U.PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

EFEITO DA COMPOSIÇÃO DE MISTURAS DE SOLO-CIMENTO NOS PARÂMETROS DE RIGIDEZ E DE RESISTÊNCIA

OSVALDO PAIVA MAGALHÃES VITALI

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Prof. Doutor António Joaquim Pereira Viana da Fonseca

JULHO DE 2008

Resumo

Inúmeras vezes, as técnicas tradicionais da engenharia geotécnica encontram sua aplicação restringida devido a impossibilidades de ordem económica ou de caráter ambiental. O melhoramento das características mecânicas do solo através da adição de cimento é uma solução atrativa onde se consegue aliar baixo custo, qualidade e integração da obra ao meio ambiente. Atualmente, o cimento Portland é o aditivo mais empregado para esse fim.

O objetivo principal deste trabalho é estabelecer uma relação entre a Resistência à Compressão Uniaxial e a razão Volume de Vazios / Volume de Cimento, válida para quaisquer condições de compactação. Os resultados apresentados neste trabalho sugerem que o projetista, ou o engenheiro responsável pelo controlo de qualidade, pode seleccionar, ou adaptar perante os resultados de aplicação em obra, com explicita fundamentação, dentro do binário quantidade de cimento e energia de compactação, uma mistura que atenda à resistência requerida em projeto ao menor custo possível. Durante a execução da obra, se constatada uma compactação inferior ao prescrito, pode-se estimar com confiabilidade à perda de resistência decorrente deste fato.

Também foi estudada a rigidez do solo-cimento determinada através das deformações medidas com os LDTs (Local Deformation Transducer) nos ensaios de compressão uniaxial e através das velocidades das ondas sísmicas de corte e de compressão obtidas com a técnica dos Bender Elements. Foram realizados ensaios brasileiros que permitiram relacionar a resistência à tração do solo-cimento com a resistência à compressão uniaxial, relação esta de grande importância uma vez que as camadas de base e sub-base de pavimentos sujeitos a esforços de flexão chegam à rotura devido à tração nas camadas inferiores. Cabe ressaltar que existem poucos estudos sobre estabilização com cimento dos solos provenientes de maciços residuais de granito do Porto, e em outros semelhantes, na região Norte de Portugal, sendo de grande importância o conhecimento do comportamento mecânico destes saibros (como são comumente designados) quando estabilizados, pois são utilizados em praticamente todos os aterros construídos no Norte e Centro de Portugal, tendo o seu emprego tido grande crescimento recentemente.

Abstract

The traditional techniques of geotechnical engineering have sometimes their application restricted due to impossibilities of economic or environmental nature. The improvement of mechanical characteristics of soil by adding cement is an attractive solution where is possible to combine low cost, quality and environmental integration. Currently, the Portland cement is the most used additive for that purpose.

The main objective of this work is to establish a relationship between the uniaxial compression strength and the ratio volume of voids / volume of cement, valid for any condition of compaction. The results presented in this paper suggest that the designer or the engineer responsible for quality control may select or adapt these results to the specific work. Dealing with the quantity of cement and the energy of compaction the required strength can be obtained in order to design the lowest cost solution. During the execution of the work, if the degree of compaction is found to be below the prescribed one, these results permit have a reliable estimate of the loss of resistance due to this fact.

The rigidity of the soil-cement was studied by measuring the deformation with the LDTs (Local Deformation Transducer) in the uniaxial compression tests and through the velocities of seismic waves (shear and compression waves) obtained with Bender Elements. Brazilian tests were also conducted which led to the tensile strength of soil-cement with can be related to the uniaxial compression strength. This relationship is of great importance since the base and sub-base layers of pavements can reach rupture due to tension efforts at the base. It is worth emphasizing that there are few studies on cement stabilization of residual soil from granite of Porto. Being this soil quite used in landfills built in northern Portugal and bearing in mind the general growth that the use of this technique has shown, the knowledge of the mechanical behaviour of this type of stabilized soil becomes very important.

Agradecimentos

Ao Prof. António Viana da Fonseca por ter me concedido a oportunidade de trabalhar no Laboratório de Geotecnia da FEUP e desenvolver esta dissertação, pela confiança em mim depositada, pelos valiosos ensinamentos, pela orientação e pela disponibilidade sempre demonstrada.

A Eng. e amiga Sara Rios que trabalhou comigo no desenvolvimento desta investigação, que é parte de sua tese de doutoramento. Pela dedicação e entusiasmo que sempre foram característicos, pela disponibilidade demonstrada e pela grande colaboração para o desenvolvimento deste trabalho.

Ao Laboratório de Geotecnia da FEUP, Cláudia Moutinho, Topa Gomes, Cristiana Ferreira e, em especial, ao Sr. Pinto, pelos ensinamentos das técnicas laboratoriais e sobre futebol e pela cooperação no decorrer desta investigação.

À UNESP e a Universidade do Porto pela oportunidade de ter participado do programa de mobilidade.

Aos meus pais e irmãos, que sempre me apoiaram e me transmitiram confiança durante a minha estadia em Portugal, estando em todos os momentos ao meu lado.

À Tessy pelo carinho, apoio e paciência que sempre demonstrou e por sempre ter sido presente durante o período do intercâmbio.

Aos amigos que fiz em Portugal Vítor, Leonardo, Marcelo, Luana, Daniel, Tiago, Fernando, Andrei, Bruno, Marco, Julien, Diogo e aos outros que não citei pela amizade e pelos momentos agradáveis que me proporcionaram.

Índice de Texto

Resumo 3
Abstract 5
Agradecimentos 7
Índice de Texto 9
Índice de Figuras 11
Índice de Quadros 15
Simbologia ..... **Error! Bookmark not defined.**
1 Introdução 19
1.1 Importância da investigação 19
1.2 Objetivo 20
1.3 Estrutura do trabalho 21
2 Revisão Bibliográfica 21
2.1 Breve Nota Histórica sobre o Solo-Cimento 21
2.2 Solo-Cimento e Solo Tratado com Cimento 22
2.3 Recomendações Normativas 24
2.3.1 Definições 24
2.3.2 Solos 25
2.3.3 Cimento 27
2.3.4 Água 28
2.3.5 Materiais Nocivos 28
2.3.6 Aditivos 28
2.3.7 Dosagens do solo-cimento 29
2.4 Comportamento Mecânico 32
2.4.1 Introdução 32
2.4.2 Efeito do Teor de Cimento 32
2.4.3 Efeito do Teor em água 34
2.4.4 Efeito da Compactação 36
2.4.5 Efeito do Fator Água/Cimento 37
2.4.6 Efeito do Fator Vazios/Cimento 38
2.5 Módulo de Distorção Máximo, $G_{máx}$ 40
2.5.1 Introdução 40
2.5.2 Determinação do Módulo de Distorção Máximo 42
2.5.3 Ondas Sísmicas 44
2.5.4 Ensaios para avaliação de $G_{máx}$ 45
2.5.5 Transdutores Piezoelétricos 45
2.5.6 Leitura dos dados 47
2.5.7 Técnicas para Determinação do Tempo de Propagação 49
2.6 Trabalhos Antecessores 52
2.7 Reforço no Solo com Cimento para Plataforma de Comboios de Alta Velocidade (Lopes, 2007) 52
2.7.1 Ensaio de Granulometria. 53
2.7.2 Ensaios de Compactação Proctor 53
2.7.3 Ensaios de compressão uniaxial em solo-cimento a diferentes idades 55
2.7.4 Sequência de ensaios de compressão uniaxial 56
2.8 Conclusões 58
2.9 Influência no trabalho atual 58
3 Programa Experimental 61
3.1 Materiais Utilizados 61
3.1.1 Solo Residual de Granito do Porto 61
3.1.2 Cimento de Alta Resistência Inicial 65
3.1.3 Água 66
3.2 Moldagem dos Provetes 66
3.2.1 Procedimento da Moldagem 67
3.2.2 Tolerâncias dos provetes 73
3.2.3 Cura dos Provetes 73
3.3 Ensaios de Compressão com Medição das Deformações 73
3.3.1 Introdução 73

3.3.2 Transdutores de Deformações Locais (LDTs) ... 74
3.3.3 Calibrações ... 75
3.3.4 Procedimento para Execução do Ensaio de Compressão uniaxial: ... 79
3.4 Ensaios de Compressão uniaxial com Ciclos ... 82
3.5 Técnica do Papel de Filtro para Medição da Sucção ... 83
3.5.1 Procedimento ... 83
3.6 Plano Exaustivo de Ensaios de Compressão uniaxial ... 86
3.6.1 Introdução ... 86
3.6.2 Quantificação da Influência do Porcentagem de cimento ... 88
3.6.3 Quantificação da Influência da Porosidade ... 88
3.6.4 Quantificação da Influência do Teor em Água ... 88
3.6.5 Relações com a razão V_v/V_c ... 88
3.7 Técnica dos Bender Elements ... 89
3.8 Ensaios de Compressão Diametral ou Ensaio Brasileiro ... 91
4 Resultados ... 94
4.1 Introdução ... 94
4.2 Ensaios de Compressão uniaxial ... 94
4.3 Efeito da Variação da Porosidade na Resistência do Solo-Cimento Compactado ... 96
4.4 Efeito do Teor em Água ... 96
4.5 Efeito da Variação do Teor de Cimento na Resistência do Solo-Cimento ... 100
4.5.1 Efeito da Variação do Teor de Cimento para Diferentes Densidades ... 100
4.5.2 Efeito da Variação do Teor de Cimento para Diferentes Teores em água. ... 102
4.5.3 Influência do Fator Vv/Vc na Resistência à Compressão Uniaxial do Solo-Cimento .. 104
4.6 Medidas de Sucção Matricial. ... 107
4.7 Análise da Rigidez do Solo-Cimento Compactado ... 109
4.7.1 Módulo de deformabilidade do Solo-Cimento Compactado ... 109
4.8 Determinação do Módulo de deformabilidade e do Módulo de Descarga-Recarga através de Ensaios de Compressão uniaxial com Ciclos ... 114
4.9 Determinação do Módulo de Distorção Máximo a partir de Ondas Sísmicas ... 116
4.9.1 Comparação entre os Módulos de Elasticidade obtidos a partir de Gmáx e dos LDTs 128
4.10 Ensaios de Compressão Diametral ou Ensaios Brasileiros ... 129
5 Conclusões e Investigações Futuras ... 133
5.1 Conclusões ... 133
5.1.1 Estudo da resistência à compressão uniaxial perante a variação da porosidade, teor em água e do porcentagem de cimento: ... 133
5.1.2 Medições da sucção ... 134
5.1.3 Determinação do módulo de deformabilidade a partir da deformação ... 134
5.1.4 Medição das velocidades das ondas S e P com a técnica dos Bender Elements ... 135
5.1.5 Ensaios Brasileiros ... 135
5.2 Investigações Futuras ... 135
6 Referências Bibliográficas ... 137
7 Anexos ... 143
7.1 Quadros Exaustivos dos Ensaios de Compressão Uniaxial ... 143
7.2 Quadros Exaustivos das Medidas de Sucção ... 146
7.3 Quadros Exaustivos dos Ensaios Brasileiros ... 148
7.4 Quadros Exaustivas dos Ensaios com Bender Elements ... 149

Índice de Figuras

Capítulo 2

Figura 1 Curva granulométrica de uma amostra de solo utilizada por Foppa (2005)..... 33

Figura 2 Variação da resistência à compressão uniaxial em relação ao teor de cimento O índice q_u tem o mesmo significado que RCU. (Adaptado de Foppa, 2005). 34

Figura 3: Efeito do teor em água de moldagem sobre a resistência do solo-cimento, onde q_u tem o mesmo significado que RCU (adaptado de Foppa, 2005)..... 35

Figura 4 Variação da resistência à compressão uniaxial em relação à porosidade do solo-cimento (adaptado de Foppa, 2005)..... 37

Figura 5 Relação entre fator vazios/cimento e resistência à compressão uniaxial (adaptado de Larnach, 1960) 39

Figura 6 Relação vazios/cimento expressa em termos da porosidade e do teor de volumétrico de cimento (Adaptado de Foppa, 2005)..... 40

Figura 7 Curva de degradação da rigidez com o nível de deformação (adaptado de Ferreira, 2003 .. 41

Figura 8 Curva Tensão-Deformação de um solo não linear (adaptado de Ferreira, 2003)..... 42

Figura 9 Curva Rigidez-Deformação de um solo não linear (adaptado de Ferreira, 2003)..... 42

Figura 10 Curva Granulométrica do solo residual utilizado na presente pesquisa (adaptado de Lopes, 2007) 53

Figura 11 Curvas Proctor obtidas para o solo residual utilizado na presente pesquisa (adaptado de Lopes, 2007)..... 54

Figura 12 Relação RCU (MPa) versus idade (dias), Tensão tem o mesmo significado que RCU (adaptado de Lopes, 2007) 55

Figura 13 RCU (MPa), indicado como “tensão” pelo autor, versus teor em água (%), indicado por “humidade” (adaptado de Lopes, 2007)..... 57

Figura 14 RCU (MPa) versus Peso Volúmico (Kgf/cm3) (adaptado de Lopes, 2007)..... 57

Figura 15 RCU (MPa) versus ε(%) (adaptado de Lopes, 2007) 58

Capítulo 3

Figura 16 Distribuição granulométrica de amostras de solos residuais do granito do Porto (Viana da Fonseca et al., 1994) (Nota: a zona sombreada contém as curvas de mais de 100 ensaios 62

Figura 17 Comparação entre as curvas granulométricas da primeira e segunda amostra de solo residual 64

Figura 18 Valores médios indicativos de resistência à compressão de betão fabricado com 350 Kg/m3 de cimento CEM I 52.5R 66

Figura 19 Materiais utilizados para mistura 67

Figura 20 Materiais empregados para retirada dos finos 68

Figura 21 Finos sendo retirado 68

Figura 22 Tabuleiro sendo umidificado. 68

Figura 23 Cimento sendo acrescentado ao solo..... 68

Figura 24 Adição de água a mistura de solo+cimento..... 68

Figura 25 Mistura de solo+cimento+ água..... 69

Figura 26 Detalhe das 3 camadas de solo armazenadas em recipientes plásticos e das 2 amostras para obtenção do teor em água da mistura 69

Figura 27 Materiais empregados para compactação do provete, sendo eles (da esquerda para a direita): molde, alonga, pistão, base e topo do molde com as placas para compensar a expansão do provete, faca para fazer as ranhuras no topo de cada camada compactada e pilão para auxílio na colocação da última camada de solo. 70

Figura 28 Molde sendo untado 70

Figura 29 Colocação de uma camada com auxílio de um funil 70

Figura 30 Camada sendo compactada 71

Figura 31 Colocação da última camada 71

Figura 32 Final da Compactação 71

Figura 33 Provetes armazenados em saco plástico e nos moldes aguardando o tempo necessário para a desmoldagem 71

Figura 34 Equipamento utilizado para desmoldar os provetes 72

Figura 35 Provete sendo desmoldado 72

Figura 36 Procedimento de desmoldagem 72

Figura 37 Medição das dimensões do provete após a desmodagem 72

Figura 38 Determinação da massa do provete com balança de 1gf de precisão 72

Figura 39 LDT instalado em provete para ensaio triaxial 75

Figura 40 Detalhe dos LDTs 75

Figura 41 Ponte de Wheatstone completa 75

Figura 42 Aparelho para calibração do LDT. 76

Figura 43 LDT sendo calibrado 76

Figura 44 Curva de calibração do LDT de 110 mm, Laboratório de Geotecnia, FEUP 77

Figura 45 Células de carga ligadas em série para calibração 78

Figura 46 Datalogger, responsável pela leitura das cargas aplicadas 78

Figura 47 Célula de carga ligada ao Sistema de Aquisição de Dados, responsável pela leitura dos sinais elétricos 78

Figura 49 Célula de carga com capacidade de 10kN utilizada nos ensaios de compressão uniaxial com ciclos. 79

Figura 50 Célula de Carga com capacidade de 100kN utilizada nos ensaios de compressão uniaxial. 79

Figura 50 Detalhe da imersão do provete em tanque de água onde se percebe a expulsão do ar interno do provete devido ao processo de saturação 80

Figura 51 Ensaio de compressão uniaxial com ciclo sendo executado 81

Figura 52 Provete antes do ensaio e após o ensaio com a fissura característica 82

Figura 53 Materiais utilizados para a vedação da amostra 84

Figura 54 Amostra devidamente vedada 84

Figura 55 Armazenamento da amostra 84

Figura 56 Materiais utilizados para determinação do teor em água do papel de filtro 85

Figura 57 Papel de filtro sendo retirado do provete. 85

Figura 58 Papel de filtro sendo pesado em balança de alta precisão 85

Figura 59 Papéis de filtro sendo levados a estufa após sete dias em contato com a amorstra de solo-cimento 85

Figura 60 Equipamento para a medição das ondas sísmicas com o respectivo esquema de ligação (Chembeze, 2005) ... 90
Figura 61 Componentes do sistema de medição de ondas sísmicas ... 90
Figura 62 Bender Elements instalados em câmara triaxial ... 90
Figura 63 Equipamento utilizado para leitura das ondas sísmicas ... 90
Figura 64 Esquema de um ensaio de compressão diametral ou brasileiro (adaptado deThomás) ... 92
Figura 65: Execução do ensaio brasileiro ... 93
Figura 66 Detalhe da forma de rotura ... 93

Capítulo 4

Figura 67: RCU (kPa) versus Porosidade (%) ... 96
Figura 68 RCU (kPa) versus w (%) ... 97
Figura 69 RCU (kPa) versus w (%),sem os pontos referentes a w=12% ... 97
Figura 70 Variação da estrutura do solo na compactação (Lambe et al., 1979) ... 99
Figura 71 RCU (kPa) versus % Cimento ... 101
Figura 72 Taxa de incremento da RCU (kPa/ % de cimento) versus Peso Volúmico Aparente (kN/m^3) ... 102
Figura 73 RCU (kPa) versus % de cimento ... 102
Figura 74 Taxa de Incremento da RCU (kPa) versus Peso Volúmico Aparente (kN/m^3) ... 103
Figura 75 RCU (kPa) versus V_v/V_c ... 105
Figura 76 RCU (kPa) versus V_v/V_c ... 105
Figura 77 RCU (kPa) versus $V_v/V_c^{0,21}$ ... 106
Figura 78 RCU (kPa) versus $V_v/V_c^{0,21}$ ... 106
Figura 79 RCU (kPa) versus $\eta/Civ'^{,21}$ ... 107
Figura 80 RCU (kPa) versus $\eta/Civ'^{,21}$ ... 107
Figura 81 RCU (kPa) versus ε_a (%), onde ... 110
Figura 82 E(MPa) versus Porosidade (%) ... 110
Figura 83 E(MPa) versus w (%) ... 111
Figura 84 E (MPa) versus C (%) ... 111
Figura 85 E (MPa) versus $V_v/V_c^{0,21}$ ... 112
Figura 86 movimentos anormais dos LDTs ... 113
Figura 87 Dados adquiridos no ensaio do provete CS3/1,75/16/E3, onde verifica uma ligeira movimentação horizontal do gráfico durante seu desenvolvimento ... 115
Figura 88 1º e 2º ciclo ... 116
Figura 89 Comparação entre as relações dos módulos de distorção obtidos com a relação Vv/Vc0,21 ... 118
Figura 90 Determinação do tempo de propagação de uma onda S, pelo método da primeira chegada do sinal de resposta (Ferreira, 2003) ... 119
Figura 91 Determinação do tempo de propagação de uma onda S, pelo método da segunda chegada do sinal de resposta (adaptado de Arulnathan et al., 1998 – adaptada por Ferreira 2003) ... 120
Figura 92 representação xy (Ferreira, 2003) ... 121

Figura 93 identificação das frequências de fase e contra-fase(Ferreira, 2003)..... 121
Figura 94 Método dos pontos de fase π: determinação do tempo de propagação (Ferreira, 2003)... 122
Figura 95 Sinal obtido para ondas S na análise no domínio dos tempos para o provete CS2/1,67/12/E2 124
Figura 96 Sinal obtido para ondas S na análise no domínio dos tempos para o provete CS3/1,83/12/E3 124
Figura 97 Sinal obtido para ondas P na análise no domínio dos tempos para o provete CS3/1,83/12/E3. 125
Figura 98 Sinal obtido para ondas P na análise no domínio dos tempos para o provete CS2/1,67/12/E2. 125
Figura 99 Gmáx (MPa) versus Porosidade (%) 126
Figura 100 Gmáx (MPa) versus C (%) 127
Figura 101 Gmáx (MPa) versus Vv/Vc0,21 (%) 127
Figura 102 Comparação entre os módulos de elasticidade obtidos a partir das deformações e via V_p 128
Figura 103 Resistência à tração versus $Vv/Vc^{0,21}$ 131

Índice de Quadros

Capítulo 2

Quadro 1 Comparação entre indicações para as diferentes normas espanhola (adaptado de Minguela, 2007) 26

Quadro 2 Condições granulométricas para que seja viável o tratamento do solo com cimento (adaptado de ATIC,1993) 27

Quadro 3 Volume de aditivo retardador de pega a ser acrescentado no solo em função da temperatura no momento da mistura (Adaptado de Minguela, 2007). 29

Quadro 4 Resistências mínimas para o solo-cimento compactado aos 7 e 28 dias para diferentes tipos de solo. (adaptado ATIC, 1993) 30

Quadro 5 Propriedades físicas do solo utilizado por Foppa (2005) (adaptaod de Foppa, 2005) 33

Quadro 6 Ensaios de campo mais utilizados para avaliação do módulo de distorção (adaptado de Barros, 1996) 43

Quadro 7 Ensaios de laboratório mais utilizados para avaliação do módulo de distorção (Barros, 1996) 43

Quadro 8 Pontos obtidos para as Curvas de Compactação (adaptado de Lopes (2007)) 54

Quadro 9 Valores do teor em água ótimo e do peso volúmico máximo obtidos nas curvas de compactação (adaptado de Lopes, 2007) 55

Capítulo 3

Quadro 10 Valores típicos de parâmetros físicos de solos residuais do granito do Noroeste de Portugal (adaptado de Viana da Fonseca et al, 1997) 62

Quadro 11 Valores de uma calibração 77

Quadro 12 Pontos de Moldagem da Linha Vertical 87

Quadro 13 Pontos de moldagem da Linha Horizontal 87

Capítulo 4

Quadro 14 Resultados obtidos para a linha vertical 95

Quadro 15 Resultados obtidos para a linha horizontal 95

Quadro 16 Valores Obtidos para Linha Vertical 108

Quadro 17 Valores obtidos para linha horizontal 108

Quadro 18 Comparação entre os módulos obtidos nos ensaios de compressão uniaxial com e sem ciclos 114

Quadro 19 Quadro com os módulos obtidos 117

Quadro 20 Comparação entre os Módulos de Elasticidade obtidos a partir dos LDTs e dos ensaios sísmicos 128

Quadro 21 Relação entre resistência à compressão uniaxial, obtida através dos ensaios de compressão uniaxial e resistência à tração, obtida através dos ensaios brasileiros 130

Anexos

Quadro 22 resultados da linha vertical para 2 e 3% de porcentagem de cimento 143
Quadro 23 resultados da linha vertical para 5 e 7% de porcentagem de cimento 144
Quadro 24 Resultados da linha horizontal 145
Quadro 25 Resultados da linha vertical..... 146
Quadro 26 Resultados da linha horizontal 147
Quadro 27 Resultados dos ensaios brasileiros..... 148
Quadro 28 Velocidades obtidas a partir da técnica dos Bender Elements.para 2 e 3% de porcentagem de cimento 149
Quadro 29 Velocidades obtidas a partir da técnica dos Bender Elements.para 5 e 7% de porcentagem de cimento 150
Quadro 30 Módulos de distorção máximo obtidos a partir das velocidades para 2 e 3% de porcentagem de cimento 151
Quadro 31 Módulos de distorção máximo obtidos a partir das velocidades para 5 e 7% de porcentagem de cimento. 152

Simbologia

ABNT	- Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	- American Society for Testing Materials
BE	- Bender Elements
C	- porcentagem de cimento calculada em relação a massa de solo seco
c	- massa de cimento
CH	- Cross Hole
C_C	- coeficiente de curvatura
C_u	- coeficiente de uniformidade granulométrica
CP	- cimento Portland
d	- distância
D_{10}	- diâmetro efetivo
DH	- Down-Hole
e	- índice de vazios
E	- módulo de deformabilidade do solo
E_0	- módulo de deformabilidade máximo
E (LDTs)	- módulo de deformabilidade obtido através da deformação medida pelos LDTs
f	- frequência
FD	- Frequency Domain
G	- módulo de distorção do solo
g	- aceleração gravitacional
G_0	- módulo de distorção máximo do solo
$G_{máx}$	- módulo de distorção máximo do solo
IP	- índice de plasticidade
ISRM	- International Society of Rock Mechanics
LDT	- Local Deformation Transducer
LL	- limite de liquidez
LP	- limite de plasticidade
N	- número de comprimentos de onda numa distância
NBR	- Norma Brasileira
P	- onda de compressão
PCA	- Portland Cement Association
q_u	- resistência à compressão uniaxial
R^2	- coeficiente de correlação
RCU	- resistência à compressão uniaxial

S	- grau de Saturação
	- onda de corte
S_f	- grau de Saturação após a imersão em água
T	- período
t_p	- tempo de propagação das ondas P
t_s	- tempo de propagação das ondas S
T	- tempo
TD	- Time Domain
W	- teor em água
w_f	- teor em água após imersão em água
w_L	- limite de liquidez
w_P	- limite de plasticidade
UCS	- uniaxial compression strength (o mesmo que RCU)
V	- volume
V_v	- volume de vazios
V_c	- volume de cimento
Vp	- velocidade de propagação das ondas S
Vs	- velocidade de propagação das ondas P
υ	- coeficiente de Poisson
ρ	- massa volúmica
ρ_s	- massa volúmica seca
ε_a	- deformação axial
γ	- peso volúmico
γ_s	- peso volúmico seca
γ_c	- peso volúmico do cimento
η	- porosidade
λ	- comprimento de onda

1 Introdução

1.1 Importância da investigação

As técnicas tradicionais da engenharia geotécnica para a execução de aterros tornam-se muitas vezes inviáveis devido aos elevados custos ou a limitações de caráter ambiental.

Um exemplo, é quando a utilização de bases granulares se torna inviável ou porque a jazida esta muito distante da obra, acarretando elevados custos de transporte, ou porque a exploração do material causa excessivos danos ambientais.

Outro exemplo é a execução de fundações em terrenos com baixa capacidade. A execução de fundações profundas pode inviabilizar o empreendimento devido ao seu elevado custo, aspecto especialmente relevante em conjuntos habitacionais de baixo custo.

Uma possível solução para esses problemas é o melhoramento das propriedades mecânicas do solo local através de tratamento com aditivos e através da sua compactação. O tratamento do solo com esse objetivo remonta ao período da antiguidade onde se constatou a utilização de palha, asfalto natural e óleo de baleia para obter tais melhoramentos. Atualmente os principais aditivos são o cimento Portland, a cal e o asfalto, sendo o cimento Portland o mais utilizado.

A aplicação da técnica de tratamento de solos com cimento Portland vem sendo empregada com sucesso na construção de bases para pavimentos e outras inúmeras aplicações como proteção de taludes em barragens de terra, reforço de camadas superficiais em fundações rasas, contenção de escavações e prevenção de liquefação em areias.

Apesar das diversas aplicações, ainda não existem metodologias de dosagem das misturas de solo-cimento baseadas em critérios racionais, como existem para o concreto, onde o fator água/cimento desempenha um papel fundamental na obtenção da resistência desejada. O procedimento de dosagem do solo-cimento restringe-se à escolha do teor de cimento mínimo necessário indicado em especificação normativa e pela execução de uma bateria de ensaios laboratoriais para obtenção das propriedades mecânicas requeridas (resistência e deformabilidade).

O provável motivo disto é o complexo comportamento mecânico que o solo-cimento apresenta, influenciado por inúmeros fatores, sendo que os principais são o teor em água da mistura, a quantidade e o tipo do agente cimentante, as propriedades físico-químicas do solo e a porosidade após compactação.

O presente estudo pretende obter a variação da resistência e da rigidez do solo cimentado com a razão volume de vazios/volume de cimento, válida para quaisquer condições de moldagem e quantificar a influência do teor em água, teor de cimento e da porosidade na resistência e na deformabilidade de um solo tratado com cimento.

Os resultados apresentados neste trabalho sugerem que o projetista, ou o engenheiro responsável pelo controlo de qualidade, pode seleccionar, ou adaptar perante os resultados de aplicação em obra, com explicita fundamentação, dentro do binário quantidade de cimento e energia de compactação, uma mistura que atenda à resistência requerida em projeto ao menor custo possível.

De facto, esta relação apresenta grande utilidade no controle da execução de camadas tratadas com cimento, na medida em que, constatada uma compactação inferior ao prescrito, se pode estimar com confiabilidade, através da curva da resistência à compressão uniaxial versus relação vazios/cimento, a perda de resistência decorrente deste fato e, consequentemente, adotar medidas corretivas como, por exemplo, o reforço da camada tratada, ou ainda, a redução do carregamento a ser transmitido.

1.2 Objetivo

O objetivo principal deste trabalho de investigação consiste na definição de uma relação única entre a variação da resistência à compressão uniaxial, o módulo de deformabilidade e o módulo de distorção máximo, com a razão volume de vazios/volume de cimento, válida para quaisquer condições de moldagem.

Um objetivo específico é a análise da influência do teor de cimento, da porosidade e do teor em água na resistência à compressão uniaxial e na rigidez do solo-cimento e a determinação dos módulos de rigidez por diferentes técnicas com finalidade de aferir os resultados e avaliar a resistência à tração do solo-cimento.

1.3 Estrutura do trabalho

Este trabalho está dividido em 6 capítulos, em que o primeiro tem por finalidade apresentar a importância desta investigação e os objetivos pretendidos.

No capítulo 2 é feita uma revisão da literatura encontrada sobre o assunto focando os aspectos mais relevantes. Apresentam-se diversas recomendações de normas nacionais e internacionais sobre a aplicação do solo-cimento, bem como um estudo sobre as características típicas dos solos cimentados e sobre a obtenção do $G_{máx}$ a partir de ensaios com ondas sísmicas. Por fim é feita uma análise minuciosa de trabalhos antecessores fundamentais para a realização desta investigação.

No capítulo 3 são apresentados os materiais utilizados na investigação e o programa experimental realizado, onde são apresentadas detalhadamente as diversas técnicas utilizadas.

O capítulo 4 é composto pelos resultados obtidos no programa experimental e é feita uma discussão pormenorizada dos resultados.

Todas as conclusões desta investigação são apresentadas no quinto capítulo, bem como os trabalhos futuros que serão realizados pela Eng. Sara Rios em seu doutoramento.

Finalmente apresentam-se em anexo alguns quadros mais detalhados.

2 Revisão Bibliográfica

2.1 Breve Nota Histórica sobre o Solo-Cimento

A utilização do solo tratado com cimento parece remontar a 1917 quando J. H. Amies apresentou uma patente nos Estados Unidos de mistura de solo-cimento. No Reino Unido iniciou-se em 1920 experiências envolvendo a adição de cimento ao solo para construção de casas. A aplicação corrente começaria em 1939 quando a Transport and Road Research Laboratory, seguindo experiência americana, conduziu um programa de ensaios de laboratório e de realização de trechos experimentais onde verificou-se que o ensaio Proctor era também aplicado às misturas de solo-cimento e que o teor em água ótimo era suficiente para a completa hidratação do cimento (Gomes Correia et al., 2002).

Em Portugal, foi nas antigas colónias de Moçambique e Angola que se realizaram os primeiros trechos experimentais após a 2ª Guerra Mundial, seguindo-se então a aplicação em grande escala. Em 1993, mais de um milhão de metros quadrados de bases de pavimentos empregando solo-cimento foram contruídos no país (ATIC, 1993).

O emprego de solo-cimento no Brasil iniciou-se na década de 40 em São Paulo devido ao acelerado crescimento do interior do estado e consequente necessidade de ampliação da malha rodoviária. A primeira experiência de campo foi feita no acesso ao aeroporto de Bauru, num trecho com extensão de 500 metros. Desde então, solo-cimento passou a ser a base e a sub-base mais construída no Estado de São Paulo, representando atualmente cerca de 50% da extensão de toda a rede pavimentada (Senço, 2001).

2.2 Solo-Cimento e Solo Tratado com Cimento

Há duas categorias de misturas de solo com cimento, uma designada solo-cimento e outra designada solo tratado com cimento. O solo-cimento é um material estrutural em que a porcentagem de cimento é suficiente para conferir determinadas propriedades mecânicas e de durabilidade às misturas, depois de compactadas com um determinado teor em água que garanta a hidratação do cimento.

O solo tratado com cimento é um material melhorado, com uma porcentagem de cimento insuficiente para lhe conferir características de estabilização e durabilidade inerentes ao solo–cimento, pelo que este se fragmenta sob a ação do tráfego de obra e funciona como um material granular.

O solo-cimento é utilizado em camadas de base e sub-base de pavimentos. O objetivo neste caso é o desempenho de funções de material estrutural, dando-se consequentemente maior importância às características mecânicas. Segundo a Porland Cement Association (1971), este é o campo de aplicação do solo–cimento.

Para a utilização de solos estabilizados com cimento nas camadas do pavimento, as propriedades mecânicas devem servir ao dimensionamento estrutural do pavimento. Os ensaios de laboratório mais representativos serão os ensaios de flexão, quer estáticos quer cíclicos. Contudo, pode-se recorrer a ensaios mais simples como os ensaios de compressão uniaxial e de compressão diametral.

Já os solos tratados com cimento são empregues em aterros e em leitos de pavimento. O objetivo do tratamento é obter um melhoramento imediato das propriedades mecânicas do solo, para que seja possível a sua compactação e traficabilidade.

No presente trabalho não será feita qualquer distinção entre os tipos de mistura de solo com cimento, aplicando-se a designação solo-cimento para todos os tipos de mistura de solo com cimento.

Um dos objectivos é relacionar a resistência da mistura de solo-cimento compactada com as variáveis de influência, sendo elas o teor em água, o grau de compactação e a porcentagem de cimento. Essa relação permite que o engenheiro responsável pela obra consiga obter a resistência requerida a partir da manipulação dessas variáveis de maneira confiável sem a necessidade da execução de uma bateria de ensaios, processo este demorado e oneroso.

Quando se adiciona água ao cimento, os produtos de hidratação são silicatos hidratados de cálcio, aluminatos hidratados de cálcio e cal hidratada. Os dois primeiros produtos constituem os principais componentes da cimentação. Em solos granulares, a estabilização ocorre devido a forças de adesão resultantes da cimentação. Os silicatos e aluminatos de cálcio ligam–se às partículas de solo, conferindo maior resistência à mistura. No que se segue, apresenta-se as reações químicas entre o solo e o cimento.

Reações de hidratação do cimento:

$$C_3S + H_2O \rightarrow C_3S_2Hx \text{ (gel hidratado)} + Ca(OH)_2 \qquad (2.1)$$

$$Ca(OH)_2 \rightarrow Ca^{++} + 2(OH)^- \qquad (2.2)$$

b) Reação entre a cal gerada na hidratação e os argilo-minerais do solo:

$$Ca^{++} + 2(OH)^- + SiO_2 \text{ (Sílica do solo)} \rightarrow CSH \qquad (2.3)$$

$$Ca^{++} + 2(OH)^- + Al_2O_3 \text{ (Alumina do solo)} \rightarrow CAH \qquad (2.4)$$

As últimas reações são denomidadas de pozolânicas e ocorrem em velocidade mais lenta. Os compostos CSH e CAH são os agentes cimentantes responsáveis pelo ganho de resistência.

Com o aumento do teor de cimento, aumenta a quantidade granular do solo modificado, o que implica um menor poder de absorção de água da mistura e uma maior estabilidade em termos de variações volumétricas e de capacidade de carga. Com esse aumento do teor de cimento forma-se uma massa sólida com características de material estrutural. (Gomes Correia, 2004)

A reação química entre o cimento e a água inicia-se durante a operação de mistura, estando os elementos resistentes provenientes da hidratação formados ao fim de aproximadamente uma hora. Um aumento do tempo de mistura e o atraso da compactação conduzem a um aumento do teor em água ótimo, a uma diminuição da massa volúmica seca e a uma diminuição da durabilidade e da resistência do material compactado (Gomes Correia, 2004). Em geral, na execução em obra, especifica-se em média duas horas entre o início da mistura e o fim da compactação. Para moldagem de provetes, a especificação normativa E 264-1972, preconiza que o tempo decorrido entre a mistura e a compactação não deve exceder 45 minutos.

2.3 Recomendações Normativas

2.3.1 Definições

Segundo especificação espanhola PG-3 (2004), o solo-cimento é uma mistura homogênea de solo granular, cimento e água, eventualmente algum aditivo, que quando convenientemente compactada se utiliza como camada estrutural em pavimentos de rodovia.

O DNIT - Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transporte (DNIT, 2004) define o solo-cimento como uma mistura devidamente compactada de solo, cimento Portland e água. A mistura solo-cimento deve satisfazer a certos requisitos de densidade, durabilidade e resistência, dando como resultado um material duro, cimentado, de acentuada rigidez à flexão.

A ABCP - Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP, 2002) define o solo-cimento como material resultante da mistura homogênea, compactada e curada

de solo, cimento e água em proporções adequadas. O produto resultante deste processo é um material com boa resistência à compressão, bom índice de impermeabilidade, baixo índice de retração volumétrica e boa durabilidade.

2.3.2 Solos

Qualquer tipo de solo pode ser tratado com cimento, desde que a mistura atinja as resistências exigidas, excetuando-se apenas os solos com elevado teor de matéria orgânica e sulfatos, materiais estes que afetam a resistência e a durabilidade. Uma maior eficiência é observada em solos arenosos, pela facilidade de mistura e pelas maiores resistências obtidas (Minguela, 2007).

Os parâmetros utilizados pelas diversas normas para caraterizar os solos baseiam-se na granulometria e nos limites de Atterberg, sendo a porcentagem de finos, as dimensões máximas, o índice de plasticidade e os limites de liquidez os parâmetros mais referenciados.

Em termos de características granulométricas, as normas usualmente limitam a porcentagem de passados no peneiro 2 mm e no peneiro nº 200, bem como o diâmetro máximo das partículas. O teor de finos exerce grande influência na estrutura mineral do solo. Elevadas porcentagens de elementos finos tendem a flocular a estrutura do solo quando compactado. Dessa forma, as areias perdem os pontos de contato entre elas deixando de haver o efeito do atrito interno, benéfico na resistência, e aumenta a superfície de contato, sendo necessário uma maior quantidade de cimento (Minguela, 2007).

Por outro lado, é importante que o solo possua uma fração mínima de finos para que apresente uma maior estabilidade estrutural, uma vez o solo não deve alterar sua estrutura durante a execução. Uma porcentagem mínima de finos evita dificuldades durante a compactação e bem como elevadas porcentagens de cimento.

Segundo o mesmo autor, a porcentagem passante pelo peneiro 2 mm é limitada para se conseguir uma fração adequada de partículas grossas que devem estar embebidas pelo conjunto areia-cimento. O atrito interno entre as partículas grossas promove um substâncial ganho de resistência na mistura, possibilitando dessa maneira o emprego de uma menor quantidade de cimento. As dimensões máximas são limitadas para um melhor nivelamento da superfície acabada, evitar segregações e dificuldades durante a compactação.

A plasticidade do solo também deve ser limitada pois solos com elevadas plasticidades são muito sensíveis a variações no teor em água, sendo necessário a adição de um elevada quantidade de cimento para adequar o solo ao tratamento (Minguela, 2007).

2.3.2.1 Norma Espanhola

O Quadro 1, apresentada abaixo, faz uma comparação entre diferentes normas espanholas das recomendações das características dos solos para produção de solo-cimento, adaptado de Minguela (2007).

Quadro 1 Comparação entre indicações para as diferentes normas espanhola (adaptado de Minguela, 2007)

Propriedade do Solo	Pliego PG-3 art. 513 (2004)	Instrucción de Firmes de Andalucía	Recomendaciones de Castilla y León
Diâmetro Máximo	< 50 mm	< 80 mm	< 50 (40) mm
Passado # 2 mm	> 17 e 36%	> 20%	> 20%
Passado # nº 200	< 20 e 35%	< 25 e 30%	< 35%
Plasticidade	LL<30 e IP<15	LL<25-40 e IP<6-15	LL<30 e IP<12
Matéria Orgânica	< 1%	Isento	< 1%
Sulfatos	< 1%	< 1%	< 1%

2.3.2.2 Portland Cement Association

Segundo a experiência da Portland Cement Association (PCA, 1971), os solos mais apropriados para a estabilização com cimento são os materiais bem graduados que possuem suficiente quantidade de finos para produzirem uma matriz flutuante. A granulometria que deve estar de acordo com os seguintes limites:

- <4,75mm: 55% (mínimo);

- <2,00mm: 35% (mínimo);

- 0,075mm – 2,00mm: 25% (mínimo).

2.3.2.3 US Bureau of Public Roads

O US Bureau of Public Roads (Gomes Correia et al., 2004) recomenda que o cimento deve ser usado como ligante quando o solo tem menos de 35% passado no peneiro nº200 (0,075 mm) e um I_p inferior a 20%. Isto indica que um solo classificado

como A–2 e A–3, de acordo com a ASTM D 3282, é apropriado para a estabilização com cimento.

2.3.2.4 Associação Técnica da Industria do Cimento (ATIC, 1993)

Segundo a Associação Técnica da Industria do Cimento, ATIC, todos os solos em quaisquer lugares podem ser tratados com cimento, pois é fácil um solo se enquadrar nas recomendações apresentadas no Quadro 2, sendo elas:

a) Condições Granulométricas:

Quadro 2 Condições granulométricas para que seja viável o tratamento do solo com cimento (adaptado de ATIC,1993)

Peneiro	Nº 3	Nº 4	Nº 40	Nº 200
% de passados	100	50-100	15-100	0-50

b) Condições de Plasticidade:

LL ≤ 40%

IP≤18%

2.3.3 Cimento

Qualquer tipo cimento pode ser utilizado para a estabilização de solos, mas o cimento Portland comum tem sido o mais utilizado. Segundo a Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP, 2002) não é recomendado o uso do cimento Portland de alta resistência inicial para solo-cimento em obras correntes, devido a este tipo de cimento apresentar menores resistências a agentes agressivos, como por exemplo sulfatos presentes nos solos.

Minguela (2007) cita as qualidades desejáveis do cimento a ser empregado, sendo elas:

a) Longo tempo de início e fim de pega, para um maior prazo de trabalhabilidade, o PG-3 (2004) recomenda um tempo mínimo de 2 horas;

b) Baixa liberação de calor de hidratação, afim de minorar as retrações térmicas e limitar as fissuras por retração;

c) Desenvolvimento lento da resistência, procurando limitar o efeito da retração e os fenômenos iniciais de fadiga induzido pelas cargas do tráfego.

Os cimentos que mais se aproximam dessas características são os que possuem um baixo teor de clínquer, compensado pela adição de aditivos e por cimentos com baixa resistência. O PG-3 (2004) recomenda um teor mínimo de 3% de cimento, determinado a partir da massa de solo seco.

A ABCP (2002) recomenda que o cimento deve entrar em uma quantidade que varia de 5% a 10%, dependendo das características do solo, do peso do solo seco, o suficiente para estabilizá-lo e conferir as propriedades de resistência desejadas para o composto. Enquanto que o DNIT (2004) recomenda que o teor de cimento adotado seja da ordem de 6% a 10%.

Segundo a ATIC (1993) aumentar a porcentagem de cimento é a maneira mais econômica de elevar a capacidade de carga em camadas de pavimento sem que seja necessário aumentar sua espessura e evitando emprego de material de melhor qualidade. O aumento da espessura ou a obtenção de material de melhor qualidade implicam custos extras com transporte e custos devido a movimentos de terra, além do aumento do tempo de duração da obra.

2.3.4 Água

A água potável é considerada satisfatória para utilização em misturas de solo-cimento. Em geral, a quantidade de água a ser adicionada é determinada pela quantidade requerida para a compactação, já que a água necessária para a hidratação do cimento é de apenas aproximadamente 50% do peso de cimento (Ingles & Metcalf, 1972).

2.3.5 Materiais Nocivos

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

2.3.6 Aditivos

É usual o emprego de retardadores de pega em misturas de solo-cimento, cuja função principal é retardar o tempo de pega a partir da intervenção nas reações químicas entre o solo e o cimento, permitindo um maior prazo de trabalhabilidade do material. Também produzem uma diminuição da resistência a curto prazo,

recuperando-a posteriormente, e uma diminuição do calor de hidratação liberado (Minguela, 2007).

A norma UNE 41240 (Aenor, 1996) sugere um prazo mínimo de trabalhabilidade de 3 horas para execução de toda a largura da pista e 4 horas para execução por partes.

A quantidade de aditivo a empregar depende principalmente da temperatura durante a execução: quanto mais elevada a temperatura, maior a quantidade de aditivo a ser aplicado. A Quadro 3 recomenda as seguintes quantidades de acordo com a temperatura:

Quadro 3 Volume de aditivo retardador de pega a ser acrescentado no solo em função da temperatura no momento da mistura (Adaptado de Minguela, 2007).

Volume de Aditivo	Temperatura
0,6-1,0 l/m³	5°C - 10°C
1,0 – 1,5 l/m³	10°C - 20°C
1,5-2,0 l/m³	20°C - 30°C
2,0 – 2,5 l/m³	≥30°C

2.3.7 Dosagens do solo-cimento

A dosagem visa selecionar a quantidade de cimento a ser adicionada ao solo que fornecerá a resistência e a durabilidade adequadas ao uso que o material se destina. O procedimento de dosagem é feito através de baterias de testes de laboratório de compressão uniaxial e ensaios de secagem–molhagem e/ou gelo-degelo, caso seja necessário (Ingles & Metcalf, 1972).

A ATIC (1993) especifica que a dosagem de cimento é a quantidade mínima de cimento que satisfaça às condições de resistência e durabilidade. A resistência do solo-cimento é definida pela resistência a rotura por compressão uniaxial de provetes cilíndricos com 7 dias de idade. Segundo esta entidade, devem ser executados ensaios para diferentes teores de cimento e graus de compactação, sempre com o teor ótimo em água.

A ATIC (1993) apresenta um quadro (Quadro 4) expressando a resistência à compressão uniaxial (RCU) mínima que o solo-cimento deve apresentar aos 7 e aos 28 dias para duas diferentes classificações de solo. Os valores superiores são

empregados quando há necessidade de aumentar a capacidade de carga de um pavimento.

Quadro 4 Resistências mínimas para o solo-cimento compactado aos 7 e 28 dias para diferentes tipos de solo. (adaptado ATIC, 1993)

Classificação dos solos segundo: Casagrande e High Research Board	Resistência à compressão uniaxial (RCU) (MPa)	
	Aos 7 dias	Aos 28 dias
a) GW, GC, GP, GF, SW, SC, SP, SF	2,1 a 4,2	2,8 a 7,0
b) A-1, A-2, A-3		
a) ML, CL	1,75 a 3,5	2,1 a 6,3
b) A-4, A-5		
a) MH, CH	1,4 a 2,8	1,75 a 4,2
b) A-6, A-7		

Caso não seja possível executar a bateria de ensaios de compressão uniaxial necessário para a obtenção do teor mínimo de cimento, a Associação Técnica da Indústria do Cimento (ATIC, 1993) recomenda uma dosagem mínima de 1 kg/m²/cm de espessura da camada.

O PG-3 (2004) recomenda que a mistura compactada deve apresentar no mínimo 2,5 MPa, sendo a dosagem de cimento a ser aplicada a quantidade mínima de cimento que promova essa resistência. O procedimento prescrito para determinação da quantidade mínima de cimento pode ser resumido nos seguintes itens:

1) Realiza-se um ensaio Proctor Modificado em uma amostra representativa do solo, determinando-se a densidade máxima e teor em água ótimo.

2) Determina-se a energia necessária para se aplicar nos provetes de modo a obter 98% da densidade máxima exigida em obra.

3) Moldam-se provetes com o teor ótimo em água e com 98% da densidade máxima a três diferentes porcentagens de cimento (3, 4 e 5%). São moldados três provetes para cada caso. Os provetes são ensaiados a compressão uniaxial aos 7 dias de idade. O teor de cimento a ser aplicado é o mínimo que promova uma resistência de, no mínimo, 2,5 MPa, sendo que a tensão de rotura para cada caso é definido pela média dos 3 provetes ensaiados.

4) Realiza-se um ensaio Proctor Modificado para a mistura de solo-cimento com o teor de cimento definido anteriormente, espera-se que a densidade máxima e que o teor em água ótimo não variem.

5) Afim de quantificar a sensibilidade da resistência do solo-cimento a variações do teor em água, devem ser executados ensaios de compressão uniaxial em provetes aos 7 dias de idade, moldados com o teor de cimento definido e com 98% da densidade máxima para diferentes teores em água.

6) Repetir o item anterior, mantendo-se constante o teor em água e variando a densidade. Definindo a sensibilidade do solo-cimento a variações de densidade.

A NBR 12253/92 prescreve como critério de aceitação uma resistência mínima de 2,1 MPa aos 7 dias de idade. Foppa (2005) descreveu resumidamente o procedimento de dosagem segundo essa norma, seguindo os seguintes passos:

1) Em função da classificação granulométrica do solo (A1, A2, A3 ou A4 da norma ASTM D 3282), são indicadas porcentagens de cimento (de 5% até 10%) para a execução do ensaio de compactação;

2) Executar o ensaio de compactação usando o teor de cimento sugerido conforme item anterior e obter os valores da umidade ótima e da massa volúmica aparente seca máxima;

3) Moldar provetes para o ensaio de compressão uniaxial com um ou mais teores de cimento de forma que se determine aquele que satisfaça o critério da resistência mínima aos sete dias de 2,1 MPa. Como orientação para a escolha dos teores de cimento, são apresentadas duas figuras onde, em função da massa volúmica aparente seca e da granulometria do solo, se obtém os teores de cimento. Para cada teor de cimento selecionado, moldar e curar, no mínimo, três provetes cilíndricos;

4) Decorrido o período de cura, executar o ensaio de compressão uniaxial;

5) Calcular a média aritmética das resistências à compressão uniaxial dos provetes que cumprirem as tolerâncias de moldagem estabelecidas em norma. Devem ser excluídos da composição da média valores individuais de resistência que se afastem mais de 10% da média.

6) Deve ser adotado como o teor de cimento, o menor dos teores para o qual a resistência média à compressão uniaxial for igual ou superior a 2,1 MPa, aos 7 dias de idade.

7) Admite-se a interpolação gráfica dos dados para a determinação do teor de cimento que corresponda ao valor mínimo da resistência a compressão média especificada.

8) O teor mínimo de cimento em massa recomendado nesta norma é de 5%. Podem ser empregados teores de até 3,5%, em massa, desde que satisfeita a resistência mínima, que a mistura se processe em usina e que o solo matéria-prima seja do tipo A1-a, A1-b ou A2-4 (ASTM D 3282).

Os métodos usuais para determinação do teor de cimento são trabalhosos e consomem um tempo relativamente longo, necessitando de equipamento e pessoal treinado. Ainda, um fator importante a ser considerado, é que o processo de construção em campo é menos eficiente que a moldagem de provetes em laboratório e por isso a quantidade de cimento a ser adotada na prática deve ser maior que a determinada no laboratório. Ingles & Metcalf (1972) sugerem que a quantidade de cimento determinada em testes laboratoriais deve ser multiplicada por 1,66 para superar as dificuldades de campo.

2.4 Comportamento Mecânico

2.4.1 Introdução

A resistência mecânica de solos cimentados pode ser avaliada através de uma bateria de ensaios de compressão uniaxial. Variando-se o teor em água, a densidade e o teor de cimento da mistura é possível quantificar a influência de cada um desses parâmetros na resistência da mistura compactada. Nos seguintes itens são apresentados resultados e conclusões encontrados na literatura a esse respeito.

2.4.2 Efeito do Teor de Cimento

As propriedades do solo mudam com o aumento da quantidade de cimento: a capacidade de carga aumenta e a durabilidade a ciclos de molhagem e secagem e/ou gelo-degelo aumenta. Em solos granulares, a permeabilidade diminui e a tendência para a retração aumenta enquanto que, em solos argilosos, a permeabilidade aumenta e se verifica uma tendência para expansão. Verifica-se

também um aumento nas dimensões das partículas, uma redução no índice de plasticidade e uma menor capacidade de retenção de água (Catton, 1962).

Foppa (2005) verificou que a resistência a compressão uniaxial aumenta linearmente com o aumento do teor de cimento em seus estudos com areia fina siltosa. No que se segue, apresentam-se as características do solo estudado pelo autor (Figura 1 e Quadro 5) e a relação entre a RCU e a porcentagem de cimento (Figura 2).

Quadro 5 Propriedades físicas do solo utilizado por Foppa (2005) (adaptaod de Foppa, 2005)

PROPRIEDADES	VALORES
Limite de Liquidez (LL)	23%
Limite de Plasticidade (LP)	13%
Índice de Plasticidade (IP)	10%
Densidade Real dos Grãos (G)	2,64
% de Areia Média (0,2 < f < 0,6 mm)	16,2%
% de Areia fina (0,06 < f < 0,2 mm)	45,4%
% de Silte (0,002 < f < 0,06 mm)	33,4%
% de Argila (f < 0,002 mm)	5,0%
Diâmetro Efetivo (D_{10})	0,0032 mm
Coeficiente de Uniformidade (C_u)	50

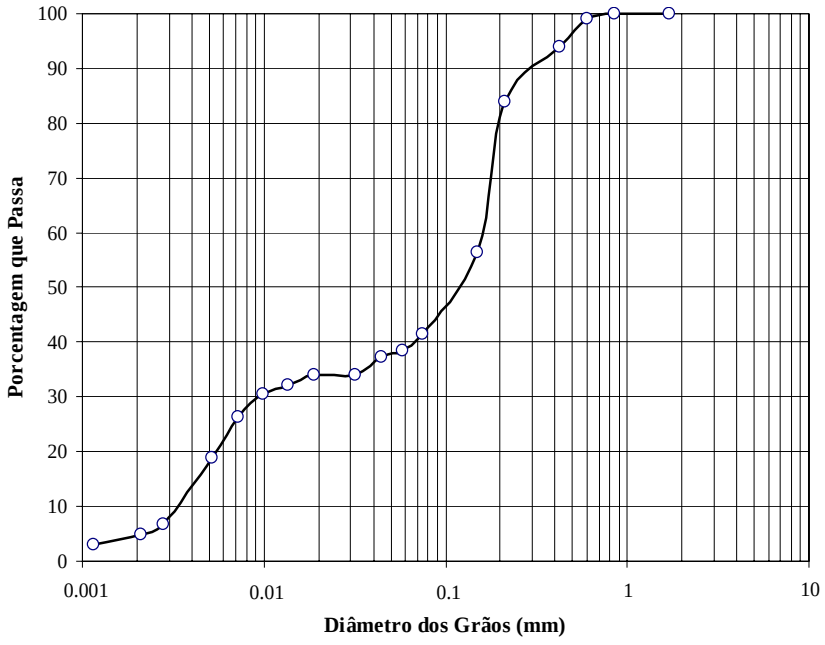


Figura 1 Curva granulométrica de uma amostra de solo utilizada por Foppa (2005)

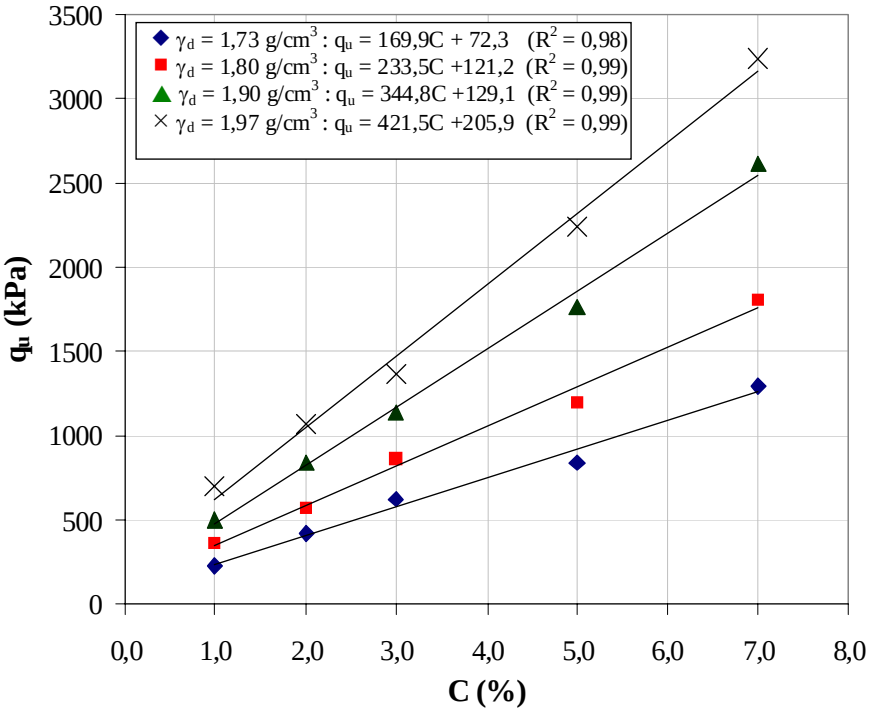


Figura 2 Variação da resistência à compressão uniaxial em relação ao teor de cimento O índice q_u tem o mesmo significado que RCU. (Adaptado de Foppa, 2005).

2.4.3 Efeito do Teor em água

A presença da água é importante para hidratar o cimento, para melhorar a trabalhabilidade e para facilitar a compactação. A quantidade de água da mistura exerce grande influência na resistência da mesma.

O teor em água correspondente à massa volúmica aparente máxima da mistura não corresponde à máxima resistência. Esta é obtida, em geral, para teores em água inferiores ao ótimo para os solos granulares e superiores ao valor ótimo para os solos argilosos (Gomes Correia et al. 2002).

Felt (1955), citado por Foppa (2005), estudou o efeito da variação do teor em água sobre a resistência de solos arenosos, siltosos e argilosos através de ensaios de durabilidade e de compressão uniaxial. O autor verificou que as amostras de argila e silte, compactadas com teores de água abaixo do ótimo de compactação, apresentaram grandes perdas de massa nos ensaios de durabilidade. Já para umidades acima do teor ótimo de compactação, a perda de massa foi baixa e praticamente constante com o aumento do teor em água. Para os solos arenosos

testados, um teor em água levemente inferior ao ótimo foi o que proporcionou menores perdas de massa nos testes de durabilidade.

Em relação aos ensaios de compressão uniaxial, verificou-se que, de forma geral, o teor em água que proporcionou o máximo de resistência é levemente inferior ao teor ótimo de compactação, exceto para o solo mais argiloso testado.

O mesmo autor também observou que a melhor efetividade do cimento pode ser obtida, para areias, compactando a mistura levemente abaixo ou no teor ótimo em água, enquanto que para siltes e argilas, a mistura deve ser compactada com um teor em água 1% a 2% superior ao teor ótimo determinado no ensaio de compactação.

Foppa (2005) estudou o efeito da variação de umidade na resistência à compressão uniaxial de solos cimentados. Verificou um aumento na resistência até um valor ótimo, a partir do qual a resistência passa a diminuir. Foi observado pelo autor que o teor em água ótimo não se altera conforme a variação do teor de cimento. O gráfico apresentado na Figura 3 apresenta a relação entre a resistência à compressão uniaxial (RCU) versus teor em água (w) obtida pelo autor referido.

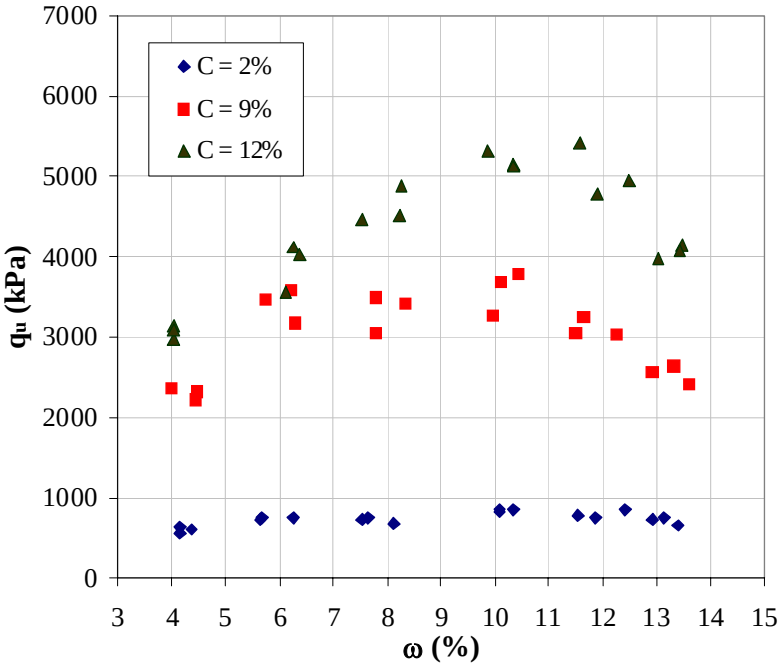


Figura 3: Efeito do teor em água de moldagem sobre a resistência do solo-cimento, onde q_u tem o mesmo significado que RCU (adaptado de Foppa, 2005)

Entende-se que a variação no teor em água de moldagem do solo-cimento ensaiado gerou estruturas diferenciadas, que afetaram os valores obtidos na resistência à

compressão uniaxial. A compactação em teores em água abaixo do teor ótimo apresentou, possivelmente, uma estrutura mais floculada que para teores acima desse valor, onde as partículas apresentaram um maior grau de orientação. O termo estrutura está associado ao arranjo espacial das partículas do solo e a existência de forças de ligação entre as mesmas, sendo que esta tem grande influência no comportamento do solo (Consoli et al, 2005).

O autor também verificou que para altas porcentagens de cimento o efeito do teor em água sobre a resistência foi mais pronunciado. Este fenômeno foi associado ao aumento da porcentagem de finos da mistura devido a inserção do cimento, tornando o material mais sensível a variação do teor em água.

2.4.4 Efeito da Compactação

Felt (1955) citado por Foppa (2005) verificou que com o aumento da densidade da mistura compactada, as perdas de massa em amostras submetidas a ensaios de durabilidade sofrem grande redução especialmente nos solos siltosos e argilosos. Em relação à resistência, observou um aumento exponencial da resistência à compressão uniaxial com o aumento da densidade da mistura, mantendo-se constante o teor em água.

Foppa (2005) observou nos ensaios de compressão uniaxial realizados que a taxa de aumento da resistência, representada pela inclinação da reta de ajuste da relação Resistência à Compressão uniaxial versus Teor de Cimento, cresce com o aumento da massa volúmica do solo. Este aumento indica que a diminuição da porosidade da mistura resulta num aumento da efetividade da cimentação. Este fato pode ser explicado pelo aumento do número de contatos entre as partículas, possibilitando que o cimento atue em mais pontos. (Consoli et al, 2005).

O mesmo autor também verificou que a redução da porosidade promove ganhos substanciais na resistência. Seus resultados mostraram que uma redução de 8% na porosidade do solo estudado resultavam em um aumento de 2,6 vezes na resistência à compressão uniaxial. Também observou que a resistência aumentou exponencialmente com a redução da porosidade (ver Figura 4).

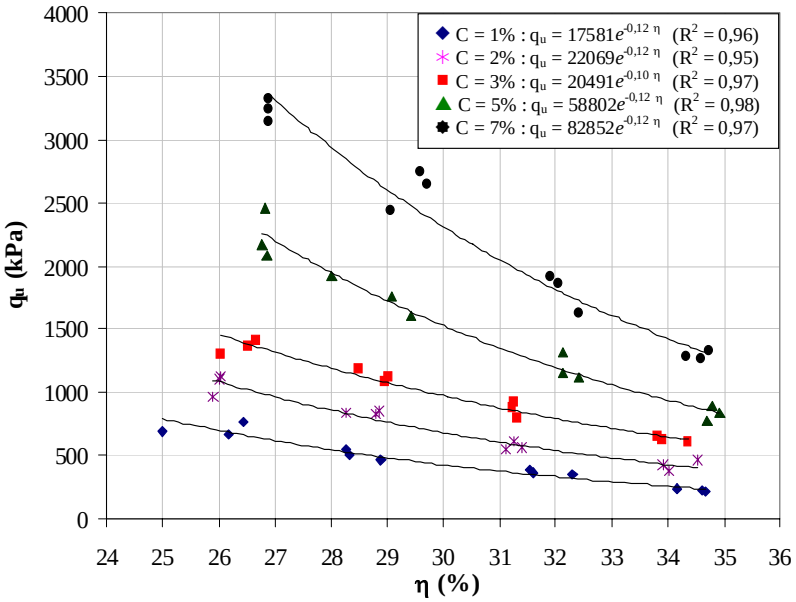


Figura 4 Variação da resistência à compressão uniaxial em relação à porosidade do solo-cimento (adaptado de Foppa, 2005)

O mecanismo pelo qual a redução na porosidade influência o aumento na resistência do solo-cimento parece estar relacionado com a existência de um maior número de contatos, maior intertravamento entre as partículas do solo e o maior atrito que pode ser mobilizado entre às tensões aplicadas.

2.4.5 Efeito do Fator Água/Cimento

De acordo com os resultados encontrados por Foppa (2005), não foi possível correlacionar a resistência à compressão uniaxial com o fator água/cimento, diferente do que ocorre com o concreto e com solos cimentados com teores em água muito elevados, estudados por Horpibulsuk et al. (2003) e Azambuja (2004).

No estudo realizado pelo autor, os vazios estavam parcialmente preenchidos por água, não existindo relação entre a quantidade de água e a de vazios. Assim, para o solo–cimento no estado não saturado, uma relação entre o volume de vazios e o de cimento deve ser mais adequado na análise e controle da sua resistência mecânica, pois. (Consoli et al, 2005).

No caso de solos-cimentados com elevado teor em água e concretos, acredita-se que a correlação entre o fator água/cimento com a resistência à compressão uniaxial foi possível porque o volume de água, nestes casos, representa o volume de vazios.

2.4.6 Efeito do Fator Vazios/Cimento

Durante compactação dos solos-cimentados nunca se consegue expulsar completamente o ar do sistema, logo, a resistência não pode ser correlacionada com o fator água/cimento, pois este só se aplica a materiais onde o ar foi totalmente expulso e os vazios existentes estão preenchidos por água (Lanarch, 1960).

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

A relação V_v/V_c utilizada por Larnach (1960) é definida pela seguinte expressão:

$$\frac{V_v}{V_{ci}} = \frac{\text{Volume absoluto de vazios (ar + água)}}{\text{Volume absoluto de cimento}} \qquad (2.5)$$

Para Larnach (1960), o uso deste tipo de relação, similarmente ao que ocorre em concreto, pode ser de extrema utilidade para dosagem e controle de execução de misturas de solo-cimento em campo. O gráfico abaixo (Figura 5), apresenta os resultados dos ensaios de compressão uniaxial das amostras de solo-cimento curadas previamente por 7 dias. Observa-se um bom ajuste dos dados à relação vazios/cimento.

A partir de uma série de ensaios de compressão uniaxial, com provetes moldados a três diferentes porcentagens de cimento, variando para cada uma delas a densidade e o teor em água da mistura, o autor obteve a relação abaixo apresentada.

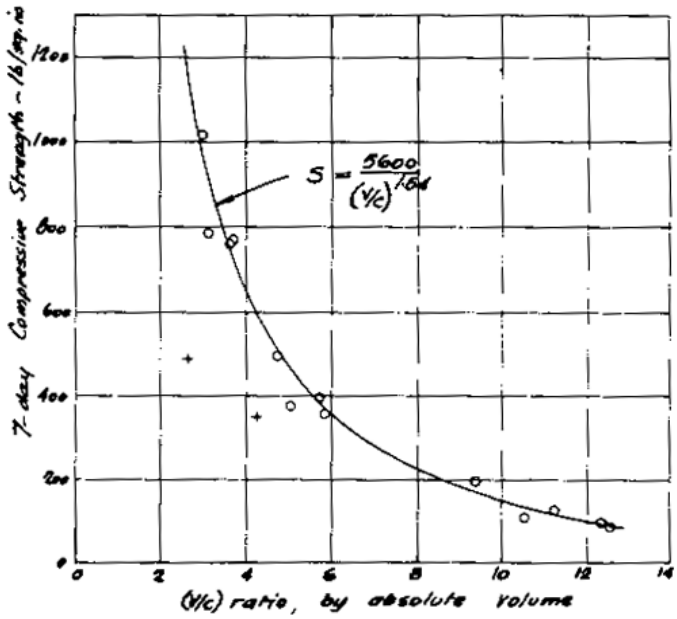


Figura 5 Relação entre fator vazios/cimento e resistência à compressão uniaxial (adaptado de Larnach, 1960)

Foppa (2005) observou uma razoável correlação entre o fator proposto por Larnach (1960) e a resistência à compressão uniaxial do solo-cimento compactado e que as taxas de variação da resistência à compressão uniaxial em relação às grandezas volume de vazios e volume de cimento são substancialmente diferentes. O autor compatibilizou essas taxas através da aplicação de uma potência sobre elas. Aplicando uma potência igual a 0,28 sobre o parâmetro volume de cimento conseguiu uma melhor compatibilização dos resultados. O autor acredita que o expoente a utilizar é função do tipo de solo. No que se segue apresenta-se a Figura 6 que apresenta a relação resistência à compressão uniaxial versus $V_v/V_c^{0,28}$ obtido por Foppa (2005).

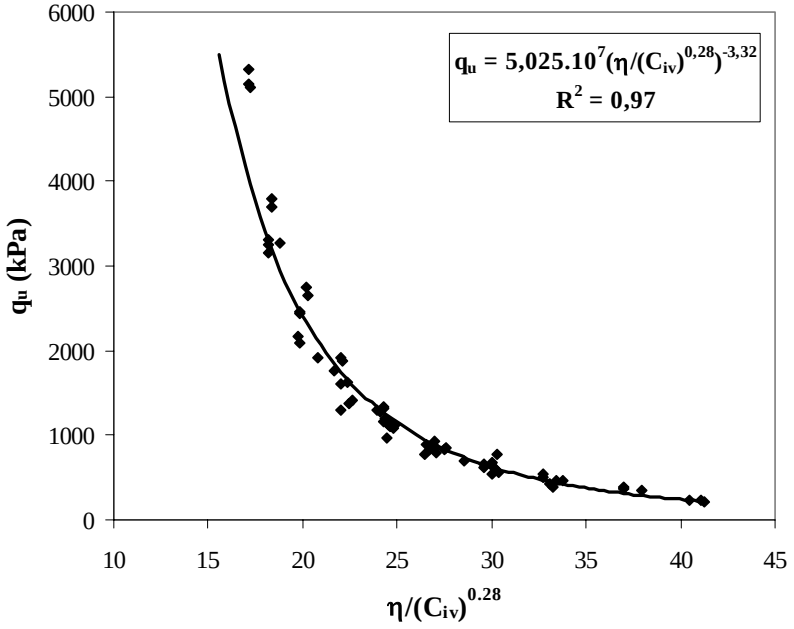


Figura 6 Relação vazios/cimento expressa em termos da porosidade e do teor de volumétrico de cimento (Adaptado de Foppa, 2005)

Uma forma mais tangível de expressar a relação vazios/cimento pode ser feita utilizando, em alternativa ao volume de vazios, a porosidade do material, expressa em porcentagem do volume total e, em vez do volume de cimento, o teor volumétrico de cimento, também expresso em porcentagem do volume total. Não ocorre alteração na qualidade do ajuste dos dados, uma vez que as novas variáveis são proporcionais às utilizadas anteriormente (Consoli et al., 2005).

2.5 Módulo de Distorção Máximo, $G_{máx}$

2.5.1 Introdução

O módulo de distorção G é um dos parâmetros de rigidez ou, inversamente, da deformabilidade dos solos que reflete uma medida exclusivamente das solicitações de corte e é reconhecidamente um parâmetro geotécnico de referência sendo determinante na deformabilidade e nos valores de cálculo a adotar.

Em finais da década de 70, constatou-se que dos parâmetros de rigidez avaliados pelos métodos convencionais de campo e de laboratório resultavam valores muito baixos e irreais. Diversos trabalhos foram dedicados a esse assunto onde se obteve como resultado uma relação Rigidez versus Deformação (ver Figura 7) designada Curva de Degradação da Rigidez (Ferreira, 2003).

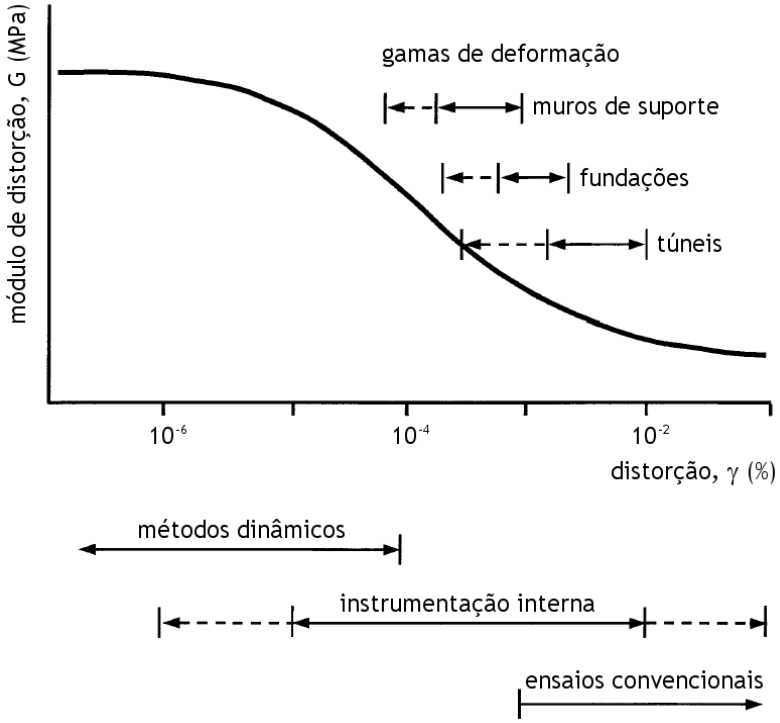


Figura 7 Curva de degradação da rigidez com o nível de deformação (adaptado de Ferreira, 2003

Da análise do gráfico, observa-se que para pequenas deformações a rigidez é relativamente alta e para deformações próximas da rotura a rigidez diminui substancialmente. Esta degradação demonstra a forte dependência da rigidez com o nível de deformação, reflexo do carácter não linear do solo.

Atkinson e Sallfors, (1991) citados por Ferreira (2003), definiram três regiões distintas de comportamentos típicos dos solos, as Figuras 8 e 9 ilustram esse comportamento.

1) Zona das muito pequenas deformações, onde a rigidez assume um valor aproximadamente constante.

2) Zona das pequenas deformações, onde o módulo de Young decresce de modo muito pronunciado.

3) Zona das grandes deformações, onde a variação da rigidez com a deformação é muito menor e os valores da rigidez são francamente mais baixos

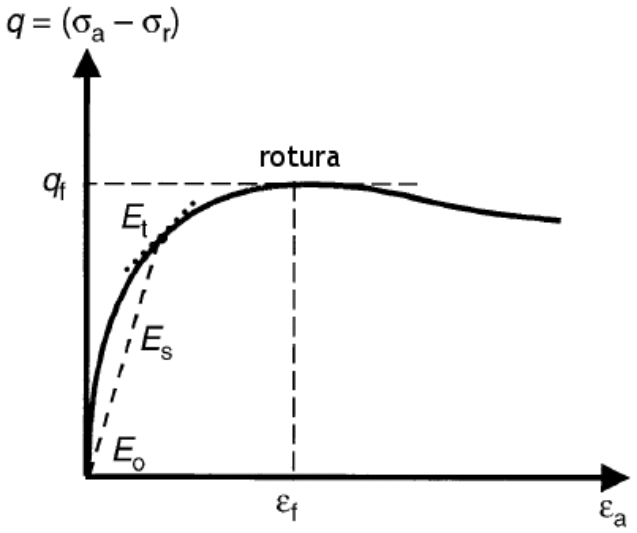


Figura 8 Curva Tensão-Deformação de um solo não linear (adaptado de Ferreira, 2003)

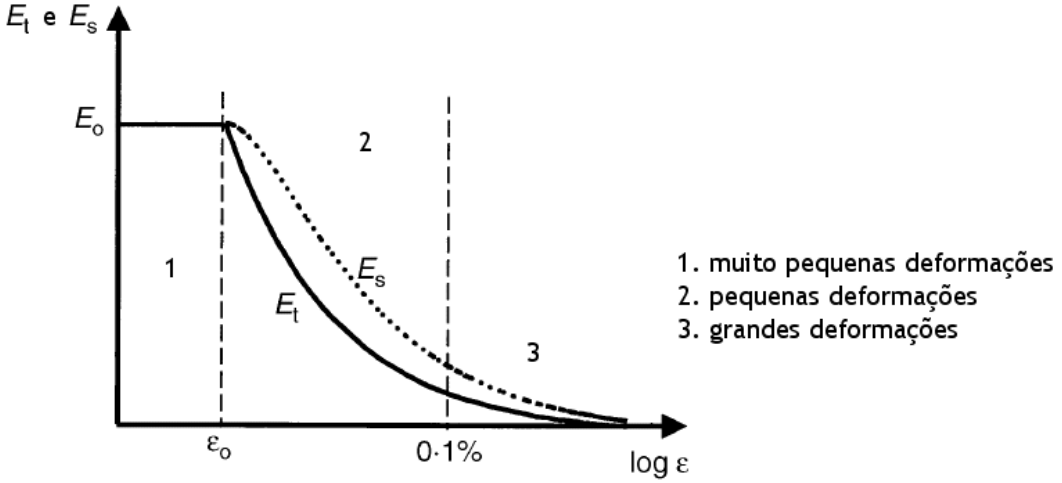


Figura 9 Curva Rigidez-Deformação de um solo não linear (adaptado de Ferreira, 2003)

No domínio das muito pequenas deformações (até cerca de 10^{-5}), a velocidade de deformação ou a frequência de excitação não afetam os parâmetros de rigidez medidos, podendo ser considerados parâmetros elásticos (Tatsuoka et al, 2001). À medida que a deformação aumenta, efeitos como a velocidade de deformação do carregamento cíclico, da tensão de corte ou da sobreconsolidação, até então desprezados, deixam de o ser, assumindo uma influência crescente no comportamento do solo, em particular, nos parâmetros de rigidez.

2.5.2 Determinação do Módulo de Distorção Máximo

O módulo de distorção pode ser determinado por ensaios tanto in situ como em laboratório. Os ensaios in situ permitem a caracterização de um grande volume de solo e evitam os problemas inerentes aos processos de amostragem dos solos,

porém, a investigação do comportamento no solo numa gama limitada de deformações. Na Quadro 6 são apresentados os ensaios de campo mais utilizados para determinação do módulo de distorção.

Já os ensaios em laboratório permitem a caracterização do solo sob uma gama muito mais ampla de deformações, em condições controladas, mas estão limitados ao pequeno volume de solo que avaliam a que acresce os inconvenientes dos processos de amostragem. Nos Quadro 7 são apresentados os ensaios em laboratório mais utilizados para determinação do módulo de distorção

Quadro 6 Ensaios de campo mais utilizados para avaliação do módulo de distorção (adaptado de Barros, 1996)

Ensaio de campo	Princípio da técnica	Distorção associada
Cross-Hole, CH	Determinação da velocidade de propagação da onda de corte, V_S	$\approx 10^{-6}$
Down-Hole, DH		
Up-Hole, UH		
Piezocone Sísmico, SCPT(U)		
Refracção Sísmica		
Vibração em Regime Estacionário	Determinação da velocidade de propagação da onda Raleigh, V_R	
Espectral de Ondas Superficiais, SASW		
Ensaio Pressiométrico, SBPT	Determinação da curva tensão-deformação (histerese)	$\approx 10^{-3}$

Quadro 7 Ensaios de laboratório mais utilizados para avaliação do módulo de distorção (Barros, 1996)

Ensaio de laboratório	*Princípio da Técnica*	*Distorção associada*
Corte Simples Cíclico	**Determinação da curva tensão-deformação (histerese)**	**10^{-4} a 10^{-2}**
Triaxial Cíclico		
Torção Cíclica		
Coluna Ressonante	**Determinação da velocidade de propagação da onda de corte, V_S**	**10^{-6} a 10^{-4}**
Bender Elements		**10^{-6}**
SWV		**10^{-6} [*]**
essonante e de Torção Cíclica combinados	**Determinação de V_S (coluna ressonante) e da histerese (de torção cíclica)**	**10^{-6} a 10^{-2}**

claro na bibliografia qual o nível de distorção induzido no ensaio; contudo, estima-se que seja da ıa ordem de grandeza dos restantes ensaios sísmicos

2.5.3 Ondas Sísmicas

Uma onda sísmica é uma onda que se propaga através da Terra, geralmente como consequência de um sismo, ou devido a uma explosão. Neste trabalho será apresentado as ondas de corpo e sua aplicação para determinação dos parâmetros de rigidez de um solo.

Existem dois tipos de ondas de corpo: primárias ou de compressão (ondas P) e secundárias ou de corte (ondas S).

As ondas P apresentam uma velocidade de propagação maior. São ondas longitudinais que fazem o solo vibrar paralelamente à direcção da onda, tal como um elástico em contracção. Verifica-se alternadamente uma compressão seguida de uma distensão com amplitudes e períodos baixos, impondo aos corpos sólidos elásticos alterações de volume (contudo não há alterações na forma). Atingem uma velocidade de 5000 m/s no granito. Não são tão destrutivas como as ondas S e sua velocidade é, em geral, ligeiramente inferior ao dobro daquela nas ondas S.

As ondas S ou secundárias são ondas transversais ou de cisalhamento, o que significa que o solo é deslocado perpendicularmente à direcção de propagação como num chicote. São mais lentas que as P, sendo as segundas a chegar. Estas provocam alterações morfológicas, contudo não há alteração de volume. A sua velocidade de propagação é cerca de 60% daquela das ondas P, para um dado material. A amplitude destas ondas é várias vezes maior que a das ondas P.

As ondas de corte e de compressão são independentes de fatores secundários, como a história de tensões do solo, relacionando-se estritamente com a estrutura e com as condições de estado. A aplicação direta dessas velocidades permite a caracterização do comportamento elástico do solo.

Sendo as velocidades dependentes diretamente das características do meio, considerado infinito, homogéneo e isotrópico, conhecendo-se a massa volúmica, é possível calcular o módulo de distorção $G_{máx}$ a partir da velocidade da onda de corte V_s, através da expressão:

$$G_0 = \rho \times V_s^2 \qquad (2.6)$$

Com os valores das velocidades das ondas P e das ondas S, é possível determinar o coeficiente de Poisson ν. Conhecido este parâmetro, o módulo de deformabilidade

pode ser facilmente calculado através da relação clássica entre G e E da resistência dos materiais.

Segundo Love (1927), estes dois tipos de ondas são os únicos possíveis num meio infinito, quando a perturbação inicial esta limitada a uma zona interna finita.

2.5.4 Ensaios para avaliação de $G_{máx}$

Os principais ensaios sísmicos in situ são o Cross Hole e o Down Hole. No ensaio do Cross Hole determina-se a velocidade da onda sísmica que se propaga na horizontal e com polarização vertical. No método Down Hole, determina-se a velocidade de ondas de corte propagadas verticalmente e polarizadas horizontalmente.

Existe uma correspondência entre as velocidades medidas pelo método do Down Hole e pelas medidas por Bender Elements (transdutores piezoelétricos) instalados nas extremidades dos provetes. A comparação dessas velocidades permite, entre outras aplicações, avaliar a qualidade das amostras.

Os ensaios laboratoriais empregados são os denominados ensaios dinâmicos, que são realizados a elevadas frequências, geralmente empregados para determinação do módulo de distorção máximo dos solos em níveis de baixas a moderadas deformações de 10^{-6} a 10^{-4} e os ensaios cíclicos, que são realizados a baixas frequências e determinam a rigidez para deformações variando de 10^{-4} a 10^{-2}.

2.5.5 Transdutores Piezoelétricos

Transdutores piezoelétricos estão sendo empregados nas novas técnicas para determinação direta da velocidade de propagação das ondas. Estes transdutores, constituídos por placas piezocerâmicas, têm a capacidade de se deformarem mecanicamente quando se introduz um potencial elétrico, sendo, simultaneamente, gerado um potencial elétrico durante essa deformação. Esta propriedade permite a sua utilização quer como geradores e (ou) receptores de ondas sísmicas (Ferreira, 2003).

Os transdutores podem ser simples ou duplos. Os elementos simples são constituídos por uma única placa que, ao ser excitada, produz movimentos de extensão e compressão. Os elementos duplos, compostos por duas placas finas piezocerâmicas constituem a configuração mais versátil destes transdutores. São capazes de desenvolver movimentos de extensão e compressão (como os

elementos simples) e de movimentos de flexão, que ocorrem quando uma placa se expande e a outra contrai (Piezo System, 1994).

2.5.5.1 Bender Elements

Um bender element (ou transdutor de flexão) é um transdutor piezocerâmico duplo constituído por duas placas piezocerâmicas finas, rigidamente ligadas a uma lâmina metálica central e aos eletrodos nas faces exteriores. O material piezocerâmico encontra-se envolvido por uma resina epoxy rígida, que simultaneamente o isola eletricamente e o protege do contato direto com o solo e, sobretudo, com a água (Ferreira, 2003).

A grande vantagem dos bender elements é a capacidade de desenvolverem grandes deformações para uma muito baixa excitação elétrica, esta propriedade faz com que todo o movimento mecânico seja transferido ao solo.

Ferreira (1998) refere algumas vantagens que o ensaio apresenta, sendo elas:

- grande versatilidade destes dispositivos e acessibilidade dos equipamentos, quando comparadas com as outras técnicas;

- baixo custo da instrumentação eletrônica e registro imediato dos resultados;

- simplicidade dos procedimentos de medição e de cálculo dos parâmetros do material ensaiado;

- capacidade de serem incorporados em quase todos os equipamentos correntes de ensaios, permitindo a realização de dois tipos de ensaios simultaneamente;

- possibilidade de comparação e correlação do $G_{máx}$ com os outros parâmetros geotécnicos derivados de cada ensaio, durante todas as etapas;

2.5.5.2 Shear-Plates

Os shear-plates (ou placas de corte) são constituídos por um elemento piezocerâmico simples, de forma prismática, polarizado na direção longitudinal. As superfícies exteriores condutoras estão ligadas em série. As deformações geradas no elemento, quando se introduz um potencial elétrico nos terminais são do tipo distorcional, produzindo, tal como os bender elements, ondas de corte (Ferreira, 1998).

Pelo fato dos shear-plates terem sido desenvolvidos para medir velocidades de ondas de corte em provetes de rocha, apresentam características particulares. Estes transdutores são maiores, mais robustos e fáceis de usar em materiais grosseiros e rijos, por não penetrarem nas amostras. Além disso, são mais eficientes para pressões de confinamento muito elevadas, típicas de rochas (Brignoli et al. 1996).

A natureza não intrusiva dos shear-plates é habitualmente vista como uma vantagem perante a necessária penetração dos bender elements nas amostras, já que facilita a montagem dos provetes (em particular de solos relativamente grosseiros) e evita qualquer perturbação localizada ou o eventual arrastamento de grãos.

2.5.6 Leitura dos dados

Os processos de aquisição dos dados e de suas leituras, apesar de simples e relativamente direto, devem ser tomados alguns cuidados de forma a evitar erros grosseiros e garantir a sua reprodutibilidade.

2.5.6.1 Fatores de erro

a) Efeito de Vizinhança:

Os transdutores, no seu movimento de flexão, geram ondas de compressão devido ao movimento de compressão e extensão de cada placa. Sendo assim, a onda de corte produzida não é pura e sofre interferência das ondas de compressão. Essa interferência é denominada de *efeito de vizinhança*.

Como forma de avaliar e controlar a configuração da onda de resposta, estes autores sugerem a adoção do parâmetro N, que representa o número de comprimentos de onda que, para uma dada frequência, percorrem a distância entre os transdutores piezoelétricos

A interferência das ondas de compressão é mais visível para valores baixos de N, nestes casos, observa-se uma deflexão inicial da onda, com polaridade oposta à da onda de corte e anterior a sua chegada. Este efeito de vizinhança decresce acentuadamente à medida que se aumenta a frequência do sinal de entrada, ou seja, com o aumento do valor de N, sendo visível uma separação clara entre as ondas P e S, o que facilita o processo de interpretação.

Resultados apresentados por Ferreira (1998) confirmam a existência do efeito de vizinhança para N=1,1 e que este efeito desaparece quando valores mais elevados (N=8,1).

b) Efeitos Adicionais

Trata-se de distorções presentes na onda transmitida, principalmente associadas ao equipamento laboratorial de ensaio que se soma ao efeito de vizinhança.

c) Interferência das Ondas com as Fronteiras Rígidas

Arulnatnathan et al. (1998) citado por Ferreira (1998) mostram que, à medida que o comprimento de onda aumenta, o tempo de propagação da onda pode ser subestimado, sobrestimando assim a velocidade da onda de corte. Quanto maior o comprimento de onda, ou seja, para frequências menores, as interferências das ondas com as fronteiras rígidas aumenta.

d) Inversão da Natureza da Onda

As ondas podem passar de ondas de corte para ondas de compressão e vice-versa. Esta propriedade gera interferências que são captadas pelo elemento receptor, dificultando a avaliação do tempo de propagação de da verdadeira onda de corte. Esses efeitos podem ser reduzidos aproximando a altura do provete com o percurso de propagação das ondas sísmicas,

e) Ressonância dos Transdutores

A frequência de resposta do sistema é determinada pela frequência de resposta do elemento receptor. A ressonância do elemento ocorre quando este responde a uma excitação com uma frequência próxima da sua frequência natural (Ferreira, 2003). Este fenómeno foi verificado por Viggiani e Atkinson (1995) e por Ferreira (2003) para frequências de 2 kHz a 10 kHz.

f) Ruído Elétrico

Devido à grande capacidade de captação dos transdutores, o ruído elétrico ambiente é visível na onda de resposta. Pode ser reduzido pela cuidadosa escolha e montagem dos cabos, pelo adequado isolamento da instrumentação e pela ligação em fontes limpas.

2.5.6.2 Onda de Entrada

A configuração da onda de entrada, ou seja, sua frequência e forma, é determinante na configuração da onda de chegada. Procura-se uma configuração que minimize os erros e as subjetividades de interpretação dos resultados.

a) Frequência

A clareza do sinal de resposta depende muito da frequência, sendo muito importante sua escolha mesmo sem que haja correlações entre a velocidade das ondas S com seu valor. Na prática, aplicam-se diversas frequências de excitação e analisam-se as respostas obtidas, podendo assim reconhecer os sinais mais claros e de interpretação mais fiável.

Como visto anteriormente, a redução do efeito de vizinhança depende da frequência aplicada. Com a aplicação de várias frequências de excitação é possível distinguir essa interferência, permitindo maior precisão nas leituras.

Os Bender Elements respondem mecanicamente até um valor máximo, cerca de 30kHz. Estudos realizados por Jovicic et. al. (1997) citados por Ferreira (2003) demonstram que o aumento progressivo da frequência conduz a uma perda da capacidade do transdutor de converter frequência em movimento com precisão. Também se verificou maior atenuação durante a emissão dos sinais emitidos. Para solos mais rígidos essa problemática ganha relevo devido a necessidade de serem aplicadas frequências mais elevadas.

b) Forma da Onda

Atualmente, utilizam-se impulsos de ondas sinusoidais para a onda de entrada, pois é constituída essencialmente por uma frequência apenas e conduz a um sinal de resposta com a mesma forma, o que facilita a interpretação visual e possibilita aplicação das análises numéricas para cálculo do tempo de propagação.

2.5.7 Técnicas para Determinação do Tempo de Propagação

Todos os métodos têm por objetivo principal a determinação do tempo de propagação das ondas sísmicas. Tal avaliação é muito difícil devido às altas velocidades em um percurso reduzido e a sensibilidade da propagação das ondas. Segue uma breve descrição sobre as duas técnicas utilizadas neste trabalho para avaliação das ondas sísmicas.

2.5.7.1 Técnica da Primeira Onda de Resposta

Semelhante aos ensaios geofísicos de campo, como o Cross-Hole e o Down-Hole, o método consiste na identificação do primeiro instante da onda de chegada, ou seja, a primeira inflexão do sinal de resposta.

Dyvik e Madshus (1985) citados por Ferreira (2003) observaram que a polaridade do sinal emitido era acompanhada pela inversão, no sinal de resposta, apenas da parte correspondente à onda de corte. Este processo permitia confirmar o ponto de primeira inflexão da onda como o ponto de chegada da onda propagada. Porém, trabalhos posteriores vieram demonstrar que os efeitos de vizinhança e outros fatores de erro são igualmente invertidos. Logo, durante a leitura dos resultados o operador deve estar atento aos erros existentes, procurando identifica-los, obtendo assim uma leitura mais precisa dos resultados.

Este método simples e direto vem sendo criticado devido à subjetividade da análise dos resultados. Apesar das críticas, esta técnica continua a ser muito empregado pois fornece uma ideia relativamente precisa do tempo de propagação, de forma rápida e simples.

Na prática, comprova-se que, neste método, o tempo de propagação pode ser incorretamente definido, se a sua determinação assentar cegamente na noção base de primeira inflexão da onda. As distorções introduzidas nos sinais encobrem a verdadeira chegada da onda e o ruído ambiente é frequentemente visível de forma clara (Ferreira 2003).

Uma forma de identificar as distorções, minimizando a subjetividade é fazer leituras para diferentes frequências da onda de entrada. A observação dos vários sinais gerados como resposta às diferentes frequências emitidas, permite reconhecer um número reduzido de pontos singulares, comuns a todos os sinais que, pelas suas características idênticas, indiciam fazer parte exclusivamente do tipo de onda propagada (P e S).

Outra maneira de reduzir a subjetividade é registrar as ondas de compressão e compara-las com as de corte. Obtendo os registros das ondas de compressão, o processo de interpretação torna-se mais fácil e menos subjetivo, por vezes, torna-se necessário esse procedimento para identificação correta das ondas de corte.

2.5.7.2 Indentificação dos Pontos de Fase π

Neste método, o tempo de propagação é calculado a partir da relação entre o ângulo de fase das ondas de entrada e saída e as respectivas frequências. É emitida uma onda harmónica contínua ao invés de impulsos de ondas simples (ciclos únicos). As ondas harmónicas são mais estáveis, envolvendo menos fatores de erro e de distorção das ondas.

Esta técnica apoia-se nos conceitos clássicos da teoria de propagação de ondas, nos quais a velocidade V é função da frequência f e do comprimento de onda Y, ou da distância percorrida L e do correspondente ângulo de fase π entre as ondas. A representação destas frequências versus os respectivos ângulos de fase resulta numa relação aproximadamente linear, cujo declive é proporcional ao tempo de propagação e, consequentemente, à velocidade (Ferreira, 2003).

Este método tem como vantagem primordial o fato de a determinação do tempo de propagação não depender da subjetividade do operador, sendo que o registro é feito para uma gama vasta de frequências, não sendo necessário escolher as frequências a aplicar.

A grande sensibilidade deste método revela a sua forte potencialidade em comparação com o primeiro método descrito, em termos da elevada precisão conseguida na avaliação da variação das velocidades das ondas sísmicas e na maior fiabilidade nos resultados obtidos, tanto qualitativa como quantitativamente.

2.5.7.3 Breve comparação entre os métodos

Ferreira (1998) verificou, a partir dos resultados de três ensaios em provetes de solo residual de granito, que os valores adquiridos pelo primeiro método eram mais elevados e nitidamente mais dispersos que os obtidos pelo outro método. As diferenças entre os valores de velocidades registrados nestes domínios chegam aos 11%, o que resulta em 22% para o módulo de distorção máximo.

O segundo método é considerado por alguns autores o mais adequado, porém Ferreira (1998) sugere realizar leituras das ondas através de dois ou mais métodos diferentes de modo a aferir os resultados.

2.6 Trabalhos Antecessores

Foram realizados dois trabalhos de investigação antecessores sobre o mesmo assunto tratado no presente trabalho. O primeiro trabalho no Laboratório de Geotecnia da FEUP, nomeado Reforço no solo com cimento para plataforma de comboios de alta velocidade, foi realizado por Lopes (2007). Sob a orientação do Professor Viana da Fonseca e enquadrado na disciplina iniciação à investigação científica, o autor realizou ensaios de identificação do solo, ensaios de compactação Proctor no solo natural e no solo tratado com 3% de cimento, ensaios de compressão uniaxial em solo-cimento a diferentes idades e uma série de ensaios de compressão uniaxial, ensaios estes fundamentais para o desenvolvimento de investigações futuras.

O segundo trabalho, realizado por Diff (2007), também supervisionado pelo professor Viana da Fonseca nos termos de estágio científico do programa Erasmus ao abrigo de um protocolo FEUP/ENPC de Paris, teve como base os resultados encontrados por Lopes (2007). O autor realizou ensaios de compressão uniaxial com medição das deformações verticais e radiais com LVDTs e ensaios triaxiais cíclicos em solo-cimento. Este trabalho não foi necessário para o desenvolvimento do trabalho atual, pelo que não será apresentado uma análise tão pormenorizada deste trabalho.

O principal objetivo destes trabalhos foi testar os equipamentos do Laboratório de Geotecnia, particularmente do triaxial cíclico recentemente posto em funcionamento, ganhar experiência com a utilização deles e obter conhecimento sobre o comportamento e as características do material nestes ensaios. Segue um resumo sobre o trabalho realizado por Lopes (2007), onde se descrevem os ensaios e se apresentam os resultados obtidos, bem como a forma como estes foram importantes para o presente trabalho e para os que futuramente se venham a realizar.

2.7 Reforço no Solo com Cimento para Plataforma de Comboios de Alta Velocidade (Lopes, 2007)

O trabalho realizado por este autor pode ser dividido em quatro etapas principais:

1. Ensaio de granulometria para caracterização do solo;

2. Ensaios de compactação Proctor normal e modificado no solo natural e ensaio Proctor modificado no solo tratado com 3% de cimento;

3. Ensaios de compressão uniaxial em provetes de solo-cimento a diferentes idades;

4. Série de ensaios de compressão uniaxial em provetes de solo-cimento com 3% de porcentagem em cimento variando a densidade e o teor em água e o mistura compactada.

2.7.1 Ensaio de Granulometria.

Foi realizado um ensaio de peneiração de acordo com a especificação LNEC E196-1967. Segundo a curva granulométrica obtida (ver Figura 10), o solo classifica-se como uma areia siltosa.

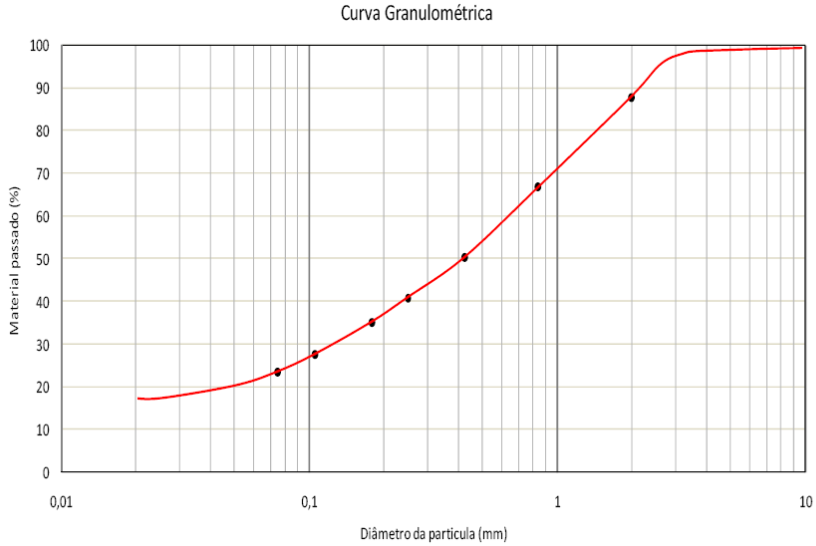


Figura 10 Curva Granulométrica do solo residual utilizado na presente pesquisa (adaptado de Lopes, 2007)

2.7.2 Ensaios de Compactação Proctor

O ensaio foi realizado com o molde pequeno conforme especificação do LNEC, sendo um molde cilíndrico de aço, com 102mm de diâmetro interior e 117mm de altura. Foi realizada a compactação leve e pesada do solo natural de acordo com a NP-84 e compactação pesada do solo tratado com 3% de cimento.

O objetivo destes ensaios foi a comparação das curvas Proctor do solo natural com a do solo-cimento. Comparando as curvas, verifica-se que a variação do teor em água ótimo e da massa volúmica máxima variam pouco quando se adiciona cimento ao solo. Este resultado é coerente com os encontrados na literatura.

A partir das curvas de compactação, definiu-se os pontos de moldagem do plano exaustivo de ensaios à compressão uniaxial realizado no presente trabalho. Os pontos de moldagem foram definidos a partir da curva de compactação Proctor modificada para o solo-cimento tratado com 3% de cimento, procurando-se que estes ficassem compreendidos dentro de uma faixa de situações exequíveis em campo e de forma a obter uma ampla gama de valores da razão V_v/V_c.

No que se segue, apresenta-se as curvas Proctor (Figura 11) obtidas pelo autor e os Quadros 8 e 9 que apresentam os pontos obtidos dos ensaios de compactação.

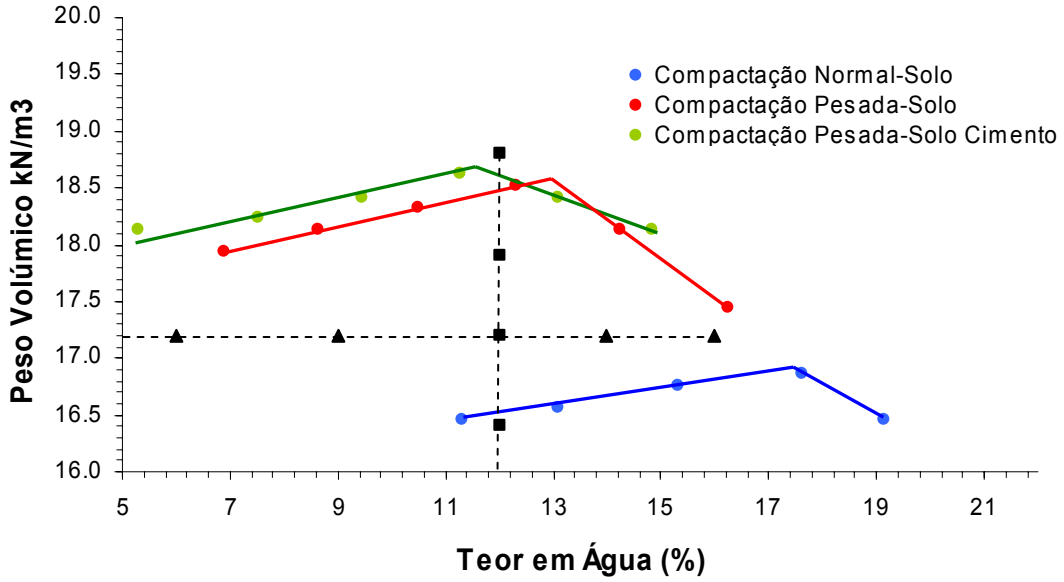


Figura 11 Curvas Proctor obtidas para o solo residual utilizado na presente pesquisa (adaptado de Lopes, 2007)

Quadro 8 Pontos obtidos para as Curvas de Compactação (adaptado de Lopes (2007)

Compactação Normal-Solo Natural		Compactação Modificada-Solo Natural		Compactação Modoficada-Solo Cimento	
Teor em Água(%)	Peso Volúmico (kN/m3)	Teor em Água(%)	Peso Volúmico (kN/m3)	Teor em Água(%)	Peso Volúmico (kN/m3)
11.3	16.46	6.91	17.93	5.3	18.13
13.1	16.56	8.62	18.13	7.5	18.23
15.3	16.76	10.51	18.33	9.5	18.42
17.6	16.86	12.32	18.52	11.3	18.62
19.1	16.46	14.25	18.23	13.1	18.42
21	15.97	16.24	17.44	14.9	18.13

Quadro 9 Valores do teor em água ótimo e do peso volúmico máximo obtidos nas curvas de compactação (adaptado de Lopes, 2007).

	Compactação Normal	Compactação Modificada Solo	Compactação Modificada Solo Cimento
Teor em Água Ótimo (%)	18	13,1	12
Peso Volúmico Máximo (kN/m3)	16,9	18.4	18.8

Comparando os valores do teor em água ótimo e a densidade máxima obtida nos ensaios de compactação Proctor modificado para o solo natural e para o solo tratado com 3% de cimento, observa-se que os valores são muito próximos. Este resultado é coerente com os encontrados na literatura, onde se tem verificado que a adição de cimento ao solo apresenta pouca influência na umidade ótima e na densidade máxima.

2.7.3 Ensaios de compressão uniaxial em solo-cimento a diferentes idades

O autor realizou ensaios de compressão uniaxial em provetes idênticos com teor de cimento igual a 3% aos 1, 3, 7, 14, 21, 28 dias de idade curados em câmara úmida. Com os valores da resistência à compressão uniaxial (RCU) obtidos, foi construído um gráfico que relaciona a RCU com a idade dos provetes (Figura 12).

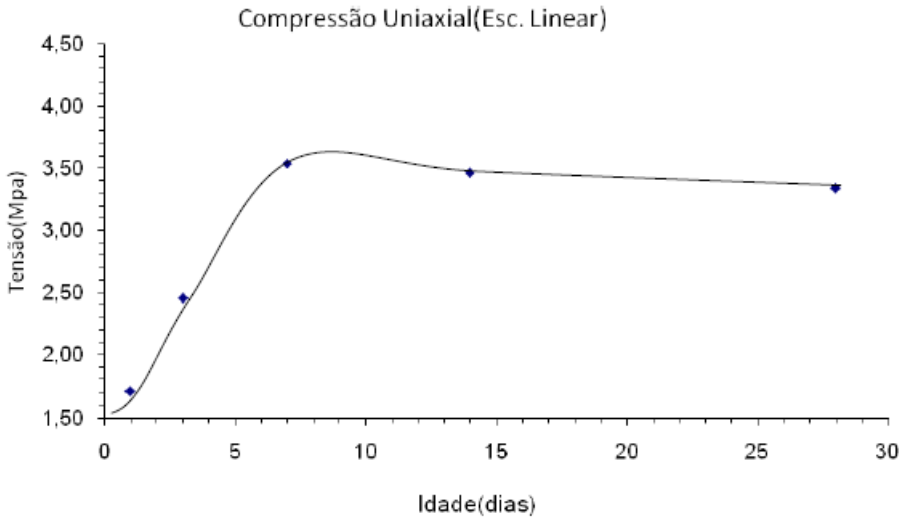


Figura 12 Relação RCU (MPa) versus idade (dias), Tensão tem o mesmo significado que RCU (adaptado de Lopes, 2007)

Observa-se um ganho de resistência até o sétimo dia, a partir dessa idade, a resistência não sofre variações significativas. Este comportamento já era esperado,

uma vez que o cimento utilizado é de alta resistência inicial. A partir desses resultados, optou-se por um tempo de cura igual a 7 dias para os provetes a serem ensaiados à compressão uniaxial.

2.7.4 Sequência de ensaios de compressão uniaxial

O autor realizou dois ensaios de compressão uniaxial para cada ponto de moldagem definido, sendo um total de 16 ensaios. Os provetes ensaiados apresentavam 3% de porcentagem de cimento.

Com os resultados da linha vertical, obteve-se a variação da resistência do solo-cimento quando se varia a massa volúmica e se mantém constante o teor em água. Com os resultados da linha horizontal, foi possível verificar como a variação do teor em água afeta a resistência do solo-cimento quando se mantém constante a massa volúmica.

Durante os ensaios de compressão, as deformações foram medidas com auxílio de transdutores de deformações locais (LDTs). Estes dispositivos foram desenvolvidos pelo Laboratório de Geotecnia da Universidade de Tóquio e são capazes de medir as deformações de maneira precisa a níveis muito baixos de deformação, de acordo com o princípio de funcionamento que mais adiante se explicitará. Com os valores da resistência à compressão uniaxial e da deformabilidade, o autor obteve valores do módulo pseudo-elástico que nos fornecem uma ideia da rigidez desse material. Nas Figuras 13, 14 e 15 seguem os gráficos apresentados pelo autor em seu trabalho.

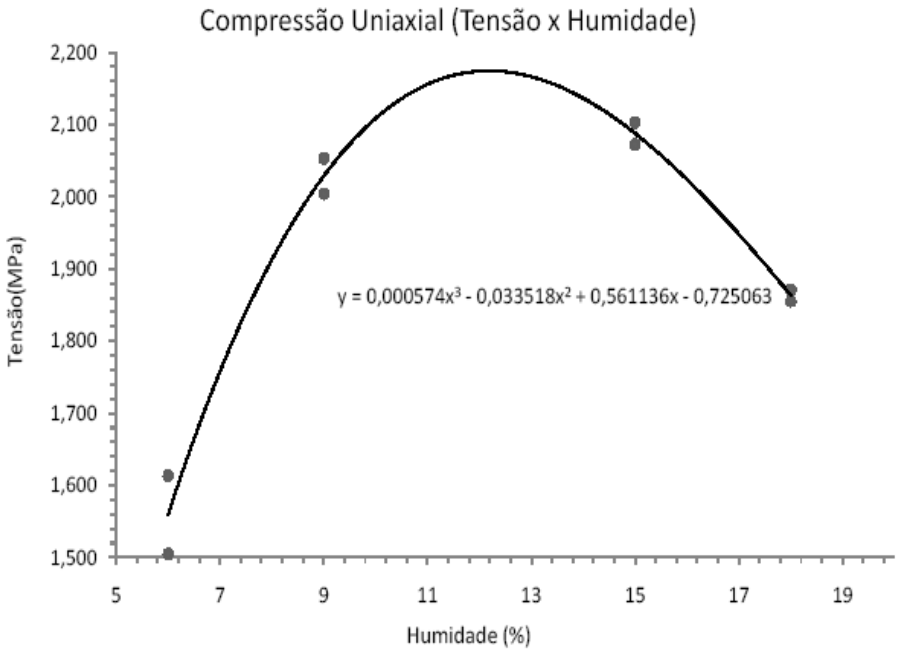


Figura 13 RCU (MPa), indicado como "tensão" pelo autor, versus teor em água (%), indicado por "humidade" (adaptado de Lopes, 2007)

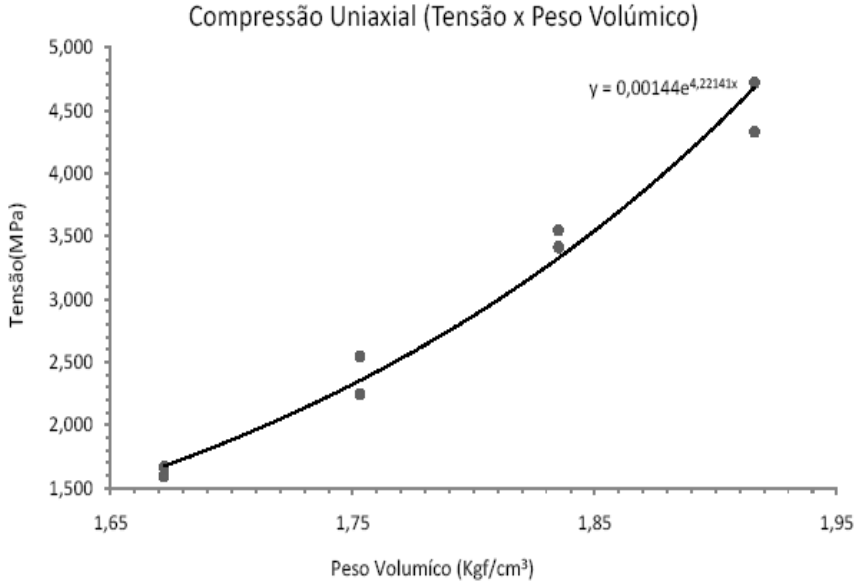


Figura 14 RCU (MPa) versus Peso Volúmico (Kgf/cm3) (adaptado de Lopes, 2007)

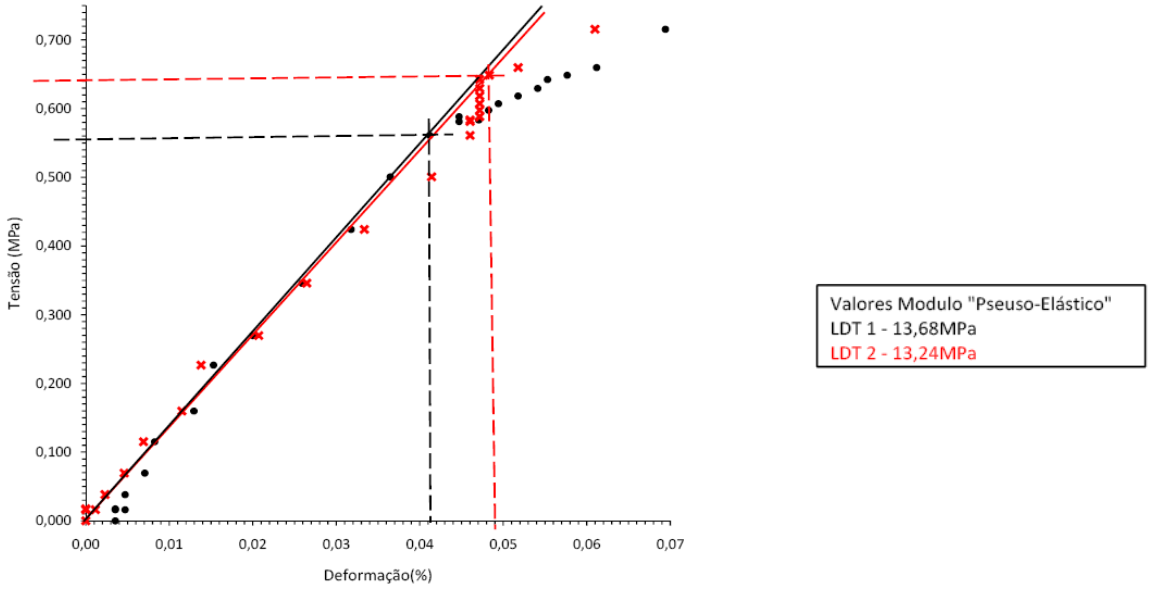


Figura 15 RCU (MPa) versus ε(%) (adaptado de Lopes, 2007)

2.8 Conclusões

A partir da análise dos resultados obtidos, o autor conclui:

1. A adição de cimento, mesmo em pequenas quantidades, e a diminuição da porosidade da mistura conferem ganhos substanciais de resistência;

2. A variação do teor em água afeta a resistência da mistura compactada. Observou-se um aumento da resistência até um valor ótimo da umidade, a partir do qual a resistência passa a diminuir;

3. A resistência da mistura apresentou um crescimento exponencial com a diminuição da porosidade.

2.9 Influência no trabalho atual

Esse trabalho foi fundamental para a realização da atual investigação. Com as curvas Proctor obtidas, foi definido os pontos de moldagem para a realização do plano exaustivo de compressão uniaxial realizados no presente trabalho e com o estudo da variação da resistência à compressão uniaxial com o tempo de cura, optou-se por realizar os ensaios de compressão aos 7 dias de idade.

Os resultados obtidos neste trabalho são coerentes aos encontrados na literatura. Foppa (2008) e Carbelon (2008) verificaram comportamento similar da resistência à

compressão uniaxial do solo-cimento em seus estudos com solo silte-arenoso e areia, respectivamente.

Os valores obtidos por Lopes (2007) não podem ser correlacionados com os obtidos no atual trabalho de investigação. No plano exaustivo de ensaios de compressão uniaxial desenvolvidos neste trabalho, o provete foi imerso em água no último dia de cura e ensaiado 24 horas após a imersão, tal procedimento não foi adotado por Lopes (2007).

3 Programa Experimental

3.1 Materiais Utilizados

3.1.1 Solo Residual de Granito do Porto

3.1.1.1 Introdução

O solo que serviu de base a este trabalho é o solo residual de granito do Porto, típico da região norte de Portugal. É um solo saprolítico ou jovem, ou seja, conserva a estrutura da rocha mãe correspondendo a um nível de degradação W5, segundo classificação apresentada pela ISRM (International Society of Rock Mechanics).

"In situ", os maciços de solos residuais são muito heterogéneos notando-se a presença de diáclases herdadas da rocha-mãe, estrutura cimentada, de granulometria extensa e ausência ou muito pouca plasticidade. As características e o comportamento mecânico desses solos em sua estrutura original foram exaustivamente estudados por Viana da Fonseca (1996).

Quando esse solo é remexido, ele perde a sua estrutura original e pode ser considerado uma areia siltosa de granulometria extensa e não plástico. Com efeito, esses solos quando compactados apresentam um comportamento totalmente diferente àquele que possuíam anteriormente sendo o seu novo comportamento similar ao de um solo sedimentar.

A extensa granulometria e a baixíssima plasticidade são características apreciáveis para o tratamento com cimento. Um solo com granulometria extensa é facilmente compactado e apresenta um maior número de pontos de contato entre as partículas, o que favorece a cimentação e uma baixa plasticidade do solo representa uma baixa sensibilidade a variações no teor em água.

Praticamente todos os aterros construídos na região norte e centro de Portugal são com solos desse tipo devido a sua grande disponibilidade. Poucos estudos sobre estabilização desses solos foram realizados até o momento.

É imprescindível o conhecimento do comportamento desses solos quando estabilizados com cimento. Um exemplo é a ligação entre o aterro rodoviário ou ferroviário e as obras-de-arte, pontes etc. Devido à grande diferença de rigidez entre essas estruturas e o aterro, essa transição deve apresentar uma rigidez

intermediária entre as duas estruturas afim de evitar assentamentos diferenciais significativos. Essa rigidez intermediária pode ser obtida tratando o solo com cimento.

No que se segue, apresentam-se as características típicas deste tipo de solo (Quadro 10) e uma curva granulométrica de mais de 400 ensaios realizados com este tipo de solo (ver Figura 16).

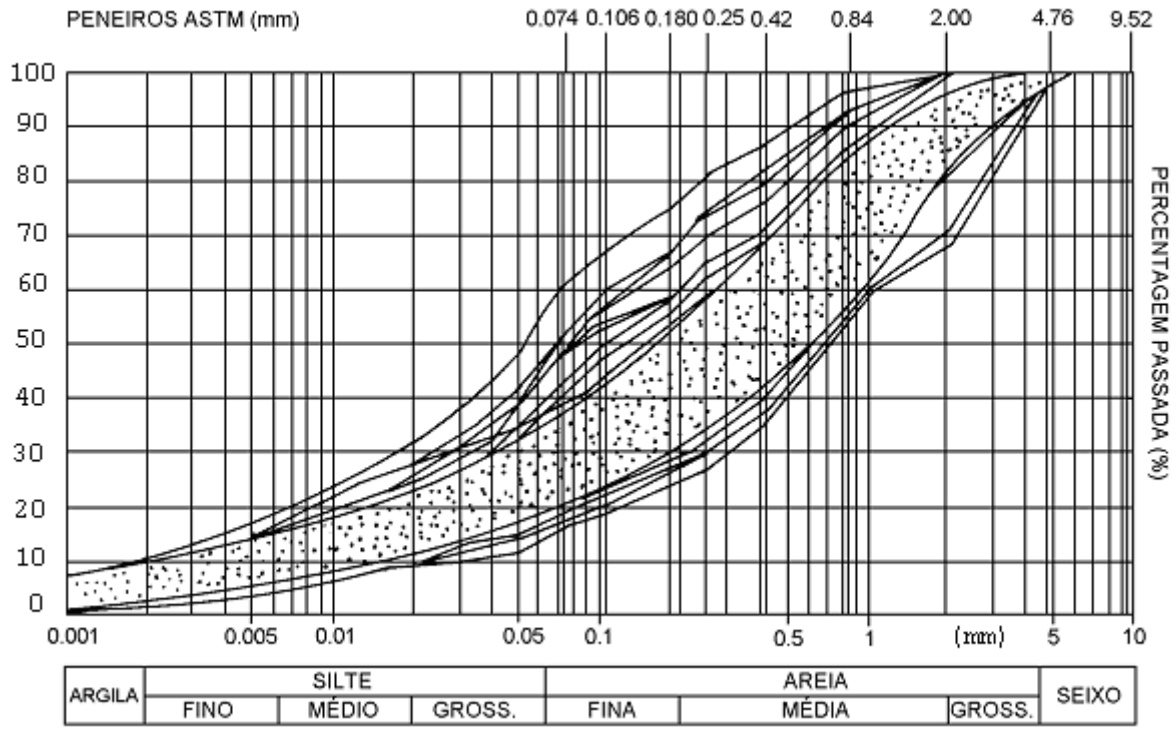


Figura 16 Distribuição granulométrica de amostras de solos residuais do granito do Porto (Viana da Fonseca et al., 1994) (Nota: a zona sombreada contém as curvas de mais de 100 ensaios

Quadro 10 Valores típicos de parâmetros físicos de solos residuais do granito do Noroeste de Portugal (adaptado de Viana da Fonseca et al, 1997)

γ_s (kN/m^3)	w_L	I_p	w (%)	Sr (%)	e	γ (kN/m^3)
25,5-26,7	25-40	>13	10 a 30	60-100	0.4-0.85	17-22

3.1.1.2 Coleta de Solo

As amostras de solo foram coletadas do campo experimental do laboratório de geotecnia da FEUP, situado no campus da faculdade de engenharia. Os responsáveis pela coleta foram os técnicos do laboratório de geotecnia sob supervisão do Professor Viana da Fonseca

3.1.1.3 Correção das amostras

Após o término da primeira mistura de solo residual, foram realizadas análises granulométricas nas outras amostras extraídas do campo experimental com objetivo de as comparar com a da primeira amostra. Observou-se que existia uma pequena diferença entre as curvas granulométricas dessas amostras.

Foi realizada a correção granulométrica dessa nova amostra de solo a partir de uma outra também retirada do campo experimental. Conhecendo a porcentagem de massa retida em cada peneiro das duas amostras (a anterior e a nova) e a massa total da nova amostra, determinamos a massa de solo retido em cada peneiro a acrescentar ou retirar dessa nova amostra para que esta seja idêntica à amostra antiga.

Após a correção e homogeneização da nova amostra, foi realizado ensaio de granulometria com sedimentação para comparar com o da amostra anterior. A Figura 17 apresenta as curvas granulométricas da amostra antiga e da corrigida. Observa-se grande semelhança entre as curvas, sendo a pequena diferença encontrada desprezada uma vez que numa mesma amostra são obtidas curvas granulométricas ligeiramente diferentes.

A massa de solo corrigido (aproximadamente 160kg) é suficiente para moldagem dos provetes necessários para o término deste trabalho e para conclusão de outros trabalhos de investigação que utilizam o mesmo solo.

3.1.1.4 Ensaios de Caracterização do Solo

Lopes (2007) realizou no Laboratório de Geotecnia da FEUP os ensaios de granulometria com sedimentação, ensaios de compactação Proctor normal e modificado para o solo natural e um ensaio Proctor modificado para o solo tratado com 3% de teor de cimento, conforme já referido anteriormente.

No presente trabalho, foram realizados ensaio para determinação do peso volúmico das partículas sólidas, ensaios de granulometria com sedimentação, apresentados na Figura 14 e ensaios para determinação dos limites de Atterberg.

Cada ensaio foi realizado seguindo as especificações normativas, sendo elas a norma LNEC E 196-1967 para análise granulométrica, a NP-83 para determinação do peso volúmico das partículas sólidas e NP-84 para determinação dos limites de

Atterberg. Esses ensaios foram realizados tanto para a amostra antiga como para a amostra corrigida de solo. Seguidamente, apresenta-se os resultados dos ensaios de caracterização.

a) Curva Granulométrica

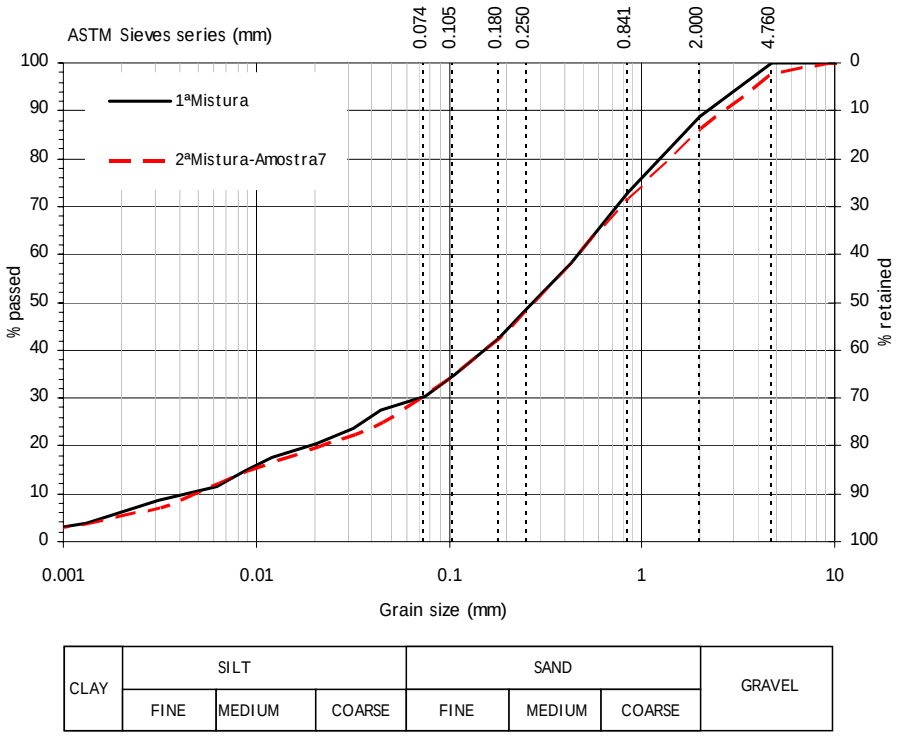


Figura 17 Comparação entre as curvas granulométricas da primeira e segunda amostra de solo residual

Das curvas granulométricas por sedimentação foram calculados os seguintes diâmetros das partículas:

D_{10} (mm) 0.004

D_{30} (mm) 0.07

D_{60} (mm) 0.45

Através destes diâmetros e seguindo as expressões (4.1) e (4.2), obtém-se os seguintes coeficientes de uniformidade e curvatura:

C_u = 112.50 → Cu elevado (>6) → solo bem graduado.

C_c = 2.72 → $1<C_c<3$ → solo bem graduado

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} \qquad (3.1)$$

$$Cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} \qquad (3.2)$$

Estes resultados indicam que o solo é bastante bem graduado dado que o coeficiente de uniformidade é elevado (C_U>6) e que o coeficiente de curvatura (C_C) se situa entre 1 e 3.

Em termos da classificação ASTM, este solo é considerado SM – silty sand já que tem mais de 50% de retidos no peneiro 200, mais de 50% de passados no peneiro 4 e mais de 12% de finos (percentagem de passados no peneiro 200)

Os finos são classificados como ML uma vez que a percentagem de argila (medida pela percentagem de passados para 0.002 mm) é cerca de 6% e por isso sendo inferior a 10% é tida como pouco significativa.

b) Peso volúmico das partículas sólidas

1ª Amostra: γ_s = 2.72 g/cm^3 = 26.7 kN/m^3

2ª Amostra: γ_s = 2.71 g/cm^3 = 26.6 kN/m^3

c) Limites de Atterberg

1ª Amostra – LL =32 e LP =30 ; IP=2

2ª Amostra – LL =35 e LP =31 ; IP=4

Perante estes resultados, bastante típicos, o solo foi considerado como não plástico.

3.1.2 Cimento de Alta Resistência Inicial

O cimento utilizado neste trabalho de investigação foi o CEM I 52,5R, cimento Portland de alta resistência inicial, tendo como características principais elevado calor de hidratação e desenvolvimento muito rápido de resistências. Essas características são conseguidas devido a uma dosagem diferente de calcário e argila na produção do clínquer e por uma moagem mais fina do cimento que tem como efeito uma maior velocidade no ganho de resistência. No que se segue, apresenta-se na Figura 18 a relação entre a resistência à compressão uniaxial com a idade.

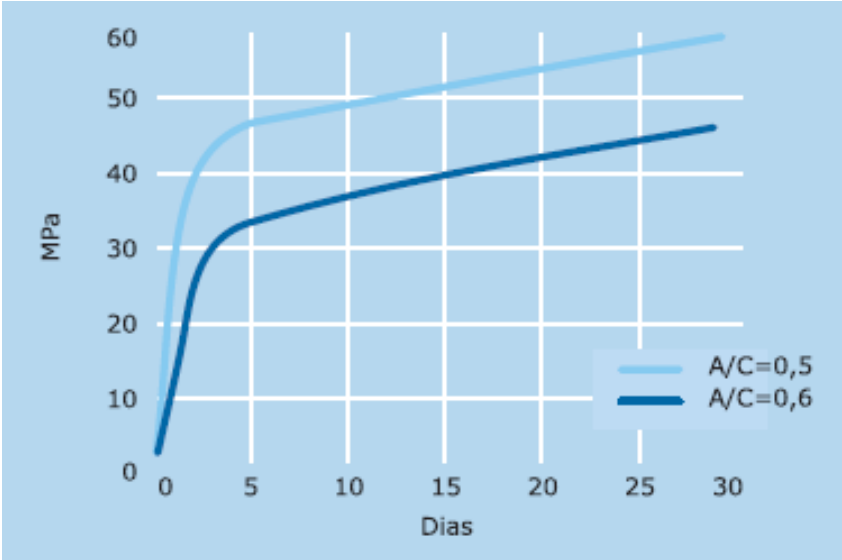


Figura 18 Valores médios indicativos de resistência à compressão de betão fabricado com 350 Kg/m^3 de cimento CEM I 52.5R

Optou-se pela utilização deste tipo de cimento pelas grandes resistências apresentadas a curtas idades onde se observa uma pequena variação da resistência entre 3 e 28 dias e pelo avançado estágio de hidratação do cimento atingido em curtas idades. As características apresentadas agilizam o trabalho laboratorial ao permitir menores tempos de cura.

3.1.3 Água

A água utilizada para a moldagem dos provetes foi a proveniente da rede pública de abastecimento. Para os ensaios de caracterização utilizou-se água destilada obtida pelo processo de destilação da água de abastecimento público.

3.2 Moldagem dos Provetes

A princípio foram moldados provetes em uma camada, conforme a especificação LNEC E-264–1972. O mesmo provete era usado para leitura das ondas sísmicas e para o ensaio de compressão uniaxial, contudo, tal procedimento apresentou uma série de inconvenientes:

1. Demora a ser ensaiado à compressão uniaxial uma vez que eram realizadas as leituras das velocidades das ondas sísmicas com Bender Elements antes do ensaio de compressão, o que impedia que o ensaio fosse feito imediatamente à saída do tanque com água;

2. Devido a grande rigidez dos provetes, o sulco feito em suas extremidades para fixação dos Bender Elements era demasiado grande, assim, a área efetiva nas extremidades era menor que as do centro do provete. Com o decorrer dos ensaios verificou-se, a partir do surgimento de fissuras, que a rotura do provete ocorria nas extremidades enquanto que o centro permanecia intacto;

3. Para melhor leitura das ondas sísmicas, os bender elements eram fixados ao provete com auxílio de uma pasta de gesso. Essa pasta irregularizava a superfície dos provetes. Dessa maneira, a carga aplicada pelo pistão ao provete distribuía-se de maneira uniforme pela sua área, tal verificou-se a partir da leitura dos transdutores (LDTs), que diferiam muito um do outro;

4. Os provetes moldados por este método não estavam homogêneos, tal verificou-se através da observação do surgimento de fissuras no provete.

Como solução a esses problemas, passou-se a compactar os provetes em três camadas ao invés de uma, o que resultava em provetes perfeitamente homogêneos e optou-se pela moldagem de provetes exclusivamente para os ensaio de compressão uniaxial e outros menores para as leituras das ondas sísmicas.

3.2.1 Procedimento da Moldagem

No dia anterior a moldagem, retirava-se a massa de solo necessária para a confecção do provete e media-se o teor em água da amostra. Conhecendo este, determinamos o volume de água a acrescentar a mistura para obtermos o teor em água desejado. A Figura 19 apresenta os materiais utilizados para a mistura dos componentes do solo-cimento.



Figura 19 Materiais utilizados para mistura

Deste solo, retira-se uma massa de solo passado no peneiro nº200 igual a massa de cimento que será acrescentada. Esse procedimento foi realizado para evitar que exista uma variação da porcentagem de elementos finos entre os provetes, uma vez que esses elementos apresentam grande influência na resistência dos solos devido à sua grande sensibilidade à água. As Figuras 20 e 21 ilustram esse procedimento.



Figura 20 Materiais empregados para retirada dos finos



Figura 21 Finos sendo retirado

Tomou-se o cuidado de umidificar o tabuleiro antes de se fazer a mistura, dessa maneira, evita-se que a mistura de solo-cimento perca umidade para o tabuleiro (Figura 22).

A massa de cimento a acrescentar é calculada a partir da massa de solo seco da mistura. Acrescenta-se a massa de cimento ao solo e mistura-se até formar uma mistura homogênea, em seguida acrescenta-se o volume de água necessário para obtenção do teor em água requerido e homogeneiza-se a mistura. As Figuras 23 e 24 ilustram esse procedimento.



Figura 22 Tabuleiro sendo umidificado.



Figura 23 Cimento sendo acrescentado ao solo



Figura 24 Adição de água a mistura de solo+cimento

Após a homogeneização da mistura, separa-se a massa necessária para confecção do provete em três partes iguais armazenando-as em recipientes plásticos de maneira que não percam umidade para o ambiente. Dessa mistura também são

retiradas duas pequenas amostras para medição do teor em água da mistura sendo que a média desses valores será o teor em água da mistura (Figuras 25 e 26).



Figura 25 Mistura de solo+cimento+ água



Figura 26 Detalhe das 3 camadas de solo armazenadas em recipientes plásticos e das 2 amostras para obtenção do teor em água da mistura

Cada camada de solo é colocada no molde devidamente lubrificado e compactada estaticamente na prensa mecânica. Após a compactação das duas primeiras camadas o topo de cada camada é escarificado afim de possibilitar a perfeita integração entre as camadas sobrepostas. Tomou-se o cuidado para que as operações de mistura e compactação fossem executadas continuamente com tempo decorrido entre a adição da água e a compactação final inferior a 30 minutos, conforme indicação da especificação LNEC E-264-1972. No que se segue, a Figura 27 apresenta os materiais utilizados para no processo de compactação dos provetes e as Figuras 28 a 32 ilustram o procedimento descrito.



Figura 27 Materiais empregados para compactação do provete, sendo eles (da esquerda para a direita): molde, alonga, pistão, base e topo do molde com as placas para compensar a expansão do provete, faca para fazer as ranhuras no topo de cada camada compactada e pilão para auxílio na colocação da última camada de solo.



Figura 28 Molde sendo untado



Figura 29 Colocação de uma camada com auxílio de um funil.

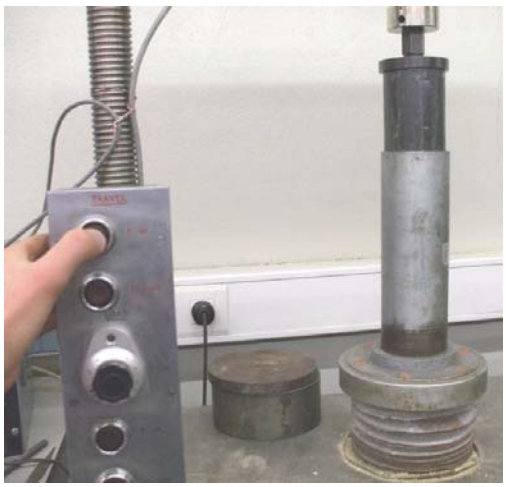


Figura 30 Camada sendo compactada



Figura 31 Colocação da última camada



Figura 32 Final da Compactação

Após a compactação, o provete é identificado e colocado ainda dentro do molde em câmara úmida. Para massas específicas e teores em água elevados, o provete é extraído com pelo menos 12 horas após a sua compactação. Os provetes com massa volúmica baixa e os com teor em água ótimo e baixo foram desmoldados 2 horas após sua compactação. Tal procedimento é adotado devido a grande sensibilidade à água do solo da amostra. Observou-se que em provetes com alta massa volúmica e teor em água elevados, os provetes expandiam demasiadamente e tinham que ser descartados. A partir de 12 horas, esses provetes apresentavam rigidez suficiente para que suas dimensões se mantivessem. A Figura 33ilustra os provetes armazenados em câmara úmida e as Figuras 34 a 36 ilustram o procedimento de desmoldagem do provete.



Figura 33 Provetes armazenados em saco plástico e nos moldes aguardando o tempo necessário para a desmoldagem



Figura 34 Equipamento utilizado para desmoldar os provetes



Figura 35 Provete sendo desmoldado



Figura 36 Procedimento de desmoldagem

A identificação do provete é feita indicando o tipo do ensaio, porcentagem de cimento, massa volúmica, teor em água e número do ensaio, por exemplo: CS_3/1,75/12/E3 significa compressão uniaxial, 3% de cimento, 1,75 g/cm^3 de densidade, 12% de teor em água e terceiro ensaio.

Após a desmoldagem o provete é pesado (ver Figura 38) e com auxílio de uma craveira a sua altura e seu diâmetro são medidos com precisão de 0,01mm (ver Figura 37). São feitas duas medições para o diâmetro (uma em cada extremidade), sendo a média desses valores o diâmetro do provete. Após a anotação do valor da massa e das dimensões, o provete é armazenado em um saco plástico para manutenção do teor em água e posto em câmara úmida.

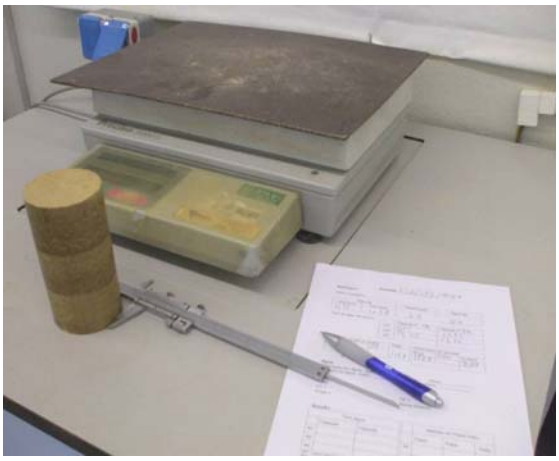


Figura 37 Medição das dimensões do provete após a desmodagem



Figura 38 Determinação da massa do provete com balança de 1g de precisão

3.2.2 Tolerâncias dos provetes

Foram considerados aptos para ensaios os provetes que atendiam as seguintes tolerâncias:

a) Massa volúmica aparente seca (ρ_d):

grau de compactação de 99% a 101%, sendo o grau de compactação definido como o valor de ρ_d efetivamente obtido na moldagem dividido pelo valor de ρ_d definido como meta.

b) Teor em água (w):

valor pré-estabelecido ± 0,5 pontos percentuais

c) Dimensões:

diâmetro: diâmetro interno do molde utilizado ± 0,5 mm

altura: altura referente ao molde utilizado ± 2 mm.

3.2.3 Cura dos Provetes

Conforme os resultados obtidos por Lopes (2007) em ensaios de compressão uniaxial de provetes idênticos ensaiados a idades diferentes, optou-se por um período de 7 dias de cura, uma vez que a partir do sétimo dia a resistência permanecia constante (ver Figura 11) conforme se observa no gráfico. Esse período também é recomendado por diversas especificações normativas. O provete é curado em câmara úmida durante 6 dias, no sétimo dia ele é imerso num tanque com água e retirado após 24 horas para ser ensaiado a compressão uniaxial.

3.3 Ensaios de Compressão com Medição das Deformações

3.3.1 Introdução

Para avaliação da efetividade da estabilização do solo com cimento são realizados ensaios de compressão uniaxial. Com esses ensaios verificamos a importância de cada fator, ou seja, a sua influência na resistência da mistura compactada de solo-cimento. É um ensaio muito utilizado e amplamente difundido devido à sua simples e rápida execução, por apresentar um custo baixo e apresentar resultados precisos e confiáveis.

É sabido que a rotura das bases de pavimentos flexíveis estabilizadas com cimento e compactadas sobre solo com baixa capacidade de suporte ocorre devido a esforços de tração, logo, seria razoável proceder a ensaios de tração ao invés de ensaios de compressão uniaxial. Porém, estudos mostram que a resistência à tração do solo-cimento varia entre 9 a 14% da resistência à compressão. Essa relação junto com as vantagens apresentadas pelo ensaio de compressão uniaxial fizeram com que ele fosse adotado para análise das variáveis investigadas.

No decurso do ensaio de compressão uniaxial foram medidas as deformações axiais dos provetes. Para isso, foram utilizados transdutores, LDT (Local Deformatiom Transducer) devido a sua grande praticidade e precisão dos resultados. A princípio seria utilizado o LVDT, onde seria medido a deformação axial e radial do provete, porém sua fixação ao provete apresentava dificuldades o que tornava o processo demorado.

3.3.2 Transdutores de Deformações Locais (LDTs)

Desenvolvidos no Laboratório de Geotecnia da Universidade de Tóquio, esses dispositivos permitem o estudo da rigidez do solo para deformações entre 10^{-6} e 10^{-2}. É um instrumento bastante simples, constituído por uma tira delgada de bronze fosfórico, integrando uma Ponte de Wheatstone completa que permite leitura de sinais eléctricos num Sistema de Aquisição de Dados. Foi utilizado o software Triax (Toel, 2002) para aquisição das deformações durante os ensaios.

Para medições das deformações axiais em provetes durante ensaios triaxiais ou de compressão uniaxial, utiliza-se um par de LDTs ligados ao provete com auxílio de âncoras metálicas. Durante o ensaio, os LDTs encurvam-se, durante essa deformação, um sinal elétrico é gerado e, a esse sinal, associa-se uma deformação ou uma distância definida por meio de uma calibração. As Figuras 39 e 40 apresentam os LDTs



Figura 39 LDT instalado em provete para ensaio triaxial

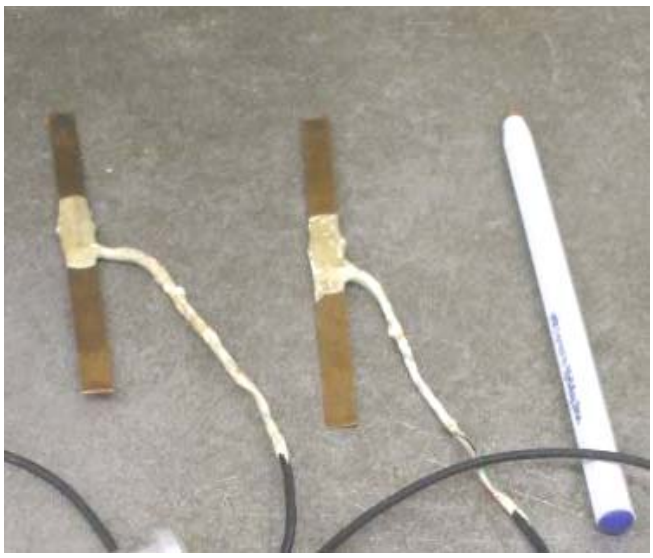


Figura 40 Detalhe dos LDTs

3.3.3 Calibrações

3.3.3.1 Princípio de Funcionamento - Aplicação da Ponte de Wheatstone completa.

A Ponte de Wheatstone completa é um circuito eléctrico usado na medição precisa de resistência e deformação. O sistema inicial possui uma tensão V_o associada a ele. Uma variação na geometria do sistema gera uma variação na tensão V_o. A calibração consiste em associar o valor da tensão aplicada, de uma deformação ou de uma distância com a respectiva tensão produzida por essa deformação do sistema. A Figura 41 ilustra a ponte de Wheatstone.

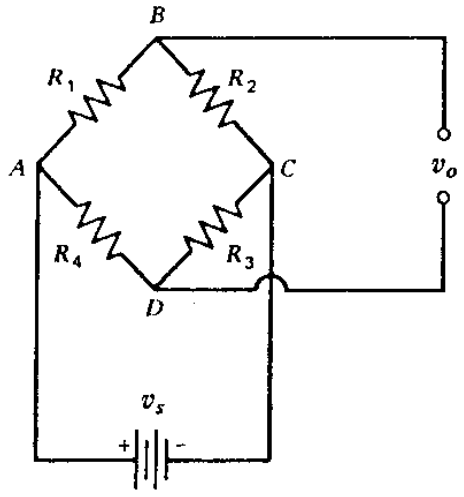


Figura 41 Ponte de Wheatstone completa

3.3.3.2 Calibração dos LDTs

A grandeza geométrica/física relacionada com a tensão elétrica (voltagem de saída) pode ser expressa em termos de comprimento e sua evolução. Foi adotada a distância entre os centros geométricos das âncoras como parâmetro da calibração por facilitar a sua aplicação aos ensaios.

O aparelho de calibração do Laboratório de Geotecnia da FEUP é capaz de calibrar LDTs e LVDTs. Para calibração dos LDTs, fixam-se âncoras próprias ao calibrador de maneira a simular o funcionamento do ensaio. A encurvadura inicial deverá ser a mínima indispensável para ter a barra em tensão, essa deformação é de 1,5mm independente do comprimento total da haste metálica. Tratando-se da medição de muito pequenas deformações, recomenda-se uma extensão máxima de 2% para que não haja perda de precisão das leituras. As Figuras 47 e 48 ilustram a calibração dos LDTs.



Figura 42 Aparelho para calibração do LDT.



Figura 43 LDT sendo calibrado

A aquisição dos dados é feita pelo software Triax (Toel, 2002), a curva de calibração é um polinômio do 4º grau onde o grau de correlação com os resultados reais é igual a 1. Os resultados da calibração são apresentados na Figura 44 e na Quadro 11.

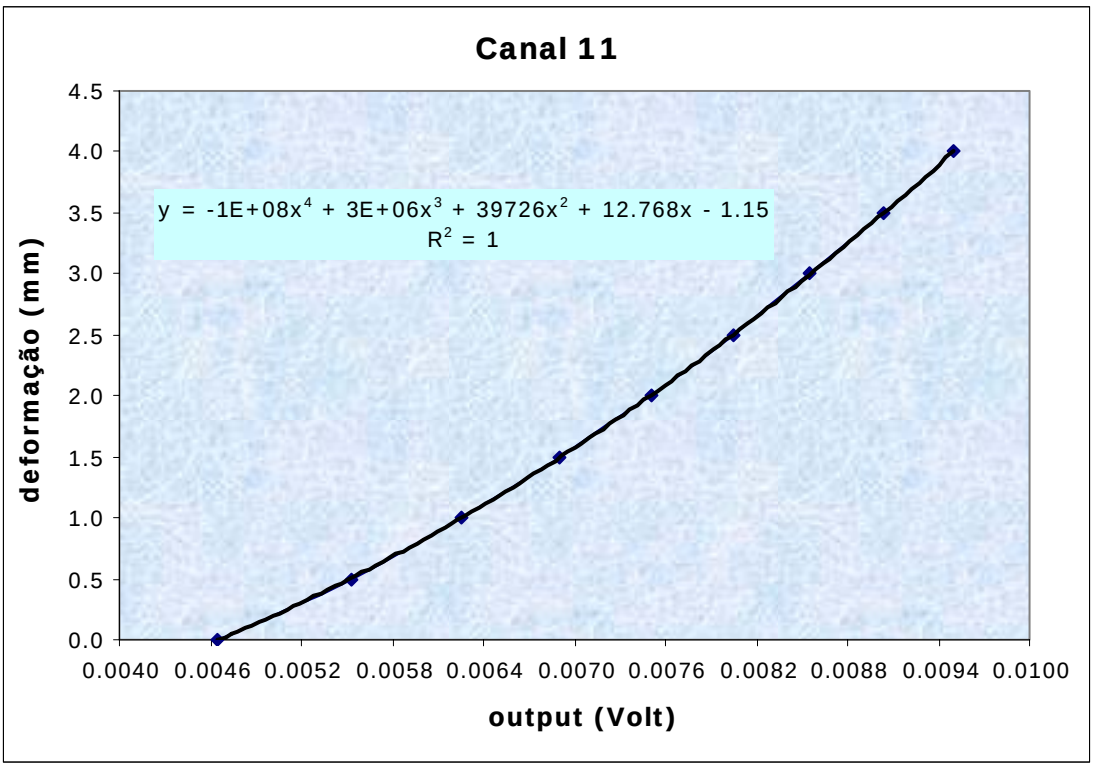


Figura 44 Curva de calibração do LDT de 110 mm, Laboratório de Geotecnia, FEUP

Quadro 11 Valores de uma calibração

distância entre as pontas do LDT (mm)	distância entre as âncoras (mm)	deformação (mm)	output (volt)
108.5	93.5	0	0.004648
108	93	0.5	0.005524
107.5	92.5	1	0.006252
107	92	1.5	0.006905
106.5	91.5	2	0.007508
106	91	2.5	0.008042
105.5	90.5	3	0.008555
105	90	3.5	0.009038
104.5	89.5	4	0.009497

3.3.3.3 Calibração da Célula de Carga

A calibração da célula de carga é feita a partir de uma outra célula já calibrada. Ligam-se as duas células em série em uma prensa mecânica (ver Figura 45). A célula de referência é ligada a um *Datalogger* que faz a leitura da carga aplicada. A célula a ser calibrada é ligada a um sistema de aquisição que faz as leituras das tensões e esta ligado ao software Triax, que associa cada valor da carga aplicada

com a respectiva tensão produzida e, ao final, faz uma curva de regressão dos dados, que da origem a curva de calibração da célula de carga.

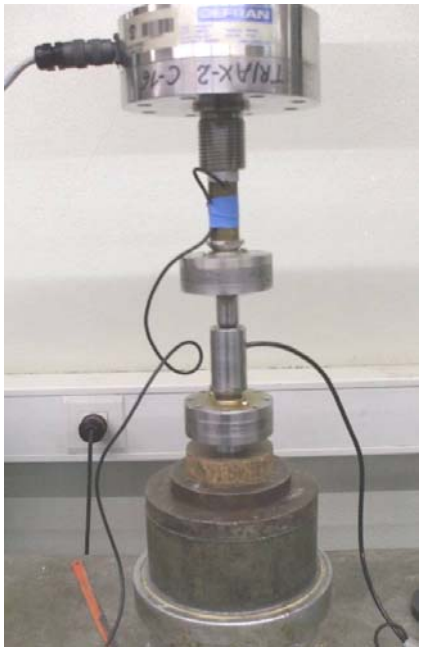


Figura 45 Células de carga ligadas em série para calibração

O primeiro passo é definir o zero. Definida a tensão inicial, aplica-se uma carga ao sistema e associa-se a nova tensão. Acrescenta-se carga de maneira constante (de 250N em 250N por exemplo), associando para cada valor a respectiva tensão elétrica gerada (voltagem de saída – "output"), até ao limite que célula de carga suporta. A curva resultante desse processo será uma reta. Nas Figuras 46 e 47 ilustram-se estes equipamentos. Nas Figuras 48 e 49, apresentam-se as células de carga utilizadas.



Figura 46 Datalogger, responsável pela leitura das cargas aplicadas



Figura 47 Célula de carga ligada ao Sistema de Aquisição de Dados, responsável pela leitura dos sinais elétricos



Figura 48 Célula de carga com capacidade de 10kN utilizada nos ensaios de compressão uniaxial com ciclos.



Figura 49 Célula de Carga com capacidade de 100kN utilizada nos ensaios de compressão uniaxial.

3.3.4 Procedimento para Execução do Ensaio de Compressão uniaxial:

Antes do provete ser imerso, fixavam-se as âncoras para apoio dos LDTs. As âncoras são distanciadas de maneira que o LDT esteja dentro do seu limite de calibração (entre 110 a 100mm). Para fixação destes, eram feitos pequenos furos ao provete, suficientes para sua adequada fixação. As âncoras eram fixadas com o auxílio de cola. Passados alguns minutos, o provete é imerso em tanque com água e a hora exata em que ele é colocado é anotada.

O procedimento de imersão do provete por 24 horas antes dos ensaios de compressão uniaxial teve como objetivo diminuir o efeito da sucção na resistência à compressão uniaxial do solo-cimento, bem como avaliar a resistência mínima do solo-cimento correspondente à situação saturada, aproximando os provetes de uma situação crítica encontrada em campo no caso de chuva forte (ver Figura 50).



Figura 50 Detalhe da imersão do provete em tanque de água onde se percebe a expulsão do ar interno do provete devido ao processo de saturação

Após 24 horas imerso em água, o provete era retirado do tanque e seco superficialmente com auxílio de um pano absorvente. Verificava-se se o topo e a base estavam perfeitamente planos, e caso não estivesse, com auxílio de uma espátula era feita a regularização. Esse procedimento era executado rapidamente para que o provete não tivesse perdas significativas de umidade.

Instalam-se os LDTs no provete, tomando cuidado para que os fios não estejam tracionados e este é colocado na prensa mecânica deixando-o perfeitamente centrado. A banda superior é ajustada de modo que esteja encostada no provete aplicando força inferior a 0.01kN. Em seguida inicia-se o ensaio, a leitura do valor da força aplicada é obtida a partir de uma célula de carga Gefran com capacidade de 100kN. Para aquisição dos dados foi utilizado o software Triax, que registra os valores da resistência e da deformação de cada LDT. A Figura 51 apresenta o ensaio à compressão uniaxial sendo executado.



Figura 51 Ensaio de compressão uniaxial com ciclo sendo executado

Todos os ensaios foram realizados com velocidade de deformação controlada. A norma do LNEC indica uma velocidade de compressão de 1mm/min, porém, com essa velocidade os ensaios com provetes menos resistentes terminavam demasiadamente rápidos. A norma ASTM 2938-95 indica que o ensaio deveria demorar entre 2 a 15min. Para determinação da velocidade, estimou-se que a deformação específica do provete é 0,5%; como os provetes tem 14,5cm, isso implica que o provete deforma em média 7,25mm antes da rotura. Para que o ensaio tenha duração de 7min, a velocidade deve ser de 0,1mm/s.

Essa velocidade se mostrou adequada. Para os provetes menos resistentes, o ensaio terminava em cerca de 5 minutos e para as amostras com maior resistência, próximo de 15 minutos. Terminado o ensaio, o valor da força de rotura era anotado e registrados mais alguns pontos antes de encerrar.

Os provetes ensaiados tiveram dois destinos, ou continuava-se a aplicação da carga ao provete após a sua rotura para análise da sua homogeneidade a partir da fissura de rotura, ou ele era utilizado para medição da sucção, através da técnica do papel de filtro (ASTM D 5298, 1994). Os provetes que tiveram a força de rotura fora de 10% da média dos outros provetes idênticos foram descartados. Todos os ensaios

foram realizados no laboratório de geotecnia da FEUP. A Figura 52 mostra a fissura de rotura característica observada nos ensaios de compressão uniaxial.

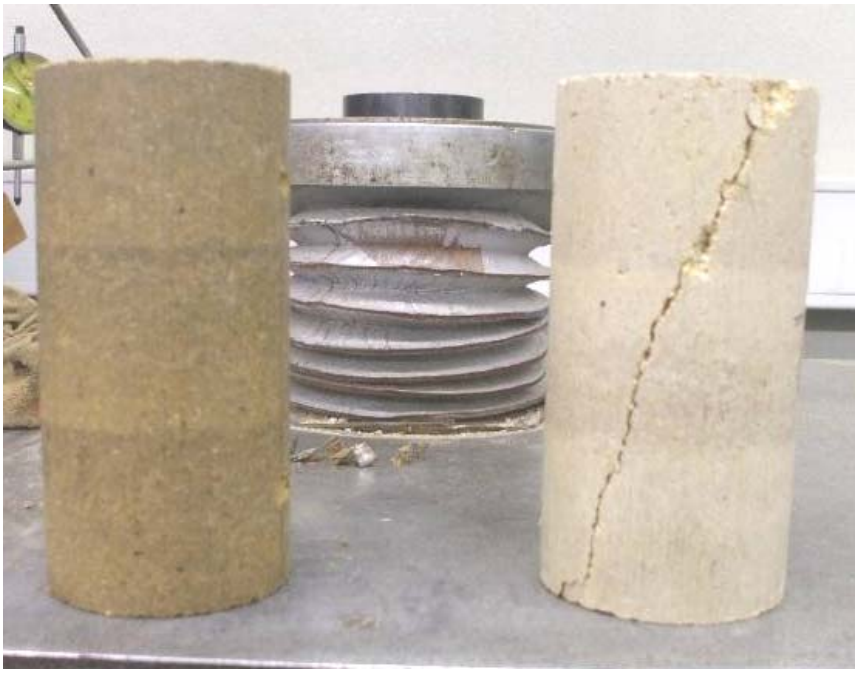


Figura 52 Provete antes do ensaio e após o ensaio com a fissura característica

3.4 Ensaios de Compressão uniaxial com Ciclos

Consiste em aplicar um ciclo de descarga e recarga durante o ensaio de compressão uniaxial. O objetivo deste procedimento foi o de obter os módulos resiliente, de descarga e de recarga. Em rigor, o módulo resiliente é representado pela inclinação das retas para os quais tendem a estabilizar os ciclos. No caso presente, em que se limita a um só ciclo, decidiu-se adotar o módulo histerético, ou seja, os pontos que unem os extremos do ciclo nos vértices da laçada de descarga-recarga. O módulo de descarga é representado pela reta durante o ciclo de descarga e o módulo de recarga, pela inclinação da reta durante a fase de recarregamento.

Esses ensaios foram realizados com uma célula de capacidade de 10 kN, que possui maior precisão nas leituras que a de 100 kN, o que possibilita uma determinação mais precisa da rigidez pseudo-elástica do provete.

O ciclo foi definido com base em resultados de ensaios de compressão uniaxial realizados em provetes idênticos. Os extremos do ciclo foram definidos de maneira que estes estivessem dentro da fase elástica do carregamento. Dessa maneira, é possível comparar os módulos definidos nos ensaios de compressão uniaxial com e

sem ciclos com intuito de aferir os resultados encontrados na determinação da rigidez em ensaios de compressão uniaxial.

3.5 Técnica do Papel de Filtro para Medição da Sucção

Os provetes ensaiados, mesmo imersos por 24 horas, encontravam-se na condição não saturada, logo, existia um nível de sucção que deveria ser avaliado. O objetivo das medições foi quantificar a sucção presente nos provetes, possibilitando analisar a sua influência na resistência e verificar a sua variação entre os provetes. A sucção medida foi a matricial, proveniente de forças capilares.

O método do papel de filtro foi adotado por ser uma técnica simples, económica e que apresenta resultados confiáveis, desde que seja executado com os devidos cuidados (Marinho, 1995). O método baseia-se no princípio de que quando um papel de filtro, que apresenta alta porosidade, é posto em contato com um solo úmido, este absorve umidade por capilaridade até que o sistema entre em equilíbrio de pressões. Quando isto ocorre, o papel de filtro e o solo apresentam a mesma sucção. Conhecendo a curva de retenção do papel de filtro (relação sucção-umidade), determina-se a sucção através do teor em água do papel de filtro.

Para avaliação da sucção seguiu-se a norma ASTM D 5298 (1994) tendo sido utilizado o papel de filtro Whatman nº40, recomendado por Marinho (1995). Em seguida, apresentam-se as equações da curva de calibração deste papel de filtro.

Para umidades do papel filtro (w) > 47 %

$$\text{Sucção (KPa)} = 10^{(6{,}05 - 2{,}48 \log w)} \qquad (3.3)$$

Para umidades do papel filtro (w) ≤ 47 %

$$\text{Sucção (KPa)} = 10^{(4{,}84 - 0{,}0622\, w)} \qquad (3.4)$$

3.5.1 Procedimento

Após a realização do ensaio de compressão uniaxial, extraía-se do provete ensaiado uma amostra cilíndrica da parte central para avaliação da sucção. Também se retirou duas amostras para determinação do teor em água da parte restante.

Com auxílio de uma pinça, colocava-se os dois papéis de filtro, com cerca de 2 cm² devidamente encostados ao provete, um na superfície superior e outro na inferior da rodela. O sistema era vedado com duas camadas de película aderente, tomando o

cuidado de que não houvessem bolhas de ar no sistema e que os papéis de filtro estivessem adequadamente encostados ao provete. Após esse procedimento era feita uma vedação com fita-cola, que garantia o isolamento do sistema, ou seja, somente ocorreria fluxo entre a amostra e o papel de filtro. Para verificar se ocorre perda de água, o sistema era pesado quando feito e após 7 dias. O papel de filtro era utilizado na condição seco ao ar. A Figura 53 ilustra os materiais utilizados enquanto que a Figura 54 ilustra o sistema devidamente vedado. A Figura 55 ilustra as rigorosas condições de armazenamento das amostras.



Figura 53 Materiais utilizados para a vedação da amostra

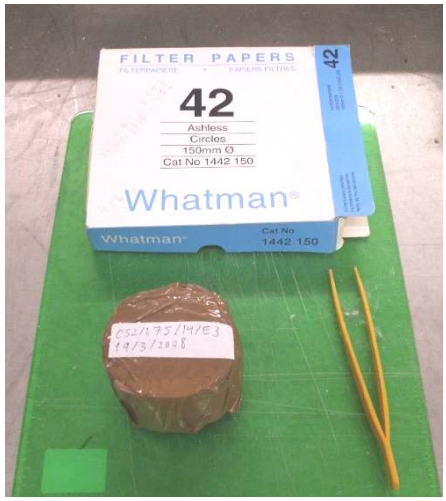


Figura 54 Amostra devidamente vedada



Figura 55 Armazenamento da amostra

Após esse procedimento, as amostras eram identificadas e armazenadas durante 7 dias numa caixa de isopor, tempo necessário para que o sistema entre em equilíbrio. Passados 7 dias, os papéis de filtro eram removidos e pesados em cápsulas de

vidro. Tomou-se o cuidado de realizar esse procedimento o mais rápido possível devido à grande sensibilidade que o papel de filtro apresenta à variação da umidade. O conjunto cápsula+papel de filtro era pesado em balança de alta precisão (0,001g). Antes da pesagem verifica-se se a balança esta devidamente nivelada. As Figuras 56 a 59 ilustram o processo de extração do papel de filtro, sua pesagem e colocação em estufa.



Figura 56 Materiais utilizados para determinação do teor em água do papel de filtro



Figura 57 Papel de filtro sendo retirado do provete.



Figura 58 Papel de filtro sendo pesado em balança de alta precisão



Figura 59 Papéis de filtro sendo levados a estufa após sete dias em contato com a amorstra de solo-cimento

Após a pesagem, o conjunto é posto em estufa e após aproximadamente 24 horas, tempo suficiente para a secagem do papel de filtro, retira-se e pesa-se o conjunto, obtendo assim a massa seca do papel de filtro.

Pesado o conjunto, obtém-se o teor em água do papel de filtro. Aplica-se a média dos valores dos teores em água dos dois papéis de filtro na equação de calibração e é obtido o valor da sucção. Como o sistema está em equilíbrio, a sucção apresentada pelo papel de filtro é a mesma da amostra.

3.6 Plano Exaustivo de Ensaios de Compressão uniaxial

3.6.1 Introdução

Esse plano tem por objetivos obter os gráficos da variação da resistência e deformabilidade com a razão V_v/V_c e quantificar a influência que a porosidade, o teor em água e o porcentagem de cimento têm sobre a resistência e a deformabilidade de solos tratados com cimento.

O fator vazios/cimento (V_v/V_{ci}) é definido como sendo o volume absoluto de vazios (V_v) divido pelo volume absoluto de cimento (V_{ci}), presentes na amostra de solo-cimento compactada (Foppa, 2005). Neste trabalho será adotada, em primeira instância, como definição de fator vazios/cimento a mesma expressão utilizada por Larnach (1960) (equação 2.5).

Tanto os provetes moldados na linha vertical quanto os moldados na linha horizontal serão utilizados na avaliação deste fator. Com isso um grande e contínuo espectro de valores para este fator foi obtido $7<V_v/V_c<37$. Isso permitirá uma visão mais ampla do fenômeno do que a obtida por Larnach (1960), onde a variação utilizada para o fator vazios/cimento foi de $2<V_v/V_c<14$.

A partir das curvas de compactação obtidas, definiram-se 8 pontos de moldagem, sendo que para cada ponto, foram moldados provetes com 4 diferentes teores de cimento (2%, 3%, 5% e 7%). Cada ensaio foi repetido 4 ou 5 vezes para maior precisão nos resultados e prevenção de erros. Não foi necessário executar mais ensaios Proctor com o solo tratado com cimento, pois verificou-se que havia pequena diferença entre as curvas com solo natural e tratado.

Os pontos foram posicionados em 2 linhas, uma vertical, onde se variava o peso volúmico e mantinha-se constante o teor em água e outra horizontal, onde o peso volúmico é mantido constante e variava-se o teor de água. No que se segue, apresentam-se as Quadros 12 e 13 com os pontos das linhas vertical e horizontal definidos.

Quadro 12 Pontos de Moldagem da Linha Vertical

C (%)	γ (kN/m^3)	w (%)	e	η (%)
2	16.4	12	0.63	38.80%
2	17.2	12	0.56	35.80%
2	17.9	12	0.49	32.90%
2	18,8	12	0.42	29.60%
3	16.4	12	0.64	38.90%
3	17.2	12	0.56	35.90%
3	17.9	12	0.49	33.00%
3	18,8	12	0.42	29.70%
5	16.4	12	0.64	39.00%
5	17.2	12	0.57	36.10%
5	17.9	12	0.5	33.20%
5	18,8	12	0.43	29.90%
7	16.4	12	0.64	39.20%
7	17.2	12	0.57	36.30%
7	17.9	12	0.5	33.40%
7	18,8	12	0.43	30.10%

Quadro 13 Pontos de moldagem da Linha Horizontal

C (%)	γ (kN/m^3)	w (%)	e	η (%)
2	17.2	6	0.55	35.5
2	17.2	9	0.55	35.5
2	17.2	14	0.55	35.5
2	17.2	16	0.55	35.5
3	17.2	6	0.55	35.5
3	17.2	9	0.55	35.5
3	17.2	14	0.55	35.5
3	17.2	16	0.55	35.5
5	17.2	6	0.55	35.5
5	17.2	9	0.55	35.5
5	17.2	14	0.55	35.5
5	17.2	16	0.55	35.5
7	17.2	6	0.55	35.5
7	17.2	9	0.55	35.5
7	17.2	14	0.55	35.5
7	17.2	16	0.55	35.5

Seriam moldados provetes com 1% de cimento, porém, quando estes eram submersos em tanque com água, eles desfaziam-se, o que pode eventualmente resultar da elevada sensibilidade à água deste solo pelo facto de apresentar uma alta porcentagem de elementos finos.

Para a linha vertical, foi adotado teor em água constante igual a 12%, valor do teor em água ótimo obtido na curva Proctor modificada para o solo tratado com 3% de cimento (Lopes, 2007). Os pesos específicos utilizados foram: 16,4, 17,2, 17,9 e 18,8 kN/m^3.

Para linha horizontal foi adotado o peso volúmico igual a 17,2 kN/m^3 como valor constante, este valor é igual a 90% do peso volúmico máximo obtido na curva Proctor modificada para o solo tratado com 3% de cimento, valor este que é comumente utilizado na prática. A princípio, moldariam-se provetes com 6, 9, 15 e 18% de teor em água, porém observou-se que ao compactar os provetes com 18% de teor em água ocorria expulsão de água.

Foram moldados dois provetes nessa condição, que após serem desmoldados, foram pesados e levados a estufa para determinação do teor em água. Nestes dois provetes, foi obtido o valor de 17% para o teor em água, valor correspondente a

saturação. A partir daqui, optou-se por moldar provetes com 14% ao invés de 15% e de 16% ao invés de 18 ou 17%.

3.6.2 Quantificação da Influência do Porcentagem de cimento

É obtida através dos resultados encontrados para as duas linhas, horizontal e vertical, onde se relaciona a resistência à compressão uniaxial com a variação do porcentagem de cimento para cada ponto de moldagem. Dessa relação, também obtivermos informação de como a porosidade e o teor em água influenciaram na cimentação da mistura de solo-cimento (Consoli et al., 2005) Também será realizada essa relação para o módulo de deformabilidade obtido através da medição da deformação durante o ensaio à compressão uniaxial e para o módulo de distorção dinâmico, obtido através dos ensaios com ondas sísmicas.

3.6.3 Quantificação da Influência da Porosidade

É obtida mantendo-se o teor em água constante e variando-se o peso volúmico. Através dos resultados dos ensaios dos pontos da linha vertical, correlaciona-se o valor da porosidade com a resistência à compressão uniaxial, com o módulo de deformabilidade e do módulo de distorção dinâmico para diferentes teores de cimento.

3.6.4 Quantificação da Influência do Teor em Água

É obtida mantendo-se o peso volúmico constante e variando-se o teor em água. Através dos resultados dos ensaios dos pontos da linha horizontal, correlaciona-se o valor da porosidade com a resistência a compressão uniaxial para diferentes teores de cimento.

3.6.5 Relações com a razão V_v/V_c

Esta razão será relacionada com a resistência à compressão uniaxial e com os parâmetros de rigidez obtidos (Consoli et al., 2005). Para essa análise, serão adotados todos os pontos de moldagem, tanto da linha horizontal como da linha vertical. Dessa maneira, obtém-se um grande e contínuo espectro de valores para este fator.

3.7 Técnica dos Bender Elements

Para a medição das ondas sísmicas foram utilizados transdutores piezoeléctricos mais concretamente bender elements (transdutores de flexão) para a propagação de ondas de corte e extender elements (transdutores de extensão) para as ondas de compressão.

Tendo em consideração a relação existente entre o módulo de distorção e a velocidade de propagação da onda de corte, determina-se pela expressão bastante fundamentada da teoria da elasticidade. A expressão para a determinação de G_0 é apresentada na equação 2.2. A massa volúmica do solo determinada pela expressão:

$$\rho = \frac{\gamma_s}{g} \times \frac{1}{1+e} \qquad (3.5)$$

em que:

γ_s = peso volúmico das partículas sólidas;

g = aceleração da gravidade.

A partir do qual é possível determinar o módulo de deformabilidade dinâmico ou (E_{din}) puramente elástico ($E_{el}=E_0=E_{máx}$), através da expressão clássica da resistência dos materiais (4.7) com vista a comparação com os resultados fornecidos pelos métodos convencionais de avaliação desta propriedade.

$$E_0 = 2G_0(1+\nu) \qquad (3.6)$$

Estes dispositivos, bender elements, que se encontram detalhadamente abordados em Ferreira (2003), continuam em desenvolvimento e têm conhecido notáveis avanços e resultados (Viana da Fonseca et. al., 2008). Têm sido aplicados com sucesso no Laboratório de Geotecnia da FEUP e constituem mais uma ferramenta para análise dos mais variados problemas, permitindo de forma bastante prática e simples a medição simultânea das ondas longitudinais (de compressão P) e transversais (de corte S). Não sendo objecto fundamental deste trabalho o estudo das ondas sísmicas, não se entrará em grandes detalhes sobre o assunto, fazendo-se aqui apenas referência às potencialidades destes sistemas no controle e aumento da capacidade da gestão dos processos de saturação, e determinação de

parâmetros mecânicos dos solos (mais pormenores em Viana da Fonseca, 1996; Viana da Fonseca et al., 2008, Ferreira, 2002, Ferreira, 2003, Ferreira, 2008).

As Figuras 60 a 63 apresentam parte do sistema instalado no Laboratório de Geotecnia da FEUP.

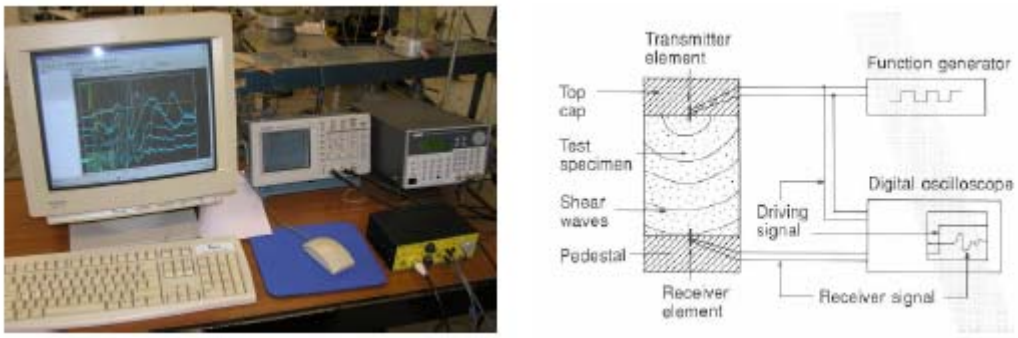


Figura 60 Equipamento para a medição das ondas sísmicas com o respectivo esquema de ligação (Chembeze, 2005)



a) Gerador de funções

b) Controlador do sistema com amplificador de sinal

c) Osciloscópio digital ligado ao computador

d) Computador (sistema de aquisição)

e) Provete com bender elements

Figura 61 Componentes do sistema de medição de ondas sísmicas



Figura 62 Bender Elements instalados em câmara triaxial

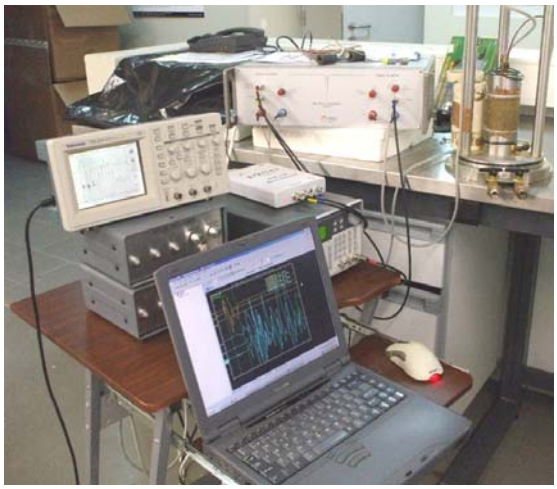


Figura 63 Equipamento utilizado para leitura das ondas sísmicas

A análise foi feita no domínio dos tempos e das frequências. Utilizou-se a técnica da primeira inflexão da onda de resposta para diferentes frequências para leitura do tempo de propagação das ondas de corte e das ondas de compressão e o método da identificação dos pontos de fase π para leitura do tempo de propagação das ondas de corte com o auxílio do software Abets e Abets+, softwares esses comerciais que foram adaptados ao laboratório de geotecnia da FEUP (Viana da Fonseca et al.,2008 e Ferreira, 2008). Utilizando essas duas técnicas, foi possível aferir os resultados obtidos.

Os provetes foram moldados com altura igual ao diâmetro e em uma camada. O procedimento de moldagem, desmoldagem, acondicionamento e cura é idêntico aos provetes de compressão uniaxial. Antes da leitura das ondas, o provete era imerso em água 24 horas antes do ensaio, assim como os de compressão uniaxial.

Os pontos de moldagem foram os da linha vertical, ou seja, manteve-se o teor em água constante e variou-se a densidade do provete. Foram moldados 4 provetes para cada ponto de moldagem. Os critérios de aceitação foram os mesmos para os provetes de compressão uniaxial.

Para execução do ensaio, é feito um sulco no topo e na base do provete onde são fixados os transdutores. Utilizou-se uma pasta de gesso para melhor acoplamento entre os transdutores e o provete o que melhorou substâncialmente a precisão das leituras.

3.8 Ensaios de Compressão Diametral ou Ensaio Brasileiro

Este ensaio consiste em aplicar uma força de compressão na direção diametral de um provete cilíndrico até a sua rotura. A rotura do sistema se dá por tração na parte interna do provete, conforme ilustra a Figura 64 abaixo. Trata-se de um ensaio de medida indireta da resistência à tração, sendo um ensaio simples e rápido. Segundo a NBR 6118-2003, a resistência a tração direta pode ser considerada como 0,9 da resistência a tração indireta medida pelo ensaio. A Figura 65 apresenta o esquema de um ensaio brasileiro.

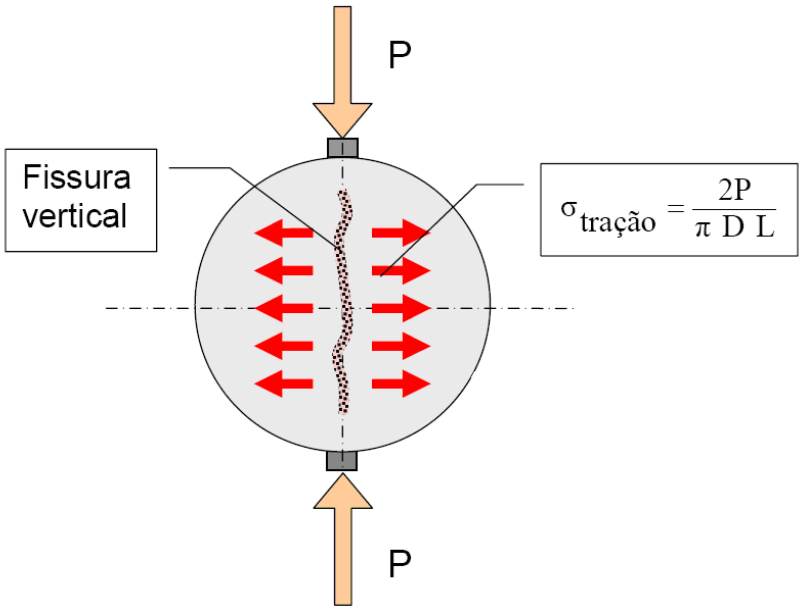


Figura 64 Esquema de um ensaio de compressão diametral ou brasileiro (adaptado deThomás)

Esses ensaios foram realizados com intuito de avaliar a resistência a tração do solo-cimento e, principalmente, verificar a homogeneidade dos provetes empregados para leitura das ondas sísmicas. Os ensaios foram realizados nos mesmos provetes utilizados para a leitura das ondas sísmicas sendo este realizado em seguida dessas leituras, ou seja, 20 a 30 minutos após retirada do tanque de água. A velocidade utilizada nos ensaios foi a mesma velocidade utilizada nos ensaios de compresão simples e os dados foram adquiridos através do software Triax, também utilizado nos ensaios de compressão uniaxial. A execução desses ensaios é ilustrada nas Figuras 65 e 66.

Após o ensaio, obteve-se através de raspagem da parte central do provete duas amostra para determinação do teor em água.

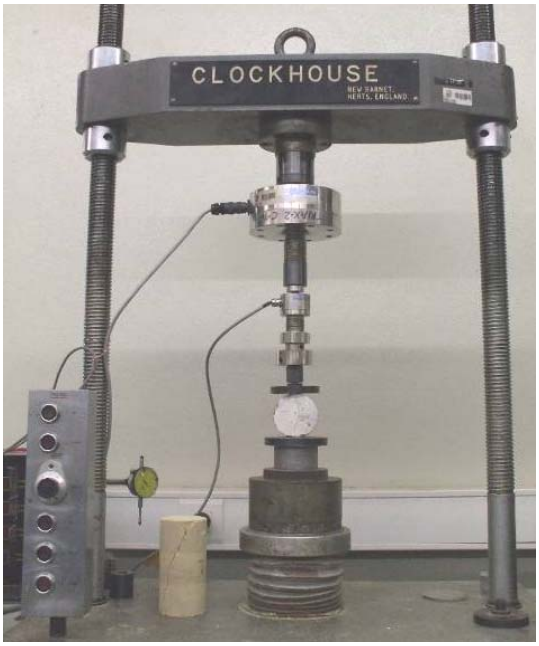


Figura 65: Execução do ensaio brasileiro

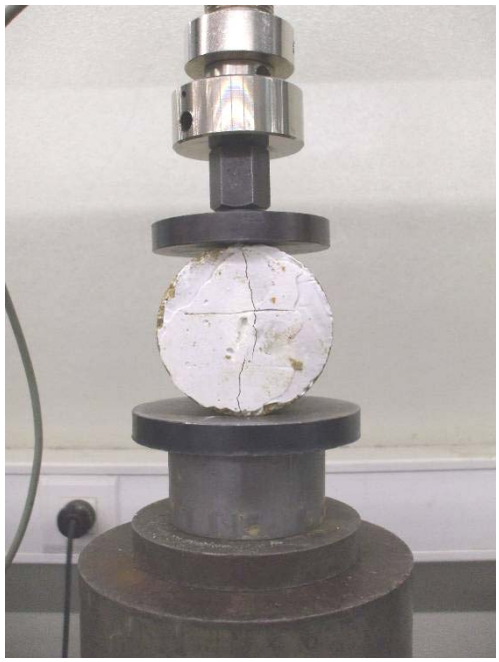


Figura 66 Detalhe da forma de rotura

Do detalhe da forma de rotura, a pasta de gesso, que é aplicada para possibilitar melhores leituras das ondas sísmicas, não tem nenhuma implicação com ensaio brasileiro.

4 Resultados

4.1 Introdução

Neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos no programa experimental e suas respectivas análises. Na primeira parte apresenta-se os resultados obtidos nos ensaios de compressão uniaxial com e sem ciclos, analisando o comportamento da resistência à compressão uniaxial (RCU), em literatura anglo-saxônica, uniaxial compression strength (UCS) com a variação da porosidade, do teor em água e do porcentagem de cimento. Também será apresentada as curvas que relacionam o RCU e a deformabilidade com a razão V_v/V_c, principal objetivo deste trabalho.

Na segunda parte serão apresentados os valores medidos para a sucção e é feita uma análise da sua influência na resistência à compressão unixial. Na terceira parte são apresentados e discutidos as relações entre os parâmetros de rigidez encontrados com a variação da porosidade, teor em água e porcentagem de cimento e os valores obtidos para o módulo de distorção máximo ($G_{máx}$), avaliados através dos ensaios com ondas sísmicas por meio dos Bender Elements. Na quarta parte são apresentados os resultados da resistência à tração medidas através dos ensaios de compressão diametral e sua comparação com a resistência à compressão uniaxial.

4.2 Ensaios de Compressão uniaxial

Foram realizados 133 ensaios de compressão uniaxial, sendo que 31 destes ensaios foram rejeitados por não se enquadrarem nas tolerâncias já descritas. Ensaiaram-se provetes de solo-cimento compactado variando-se a porcentagem de cimento, o teor em água e a porosidade da mistura compactada afim de quantificar a influência de cada variável nas misturas de solo-cimento. Durante os ensaios, foi medida a deformação específica com auxílio dos LDTs o que permitiu o cálculo do módulo de deformabilidade do solo-cimento compactado.

Seguem dois quadros esquemáticos (Quadros 14 e 15) que apresentam a média dos resultados obtidos para cada ponto de moldagem. No anexo, são apresentados os quadros com as características principais de todos os provetes ensaiados.

Nestes quadros são apresentados a porcentagem de cimento, o peso volúmico, o índice de vazios e a porosidade efetivamente obtidos nos provetes ensaiados, bem como a relação V_v/V_c, o módulo tangente inicial, obtido através da deformação (ε_a) medida durante o ensaio para a qual se considerou a tensão de plastificação, o valor da resistência à compressão uniaxial e a deformação medida.

Quadro 14 Resultados obtidos para a linha vertical

C (%)	γ (kN/m^3)	w (%)	e	η (%)	V_v/V_c	RCU (kPa)	E (MPa)	ε_α(%)
2	16,4	12	0.63	38.80%	36.78	621	691	0.027
2	17,2	12	0.56	35.80%	33.26	821	519	0.029
2	17,9	12	0.49	32.90%	28.77	1501	698	0.059
2	18,8	12	0.42	29.60%	25.30	1873	827	0.031
3	16,4	12	0.64	38.90%	24.84	860	654	0.032
3	17,2	12	0.56	35.90%	22.24	1168	861	0.042
3	17,9	12	0.49	33.00%	19.44	2199	1528	0.031
3	18,8	12	0.42	29.70%	16.93	2784	1581	0.026
5	16,4	12	0.64	39.00%	15.21	1384	1047	0.035
5	17,2	12	0.57	36.10%	13.60	1909	1914	0.031
5	17,9	12	0.5	33.20%	11.87	3236	2802	0.033
5	18,8	12	0.43	29.90%	10.40	4292	2836	0.040
7	16,4	12	0.64	39.20%	10.39	1850	1552	0.028
7	17,2	12	0.57	36.30%	9.84	2423	1888	0.028
7	17,9	12	0.5	33.40%	8.57	4280	2704	0.058
7	18,8	12	0.43	30.10%	7.55	5598	4206	0.045

Quadro 15 Resultados obtidos para a linha horizontal

C (%)	γ (kN/m^3)	w (%)	e	η (%)	V_v/V_c	RCU (kPa)	E (MPa)	ε_a (%)
2	17,2	6	0.55	35.50%	33.06	533	108	0.270
2	17,2	9	0.55	35.50%	32.82	879	648	0.020
2	17,2	14	0.55	35.50%	32.87	1110	951	0.019
2	17,2	16	0.55	35.50%	33.01	997	805	0.023
3	17,2	6	0.55	35.50%	22.47	860	216	0.037
3	17,2	9	0.55	35.50%	22.03	1312	639	0.027
3	17,2	14	0.55	35.50%	21.78	1678	1430	0.031
3	17,2	16	0.55	35.50%	22.62	1320	946	0.051
5	17,2	6	0.55	35.50%	13.77	1231	401	0.033
5	17,2	9	0.55	35.50%	13.47	1806	1050	0.021
5	17,2	14	0.55	35.50%	13.53	2485	3011	0.024
5	17,2	16	0.55	35.50%	13.54	2480	2406	0.026
7	17,2	6	0.55	35.50%	9.94	1636	886	0.033
7	17,2	9	0.55	35.50%	9.78	2476	1194	0.032
7	17,2	14	0.55	35.50%	9.79	3476	3504	0.032
7	17,2	16	0.55	35.50%	9.86	3331	2850	0.038

4.3 Efeito da Variação da Porosidade na Resistência do Solo-Cimento Compactado

A partir dos pontos de moldagem da linha vertical (com teor em água constante), obteve-se o gráfico da Figura 67. Analisando-o, observa-se que a tensão de rotura aumenta exponencialmente com a diminuição da porosidade do solo-cimento compactado, o que evidência a grande influência que este parâmetro tem sobre a resistência. Os resultados obtidos corroboram com os encontrados na literatura pesquisada, mais especificamente Foppa (2005), resultado apresentado na Figura 4, e Carbelon (2008).

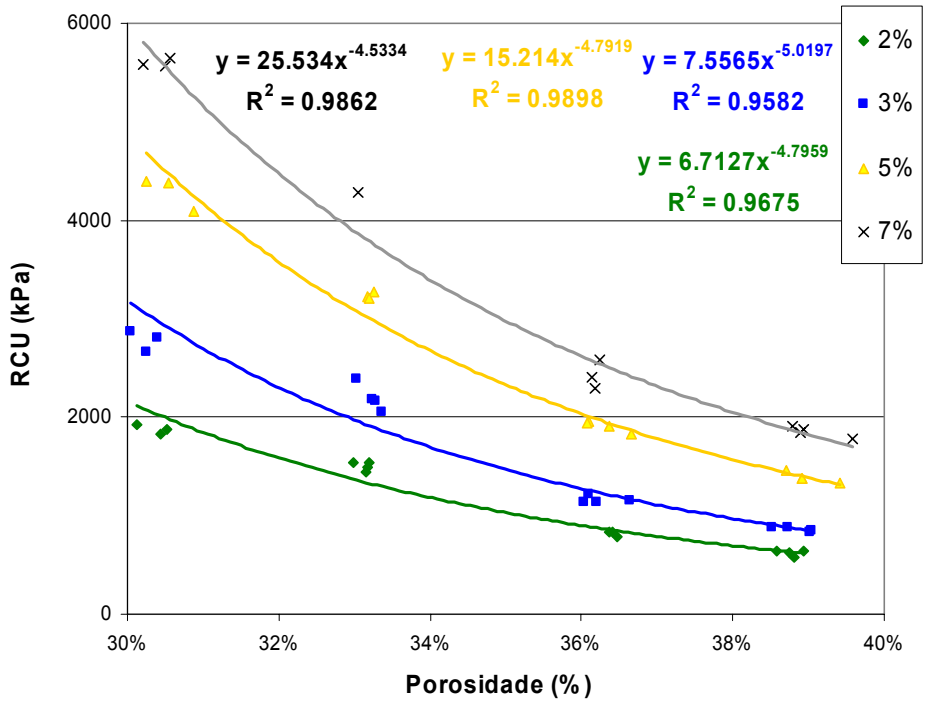


Figura 67: RCU (kPa) versus Porosidade (%)

O mecanismo pelo qual a diminuição da porosidade ou aumento da massa volúmica influenciam a resistência à compressão uniaxial esta relacionado com o aumento do número de pontos de contato entre as partículas e com o maior intertravamento entre elas. Outro fator que também tem influência é o maior atrito que pode ser mobilizado entre as partículas de solo.

4.4 Efeito do Teor em Água

A partir dos resultados obtidos dos pontos de moldagem da linha horizontal, foram construídos dois gráficos que relacionam o teor em água com a resistência à compressão uniaxial. No gráfico da Figura 69 não foram plotados os pontos

referentes ao teor em água igual a 12%, enquanto no gráfico da Figura 68 foram utilizados todos os pontos.

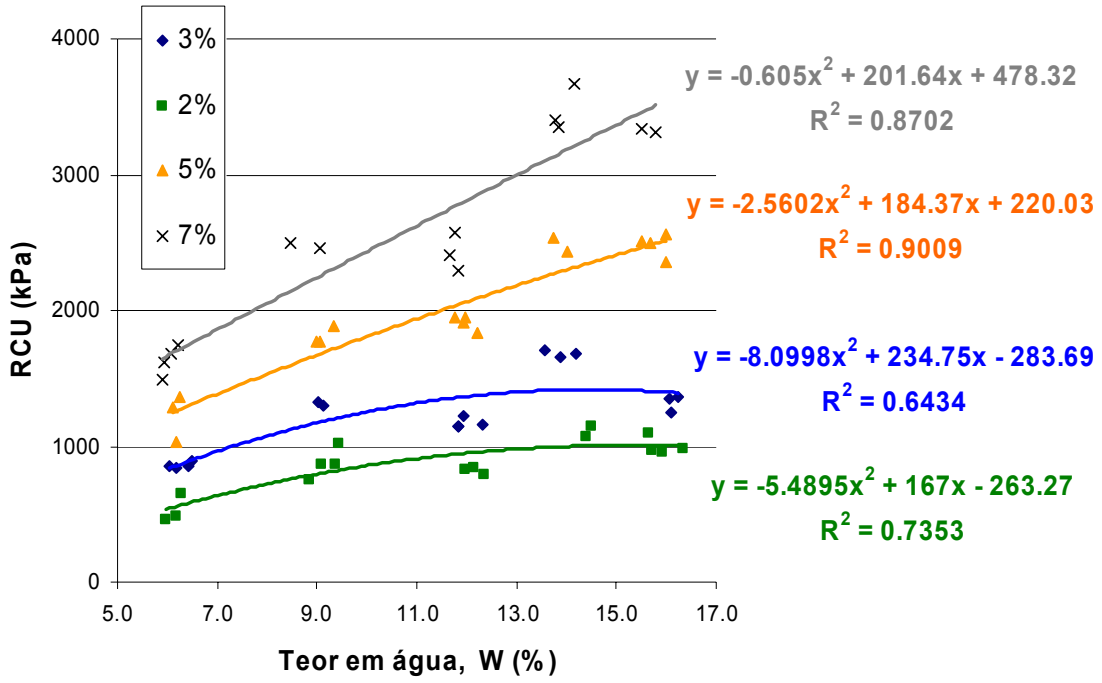


Figura 68 RCU (kPa) versus w (%)

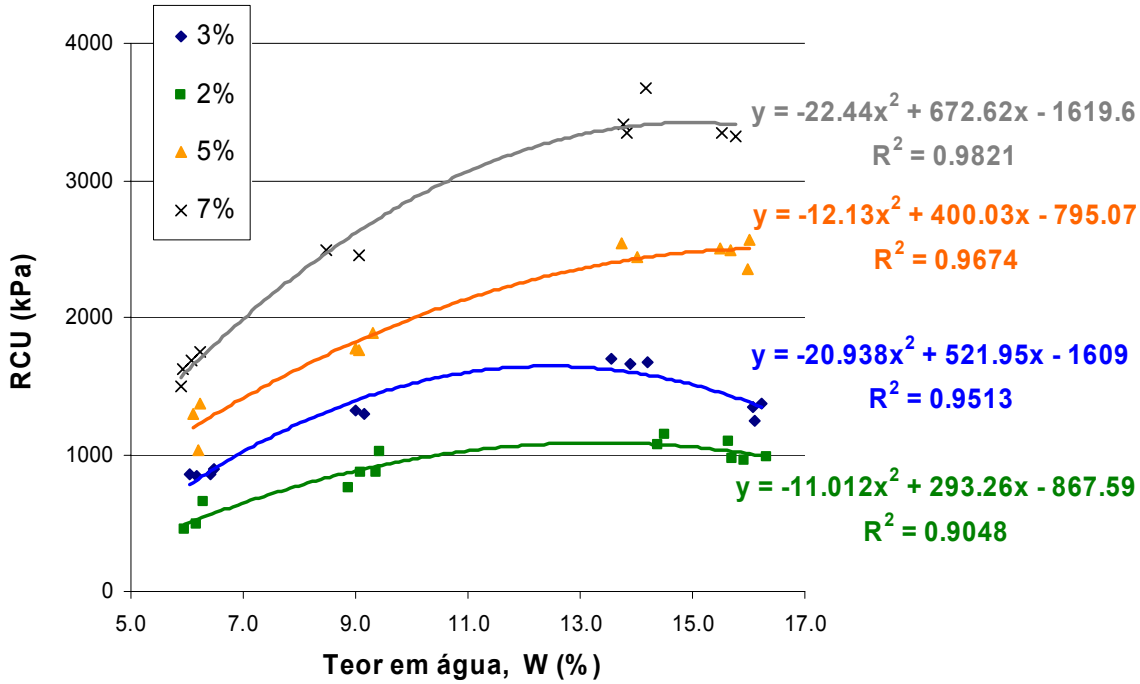


Figura 69 RCU (kPa) versus w (%),sem os pontos referentes a w=12%

Comparando os gráficos, nota-se um ajuste significativamente melhor do gráfico da Figura 69 (sem a série de w=12%) e que as resistências da série de teor em água igual a 12% são inferiores ao esperado à luz da tendência dos restantes teores.

Analisando o gráfico da Figura 69, observa-se que as resistências com teor em água de 12% são da mesma ordem de grandeza que as de 9%.

Acredita-se que este desvio se deve a uma diferença entre os solos utilizados. A série de teor em água igual a 12% é comum às linhas horizontal e vertical. Os provetes para essa série, assim como todos os da linha vertical, foram moldados com a primeira amostra de solo, enquanto que os da linha horizontal foram-no com a segunda amostra. Os resultados indicam que a primeira amostra apresenta uma resistência ligeiramente inferior à segunda.

Esta diferença nos resultados da resistência à compressão uniaxial parece estar relacionada com uma pequena diferença na granulometria dos solos. Observando a Figura 16, que compara as curvas granulométricas das duas amostras, observa-se que a segunda apresenta uma quantidade de elementos grossos ligeiramente superior a primeira. Essa fração grossa parece favorecer a cimentação e conferir maior resistência ao solo. Como os ensaios de cada linha (vertical e horizontal) foram executados com a mesma amostra, os resultados apresentados não estão afetados por essa diferença entre as amostras.

Analisando o efeito do teor em água, verifica-se que a resistência aumenta até um valor próximo de 14% e decresce a partir daí. Os resultados encontrados na literatura preconizam que a resistência do solo-cimento cresce até um valor próximo do teor em água ótimo e decresce a partir desse ponto, o que quer dizer que 14% representaria o ponto real do ótimo da curva de compactação.

De fato, pode-se explicar estes resultados se analisarmos as curvas de compactação Proctor (Figura 11) utilizadas para obtenção dos pontos de moldagem. Observa-se que 12% é a umidade ótima para o solo tratado com 3% de cimento num ensaio de compactação Proctor modificado e o peso volúmico máximo obtido foi de 18,8 kN/m^3.

Para a linha horizontal foi adotado o peso volúmico constante igual a 17,2 kN/m^3, ou seja, a energia utilizada para moldagem dos provetes era menor do que a utilizada no ensaio Proctor modificado, logo, o teor em água ótimo para essa energia deverá ser maior do que 12% devido a tendência das curvas Proctor se deslocarem para direita e para baixo, representando um aumento no teor em água ótimo e uma diminuição da densidade máxima, se diminui a energia de compactação. Os

resultados obtidos concordam assim com esta análise, uma vez que as maiores resistências foram obtidas para 14% do teor em água.

O mecanismo pelo qual a umidade afeta a resistência esta relacionado com a estrutura conferida ao solo-cimento durante o processo de moldagem, onde a quantidade de água presente na mistura é fundamental para a sua configuração. Num solo silte-arenoso, conforme o solo investigado, para valores do teor em água abaixo do ótimo, a estrutura é floculada e para valores acima do ótimo apresenta uma estrutura dispersa. A Figura 70 apresenta a variação da estrutura do solo com a compactação.

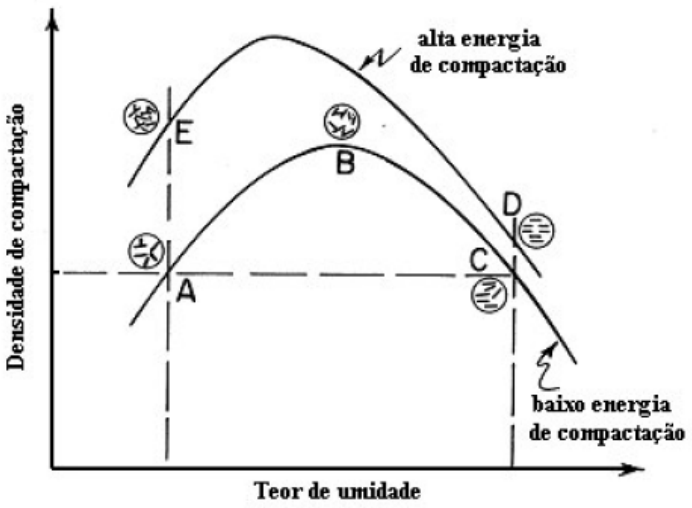


Figura 70 Variação da estrutura do solo na compactação (Lambe et al., 1979)

Segundo Lambe & Whitman (1979), o comportamento do solo é muito influenciado pela sua estrutura. Solos com estrutura floculada apresentam maior resistência que solos com estrutura dispersa com mesma porosidade. Porém, a presença de flóculos dificulta a cimentação, isolando as partículas em seu interior e dificultando que estas sejam hidratadas enquanto que em estruturas dispersas a água hidrata facilmente o cimento Ao acrescentar ainda mais água, as partículas do solo tendem a dispersar-se, sendo o efeito positivo favorecer a cimentação, contrariado crescentemente com o efeito negativo de diminuir o intertravamento entre as partículas do solo.

Esse efeito é claramente observado quando se compara os valores das resistências dos provetes com 9 e 16% de umidade para diferentes porcentagens de cimento. Observa-se que para teores baixos de cimento (2 e 3%) as resistências são praticamente iguais e para teores de cimento mais elevados (5 e 7%) a resistência do solo-cimento compactado com 16% de umidade é francamente superior à

resistência para 9% de umidade. Portanto pode-se concluir que para teores baixos de cimento a resistência intrínseca da estrutura e o efeito da cimentação se compensam e para teores elevados de cimento o efeito cimentação é mais relevante.

As menores resistências encontradas para 6% de teor em água podem ser explicadas pela pequena quantidade de água adicionada a mistura, quantidade esta insuficiente para hidratar adequadamente o cimento contido no solo. Acredita-se que a quantidade de água nessas proporções seja insuficiente para hidratar totalmente o cimento

Observa-se ainda que não houve variação na curvatura das linhas de tendência obtidas para as diferentes porcentagens de cimento estudadas. Isso significa que o procedimento de retirar elementos finos de maneira a compensar o acréscimo de cimento na mistura anulou o efeito da inserção de finos na resistência do solo-cimento compactado. Nota-se que o acréscimo de elementos finos influi na resistência por serem muito sensíveis a variações de umidade. Este efeito pode ser claramente observado nos resultados obtidos por Foppa (2005), apresentados na Figura 3.

4.5 Efeito da Variação do Teor de Cimento na Resistência do Solo-Cimento

Observa-se um crescimento linear da resistência à compressão uniaxial com o aumento do teor de cimento. Observa-se também que pequenas adições de cimento causam significativos ganhos de resistência. Segue uma análise do ganho de resistência através da adição de cimento para diferentes porosidades e teores em água.

4.5.1 Efeito da Variação do Teor de Cimento para Diferentes Densidades

Com os resultados obtidos da linha vertical, obteve-se o gráfico da Figura 71.

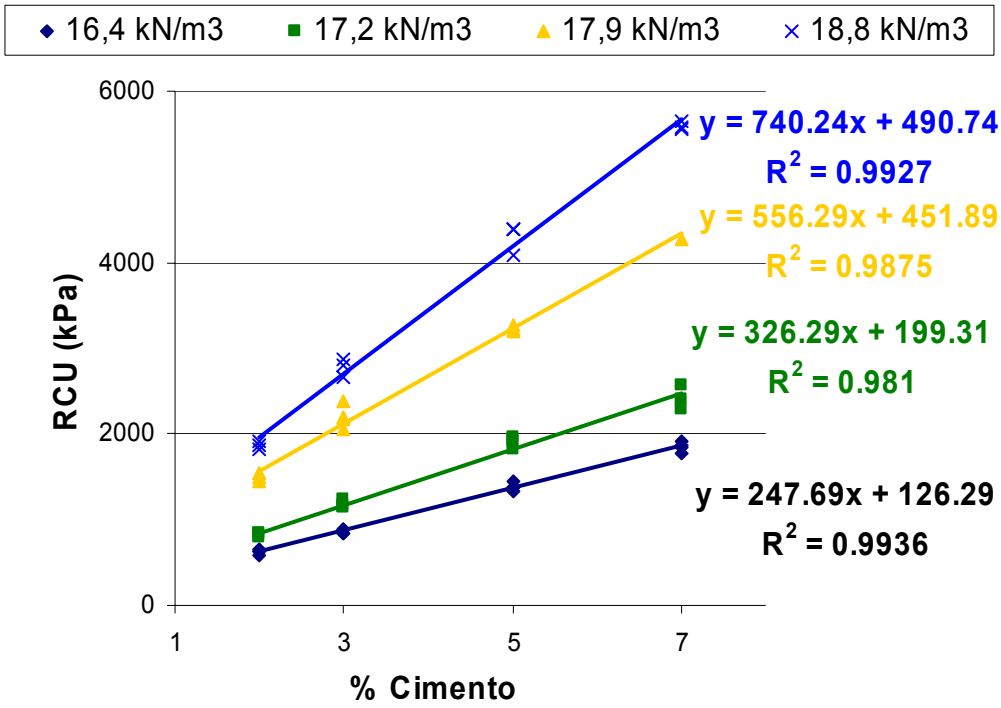


Figura 71 RCU (kPa) versus % Cimento (relações válidas para o intervalo estudado)

Analisando o gráfico, observa-se um crescimento linear da resistência com o aumento do teor de cimento e que taxa de crescimento da resistência, representada pela inclinação das curvas, cresce com o aumento do peso volúmico do solo-cimento compactado. Este fato indica que a cimentação é mais efetiva quanto menor a porosidade da mistura. Estes resultados corrroboram as tendências obtidas por Foppa (2005) como se pode constatar pela Figura 2.

Deve-se ressaltar que esta relação é válida dentro do intervalo de porcentagens de cimento estudado, acredita-se que esta relação seja diferente para elevadas porcentagens de cimento, tendendo para um valor limite.

Uma diminuição na porosidade significa um aumento do número de pontos de contato entre as partículas de solo, logo, aumenta-se o contato entre os produtos de hidratação do cimento e as partículas de solo, promovendo maior eficácia da cimentação.

O gráfico da Figura 72 representa a relação entre a taxa de incremento da resistência (kPa / %de cimento) e a massa volúmica aparente seca do solo-cimento compactado.

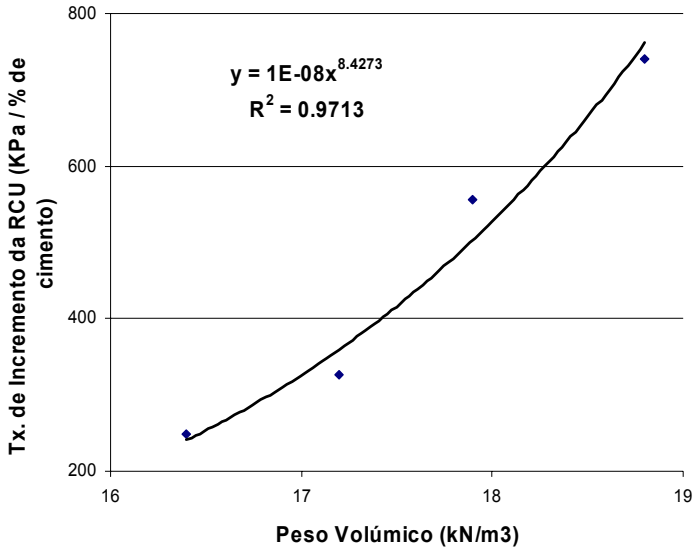


Figura 72 Taxa de incremento da RCU (kPa/ % de cimento) versus Peso Volúmico Aparente (kN/m³)

O gráfico foi obtido representando os valores das inclinações das curvar da Figura 71 com as respectivas massas específicas. Observa-se um crescimento exponencial da efetividade da cimentação com o aumento da densidade.

4.5.2 Efeito da Variação do Teor de Cimento para Diferentes Teores em água.

Com os resultados correspondentes aos ensaios com os pontos da linha horizontal foi obtido o gráfico da Figura 73.

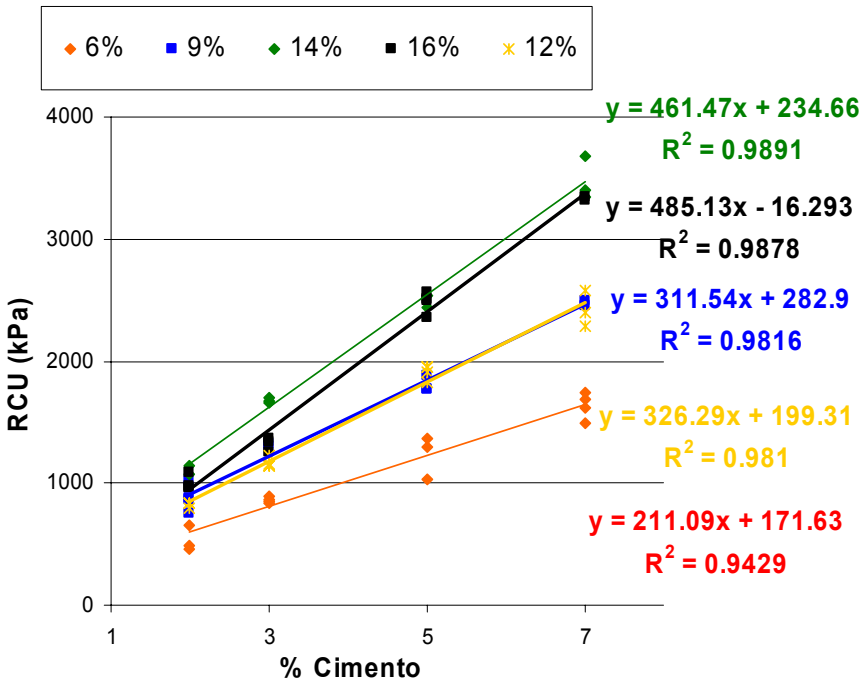


Figura 73 RCU (kPa) versus % de cimento (relações válidas para o intervalo estudado)

Também se verifica um crescimento linear da resistência à compressão uniaxial com o aumento da quantidade de cimento e que as taxas de aumento da resistência, representadas pela inclinação das retas, são mais acentuadas para teores em água de 14 e 16%, onde a estrutura é dispersa, o que indica que a cimentação é mais efetiva nesse tipo de estrutura do que em estruturas floculadas. Vale a pena voltar a ressaltar que a série de ensaios com w=12% foi realizada com a primeira amostra de solo e, conforme análise já feita anteriormente, os valores da resistência não devem ser comparados com os demais.

Houve um ajuste pior dos dados para o teor em água igual a 6%, acredita-se que isto acontece devido a insuficiente hidratação do cimento, também já referida anteriormente.

Na Figura 74, apresenta-se um gráfico que relaciona a taxa de crescimento da resistência com o teor em água.

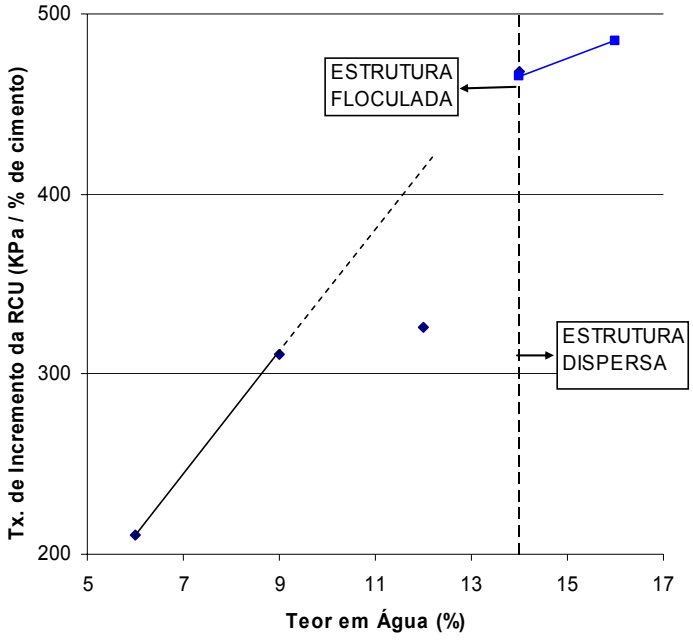


Figura 74 Taxa de Incremento da RCU (kPa) versus Peso Volúmico Aparente (kN/m^3)

Para a análise do gráfico, é necessário ter em conta que os ensaios com w=12% foram realizados com a primeira mistura de solo residual, que apresenta uma menor fração de elementos grossos. Observa-se uma tendência de crescimento linear da taxa de incremento da resistência até a estrutura evoluir de floculada para dispersa, onde essa taxa passa a ser aproximadamente constante (a taxa de incremento para o ponto de w=14% e w=16% são muito próximas). O ponto de w=12% parece fugir a

essa tendência justamente pela primeira mistura apresentar uma fração de elementos grossos inferior que a da segunda mistura, fração essa que parece favorecer significativamente a cimentação. Logo, espera-se que a efetividade da cimentação aumente linearmente enquanto a estrutura é floculada, tendendo para uma estabilização quando evolui de floculada para dispersa.

As discrepâncias encontradas com os valores de w=12% com os demais resultados obtidos na linha horizontal demonstram a grande influência com que distribuição granulométrica do solo influi na cimentação da mistura de solo-cimento devendo sempre optar por solos com granulometria extensa e com adequada fração fina e grossa para estabilização do solo com cimento.

Outra observação é que a porosidade têm uma influência significativamente maior na resistência à compressão uniaxial do solo residual tratado com cimento do que a umidade. Deve-se considerar também que o solo residual estudado é um solo não plástico, portanto, pouco sensível a variações de umidade.

4.5.3 Influência do Fator Vv/Vc na Resistência à Compressão Uniaxial do Solo-Cimento

Este parágrafo trata do objetivo principal deste trabalho que é o de relacionar a resistência do solo-cimento compactado com a razão V_v/V_c proposta por Lanarch (1960). Essa razão é função do teor em água, da porosidade e do porcentagem de cimento, parâmetros de maior influência na resistência do solo-cimento compactado.

Esta razão é facilmente determinada calculando-se o Volume de Vazios (V_v) e o Volume de Cimento (V_c) separadamente através das expressões:

$$Vv = \eta \cdot V \qquad (4.1)$$

$$Vc = \frac{C \cdot Msoloseco}{\gamma c} \qquad (4.2)$$

Onde:

η é a porosidade do solo-cimento compactado

V é o volume do provete

C é o teor de cimento da mistura de solo-cimento

$M_{soloseco}$ é a massa de solo seco

γ_c é a massa volúmica do cimento, igual a 3,15 g/cm^3

Segue os gráficos que relacionam a resistência com a razão V_v/V_c. O primeiro gráfico (Figura 75) foi plotado apenas utilizando os pontos da linha vertical e o segundo (Figura 76) utilizando todos os pontos.

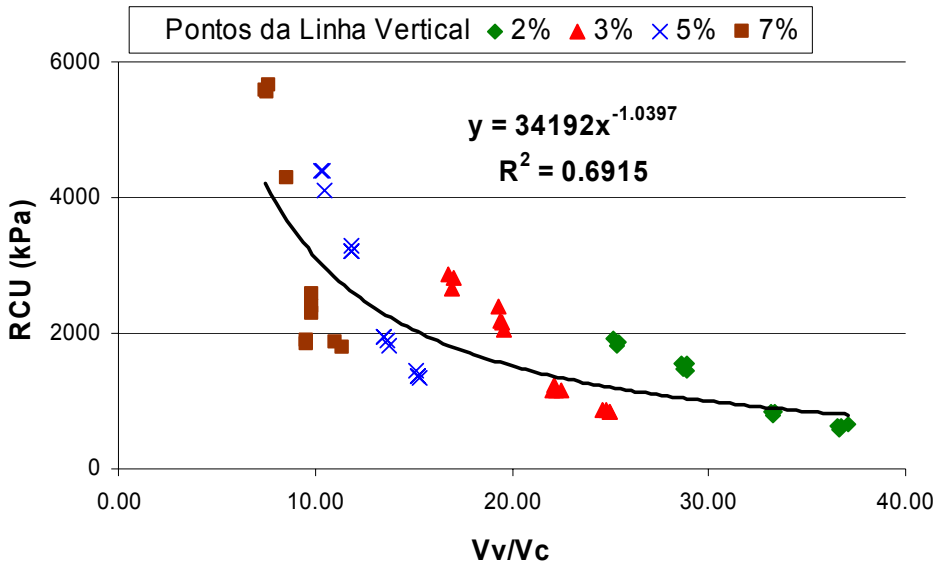


Figura 75 RCU (kPa) versus V_v/V_c

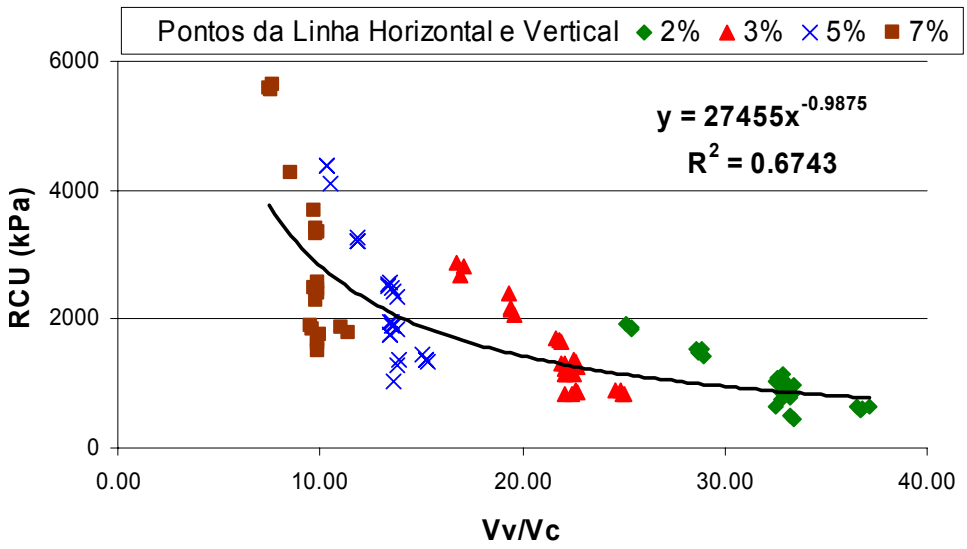


Figura 76 RCU (kPa) versus V_v/V_c

Observa-se que um aumento da razão V_v/V_c reflete em uma diminuição da resistência do solo-cimento compactado.

Para obtenção de uma melhor compatibilização dos resultados, aplicou-se uma potência a V_c. Por tentativas, obteve-se uma melhor compatibilização para uma potência de 0,21. Foppa (2005) obteve melhor ajuste aplicando uma potência de 0,28 (Figura 6) em seus estudos com solo residual de arenito. Carbelon (2008)

obteve melhor compatibilização com um expoente igual a 1,0 para a areia fina. Os resultados indicam que o expoente é uma função do tipo de solo e do tipo de cimento utilizado.

Utilizando somente os pontos da linha vertical e todos os pontos (linha horizontal e vertical) obtemos os gráficos apresentados nas Figuras 77 e 78.

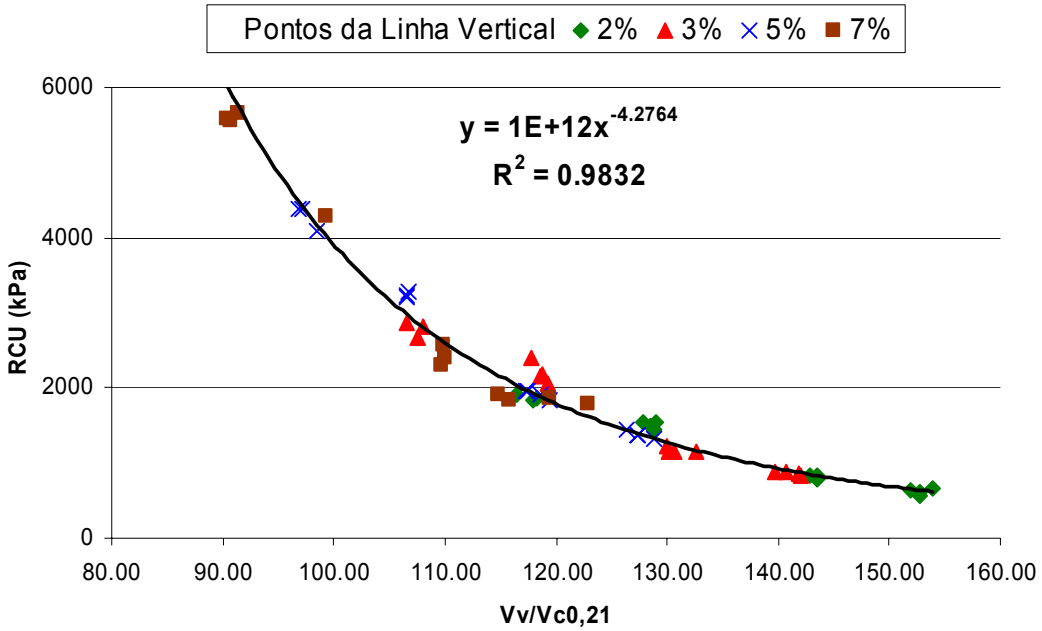


Figura 77 RCU (kPa) versus $V_v/V_c^{0,21}$

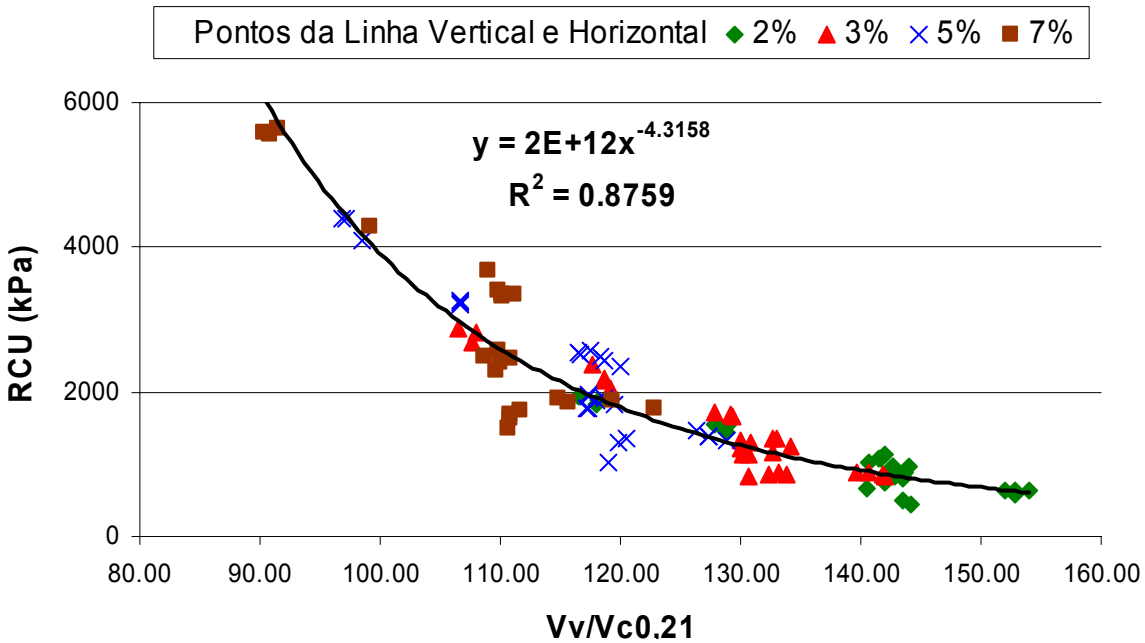


Figura 78 RCU (kPa) versus $V_v/V_c^{0,21}$

Obtém-se melhor ajuste quando utilizamos apenas os pontos da linha vertical pelo fato de não haver variação na estrutura conferida ao solo-cimento compactado e

menor variação efetividade da cimentação graças ao valor constante conferido a umidade.

Uma outra maneira mais tangível de expressar essa relação é substituir V_v/V_c por η/C (porosidade / teor de cimento). As curvas obtidas (Figura 79 e 80) são idênticas às anteriores pois as variáveis são proporcionais.

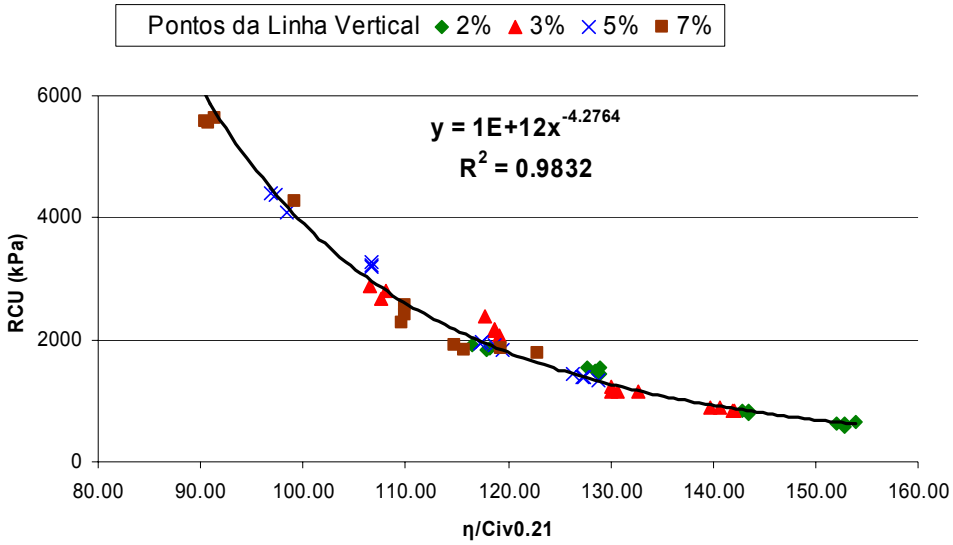


Figura 79 RCU (kPa) versus η/Civ^{0,21}

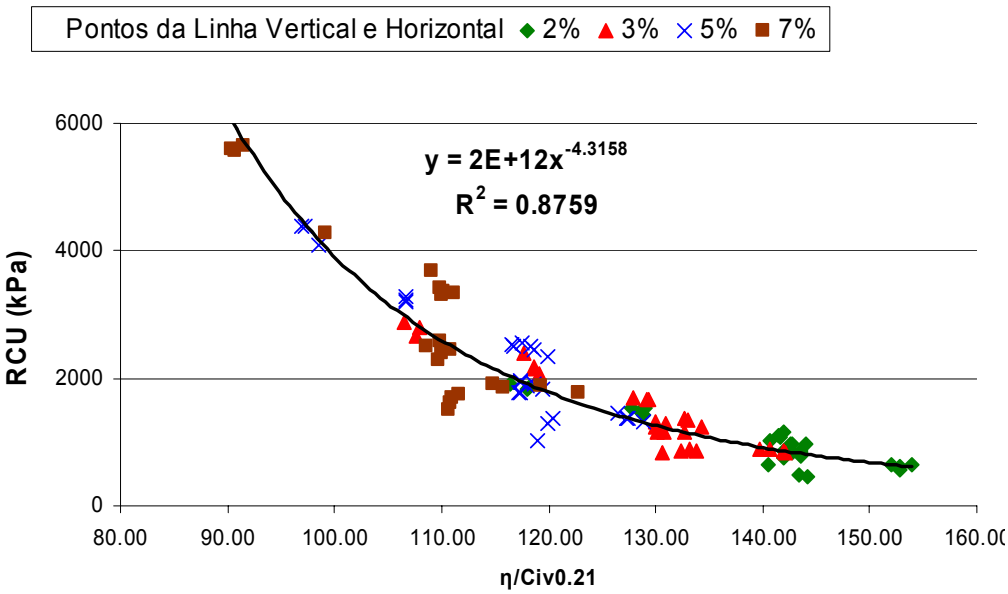


Figura 80 RCU (kPa) versus η/Civ^{0,21}

4.6 Medidas de Sucção Matricial.

Os provetes ensaiados a compressão uniaxial, mesmo após 24 horas imersos em água, encontravam-se em condição não-saturado. Logo, existe um determinado nível de sucção que deve ser avaliado.

Foi feita a medição da sucção matricial através da técnica do papel de filtro (ASTM D 5298). Seguem-se dois quadros esquemáticos (Quadros 16 e 17) que apresentam os valores obtidos para cada ponto de moldagem. No anexo são apresentados dois quadros (Quadros 25 e 26) com os valores obtidos para todos os provetes. Observa-se que a sucção aumenta da mesma proporção que a resistência à compressão uniaxial.

Quadro 16 Valores Obtidos para Linha Vertical

C (%)	γ (kN/m3)	w (%)	wf (%)	Srf (%)	RCU (kPa)	Sucção (kPa)	**RCU / Sucção (%)**
2	16,4	12	18.1	78.1	621	5.14	**0.83**
2	17,2	12	16.8	81.9	821	10.12	**1.23**
2	17,9	12	14.5	80.8	1501	12.56	**0.84**
2	18,8	12	12.8	71.2	1873	19.50	**1.04**
3	16,4	12	18.1	77.6	860	6.32	**0.74**
3	17,2	12	15.4	74.9	1168	6.38	**0.55**
3	17,9	12	14.2	79.0	2199	18.35	**0.83**
3	18,8	12	15.1	80.1	2784	35.31	**1.27**
5	16,4	12	18.4	78.9	1384	6.87	**0.50**
5	17,2	12	15.0	72.8	1909	9.57	**0.50**
5	17,9	12	-	-	3236	12.57	**0.39**
5	18,8	12	11.5	74.1	4292	31.92	**0.74**
7	16,4	12	14.2	60.6	1850	5.03	**0.27**
7	17,2	12	14.5	70.1	2423	10.55	**0.44**
7	17,9	12	-	-	4280	14.88	**0.35**
7	18,8	12	11.9	76.0	5598	52.09	**0.93**

Quadro 17 Valores obtidos para linha horizontal

C (%)	γ (kN/m3)	w (%)	wf (%)	Srf (%)	RCU (kPa)	Sucção (kPa)	**RCU / Sucção (%)**
2	17,2	6	18.3	89.5	533	12.20	**2.29**
2	17,2	9	17.3	84.5	879	14.51	**1.65**
2	17,2	14	16.7	81.6	1110	14.53	**1.31**
2	17,2	16	16.3	79.7	997	31.57	**3.16**
3	17,2	6	18.3	89.1	860	20.90	**2.43**
3	17,2	9	16.8	82.0	1312	17.14	**1.31**
3	17,2	14	16.0	78.1	1678	16.69	**0.99**
3	17,2	16	16.3	79.2	1320	25.62	**1.94**
5	17,2	6	17.8	86.3	1231	19.13	**1.55**
5	17,2	9	16.4	79.4	1806	16.52	**0.91**
5	17,2	14	14.9	72.4	2485	13.40	**0.54**
5	17,2	16	15.2	73.9	2480	40.53	**1.63**
7	17,2	6	17.1	82.2	1636	19.69	**1.20**
7	17,2	9	16.3	78.8	2476	31.49	**1.27**
7	17,2	14	15.3	73.8	3476	14.62	**0.42**
7	17,2	16	15.8	76.3	3331	35.58	**1.07**

O processo de imersão dos provetes durante 24 horas antes do ensaio de compressão uniaxial mostrou-se adequado para aproximar os provetes da

saturação, eliminando dessa forma o efeito da sucção e representando uma situação crítica encontrada na prática. Observa-se uma uniformidade no grau de saturação dos provetes, em média 78,6%, independentemente da porosidade inicial, do teor em água inicial e do teor de cimento.

Os baixos valores encontrados para a sucção, em média 1,11% da resistência à compressão uniaxial, significam que ela não tem influência relevante na resistência à compressão uniaxial do solo-cimento compactado. Esses resultados permitiram desconsiderar o seu efeito.

Os autores Foppa (2005), em seus estudos com solo silte-arenoso, e Carbelon (2008), em seus estudos com areia fina, também obtiveram resultados que permitiram desprezar o efeito da sucção na RCU. Foppa (2005) obteve um a sucção matricial média de 137kPa, desprezível quando comparado com a RCU. Já Carbellon (2008) obteve um valor para a sucção, em média, 1.67% da RCU, o que permitiu desprezar o seu efeito.

4.7 Análise da Rigidez do Solo-Cimento Compactado

4.7.1 Módulo de deformabilidade do Solo-Cimento Compactado

Na Figura 81, apresenta-se a título de exemplo, a curva tensão tensão-deformação obtida com o provete CS2/1.67/12/E1. Nesta curva, bem característica do comportamento destes solos, verifica-se a existência de um trecho linear, seguido de uma inflexão correspondente à plastificação do solo e à quebra da estrutura resultante da cimentação. Observa-se também uma boa correspondência entre as respostas dos LDT's, evidência do bom posicionamento e leitura destes. Do trecho linear foi determinado o módulo de deformabilidade tangente inicial, ajustando uma recta aos primeiros valores do ensaio e calculando o respectivo declive. Na Figura 81, Ea1 e Ea2 representam a evolução do gráfico para deformação medida em cada LDT e Eamed representa a média destes dois gráficos.

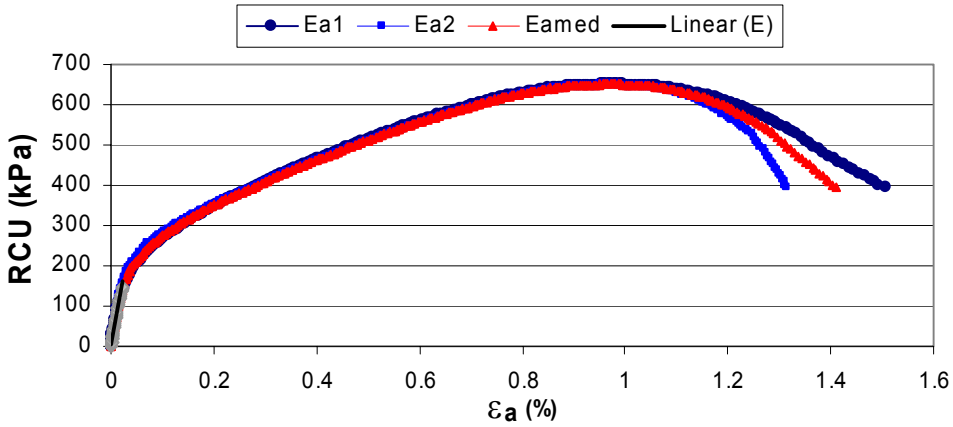


Figura 81 RCU (kPa) versus ε_a (%), onde

De fato, todos os gráficos obtidos apresentavam o mesmo aspecto. Analisando o gráfico, observa-se que, para pequenas deformações, o comportamento do solo-cimento é elástico. O Módulo de deformabilidade foi determinado a partir da inclinação da reta do trecho linear do gráfico.

Os resultados obtidos para cada ensaio da deformação específica e do módulo de deformabilidade são apresentados nos Quadros 22 a 24 do anexo.

As mesmas relações realizadas para a resistência também foram feitas para o módulo de deformabilidade. Nas Figuras 82 a 85 apresentam-se os gráficos que relacionam o módulo de deformabilidade com a porosidade, teor em água, teor de cimento e com a razão $V_v/V_c^{0,21}$.

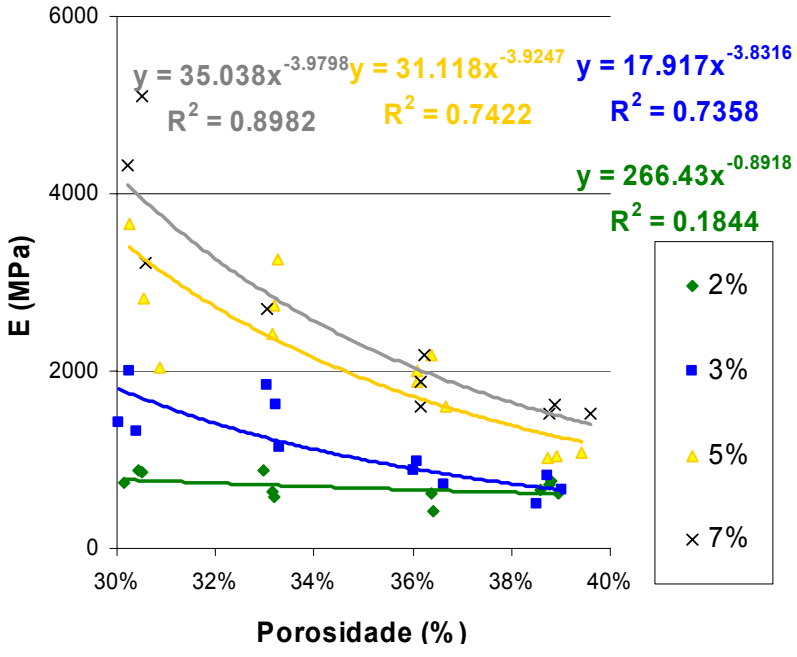


Figura 82 E(MPa) versus Porosidade (%)

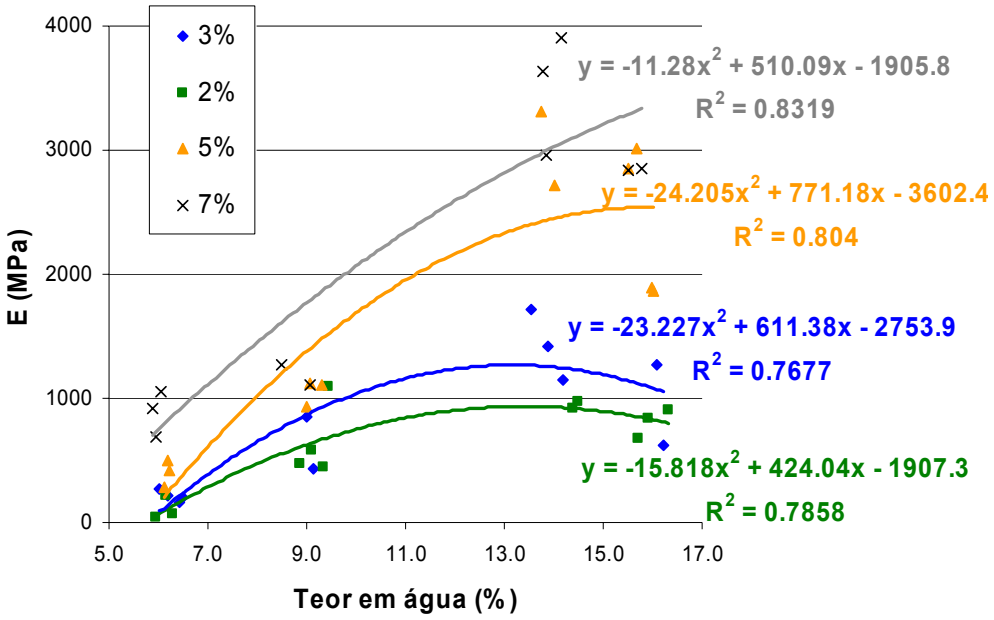


Figura 83 E(MPa) versus w (%)

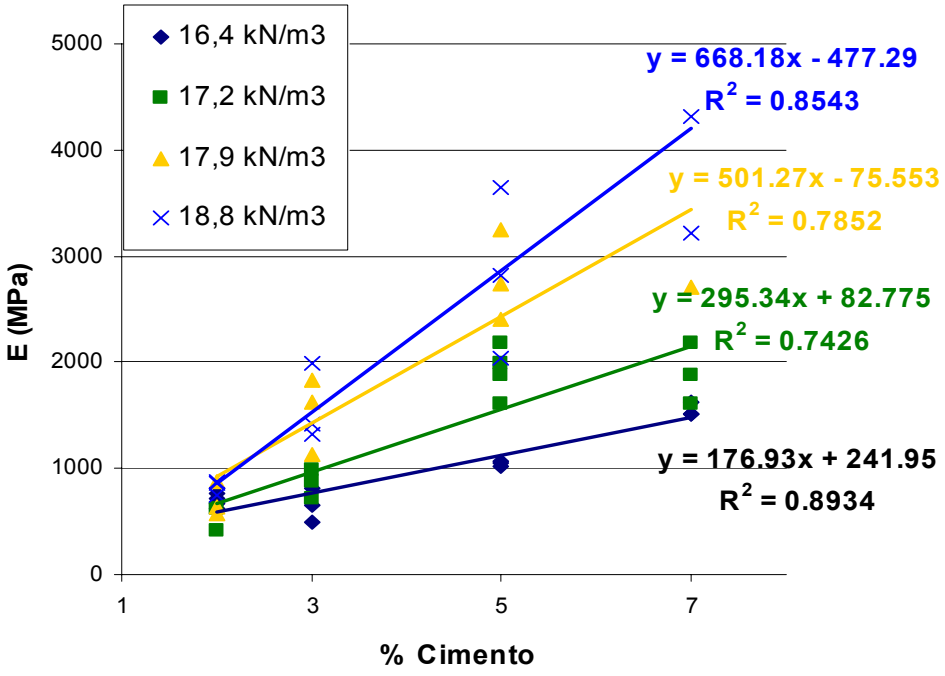


Figura 84 E (MPa) versus C (%) (relações válidas para o intervalo estudado)

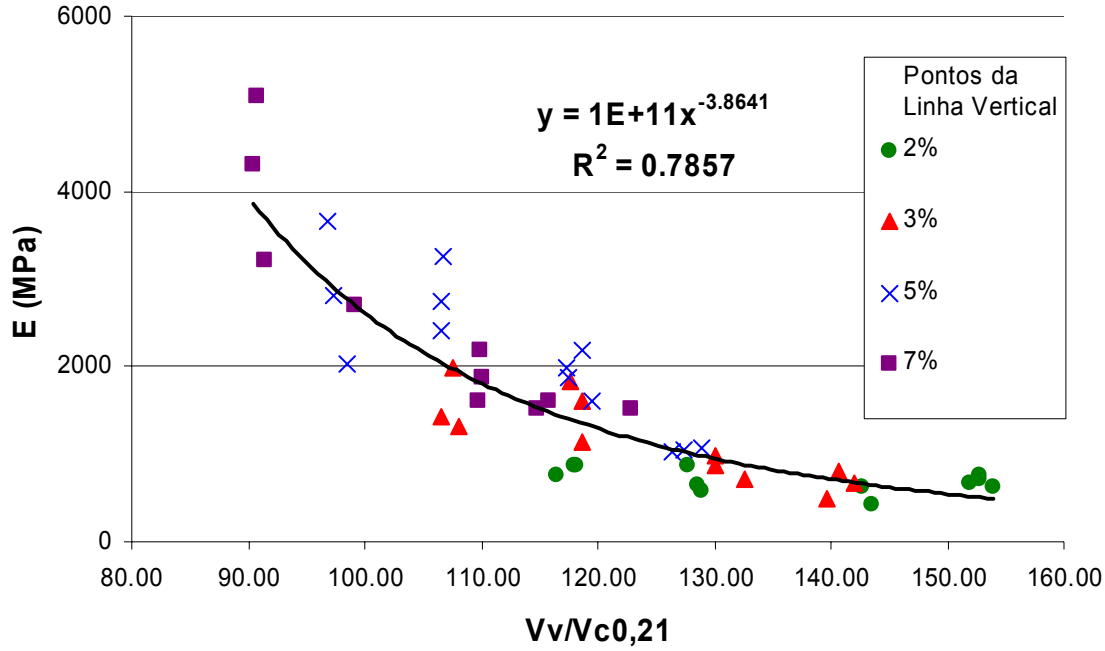


Figura 85 E (MPa) versus $V_v/V_c^{0,21}$

Comparando os gráficos da resistência e da rigidez, observa-se, em geral, uma similaridade do comportamento da resistência e da rigidez perante as mesmas variáveis. Acredita-se que as diferenças de comportamento encontradas em algumas situações são devidos a imprecisões nos valores obtidos para a rigidez. Pode-se concluir que as variáveis influem da mesma maneira tanto na resistência como na rigidez do solo-cimento compactado.

Os piores ajustes obtidos para a rigidez devem-se à dificuldade de se obter valores precisos desse parâmetro, enquanto que os valores para a tensão de rotura são facilmente determinados com boa precisão. A dificuldade de se obter um valor preciso do módulo de deformabilidade está relacionada com a grande sensibilidade dos LDTs, utilizados para a medição da deformação.

Os fatores que mais influenciam na precisão dos valores obtidos são: o posicionamento e a fixação das âncoras, a instalação dos LDTs no provete (os fios não devem estar tracionados) e a análise posterior dos resultados, uma vez que a identificação da zona elástica linear por vezes não é fácil. A célula de carga, com capacidade de 100 kN, utilizada nos ensaios de compressão uniaxial parece ter afetado a precisão dos resultados, observou-se que para cargas muito pequenas, da ordem de 0,01kN, os valores obtidos eram imprecisos. Como o módulo deve ser determinado para deformações muito pequenas, este fator aparentemente prejudicou nas determinações do módulo de deformabilidade.

Na Figura 86, são apresentados dois gráficos que ilustram movimentos anormais dos LDTs durante ensaios de compressão uniaxial.

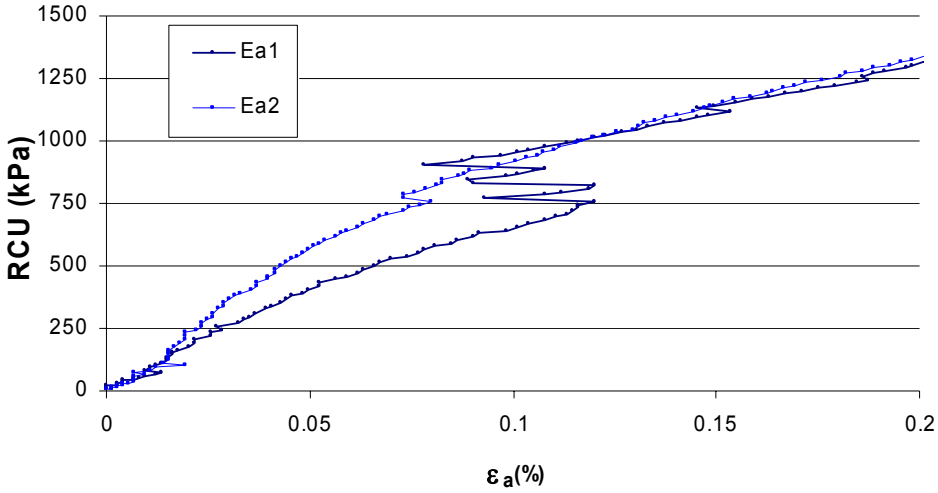


Figura 86a

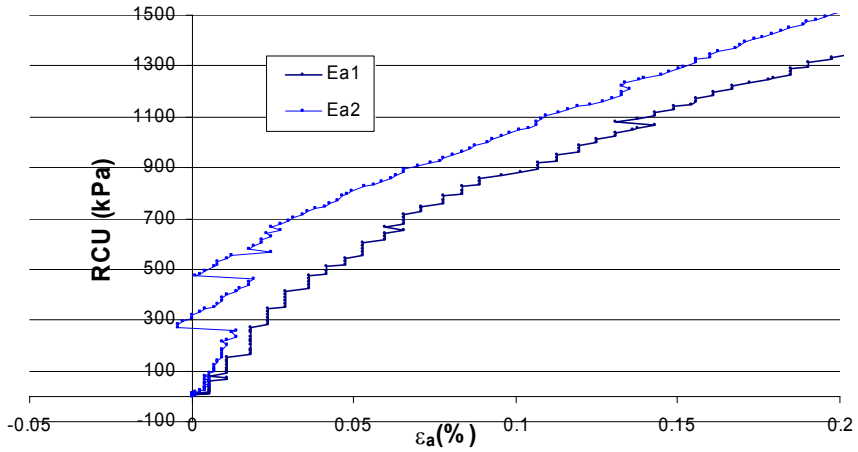


Figura 86b

Figura 86 movimentos anormais dos LDTs

Nestes ensaios, o LDT provavelmente não estava bem apoiado as âncoras e, com as deformações do provete durante o ensaio, ele foi-se ajustando às âncoras.

Os resultados encontrados ainda estão em fase de estudo, sendo estes resultados parciais. O módulo de deformabilidade também será determinado através de ensaios triaxiais sob diversas trajetórias de tensão, dessa maneira será possível aferir os valores encontrados e tirar conclusões mais precisas, como também construir um gráfico da degradação da rigidez para o solo-cimento compactado.

4.8 Determinação do Módulo de deformabilidade e do Módulo de Descarga-Recarga através de Ensaios de Compressão uniaxial com Ciclos

O objetivo desses ensaios foi o de aferir os módulos obtidos com os ensaios de compressão uniaxial e de obter uma primeira estimativa de módulos de descarga-recarga, visto que o número de ensaios realizados foi insuficiente para obter resultados representativos. A este módulo de descarga-recarga atribuiu-se a designação de histerético por se ter adotado um valor entre os vértices

Esses ensaios foram realizados com uma célula de carga de 10kN, que possui precisão muito superior na leitura das cargas pequenas do que a célula de 100kN e a velocidade da prensa foi diminuída para obtenção de um maior número pontos.

Foram realizados cinco ensaios de compressão com ciclos, sendo que os provetes ensaiados estavam de acordo com os critérios de seleção e pertenciam a pontos de moldagem da linha horizontal. No Quadro 18, compara-se os módulos de elasticidade obtidos nos ensaios com e sem ciclos.

Quadro 18 Comparação entre os módulos obtidos nos ensaios de compressão uniaxial com e sem ciclos.

C (%)	γ (kN/m3)	w (%)	E1 (MPa)	E2 (MPa)	Módulo Histerético (Mpa)	
					ciclo1	ciclo2
2	17,2	6	108	567	127	125
2	17,2	9	648	1095	869	637
2	17,2	14	951	978	1663	1256
2	17,2	16	805	388	1119	1118
3	17,2	16	946	844	1609	1906

No Quadro 18, E1 é referente ao módulo obtido em ensaios realizados com a célula de 100kN, e E2, com a célula de 10kN. Observa-se que os módulos obtidos são muito dispersos, apenas em dois pontos os resultados foram semelhantes. Como foram realizados poucos ensaios com ciclos, apenas cinco, não é possível tirar conclusões a partir desses ensaios. Seriam necessários no mínimo três ensaios para cada ponto para se ter uma média dos valores seguindo um critério de rejeição e de validade estatística para que fosse possível essa comparação. Os valores dos módulos de elasticidade e módulo histerético serão determinados com precisão com os ensaios triaxiais que estão sendo realizados.

Como exemplo, apresenta-se na Figura 87 o gráfico que relaciona RCU (kPa) x ε_a (%) obtido a partir dos resultados do ensaio com o provete CS3/1,75/16/E3.

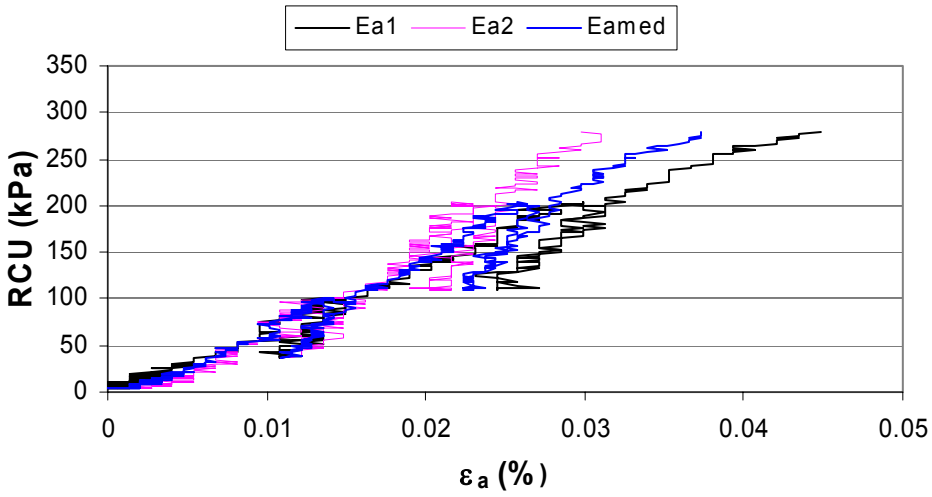


Figura 87 Dados adquiridos no ensaio do provete CS3/1,75/16/E3, onde verifica uma ligeira movimentação horizontal do gráfico durante seu desenvolvimento

Na Figura 87, Ea1 e Ea2 representam a evolução do gráfico para deformação medida em cada LDT e Eamed representa a média destes dois gráficos. Observa-se que o gráfico se desenvolve de maneira irregular, com um ligeiro movimento de oscilação horizontal. Isso indica que os LDTs oscilavam verticalmente durante o ensaio. Esse fenômeno foi observado com muito menor intensidade nos ensaios de compressão uniaxial sem ciclos.

Esse movimento dos LDTs é devido a pequenas vibrações da prensa durante execução do ensaio, que foram captadas devido a grande sensibilidade do equipamento, e, sobretudo, à resolução do sistema de aquisição de dados. Somente foram verificados nesses ensaios devido à velocidade reduzida da prensa e do maior número de pontos adquiridos, para melhor definição dos ciclos.

Na Figura 88, apresenta-se os gráficos dos pormenores referentes ao primeiro e segundo ciclos.

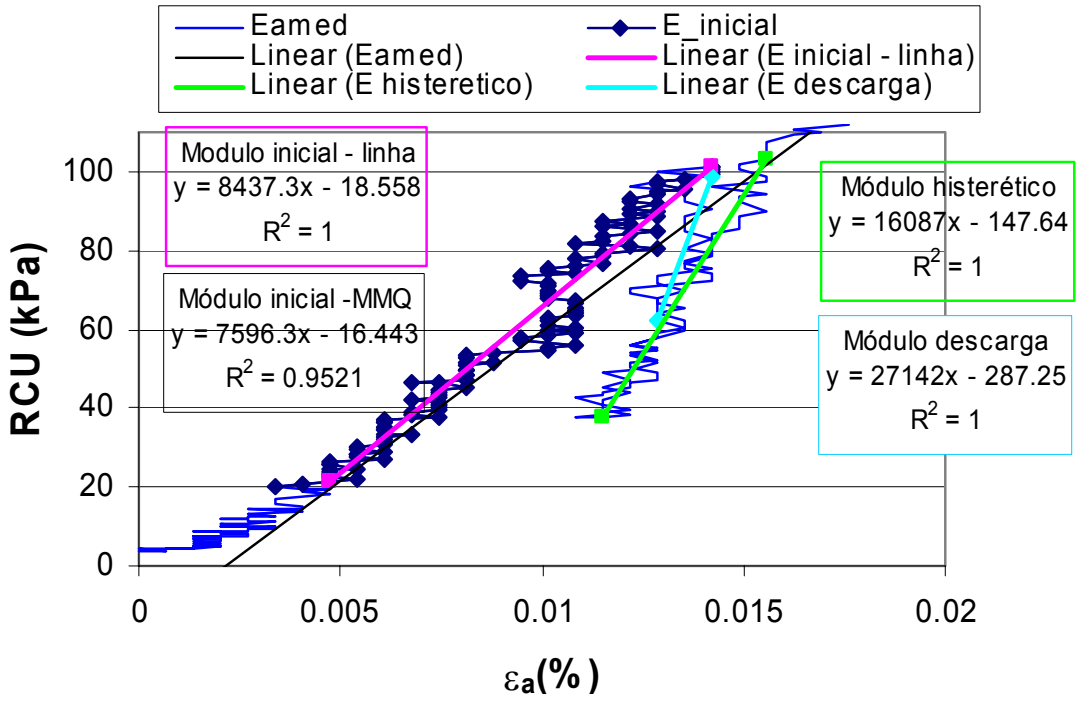


Figura 88a 1º ciclo

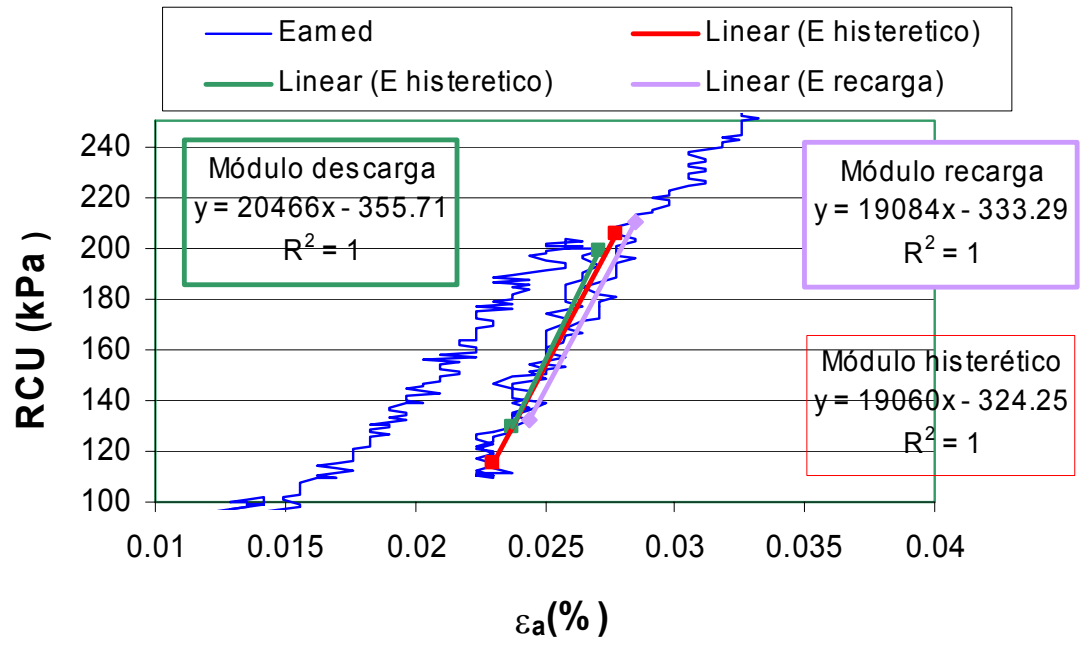


Figura 88b 2º ciclo

Figura 88 detalhe do 1º e 2º ciclos obtidos para o provete CS3/1.75/16/E3

4.9 Determinação do Módulo de Distorção Máximo a partir de Ondas Sísmicas

Foram realizadas três medições de velocidade de ondas símicas de corte (ondas S) sob parâmetros distintos que permitiram a obtenção do módulo de distorção máximo ($G_{máx}$), ou inicial (G_o) ou dinâmico (G_{din}). Duas dessas velocidades foram obtidas

através da técnica da primeira chegada da onda de resposta (TD), e uma através da técnica da identificação dos pontos de fase π (FD).

Na Quadro 19, relaciona-se os diversos valores encontrados para a rigidez do solo-cimento; na Figura 89 apresenta-se o gráfico que relaciona os módulos de distorção com a razão $V_v/V_c^{0,21}$.

Observa-se que a razão $V_v/V_c^{0,21}$ encontrada para os provetes moldados para os ensaios com Bender Elements foram inferiores (aproximadamente metade) que os encontrados para os provetes moldados para os ensaios de compressão uniaxial sob as mesmas condições de moldagem. Isto ocorreu porque os provetes apresentavam diferentes alturas, sendo assim, a fatorização de V_c ao expoente 0,21 gerou diferentes valores para a razão $V_v/V_c^{0,21}$.

Quadro 19 Quadro com os módulos obtidos

C (%)	γ (kN/m^3)	w (%)	Gmáx (Via Vp, MPa)	Gmáx (FD, MPa)	Gmáx (TD, MPa)
2	16,4	12	454	511	280
2	17,2	12	755	220	279
2	17,9	12	1000	230	437
2	1,92	12	1220	381	387
3	1,67	12	708	596	385
3	1,75	12	854	574	621
3	1,83	12	1309	1497	796
3	1,92	12	1694	1328	570
5	1,67	12	855	1215	997
5	1,75	12	1120	2002	1233
5	1,83	12	1647	2413	1200
5	1,92	12	2126	2633	545
7	1,67	12	1138	2427	1459
7	1,75	12	1548	2556	2116
7	1,83	12	2148	2466	1224
7	1,92	12	2538	4017	1307

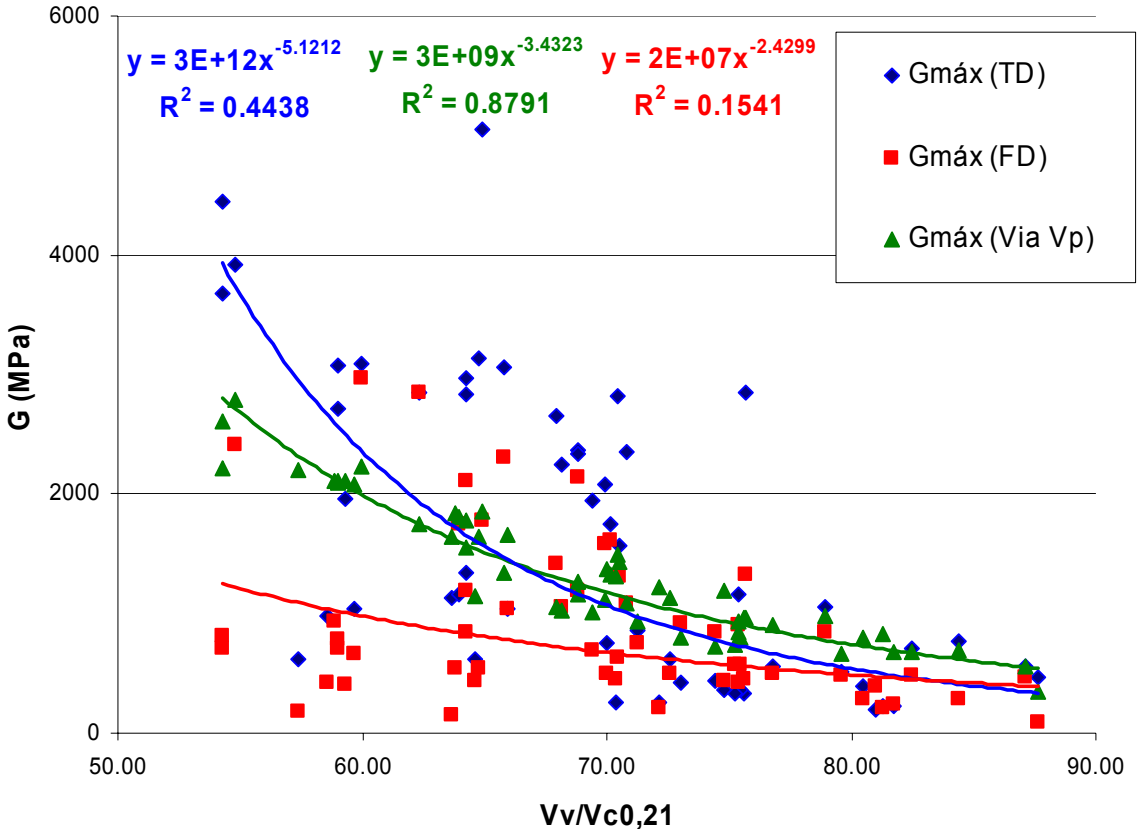


Figura 89 Comparação entre as relações dos módulos de distorção obtidos com a relação Vv/Vc0,21

Observa-se um ajuste superior para a relação $G_{máx}$ versus $V_v/V_c^{0,21}$ com o módulo de distorção máximo obtido via Vp do que para os módulos obtidos a partir das leituras diretas das ondas de corte. Este fato é reflexo da complexidade da obtenção dos tempos de propagação das ondas de corte (S).

Para a dificuldade na determinação correta do tempo de propagação, têm sido apresentados vários métodos, desde os mais simples, baseados na observação direta dos registros e medição imediata de intervalos de tempo entre as duas ondas, até aos mais complexos, apoiados em metodologias estatísticas de tratamento dos sinais (Ferreira, 2003).

Como refere Ferreira (2003), a medição direta do intervalo entre as ondas é prática comum e baseia-se, à semelhança das técnicas usadas na geofísica (por exemplo, no *Cross-Hole* ou nos *Down-Hole* e *Up-Hole*), na identificação do primeiro instante de chegada da onda recebida (ver Figura 90) ou seja, a primeira inflexão do sinal de resposta. Assume-se a hipótese de difusão unicamente planar das ondas e ausência de ondas reflectidas e (ou) refratadas durante a propagação pelo corpo da amostra.

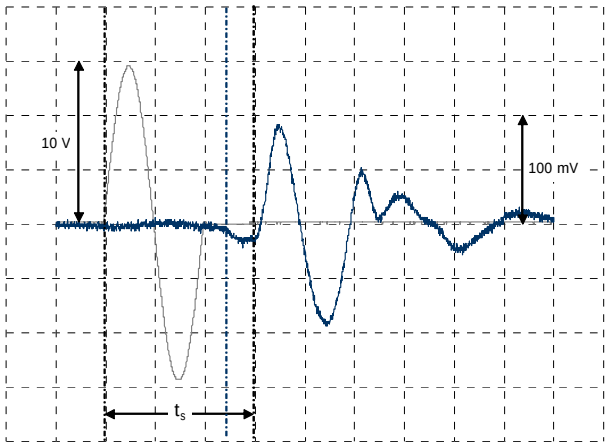


Figura 90 Determinação do tempo de propagação de uma onda S, pelo método da primeira chegada do sinal de resposta (Ferreira, 2003)

Este método, segundo Ferreira (2003), assume que a onda transmitida se propaga ao longo da amostra mas é reflectida na placa do elemento receptor, na extremidade oposta, retornando ao transmissor e novamente regressando ao receptor. Este segundo instante em que a onda regressa ao elemento receptor define a segunda chegada da onda e o intervalo de tempo entre a primeira e a segunda chegada é considerado o dobro do tempo de propagação.

Outra alternativa para definição do tempo de propagação de um impulso entre dois pontos no espaço pode ser medido pelo intervalo de tempo entre pontos (ou posições) característicos das ondas registadas nesses dois pontos, partindo do mesmo princípio de ondas de difusão planar e a ausência de ondas refractadas e/ou reflectidas. As posições características mais usadas correntemente correspondem aos primeiros pontos de inflexão da onda, ou seja, o primeiro pico, o primeiro "vale" e, eventualmente as intersecções em zero (Ferreira, 2003). A Figura 91 ilustra a aplicação deste método, para o qual o tempo de propagação é definido pelo intervalo de tempo entre os pontos A e A', B e B' ou C e C' (Arulnathan *et al.,* 1998).

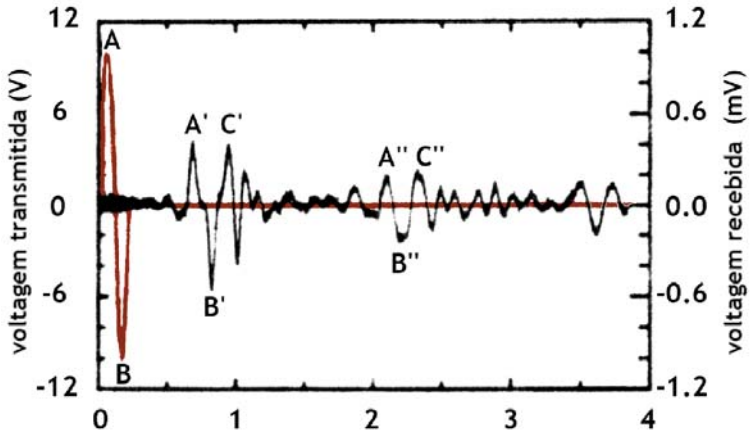


Figura 91 Determinação do tempo de propagação de uma onda S, pelo método da segunda chegada do sinal de resposta (adaptado de Arulnathan et al., 1998 – adaptada por Ferreira 2003)

Este método tem a vantagem de evitar a subjectividade associada às determinações visuais, já que os pontos característicos são identificados com precisão, de forma simples e fácil.

Estes métodos, e outros propostos por outros autores citados por Ferreira (2003), são todos associados a análises no domínio do tempo (DT, ou na literatura anglo-saxónica "*Time-Domain*", TD).

Uma outra classe de análises é feita no domínio das frequências (DF) - "*Frequence-Domain*" (FD) – e consiste na identificação dos pontos de fase π. Como descreve Ferreira (2003), Bodare e Massarsch (1984), Viggiani e Atkinson (1995) determinaram o "tempo de propagação do grupo" por interpolação linear dos ângulos de fase do espectro de potência cruzada na respectiva gama de frequências.

Este método baseado no domínio dos tempos conduz a resultados erróneos, encontrando-se na bibliografia discrepâncias de até 50% entre métodos diferentes. Muitos destes problemas, segundo Ferreira (2003) estão associados aos factores de erro já abordados, mas derivam também dos efeitos transientes que são consequência da aplicação de impulsos de onda simples (ciclos únicos) que se anulam quando são adoptadas ondas harmónicas contínuas. Apesar de não ser possível determinar a chegada de uma onda contínua de modo directo, existem algumas técnicas que permitem extrair essa informação com base nos dados registados (Greening e Nash, 2002).

A utilização de ondas sinusoidais contínuas (e de frequência variável) para definir tempos de propagação de ondas de corte em amostras de solo adopta uma

representação bidimensional xy, independente do tempo, sendo que os sinais de entrada e saída podem ser associados a cada um dos eixos (por exemplo, x = entrada, y = saída) e as Figuras de *Lissajous* resultantes fornecem indicações sobre a relação entre ambas as ondas, designadamente sobre o ângulo de fase entre os dois sinais (Ferreira, 2003). Ainda seguindo a descrição desta autora, verifica-se que, para determinadas frequências do sinal transmitido, a relação xy passa a ser linear, traduzindo uma condição de fase ou contra-fase entre as ondas, correspondente a ângulos de fase múltiplos pares ou ímpares de π, consoante o declive positivo ou negativo dessa linha, respectivamente. Exemplos desta representação e dos casos particulares de fase e contra-fase dos sinais são apresentados na Figura 92 e 93.

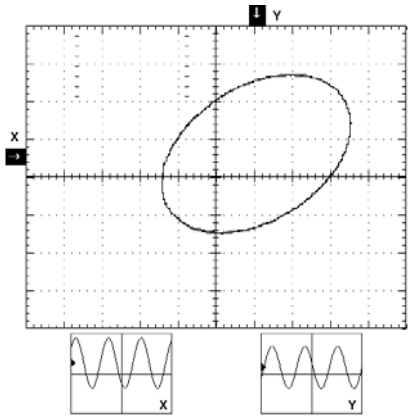


Figura 92 representação xy (Ferreira, 2003)

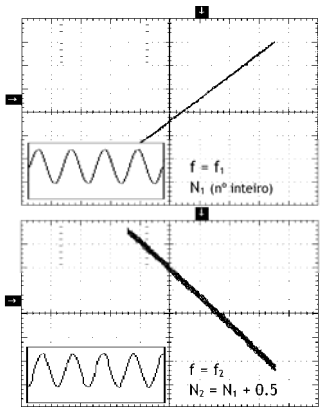


Figura 93 identificação das frequências de fase e contra-fase(Ferreira, 2003)

Esta técnica é, segundo Ferreira (2003), designada por "comparação [ou identificação] dos pontos de fase π" (Greening et al, 2003; Greening e Nash, 2004), apoia-se nos conceitos clássicos da teoria de propagação das ondas, nos quais a velocidade V é função da frequência f e do comprimento de onda λ, ou da distância percorrida L e do correspondente ângulo de fase ϕ(f) entre as ondas, como se exprime a seguir:

$$V = \lambda \cdot f = 2\pi \cdot f \frac{d}{\phi(f)} \qquad (4.3)$$

A representação destas frequências, citando Ferreira (2003), versus os respectivos ângulos de fase resulta numa relação aproximadamente linear, cujo declive é proporcional ao tempo de propagação e, consequentemente, à velocidade. Na prática inclui-se o parâmetro N, o número de comprimentos de onda, o qual assume

valores múltiplos de 0,5 para ângulos de fase múltiplos de π. Segundo Ferreira (2003), a velocidade obtém-se do número de comprimentos de onda em função do ângulo de fase:

$$N = \frac{\phi(f)}{2\pi} \qquad (4.4)$$

Para as frequências de fase da amostra, o ângulo de fase é múltiplo de π, ou seja, $\phi(f) = k\pi$, donde advém:

$$N = \frac{k}{2} \qquad (4.5)$$

Relacionando N com o tempo de propagação da onda, obtém-se:

$$t = \frac{d}{V} = \frac{N}{f} \qquad (4.6)$$

Às frequências de fase e contra-fase correspondem N comprimentos de onda conhecidos, múltiplos consecutivos de 0,5. Ainda segundo Ferreira (2003), a representação gráfica destas duas grandezas conduz, do mesmo modo que para os ângulos de fase, a uma relação linear cujo declive traduz directamente o tempo de propagação da onda na amostra. Na Figura 94 ilustra-se um destes procedimentos.

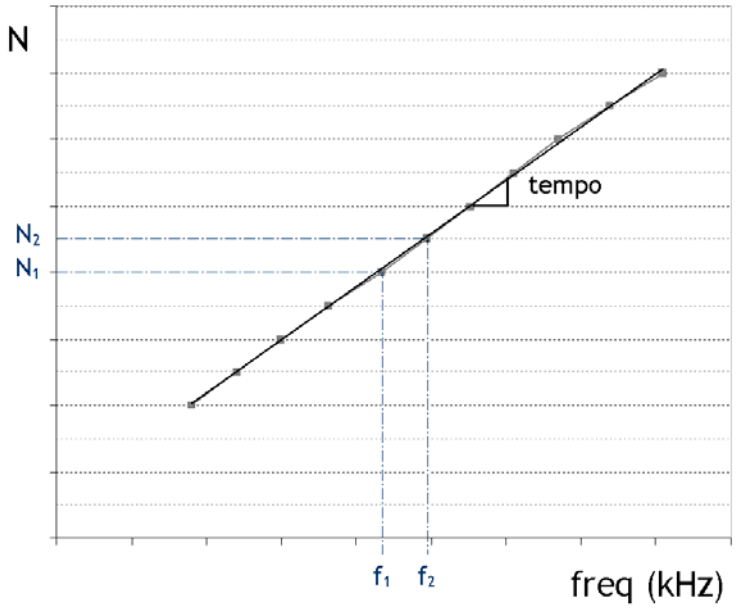


Figura 94 Método dos pontos de fase π: determinação do tempo de propagação (Ferreira, 2003)

Ferreira (2003) apresenta a implementação de um sistema automático de aquisição, associado a programas de análise espectral (relativamente vulgarizados em engenharia sísmica), acoplado aos equipamentos de ensaio. Este sistema permite a realização, gestão e registro de ensaios contínuos em toda a gama de frequências, obtendo-se um conjunto contínuo de resultados do tipo frequência *versus* ângulo de fase, com evidentes vantagens ao nível da facilidade, rapidez e fiabilidade na determinação do tempo de propagação das ondas.

Esta técnica de análise de ondas contínuas, é uma alternativa objectiva e, em princípio, rigorosa para a determinação do tempo de propagação, permitindo ainda uma sistematização e automatização não alcançáveis com os métodos anteriores. A conjugação dos dois é muito favorável (Viana da Fonseca e tal., 2008).

Voltando à análise da Figura 89, verifica-se uma fraca correlação da relação $G_{máx}$ versus $V_v/V_c^{0,21}$ para os módulos de distorção determinados através da leitura direta das ondas S, ou seja na análise no domínio do tempo, TP, e através do método de identificação dos pontos de fase π, ou seja, na análise no domínio das frequências, enquanto que para os valores obtidos via ondas P obteve-se um ajuste muito bom.

Isso deve-se à dificuldade em se obter um bom sinal para solos muito rígidos, como é o caso do solo-cimento compactado. O sinal obtido na leitura das ondas S é muito complexo e de difícil interpretação. Para se obter sinais precisos em solos de elevada rigidez é necessário equipamentos com maior gama de frequência e mais capacidade energética de amplificação. Os equipamentos disponíveis no Laboratório de Geotecnia da FEUP, obtiveram excelentes resultados para amostras indeformadas de solo residual, menos rígidas, tanto na análise no domínio dos tempos como no domínio das frequências (Viana da Fonseca et al., 2008 e Ferreira, 2008).

Um fator de grande influência na qualidade dos sinais é a interferência das ondas P na identificação das ondas S, dada a grande proximidade dos valores das duas velocidade em solo-cimento e em outros materiais muito rígidos. O Bender Element gera uma onda de corte a partir de um movimento de flexão conjunto das duas placas piezocerâmicas. Esse movimento, ao comprimir o solo, também gera ondas é P, que interfere na aquisição dos dados das ondas S. Esse mesmo fenómeno

verifica-se nas bases e nos topos onde eles se encostam, o que dificulta ainda mais a interpretação. Este assunto é objeto de estudos avançados na FEUP.

Observa-se também uma maior dispersão nos dados obtidos com a técnica da identificação dos pontos de fase π (FD), o que sugere que este método pode ser de mais complexa interpretação para solos com grande rigidez, que o método da primeira chegada. Nas Figuras 95 e 96 apresenta-se dois exemplos de sinais obtidos para leitura das ondas S.

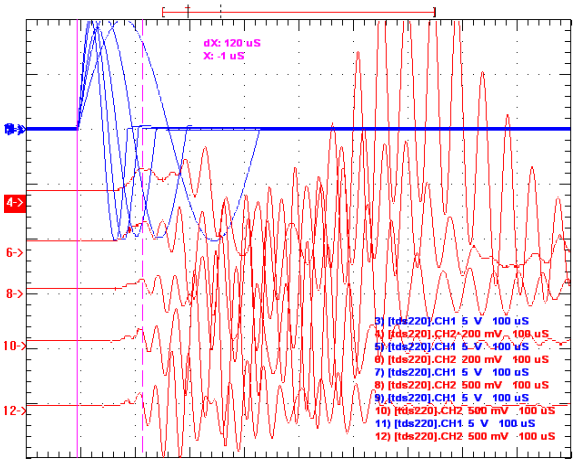


Figura 95 Sinal obtido para ondas S na análise no domínio dos tempos para o provete CS2/1,67/12/E2

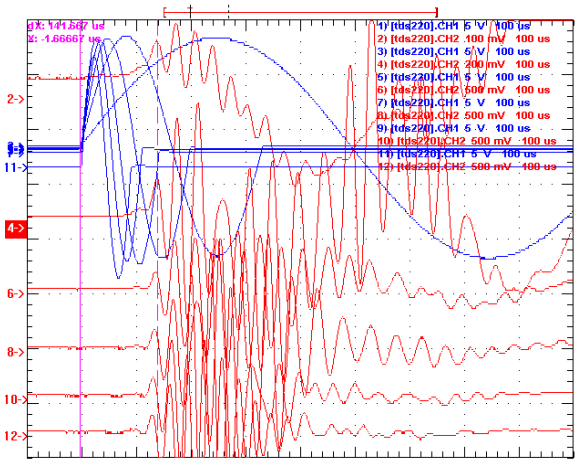


Figura 96 Sinal obtido para ondas S na análise no domínio dos tempos para o provete CS3/1,83/12/E3

Observa-se grande complexidade dos sinais obtidos, o que torna a interpretação dos dados muito difícil. Trata-se de uma relação entre voltagem (eixo vertical) e tempo (eixo horizontal), onde as ondas em azul representam o input, ou seja, os sinais emitidos para diferentes frequências e as ondas em vermelho, o output, que representam os sinais recebidos. Para este exemplo, o input é apresentado na escala de 5V enquanto que o output, na escala 100mV. Foram realizadas medições para diferentes frequências, o que permite fazer comparação entre as respostas obtidas, procurando semelhanças e pontos em comum, o que permite uma interpretação mais fiável dos dados. As linhas verticais delimitam o tempo de percursso da onda, indicando o momento em que a onda foi emitida e o momento em que foi captada.

Para as ondas P, diferentemente das ondas S, obteve-se um sinal muito mais claro, o que permitiu uma interpretação precisa dos resultados, o que se reflete no bom ajuste encontrado na relação $G_{máx}$ versus $V_v/V_c^{0,21}$. Diferentemente das ondas S, as ondas P, por serem mais rápidas, não sofrem interferência de outros tipos de ondas,

cujo sinal é mais tardio. Nas Figuras 97 e 98, apresenta-se dois exemplos de respostas obtidas para ondas P.

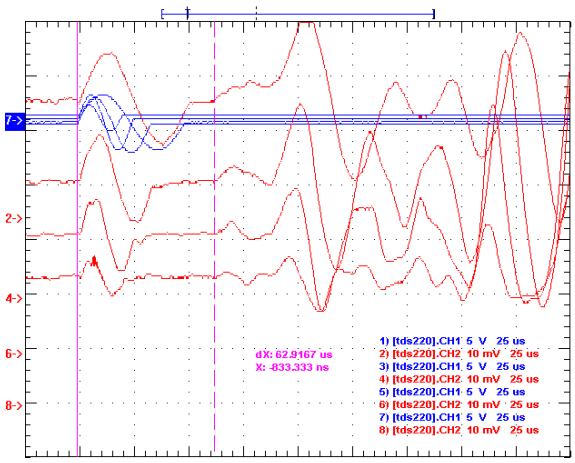


Figura 97 Sinal obtido para ondas P na análise no domínio dos tempos para o provete CS3/1,83/12/E3.

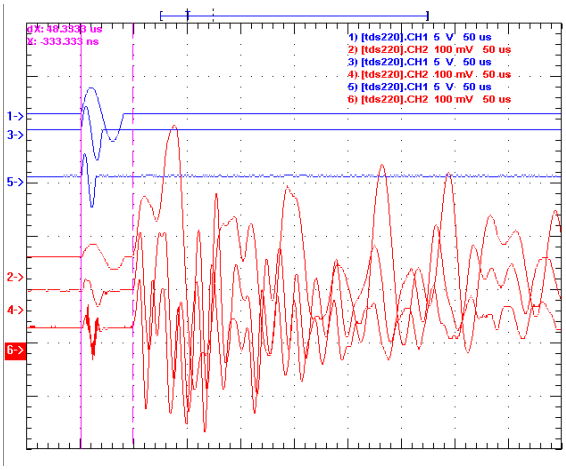


Figura 98 Sinal obtido para ondas P na análise no domínio dos tempos para o provete CS2/1,67/12/E2.

A interpretação destes sinais é significativamente mais simples, sendo a chegada da onda representada pela primeira inflexão da onda de resposta, facilmente identificada nos gráficos acima. No caso das ondas S, torna-se mais difícil a interpretação principalmente devido a interferência das ondas P.

O fato do provete estar próximo da saturação parece influenciar na qualidade do sinal por gerar uma maior continuidade do meio e facilitar o movimento vibratório das partículas de solo, que permite com que a onda se propague com mais energia transmitida ao esqueleto sólido. Teoricamente, os valores lidos pelas ondas P em amostras saturadas ou próximas da saturação não são representativos do comportamento da matriz granular por terem o seu movimento regido pela água que preenche os vazios ao invés do movimento vibratório das partículas de solo.

A coerência dos valores das velocidades de ondas S e, consequentemente, dos módulos de distorção dinâmicos obtidos através da leitura das ondas S pela técnica da primeira chegada e pela técnica de identificação dos pontos de fase π, estão em fase de estudos. O presente trabalho limita-se a apresentar resultados obtidos até o momento e a sua interpretação, já que deles não é possível tirar conclusões. Portanto, serão apenas discutidos os resultados obtidos para o $G_{máx}$ determinado a partir das ondas P, onde se obteve uma boa correlação.

Para obtenção de $G_{máx}$ através das ondas P, é primeiro necessário calcular o valor de V_s a partir de V_p através da expressão:

$$\upsilon = \frac{(\frac{Vp}{Vs})^2 - 2}{2 \cdot (\frac{Vp}{Vs})^2 - 2} \qquad (4.7)$$

O coeficiente de Poisson considerado foi de 0,3, valor típico em solos residuais de granito do Porto (Viana da Fonseca et al; 2006). Estão sendo realizados no presente ensaios triaxiais no laboratório de Geotecnia da FEUP onde será determinado o coeficiente de Poisson do solo-cimento compactado através da medição das deformações radiais e longitudinais durante o ensaio.

Nas Figuras 99, 100 e 101, apresentam-se gráficos semelhantes aos construídos para a resistência à compressão uniaxial, que relacionam o módulo de distorção máximo derivado das velocidades das ondas P com a porosidade e com o teor de cimento.

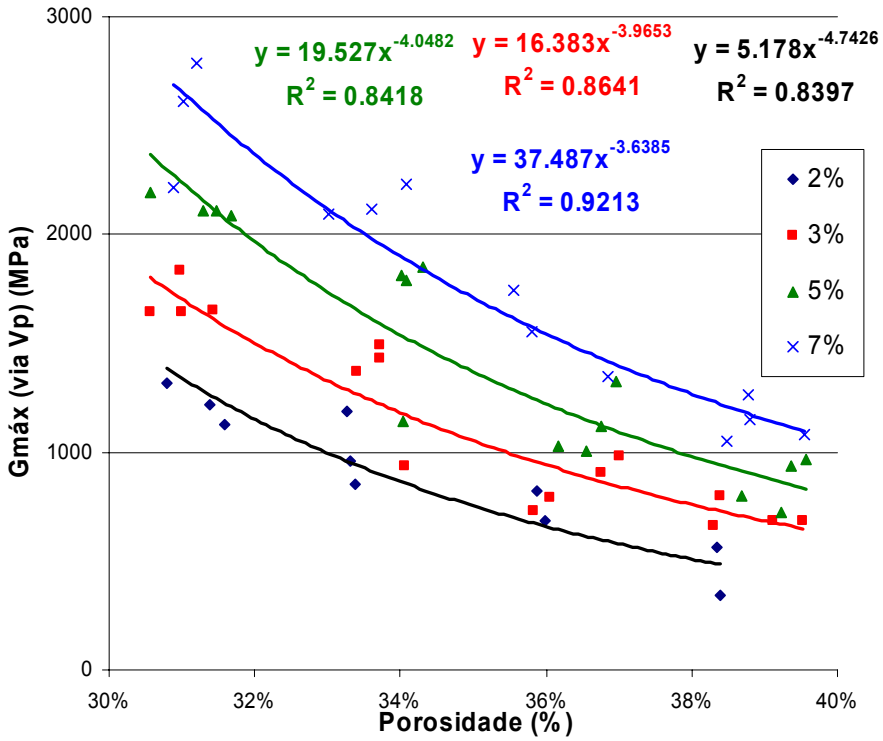


Figura 99 Gmáx (MPa) versus Porosidade (%)

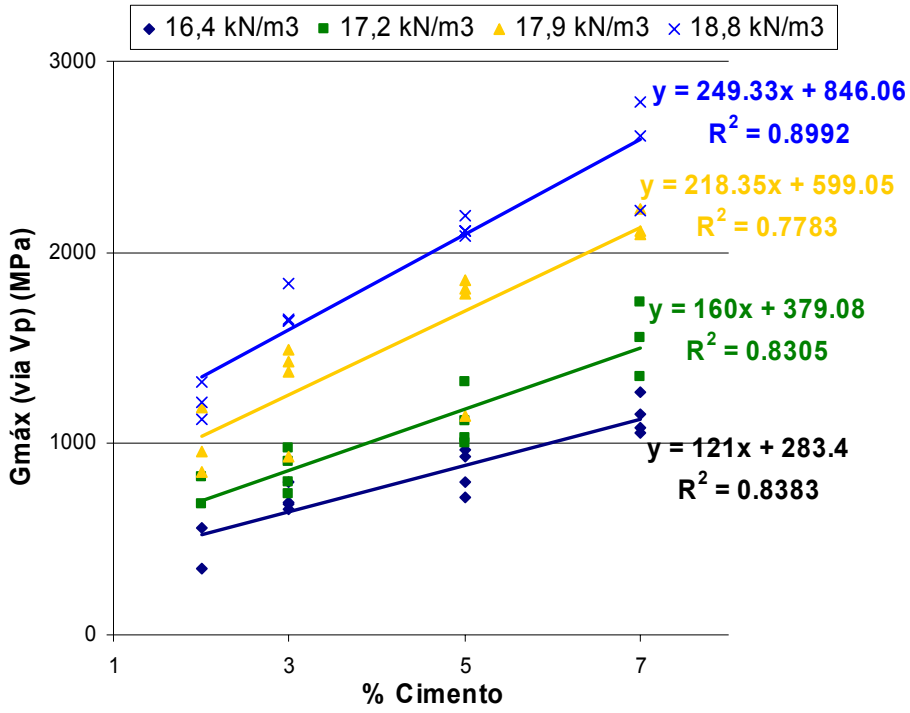


Figura 100 Gmáx (MPa) versus C (%) (relações válidas para o intervalo estudado)

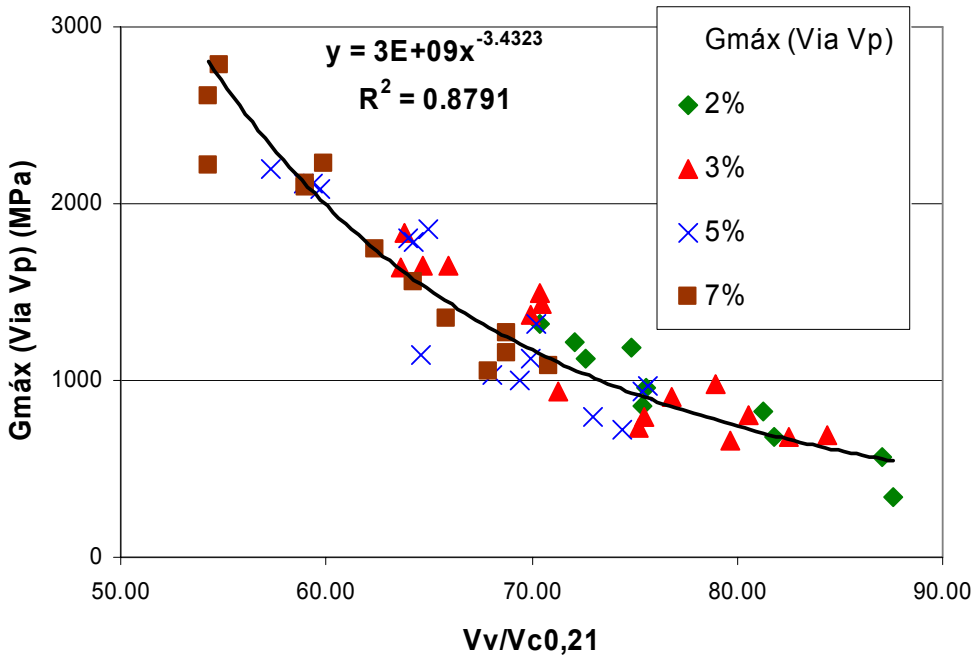


Figura 101 Gmáx (MPa) versus $Vv/Vc^{0,21}$ (%)

Observa-se um comportamento semelhante ao da resistência e do módulo de deformabilidade perante as variáveis teor de cimento e porosidade do solo-cimento compactado. Estes resultados indicam que as variáveis físicas constituintes que condicionam a rigidez são convergentes com as que afetam a resistência. Os ajustes obtidos foram considerados muito bons considerando a complexidade da obtenção dos valores.

4.9.1 Comparação entre os Módulos de Elasticidade obtidos a partir de Gmáx e dos LDTs

No Quadro 20 e na Figura 102, apresentam-se a comparação entre os valores médios obtidos do módulo de deformabilidade a partir da deformação medida durante os ensaios de compressão uniaxial com auxílio dos LDTs e o obtido através da expressão clássica da Resistência dos Materiais $E=G(2+2\nu)$, sendo que o módulo de distorção é o referente a velocidade das ondas de compressão.

Quadro 20 Comparação entre os Módulos de Elasticidade obtidos a partir dos LDTs e dos ensaios sísmicos

C (%)	γ (kN/m^3)	w (%)	E (via Gmáx) (MPa)	E (LDTs) (MPa)	E (Gmáx)/E (LDT)
2	16,4	12	1179	691	1.71
2	17,2	12	1962	405	4.84
2	17,9	12	2600	698	3.72
2	1,92	12	3172	827	3.84
3	1,67	12	1841	654	2.82
3	1,75	12	2220	717	3.1
3	1,83	12	3404	1389	2.45
3	1,92	12	4405	1581	2.79
5	1,67	12	2223	1235	1.8
5	1,75	12	2912	1914	1.52
5	1,83	12	4283	2802	1.53
5	1,92	12	5528	2836	1.95
7	1,67	12	2959	1422	2.08
7	1,75	12	4024	1888	2.13
7	1,83	12	5584	2704	2.06
7	1,92	12	6598	4206	1.57

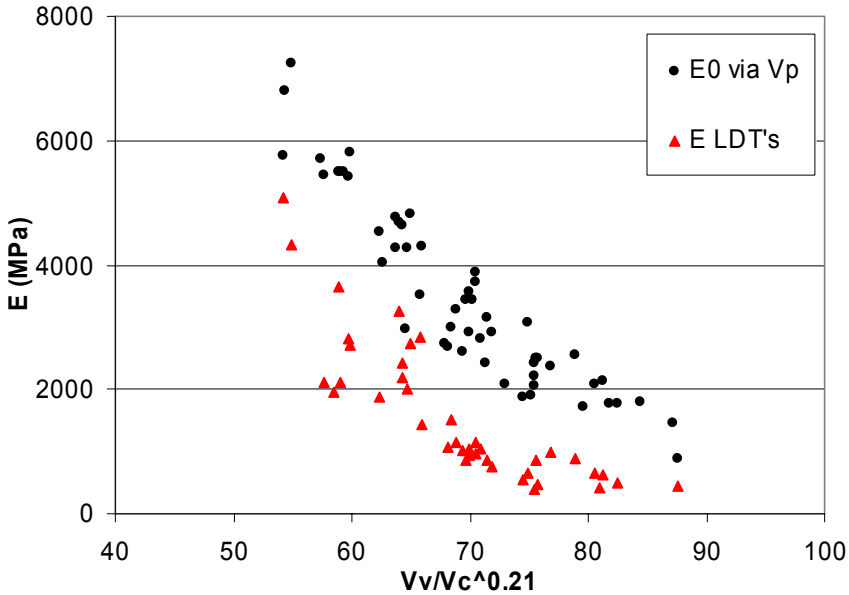


Figura 102 Comparação entre os módulos de elasticidade obtidos

Conforme se observa no quadro, o módulo de deformabilidade referente aos Gmáx é significativamente superior ao módulo de deformabilidade referente às deformações

medidas durante os ensaios de compressão uniaxial. Sendo que, em média, os valores calculados via Gmáx são 2,5 vezes maiores que os calculados via deformação.

Isso pode ser explicado por duas razões principais: uma pela menor precisão micrométrica dos LDTs em provetes expostos ao ar e não confinados, como é o caso dos ensaios à compressão uniaxial; outra pela degradação da rigidez dos solos denunciada pela curva de Tensão-Deformação. A partir das ondas sísmicas, calcula-se o módulo de distorção para pequeníssimas deformações, onde não há degradação desta. Conforme o solo se deforma, a rigidez diminui, pelo que o módulo de deformabilidade obtido através dos ensaios de compressão uniaxial corresponde já a alguma degradação.

Um outro fator que influência esse resultado é o valor adotado para o coeficiente de Poisson. O valor arbitrado será, com o decorrer dos ensaios triaxiais, determinado o mais aprepriado para o solo-cimento, possibilitando uma análise mais realista dos resultados.

4.10 Ensaios de Compressão Diametral ou Ensaios Brasileiros

Os provetes moldados para leitura das ondas sísmicas foram depois submetidos a ensaios de compressão diametral ou ensaios brasileiros. O objetivo principal destes ensaios era verificar a homogeneidade dos provetes e rejeitar os que obtivessem uma resistência diferente de 10%.

A partir desses ensaios foi possível avaliar a resistência à tração do solo-cimento compactado. No Quadro 21, apresenta-se as características dos provetes ensaiados. Também se relaciona valores da resistência à compressão uniaxial obtidas nos ensaios de compressão uniaxial com as resistências de tração obtidos nos ensaios brasileiros.

Quadro 21 Relação entre resistência à compressão uniaxial, obtida através dos ensaios de compressão uniaxial e resistência à tração, obtida através dos ensaios brasileiros

γ (kN/m3)	C (%)	w (%)	RCU (kPa)	Tensão de Tração (kPa)	**Tração/Compressão (%)**
16,4	2	12	624	70	**11.24**
17,2	2	12	821	106	**12.89**
17,9	2	12	1502	144	**9.62**
1,92	2	12	1873	187	**9.96**
1,67	3	12	860	107	**12.49**
1,75	3	12	1168	134	**11.49**
1,83	3	12	2199	175	**7.97**
1,92	3	12	2784	300	**10.76**
1,67	5	12	1384	163	**11.76**
1,75	5	12	1909	217	**11.38**
1,83	5	12	3236	374	**11.56**
1,92	5	12	4292	497	**11.58**
1,67	7	12	1850	295	**15.94**
1,75	7	12	2726	380	**13.93**
1,83	7	12	3976	546	**13.74**
1,92	7	12	5598	650	**11.61**

Os resultados obtidos estão de acordo com a literatura consultada, que ajusta para valores da resistência à tração do solo-cimento em torno de 9 a 15% da compressão axial. Obteve-se valores para a resistência à tração, em média, de 11,75% da resistência à compressão uniaxial.

Concluímos a partir desses resultados que a adição de cimento ao solo promove um ganho de resistência à tração diretamente porporcional ao ganho de resistência à compressão uniaxial e que os ensaios brasileiros realizados forneceram valores fiáveis da resistência à tração do solo-cimento compactado.

A Figura 103 apresenta a relação entre à Resistência à Tração e a razão V_v/V_c ^{0,21}. Observa-se um bom coeficiente de ajuste, que indica que esta relação é um bom parâmetro para estimativa e controle da resistência à tração das misturas de solo-cimento compactada.

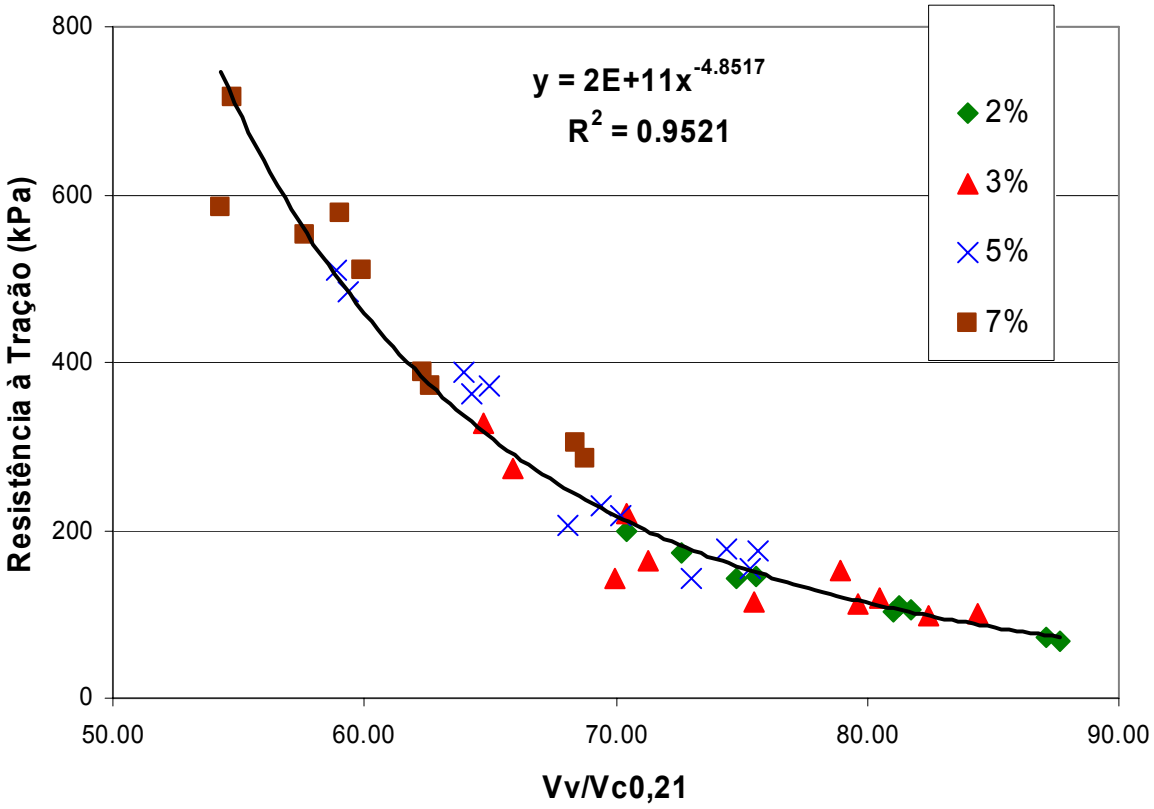


Figura 103 Resistência à tração versus Vv/Vc^{0,21}

5 Conclusões e Investigações Futuras

5.1 Conclusões

A partir da análise dos resultados obtidos, pode-se tirar as seguintes conclusões para as etapas da investigação:

5.1.1 Estudo da resistência à compressão uniaxial perante a variação da porosidade, teor em água e do porcentagem de cimento:

A resistência à compressão uniaxial aumenta exponencialmente com a diminuição da porosidade, o que se reflete na grande influência deste parâmetro na resistência do solo-cimento.

O mecanismo pelo qual a diminuição da porosidade ou aumento da massa volúmica influenciam a resistência à compressão uniaxial está relacionado com o aumento do número de pontos de contato entre as partículas e com o maior intertravamento entre elas. Outro fator que também tem influência é o maior atrito que pode ser mobilizado entre as partículas de solo.

A porosidade também influencia na cimentação do solo-cimento, ou seja, quanto menor a porosidade, mais efetiva será a cimentação. Uma diminuição na porosidade causa um aumento exponencial da taxa de incremento da resistência à compressão uniaxial com o aumento da quantidade de cimento.

A resistência à compressão uniaxial cresce linearmente com o aumento do teor de cimento. A adição de pequenas quantidades de cimento promove ganhos significativos de resistência.

A quantidade de água presente na mistura interfere na resistência à compressão uniaxial do solo-cimento compactado. A resistência aumenta até um valor ótimo da umidade, decrescendo a partir daquele ponto.

O mecanismo pelo qual a umidade afeta a resistência está relacionado com a estrutura conferida ao solo-cimento durante o processo de moldagem. Para o solo silte-arenoso estudado, para valores do teor em água abaixo do ótimo, a estrutura se apresenta como floculada e para valores acima do ótimo, o solo apresenta uma estrutura dispersa. A cimentação é mais efetiva quando o teor em água se encontra

acima do teor ótimo devido à sua estrutura dispersa, sendo que a estrutura do tipo floculada gera dificuldades para a hidratação do cimento.

Da análise dos resultados obtidos, pode-se concluir que para teores baixos de cimento (2 e 3%) a resistência intrínseca da estrutura e o efeito da cimentação se compensam e para teores elevados de cimento (5 a 7%) o efeito cimentação é mais relevante. A taxa de incremento da resistência à compressão uniaxial parece crescer de forma aproximadamente linear até um valor limite, próximo do valor ótimo da umidade, onde a estrutura evolui para dispersa.

A relação $V_v/V_c^{0,21}$ versus resistência à compressão uniaxial se mostrou bastante adequada para o controle da resistência. Uma diminuição de razão $V_v/V_c^{0,21}$ implica em um aumento exponencial da resistência.

Foi necessário fatorizar o fator “volume de cimento”, tendo expoente que melhor se ajustou sido de 0,21. Esse expoente indica a baixa sensibilidade do solo à adição de cimento quando comparado com a porosidade. Quanto maior o valor desse índice, melhores serão os resultados referentes ao acréscimo de cimento ao solo.

5.1.2 Medições da sucção

Para este tipo de solo nas condições do ensaio, com grau de saturação médio de 78,6%, a sucção apresentou uma tendência de aumento diretamente proporcional ao aumento de resistência à compressão uniaxial. No entanto, o valor encontrado representa em média 1,1% da resistência do solo-cimento compactado. Portanto, a sucção não é neste caso relevante sobre o valor da RCU, pelo menos, para este grau de saturação.

5.1.3 Determinação do módulo de deformabilidade a partir da deformação

Observa-se um comportamento do módulo de deformabilidade semelhante ao da resistência perante a variação da porosidade, do teor em água e do porcentagem de cimento, isto indica que essas variáveis afetam a rigidez da mesma maneira com que afetam a resistência. Relacionando o módulo de deformabilidade com a razão $V_v/V_c^{0,21}$ é possível obter um controle da rigidez de maneira semelhante ao da resistência.

É importante ter um especial cuidado com a instalação das âncoras ao provete. O posicionamento das âncoras é a maior causa de erros nas medições das

deformações e, consequentemente, no valor calculado do módulo de deformabilidade.

5.1.4 Medição das velocidades das ondas S e P com a técnica dos Bender Elements

Para o material utilizado neste trabalho, de elevada rigidez, constatou-se uma grande interferência das ondas P na determinação do tempo de propagação das ondas S. Também se verificou que a análise no domínio dos tempos, com a técnica de primeira chegada da onda de resposta, é mais adequada, para este material, já que a análise no domínio das frequências com a técnica da identificação dos pontos de fase π parece ser de maior complexidade de análise.

O valor do módulo de distorção máximo ($G_{máx}$), ou dinâmico (G_{din}), calculado a partir da velocidade de propagação das ondas P, apresentou comportamento similar à resistência e ao módulo de deformabilidade na vertente da variação da porosidade e do porcentagem de cimento, isso indica que estas variáveis influenciam de forma equivalente esses parâmetros. A relação entre $V_v/V_c^{0,21}$ também se mostrou adequada para controle do $G_{máx.}$

A partir da comparação entre E obtido através da deformação e a partir do $G_{máx}$, pode-se concluir que a rigidez obtida através do $G_{máx}$, isenta de degradação, distingui-se claramente da obtida através da deformação dos LDTs, que apresentavam certa degradação, evidenciando valores em média de 2,5 vezes inferiores àqueles.

5.1.5 Ensaios Brasileiros

O cimento promove ganhos de resistência à tração iguais aos de resistência à compressão uniaxial. A resistência à tração do solo-cimento estudado é igual a 11,75% da resistência à compressão uniaxial em média, o que é consistente com as gamas apresentadas na bibliografia para estes tipos de solos.

5.2 Investigações Futuras

Este trabalho integra-se em investigações em curso no Laboratório de Geotecnia da FEUP e pode ser considerado parte inicial de uma tese de doutoramento que vem sendo desenvolvida pela Eng. Sara Rios Silva, que tem como principal objetivo de, a partir do estudo do comportamento mecânico do solo natural e cimentado, criar

especificações úteis para o projeto de plataformas (em particular das vias para comboios de alta velocidade).

No presente, está sendo realizada uma bateria de ensaios triaxiais drenados e não-drenados com carga estática, variando-se a porosidade e a porcentagem de cimento da mistura. Os pontos de moldagem foram definidos a partir da relação RCU versus $V_v/V_c^{0,21}$,onde foram pré-estabelecidos dois níveis de resistência e, a partir dessa relação, determinaram-se os pontos de moldagem. Esses ensaios tem por objetivo analisar as respostas relacionadas com a tensão de desvio, módulo secante, parâmetros de resistência, variação volumétrica e tensão de plastificação mantendo constante a compacidade inicial, índice de vazios inicial, grau de saturação inicial, natureza do cimento, granulometria, tempo de cura. No fundo, tenderão a constituir base de uma modelação constitutiva destes materiais.

Também serão realizados ensaios triaxiais cíclicos com o intuito de avaliar o comportamento cíclico do solo-cimento. Simultaneamente aos ensaios triaxiais, são realizadas medições das velocidades das ondas sísmicas de corte e compressão com a utilização de Bender Elements instalados nas câmaras triaxiais. Com as velocidades das ondas sísmicas, obtém-se informação sobre as características dinâmicas de rigidez do solo-cimento, que será enquadrada com as propriedades cíclicas.

A eventual influência que um tipo de cimento distinto do correntemente Portland comum ultilizado em obra, nestes estudos paramétricos de laboratório – onde se ua cimento de elevada resistência e presa rápida (CEM I 52,5R), para a viabilização dos ensaios atempadamente – deverá ser avaliada, por comparação de séries de ensaios de calibração – de tipo distinto - em provetes de presa estabilizada com as duas composições.

A tensão de cura também será objeto de estudo. Serão executados ensaios triaxiais sob diferentes tensões de confinamento afim de estudar a sua influência no comportamento mecânico do solo-cimento. Por fim, será elaborado um modelo constitutivo do solo-cimento a partir do estabelecimento das leis constitutivas e das superfícies de plastificação encontradas nos ensaios triaxiais.

6 Referências Bibliográficas

ABCP (2002). Associação Brasileira de Cimento Portland - Guia Básico de Utilização do Cimento Portland. 7.ed. São Paulo, pp.28

ABNT (1992). Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 12.253 (Solo-cimento – Dosagem para emprego como camada de pavimento. Rio de Janeiro.

ABNT (2003). Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 6118 Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento.

AENOR (1996). Asociación Española de Normalización y Certificación. “UNE - 41240.- Cales para Construcción. Parte 1: Definiciones, Especificaciones y critérios de Conformidad. Madrid.

Arulnathan, R.; Boulanger, R.W. and Riemer, M.F. (1998). Analysis of Bender Element Tests, Geotechnical Testing Journal, Vol. 21, No. 2, pp. 120-131.

ASTM D 3282 (1993) - Standard Practice for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes.

ASTM D 5298 (1994). Standart Test Methool in Measurement of Soil Potencial (Suction) Using Filter Paper. Annual Brota of ASTM Standarts. Vol: 04.08, 1131082-1087. Philadelphia.

ASTM D 2938 (1995) - Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Intact Rock Core Specimens.

ATIC (1993) Associação de Normas Técnicas da Industria do Cimento. “Pistas de Solo-Cimento”. Boletim Técnico nº13.

Atkinson, J.H.; Salfors, G. (1991). Experimental determination of soil properties. Proccedings of the 10th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Firenze, Vol. 3, pp. 915-956.

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

Barros, J.M.C. (1996). Fatores que afetem o módulo de distorção dinâmico dos solos. Tese de Doutotamento em Engenharia, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

Bodore, A. and Massarsch, K.R., (1984).Determination of shear wave velocity by different cross-hole methods, Proc. Of the 8th World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, pp. 39-45.

Brignoli, E. G. M., Gotti, M. and Stokoe, K. H. (1996). Measurement of shear waves in laboratory specimens by means of piezoelectric transducers. ASTM Geotechnical Testing Journal, Vol. 19, No 4, pp. 384-397.

Caputo, H. P. (1981). Mecânica dos Solos e suas Aplicações. Ed. Livros técnicos e científicos S.A, Vols. 1, 2 e 3. Rio de Janeiro.

Carbelon, R. C. (2008) Reforço no solo com cimento, para plataforma de comboios de alta velocidade. Tese apresentada à Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul para a obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil, Porto Alegre, Brasil.

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

Ceratti, J. A. P. e Casanova, F. J. (1988). Um Método Físico Químico para Dosagem de Solo-Cimento. In: Simpósio sobre Novos Conceitos em Ensaios de Campo e Laboratório em Geotecnia, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro: COPPE/ABMS/ABGE, 1988, 2v, v.1, p.191-200.

Chembeze, S. D. (2006). Estudo experimental das características mecânicas de solos evolutivos em aterros de estradas de baixo custo e sujeitas a ciclos de secagem- molhagem. Tese de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, FEUP.

Chembeze, S., Vieira Faria, N. C., e Viana da Fonseca, A. (2005). A relevância do ensaio triaxial cíclico no estudo de deformabilidade de camadas de leito do pavimento: Um estudo em solos residuais do granito. Artigo para o 4º Congresso Luso-Moçambicano de Engenharia, Porto.

Clayton, C. R. I.; Khatrush, S. A.; Bica, A. V. D.; Siddique, A. (1989) The Use of Hall Effect Semiconductors in Geotechnical Instrumentation. Geotechnical Testing Journal, Philadelphia: ASTM, v.12, n.1, p.69-76.

Clough, G. W.; Sitar, N.; Bachus, R. C.; Rad, N. S. (1981). Cemented Sands Under Static Loading. Journal of Geotechnical Engineering Division, New York: ASCE, v.107, n.GT6, p.799-817.

Consoli, N. C.; Vendruscolo, M. A.; Prietto, P. D. M. (2003) Behavior of Plate Load Tests on Soil Layers Improved with Cement and Fiber. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York: ASCE, v.129, n.1, p.96-101.

Consoli, N.; Viana da Fonseca, A.; Foppa, D.; Festugato. L; (2005) Análise de Variáveis-Chave no Controle da Resistência Mecânica de Solos Artificialmente Cimentados, Porto Alegre.

Diff, W. (2007). “Ciclic Loadings on Cemented Soils Cured under Stress”. Rapport de Stage Scientifique – École National, Porto.

DNIT (2004). Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transporte Manual de Pavimentação - Execução de sub-base de solo-cimento, São Paulo.

Dyik, R.; Madshus, C. (1985). 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.

Dyvic, R.; Olsen, T.S. (1989). Gmax. measured in oedometer and DSS tests using bender elements. Proceedings of the Twelfh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engeneering, Rio de Janeiro, Vol. 1, pp. 39-42

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

Ferreira, C. (2003). Implementação e Aplicação de Transdutores Piezoeléctricos na Determinação de Velocidades de Ondas Sísmicas em Provetes. Avaliação da Qualidade de Amostragem em Solos Residuais. Tese de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, FEUP.

Ferreira, C. (2008). Seismic wave velocities applied to the definition of state parameters and dynamic properties of residual soils. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, FEUP, Porto.

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

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

Gomes Correia, A. (2004). Evaluation of mechanical properties of unbound granular materials for pavements and rail tracks. International Seminar on Geotechnics in Pavement and Railway Design and Construction, pp. 35-60.

Gomes Correia, A., Marques F. (2002). Comportamento de um agregado granítico no domínio das pequenas deformações. Actas do 8º Congresso Nacional de Geotecnia, Vol. 1, pag. 495- 504, Lisboa.

Gomes Correia, A., AnhDan, L. Q., Koseki, J and Tatsuoka F. (2001). Small strain stiffness under different isotropic and anisotropic stress conditions of two granular granite materials. Advanced Laboratory Stress-Strain Testing of Geomaterials, Tatsuoka, Shibuya & Kuwano (eds), pp. 209-215. A. A. Balkema, Lisse.

Greenning, P.D. and Nash, D.F.T., (2004), Frequency domain determination of G_o using bender elements, Geotechnical Testing Journal, ASTM. Vol. 27, No. 3, pp. 288-294.

Greenning, P.D.; Nash, D.F.T.; Benahmed, N.; Viana da Fonseca, A. and Ferreira, C. (2003). Comparison of shear wave velocity measurements in different materials using time and frequency domain techniques, Proceedings of Deformation Characteristics of Geomaterials, Lyon, France, 22-24 September, Lyon, France:Balkema, pp. 381-386.

Horpibulsuk, S; Miura, N; Nagaraj, T. S. (2003) Assessment of Strength Development in Cement-Admixed High Water Content Clays with Abram's Law as a Basis. Geotéchnique, London, v.53, n.4, p.439-444.

Ingles, O G.; Metcalf, (1972) J. B. Soil Stabilization – Principles and Practice. Australia: Butterworths Pty. Limited. 366p.

Jovicic, V.; Coop, M.R. (1997). Siffness of coarse-grained soils at small strain. Géotechnique, Vol. 47, No. 3, pp. 545-561.

LABGEO (2003). Transdutores de Deformações Locais (LDTs). Estrutura e Funcionamento. Manual do equipamento desenvolvido para a medição precisa das deformações a níveis muito pequenos. Desenvolvido por A. Viana da Fonseca, Maria Bezerra e Cristiana Ferreira. FEUP.

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

LCPC/SETRA (1992) – Construção de Aterros e de Leitos de Pavimentos. (Fascículo I - Princípios Gerais).

LCPC/SETRA (1992). – Construção de Aterros e de Leitos de Pavimentos. (Fascículo II - Anexos Técnicos).

LCPC/SETRA (1994). Conception et dimensionnement des structures de chaussée. Guide Technique.

LNEC E 196 (1967). Solos. Análise Granulométrica. Especificação do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

LNEC E 197 (1972). Solo-Cimento. Ensaio de Compactação. Especificação do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

LNEC E 264 (1972). Solo-Cimento. Ensaio de Compressão. Especificação do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

Lopes, A. U. S. (2007) Reforço no solo com cimento, para plataforma de comboios de alta velocidade. Relatório de Atividades de Estágio de Investigação a Iniciação Científica.

Love, A.E.H. (1927). A treatise on the mathematical theory of elasticity. Dover Eitionsn pp. 293-309

Marinho, F. A. M. (1995) A técnica do Papel Filtro para Medição da Sucção. In: Encontro Sobre Solos Não Saturados, 1995, Porto Alegre. Anais... Porto Alegre: CPGEC/CNPQ/FINEP/FAPERGS/ABMS, 1995, 2v, v.1, p.111-125.

Marinho, F. A. M.; Silva, R. M. (2001) Relation between Undrained Shear Strength and Suction for Some Brazilian Soils. In: 4º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Porto Alegre. Rio Grande do Sul: Wai Ying Yuk Gehling e Fernando Schnaid. pp.149-158.

Matos Fernandes, M (2006). Mecânica dos Solos – Conceitos e Princípios Fundamentais. 1ª edição, Porto

Medina, J. e Motta, L. M. (2005). Mecânica dos Pavimentos. 2ª Edição, Rio de Janeiro, Brasil.

Minguela, J. D. (2007). “Ejecución de los Suelos Estabilizados In Situ”. Jornada Explanadas Estabilizadas Y Capas de Firmes Tratadas com Cemento. Aspectos Prácticos”, Barcelona.

Minguela, J. D. (2007). Suelocemento. Jornada Explanadas Estabilizadas Y Capas de Firmes Tratadas com Cemento. Aspectos Prácticos”, Barcelona.

NP-143 (1969). Determinação dos Limites de Consistência. Norma Portuguesa Definitiva.

NP-83 (1965). Determinação do Peso volúmico das Partículas Sólidas. Norma Portuguesa Definitiva.

NP-84 (1965). Determinação do Teor em Água. Norma Portuguesa Definitiva.

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

Oliveira, O.M. (2004). Estudo Sobre a Resistência ao Cisalhamento de um Solo Residual Compactado não Saturado. Tese apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para a obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil, São Paulo, Brasil.

Piezo System, Inc. (1994). History of Piezoelectricity. www.piezo.com

Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes - PG-3 (2003), Ministério de Fomento, Madrid.

Porbaha, A.; Tanaka, H.; Kobayshi, (1998). M. State of the art in deep mixing technology: part II – Applications. Ground Improvement, Journal of ISSMGE, v.2, n.2, p. 125-139, 1998

Porbaha, A; Shibuya, S.; Kishida. (2001). T. State of the art in deep mixing technology: part III – geomaterial characterization. Ground Improvement, Journal of ISSMGE, v.4, n.3, p. 91-110, 2000

Portland Cement Association – PCA. (1971). Soil-Cement Laboratory Handbook.

Portland Cement Association - PCA. (2002) Soil-Cement for Water Resources Applications. Soil-Cement Solutions, Report PL072.01. 8p.

Recomendaciones de Proyeto y Construcción de Firmes y Pavimentos (2004). Junta de Castilla y León, Valladolid.

Senço, W. (2001). Manual de Técnicas de Pavimentação. v.2. 1ed. São Paulo: PINI. pp. 70-131.

Tatsuoka, F., Shibuya, S. and Kuwano R. (2001). Advanced Laboratory Stress-Strain Testing of Geomaterials. Outcome of TC 29 (Technical Committee no. 29) of ISSMGE (International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering) from 1994 to 2001, Netherlands.

Terzaghi, K (1936). "The shearing resistance of saturated soils". Proc. First Int. ConI: Soil Mech. Vol 1. pp. 54 -56.

Terzaghi, K. (1943). "Theoretical Soil Mechanics". John Wiley & Sons, New York.

Thomas E. C. S. Ensaio Brasileiro ou Ensaio de Tração Indireta http://www.ime.eb.br/~webde2/prof/ethomaz/

Thomé, A.; Donato, M.; Consoli, N. C.; Graham, (2005) J. Circular Footings on a Cemented Layer Above Weak Foundation Soil. Canadian Geotechnical Journal, (aceito para publicação).

Toel, D. (2002). Triax-Version4.2. Manual. Geotechnical Systems Group, Scholl of Engennering, University of Durham.

USACE – U. S. Army Corps of Engineers. (2000) Design and Construction of Levees. Engineer Manual Nº 1110-2-1913, Appendix G: Use of Soil cement for Levee Protection. Washington D. C., 2000. p.146-162.

Viana da Fonseca, A. (1996). "Geomecânica dos Solos Residuais do Granito do Porto. Critérios para Dimensionamento de Fundações Directas". Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, FEUP, Porto.

Viana da Fonseca, A. e Ferreira, C. (2003). "Bender elements como técnicas laboratoriais excelentes para avaliação de parâmetros geotécnicos referenciais". Actas 8º Cong. Nacional de Geotecnia, Vol. 1, pp.353-365. SPG, Lisboa

Viggiani,G. and Atkinson, J.H., (1995) "Interpretation of bender element tests", Géotechnique, Vol. 45, No. 1, pp. 149-154.

7 Anexos

7.1 Quadros Exaustivos dos Ensaios de Compressão Uniaxial

Quadro 22 resultados da linha vertical para 2 e 3% de porcentagem de cimento

C (%)	w (%)	e	η (%)	Sr (%)	Vv/Vc	Vv/Vc0,21	RCU (kPa)	E (MPa)	ε (%)
2	12.1	0.64	38.9%	51.93	37.13	153.97	650	749	0.015
2	12.0	0.63	38.6%	52.10	36.56	152.00	639	433	0.036
2	12.3	0.63	38.8%	52.86	36.76	152.82	624	126	0.2-0.4
2	12.0	0.63	38.8%	51.56	36.67	152.82	573	532	0.031
2	11.7	0.58	36.6%	55.19	33.21	143.61	659	429	0.048
2	12.0	0.57	36.4%	57.03	33.34	143.48	834	414	0.040
2	12.1	0.57	36.4%	57.91	33.18	142.77	835	624	0.018
2	12.4	0.57	36.5%	58.74	33.27	143.50	793	177	0.15-0.25
2	11.7	0.50	33.5%	63.51	29.30	130.95	1110	566	0.020
2	12.2	0.49	33.0%	67.33	28.59	127.76	1540	871	0.032
2	11.9	0.50	33.2%	65.31	28.70	128.57	1486	645	0.035
2	11.7	0.50	33.2%	64.40	28.91	128.89	1436		
2	11.8	0.50	33.2%	64.99	28.86	128.97	1544	580	0.110
2	12.0	0.45	30.9%	73.51	25.97	120.53	1505	603	0.031
2	11.8	0.43	30.1%	74.77	25.16	116.47	1922	749	0.034
2	12.2	0.44	30.5%	75.60	25.40	118.20	1869	859	0.024
2	11.8	0.44	30.4%	73.76	25.35	117.97	1829	872	0.035
3	11.9	0.64	39.0%	50.95	24.97	141.90	848		
3	12.1	0.64	39.0%	51.74	25.00	142.08	831	658	0.021
3	11.8	0.63	38.5%	51.62	24.59	139.73	880	491	0.054
3	11.7	0.63	38.7%	50.63	24.81	140.66	880	812	0.022
3	11.9	0.56	36.1%	57.80	22.11	130.06	1226	984	0.015
3	12.3	0.58	36.6%	58.20	22.55	132.64	1157	720	0.080
3	11.8	0.57	36.2%	56.95	22.22	130.71	1145	285	0.1-0.19
3	11.8	0.56	36.0%	57.38	22.07	130.13	1145	879	0.030
3	11.6	0.50	33.5%	62.83	19.49	119.38	1502	752	0.028
3	12.9	0.52	34.4%	67.17	20.31	124.05	1509	942	0.027
3	12.3	0.50	33.3%	67.24	19.47	118.62	2161	1134	0.025
3	12.2	0.50	33.4%	66.43	19.56	119.19	2059	972	0.032
3	11.7	0.49	33.0%	64.90	19.31	117.70	2391	1833	0.029
3	12.1	0.50	33.2%	66.65	19.43	118.71	2183	1617	0.037
3	10.5	0.42	29.8%	67.82	16.83	106.51	2245	681	0.020
3	12.0	0.44	30.4%	75.29	17.06	108.00	2808	1326	0.026
3	11.8	0.43	30.0%	74.88	16.75	106.56	2874	1423	0.027-0.043

Quadro 23 resultados da linha vertical para 5 e 7% de porcentagem de cimento

C (%)	w (%)	e	η (%)	Sr (%)	Vv/Vc	Vv/Vc0,21	RCU (kPa)	E (MPa)	ε (%)
5	11.8	0.65	39.4%	49.73	15.34	128.83	1330	1019	0.025
5	12.1	0.64	38.9%	51.87	15.19	127.28	1376	386	0.17-0.24
5	12.1	0.63	38.7%	52.50	15.08	126.39	1452	548	0.070
5	11.9	0.64	38.9%	51.03	15.24	127.36	1378	476	0.13-0.22
5	11.9	0.57	36.4%	57.20	13.64	118.64	1906	1073	0.024
5	12.2	0.58	36.7%	57.87	13.78	119.50	1829	1800	0.016
5	11.8	0.56	36.1%	57.05	13.50	117.41	1955	1020	0.056
5	12.0	0.56	36.1%	58.06	13.46	117.30	1947	1049	0.043
5	12.0	0.51	34.0%	63.89	12.25	110.10	2484	1137	0.037
5	12.1	0.50	33.3%	66.30	11.87	106.67	3276	3252	0.013
5	11.7	0.50	33.2%	64.41	11.87	106.64	3223	2411	0.034
5	11.8	0.50	33.2%	65.12	11.87	106.64	3207	2745	0.051
5	11.7	0.46	31.4%	69.75	10.84	101.64	3158	692	0.015
5	12.0	0.45	30.9%	73.51	10.50	98.45	4095	2040	0.057
5	11.8	0.44	30.5%	73.65	10.37	97.23	4386	2818	0.040
5	11.9	0.43	30.2%	75.22	10.33	96.89	4395	3651	0.023
7	11.6	0.64	38.9%	49.91	9.60	115.74	1846	1617	0.026
7	11.9	0.63	38.8%	51.48	9.52	114.79	1903	1519	0.027
7	12.6	0.65	39.5%	52.90	9.75	117.49	1610	1142	0.055
7	11.8	0.64	38.9%	51.00	11.05	119.34	1872	1032	0.043
7	11.7	0.66	39.6%	48.85	11.38	122.84	1780	1520	0.017
7	11.8	0.57	36.2%	56.90	9.86	109.92	2576	2176	0.027
7	11.8	0.57	36.2%	57.28	9.82	109.68	2291	1609	0.032
7	11.7	0.57	36.1%	56.54	9.84	110.01	2403	1878	0.024
7	11.9	0.56	36.0%	58.12	9.75	108.99	2993	1993	0.042
7	11.5	0.56	35.8%	56.76	9.67	108.35	3366	3253	0.040
7	12.0	0.53	34.5%	62.75	8.98	104.27	2983	1953	0.023
7	12.0	0.52	34.2%	63.34	8.98	103.69	3672	2101	0.047
7	12.0	0.52	34.1%	63.78	8.97	103.63	3270	2100	0.041
7	11.6	0.49	33.0%	64.28	8.57	99.22	4280	2704	0.058
7	8.6	0.46	31.4%	51.81	8.18	94.72	4775	4125	0.028
7	11.8	0.46	31.6%	69.92	7.98	95.92	4138	2117	0.030
7	11.7	0.44	30.5%	73.02	7.53	90.75	5565	5092	0.024
7	11.9	0.44	30.6%	74.47	7.62	91.42	5646	3211	0.080
7	11.8	0.43	30.2%	74.84	7.50	90.39	5584	4314	0.031

Quadro 24 Resultados da linha horizontal

C (%)	w (%)	e	η (%)	Sr (%)	Vv/Vc	Vv/Vc0,21	RCU (kPa)	E (MPa)	ε (%)
2	6.2	0.57	36.40%	29.41	33.26	143.44	489	217	0.021
2	6	0.58	36.50%	28.25	33.44	144.16	455	36	0.12
2	6.3	0.56	35.90%	30.69	32.49	140.46	655	71	0.67
2	8.9	0.56	36.10%	42.84	32.83	141.94	757	472	0.011
2	9.1	0.56	36.00%	44.06	32.79	141.97	863	576	0.014
2	9.4	0.56	35.80%	46.03	32.5	140.73	1023	1095	0.018
2	9.4	0.57	36.40%	44.66	33.17	143.63	871	447	0.036
2	14.5	0.57	36.20%	69.8	32.9	141.93	1146	978	0.013
2	14.4	0.57	36.10%	69.46	32.84	141.65	1074	923	0.024
2	16.3	0.58	36.50%	77.36	33.39	144.06	975	902	0.026
2	15.7	0.57	36.20%	75.49	33.06	142.61	966	671	0.029
2	15.6	0.56	35.80%	76.46	32.6	141.48	1092		0.018
2	15.9	0.57	36.10%	76.65	32.99	142.69	957	841	0.019
3	6.2	0.57	36.10%	29.82	22.1	130.6	843	217	0.021
3	6.5	0.58	36.80%	30.43	22.59	133.14	892	207	0.039
3	6	0.58	36.50%	28.65	22.49	132.39	850	276	0.036
3	6.4	0.58	36.80%	30.06	22.7	133.81	857	165	0.05
3	9	0.56	35.90%	43.87	21.95	129.93	1322	847	0.018
3	9.1	0.57	36.10%	44.17	22.11	130.86	1301	431	0.035
3	13.9	0.56	35.90%	67.76	21.94	129.35	1657	1420	0.03
3	13.6	0.55	35.50%	67.24	21.6	127.89	1701	1719	0.024
3	14.2	0.56	35.80%	69.42	21.79	129.24	1675	1150	0.039
3	16.1	0.58	36.70%	75.71	22.61	133.03	1344	1265	0.025
3	16.1	0.59	37.10%	74.42	22.7	134.21	1248		
3	16.2	0.58	36.60%	76.72	22.54	132.7	1366	626	0.077
5	6.2	0.57	36.40%	29.63	13.65	118.96	1035	501	0.009
5	6.1	0.58	36.60%	28.99	13.79	119.86	1291	282	0.061
5	6.2	0.58	36.80%	29.31	13.86	120.43	1368	419	0.029
5	9.3	0.57	36.20%	44.94	13.52	117.95	1884	1106	0.02
5	9.1	0.56	36.00%	44.01	13.45	117.2	1764	1119	0.014
5	9	0.56	36.00%	43.73	13.45	117.34	1769	927	0.028
5	14	0.57	36.40%	67.09	13.65	118.68	2435	2712	0.031
5	13.7	0.56	35.90%	67.16	13.41	116.57	2535	3309	0.016
5	16	0.58	36.70%	75.44	13.79	119.96	2354	1892	0.036
5	16	0.56	36.00%	77.91	13.43	117.5	2564	1864	0.034
5	15.5	0.56	35.80%	76.17	13.37	116.7	2506	2854	0.018
5	15.7	0.57	36.20%	75.67	13.58	118.34	2495	3015	0.016
7	5.9	0.57	36.40%	28.23	9.93	110.7	1495	916	0.06
7	5.9	0.57	36.40%	28.52	9.92	110.84	1620	686	0.024
7	6.1	0.57	36.40%	29.04	9.93	110.91	1685	1056	0.015
7	6.2	0.58	36.70%	29.55	10	111.67	1745		
7	8.5	0.56	35.70%	41.9	9.68	108.62	2494	1275	0.024
7	9.1	0.57	36.30%	43.65	9.88	110.76	2458	1114	0.04
7	13.8	0.57	36.10%	66.83	9.83	109.8	3404	3639	0.031
7	14.2	0.56	35.90%	69.42	9.7	109.05	3673	3911	0.022
7	13.8	0.57	36.30%	66.84	9.86	110.13	3351	2961	0.043
7	15.8	0.56	36.10%	76.74	9.79	110.09	3318	2857	0.021
7	15.5	0.57	36.30%	74.69	9.92	111.15	3344	2843	0.054

7.2 Quadros Exaustivos das Medidas de Sucção

Quadro 25 Resultados da linha vertical

C (%)	w (%)	wf (%)	Sr (%)	Srf (%)	Vv/Vc	RCU (kPa)	Sucção (kPa)	**Sucção/RCU (%)**
2	12.1	18.7	51.9	80.5	37.13	650	5.76	**0.89**
2	12.0	18.0	52.1	77.5	36.56	639	5.14	**0.81**
2	12.3	17.7	52.9	76.3	36.76	624	4.52	**0.72**
2	12.0	16.4	57.0	80.2	33.34	834	8.15	**0.98**
2	12.1	17.1	57.9	83.7	33.18	835	12.09	**1.45**
2	12.2	14.6	67.3	81.1	28.59	1540	7.43	**0.48**
2	11.9	14.3	65.3	79.6	28.7	1486	14.29	**0.96**
2	11.7	14.7	64.4	81.6	28.91	1436	15.98	**1.11**
2	11.8	12.5	74.8	69.7	25.16	1922	20.74	**1.08**
2	12.2	13.1	75.6	72.7	25.4	1869	18.27	**0.98**
3	12.0	18.8	51.0	80.9	24.97	848	8.23	**0.97**
3	12.1	16.8	51.7	72.3	25	831	5.89	**0.71**
3	11.8	18.5	51.6	79.7	24.59	880	4.85	**0.55**
3	12.0	14.9	57.8	72.8	22.11	1226	6.48	**0.53**
3	12.3	15.8	58.2	77.1	22.55	1157	6.3	**0.54**
3	11.8	-	57.0	-	22.22	1145	6.37	**0.56**
3	12.3	-	67.2	-	19.47	2161	12.82	**0.59**
3	12.2	14.3	66.4	79.3	19.56	2059	14.88	**0.72**
3	11.7	14.2	64.9	78.7	19.31	2391	27.34	**1.14**
3	12.0	11.8	75.3	76.6	17.06	2808	33.12	**1.18**
3	11.8	12.9	74.9	83.6	16.75	2874	37.51	**1.3**
5	11.8	18.9	49.7	81.0	15.34	1330	5.35	**0.4**
5	12.1	17.9	52.5	76.8	15.08	1452	8.39	**0.58**
5	11.9	-	57.2	-	13.64	1906	10.3	**0.54**
5	12.2	14.9	57.9	72.3	13.78	1829	10.52	**0.58**
5	11.8	15.1	57.1	73.4	13.5	1955	7.88	**0.4**
5	12.1	-	66.3	-	11.87	3276	12.57	**0.38**
5	11.8	-	73.7	-	10.37	4386	24.86	**0.57**
5	11.9	11.5	75.2	74.1	10.33	4395	38.99	**0.89**
7	11.8	14.2	51.0	60.6	11.05	1872	5.03	**0.27**
7	11.8	14.7	56.9	70.7	9.86	2576	15.16	**0.59**
7	11.8	13.1	57.3	62.9	9.82	2291	8.75	**0.38**
7	11.7	15.9	56.5	76.7	9.84	2403	7.74	**0.32**
7	11.6	-	64.3	-	8.57	4280	14.88	**0.35**
7	11.7	-	73.0	-	7.53	5565	64.92	**1.17**
7	11.9	11.9	74.5	76.0	7.62	5646	39.26	**0.7**

Quadro 26 Resultados da linha horizontal

C (%)	w (%)	wf (%)	Sr (%)	Srf (%)	Vv/Vc	RCU (kPa)	Sucção (kPa)	**Sucção/RCU (%)**
2	6.2	18.4	29.4	90.0	33.26	489	12.05	**2.46**
2	6.0	19.2	28.3	93.6	33.44	455	13.95	**3.07**
2	7.1	18.3	32.8	89.3	33.76	536	10.58	**1.97**
2	6.3	17.4	30.7	85.0	32.49	655	12.22	**1.87**
2	8.9	17.2	42.8	84.0	32.83	757	8.79	**1.16**
2	9.1	17.8	44.1	86.9	32.79	863	18.36	**2.13**
2	9.4	16.2	46.0	79.0	32.5	1023	14.65	**1.43**
2	9.4	18.0	44.7	88.1	33.17	871	16.24	**1.86**
2	14.7	16.6	71.7	81.2	32.63	1123	12.54	**1.12**
2	14.5	17.0	69.8	83.2	32.9	1146	1.81	**0.16**
2	14.4	16.5	69.5	80.5	32.84	1074	29.24	**2.72**
2	16.3	16.5	77.4	80.7	33.39	975	19.95	**2.05**
2	15.7	16.5	75.5	80.4	33.06	966	34.38	**3.56**
2	15.7	16.0	76.5	78.1	32.6	1092	37.62	**3.45**
2	15.9	16.3	76.7	79.6	32.99	957	34.3	**3.58**
3	6.2	17.7	29.8	86.1	22.1	843	5.41	**0.64**
3	6.5	18.2	30.4	88.4	22.59	892	28.17	**3.16**
3	6.0	19.0	28.7	92.6	22.49	850	30.31	**3.57**
3	6.4	18.3	30.1	89.1	22.7	857	19.71	**2.3**
3	9.0	16.8	43.9	81.6	21.95	1322	16.17	**1.22**
3	9.1	16.9	44.2	82.4	22.11	1301	18.11	**1.39**
3	13.9	16.3	67.8	79.2	21.94	1657	12.79	**0.77**
3	13.6	15.6	67.2	76.2	21.6	1701	23.44	**1.38**
3	14.2	16.2	69.4	78.8	21.79	1675	13.84	**0.83**
3	16.1	16.4	75.7	79.8	22.61	1344	26.73	**1.99**
3	16.1	16.3	74.4	79.2	22.7	1248	13.88	**1.11**
3	16.2	16.2	76.7	78.7	22.54	1366	36.26	**2.65**
5	6.2	17.9	29.6	86.6	13.65	1035	11.03	**1.07**
5	6.1	17.5	29.0	84.9	13.79	1291	23.13	**1.79**
5	6.7	17.7	31.4	85.9	13.82	1127	23.1	**2.05**
5	6.2	18.1	29.3	87.7	13.86	1368	19.25	**1.41**
5	9.3	16.8	44.9	81.4	13.52	1884	21.15	**1.12**
5	9.1	16.3	44.0	79.2	13.45	1764	10.76	**0.61**
5	9.0	16.1	43.7	77.8	13.45	1769	17.64	**1**
5	13.8	14.3	68.9	69.3	13.26	3057	15.69	**0.51**
5	13.3	15.3	65.8	73.9	13.26	2871	13.12	**0.46**
5	14.0	14.5	67.1	70.4	13.65	2435	6.33	**0.26**
5	13.8	15.7	67.2	75.9	13.41	2535	18.47	**0.73**
5	16.0	15.1	77.9	73.0	13.43	2564	56.96	**2.22**
5	15.5	15.4	76.2	74.7	13.37	2506	30.12	**1.2**
5	15.7	15.3	75.7	74.1	13.58	2495	34.52	**1.38**
7	5.9	17.0	28.2	81.8	9.93	1495	23.47	**1.57**
7	5.9	17.4	28.5	83.9	9.92	1620	22.9	**1.41**
7	6.1	17.0	29.0	82.0	9.93	1685	19.69	**1.17**
7	6.2	16.9	29.6	81.3	10	1745	12.7	**0.73**
7	8.5	16.4	41.9	79.0	9.68	2494	53.89	**2.16**
7	9.1	16.3	43.7	78.6	9.88	2458	9.08	**0.37**
7	13.4	15.4	65.9	74.4	9.77	3583	13.42	**0.37**
7	13.8	15.5	66.8	74.8	9.83	3404	24.22	**0.71**
7	14.2	15.1	69.4	72.6	9.7	3673	16.7	**0.45**
7	13.8	15.3	66.8	73.6	9.86	3351	4.15	**0.12**
7	15.3	15.6	75.3	75.2	9.74	3361	41.89	**1.25**
7	15.8	16.0	76.7	77.4	9.79	3318	29.27	**0.88**

7.3 Quadros Exaustivos dos Ensaios Brasileiros

Quadro 27 Resultados dos ensaios brasileiros

C (%)	W (%)	e	η (%)	Sr (%)	Vv/Vc	Vv/Vc0,21	Resistência à Tração (kPa)
2	11.6	0.62	38.40%	50.6	36.46	87.62	67.7
2	11.9	0.62	38.40%	52.02	36.32	87.1	72.6
2	11.9	0.56	36.00%	57.92	32.85	81.76	105.1
2	11.6	0.55	35.50%	57.27	32.34	81	102.4
2	11.9	0.56	35.90%	58.14	32.46	81.26	109.8
2	12	0.5	33.30%	65.44	29.09	75.61	145.2
2	12	0.5	33.30%	65.84	29	74.83	143.8
2	12.1	0.46	31.60%	71.79	28.13	72.59	173.3
2	12	0.44	30.80%	73.82	27.17	70.4	199.9
3	12.3	0.62	38.30%	54.29	24.23	79.63	111.6
3	12	0.62	38.40%	52.65	24.42	80.52	119.2
3	12.3	0.64	39.10%	52.3	25.1	82.47	99.3
3	11.7	0.65	39.50%	49.12	25.69	84.41	99.7
3	11.8	0.56	36.10%	56.94	22.14	75.48	115.7
3	11.7	0.59	37.00%	54.64	23.06	78.94	152.9
3	12.1	0.52	34.10%	64.19	20.17	71.26	164.3
3	11.8	0.5	33.40%	64	19.73	69.98	141.9
3	11.9	0.51	33.70%	64.13	19.93	70.43	219.6
3	12.3	0.46	31.40%	73.36	17.89	65.91	272.8
3	11.9	0.45	31.00%	72.63	17.6	64.74	326.3
5	11.8	0.63	38.70%	51.08	15.06	73	142.7
5	12	0.65	39.40%	50.76	15.55	75.38	153.3
5	12.2	0.65	39.20%	51.73	15.36	74.43	178.9
5	12	0.66	39.60%	50.09	15.62	75.68	176.3
5	11.5	0.57	36.20%	55.81	13.58	68.12	205.4
5	12	0.59	37.00%	56.21	13.99	70.18	217.9
5	11.9	0.58	36.50%	56.63	13.75	69.4	228.7
5	11.9	0.52	34.00%	63.28	12.28	63.98	387.3
5	12.1	0.52	34.10%	64.31	12.34	64.27	361.7
5	12.1	0.52	34.30%	63.26	12.47	64.94	372.7
5	12.2	0.46	31.50%	72.72	10.9	59.33	484.4
5	12.1	0.46	31.30%	72.52	10.85	58.88	509.3
7	11.8	0.63	38.80%	50.95	10.97	68.41	305.1
7	11.5	0.63	38.80%	49.82	11.05	68.81	284.9
7	11.8	0.56	35.80%	57.91	9.69	62.61	372.0
7	11.6	0.55	35.60%	57.91	9.59	62.35	387.6
7	11.7	0.49	33.00%	65.16	8.58	57.63	552.4
7	12	0.51	33.60%	65.17	8.78	59.01	576.8
7	12	0.52	34.10%	63.77	8.95	59.93	509.3
7	12	0.45	31.00%	73.34	7.79	54.28	584.3
7	12	0.45	31.20%	72.74	7.86	54.79	715.5

7.4 Quadros Exaustivas dos Ensaios com Bender Elements

Quadro 28 Velocidades obtidas a partir da técnica dos Bender Elements.para 2 e 3% de porcentagem de cimento

C (%)	W (%)	η (%)	Vp (m/s)	Vs (via Vp) (m/s)	Vs (TD) (m/s)	Vs (FD) (m/s)	Vs(TD)/VS(FD)
2	11.6	38.40%	780	552	483	218	2.22
2	11.9	38.40%	993	702	527	482	1.09
2	11.9	36.00%	1082	765	341	346	0.99
2	11.6	35.50%	514		311	442	0.7
2	11.9	35.90%	1189	841	341	322	1.06
2	12.4	33.40%	1190	841		460	
2	12	33.30%	1271	898	404	475	0.85
2	12	33.30%	1409	997	426	467	0.91
2	12.1	31.60%	1360	961	557	498	1.12
2	11.7	31.40%	1414	1000	363	330	1.1
2	12	30.80%	1469	1039	362	473	0.76
3	12.3	38.30%	1075	760	416	403	1.03
3	12	38.40%	1188	840	363	308	1.18
3	12.3	39.10%	1095	774	486	399	1.22
3	11.7	39.50%	1105	781	504	311	1.62
3	12.8	36.70%	1246	881	434	408	1.06
3	11.8	36.10%	1170	827	345	437	0.79
3	11.5	35.80%	1121	793	329	437	0.75
3	11.7	37.00%	1303	921	591	529	1.12
3	12.1	34.10%	1255	887	535	500	1.07
3	11.8	33.40%	1523	1077	500	405	1.24
3	11.4	33.70%	1556	1100	722	660	1.09
3	11.9	33.70%	1585	1121	969	459	2.11
3	12.9	31.00%	1729	1222		424	
3	11.4	30.60%	1640	1160	613	225	2.73
3	12.3	31.40%	1648	1166	591	591	1
3	11.9	31.00%	1641	1161	1023	425	2.41

Quadro 29 Velocidades obtidas a partir da técnica dos Bender Elements.para 5 e 7% de porcentagem de cimento

C (%)	W (%)	η (%)	Vp (m/s)	Vs (via Vp) (m/s)	Vs (TD) (m/s)	Vs (FD) (m/s)	Vs(TD)/VS(FD)
5	11.8	38.70%	1180	834	291	428	0.68
5	12	39.40%	1290	912	481	425	1.13
5	12.2	39.20%	1130	799	296	413	0.72
5	12	39.60%	1309	926	754	514	1.47
5	11.5	36.20%	1326	938	670	460	1.46
5	12	37.00%	1515	1071	591	567	1.04
5	11.9	36.50%	1315	930	623	371	1.68
5	12	36.70%	1395	987	646	563	1.15
5	11.6	34.00%	1383	978	351	295	1.19
5	11.9	34.00%	1745	1234	481	591	0.81
5	12.1	34.10%	1732	1225	752	409	1.84
5	12.1	34.30%	1766	1248	1005	596	1.69
5	11.2	30.60%	1892	1338	352	187	1.88
5	12.2	31.50%	1862	1316	626	283	2.21
5	12.1	31.70%	1855	1312	455	365	1.25
5	12.1	31.30%	1857	1313	1176	433	2.72
7	11.4	38.50%	1357	960	616	450	1.37
7	11.8	38.80%	1428	1010	581	553	1.05
7	11.5	38.80%	1495	1057	578	412	1.4
7	11.7	39.50%	1380	976	580	395	1.47
7	11.3	36.40%	1402		438	549	0.8
7	11.8	35.80%	1628	1151	651	412	1.58
7	11.6	35.60%	1724	1219	639	639	1
7	11.7	36.80%	1523	1077	661	574	1.15
7	11.8	33.20%	1513		375	247	1.52
7	11.7	33.00%	1869	1321	623	319	1.95
7	12	33.60%	1882	1331	663	335	1.98
7	12	34.10%	1937	1370	664	652	1.02
7	11.7	30.90%	1901	1344	725	317	2.29
7	12	31.00%	2062	1458	797	340	2.34
7	12	31.20%	2133	1508	749	587	1.28

Quadro 30 Módulos de distorção máximo obtidos a partir das velocidades para 2 e 3% de porcentagem de cimento

C (%)	W (%)	η (%)	Vv/Vc0,21	Gmáx (via Vp) (MPa)	Gmáx (TD) (MPa)	Gmáx (FD) (MPa)
2	11.6	38.40%	87.62	344	467	95
2	11.9	38.40%	87.1	563	555	465
2	11.9	36.00%	81.76	685	232	239
2	11.6	35.50%	81		193	390
2	11.9	35.90%	81.26	824	233	208
2	12.4	33.40%	75.39	851		423
2	12	33.30%	75.61	963	326	452
2	12	33.30%	74.83	1186	363	435
2	12.1	31.60%	72.59	1124	620	496
2	11.7	31.40%	72.12	1217	263	218
2	12	30.80%	70.4	1319	262	448
3	12.3	38.30%	79.63	659	518	488
3	12	38.40%	80.52	802	395	284
3	12.3	39.10%	82.47	682	708	477
3	11.7	39.50%	84.41	689	763	290
3	12.8	36.70%	76.8	907	565	499
3	11.8	36.10%	75.48	796	357	573
3	11.5	35.80%	75.21	734	325	573
3	11.7	37.00%	78.94	979	1048	839
3	12.1	34.10%	71.26	936	858	750
3	11.8	33.40%	69.98	1373	751	492
3	11.4	33.70%	70.51	1433	1562	1308
3	11.9	33.70%	70.43	1495	2816	632
3	12.9	31.00%	63.77	1834		540
3	11.4	30.60%	63.66	1644	1128	151
3	12.3	31.40%	65.91	1654	1047	1047
3	11.9	31.00%	64.74	1646	3139	542

Quadro 31 Módulos de distorção máximo obtidos a partir das velocidades para 5 e 7% de porcentagem de cimento.

C (%)	W (%)	η (%)	Vv/Vc0,21	Gmáx (via Vp) (MPa)	Gmáx (TD) (MPa)	Gmáx (FD) (MPa)
5	11.8	38.70%	73	798	424	915
5	12	39.40%	75.38	936	1155	903
5	12.2	39.20%	74.43	720	437	851
5	12	39.60%	75.68	966	2844	1321
5	11.5	36.20%	68.12	1029	2241	1057
5	12	37.00%	70.18	1324	1745	1606
5	11.9	36.50%	69.4	1005	1938	688
5	12	36.70%	69.96	1122	2086	1582
5	11.6	34.00%	64.58	1142	616	437
5	11.9	34.00%	63.98	1809	1158	1749
5	12.1	34.10%	64.27	1786	2831	837
5	12.1	34.30%	64.94	1852	5046	1776
5	11.2	30.60%	57.35	2195	619	175
5	12.2	31.50%	59.33	2112	1959	400
5	12.1	31.70%	59.68	2087	1034	667
5	12.1	31.30%	58.88	2110	6919	937
7	11.4	38.50%	67.91	1054	2658	1418
7	11.8	38.80%	68.81	1153	2362	2139
7	11.5	38.80%	68.81	1266	2338	1187
7	11.7	39.50%	70.84	1079	2351	1093
7	11.3	36.40%	64.27		1345	2113
7	11.8	35.80%	64.27	1552	2967	1187
7	11.6	35.60%	62.35	1743	2854	2854
7	11.7	36.80%	65.82	1348	3058	2308
7	11.8	33.20%	58.53		982	426
7	11.7	33.00%	59.01	2095	2716	711
7	12	33.60%	59.01	2116	3079	785
7	12	34.10%	59.93	2232	3088	2974
7	11.7	30.90%	54.28	2215	3681	703
7	12	31.00%	54.28	2612	4444	811
7	12	31.20%	54.79	2787	3924	2408