação e do nível de compactação na resistência das misturas. A

utilização do expoente equivalente 0,28 no volume de agente cimentante fornece um melhor ajuste entre ganho de resistência à compressão simples devido à redução da porosidade e o ganho proporcionado pelo teor volumétrico adicionado de cimento.

No caso da resistência à compressão simples, o resultado típico de gráfico de tensão por deformação mostra pico característico de solos cimentados, o qual se torna mais visível quanto maior a porcentagem de cimento agregada à mistura. Através deste gráfico também é possível verificar que a rigidez inicial (G_0) cresce também com a adição de cimento, uma vez que a inclinação a pequenas deformações aumenta. A razão entre as resistências de tração por compressão resulta em 0,11.

A rigidez inicial também cresce com o aumento de teor de cimento e com o aumento da compactação da amostra, e novamente a linha de tendência linear correlaciona bem os pontos. As linhas de tendência são mais inclinadas quanto maior o grau de compactação. Não se observa um aumento linear de rigidez com o aumento do peso específico, mostrando que o aumento da rigidez torna-se menor à medida que se compacta a amostra a elevados pesos específicos aparentes secos.

Os valores de G_0 foram plotados em função de (η/Civ) com ajuste de 0,28 correlacionam os efeitos das rigidezes com a porosidade e teor volumétrico de cimento das amostras. Há uma relação praticamente linear entre a rigidez e a resistência à compressão simples, com um coeficiente de determinação de 0,915. Os valores de G_0 correlacionados à razão entre a porosidade e o teor volumétrico de cimento e com o tempo fornecem a previsão da rigidez inicial para as misturas. O ajuste de 0,28 no coeficiente do teor volumétrico de cimento fornece bons resultados.

As curvas de rigidez ao longo do tempo confirmam uma tendência logarítmica da evolução de G_0 , para todas as amostras. Os resultados de medidas de rigidez inicial com utilização de *bender elements* e ultrassom foram bastante semelhantes, o que confere credibilidade aos valores. Ambos os métodos de medição de rigidez inicial (ultrassom e *bender elements*) fornecem bons resultados. As medições com equipamento de ultrassom são mais fáceis de serem realizadas, enquanto, por outro lado, são de difícil execução nos primeiros dias de cura dos corpos-de-prova, quando eles ainda são frágeis e o esforço feito no contato da amostra com os transdutores pode danificar a superfície desta. Os *bender elements* permitem avaliar o desenvolvimento da rigidez ao longo do tempo sem danificar o corpo-de-prova, tornando

possível avaliar a tendência de crescimento da rigidez ao longo tempo. Entretanto, necessitam uma boa fixação nas amostras, são sensíveis a danos e seus resultados são mais difíceis de serem analisados devido a uma maior suscetibilidade de interferência no sinal.

Nos ensaios de durabilidade, quanto maior o peso específico e teor de cimento da amostra, menor a perda de massa. A perda de massa total alcança até 30% no final dos 12 ciclos no corpo-de-prova de 13,3 kN/m³ e 3% de cimento, e 5% no corpo-de-prova de 7% de cimento e 15,3 kN/m³ de peso específico. Portanto, o aumento de porcentagem de cimento e de compactação da amostra é significativo no aumento de durabilidade dos corpos-de-prova com *chalk*. Os valores de perda acumulada de massa divididos pelo número de ciclos em função do η/C_{iv} ajustado para o coeficiente 0,28 fornecem a perda de acumulada, independentemente do ciclo, para as misturas em função da porosidade pelo teor volumétrico de cimento.

A rigidez inicial nos corpos-de-prova de durabilidade varia de aproximadamente 1000 MPa a 2250 MPa, sendo maior com o aumento do teor de cimento e peso específico aparente seco. Não é observado um aumento da rigidez inicial ao longo dos ciclos: a rigidez em todas as amostras é considerada constante após os 12 ciclos.

Conclui-se que as reações são aceleradas pela secagem em estufa a 71°C e, após 3 ciclos, não há mais reações significativas nas amostras. A rigidez *versus* a perda de massa média ao longo dos 12 ciclos para cada corpo-de-prova mostra o comportamento da rigidez em função da perda de massa.

A perda de massa é importante no projeto de pavimentos estabilizados com cimento, já que limites de norma devem ser respeitados. A Portland Cement Association (1956) estabelece 10% de perda de massa como o limite para solos do tipo A-2-6, ao qual o *chalk* moído desta pesquisa corresponde. Conclui-se que apenas as amostras com 7% de teor de cimento conferiram uma dosagem que preenche os requisitos de norma para a execução de projetos com *chalk* estabilizado com cimento.

5.2 SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS

A execução de obras em condições não necessariamente estáticas - como é o caso de rodovias, plataformas *offshore*, construções industriais que levam ao uso de equipamentos geradores de vibração e construções sob ação do impacto das ondas, marés ou do vento, ou

em regiões com alta incidência de sismos - tem obrigado a aprimorar os métodos de análise e dimensionamento de estruturas, uma vez que estas sofrem fadiga, liquefação, degradação da rigidez e acúmulo de deformações permanente. Estes fenômenos podem ser corretamente compreendidos através de ensaios realizados em condições cíclicas, com a utilização de triaxiais cíclicos, coluna ressonante, *simple shear* e *hollow cylinder*. Os ensaios em solos sob carregamentos cíclicos tornaram-se alvo de interesse nos últimos anos em decorrência da frequência de solicitações cíclicas nas estruturas de engenharia e do aprimoramento da análise de projetos.

Uma vez que a maioria das aplicações práticas de misturas de *chalk* com cimento diz respeito à possibilidade de uso deste material melhorado em condições de carregamento repetido (base de aterros ferroviários e rodoviários, por exemplo), faz-se necessária a avaliação do seu comportamento cíclico. Portanto, uma sugestão para futuros trabalhos é de analisar a resposta cisalhante cíclica em corpos-de-prova moldados com *chalk* e cimento Portland, através de ensaios triaxiais e *simple shear*, sob diferentes condições de deformação e de tensão cisalhante controlada, propondo uma metodologia de dosagem para este material.

REFERÊNCIAS

- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D 559/03**. Standard Test Methods for Wetting and Drying Compacted Soil-Cement Mixtures: D 559. Philadelphia, 2003, 7p
- _____. **ASTM C 597/99**. Standard Test Method for Pulse Velocity through Concrete. *Annual Book of ASTM Standards*. ASTM. West Conshohocken. Pa. 1999.
- _____. **ASTM D 2845/99**. Standard Test Method for Laboratory Determination of Pulse Velocities and Ultrasonic Elastic Constants of Rock: ASTM D 2845. *Annual Book of ASTM Standards*. ASTM. West Conshohocken. Pa. 1999.
- _____. **ASTM D 2487/06**. Standard classification of soils for engineering purposes. West Conshohocken, Philadelphia. 2006.
- ARROYO, M.; GREENING, P.D. **Phase and amplitude responses associated with the measurement of shear-wave velocity in sand by bender elements: Discussion** (paper by Blewett, J.; Blewett, I.J. & Woodward, P.K.). *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 39, pp. 483-484. 2002a
- ARROYO, M., MEDINA, L., MUIR WOOD, D. **Numerical modelling of scale effects in bender-based pulse tests**. NUMOG VIII, Pande, G.N. and Pietruszczak, S. (eds), pp. 589-594. 2002b.
- ARROYO, M., MUIR WOOD, D., GREENING, P.D. Source near-field effects and pulse tests in soil samples, *Géotechnique*. Vol.53, N° 3, pp. 337-345. 2003.
- ARROYO, M., MUIR WOOD, D., GREENING, P. D., MEDINA, L.; RIO, J. Effects of sample size on bender-based axial G_0 measurements, *Géotechnique* 56, No. 1, 39-52. 2006.
- ARULNATHAN, R., BOULANGER, R.W.; RIEMER, M.F. **Analysis of bender element tests**. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 21, No. 2, pp. 120-131. 1998.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5733**: cimento Portland de alta resistência inicial. Rio de Janeiro, 1991.
- _____. **NBR 5739**: Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 1993.
- _____. **NBR 6457**: amostras de solo: preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1986.
- _____. **NBR 6459**: determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984.

_____. **NBR 6508**: grãos e solos que passam na peneira de 4,8 mm – determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1984.

_____. **NBR 7180**: determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1984.

_____. **NBR 7181**: solo – análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984.

_____. **NBR 7182**: ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 1986.

_____. **NBR 7222**: Argamassa e concreto – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 1994.

ATKINSON, J.H. **Non-linear soil stiffness in routine design**. *Géotechnique*, Vol. 50, No. 5, pp. 487-508. 2000.

ATKINSON, J.H., SALLFORS, G. Experimental determination of soil properties. *Proceedings of the 10th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Firenze, Vol. 3, pp. 915-956. 1991.

BANKS, D., DAVIES, C., DAVIES, W. The Chalk as a karstic aquifer: evidence from a tracer test at Stanford Dingley, Berkshire, UK. *In Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*. February 1995.

BELL, F.G., CULSHAW, M.G., CRIPPS, J.C. **A review of selected engineering geological characteristics of English chalk**. *Engineering Geoscience*, 2, 355-368. 1999.

BIALOWAS, G., DIAMBRA, A., NASH, D. **Small strain stiffness evolution of reconstituted medium density chalk**. In 1st IMEKO TC-4 International Workshop on Metrology for Geotechnics: Benevento, Italy, March 17-18, 2016. (pp. 162-167). IMEKO - International Measurement Federation Secretariat. 2016.

BLEWETT, J., BLEWETT, I.J., WOODWARD, P.K. **Phase and amplitude responses associated with the measurement of shear-wave velocity in sand by bender elements**. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 37, pp. 1348-1357. 2000.

BLOOMFIELD, J.P., BREWERTON, L.J., ALLEN, D.J. **Regional trends in matrix porosity and dry density of the Chalk of England**. *Quarterly Journal of Engineering Geology*, volume 28, pages 131-142. 1995.

BOWDEN, A. J., SPINK, T.W., MORTIMORE, R.N. **The engineering description of chalk: its strength, hardness and density**. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 35, 355–361. 2002

BRIGNOLI, E.G.M., GOTTI, M., STOKOE, K.H.I.I. **Measurement of shear waves in laboratory specimens by means of piezoelectric transducers.** *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 19, No. 4, pp. 384-397. 1996.

BRITISH STANDARDS. **BS 1881/97.** Recommendations for Measurement of Pulse Velocity through Concrete. British Standard, Institute. Part 203. London. 1997

BRITPAVE NEWS,

<http://www.britpave.org.uk/uploads/documents/originals/Britpave%20News%2021%2012.pdf>, Acessado em 12/08/2016

BUNDY, S.P.S.B. **Geotechnical Properties of Chalk Putties.** University of Portsmouth, Portsmouth, 2013.

BURLAND, J. B. Chalk **Proceedings** of the International Chalk Symposium, Brighton Polytechnic. Thomas Telford. London, pages 1 - 4. 1990.

BURLAND, J. B., LORD, J. A. The load deformation behavior of Middle Chalk at Mundford, Norfolk: a comparison between full-scale performance and in situ and laboratory measurements, in *In Situ Investigations in Soils and Rocks*, British Geotechnical Society, London, 3-16. 1970.

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

CIAVAGLIA, F., CAREY, J.; DIAMBRA, A. "Static and cyclic lateral load tests on driven piles in chalk." *Proceedings Institution of Civil Engineers – Geotechnical Engineering* (in press). 2017a.

CIAVAGLIA, F., CAREY, J.; DIAMBRA, A. "Time-dependent uplift capacity of driven piles in low to medium density chalk." *Géotechnique Letters* (in press). 2017b.

CLAYTON, C.R.I. The mechanical properties of the Chalk. Burland. Chalk **Proceedings** of the International Chalk Symposium, Brighton Polytechnic. Thomas Telford. London, pages 213-232. 1990.

CLOUGH, W., SITAR, N., BACHUS, R. C., RAD, N. S. **Cemented sands under static loading.** *Journal of Geotechnical Engineering Division*, New York, v.107, n.6, p.799-817, 1981.

CONSOLI, N.C., ROTA, G.V., PRIETTO, P.D.M. **The influence of curing under stress on the triaxial response of cement soils.** *Geotechnique*, London, v. 50, n.1, p.99-105, 2000.

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, v. 127, n. 9, p.774-782, 2001.

- CONSOLI, N.C., FERREIRA, P.M. V., TANG, C.C., MARQUES, S., FESTUGATO, L., CORTE, M.B. A Unique Relationship Determining Strength of Silty/Clayey Soils - Portland Cement Mixes. **Soils and Foundations**, 56 (6) pp. 1082-1088. 2006.
- CONSOLI, N. C., FOPPA, D., FESTUGATO, L., HEINECK, K. S. Key Parameters for Strength Control of Artificially Cemented Soils. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 133, n. 2, p. 197–205, 2007.
- CONSOLI, N. C., DA SILVA LOPES, L., HEINECK, K. S. Key Parameters for the Strength Control of Lime Stabilized Soils. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 21, n. 5, p. 210–216, 2009a.
- CONSOLI, N. C., VIANA DA FONSECA, A., CRUZ, R. C., HEINECK, K. S. Fundamenta Parameters for the Stiffness and Strength Control of Artificially Cemented Sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 135, n. 9, p. 1347–1353, 2009b.
- CONSOLI, N. C., CRUZ, R. C., FLOSS, M. F., FESTUGATO, L. **Parameters Controlling Tensile and Compressive Strength of Artificially Cemented Sand**. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v.136(5), p. 759-763, 2010.
- CONSOLI, N. C., CRUZ, R. C., FLOSS, M. F. Variables Controlling Strength of Artificially Cemented Sand: Influence of Curing Time. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 23, n. 5, p. 692–696, 2011a.
- CONSOLI, N. C., ROSA, A. D., SALDANHA, R. B. Variables Governing Strength of Compacted Soil–Fly Ash–Lime Mixtures. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 23, n. 4, p. 432–440, 2011b.
- CONSOLI, N. C., LOPES JUNIOR, L. DA S., CONSOLI, B. S.; FESTUGATO, L. Mohr – Coulomb failure envelopes of lime-treated soils. **Geotechnique**, v. 64, n. 2, p. 165–170, 2014.
- CONSOLI, N. C., QUIÑONEZ SAMANIEGO, R. A., GONZÁLEZ VELÁZQUEZ, L. E. Porosity / Cement Ratio and Molding Moisture Content as Parameters Controlling Tensile and Compressive Strength of Artificially Cemented Fine-Grained Soils. **Journal of Materials in Civil Engineering**, 2016.
- COOP, M. R., ATKINSON, J. H. **The mechanics of cemented carbonate sands**. *Geotechnique*, London, v. 43, n. 1, p.53-67, 1993.
- CRUZ, R. C. **Influência de parâmetros fundamentais na rigidez, resistência e dilatação de uma areia artificialmente cimentada.**, 2008. Tese de Doutorado, PPGE-UFRGS, Porto Alegre. 2008.
- CUCCOVILLO, T., COOP, M. R. The influence of bond strength on the mechanics of carbonate soft rocks. **Proceedings** of the 1st International Symposium on Geotechnical Engineering of Hard Soils–Soft Rocks, Athens, v. 1, p. 447-455, 1993.
- DIAMBRA, A., CIAVAGLIA, F., HARMAN, A., DIMELow, C., CAREY, J., NASH, D. F. T. “Performance of cyclic cone penetration tests in chalk.” *Géotechnique Letters*, 4, No. 3, 230–237 (DOI:10.1680/geolett.14.00050). 2014.

DYVIK, R.; MADSHUSS, C. Lab measurements of Gmax using bender elements. *Proceedings ASCE Annual Convention: Advances in the art of testing soils under cyclic conditions*, Detroit, Michigan, pp. 186-197. 1985.

FERREIRA, C. M. F. **Implementação e Aplicação de Transdutores Piezoelétricos na Determinação de Velocidades de Ondas Sísmicas em Provetes**. Avaliação da Qualidade de Amostragem em Solos Residuais. Dissertação de mestrado. FEUP- Universidade do Porto, Portugal. 2003.

FERREIRA, C.F. **The use of seismic wave velocities in the measurement of stiffness of a residual soil**. Tese de Doutorado. FEUP - Universidade do Porto, Portugal. 2008.

FAM, M., SANTAMARINA, C. Study of geoprocesses with complementary mechanical and electromagnetic wave measurements in an oedometer, *Geotechnical Testing Journal*, ASTM. Vol.18, No. 3, pp. 307-314. 1995.

FESTUGATO, L. **Comportamento de hidratação e resposta cisalhante cíclica de resíduos de mineração cimentado reforçado com fibras**. 2011. 224p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Rio Grande do Sul, 2011.

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

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

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

GALWAY, A. K., JONES, K. A., BECKETT, R. S. **Observations on the relatively high strength of a chalk-aggregate concrete**. *J. Appl. Chem.*, 16: 159–162. 1966.

GREENWOOD, J. R. Specification of chalk for highway work. *Proceedings of the International chalk Symposium, Brighton Polytechnic, 1989*. 421-423. Thomas Telford. London. 1990.

GREENWOOD, J. R. Description, classification and specification of chalk for earthworks, unpub report, transport research laboratory. Crowthorne. 1993.

GUTHRIE, W., ROPER, M., EGGETT, D. Evaluation of laboratory durability tests for stabilized aggregate base materials. **PCA R&D Serial No. 3045**, n. 3045, p. 17, 2008.

HIGGINBOTTOM, I. E. The engineering geology of Chalk. *Proc. symposium on Chalk in Earthworks and Foundations*, 1–13. London (Institution of Civil Engineers). 1966.

HIGHT, D. W., JARDINE, R. J. **Small-strain stiffness and strength characteristics of hard London tertiary clays**. In: INT. SYMP. ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS, Athens: 1993. Proceedings... Rotterdam: A. A. Balkema, 3v, v. 1, p. 533- 552, 1993.

HOBBS, N. B., HEALY, P.R. **Piling in chalk**. CIRIA Report PG6. Construction Industry Research and Information Association, London.1979.

HOPE-FITCH, C. **England’s Breathtakingly Beautiful Chalk Cliffs**.
<http://mymodernmet.com/chalk-cliff-beachy-head>. Acessado em 15/02/2017

HORNYCH, P.; HAMEURY, O.; PUIATTI, D. “Laboratory and in situ evaluation of stabilization of limestone aggregates using lime”. In: *Pavements Unbound: Proceedings of the 6th International Symposium on Pavements Unbound (UNBAR 6)*, 6-8 July 2004, Nottingham, England. CRC Press, p. 291. 2004.

HUANG, J. T., AIREY, D. W. Effects of cement and density on an artificially cemented sand. **Proceedings** of the 1st International Symposium on Geotechnical Engineering of Hard Soils Soft Rocks, Athens, p. 553-560, 1993.

HUANG, J. T., AIREY, D. W. **Properties of artificially cemented carbonate sand**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York, v. 124, n. 6, p. 492-499, 1998.

HUTCHINSON, J. N. **Chalk flows from coastal cliffs of Northwest Europe**. Geological Society of America. *Reviews in Engineering Geology*, 15, 257-302. 2002.

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

INGOLDBY, H. C., PARSONS, A. W. **The classification of chalk for use as a fill material**. Transport and Road Research Laboratory Report LR 806. 1977.

JONES, R., *Non-Destructive Testing of Concrete*. Cambridge University Press, London, 103 pp. 1962.

JOVICIC, V., 2004, **Rigorous bender element testing**, Workshop on Bender Element Testing of Soils, University College, London. 2004.

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

KERRY, R., RAWLINS, B.G., LACINSKA, A.M. **Problems with determining the particle size distribution of chalk soil and some of their implications.** *Geoderma* 152 issue 3-4, pages 324-337. Publisher Elsevier. 2010.

LAKE, L. M., SIMONS, N. E. Some observations of the settlement of a four storey building founded on chalk at Basingstoke, Hampshire. *Proc. BGS Conf. on Settlement of Structures*, Cambridge, pp. 283-291. 1975.

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

LEE, J. S., SANTAMARINA, C. Bender Elements: Performance and Signal Interpretation, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 131, No. 9, pp. 1063-1070. 2005.

LEROUEIL, S., VAUGHAN, P. R. **The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks.** *Gotechnique*, v. 40, n. 3, p. 467-488, 1990.

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

LOPES JUNIOR, L. D. S. **Metodologia de Previsão do Comportamento Mecânico de Solos Tratados com Cal.** Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre. 2011.

LORD, J. A. Foundation in Chalk. In *“Chalk”*, *Proc. Int. Chalk Symposium, Brighton Polytechnic*, 301-326. Thomas Telford, London. 1990.

LORD, J. A., TWINE, D., YEIW, H. **Foundations in Chalk.** Funders report/ CP/13 CIRIA Project Report. 1994.

LORD, J.A., CLAYTON, C.R.I., MORTIMORE, R.N. **Engineering in Chalk.** CIRIA Publication C574. 2002.

MAIR, R. J. **Developments in geotechnical engineering research: applications to tunnels and deep excavations.** Unwin Memorial Lecture 1992. *Proc. Instn Civ. Engrs Civ. Engng*, 3, pp. 27-41. 1993.

MARCON, A. F. **Durabilidade e módulo de elasticidade de misturas areia-cal-cinza volante.** 130 p. Dissertação (Mestrado em Ciências) Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ, Rio de Janeiro. 1977.

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

MATTHEWS, M. C., CLAYTON, C. R. I. Influence of intact porosity on the engineering properties of a weak rock. *In Geotechnical Engineering of Hard Soils – Weak Rocks*. Balkema, Rotterdam, 1, 903-702. 1993.

MCINTIRE, P. *Nondestructive TestinR Handbook. Volume Seven Ultrasonic Testing*, American Society for Nondestructive Testing, Columbus, OH. 1991.

MORTIMORE, R.N., FIELDING, P. M. The relationship between texture, density and strength of chalk. *In: Chalk, Proceedings of the International Chalk Symposium, Brighton, 1989*. Thomas Telford, London, 109–132. 1990.

MORTIMORE, R. N., STONE, K. J., LAWRENCE, J., DUPERRET, A. Chalk physical properties and cliff instability. **Geological Society, London, Engineering Geology Special Publications**, v. 20, n. 1, p. 75-88, 2004.

NEWCOMB, D.E., BIRGISSON, B. **Measuring In-Situ Mechanical Properties of Pavement Subgrade Soils**. NCHRP Project 20-5, Synthesis Topic 29-08, Transportation Research Board. 1999.

NÚÑEZ, W. P. **Estabilização físico-química de um solo residual de arenito Botocatu visando seu emprego na pavimentação**. Porto Alegre. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, 1991.

PAQUET, J. **Mécanique et microstructure de la craie. Influence du traitement à la chaux**. Special Lhoist Study Report, University of Lille. 1993.

PENNINGTON, D.S., NASH, D.F.T., LINGS, M.L. Anisotropy of G0 shear stiffness in Gault Clay. *Géotechnique*, Vol. 47, No. 3, pp. 391-398. 1997.

PENNINGTON, D.S., NASH, D.F.T.; LINGS, M.L. Horizontally-mounted bender elements for measuring anisotropic shear moduli in triaxial clay specimens. *Geotechnical Testing Journal*, ASTM. Vol. 24, N. 2, pp. 133-144. 2001.

POPOVICS, J. S., SONG, W., ACHENBACH. J D., LEE. J. H., ANDRE. R F. One-Sided Stress Wave Velocity Measurement in Concrete: *Journal of Engineering Mechanics*. V 124. No. 12. Dec. 1998. pp 1346- 135. 1998.

POROVIC, E. **Investigations of soil behaviour using a resonant-column torsional-shear hollow cylinder apparatus**. PhD thesis, Imperial College, University of London.1995.

PORTLAND CEMENT ASSOCIATION. **Soil-Cement Construction Handbook**. Chicago: Portland Cement Association, 1956.

PRIETTO, P. D. M. **Estudo do comportamento mecânico de um solo cimentado artificialmente**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1996.

PRIETTO, P. D. M., SCHNAID, F., CONSOLI, N. C. **Aspectos do comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado**. Solos e Rochas, São Paulo: ABMS/ABGE, v. 20, n. 3, p. 145-166, 1997.

PUIG, J. **Problemes de terrassement de la craie**. In: *La Craie, Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, Special V, Octobre, pages 81-98. 1973.

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

RAT, M., SCHAEFFNER, M. **Classification of chalk and conditions of use in embankments**. In Burland. J.B., Mortimore, R.N., Roberts, L.D., Jones, B.L., and Corbett, B.O. (editors.) *Chalk Proceedings of the International Chalk Symposium*, Brighton Polytechnic. Thomas Telford. London, 425-428. 1990.

RAZOAKI, R.N. **Effect of ageing on mechanics of chalk slurry**. Ph.D. Thesis. University of Portsmouth. 2000.

RIO, J. **Advances in laboratory geophysics using bender elements**, PhD Thesis, University College London, University of London. 2006.

RIOS, S.S., FERREIRA, C., VIANA DA FONSECA, A. **Our experience with the use of bender elements in compacted soil-cement samples and natural soils**. FEUP report. 2008.

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

ROTTA, G. V., PRIETTO, P. D. M., CONSOLI, N. C., GEHLING, W. Y. Y. **Influência do índice de vazios de formação da matriz cimentante no comportamento mecânico de solos cimentados**. Solos e Rochas, São Paulo, ABMS/ABGE, v. 24, n. 1, p. 23-41, 2001.

ROTTA, G. V., CONSOLI, N. C., PRIETTO, P. D. M., COOP, M. R., GRAHAM, J. **Isotropic yielding in an artificially cemented soil cured under stress**. *Geotechnique*, v. 53, n. 5, p. 493-501, 2003.

ROTTA, G. V., FOPPA, D., CONSOLI, N. C. **Modelo matemático para previsão do comportamento mecânico de um solo cimentado submetido à compressão isotrópica**. Solos e Rochas, v. 27, n. 1, p. 37-56, 2004.

SANTAMARINA, J.C., KLEIN, K.A.; FAM, M.A. **Soils and waves – Particulate materials behavior, characterization and process monitoring**. John Wiley & Sons, New York. 2001.

SCHNAID, F., PRIETTO, P. D. M., CONSOLI, N. C. **Characterization of cement sand in triaxial compression**. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, New York, v. 127, n. 10, p. 857-868, 2001.

SHEERAN, D. E., BAKER, W. H.; KRIZEC, R. J. Experimental Study of Pulse Velocities in Compacted Soils, *Highway Research Record No. 177*, Highway Research Board, pp. 226-238. 1967.

SOLOGYAN, A. I. Survey of Methods and Means for Determining Soil Density in the Field," *Soviet Journal of Nondestructive Testing*. Plenum Publishing Corp., 25 (7), pp. 480-486. 1990.

SPINK, T.W. **The CIRIA Chalk description and classification Scheme**. Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology, volume 35, pages 363-369. 2002.

STOKOE, K. H., SANTAMARINA, J.C. Seismic-Wave-Based Testing in Geotechnical Engineering. **Proceedings of the GeoEng 2000 Conference**. Melbourne, Australia, November 2000, pp. 1490-1536. 2000.

TATSUOKA, F., SHIBUYA, S. **Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests**. Report of the Institute of Industrial Science, University of Tokyo, Vol. 37, No. 1, pp. 1-136. 1992.

TATSUOKA, F., JARDINE, R. J., PRESTI, D. L.; BENEDETTO, H. D., TOKADA, T. **Characterizing the pre-failure deformation properties of geomaterials – theme lecture**. In: 14th INT. CONF. ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Hamburgo. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, v. 4, p. 2129-2164, 1999.

VAUGHAN, P.R. **Engineering behavior of weak rocks: some answers and some questions – special lecture**. In: INT. SYMP. ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HERD SOILS –SOFT ROCKS, Athens. **Proceedings...**Rotterdam: A. A. Balkema, v. 3, p. 1741-1765, 1997.

VELÁZQUEZ, L.E.G. **Influência da umidade de compactação na durabilidade, rigidez e resistência de um solo fino artificialmente cimentado**. 2016. 115p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Rio Grande do Sul, 2016.

WAKELING, T.R.M. **Foundations on chalk**. Proc ICE Symp on Chalk in Earthworks and Foundations, London, 15-23 and contribution to the discussion of Session 85-7. 1966.

WAKELING, T.R.M.. **A comparison of the results of standard site investigation methods against the results of a detailed geotechnical investigation in Middle Chalk at Munford, Norfolk**. In situ investigation in soil and rocks. British Geotechnical Society, London, pages 17-22. 1970.

WARD, W.H., BURLAND, J.B., GALLOIS, R.W. **Geotechnical assessment of a site at Mundford, Norfolk, for a large Proton Accelerator**. *Géotechnique*, volume 18, pages 399-431. 1968.

WATTS, N. L. **Microfractures in chalks of Albuskjell Field, Norwegian Sector, North Sea: possible origin and distribution.** Bull. amer. Assoc. Petroleum Geol., 67, 201243. 1983.

WEIR, A. H., CATT, J. A. The mineralogy of some Upper Chalk samples from the Arundel area, Sussex. Clay Miner., 6, 97–110. 1965.

YAMAN, I. O., INCI, G., YESILLER N., AKTAN H. M. Ultrasonic pulse velocity in concrete using direct and indirect transmission. *ACI Materials Journal*; 98(6):450–457. 2001.

YESILLER, N., INCI, G., MILLER, C.J. *Ultrasonic testing for compacted clayey soils*, in Advances in Unsaturated Soils, Geotechnical Special Publication No. 99 (ed. C. Shackelford, S.L. Houston and N-Y. Chang), Reston: American Society of Civil Engineers, pp. 54-68. 2000.

YOSHINAKA, R., YAMABE, T. **Deformation behavior of soft rocks.** In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON WEAK, SOFT, FRACTURED AND WEATHERED ROCK, Tokyo, 1981. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1981-82. 3v, v. 1, p. 87-92, 1981.

ZHU, F., CLARK, J. I., PAULIN, M. J. **Factors affecting at-rest lateral stress in artificially cemented sands.** Canadian Geotechnical Journal, v. 32, p. 195-203, 1995.