

ÍNDICE VOLUMÉTRICO VAZIOS- CIMENTO PARA AVALIAÇÃO DE PROPRIEDADES DE DEFORMABILIDADE E RESISTÊNCIA EM AGE PARA INFRA- ESTRUTURAS DE TRANSPORTE

MIGUEL DE MATOS LOPES PEREIRA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor António Joaquim Pereira Viana da
Fonseca

Co-Orientador: Professor Doutor Eduardo Manuel Cabrita Fortunato

JULHO DE 2010

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Aos meus Pais

O sucesso é ir de fracasso em fracasso sem perder o entusiasmo.

Winston Churchill

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Viana da Fonseca por me ter propiciado esta experiência em laboratório e por todo o apoio e dedicação demonstrados ao longo destes meses.

Ao Professor Eduardo Fortunato por todo o apoio prestado na interpretação e análise dos resultados durante esta dissertação.

Ao Miguel Amaral por todos os conhecimentos transmitidos e pelo apoio prestado em todos os momentos.

Ao Professor Jorge Carvalho pelo apoio prestado na interpretação dos ensaios sísmicos.

A todo pessoal do Laboratório de Geotecnia e às pessoas com quem trabalhei, ao Sr. Pinto, à Eng.^a Cláudia, à Daniela, ao Filipe, à Joana, ao Mário e ao Eng.^o Tahar.

À CICCOPN pela cedência do PUNDIT para a realização dos ensaios Ultra-Sónicos.

A todos os meus colegas, especialmente aos da opção condicionada de geotecnia, pois motivaram-me com boa disposição e animação em todos os momento.

Aos meus amigos, especialmente à Joana e à Rita pela ajuda prestada.

Aos meus Pais, principalmente pela paciência que demonstraram comigo durante todos estes anos.

RESUMO

Contribuição para o estudo de optimização de soluções para materiais de transição de aterros para estruturas rígidas de atravessamentos inferiores e pontes e viadutos, com recurso à estabilização com ligantes hidráulicos de um tipo de “Bases Granular de Granulometria Extensa (ABGE)”, de origem calcárea.

Estes estudos vêm sendo desenvolvidos no Laboratório de Geotecnia da FEUP sobre solos de diferentes classes permitiram deter um bom conhecimento da influência do volume de cimento, da porosidade e do teor em água de moldagem, sobre a resistência mecânica e deformabilidade de misturas solo-cimento, e ter como índices preferenciais de composição as relações vazios-cimento, para sua a estimativa, indispensáveis para projecto e competente execução.

No entanto a sensibilidade das leis de dependência à distribuição granulométrica dos solos a estabilizar, implica alargar os estudos a mais tipos de solos e bases granulares, na tentativa de vir a estabelecer um modelo mais universal.

Neste trabalho, alargar-se-á a materiais mais grosseiros, tendo como objectivo estabelecer relações específicas entre a razão Volume de Vazios/Volume de Cimento (V_v/V_c) e as Resistência à Compressão Uniaxial e em Compressão Diametral ou de Flexão, por um lado, e Módulos de Deformabilidade dinâmicos - determinados com transdutores ultrassónicos e em ciclos de muito pequena amplitude (com recurso a instrumentação de precisão -*Local Deformation Transducers*), cobrindo distintas condições de compactação.

PALAVRAS-CHAVE: Ensaio triaxiais cíclicos, Módulo resiliente, Deformação resiliente, Ensaio de compressão diametral, Módulo de elasticidade à tracção.

ABSTRACT

A contribution to the study of optimization of solutions to transition materials from landfills to inferior crossing hard structures, bridges and overpasses, appealing to stabilization with hydraulic cement agents of a type of “Granular Bases of Extensive Granulometry (ABGE)”, with calcareous origin.

These studies have been developed in FEUP Geotechny Laboratory in different classes of soils and they permit obtain a good knowledge about the influence of the cement volume, porosity, compaction moist content, about mechanic resistance and deformability of mixtures soil-cement, and having as preferred indices of composition, the void cement ratio, to his estimative, essential to the project and competent execution.

However, the sensitivity of the dependence laws to granulometric distribution of soils to stabilize implies to enlarge the studies to more types of soils and granular bases, in order to establish a more universal model.

This work will include more rude materials, having as a goal establish specific relations between the ratio Void Volume/Cement Volume (V_v/V_c) and the Resistance to Uniaxial Compression, Diametric Compression or Flexion, by one hand, Dynamic Modules of Deformability - determinate by ultrasonic transducers - and in cycles of small amplitude (using precision instrumentation – *Local Deformation Transducer*), comprising distinct conditions of contraction.

PALAVRAS-CHAVE: Cyclic triaxial test, Resilient modulus, Resilient deformation, Diametral compression test, Elastic diametral modulus.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ASPECTOS BÁSICOS	1
1.2. OBJECTIVOS.....	2
1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	3
2. MISTURAS DE SOLO COM CIMENTO E ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	5
2.1. SOLO-CIMENTO.....	5
2.2. NORMAS APLICÁVEIS A MISTURAS DE SOLO COM CIMENTO	5
2.3. COMPORTAMENTO MECÂNICO DE MISTURAS DE SOLO COM CIMENTO	9
2.3.1. Variação com o Teor de Cimento	9
2.3.2. Variação do Índice de Vazios	10
2.3.3. Variação com o Teor em Água.....	13
2.4. ENSAIOS LABORATORIAIS DE ONDAS SÍSMICAS	14
2.4.1. Aspectos gerais das ondas sísmicas	14
2.4.2. Transdutores Ultra-Sônicos	17
2.4.3. Transdutores Piezoelétricos (Bender Extender Elements).....	18
2.5. ENSAIO BRASILEIRO	20
2.5.1. Introdução.....	20
2.5.2. Normas e Grandezas.....	22
2.6. ENSAIO TRIAXIAL CÍCLICO.....	24
2.6.1. Factores que Influenciam o Comportamento Cíclico dos Materiais	24
2.6.2. Tipos de Deformações Envolvidas	25
2.6.3. Módulo Resiliente	27
2.6.4. Normas e Grandezas.....	28
2.6.5. Considerações sobre a importância do processo de cura de misturas de solo- -cimento	30
2.7. ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES.....	32

2.7.1.	Introdução	32
2.7.2.	Normas e Grandezas	33

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL..... 35

3.1. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS DO SOLO-CIMENTO 35

3.1.1.	Análise da Curva Granulométrica do agregado.....	35
3.1.2.	Equivalente de Areia e Limites de Atterberg	37
3.1.3.	Peso Volúmico Seco e Teor Ótimo em Água.....	38
3.1.4.	Índice de Suporte Califórnia (CBR).....	42

3.2. MOLDAGEM E PREPARAÇÃO DOS PROVETES..... 46

3.3. ENSAIOS DE DETERMINAÇÃO DE VELOCIDADES DE ONDAS SÍSMICOS 48

3.3.1.	Ultra-Sônicos	48
3.3.1.1.	Procedimentos	48
3.3.2.	Bender Extender Elements	49
3.3.2.1.	Procedimentos	49

3.4. ENSAIO DE COMPRESSÃO DIAMETRAL 51

3.4.1.	Montagem	51
3.4.2.	Procedimento	53

3.5. ENSAIO TRIAXIAL CÍCLICO 55

3.5.1.	Características do Equipamento	55
3.5.2.	Procedimentos	57
3.5.3.	Montagem e calibrações.....	60

3.6. ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES OU UNIAXIAL..... 63

3.6.1.	Montagem	63
3.6.2.	Procedimento	63

4. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS⁶⁵**Error! Bookmark not defined.**

4.1. ENSAIOS SÍSMICOS 65

4.1.1.	Cálculo do Módulo de Elasticidade Dinâmico	65
4.1.3.	Cálculo do Coeficiente de Poisson Dinâmico.....	70
4.1.4.	Cálculo do Índice Vazios-cimento e relação com o Edin.....	72

4.2. ENSAIO DE COMPRESSÃO DIAMETRAL 73

4.2.1.	Cálculo da Resistência à Tracção.....	73
4.2.2.	Cálculo do Módulo Elástico à Tracção	76

4.2.3. Relação da Resistência à Tracção / Índice Vazios-cimento.....	78
4.2.4. Relação Módulo de Elasticidade à Tracção / Índice Vazios-cimento.....	79
4.3. ENSAIO TRIAXIAL CÍCLICO	80
4.3.1. Resultados de ensaio	80
4.3.2. Cálculo do Módulo Resiliente	91
4.4. ENSAIO À COMPRESSÃO SIMPLES	101
4.4.1. Cálculo da Tensão de rotura	101
4.4.2. Cálculo do módulo de elasticidade à compressão.....	102

5. Conclusões e Investigações Futuras¹⁰⁵Error! Bookmark not defined.

5.1. CONCLUSÕES.....	105
5.2. INVESTIGAÇÕES FUTURAS	108

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Curva granulométrica do solo utilizado (Vitali, 2008; adaptado Foppa, 2005).....	10
Figura 2.2 – Variação da resistência (Vitali, 2008; adaptado Foppa, 2005)	10
Figura 2.3 – Variação da RCU em relação à porosidade do solo-cimento (Vitali, 2008; adaptado Foppa, 2005)	11
Figura 2.4 – Relação entre factor vazios/cimento e RCU (Vitali, 2008; adaptado Lanarch, 1960).....	12
Figura 2.5 – Relação vazios/cimento expressa em termos da porosidade e do teor volumétrico de cimento (Vitali, 2008; adaptado Foppa, 2005).....	12
Figura 2.6– Efeito do teor em água da moldagem sobre a resistência do solo-cimento (o índice qu tem o mesmo significado que RCU) (Foppa, 2005).....	14
Figura 2.7 – Representação do movimento de propagação das ondas P (UALG, 2000; Fonseca, 2009).	15
Figura 2.8 – Representação do movimento de propagação das ondas L (UALG, 2000; Fonseca, 2009).	15
Figura 2.9 – Representação do movimento de propagação das ondas S (UALG, 2000; Fonseca, 2009).	16
Figura 2.10 – Representação do movimento de propagação das ondas R (UALG, 2000; Fonseca, 2009).	17
Figura 2.11 – Demonstração da reprodutibilidade dos ensaios com transdutores ultra-sónicos (Amaral, 2009)	18
Figura 2.12 – Elementos piezoeléctricos em repouso e sob tensão (Dyvik e Madshus, 1985, adaptado por Ferreira, 2003).	19
Figura 2.13 – Esquema de funcionamento de um <i>bender element</i> (Ferreira, 2003).....	19
Figura 2.14 – Esquema de funcionamento de um <i>extender element</i> (Ferreira, 2003).....	20
Figura 2.15 – Representação do tipo de deslocamento idealizado (adaptado Thomaz, 2010).....	21
Figura 2.16 – Provete solicitado por forças opostas de igual valor e distribuição das tensões de tracção e compressão nos eixos principais do provete.....	21
Figura 2.17 – Esquema representativo das deformações a registar (EN 13286-43, CEN, 2003b).....	23
Figura 2.18– Esquema representativo da estrutura dos extensómetros (EN 13286-43, CEN, 2003b)..	23
Figura 2.19 – Curva em forma de histerese (Werkmeister, 2003)	25
Figura 2.20 – Resultados de um ensaio Repeated Load Triaxial (Werkmeister, 2003).....	26
Figura 2.21 – Deformação axial em função do número de ciclos (Werkmeister, 2003).....	27
Figura 2.22 – Determinação do módulo resiliente (adaptado Walid, 2007)	28
Figura 2.23 – Câmara triaxial cíclica e instrumentação (EN13286-7 - CEN, 2004a).....	29
Figura 2.24 – Plano de ensaios para estimativa do efeito de cura sob tensão (Walid, 2007).....	30
Figura 2.25 - Planos de ensaios para estimativa do efeito de cura sob tensão (Walid, 2007).....	31

Figura 2.26 – Deformação axial verificada no decurso dos ciclos impostos aos provetes com curas em condições distintas (Walid, 2007)	31
Figura 2.27 – Módulo resiliente para tensões de cura elevadas (Walid, 2007)	32
Figura 2.28 – Módulo resiliente para tensões de cura elevadas e depois reduzidas a 20 kPa (Walid, 2007).....	32
Figura 3.1– Análise granulométrica do agregado calcário na fase de peneiração	35
Figura 3.2– a) homogeneização das diversas amostras; b) esquarteramento.....	36
Figura 3.3– Distribuição granulométrica do agregado calcário pela norma CEN ISO/TS 17892-4 (CEN, 2004c).....	36
Figura 3.4– Ensaio para determinação do Equivalente de Areia.....	37
Figura 3.5 – Determinação dos limites de Atterberg: a) Ensaio Concha de Casa Grande; b) Ensaio em placa de vidro	37
Figura 3.6– Ensaio Proctor Modificado do agregado calcário segundo LNEC – E 197 – 1966	38
com 0 % de cimento ($w_{op} = 7,4\%$; $\gamma_d = 21,35 \text{ kN/m}^3$)	38
Figura 3.7 – Ensaio Proctor Pesado do agregado calcário segundo a metodologia supra descrita com 0 % de cimento ($w_{op} = 6,5\%$; $\gamma_d = 21,40 \text{ kN/m}^3$)	39
Figura 3.8 – 1% de cimento $\gamma_d = 21,70 \text{ kN/m}^3$ $w_{op} = 6,7\%$	40
Figura 3.9 – 2 % de cimento $\gamma_d = 21,60 \text{ kN/m}^3$ $w_{op} = 6,8\%$	40
Figura 3.10 – 3 % de cimento $\gamma_d = 21,70 \text{ kN/m}^3$ $w_{op} = 6,8\%$	41
Figura 3.11 – 4 % de cimento $\gamma_d = 21,80 \text{ kN/m}^3$ $w_{op} = 6,8\%$	41
Figura 3.12 – 5,3 % de cimento $\gamma_d = 21,30 \text{ kN/m}^3$ $w_{op} = 7,2\%$	42
Figura 3.13 – Curvas de penetração do agregado calcário segundo LNEC – E 198 (1967)	43
Figura 3.14 – Curvas de penetração do agregado calcário obtido com pré-saturação das partículas grossas	44
Figura 3.15 – Curva CBR do agregado calcário segundo LNEC – E 198 – 1967 (Média do valor de CBR = 68%)	45
Figura 3.16 – Curva CBR do agregado calcário obtido com pré-saturação das partículas grossas (Média do valor de CBR = 69%).....	45
Figura 3.17 – Ensaio CBR: a) Preparação das amostras; b) calibração do deflectómetro	46
Figura 3.18 – Molde adaptado de Proctor	46
Figura 3.19 - Molde de Proctor	46
Figura 3.20 – Pilão Proctor (automático)	47
Figura 3.21 – Pilão Proctor (manual)	47
Figura 3.22– Ligações entre os aparelhos utilizados na medição das ondas longitudinais (Amaral, 2009).....	48
Figura 3.23 – Disposição adoptada para leitura das ondas longitudinais	49
Figura 3.24 – Ligações entre os aparelhos utilizados na medição das ondas transversais (Amaral, 2009)	50

Figura 3.25 – Sistema implementado para avaliação das ondas transversais.....	50
Figura 3.26 – Peças metálicas utilizadas.....	51
Figura 3.27 – Acoplamento das peças metálicas.....	51
Figura 3.28 – Estrutura com 4 LVDT´s.....	52
Figura 3.29 – Estrutura com 4 LVDT´s e 4 LDT´s.....	52
Figura 3.30 – Pormenor da tira de madeira.....	52
Figura 3.31 – Orientação da estrutura.....	53
Figura 3.32 – Prensa triaxial utilizada.....	53
Figura 3.34 – Ruptura típica do ensaio brasileiro.....	54
Figura 3.36 – Superfícies de rotura dos provetes de 1% de cimento (esquerda) e 5% de cimento (direita).....	54
Figura 3.37– Prensa de ensaios Triaxiais Cíclicos.....	55
Figura 3.38- Actuador cíclico axial.....	56
Figura 3.39- Actuadores cíclicos radial e interno e actuador axial estático de maior carga.....	56
Figura 3.40 – Central Hidráulica.....	57
Figura 3.41 – Representação da execução da etapa de Condicionamento (Carneiro, 2009).....	57
Figura 3.42 - Representação da execução da etapa Faseada.....	58
Figura 3.43 – Membrana colocada (já com ancoras).....	60
Figura 3.44 – Colocação dos <i>o-rings</i>	60
Figura 3.45 – Colocação das âncoras.....	61
Figura 3.46 – Colocação dos LVDT´s.....	61
Figura 3.47 – Aspecto final da câmara montada.....	61
Figura 3.48 – Anel dinamómetro.....	62
Figura 3.49 – Representação da calibração da célula de carga.....	62
Figura 3.50 - Calibrador.....	62
Figura 3.51 – Representação da calibração de um LVDT.....	62
Figura 3.52 – Pormenor do sistema de ancoragem.....	63
Figura 3.53 – LDT´s acoplados ao provete.....	63
Figura 3.54 – Rotura característica em diagonal.....	64
Figura 3.55 – Ensaio dos provetes no laboratório da Mota-Engil, SA.....	64
Figura 4.1 – Módulo de elasticidade dinâmico em função do parâmetro indicial (I_{vc}) de relação da quantidade de cimento e grau de compactação.....	73
Figura 4.2 – Comportamento força / deslocamento do provete B_5_55 submetido ao ensaio brasileiro a 60 graus.....	74
Figura 4.4 – Relação entre a resistência à tracção e o grau de compactação para cada percentagem de cimento.....	76

Figura 4.5– Relação entre o módulo de elasticidade à tracção (calculado com os resultados do ensaio de compressão diametral) e a percentagem de cimento.....	78
Figura 4.6 - Relação entre o módulo de elasticidade à tracção (calculado com recurso ao coeficiente de Poisson dinâmico) e a percentagem de cimento.....	78
Figura 4.9 – Gráfico tensão-deformação na fase de condicionamento do provete T_5_25	81
Figura 4.10 – Trajectória de tensões na fase de condicionamento do provete T_5_25	81
Figura 4.11 – Gráfico tensão-deformação 1º estágio provete T_5_25	82
Figura 4.12 – Gráfico tensão-deformação 2º estágio provete T_5_25	82
Figura 4.13 – Gráfico tensão-deformação 3º estágio provete T_5_25	82
Figura 4.14 – Gráfico tensão-deformação 4º estágio provete T_5_25	83
Figura 4.15 – Gráfico tensão-deformação 5º estágio provete T_5_25	83
Figura 4.16 – Gráfico tensão-deformação 6º estágio provete T_5_25	83
Figura 4.17 – Trajectória de tensões provete T_5_25 1º estágio.....	84
Figura 4.18 – Trajectória de tensões provete T_5_25 2º estágio.....	84
Figura 4.19 – Trajectória de tensões provete T_5_25 3º estágio.....	84
Figura 4.20 – Trajectória de tensões provete T_5_25 4º estágio.....	85
Figura 4.21 – Trajectória de tensões provete T_5_25 5º estágio.....	85
Figura 4.22 – Trajectória de tensões provete T_5_25 6º estágio.....	85
Figura 4.23 – Gráfico tensão-deformação da fase de condicionamento do provete T_2_12	86
Figura 4.24 – Trajectória de tensões provete T_2_12 Condicionamento.....	86
Figura 4.25 - Gráfico tensão-deformação 1º estágio provete T_2_12.....	87
Figura 4.26 - Gráfico tensão-deformação 2º estágio provete T_2_12.....	87
Figura 4.27 - Gráfico tensão-deformação 3º estágio provete T_2_12.....	88
Figura 4.28 - Gráfico tensão-deformação 4º estágio provete T_2_12.....	88
Figura 4.29 - Gráfico tensão-deformação 5º estágio provete T_2_12.....	88
Figura 4.30 - Gráfico tensão-deformação 6º estágio provete T_2_12.....	89
Figura 4.31 – Trajectória de tensões provete T_2_12 1º estágio.....	89
Figura 4.32 – Trajectória de tensões provete T_2_12 2º estágio.....	89
Figura 4.33– Trajectória de tensões provete T_2_12 3º estágio.....	90
Figura 4.34 – Trajectória de tensões provete T_2_12 4º estágio.....	90
Figura 4.35 – Trajectória de tensões provete T_2_12 5º estágio.....	90
Figura 4.36 – Trajectória de tensões provete T_2_12 6º estágio.....	91
Figura 4.37 – Relação módulo resiliente tensão T_5_25 fase de condicionamento.....	92
Figura 4.38 – Relação tensão – módulo resiliente T_5_25 fase de estágios	95
Figura 4.39 – Relação tensão / módulo resiliente T_5_25 fase de estágios com regressão potencial..	95
Figura 4.41 – Relação tensão / módulo resiliente T_2_12 fase de condicionamento.....	97

Figura 4.42 – Relação tensão / módulo resiliente T_2_12 fase de estágios	99
Figura 4.43 – Relação tensão / módulo resiliente T_2_12 fase de estágios com regressão potencial	100
Figura 4.45 – Relação tensão / módulo resiliente nos dois provetes, fase de estágios com regressão potencial	101
Figura 4.47 – Curva Tensão / Deformação	103

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Comparação entre as diferentes normas espanholas (Vitali, 2008).....	6
Quadro 2.2– Condições granulométricas (Vitali, 2008; adaptado ATIC, 1993).....	7
Quadro 2.3 – Relação entre o volume de aditivo a ser adicionado e a temperatura do solo (adaptado Minguela, 2007)	8
Quadro 2.4 – Propriedades físicas do solo utilizado (Vitali, 2008; adaptado Foppa, 2005)	9
Quadro 3.1 – Equivalente de Areia e Limites de Atterberg	37
Quadro 3.2 – CBR em função do número de pancadas na compactação segundo LNEC – E 198 (1967)	43
Quadro 3.3– CBR em função do número de pancadas na compactação com pré-saturação das partículas grossas	44
Quadro 3.4 – Relação entre o número de pancadas do Proctor modificado e o grau de compactação .	47
Quadro 3.5 – Tensões e número de ciclos relativos ao ensaio (adaptado EN 13286-7)	59
Quadro 4.1 – Explicação da nomenclatura utilizada.....	66
Quadro 4.2 – E_{din} calculado a partir do ensaio com transdutores ultra-sónicos de compressão aos 14 dias	67
Quadro 4.3 – G_{din} calculado a partir do ensaio com transdutores bender elements aos 14 dias	69
Quadro 4.4 – Coeficiente de Poisson dinâmico aos 14 dias.....	71
Quadro 4.5 – Resultados do ensaio de resistência à tracção	75
Quadro 4.6 – Resultados obtidos.....	77
Figura 4.7 – Resistência à tracção explicado em função da quantidade de cimento e grau de compactação.....	79
Figura 4.8 – Módulo de elasticidade à tracção explicado em função da quantidade de cimento e grau de compactação	80
Quadro 4.7 – Módulo resiliente T_5_25 fase condicionamento	92
Quadro 4.8 – Módulo resiliente T_5_25 1º estágio.....	93
Quadro 4.10 – Módulo resiliente T_5_25 3º estágio.....	93
Quadro 4.11 – Módulo resiliente T_5_25 4º estágio.....	94
Quadro 4.13 – Módulo resiliente T_5_25 6º estágio.....	94
Quadro 4.14 – Módulo resiliente T_2_12 fase condicionamento	96
Quadro 4.15 – Módulo resiliente T_2_12 1º estágio.....	97
Quadro 4.16 – Módulo resiliente T_2_12 2º estágio.....	98
Quadro 4.18 – Módulo resiliente T_2_12 4º estágio.....	98
Quadro 4.19 – Módulo resiliente T_2_12 5º estágio.....	99
Quadro 4.20 – Módulo resiliente T_2_12 6º estágio.....	99
Quadro 4.21 – Tensão de rotura.....	101

Quadro 4.22 – Módulo de elasticidade à compressão 103

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

Alfabeto Latino

A – Área do provete [m²]

ABCP - Associação Brasileira de Cimento Portland

ASTM – *American Society for Testing and Materials*

ATIC - Associação de Normas Técnicas da Indústria do Cimento

a / ci – Ratio água / cimento

BP – Transdutor de pressão interna

C – Percentagem de cimento [%]

CBR - *California Bearing Ratio*

Cc – Coeficiente de curvatura

CEC – Centro de Estudos da Construção

CEFEUP – Campo Experimental da Faculdade de Engenharia do Porto

Civ – Teor volumétrico de cimento

CP – Transdutor de pressão na Câmara

Cu – Coeficiente de uniformidade

Def_Ext – Transdutor externo do actuador [%]

DNIT - Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transporte

D₁₀ – Diâmetro das partículas de 10% de passados [mm]

e – índice de vazios

E - Módulo de deformabilidade [MPa]

EB – Ensaio Brasileiro

ECD – Ensaio de Compressão Diametral

ECS – Ensaio de Compressão Simples

Eit – Módulo de elasticidade à tracção

Er – Módulo resiliente [MPa]

ETC – Ensaio triaxial cíclico

EN – Norma Europeia

F – Força do actuador [kN]

FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

F_r - Força de rotura [kN]

G – Parâmetro global
GDS – Bomba hidráulica servo controlada
INESC - Instituto de Engenharia de Sistemas e Computadores
INEGI – Instituto de Engenharia Mecânica e Gestão Industrial
ISRM - *International Society of Rock Mechanics*
IP- Índice de plasticidade
K - Coeficiente de permeabilidade [m/s]
LDT – *Linear transducer*
LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil
LVDT – *Linear variable differential transformer*
N – Número de ciclos
ND – Não Definido / Não Efectuado
NP – Norma Portuguesa
 $P_{\text{solo seco}}$ – Peso de solo seco [gf]
PN – Transdutor de pressão interna
 p' – Tensão média efectiva [KPa]
 q – Tensão de desvio [KPa]
 $q_{\text{cíclico}}$ – Tensão de desvio cíclica [KPa]
 q_u – Tensão de rotura [KPa]
 R^2 – Coeficiente de determinação
RCU – Resistência à Compressão Uniaxial
 St – Grau de saturação [%]
 u – Pressão neutra [KPa]
 V_{ci} – Volume absoluto de cimento [m^3]
 V_v – Volume de vazios [m^3]
 V – Volume do provete [m^3]
 w – Teor em água [%]
 w_{hig} – Teor em água higroscópico [%]
WL – Limite de liquidez
WP – Limite de plasticidade

Alfabeto Grego

η – Porosidade

σ – Tensão

ε – Deformação

ν – Coeficiente de Poisson

1

INTRODUÇÃO

1.1. Aspectos Básicos

Devido aos crescentes constrangimentos impostos pelos requisitos ambientais, a exploração de elevados volumes de terras tem vindo a ser condicionada. Por outro lado, os custos que promovem a criação dos mecanismos que viabilizam o transporte desses mesmos volumes de terra têm influído, ao longo dos anos, negativamente nesse mesmo sentido. Em consequência, o melhoramento de um solo pouco competente permanece restringido a práticas implementadas *in situ*, uma vez que, em inúmeros casos, a substituição do solo por outro de melhores características encontra-se impossibilitada pela verificação de um dos dois motivos referidos, ou, até mesmo, de ambos (Cristelo, 2001).

Em face dessas dificuldades, os aditivos e a compactação do solo no próprio local surgem, em prol das restantes opções, como uma solução económica para o melhoramento das propriedades mecânicas do material de apoio à fundação. A utilização de aditivos não é recente e, actualmente, tem vindo a vulgarizar-se a todas as obras de Engenharia Civil. De entre os materiais mais utilizados, destacam-se o cimento *Portland*, a cal e o asfalto. Cada um destes materiais apresenta características específicas e, a sua eficácia é condicionada pela propriedade a melhorar e as especificidades do solo. Reconhecidamente, o aditivo que melhor desenvolve as propriedades dinâmicas de um solo arenoso é o cimento *Portland*, composto este que tem vindo a ser utilizado, essencialmente, em bases para pavimentos. As extensões associadas a estas construções justificam, na maioria dos casos, a não utilização de movimentos de terras, na generalidade da sua extensão, para o melhoramento do material de suporte.

Em virtude do recorrente aproveitamento do cimento *Portland* e redução do índice de vazios para estabilização do solo, novos critérios de uniformização destas duas grandezas foram surgindo. Estimar parâmetros, como a resistência à compressão, através de uma relação entre a quantidade de cimento e massa volúmica possui vantagens evidentes. Este objectivo tem-se revelado prioritário e encontra-se na agenda de diversos investigadores. É na sequência do reconhecimento generalizado da importância deste tema, que se apresenta como uma das finalidades do presente trabalho, averiguar a aplicabilidade das relações ensinadas por esses investigadores (resistência à compressão em função do teor em cimento e índice de vazios) na estimativa de outras propriedades propriedades do agregado tratado com cimento.

Uma outra possibilidade para melhoramento dos geomateriais é a adição de cal, sendo que este tratamento é especialmente adequado para solos argilosos e muito argilosos. Para solos não argilosos ou pouco argilosos podem adicionar-se ligantes hidráulicos, como por exemplo, cimento, cinzas volantes, escórias, entre outros materiais. Uma outra opção será adicionar correctores granulométricos,

que permitem conferir ao material desempenhos mecânicos superiores aos que exibem no seu estado natural. Todas estas técnicas podem ser conjugadas no mesmo tratamento adicionando-se cal, cimento ou outros ligantes hidráulicos e correctores granulométricos.

A estabilização de solos com recurso a materiais adicionados constitui uma alteração permanente do solo natural, pelo que se deve ter cuidado com as dosagens a aplicar assim como com o teor em água da mistura, determinante na obtenção das resistências necessárias. As acções imediatas que se podem identificar num tratamento de solo são a variação do teor em água natural, a modificação da granulometria, a alteração da plasticidade, a variação dos parâmetros de compactação e o aumento da resistência imediata. No que diz respeito a acções a longo prazo, verifica-se um aumento da resistência, da rigidez e alterações na sensibilidade à água.

Muitos autores têm vindo a estudar o comportamento cíclico dos solos e das rochas brandas e outros têm vindo a estudar misturas de solo-cimento em condições estáticas. Contudo, poucos estudos têm sido publicados sobre misturas de solo-cimento em condições cíclicas.

A determinação das propriedades dinâmicas do agregado cimentado pode ser efectuada de diferentes formas. Actualmente, tem ganho relevo a técnica da medição das velocidades de propagação das diversas ondas sísmicas, que estão directamente relacionadas com a totalidade das propriedades dinâmicas passíveis de serem analisadas. Alguns autores defendem, ainda, que as velocidades de propagação das ondas transversais são independentes de factores secundários, como é o caso da história de tensões, pelo que, seguindo esta linha de raciocínio, os resultados do laboratório poderão ser comparados com os resultados obtidos nas condições de jazida. Existem, porém, outros autores que relatam discrepâncias de cinquenta por cento na avaliação do módulo de distorção dinâmico entre o campo e o laboratório, por razões a que não é estranha a qualidade de amostragem, logo a perda de características de estado (Viana da Fonseca e Coutinho, 2003).

Das mais modernas técnicas, utilizadas na determinação das velocidades de propagação dos diversos tipos de ondas sísmicas, destacam-se os ensaios com transdutores ultra-sónicos, *bender extender elements*, coluna ressonante e ensaio de torção cíclica, que se caracterizam por uma grande precisão, mas de simplicidade operacional variável (Amaral, 2009).

O módulo de distorção dinâmico em solos cimentados consiste num parâmetro de determinação complexa através da utilização do equipamento comum existente em alguns laboratórios de Geotecnia. Esta propriedade dinâmica pode ser facilmente calculada através de uma relação simples, baseada na teoria da elasticidade, entre a massa volúmica e a velocidade de propagação das ondas transversais, quando conhecidas. É no cálculo destas velocidades de propagação de ondas sísmicas que residem algumas das indeterminações, uma vez que o instante de chegada dos sinais nem sempre é identificável com base no princípio da interpretação no domínio do tempo (Viana da Fonseca *et al.*, 2009).

1.2. Objectivos

O objectivo do presente trabalho é o estudo do comportamento de algumas misturas de agregado tratado com cimento com solicitações cíclicas numa tentativa de contribuir para a identificação de bases de dimensionamento racionais destas estruturas, com exigentes critérios de projecto. Os ensaios compressão diametral constituíram a base experimental deste estudo. Para a definição dos referidos ensaios, tomou-se como base a norma EN 13286-42 (CEN, 2003b) e EN 13286-43 (CEN, 2003c). O ensaio avalia o módulo de elasticidade à tracção do material, assim como o valor da rotura à tracção.

Tiveram ainda elevado grau de importância os ensaios de compressão simples, o ensaio triaxial cíclico e o ensaio sísmico.

O ensaio de compressão simples é realizado à luz da norma EN 13286-41 (CEN, 2003a), este ensaio é usado para avaliar o módulo de elasticidade à compressão e o valor da rotura à compressão.

O ensaio triaxial cíclico é utilizado de forma a obter o módulo resiliente do material em estudo, o ensaio foi realizado segundo as especificações da norma EN 13286-7 (CEN, 2004a).

Os provetes ensaiados têm como base uma classificação que se rege pela relação de porosidade / teor volumétrico do cimento ajustada por um expoente (η/Civ^x) a determinar, a qual permite o estabelecimento de boas correlações paramétricas (Consoli et al, 2007). Substituindo a porosidade (η) pelo volume de vazios (Vv) e o teor volumétrico do cimento (Civ) pelo volume de cimento (Vc), a relação obtida não vai alterar uma vez que as grandezas substituídas são proporcionais às utilizadas. Este rácio tem demonstrado ser um bom parâmetro na avaliação das resistências à compressão simples e dos módulos dinâmicos a muito baixo nível distorcional (Rios Silva et al, 2009).

Os pontos de moldagem escolhidos tiveram como base a relação Vv/Vc^x , que foi obtida anteriormente em outros trabalhos de investigação que tiveram o solo desta dissertação como objecto de estudo (Vitali, 2008, Rios Silva et al., 2009).

A utilização do cimento *Portland* para o melhoramento das propriedades mecânicas de solos pouco competentes consiste numa solução cada vez mais comum. Com efeito, é urgente determinar mecanismos que possibilitem o procedimento rápido de um estudo de minimização do binómio quantidade de cimento e energia de compactação.

Pretende-se, para a presente investigação, estudar o comportamento da resistência à tracção, módulo de tracção e módulo resiliente em função deste índice abordado em investigações anteriores.

1.3. Estrutura da Dissertação

O presente trabalho engloba cinco capítulos, no capítulo inicial é feita uma introdução dos objectivos e razões que levaram à elaboração desta dissertação.

No segundo capítulo são apresentadas várias normas, tanto nacionais como internacionais e estudos efectuados por vários autores relacionados com solos tratados com cimento. São ainda apresentadas aspectos gerais relacionados com os ensaios laboratoriais de ondas. Assim como normas e estudos relacionados com os ensaios de compressão diametral, ensaio triaxial cíclico e o ensaio de compressão simples.

No capítulo 3 encontram-se descritos, detalhadamente, os procedimentos adoptados na realização dos vários ensaios executados nesta dissertação. Neste capítulo procede-se ainda à caracterização dos equipamentos utilizados para a realização de todos os ensaios, assim como, todas as calibrações efectuadas. Apresenta-se, também, a classificação do agregado utilizado nos primeiros pontos deste capítulo. Finalmente, será ainda apresentado o método de compactação utilizado, incluindo o seu procedimento.

No quarto capítulo apresentam-se os resultados dos provetes ensaiados ao ensaio de compressão diametral, compressão simples, triaxial cíclico e sísmico, assim como uma análise aos resultados obtidos. São ainda explicadas as formas de cálculo adoptadas e a nomenclatura utilizada na designação dos provetes. Finalmente, procede-se ainda à explicação das soluções utilizadas, de forma a minimizar os problemas associados ao ensaio de compressão diametral.

As conclusões e investigação futuras estão apresentadas no quinto capítulo da dissertação.

O último capítulo fica reservado para os anexos da dissertação, onde, numa primeira parte, são apresentadas todas as folhas de moldagem dos provetes ensaiados. Nas segunda, terceira e quarta parte dos anexos, estão apresentados todos os provetes ensaiados e suas características, assim como os resultados gráficos dos ensaios realizados.

2

MISTURAS DE SOLO COM CIMENTO E ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

2.1. Solo-cimento

Existem duas categorias de misturas de solo com cimento designadas solo-cimento e solo tratado com cimento. O solo tratado com cimento é um material melhorado com características insuficientes para ser utilizado como elemento estrutural, sendo a sua percentagem de cimento insuficiente para lhe conferir características de estabilização e durabilidade inerentes ao solo-cimento.

Usualmente, no domínio das infra-estruturas de transporte, os solos tratados com cimento são utilizados apenas em aterro, de forma a garantir uma adequada compactação e adequada traficabilidade.

Segundo o Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transporte (DNIT, 2004), o solo-cimento é uma mistura de solo, cimento Portland e água, devidamente compactados, de forma a garantir alguns pré-requisitos relativos à compacidade, durabilidade e resistência, para que se possa obter um material duro, cimentado e de elevada resistência mecânica para construção de elementos estruturais.

Segundo a *Portland Cement Association* (PCA, 1971), o solo-cimento é, maioritariamente, utilizado em bases e sub-bases de pavimentos.

A Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP, 2002) enuncia, ainda, que o produto final resultante desta mistura é um material com boa resistência à compressão, bom índice de impermeabilidade, baixo índice de retracção volumétrica e boa durabilidade.

Um dos objectivos desta dissertação é avaliar a influência do teor de cimento e do grau de compactação nas propriedades de deformabilidade e resistência do solo-cimento, em particular de agregados de granulometria extensa, a serem aplicados em aterros de infra-estruturas ferroviárias.

Os ensaios mais comuns para análise das características do solo-cimento são os ensaios triaxiais cíclicos e estáticos e, ainda, os ensaios de compressão simples e de compressão diametral. No presente caso de estudo serão realizados todos estes ensaios, à excepção do ensaio triaxial estático.

2.2. Normas Aplicáveis a Misturas de Solo com Cimento

A maioria dos solos pode ser tratado com cimento, à excepção dos solos com elevado teor em matéria orgânica e sulfatos, desde que o material resultante da mistura apresente as características exigidas

pelas normas. Os solos granulares (arenosos ou mais grosseiros) são mais adequados para este tratamento, devido à grande facilidade de mistura e elevada resistência obtidas (Minguela, 2007).

A maioria das normas utiliza uma classificação dos solos baseada na sua granulometria e limites de Atterberg, dando elevada relevância à percentagem de finos e às dimensões máximas das partículas.

De forma geral, relativamente às exigências granulométricas, as normas especificam a percentagem de material passado no peneiro 2 mm e no peneiro nº 200 da série ASTM, bem como a dimensão máxima das partículas. Quando a percentagem de finos é elevada, a estrutura do solo tende a flocular quando compactada, originando a perda de pontos de contacto entre as partículas mais grosseiras, reduzindo o atrito interno e o efeito de imbricamento (indutor de dilatância). Estes acontecimentos provocam uma diminuição da resistência (e rigidez, que aqui estão associadas e, por isso, não serão sempre associadas explicitamente neste texto), sendo necessário aumentar a percentagem de cimento, de modo a garantir as características necessárias (Minguela, 2007).

O solo a ser tratado deverá possuir uma fracção mínima de finos que permita garantir uma maior estabilidade estrutural através de uma acrescida continuidade mássica, evitando assim a ocorrência de dificuldades durante a compactação e minimizando a percentagem de cimento necessária para a obtenção de uma massa mais homogénea. Em acréscimo, a limitação da percentagem de passados pelo peneiro de 2 mm permite uma adequada graduação do solo, garantindo um ganho substancial da rigidez e resistência da mistura (Minguela, 2007).

No que se refere à plasticidade, um solo com elevado grau é muito sensível a variações do teor em água. Esta sensibilidade provoca um aumento da quantidade de cimento, o que deve ser evitado (Minguela, 2007).

Além da Norma PG-3 (Ministério do Fomento de Madrid, 2004), existem ainda duas outras normas espanholas que estabelecem valores relacionados com as características do solo a ser usado para a produção de solo-cimento. O Quadro 2.1 apresenta uma comparação entre as três normas espanholas.

Quadro 2.1 – Comparação entre as diferentes normas espanholas (Vitali, 2008)

Propriedade do Solo	Pliengo PG-3 art. 513 (2004)	Instrucción de Firmes de Andalucía	Recomendaciones de Castilla y León
Diámetro 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%

As três normas têm especificações semelhantes, sendo a maioria dos limites de aptidão do material iguais, havendo apenas uma diferença mais relevante relativa ao diâmetro máximo das partículas; segundo a *Instrucción de Firmes de Andalucía*, estas podem ter um diâmetro máximo de 80mm, enquanto as outras normas apenas permitem partículas de diâmetro inferior a 50mm.

Os solos bem graduados, que contêm finos suficientes, são os solos que melhor permitem uma boa estabilização através da adição de cimento. Segundo a *Portland Cement Association* (PCA, 1971), de forma a garantir uma boa estabilização com cimento, a granulometria do solo deve estar de acordo com os seguintes limites:

- < 4,75mm : 55% (mínimo);
- < 2,00mm : 35% (mínimo);
- 0,075mm a 2,00mm : 25% (mínimo).

Tendo em conta o recomendado pelo *US Bureau of Public Roads* (Gomes Correira et al, 2004), o cimento apenas deve ser usado como ligante num solo que apresente no máximo 35% de passados no peneiro nº 200 (0,075mm) e um índice de plasticidade inferior a 20%.

A Associação Técnica da Indústria de Cimento Brasileira (ATIC, 1993), não tem recomendações muito exigentes relativas às características intrínsecas do solo a ser tratado. No Quadro 2.2 estão apresentadas as especificações relativas às condições granulométricas, de forma a que seja viável o tratamento do solo com cimento. Segundo a ATIC, o limite de liquidez não pode ser superior a 40%, nem o índice de plasticidade superior a 18%.

Quadro 2.2– Condições granulométricas (Vitali, 2008; adaptado ATIC, 1993)

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

Segundo a Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP, 2002), o tipo de cimento mais utilizado para a estabilização de solos é o cimento Portland comum, embora a estabilização também possa ser realizada usando qualquer outro tipo de cimento. Esta associação não recomenda a utilização de cimento Portland de alta resistência e cura rápida, devido ao facto deste apresentar diminuta resistência a agentes corrosivos. Este, porém, é muitas vezes utilizado em investigações laboratoriais de estudos de sensibilidade de misturas diversas, dada a limitação temporal que advém de trabalhos frequentemente muito exaustivos.

As características mais desejáveis do cimento a utilizar, de acordo com Minguela (2002), são:

- Elevado tempo de início e fim de cura (também designada, em particular no Brasil e em terminologia hispânica, de “presa”), de forma a permitir uma elevada trabalhabilidade. O PG-3 (2004) recomenda um tempo mínimo de duas horas;
- Baixa libertação de calor de forma a minimizar as retracções térmicas, limitando assim as fissuras por retracção;
- Desenvolvimento lento da resistência, limitando a retracção do solo e fenómenos de fadiga induzidos pelas cargas de tráfego.

Os cimentos que mais se aproximam das características mencionadas são os cimentos com reduzida percentagem de clínquer, compensado com a junção de aditivos e cimentos de baixa resistência.

As recomendações relativas ao teor de cimento são ligeiramente diferentes consoante a norma. A norma espanhola, PG-3 (2004) recomenda um teor mínimo de 3% de cimento, determinado a partir da massa de solo seco. A ABCP (2002) recomenda um teor de cimento entre 5% e 10%, dependendo das características do solo e do seu peso seco, que deverá ser suficiente para estabilizar o solo e conferir

propriedades de resistência suficientes à mistura. O DNIT (2004) aconselha uma variação do teor de cimento entre 6% e 10%.

A ATIC (2003) aponta para a vantagem económica de aumentar a capacidade de carga de um aterro com o aumento do teor de cimento, pelo facto de, em camadas nobres, se poder evitar o aumento da espessura das camadas ou mesmo a escolha de material mais competente para a construção do aterro. Esta situação poderá ter vantagens económicas relacionadas com o transporte dos materiais, movimentos de terras e tempo de duração da obra.

Segundo Ingles e Metcalf (1972), para a correcta compactação da mistura solo-cimento deve ser adicionada água à mistura, aproximadamente o equivalente a 50% do peso do cimento (em complemento à quantidade de que potenciará a lubrificação interparticular com vista à prossecução do ponto óptimo de compactação), de forma a garantir a hidratação do cimento. A água potável considera-se adequada para esse efeito.

A matéria orgânica retarda a hidratação do cimento através da absorção dos iões de cálcio libertados durante a hidratação, prejudicando as reacções secundárias do cálcio libertado com a sílica e a alumina do solo, também responsáveis pelo aumento de resistência do solo-cimento (Ingles e Metcalf, 1972).

A reacção química entre a água e o cimento começa no momento em que se inicia a mistura; após aproximadamente uma hora, os elementos resistentes provenientes da hidratação do cimento estão praticamente todos formados. Segundo Gomes Correia *et al.* (2004), o atraso na compactação, devido a demora na mistura, conduz a um aumento no teor em água óptimo e a uma diminuição na massa volúmica seca, o que provoca uma diminuição da resistência. De forma a evitar estes problemas, a mistura e compactação do material em laboratório não deve exceder os 45 minutos, de acordo com a norma E 264-1972 (LNEC, 1972).

De forma a garantir uma boa trabalhabilidade, muitas vezes são adicionados retardadores de presa às misturas de solo-cimento. Estes aditivos permitem uma diminuição da resistência a curto prazo e uma diminuição do calor de hidratação libertado (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 utilizar está dependente da temperatura de execução. Quanto maior é a temperatura, maior é a quantidade de aditivo necessário. As recomendações sugeridas por Minguela (2007) estão apresentadas no Quadro 2.3.

Quadro 2.3 – Relação entre o volume de aditivo a ser adicionado e a temperatura do solo (adaptado Minguela, 2007)

Volume de Aditivo	Temperatura
0,6 – 1,0 l/m ³	5 °C – 10 °C
1,0 – 1,5 l/m ³	10 °C – 20 °C
1,5 – 2,0 l/m ³	20 °C – 30 °C
2,0 – 2,5 l/m ³	> 30 °C

2.3. Comportamento Mecânico de Misturas de Solo com Cimento

2.3.1. Variação com o Teor de Cimento

O aumento do teor de cimento confere melhores características ao solo tratado. Esse aumento provoca um acréscimo da capacidade de carga e da durabilidade a ciclos de humedecimento e secagem, assim como a ciclos gelo-degelo.

Este aumento do teor de cimento provoca um aumento das dimensões das partículas, redução do índice de plasticidade e da capacidade de retenção de água. Em solos granulares, conduz a uma diminuição da permeabilidade e aumenta a tendência para a retracção do solo tratado. Em solos argilosos, por outro lado, o aumento de cimento leva a uma expansão do solo e à criação de estruturas floculadas, aumentando a sua permeabilidade (Catton, 1962).

Foppa (2005) apresenta exemplos da reconhecido aumento da resistência à compressão uniaxial (RCU) com o aumento do teor de cimento. Os seus estudos foram baseados numa areia fina siltosa. No Quadro 2.4 e Figura 2.1 estão apresentadas as características do solo estudado pelo autor; na Figura 2.2 estão apresentados os resultados da relação entre a RCU e a percentagem de cimento.

Quadro 2.4 – Propriedades físicas do solo utilizado (Vitali, 2008; adaptado 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
Coefficiente de Uniformidade (C_u)	50

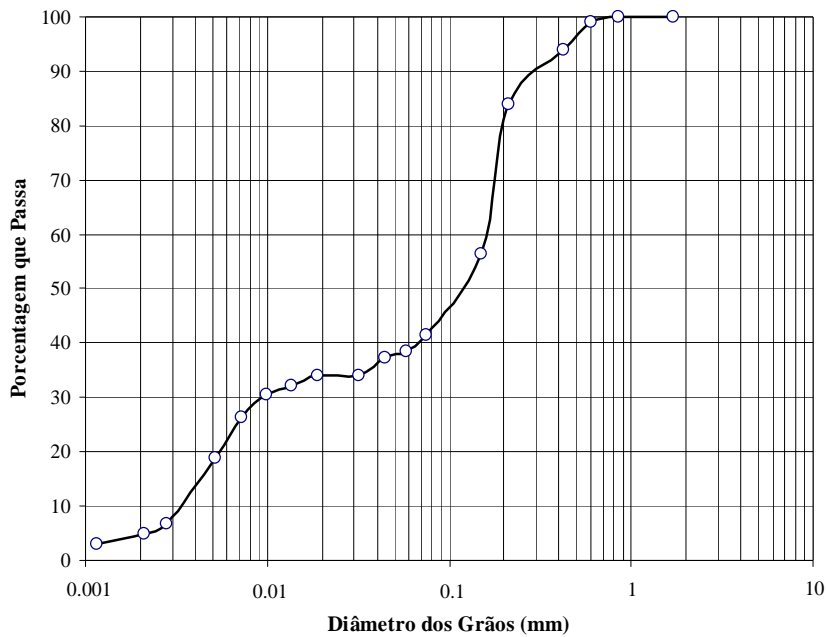


Figura 2.1 – Curva granulométrica do solo utilizado (Vitali, 2008; adaptado Foppa, 2005)

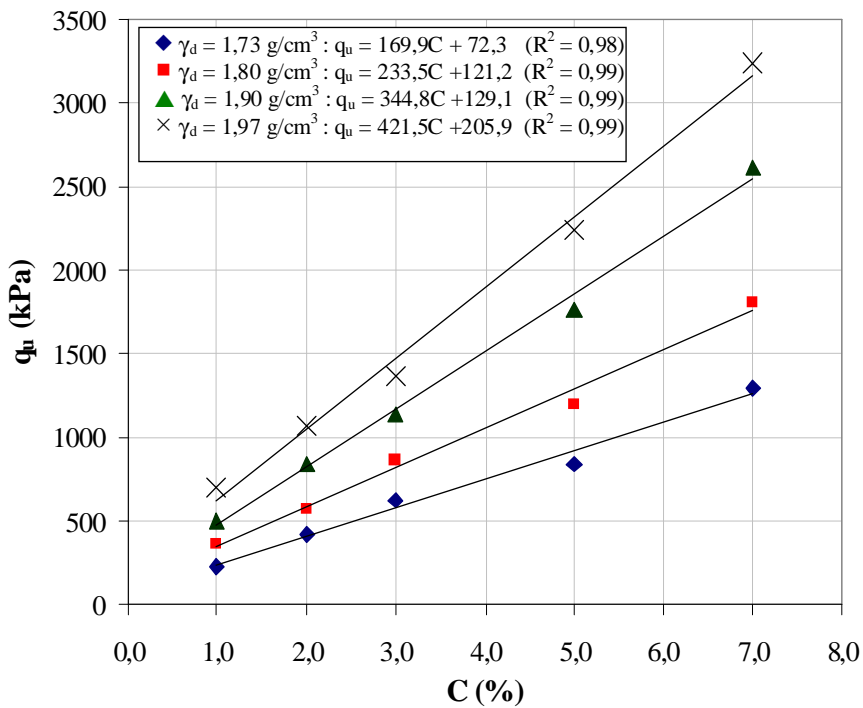


Figura 2.2 – Variação da resistência (Vitali, 2008; adaptado Foppa, 2005)

2.3.2. Variação do Índice de Vazios

Felt (1955), citado por Foppa (2005), verificou que com o aumento da compacidade da mistura, se observa um aumento exponencial da resistência à compressão uniaxial, mantendo-se constantes as condições relativas ao teor em água. As perdas de massa em amostras submetidas a ensaios de

durabilidade são fortemente reduzidas, igualmente com o aumento da densidade da mistura compactada; isto ocorre especialmente em solos argilosos e siltosos.

Foppa (2005) determinou que o aumento da massa volúmica do solo, o que corresponde a uma diminuição da porosidade da mistura (aqui designado pelo símbolo η), conduz a um aumento da resistência à compressão uniaxial. Nos materiais que estudou, uma redução na porosidade na ordem dos 8% conduz a um aumento da RCU de aproximadamente 2,6 vezes. Estes resultados permitem considerar que a RCU aumenta, exponencialmente, com a redução da porosidade (Figura 2.3).

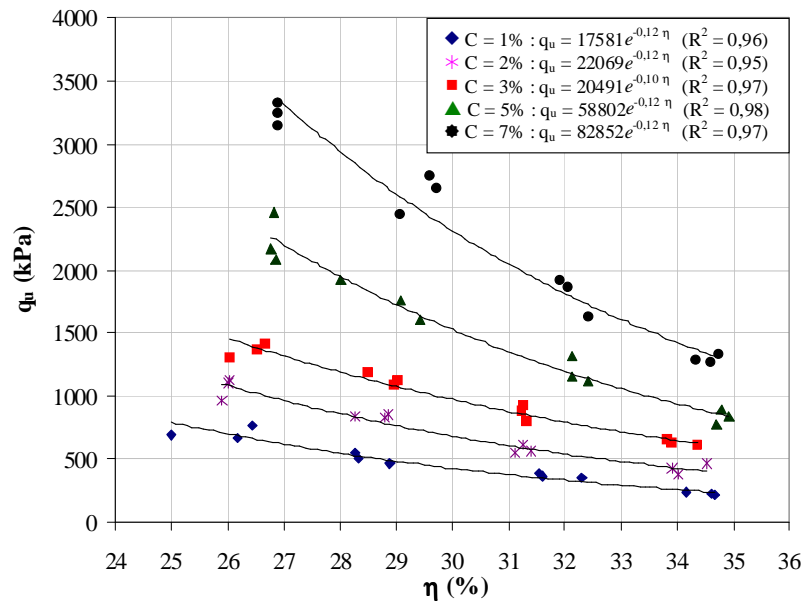


Figura 2.3 – Variação da RCU em relação à porosidade do solo-cimento (Vitali, 2008; adaptado Foppa, 2005)

Com a diminuição da porosidade da mistura, aumentam os contactos entre as partículas, possibilitando assim um maior número de pontos para o cimento actuar (Consoli *et al*, 2005).

Lanarch (1960) realizou um estudo no qual foram executados ensaios de compressão uniaxial e de flexão em provetes tipo “vigotas”. Esses ensaios foram realizados para diferentes percentagens de cimento, nomeadamente 5,3%, 11,1% e 17,7%, utilizando uma mistura de solo composta por nove partes de uma areia e por uma parte de argila pulverizada. Para cada percentagem de cimento, os provetes foram moldados para diferentes teores em água e massas específicas aparente secas, ambos determinados a partir das curvas de compactação das misturas de solo-cimento. O autor utilizou uma relação V_v/V_c , onde V_v corresponde ao volume absoluto de vazios (ar mais água) e V_c corresponde ao volume absoluto de cimento. Segundo este autor, esta relação permite um melhor controlo da dosagem e execução de misturas de solo-cimento no campo. Na Figura 2.4 estão apresentados os resultados relativos a provetes com 7 dias de cura, sujeitos a ensaio de compressão uniaxial.

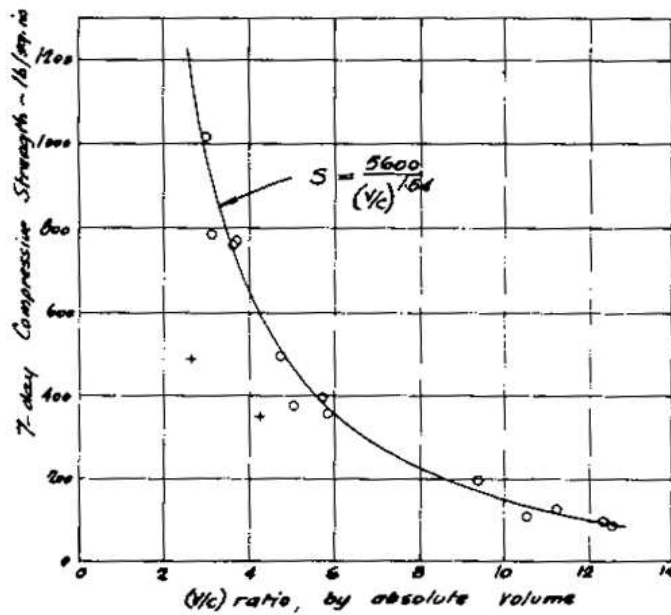


Figura 2.4 – Relação entre factor vazios/cimento e RCU (Vitali, 2008; adaptado Lanarch, 1960)

Foppa (2005) concluiu, ao analisar o factor proposto por Lanarch (1960), que as taxas de variação da RCU em relação às grandezas volume de vazios e volume de cimento, não estariam apenas dependentes da razão entre o volume de vazios e o volume de cimento. Foppa (2005), de forma a obter uma melhor compatibilização dos resultados, aplicou sobre a taxa de volume de cimento, uma potência de 0,28, como pode ser observado na Figura 2.5, onde o parâmetro C_{iv} corresponde a uma relação entre o volume de partículas de cimento e o volume total da amostra (Consoli *et al*, 2005). Este valor estaria dependente do tipo de solo a misturar.

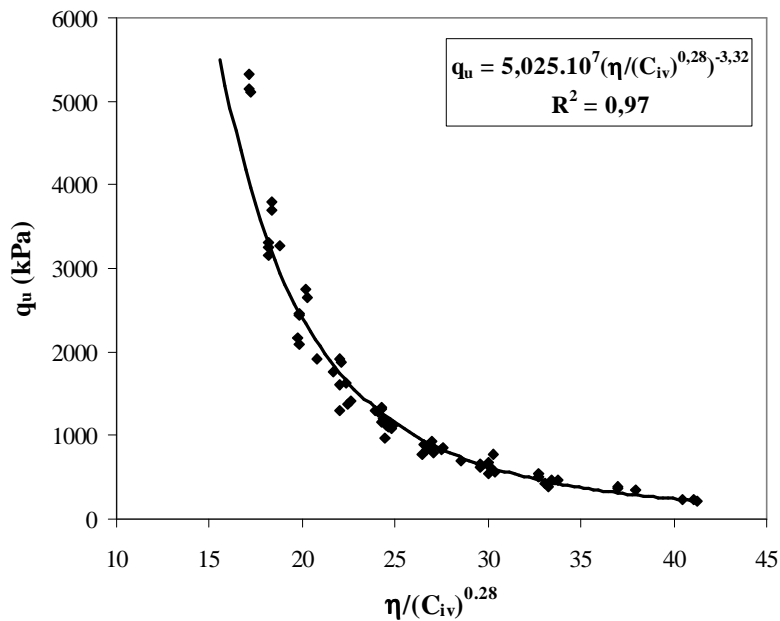


Figura 2.5 – Relação vazios/cimento expressa em termos da porosidade e do teor volumétrico de cimento (Vitali, 2008; adaptado Foppa, 2005)

Consoli *et al.* (2005) concluiu que a utilização da porosidade do material (expressa em percentagem do volume total), em alternativa ao volume de vazios (ou do índice de vazios) e do teor de cimento volumétrico (também expresso em percentagem), em substituição do volume de cimento, permite expressar a relação vazios/cimento de uma forma mais substancial e fisicamente mais estável. Como as novas variáveis são proporcionais às variáveis apresentadas anteriormente, não ocorre nenhum problema relacionado com a qualidade de ajuste dos dados.

2.3.3. Variação com o Teor em Água

A água melhora a trabalhabilidade e facilita a compactação da mistura, sendo que a quantidade de água da mistura influi bastante na resistência da mesma. O teor em água correspondente à massa volúmica aparente máxima da mistura, teor em água ótimo, não corresponde à máxima resistência. A resistência máxima é obtida com teores em água inferiores ao valor ótimo no caso de solos granulares e superiores ao valor ótimo no caso de solos argilosos (Gomes Correia *et al.*, 2002).

Felt (1955), citado por Foppa (2005), realizou estudos sobre o efeito da variação do teor em água na resistência de solos arenosos, siltosos e argilosos, através de ensaios de durabilidade e de compressão uniaxial. Nesse estudo, verificou que as amostras de argila e de silte, compactadas com teores em água abaixo do ótimo de compactação, ostentavam grandes perdas de massa nos ensaios de durabilidade. Por outro lado as perdas eram diminutas quando compactadas para um teor em água superior ao ótimo. Em solos arenosos, verificou-se que as perdas eram inferiores para teores em água inferiores ao ótimo.

Relativamente aos ensaios de compressão uniaxial, verificou-se que um teor em água ligeiramente inferior ao teor ótimo de compactação conduzia a uma resistência máxima à compressão uniaxial mais elevada. Este fenómeno apenas não ocorreu nos solos argilosos.

Felt (1955) verificou igualmente que no caso dos solos-cimento, para um solo arenoso, um teor em água inferior ao ótimo conduzia a melhores resultados que um teor mais elevado, no caso dos siltes e argilas. Os melhores resultados foram obtidos para compactações da mistura com um teor em água 1% a 2% superior ao teor ótimo determinado no ensaio de compactação. Por sua vez, Foppa (2005) analisou este efeito na resistência à compressão uniaxial de solos cimentados, tendo verificado um aumento na resistência até ao valor ótimo, a partir do qual a resistência diminuiria. Verificou ainda que o teor em água ótimo não sofre praticamente alterações mediante o teor de cimento utilizado. O gráfico apresentado na Figura 2.6 ilustra a relação entre a RCU e o teor em água (w) tal como obtido por Foppa (2005).

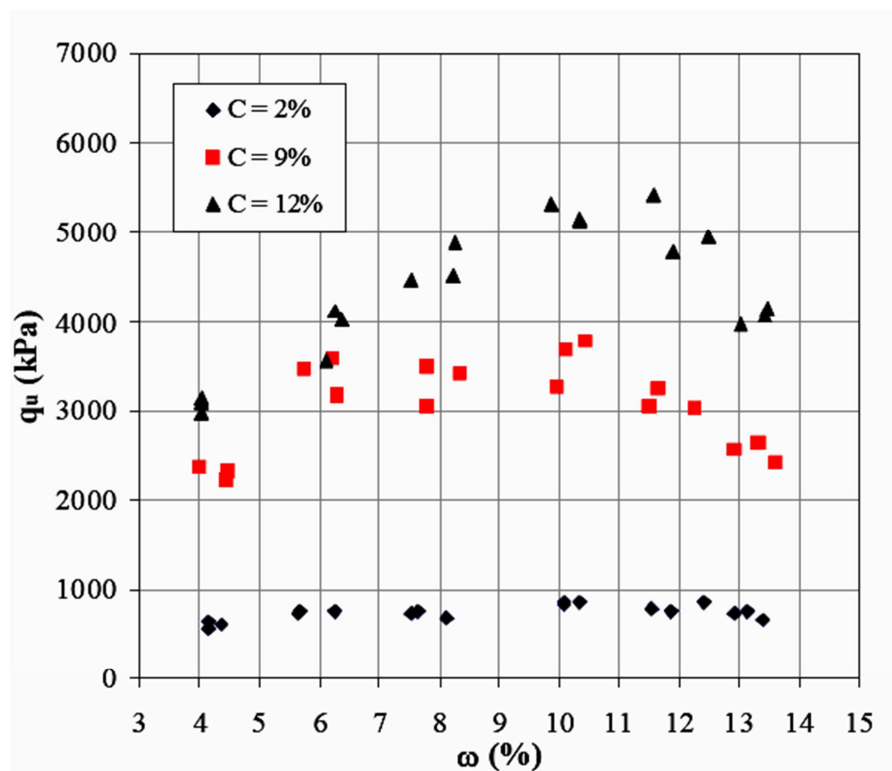


Figura 2.6– Efeito do teor em água da moldagem sobre a resistência do solo-cimento (o índice q_u tem o mesmo significado que RCU) (Foppa, 2005)

Dos resultados destes ensaios, conclui-se que a variação no teor em água de moldagem do solo-cimento ensaiado originou estruturas diferenciadas, que influenciaram os valores obtidos na resistência à compressão uniaxial (RCU). Para teores em água abaixo do teor ótimo, ocorreu uma estrutura mais floculada do que a que foi identificada para teores acima desse valor, nos quais as partículas apresentaram um maior grau de orientação, facto já sobejamente conhecido (Lambe e Whitman, 1979). O termo estrutura está relacionado com o arranjo das partículas do solo e com a existência de forças de ligação intra-partículas, o que tem grande influência no comportamento do solo (Consoli *et al.*, 2005).

Foppa (2005) concluiu ainda que o efeito do teor em água sobre a resistência é mais acentuado para elevados teores de cimento, do que para teores de cimento menos elevados. Este fenómeno está relacionado com o aumento do teor de finos, os quais são mais sensíveis à variação do teor em água, provocado pelo aumento do teor de cimento.

2.4. Ensaios Laboratoriais de Ondas Sísmicas

2.4.1. Aspectos gerais das ondas sísmicas

Uma onda sísmica tem a capacidade de se propagar em terrenos ou por qualquer outro meio elástico, conseqüente duma actividade vibratória (sísmica, explosão ou outra). Esta solicitação provoca a ocorrência de ondas de volume - ondas de compressão ou longitudinais e de corte ou distorcionais - e ondas de superfície - ondas Rayleigh e Love (Fonseca, 2009).

As ondas longitudinais, também designadas primárias, de compressão ou dilatação, têm usualmente a designação de ondas P e propagam-se através de movimentos de compressão e dilatação paralelamente à direcção de propagação da onda com a direcção longitudinal (Figura 2.7 **Error! Reference source not found.**). Fisicamente, este movimento assemelha-se à propagação de uma onda ao longo de uma mola (Fonseca, 2009).

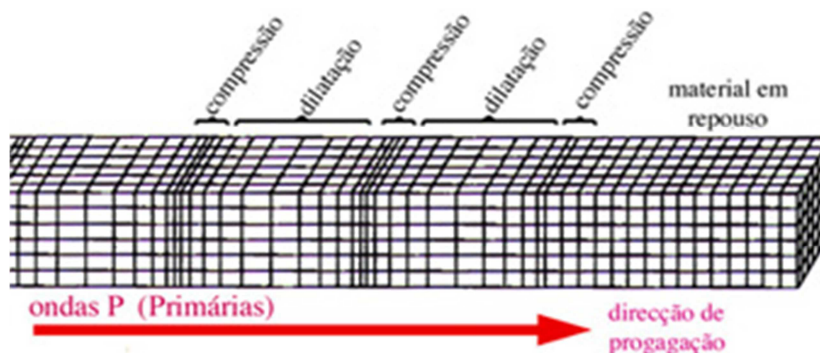


Figura 2.7 – Representação do movimento de propagação das ondas P (UALG, 2000; Fonseca, 2009).

As ondas P são as mais rápidas de todas as ondas sísmicas. No ar, a velocidade das ondas P é aproximadamente igual a 330 m/s, enquanto na água ronda os 1500 m/s. Conforme a maior ou menor rigidez do meio, a velocidade das ondas será também mais ou menos elevada (Fonseca, 2009).

As ondas Love, ou ondas L, à semelhança das ondas R (Rayleigh), são ondas de superfície e produzem movimento horizontal do solo (Figura 2.8). A sua energia é obrigada a permanecer nas camadas superiores da Terra por se dar total reflexão interna. O modelo matemático destas ondas foi criado em 1911 pelo matemático britânico A.E.H. Love, sabendo que são originadas por interferência de duas ondas de corte. São mais rápidas que as ondas R e são extremamente destrutivas (Ferreira, 2003).

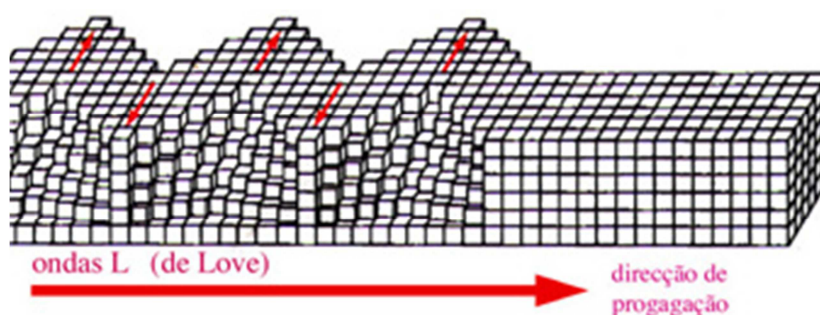


Figura 2.8 – Representação do movimento de propagação das ondas L (UALG, 2000; Fonseca, 2009).

As ondas de corte, também conhecidas por ondas secundárias, de distorção ou transversais têm a designação habitual de ondas S e propagam-se no meio por movimentos puramente distorcionais, sem introduzir variações volumétricas (Ferreira, 2003).

O movimento de vibração destas ondas, contrariamente às ondas P, ocorre perpendicularmente à direcção de propagação. Este movimento assemelha-se ao movimento de um chicote ou uma corda de uma guitarra quando excitada. Na Figura 2.9 é visível o movimento de propagação das ondas S (Fonseca, 2009).

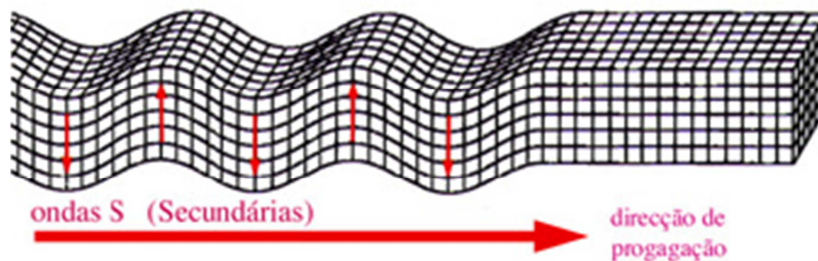


Figura 2.9 – Representação do movimento de propagação das ondas S (UALG, 2000; Fonseca, 2009).

As velocidades das ondas de corte e das ondas longitudinais estão directamente dependentes das características do meio em que se propagam. A partir das equações gerais do movimento definem-se as expressões 2.1 e 2.2 que traduzem, respectivamente, a velocidade das ondas P e a velocidade das ondas S (Fonseca, 2009).

$$V_P = \sqrt{\frac{E}{\rho} \times \frac{(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}} = \sqrt{\frac{M}{\rho}} \quad (2.1)$$

$$V_S = \sqrt{\frac{E}{\rho} \times \frac{1}{(1+\nu)}} = \sqrt{\frac{G_0}{\rho}} \quad (2.2)$$

em que:

E é o módulo de Young ou módulo de deformabilidade;

ρ é a massa específica;

ν é o coeficiente de Poisson;

M é o módulo confinado;

G_0 é o módulo de distorção.

A partir destas expressões é possível avaliar os parâmetros elásticos do meio, sabendo previamente a velocidade das ondas P e S e a massa específica do meio. Através da combinação das Equações 2.1 e 2.2, é possível determinar o coeficiente de Poisson através da Equação 2.3.

$$\nu = \frac{\left(\frac{V_P}{V_S}\right)^2 - 2}{2\left(\frac{V_P}{V_S}\right)^2 - 2} \quad (2.3)$$

Após determinado o coeficiente de Poisson e o módulo de distorção, é possível calcular o módulo de Young através da Equação 2.4.

$$E = 2G_0(1 + \nu) \quad (2.4)$$

As ondas Rayleigh, designadas comumente por ondas R, são ondas de superfície resultantes da interferência das ondas P e S. Estas ondas foram definidas matematicamente pela combinação das equações gerais de movimento das ondas longitudinais e de corte. São mais intensas à superfície, diminuindo de intensidade à medida que a profundidade aumenta, e têm velocidades inferiores às das ondas P e S. O movimento destas ondas pode ser comparado com o desenrolar de uma onda no mar. Elas provocam vibração no sentido contrário à propagação da onda, ou seja, descrevem um movimento elíptico retrógrado no plano vertical, paralelo à direção de propagação da onda, conforme se pode verificar pela Figura 2.10. (Fonseca, 2009).

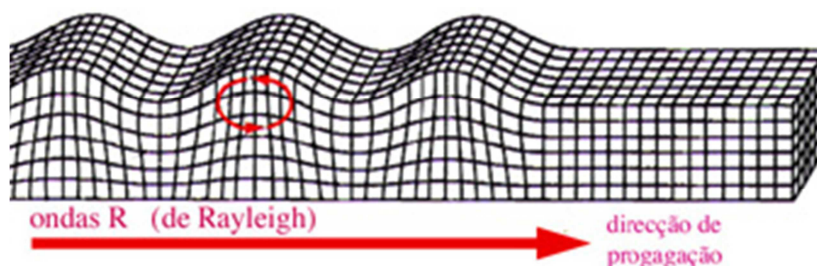


Figura 2.10 – Representação do movimento de propagação das ondas R (UALG, 2000; Fonseca, 2009).

Segundo Khan *et al.* (2007) a diferença entre a propagação das ondas P e L depende exclusivamente da esbelteza do provete (de salientar que o conceito esbelteza é diferente do comumente utilizado). Neste caso a esbelteza não está relacionada com o comprimento do provete, está relacionada com o comprimento de onda. O autor criou assim um critério que permite, para provetes cilíndricos, a distinção das duas ondas (expressão 2.5).

$$\begin{aligned} \frac{\text{Raio}}{2\lambda} &\geq 1,12 \rightarrow \text{proвете pouco esbelto} \\ \frac{\text{Raio}}{2\lambda} &\leq 0,12 \rightarrow \text{proвете esbelto} \end{aligned} \quad (2.5)$$

Este foi o critério adoptado durante o presente estudo.

2.4.2. Transdutores Ultra-Sónicos

Neste estudo foram adoptadas medições ultra-sónicas das velocidades de propagação das ondas sísmicas, em detrimento dos ensaios padrão em coluna ressonante, propostos pela *American Standard for Testing Materials* (ASTM, 2000). Estes ensaios são normalmente utilizados no campo e em laboratório para caracterização de materiais e em processos de monitorização da qualidade e do estado de alteração do meio a analisar (Santamarina *et al.*, 2001; Landon *et al.*, 2007; Cascante *et al.*, 2008). Os ensaios teste pulso-eco estão baseados na primeira chegada da onda de compressão.

Os transdutores são normalmente construídos com um ou mais elementos piezoeléctricos que convertem sinais eléctricos em vibrações mecânicas. Existem inúmeros tipos de transdutores com finalidades muito distintas. Cada transdutor é construído em função do tipo de onda que pretende analisar, havendo até diferenças em transdutores produzidos pelo mesmo fornecedor e para o mesmo fim. Embora, na maioria dos casos, as diferenças possam ser negligenciáveis (Amaral, 2009).

Os ensaios com transdutores ultra-sônicos são relativamente fáceis de executar, económicos e apresentam bons resultados, se convenientemente interpretados, sendo este o grande desafio desta metodologia (Viana da Fonseca *et al.*, 2009). Como é demonstrado na Figura 2.11 para três ensaios realizados para o mesmo provete nas mesmas condições, e em equipamento devidamente calibrado, não há praticamente diferenças nos resultados obtidos. A excitação utilizada foi um impulso quadrado de frequência 50 kHz (Amaral, 2009).

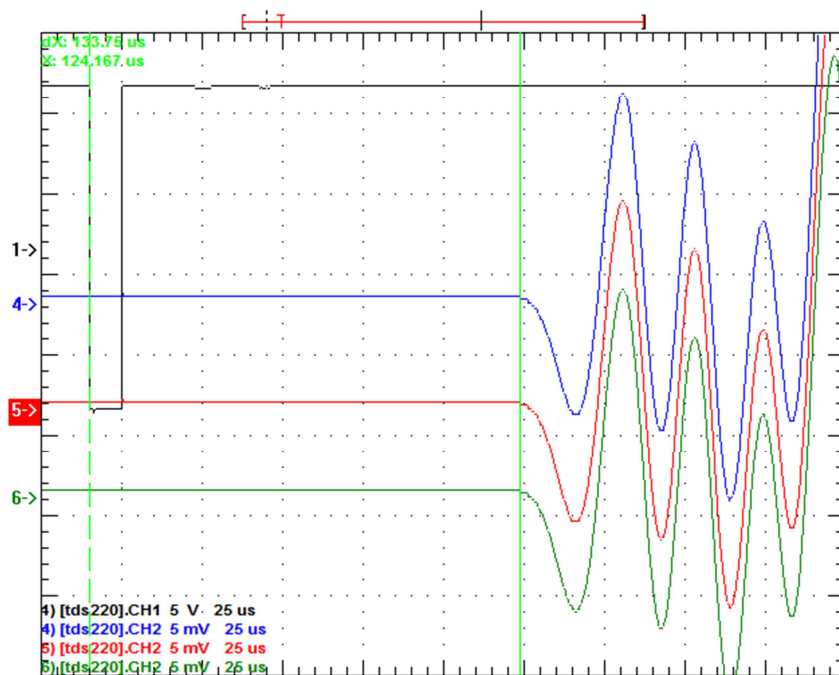


Figura 2.11 – Demonstração da reprodutibilidade dos ensaios com transdutores ultra-sônicos (Amaral, 2009)

Uma das importantes características deste ensaio é a constância dos resultados. Para uma resolução de $0,2 \mu\text{s}$ o tempo de propagação manteve-se constante durante os três ensaios ($124,2 \mu\text{s}$). A outra importante característica é a reprodutibilidade destes ensaios ultra-sônicos (Amaral, 2009).

2.4.3. Transdutores Piezoelétricos (*Bender Extender Elements*)

Os transdutores piezoelétricos usualmente utilizados são constituídos por duas placas finas piezocerâmicas, podendo desenvolver movimentos de extensão, compressão e flexão. Cada tipo de movimento está directamente associado a um tipo de onda transmitido. A flexão é gerada quando uma placa se expande à medida que a outra se contrai, conforme se pode verificar pela Figura 2.12.

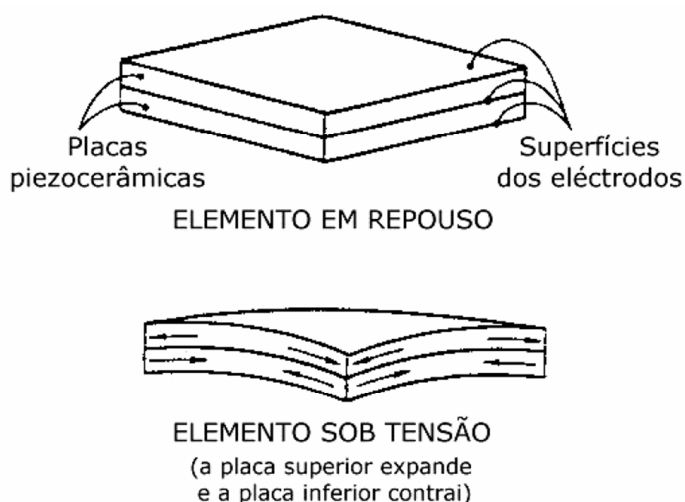


Figura 2.12 – Elementos piezoelétricos em repouso e sob tensão (Dyvik e Madshus, 1985, adaptado por Ferreira, 2003).

Um *bender element* é um transdutor piezocerâmico constituído por duas placas piezocerâmicas finas, rigidamente ligadas a uma lâmina metálica central e aos eléctrodos nas faces exteriores. A ligação das placas cerâmicas em relação às suas direcções de polarização deve ser tal que origine um movimento conjunto de flexão, de forma a gerar ondas de corte durante a sua deformação (Ferreira, 2003).

Na Figura 2.13 é apresentado o esquema de funcionamento dum *bender element*. É possível verificar um movimento conjunto de flexão, o qual é realizado de modo a propagar ondas de corte, associado à aplicação de um impulso sinusoidal.

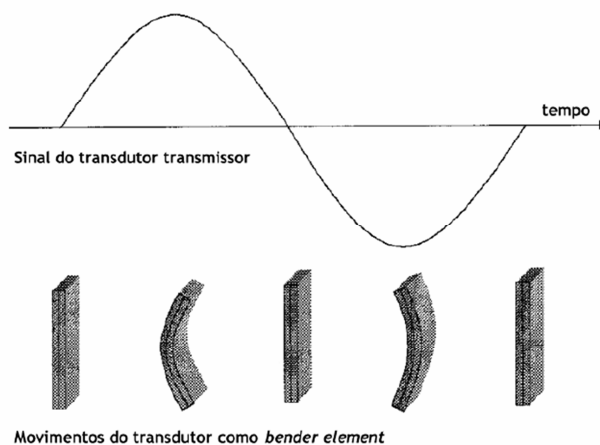


Figura 2.13 – Esquema de funcionamento de um *bender element* (Ferreira, 2003).

Os *extender elements* (ou transdutores de extensão), tal como os *bender elements*, são constituídos por duas placas piezocerâmicas. Porém, os *extender elements* deformam-se em extensão-compressão, conforme se constata pela Figura 2.14, gerando então as ondas longitudinais. Este efeito é conseguido através da alteração no modo de ligação das placas relativamente à direcção de polarização, sendo usados os mesmos transdutores de flexão (Lings e Greening, 2001).

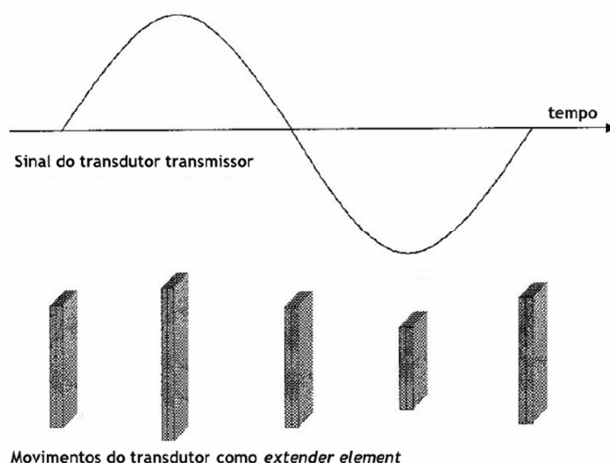


Figura 2.14 – Esquema de funcionamento de um *extender element* (Ferreira, 2003).

Os transdutores utilizados na realização durante este estudo são, na verdade, transdutores híbridos. Ou seja, podem ser utilizados como *bender* e como *extender elements*, sendo por isso designados como *bender/extender element*. Trata-se de um sistema recente e inovador desenvolvido por uma equipa liderada pelo Dr. David Nash no decurso de uma intensa e proveitosa investigação na Universidade de Bristol. A adaptação dos sistemas de aquisição e gestão de resultados foi desenvolvido no LabGeo-FEUP (Ferreira, 2002, Viana da Fonseca *et al.*, 2003, 2009).

2.5. Ensaio Brasileiro

2.5.1. Introdução

O ensaio de compressão diametral, também conhecido como ensaio brasileiro, desenvolvido por Lobo Carneiro, surgiu durante a abertura da Avenida Presidente Vargas, na cidade do Rio de Janeiro, em 1943, da necessidade de mover uma igreja, com vista à preservação do património local.

A igreja de São Pedro era uma igreja muito antiga, construída em 1732. Situava-se no centro de uma futura avenida. A solução imaginada, na época, foi deslocá-la para o lado, usando rolos de betão com 60 cm de diâmetro (Figura 2.15). Era necessário saber se os rolos suportariam a carga a que seriam submetidos. Assim, os rolos foram colocados numa prensa da mesma forma que seriam solicitados em serviço. Os rolos apresentaram uma forma de rotura totalmente diferente da linha já estudada no aço. Uma fissura vertical percorreu os provetes de betão abrindo-os em duas partes muito semelhantes e simétricas. A Figura 2.16 esboça o esquema do esforço solicitante e as distribuições de tensão nos provetes submetidos ao ensaio Brasileiro.

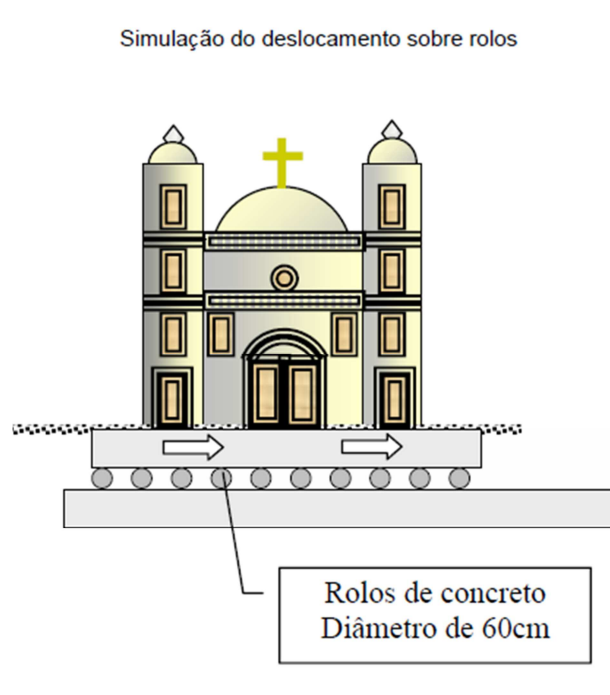


Figura 2.15 – Representação do tipo de deslocamento idealizado (adaptado Thomaz, 2010)

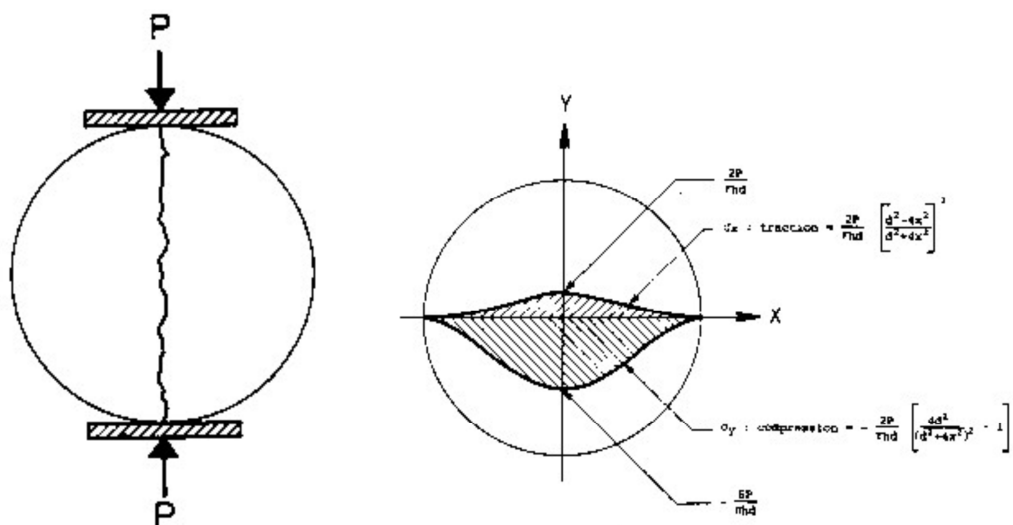


Figura 2.16 – Provete solicitado por forças opostas de igual valor e distribuição das tensões de tracção e compressão nos eixos principais do provete

A tensão de compressão ao longo do plano horizontal é dada pela expressão:

$$\sigma_c = \frac{-6 P}{\pi D h} \quad (2.5)$$

em que:

P é a força aplicada para ruptura (N)

D é o diâmetro do provete (mm)

h é a altura do provete (mm)

A tensão de tracção ao longo do eixo vertical é dada pela expressão:

$$\sigma_t = \frac{2P}{\pi D h} \quad (2.6)$$

O ensaio de resistência à tracção por compressão diametral pode ser empregue como ensaio de controlo. Em projecto, a resistência à tracção deveria ser obtida através do ensaio de viga à flexão, normalizado para betão, o que nem sempre é praticável. Já para a resistência a compressão, o ensaio recomendável é o ensaio à compressão simples.

A Instrução de Projecto de Pavimentação (2006) especifica, por exemplo, que, na camada de base ou sub-base de brita graduada tratada com cimento, ocorre a fadiga de forma idêntica à de uma camada de solo-cimento. As deformações horizontais de tracção, ϵ_t , ou tensões horizontais de tracção, σ_t , na fibra inferior da camada cimentada, causadas pelos carregamentos na superfície dos pavimentos, podem causar a sua rotura por fadiga se forem excessivas.

2.5.2. Normas e Grandezas

As normas seguidas para a realização dos ensaios de compressão diametral são a EN 13286-42 (CEN, 2003a) e a EN 13286-43 (CEN, 2003b), onde são definidas, tal como para os ensaios de compressão uniaxial, as regras para o fabrico dos provetes assim como a velocidade de incremento da força.

O texto normativo EN 13286-42 (CEN, 2003a) sugere a Equação 2.7 para o cálculo da resistência à tracção, que neste ensaio se obtém indirectamente.

$$R_{it} = \frac{2.F}{\pi.HD} \quad (2.7)$$

em que:

R_{it} é a resistência à tracção (MPa)

F é a força de rotura (N)

H é a altura do provete (mm)

D é o diâmetro do provete (mm)

Relativamente à forma e dimensão do provete, deve ser garantida a relação entre a altura e o diâmetro do provete no intervalo compreendido entre 0,8 e 1.

As tiras em que está assente o provete são de madeira e apenas podem ser usadas num ensaio, não podendo ser reutilizadas. O comprimento das tiras tem de ser superior à altura do provete, a sua largura tem que ser superior a 10% do diâmetro e a sua altura é de 4 milímetros, com uma variação admissível de 1 milímetro.

Relativamente à massa, caso o provete sofra perdas, devido a evaporações, superiores a 2% da sua massa inicial, os resultados deverão ser desprezados pois poderão não ser representativos. A superfície do provete e as tiras em que o provete está assente têm de estar limpas.

O carregamento é feito de forma contínua e uniforme, sendo que a velocidade do carregamento não pode exceder 0,2 MPa por segundo. A nível da aquisição dos dados neste ensaio, a norma obriga a gravação do valor máximo da força de carregamento.

Esta Norma faz ainda recomendações relativas ao modo de compactação, remetendo para outras quatro normas. No caso de estudo presente foi adoptada a norma EN 13286-50.

A Norma EN 13286-43 (CEN, 2003b) exige a gravação dos valores relativos à força aplicada durante o ensaio e ainda dos valores da deformação do provete, tanto a deformação horizontal como a deformação a 60 graus com a horizontal.

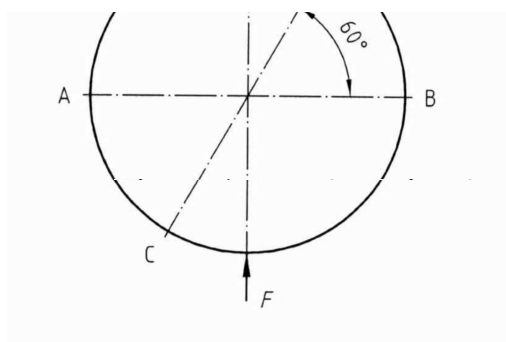


Figura 2.17 – Esquema representativo das deformações a registar (EN 13286-43, CEN, 2003b)

Segundo a Norma, as deformações são registadas através do uso de dois extensómetros; cada um dos extensómetros é colocado entre duas barras rígidas, que são coladas ao provete através do uso de cola (Figura 2.18).

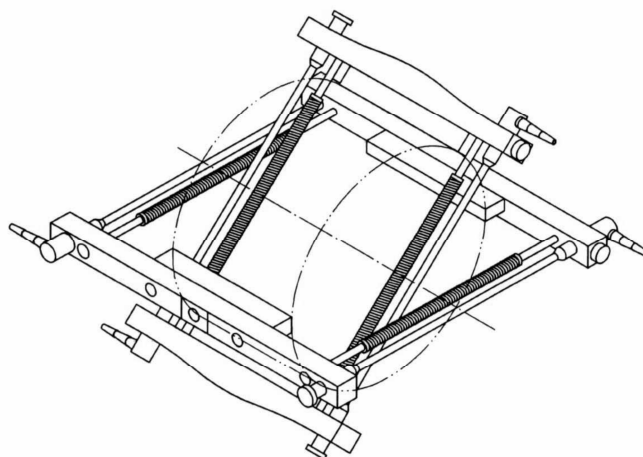


Figura 2.18– Esquema representativo da estrutura dos extensómetros (EN 13286-43, CEN, 2003b)

A variação do diâmetro é registada pelos extensómetros e é determinada através da variação da distância entre as duas barras que suportam a instrumentação de controlo de deformação. As barras são colocadas a 60 graus entre si, garantindo uma precisão de mais ou menos 2 graus.

O valor correspondente ao Coeficiente de Poisson é obtido através da expressão:

$$\nu = \frac{1+0,40 \bar{\epsilon}}{1,73-1,07 \bar{\epsilon}} \quad (2.8)$$

em que:

$$\bar{\epsilon} = \Delta\phi_{60} / \Delta\phi_0 \quad (2.9)$$

sendo que:

ν Coeficiente de Poisson

$\Delta\phi_{60}$ Deformação do diâmetro a 60 graus com a horizontal, quando a força é igual a 30% da força de rotura

$\Delta\phi_0$ Deformação do diâmetro horizontal, quando a força é igual a 30% da força de rotura

Para determinar o Módulo Elástico à tracção utiliza-se a expressão seguinte:

$$E_{it} = (0,273 + \nu + 0,726 \nu^2) \times \frac{0,3 F_r}{h} \times \frac{1}{\Delta\phi_0} \quad (2.10)$$

em que:

E_{it} é o Módulo Elástico à tracção (pelo método indirecto) (MPa)

F_r é a força de rotura (N)

h é a altura do provete (mm)

2.6. Ensaio Triaxial Cíclico

2.6.1. Factores que Influenciam o Comportamento Cíclico dos Materiais

O carregamento cíclico pode aumentar ou diminuir a resistência e a rigidez, dependendo da história de tensões do material e das condições de drenagem durante o ensaio. Numa argila normalmente consolidada sujeita a um ensaio cíclico, o procedimento provoca um excesso de pressão neutra que ao ser drenado provoca um aumento da resistência por consolidação. Em solos sobreconsolidados este carregamento pode originar um decréscimo da resistência e da consolidação (Li e Selig, 1996).

Os principais factores que influenciam o comportamento mecânico dos materiais sujeitos a carregamentos cíclicos durante um determinado período são o efeito da velocidade de carregamento *rate effect*, a fadiga cíclica e a fluência (Carneiro, 2009).

A fadiga cíclica ocorre quando um material (solo e materiais granulares) entra em rotura para um carregamento cíclico efectuado para um nível de tensão muito inferior à sua resistência à compressão.

Segundo Matesic e Vucetic (2003) o “*rate effect*”, está relacionado com o aumento da resistência quando a velocidade de deformação ou de carregamento aumenta, associada ao aumento da frequência. Se a velocidade de carregamento ou de deformação forem baixas, o solo tem mais tempo para poder fluir e relaxar, permitindo assim o desenvolvimento de maiores deformações. No caso da velocidade de carregamento ou de deformação serem altas, o solo não dispõe de tanto tempo para fluir e relaxar, consequentemente as deformações poderão não ser tão elevadas.

Num estudo efectuado por Ishizuja *et al.* (1993) foi concluído que *rate effect* é um efeito mais condicionador nos ensaios de compressão triaxial do que em ensaios de compressão simples. Matesic

e Vucetic (2003) referem que este é um efeito de elevada importância nas argilas, sendo de pouca relevância em areias siltosas ou argilosas e praticamente desprezável nas areias limpas.

De acordo com Yeoh e Airey (1994 e 1998), embora o efeito de *rate effect* seja desprezável em solos granulares, esse efeito poderá exercer grande influência nos solos cimentados. Segundo os seus estudos, realizados num solo carbonatado artificialmente cimentado, verificou-se uma grande sensibilidade à velocidade de carregamento e à fluência nos ensaios estáticos e à frequência nos ensaios cíclicos.

Em estudos realizados por Yoshinaka e Osada (1995), foram comparados resultados de ensaios cíclicos e estáticos em rochas brandas, nesses ensaios os autores verificaram que a resistência dinâmica é maior que a estática na razão de 1,1 a 1,3, embora os resultados oscilem consoante o tipo de rocha branda ensaiada.

Por outro lado Yeoh e Airey (1998) observaram que o número de ciclos necessários para atingir a rotura é mais elevado nos ensaios drenados que nos ensaios não drenados. Estes resultados seriam expectáveis nos solos não cimentados, uma vez que a densificação provocada pela compressão volumétrica durante os ciclos levaria a um aumento de resistência. Em solos cimentados a compressão volumétrica está também associada à quebra das ligações que conduziriam a uma diminuição da resistência.

Li e Selig (1996) referem também que existe uma correlação entre a deformação total acumulada e o excesso de pressão neutra acumulado num ensaio não drenado. Foi determinado experimentalmente que tanto os solos normalmente consolidados como os sobreconsolidados experimentam excessos de pressão neutra durante um carregamento cíclico não drenado.

Nos solos sobreconsolidados, devido ao comportamento dilatante do solo, a pressão neutra tende a diminuir durante os primeiros ciclos. Porém, após alguns ciclos de carga a pressão neutra inverte o sentido, aumentando e gerando excessos de pressão neutra. Este facto é justificado devido à plastificação gradual do solo. De qualquer forma, os excessos de pressão neutra diminuem com o aumento do grau de sobreconsolidação, ou seja, um solo sobreconsolidado é mais resistente ao corte sob carregamento cíclico não drenado relativamente a um solo normalmente consolidado.

2.6.2. Tipos de Deformações Envolvidas

Os pavimentos sofrem principalmente dois tipos de deformação durante a sua vida útil: deformações permanentes e deformações resilientes, resultantes de vários ciclos de cargas e descargas. Apenas as deformações resilientes são recuperadas após o término do carregamento. As deformações permanentes não ocorrem apenas para grandes carregamentos, podendo também ocorrer para carregamentos de pequena amplitude (Carneiro, 2009).

A resposta ao carregamento em misturas granulares apresenta uma curva em forma de histerese (Figura 2.19).

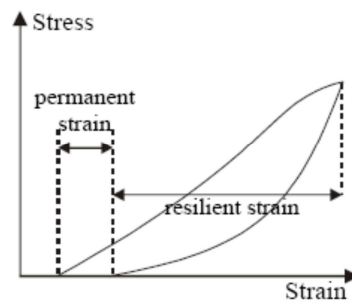


Figura 2.19 – Curva em forma de histerese (Werkmeister, 2003)

A deformação permanente é determinada pela diferença entre a deformação do ponto inicial da curva e a que corresponde ao ponto final.

Um resultado típico, em material granular sem ligante, de um ensaio *Repeated Load Triaxial* com um limite de 80 000 ciclos encontra-se representado na Figura 2.20.

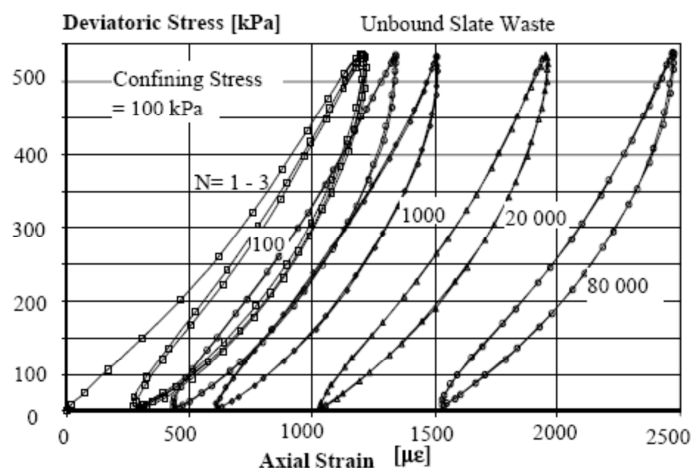


Figura 2.20 – Resultados de um ensaio Repeated Load Triaxial (Werkmeister, 2003)

A deformação permanente entre cada ciclo é diminuta, porém após a conclusão dos 80 000 ciclos a deformação permanente acumulada já é significativa.

A deformação permanente ocorre devido ao rearranjo das partículas ou pela quebra das ligações entre elas aquando da fase de carregamento. No que se refere à deformação resiliente, esta está associada à deformação sofrida pelos grãos que estão sujeitos a carregamento, e que após a fase de carregamento voltam à sua posição inicial (Carneiro, 2009).

A deformação permanente não está exclusivamente relacionada com o número de ciclos, também está associada aos níveis de carga que se aplicam durante o ensaio. Quando as cargas aplicadas são de pequena amplitude, as deformações permanentes geralmente – em materiais granulares não cimentados - estabilizam à medida que o número de ciclos aumenta. Nesse caso, a curva que traduz as deformações permanentes em função do número de ciclos tende para uma assíntota, ou seja, a deformação permanente associada a cada ciclo tende para zero. Porém, aumentando o nível de carga as deformações aumentam.

Segundo Kolisoja (1998) citado por Werkmeister (2003), por vezes os provetes parecem ter estabilizado a deformação permanente mas, com a continuação dos ciclos, esta volta a aumentar (Figura 2.21). Em materiais granulares/agregados não cimentados tal deve estar associado a quebra de partículas e ganho de finos, enquanto em solos/agregados cimentados/ligados, tal estará associado a quebra de ligações cimentíceas.

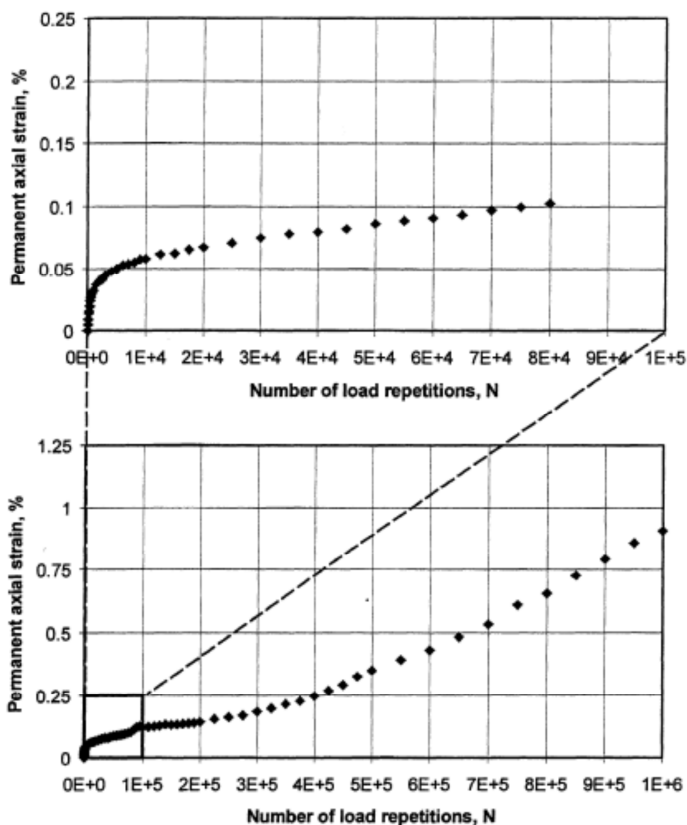


Figura 2.21 – Deformação axial em função do número de ciclos (Werkmeister, 2003)

Morgan (1966), citado por Werkmeister (2003), efectuou um estudo com duas areias distintas, tendo verificado que após 2 milhões de ciclos a deformação permanente ainda aumentava se a amostra fosse sujeita a mais ensaios. Werkmeister (2003) citando Barksdale (1972) realizou uma série de ensaios com 100 000 ciclos e concluiu que a deformação permanente axial cresce linearmente com o logaritmo do número de ciclos. Determinou, ainda, que o incremento de deformações permanentes é mais elevado para tensões de desvio elevadas do que para tensões de desvio baixas.

2.6.3. Módulo Resiliente

Segundo Li e Selig (1994) o módulo resiliente é o parâmetro que caracteriza a rigidez elástica do solo, quando este é sujeito a acções cíclicas. É influenciado por factores como as condições de carregamento, estado de tensão, tipo de solo, sua estrutura e, ainda, o estado físico do solo.

Os factores que influenciam directamente as condições de carregamento e o estado de tensão são a tensão de confinamento, a tensão de desvio, o número de ciclos e a sequência com que ocorre o ensaio.

No que se refere ao tipo de solo e sua estrutura, os factores que mais influenciam este módulo são o método de compactação e a respectiva energia de compactação.

O módulo resiliente pode ser determinado através do declive da recta definida pelos vértices extremos da histerese associado ao ciclo (como se pode ver ilustrado na Figura 2.22) **Error! Reference source not found.** Este módulo pode ainda ser calculado analiticamente através das equações propostas pelo texto normativo EN 13286-7 (CEN, 2004a).

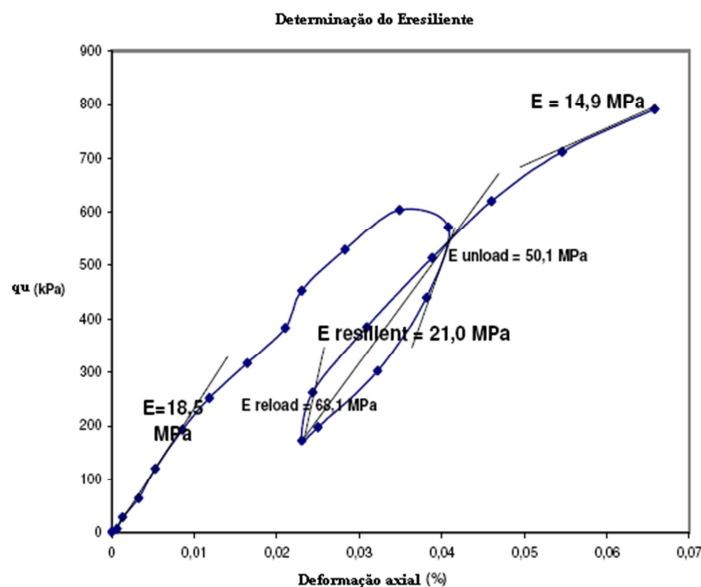


Figura 2.22 – Determinação do módulo resiliente (adaptado Walid, 2007)

2.6.4. Normas e Grandezas

A Norma que foi seguida para o ensaio triaxial cíclico é a norma EN 13286-7 (CEN, 2004a), desenvolvida para materiais granulares não ligados. Segundo esta norma o ensaio consiste na aplicação dum carregamento cíclico a um provete cilíndrico constituído por material granular. A norma está dividida em dois métodos: o método A consiste na aplicação de acções cíclicas (logo tensões variáveis) tanto na direcção vertical como lateral (ou seja, de confinamento conferido pelo líquido que envolve o provete), enquanto que no método B a tensão de confinamento é constante para cada uma das fases, sendo a acção cíclica induzida exclusivamente na vertical. No presente estudo apenas foi executado o método B.

Numa etapa inicial é aplicada uma fase de condicionamento, posteriormente é realizado um processo multi-faseado em que há variação das tensões de confinamento e da tensão deviatória.

O texto normativo inclui especificações relativas à câmara triaxial a ser adoptada, à instrumentação a utilizar para realizar as leituras do ensaio, aos transdutores de pressão a utilizar e aos processos de moldagem e realização dos ensaios.

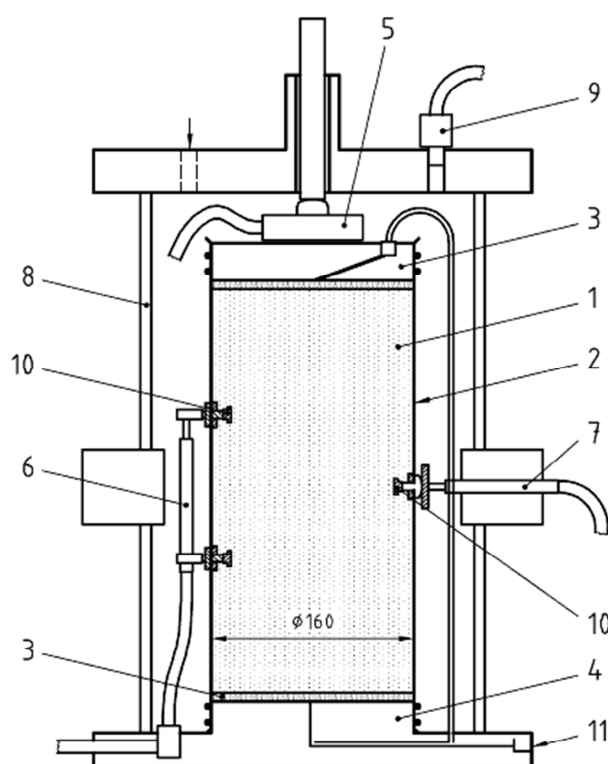
No que se refere ao método B, a norma apresenta as seguintes exigências:

- O actuador axial deve ter a capacidade de efectuar ciclos a uma tensão de desvio de pelo menos 600 kPa;

- O actuador de pressão deve ter uma capacidade mínima de aplicar uma tensão de confinamento de 70 kPa;
- A instrumentação utilizada deve possuir uma precisão de ± 2 kPa ou 1%, qualquer que seja o valor mais elevado;
- A frequência de aplicação dos ciclos não pode ser inferior a 0,2 Hz nem superior a 10 Hz.
- Devem ser utilizados, pelo menos, dois transdutores de deslocamento ancorados directamente ao provete (instrumentação local/interna), sendo aconselhada a utilização de três transdutores na direcção vertical e anéis radiais.

Segundo a norma, é necessária a colocação de duas placas porosas e dois papéis de filtro entre os extremos do provete e o topo e a base da câmara triaxial, sendo ainda necessária a colocação de uma membrana que impermeabilize o provete, de forma a permitir a aplicação de tensões de confinamento.

A câmara triaxial e a instrumentação colocada apresentam a disposição mostrada na Figura 2.23.



Key

- | | |
|-----------------|---|
| 1 specimen | 6 axial linear variable displacement transducers |
| 2 membrane | 7 radial linear variable displacement transducers |
| 3 specimen cap | 8 triaxial cell wall |
| 4 specimen base | 9 pressure transducer |
| 5 load cell | 10 studs supporting the displacement transducers |
| | 11 drainage circuit |

Figura 2.23 – Câmara triaxial cíclica e instrumentação (EN13286-7 - CEN, 2004a)

O cálculo do módulo resiliente no caso presente (tensão de confinamento constante), segundo a Norma, é obtido através da Equação 2.11.

$$E_r = \frac{\sigma_1}{\varepsilon_1} \quad (2.11)$$

em que:

E_r é o módulo resiliente

σ_1 é a variação da tensão axial

ε_1 é a extensão sofrida pelo provete para aquela variação da tensão axial

2.6.5. Considerações sobre a importância do processo de cura de misturas de solo-cimento

Num estudo realizado por Walid (2007), foi ensaiada uma mistura de solo-cimento, constituída por solo recolhido no campo experimental da FEUP (CEFEUP). A esse solo foi adicionado 3% de cimento, sendo a mistura moldada para um teor em água de 12%.

Este estudo foi realizado fruto de um intercâmbio entre a École Nationale des Ponts et Chaussées (ENPC) e a FEUP. Neste trabalho, Walid utilizou dois métodos distintos de cura dos provetes. O primeiro método consistia em sujeitar os provetes a uma tensão de cura elevada (100 kPa, 400 kPa e 800 kPa) durante sete dias. O segundo método consistia em efectuar a mesma cura que no primeiro método, mas apenas durante uma hora, baixando em seguida a tensão para 20 kPa, sendo essa tensão mantida durante os sete dias seguintes.

Os ensaios foram realizados no LabGeo, recorrendo à máquina de ensaios triaxiais cíclicos e ao programa Dynatester. O programa seguido nesses ensaios está representado na Figura 2.24.

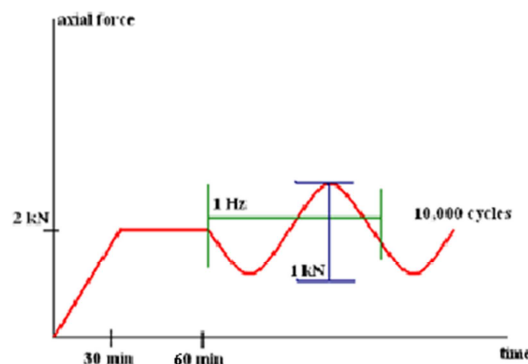


Figura 2.24 – Plano de ensaios para estimativa do efeito de cura sob tensão (Walid, 2007)

O ensaio é caracterizado pela execução dum pré-carga com a duração de 30 minutos, até atingir a carga de 2 kN. Após a pré-carga era realizado um patamar com a duração de 30 minutos, de forma a estabilizar as pressões. Seguidamente, era iniciado o carregamento cíclico. Este carregamento era realizado com uma amplitude de 2 kN (+/-1 kN) com uma frequência de 1 Hz. Este ensaio estava terminado quando fossem realizados 10 mil ciclos.

Durante este estudo, Walid (2007) efectuou ainda ensaios em que elevou a tensão de pré-carga para 4,5 kN e elevou a amplitude dos ciclos para 3 kN. Na Figura 2.25 estão representados os dois ensaios realizados por o autor.

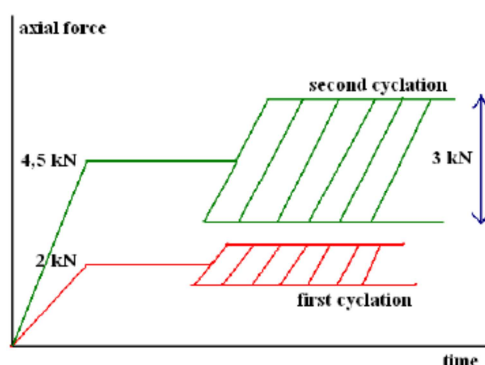


Figura 2.25 - Planos de ensaios para estimativa do efeito de cura sob tensão (Walid, 2007)

Os resultados obtidos por Walid (2007) foram um pouco diferentes para os dois tipos de cura realizados. Para níveis de tensões mais elevadas (400 kPa), a deformação axial é mais reduzida do que para níveis de tensões mais diminutos (100 kPa). Os provetes submetidos a tensões mais elevadas, que posteriormente foram reduzidas para 20 kPa, apresentam maior deformação do que os outros (Figura 2.26).

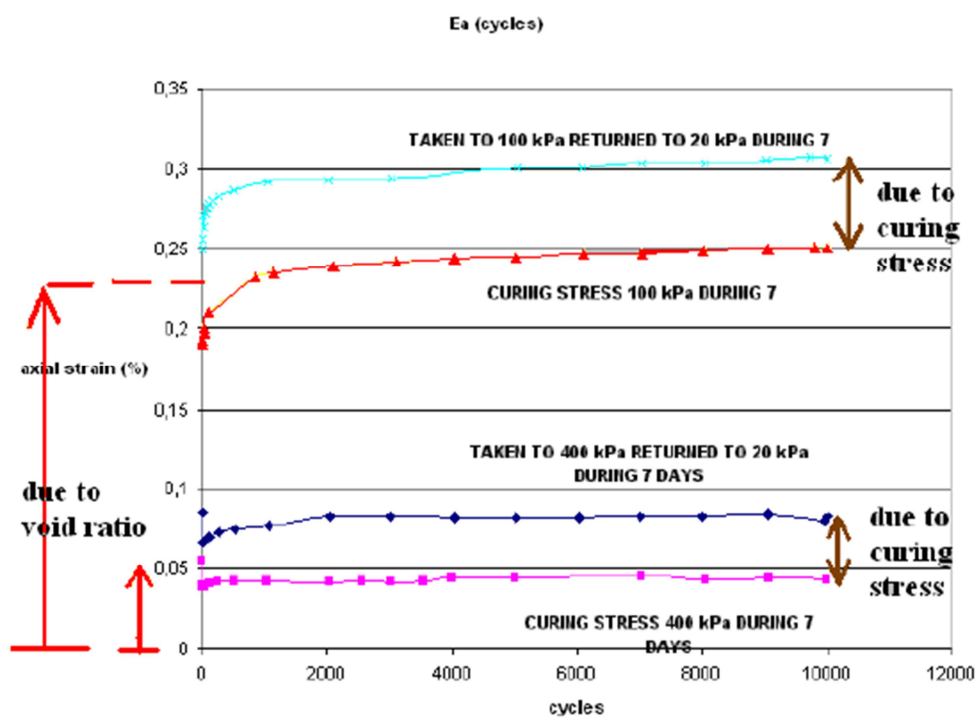


Figura 2.26 – Deformação axial verificada no decurso dos ciclos impostos aos provetes com curas em condições distintas (Walid, 2007)

Da análise do gráfico, pode-se concluir que nestas condições a diferença de compacidade (índice de vazios), tem bastante maior influência que o feito da tensão de cura.

No que se refere à análise dos módulos resilientes, Walid (2007) realizou um estudo em que comparou os resultados obtidos para cada método de cura. Relativamente ao primeiro método, os valores relativos ao módulo resiliente apresentam um valor final muito semelhante, havendo apenas uma ligeira diferença na fase inicial, como pode ser observado na Figura 2.27.

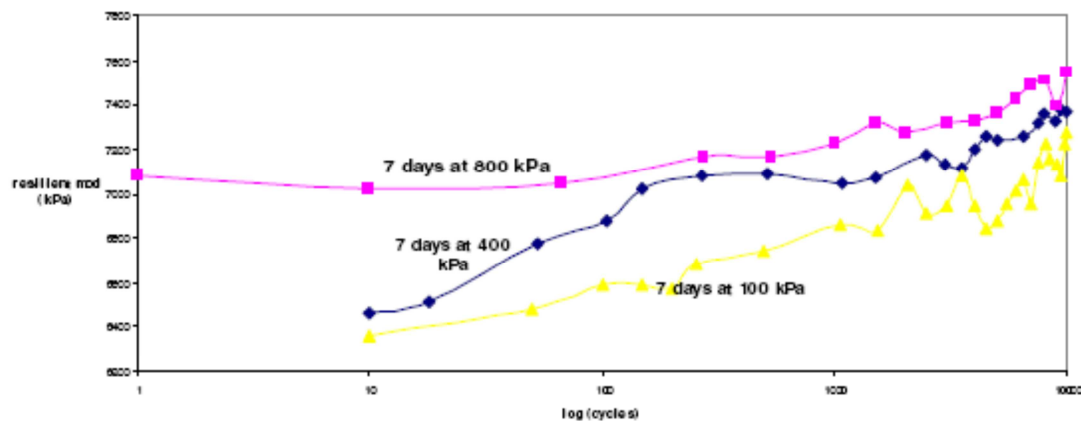


Figura 2.27 – Módulo resiliente para tensões de cura elevadas (Walid, 2007)

Na análise dos resultados relativos ao segundo método de cura, as conclusões são bastante semelhantes, podendo apenas considerar-se que, neste caso, os módulos resilientes oscilam um pouco mais na fase inicial que no caso anterior Figura 2.28.

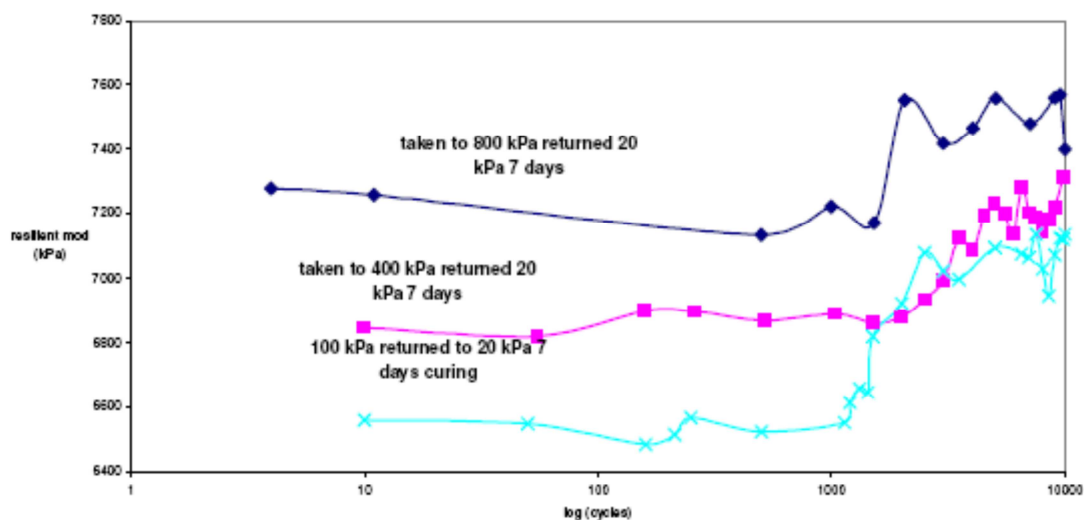


Figura 2.28 – Módulo resiliente para tensões de cura elevadas e depois reduzidas a 20 kPa (Walid, 2007)

2.7. Ensaio de Compressão Simples

2.7.1. Introdução

O ensaio de compressão simples é um dos ensaios mais usualmente utilizados de forma a avaliar as características mecânicas dos solos estabilizados com cimento. Sendo ainda utilizado de forma a

verificar dados relativos à influência de determinados parâmetros sobre a resistência de misturas solo-cimento.

Este ensaio é bastante utilizado em campo, principalmente no estudo de betões, devido à sua fiabilidade, rapidez e baixo custo. Porém a sua aplicabilidade no campo do solo-cimento é colocada em causa, pois a deformação (e, no limite, a plastificação e rotura) nas camadas “nobres” onde os materiais granulares são geralmente estabilizados com agentes cimentíceos, ela é eminentemente de tracção e não de compressão. Embora existam alguns estudos realizados que relacionam a resistência à compressão simples com a resistência à tracção, tendo sido determinada que a resistência à tracção ronda entre os 9% e os 14% da resistência à compressão (Foppa *et al*, 2007).

2.7.2. Normas e Grandezas

A norma seguida na realização dos ensaios de compressão simples é a norma EN 13286-41 (CEN, 2003a). Conforme o descrito na norma, o ensaio consiste num carregamento crescente até que seja atingida a rotura do provete. A força de rotura deverá ser registada, sendo calculada a tensão de rotura através da expressão seguinte:

$$R_c = \frac{F}{A_c} \quad (2.12)$$

em que:

R_c é a tensão de rotura (N/mm²)

F é a força de rotura (N)

A_c é a área do provete (mm²)

A norma exclui provetes que apresentem danos visíveis na sua estrutura, tecendo ainda várias regras relacionados com o posicionamento do provete e forma de carregamento. Essas regras estão expressas seguidamente.

- Qualquer humidade excessiva deverá ser retirada do provete antes da sua colocação.
- As placas que entram em contacto com o provete deverão ser limpas anteriormente ao ensaio e deverá ser retirada qualquer excesso de partículas na face do provete.
- Não poderão ser colocadas qualquer tipo de peças entre o provete e as placas associadas à máquina de compressão.
- O provete será colocado no centro da placa inferior com um erro inferior a 1% do diâmetro do provete.
- Tanto as placas como as faces do provete deverão ser o mais paralelas possível.
- O carregamento será efectuado de forma a não ser provocado um choque na sua fase inicial. Sendo a rotura atingida entre 30 a 60 segundos, após o início do mesmo.
- Quando o carregamento é realizado de forma automática, deverá ser vigiada a velocidade de forma a garantir um carregamento a velocidade constante.

O método de compactação dos provetes será realizada de acordo com as normas EN 13286-50, ou EN 13286-51, ou EN 13286-52, ou ainda EN 13286-53.

Para que o ensaio seja considerado válido, a estrutura de rotura terá de se assemelhar às apresentadas na Figura 2.29.

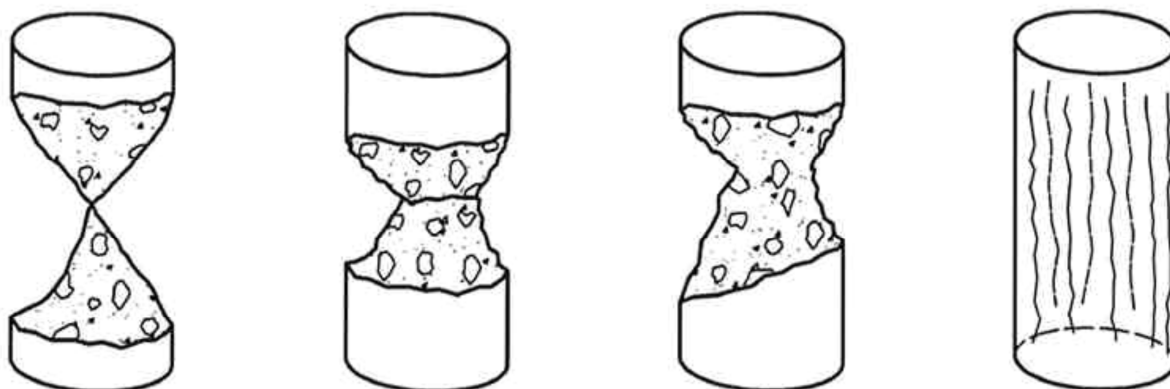


Figura 2.29 – Exemplo de roturas consideradas válidas (EN 13286-41, CEN 2003a)

3

PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1. Caracterização dos materiais do solo-cimento

3.1.1. Análise da Curva Granulométrica do agregado

Procedeu-se à análise granulométrica do agregado de calcário, segundo a norma CEN ISO / TS 17892 – 4 (CEN, 2004c) para solos. A Figura 3.17 ilustra os agregados calcário e granito submetidos aos ensaios de peneiração e sedimentação, respectivamente. Na Figura 3.3 apresenta-se a curva granulométrica do agregado de calcário, obtida através do ensaio referido.



Figura 3.1– Análise granulométrica do agregado calcário na fase de peneiração

As colheitas das amostras foram efectuadas a partir de um processo de esquartelamento sucessivo até à separação final de uma amostra representativa com mais de 10 kgf de agregado. A Figura 3.2 ilustra todo o processo de homogeneização dos materiais dos diferentes recipientes onde foram transportadas as amostras, desde as pedreiras até ao laboratório de Geotecnia da FEUP, bem como o próprio processo de esquartelamento.



a)

b)

Figura 3.2– a) homogeneização das diversas amostras; b) esquarteamento

Na Figura 3.3, está apresentada a curva granulométrica característica do agregado de calcário utilizado nesta investigação.

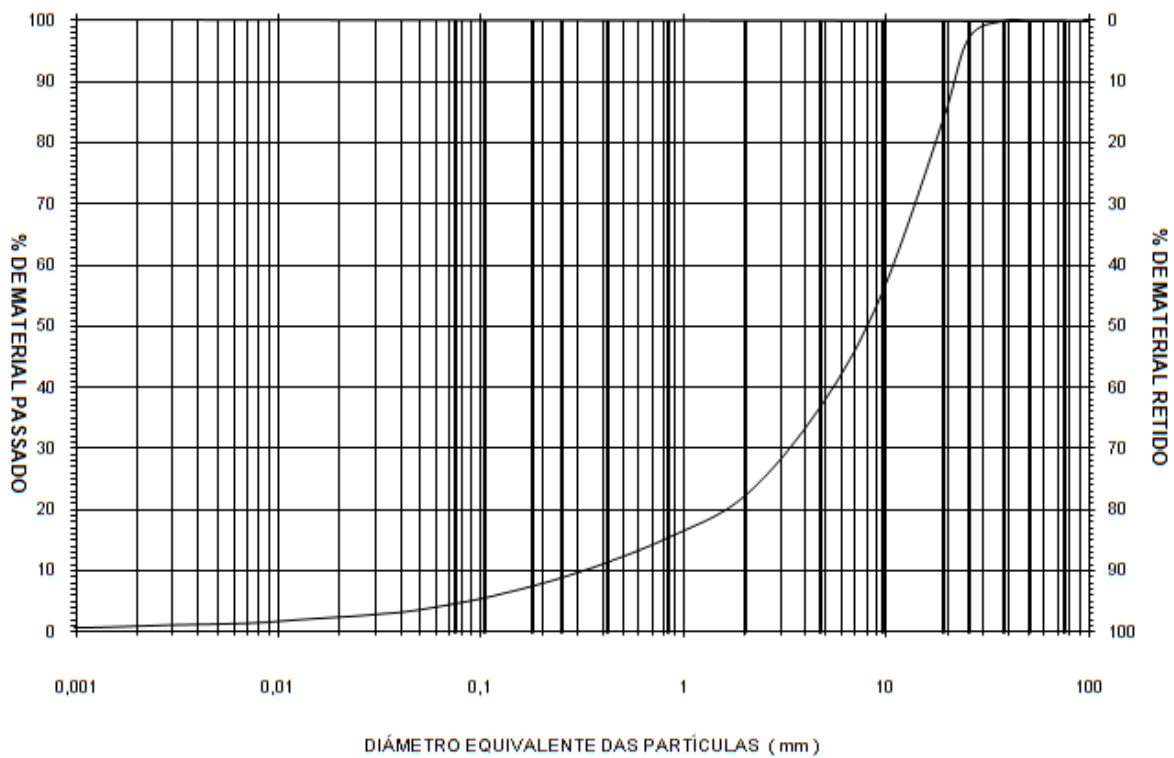


Figura 3.3– Distribuição granulométrica do agregado calcário pela norma CEN ISO/TS 17892-4 (CEN, 2004c)

3.1.2. Equivalente de Areia e Limites de Atterberg

O ensaio Equivalente de Areia (Figura 3.4) é normalmente utilizado quando não é possível determinar os limites de Atterberg e, conseqüentemente, o Índice de Plasticidade de um solo ou agregado. Para materiais possuidores de uma parcela de finos negligenciável, o Equivalente de Areia permite obter uma representação de carácter empírico da possível plasticidade do material grosso constituinte de uma amostra global. Para a realização do ensaio sobre o agregado calcário foi aplicada a Norma NP EN 933-8 (CEN, 2003d). A Figura 3.4 ilustra alguns dos procedimentos.

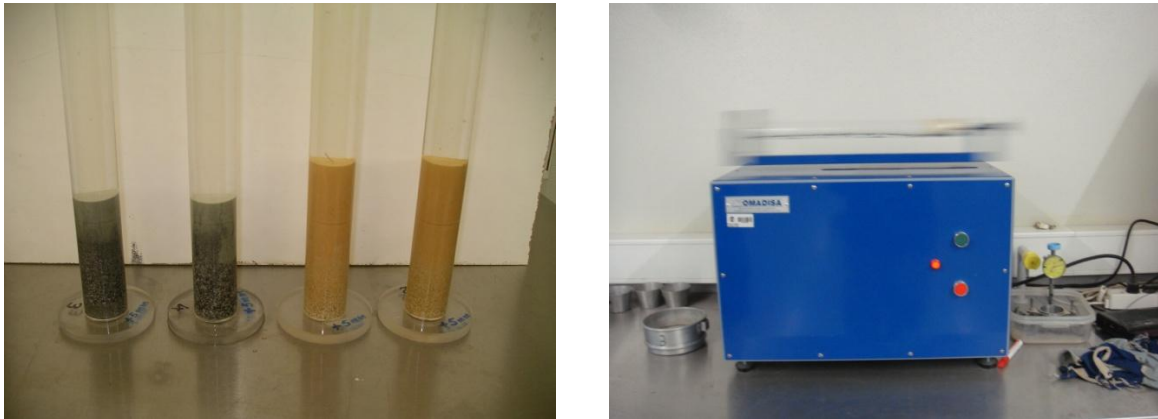
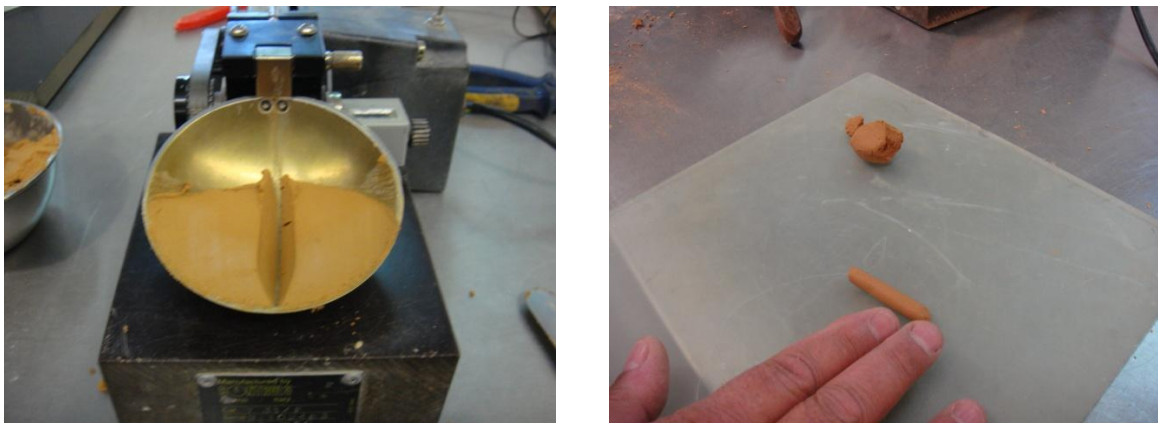


Figura 3.4– Ensaio para determinação do Equivalente de Areia

Os limites de Atterberg, de natureza puramente empírica, são bons indicadores do comportamento dos materiais e são amplamente aplicados no âmbito da Geotecnia. A realização do ensaio para a sua determinação, apesar do seu carácter elementar, requer experiência por parte do operador. A Figura 3.5 ilustra algumas das etapas necessárias ao cumprimento da norma NP – 143 (1969).

No Quadro 3.1 apresentam-se os valores do Equivalente de Areia e dos limites de Atterberg.



a)
b)
Figura 3.5 – Determinação dos limites de Atterberg: a) Ensaio Concha de Casa Grande;
b) Ensaio em placa de vidro

Quadro 3.1 – Equivalente de Areia e Limites de Atterberg

Agregado	Eq. de Areia (%)	w _L (%)	w _P (%)	I _P (%)
Calcário	15	22	11	11

3.1.3. Peso Volúmico Seco e Teor Ótimo em Água

Na determinação do teor em água ótimo e peso volúmico máximo do agregado calcário, realizou-se um dos ensaios mais comuns e utilizados em laboratório - o ensaio Proctor Pesado.

Este ensaio está normalizado (LNEC, 1966) e consiste em compactar uma amostra de agregado num molde cilíndrico em várias camadas. As referidas camadas são compactadas utilizando um pilão com o peso normalizado que é deixado cair sobre a amostra de uma dada altura igualmente normalizada.

Os moldes utilizados podem ser de dois tamanhos distintos, um grande e um pequeno, dependendo da granulometria do solo.

As energias aplicadas são normalizadas e tentam simular os equipamentos de compactação em obra. O Proctor Pesado foi introduzido para simular cargas mais elevadas, devido ao constante desenvolvimento do equipamento de compactação.

Para a determinação do teor em água ótimo dos dois agregados, com ou sem cimento, foi necessário proceder a algumas alterações às práticas correntes. Começou-se por realizar o ensaio ao agregado calcário segundo a norma LNEC (1966) com um pilão de 4,540 kgf e uma altura de queda de 457 mm; o material foi compactado em 5 camadas através de 55 pancadas. O volume do molde foi de 2080 cm³ com um peso de 2971 kgf. A Figura 3.6 ilustra os resultados obtidos.

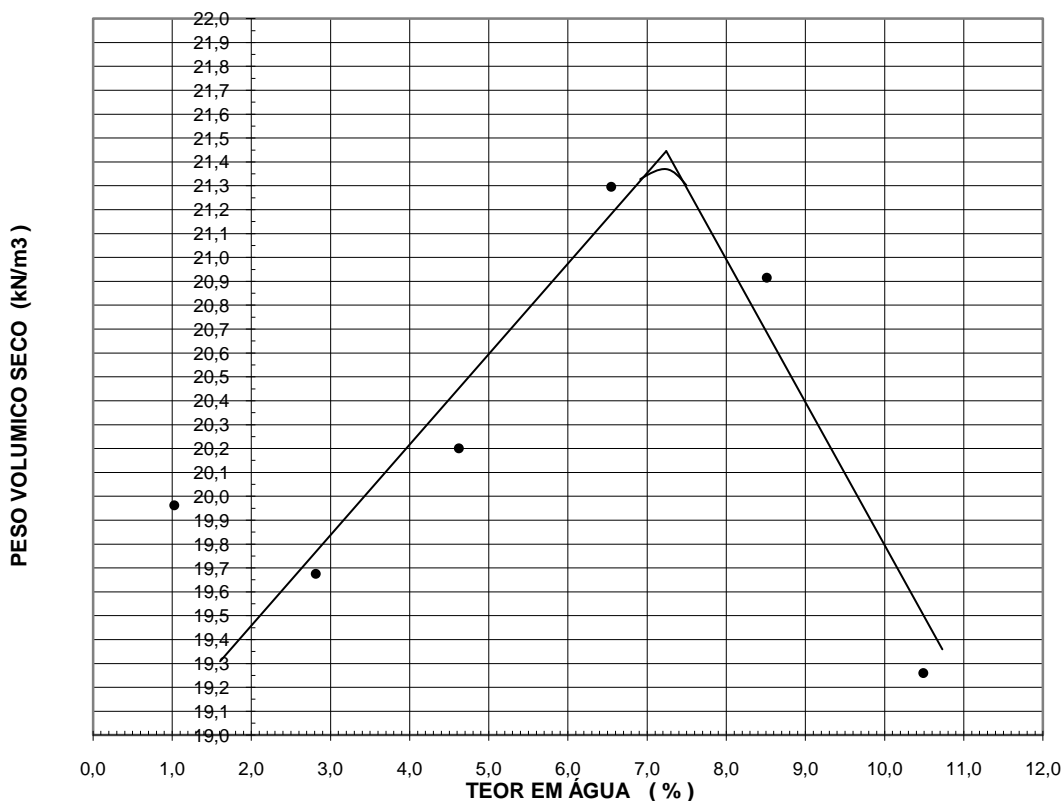


Figura 3.6– Ensaio Proctor Modificado do agregado calcário segundo LNEC – E 197 – 1966 com 0 % de cimento ($w_{op} = 7,4\%$; $\gamma_d = 21,35 \text{ kN/m}^3$)

Para além de não ter sido conseguida uma boa aproximação linear em ambos os ramos, seco e húmido, foi evidente a saturação de apenas algumas das partículas finas em detrimento das restantes,

aparentemente secas, por se encontrarem em contacto directo com partículas mais grossas. De referir, que o ponto assinalado na Figura 3.6 sofreu desidratação, devido ao contacto com as partículas mais grossas. Realizou-se então a pré-saturação das partículas mais grossas, como é prática corrente em ensaios Proctor em solos grossos,. Desta forma, a água apenas misturada nas partículas mais finas mantém-se na estrutura mais pequena do solo e o seu contacto com as partículas grosseiras, por estarem saturadas, não promove a desidratação dessa mesma estrutura. Este procedimento é comumente utilizado em solos com elevada fracção de grossos, agregados e solos com fracções de areia muito cavernosas, como por exemplo, os solos lateríticos (Novais Ferreira, 1962). A Figura 3.7 mostra os resultados obtidos através deste procedimento, bem como um aumento, apesar de ténue, do peso volúmico seco máximo do agregado calcário.

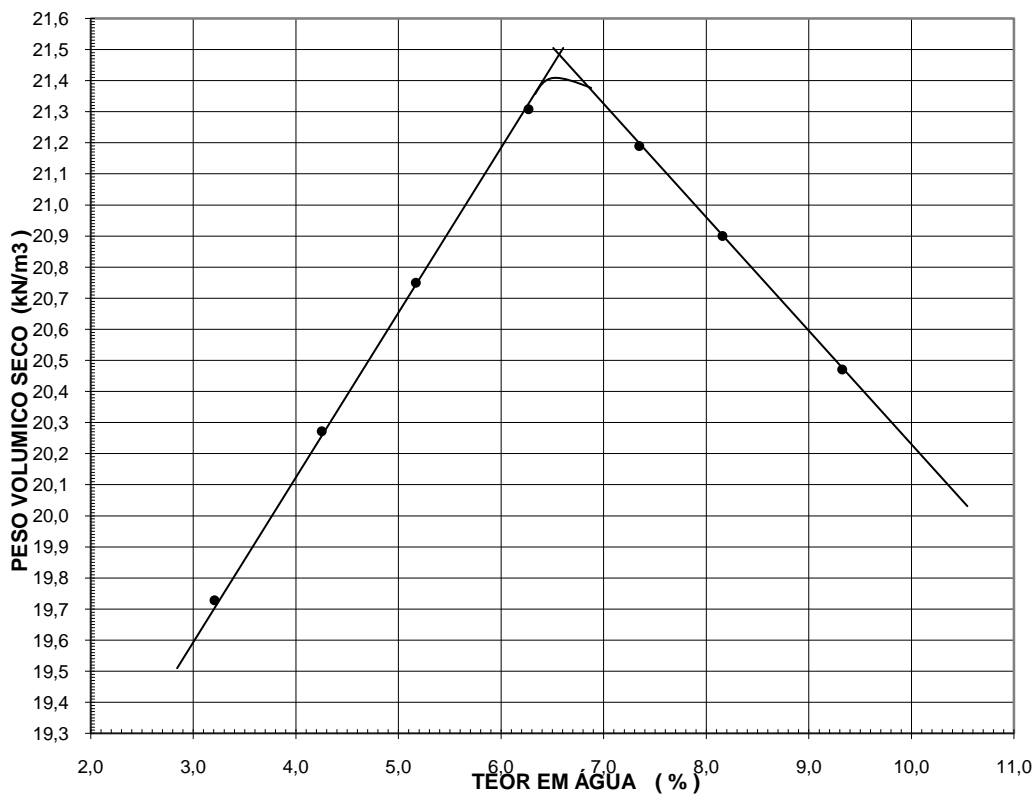


Figura 3.7 – Ensaio Proctor Pesado do agregado calcário segundo a metodologia supra descrita com 0 % de cimento ($w_{op} = 6,5\%$; $\gamma_d = 21,40 \text{ kN/m}^3$)

Os resultados demonstram não só a variação no peso volúmico seco, como patenteiam a necessidade de uma menor adição de água para alcançar o teor de humidade óptimo. A evidente melhor definição dos ramos seco e húmido prova as melhorias que esta metodologia transporta para o ensaio.

Foi ainda realizado o ensaio Proctor Pesado para misturas com 1, 2, 3, 4 e 5,3 % de cimento. Tal como nos restantes testes anteriormente descritos, procedeu-se a um fraccionamento do material onde se rejeitou todas as partículas retidas no peneiro # 3/4 de polegada. Em substituição a este material foram adicionadas duas fracções compreendidas entre o material passado no peneiro # 3/4 / retido no peneiro # 3/8 e passado no peneiro # 3/8 / retido no peneiro n.º 4 de iguais proporções às obtidas nas curvas granulométricas respectivas de cada agregado. Por último, foram adicionados os grãos menores que o

peneiro n.º4. Nas legendas das figuras seguintes indicam-se os parâmetros calculados para as misturas de agregado com cimento, para as diferentes percentagens de cimento.

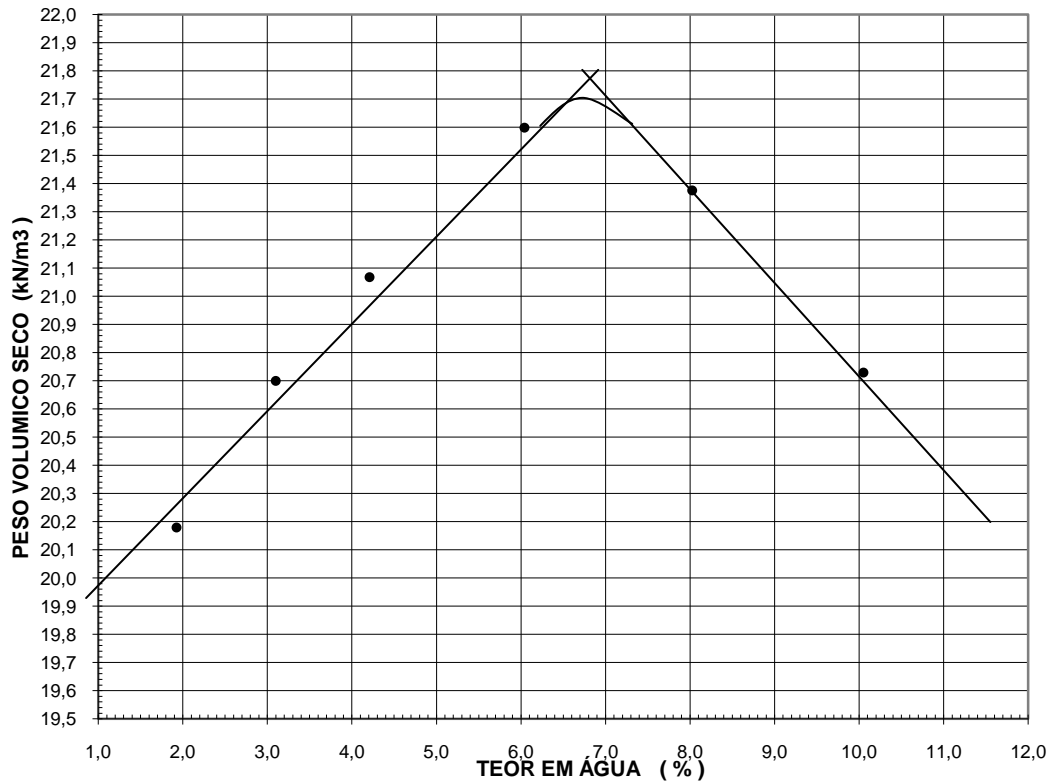


Figura 3.8 – 1% de cimento $\gamma_d = 21,70 \text{ kN/m}^3$ $w_{op} = 6,7\%$

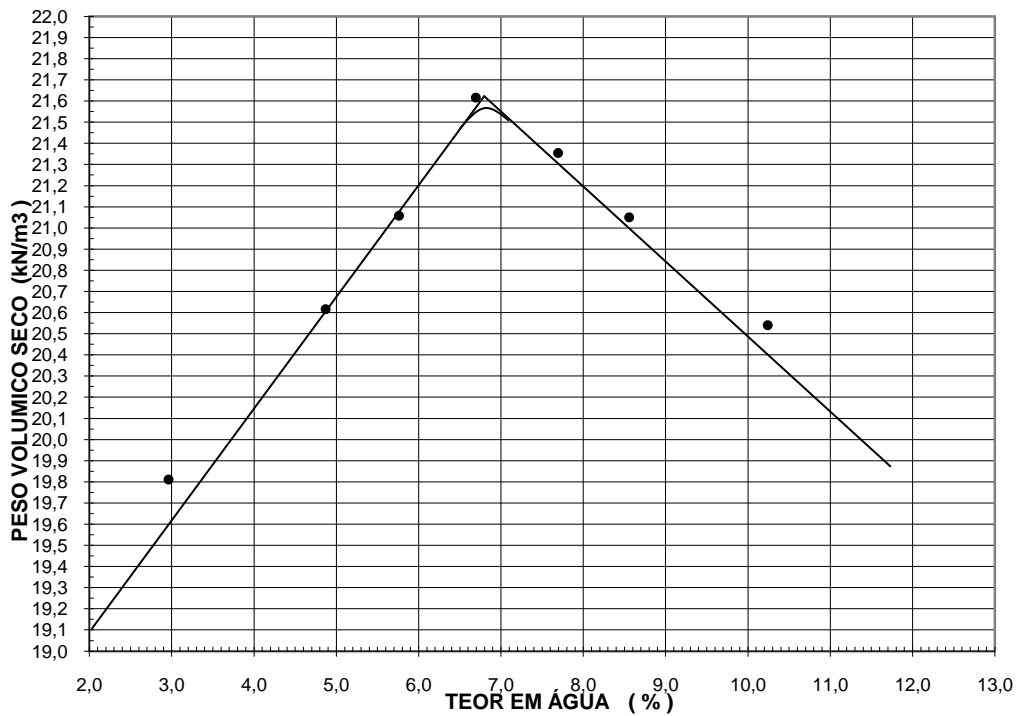


Figura 3.9 – 2 % de cimento $\gamma_d = 21,60 \text{ kN/m}^3$ $w_{op} = 6,8\%$

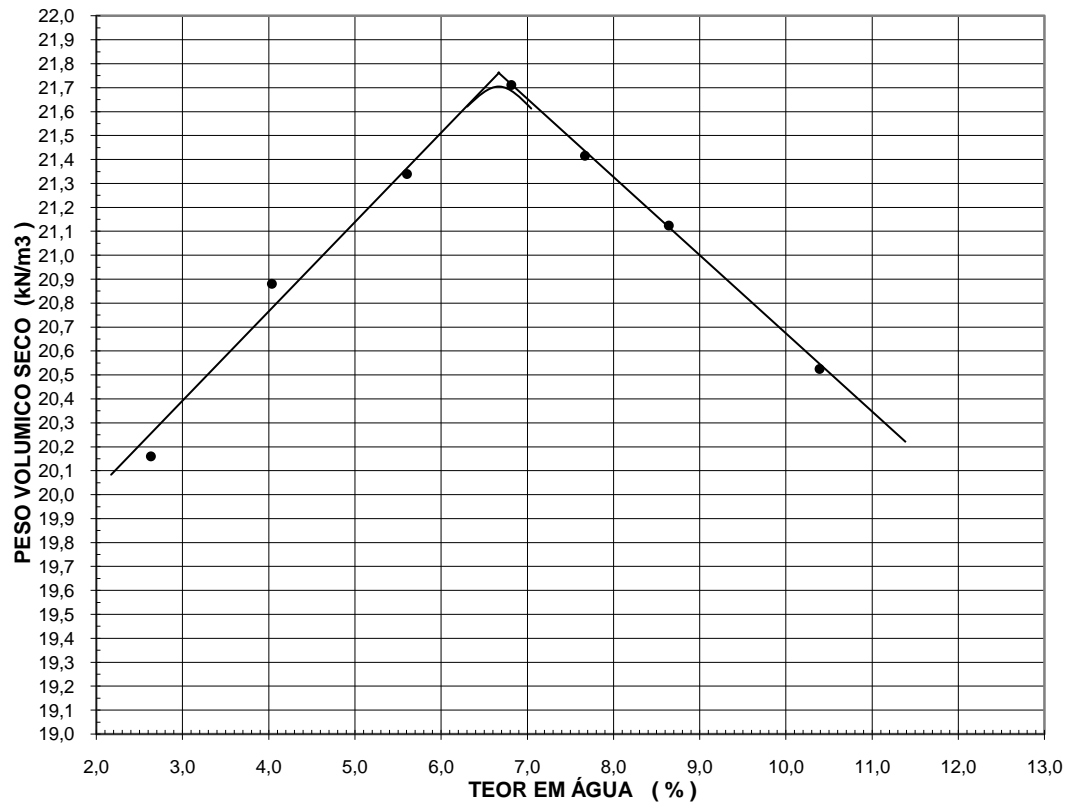


Figura 3.10 – 3 % de cimento $\gamma_d = 21,70 \text{ kN/m}^3$ $w_{op} = 6,8\%$

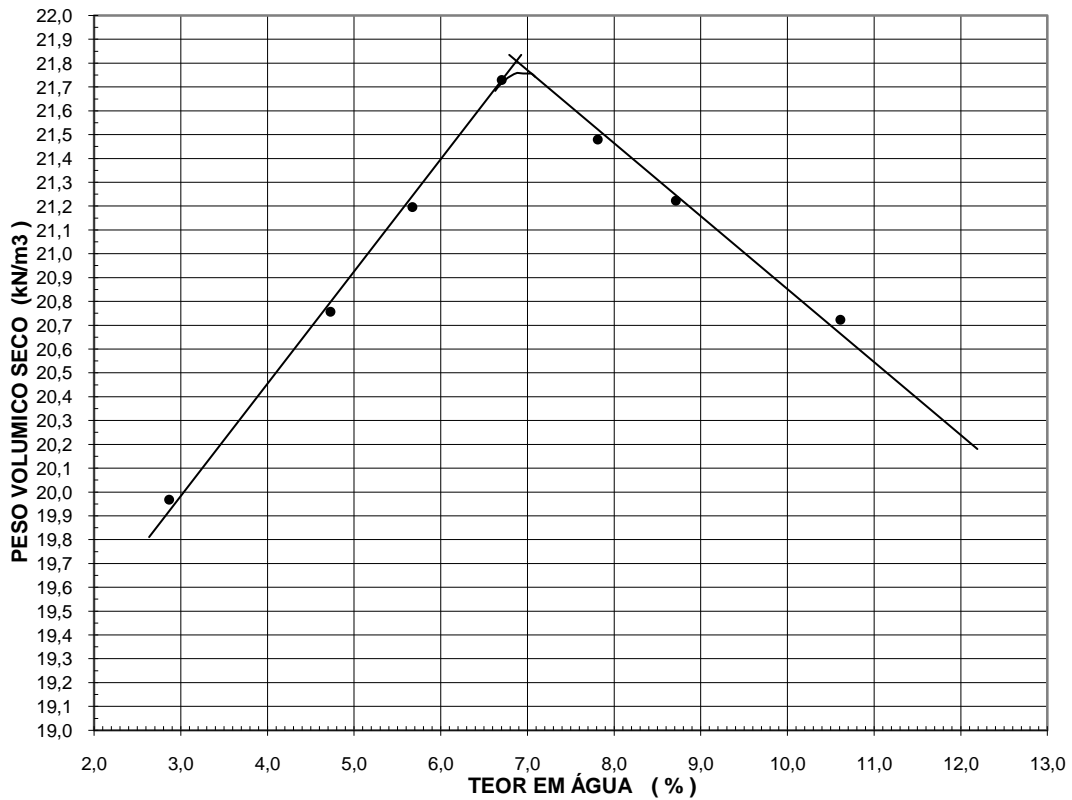


Figura 3.11 – 4 % de cimento $\gamma_d = 21,80 \text{ kN/m}^3$ $w_{op} = 6,8\%$

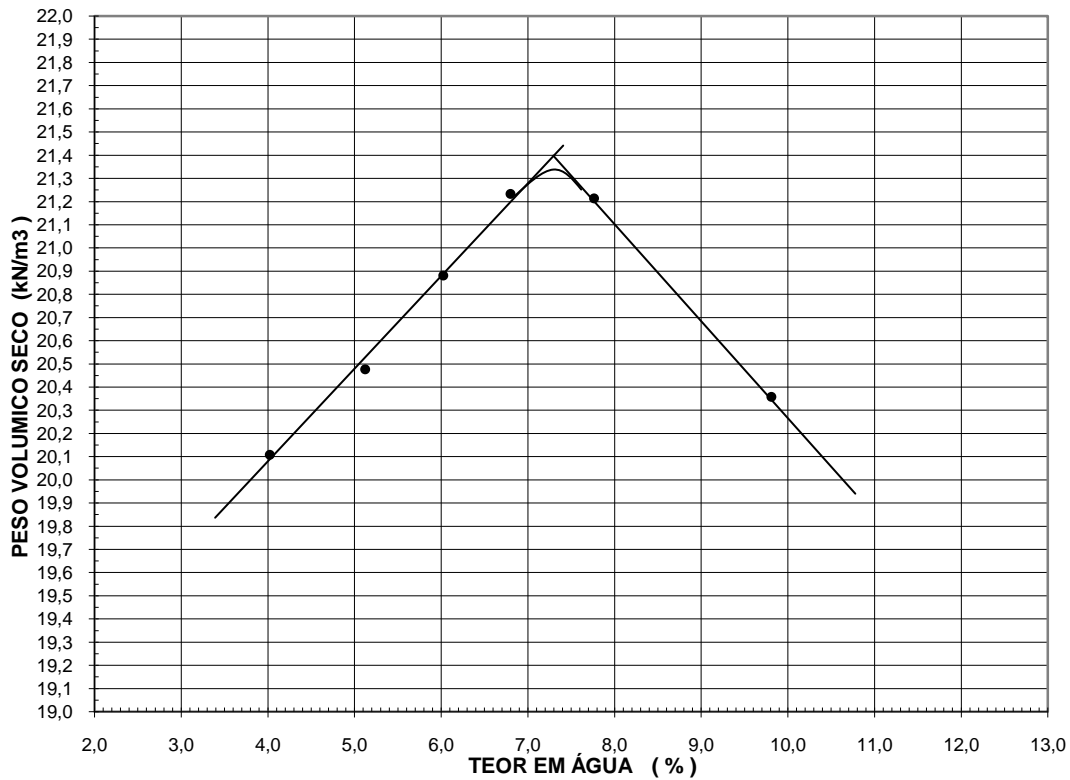


Figura 3.12 – 5,3 % de cimento $\gamma_d = 21,30 \text{ kN/m}^3$ $w_{op} = 7,2\%$

Comparando com os resultados apresentados na Figura 3.7, o teor em água óptimo não sofre grandes variações com a adição do cimento, denotando apenas um pequeno incremento. Por seu lado, o peso volumico seco máximo sofre um ligeiro decréscimo em relação ao material limpo.

3.1.4. Índice de Suporte Califórnia (CBR)

À semelhança do ensaio Proctor Pesado, o ensaio CBR foi realizado de duas formas. Numa primeira condição foram aplicados todos os procedimentos descritos na norma LNEC – E 198 (1967). Após a investigação acerca da pré-saturação das partículas grossas efectuou-se um segundo ensaio CBR nas condições de compactação diferenciadas da norma. As Figura 3.13 e Figura 3.14 ilustram as curvas obtidas na situação regulamentada e com a pré-saturação dos grossos, respectivamente.

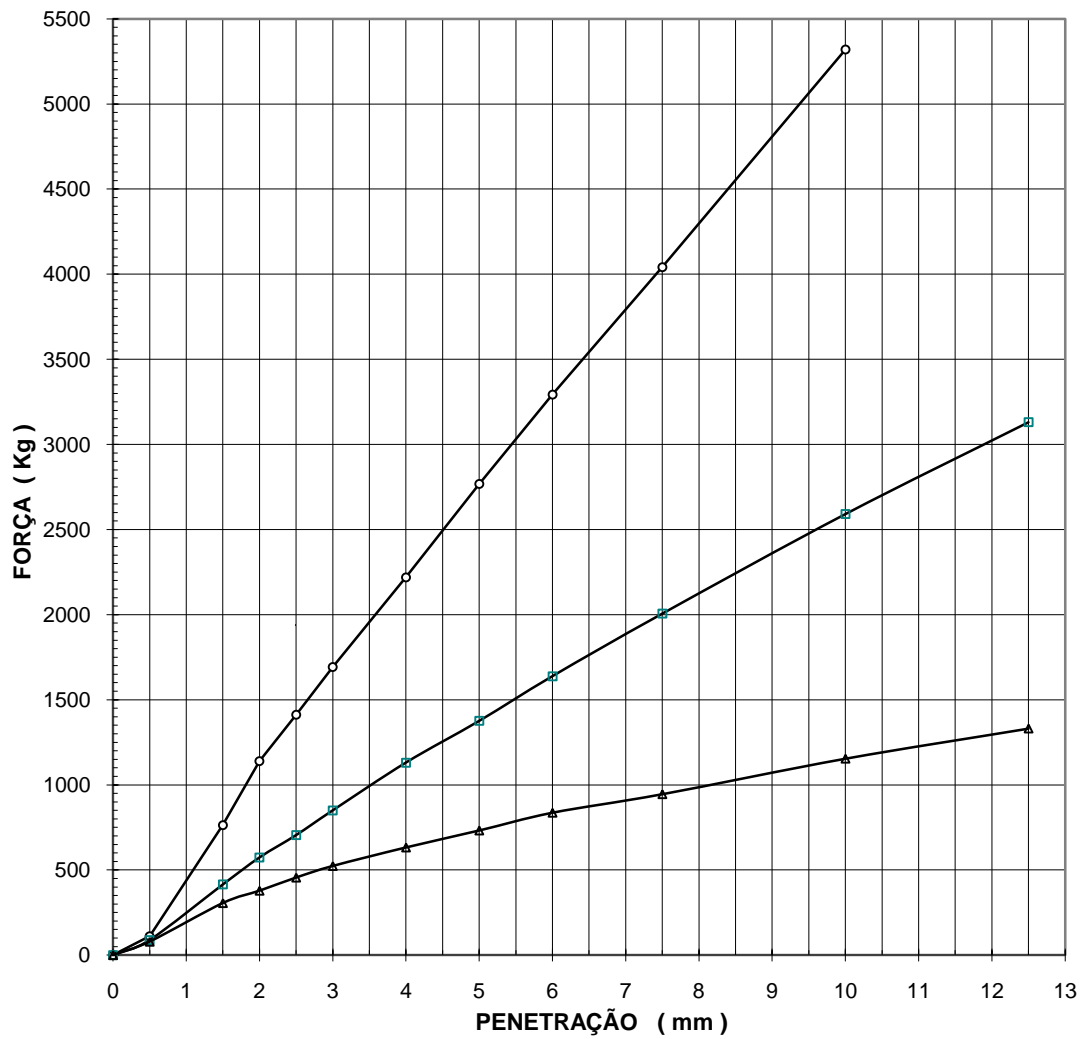


Figura 3.13 – Curvas de penetração do agregado calcário segundo LNEC – E 198 (1967)

Quadro 3.2 – CBR em função do número de pancadas na compactação segundo LNEC – E 198 (1967)

NÚMERO DE PANCADAS POR CAMADA		55	25	12	Média
CBR	PENETRAÇÃO 2,5 mm	104,2	52,0	33,6	63,3
	% PENETRAÇÃO 5,0 mm	136,1	67,7	36,0	79,9

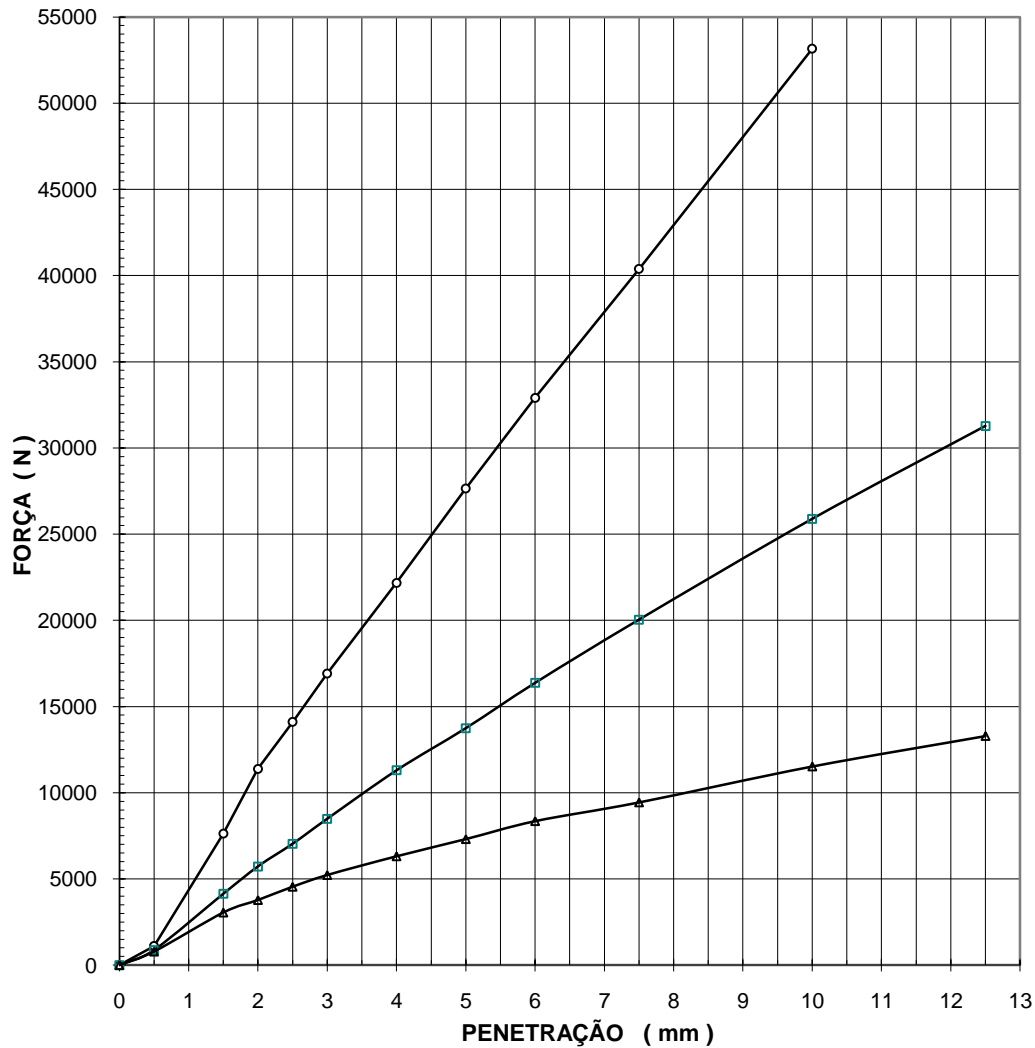


Figura 3.14 – Curvas de penetração do agregado calcário obtido com pré-saturação das partículas grossas

Quadro 3.3– CBR em função do número de pancadas na compactação com pré-saturação das partículas grossas

NÚMERO DE PANCADAS POR CAMADA		55	25	12	Média
CBR	PENETRAÇÃO 2,5 mm	106,1	53,0	34,2	64,4
	% PENETRAÇÃO 5,0 mm	138,6	68,9	36,7	81,4

Apesar das ligeiras diferenças entre cada um dos ensaios, conclui-se haver uma maior resistência à penetração quando o agregado é compactado com a pré-saturação das partículas grossas. As Figura 3.15 e Figura 3.16 expõem finalmente as curvas CBR para cada um dos diferentes métodos de mistura e compactação.

Na Figura 3.17 ilustram-se aspectos do procedimento de ensaio.

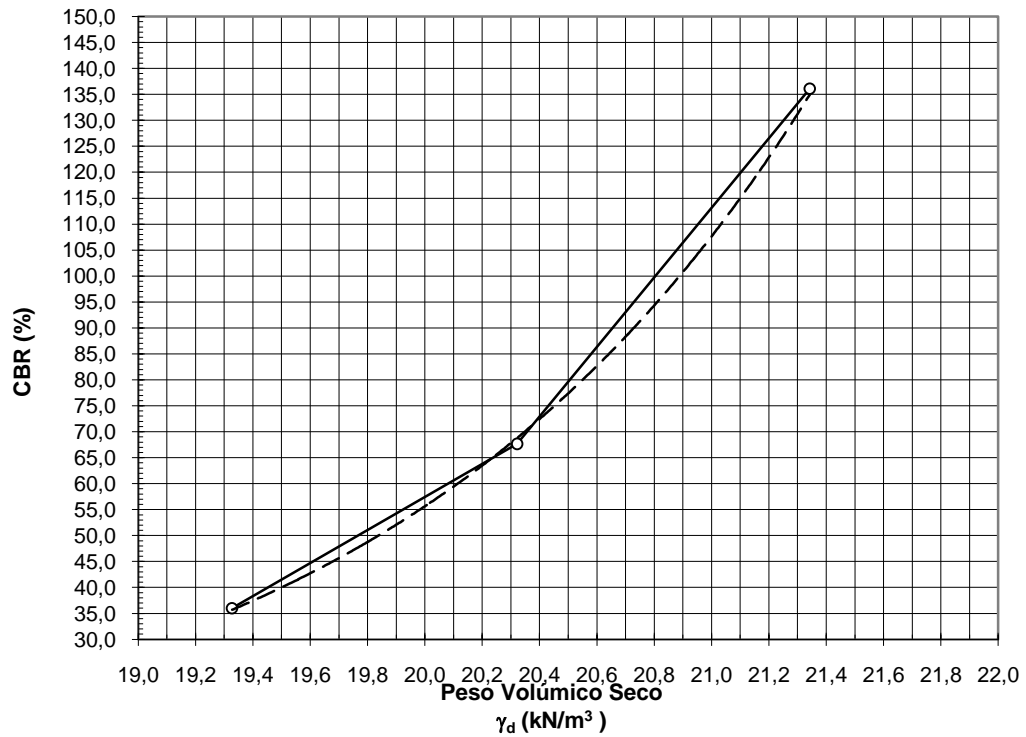


Figura 3.15 – Curva CBR do agregado calcário segundo LNEC – E 198 – 1967
(Média do valor de CBR = 68%)

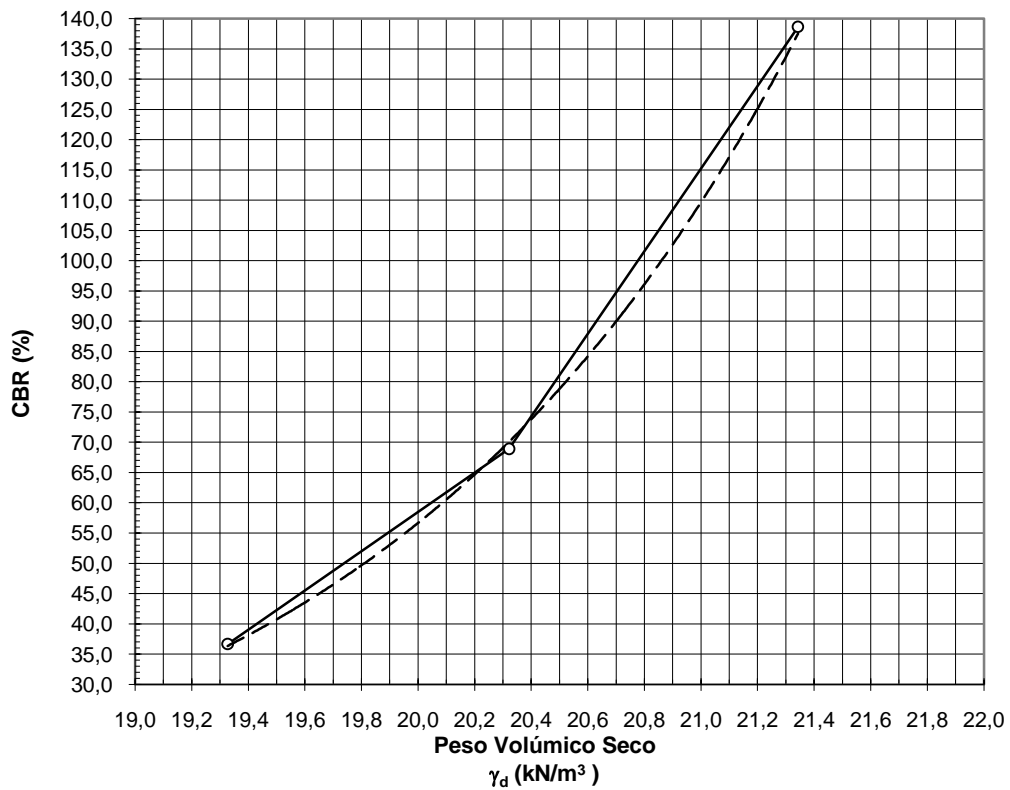


Figura 3.16 – Curva CBR do agregado calcário obtido com pré-saturação das partículas grossas (Média do valor de CBR = 69%)



a)



b)

Figura 3.17 – Ensaio CBR: a) Preparação das amostras; b) calibração do deflectómetro

3.2. Moldagem e Preparação dos Provetes

De forma a fabricar os provetes usados no ensaio de compressão diametral, foram utilizados moldes cilíndricos de 150mm de diâmetro por 145mm (Figura 3.18 **Erro! A origem da referência não foi encontrada.**), enquanto que para os ensaios triaxiais cíclicos e de compressão simples, os moldes utilizados eram cilíndricos de 150mm de diâmetro por 265mm (Figura 3.19), de acordo com a norma EN 13286-50 (CEN, 2004e). A produção dos provetes foi realizada através de uma sequência de procedimentos que incluíram: peneiração, pesagem, mistura, compactação, desmoldagem, armazenamento e cura.



Figura 3.18 – Molde adaptado de Proctor



Figura 3.19 - Molde de Proctor

Durante o processo de peneiração o solo em estudo foi separado em três fracções, passados no peneiro #4, passados no peneiro 3/8 e passados no peneiro 3/4. Este processo foi realizado de forma a evitar o fabrico de provetes com material de granulometria distinta, o que poderia ter uma importante influência nos resultados deste trabalho.

Após a pesagem dos materiais (solo, cimento e água), o solo e o cimento foram misturados até se obter um material homogéneo sendo de seguida adicionada água, misturando-se bem até atingir a homogeneidade (Pereira, 2009).

Seguidamente o provete era compactado, através da utilização do pilão pesado de Proctor automático (Figura 3.20), nos casos dos provetes que seriam ensaiados à resistência à tracção por compressão diametral, enquanto os outros eram compactados com um pilão pesado de Proctor manual (Figura 3.21). Essa compactação era realizada em 5 camadas para o primeiro ensaio e em 8 camadas para os restantes ensaios. O número de pancadas em cada camada é representativo do grau de compactação desejado (Quadro 3.4).

Quadro 3.4 – Relação entre o número de pancadas do Proctor modificado e o grau de compactação

Energia de compactação (nº de pancadas)	Grau de Compactação (%)
55	100
25	95
12	90



Figura 3.20 – Pilão Proctor (automático)



Figura 3.21 – Pilão Proctor (manual)

Finalmente, os provetes passavam aproximadamente 24 horas a ganhar cura em câmara húmida, sendo posteriormente desmoldados e deixados mais 13 dias em câmara húmida. Ao fim dos 14 dias, os provetes eram ensaiados.

3.3. Ensaio de Determinação de Velocidades de Ondas Sísmicas

3.3.1. Ultra-Sónicos

3.3.1.1. Procedimentos

A descrição destes equipamentos não será objecto desta dissertação, mas pode ser encontrada em pormenor no trabalho de tese mestrado desenvolvido na LabGeo da FEUP por Amaral (2009).

Na Figura 3.18 apresenta-se um esquema de disposição das unidades envolvidas. Através de um conector em forma de “T”, o gerador de funções envia um sinal directamente para o transmissor e simultaneamente para o canal 1 do osciloscópio. Salienta-se que do conjunto de transdutores, aquele cuja referência é 54/10207 foi utilizado sempre como transmissor e o outro, com a referência 54/10208, apenas como receptor. Este procedimento visou eliminar diferenças entre sinais das emissões e recepções devido à eventual ausência de perfeita igualdade física entre as disposições. O receptor é ligado directamente ao canal 2 do osciloscópio. A Figura 3.22 esquematiza as conexões efectuadas (Amaral, 2009).

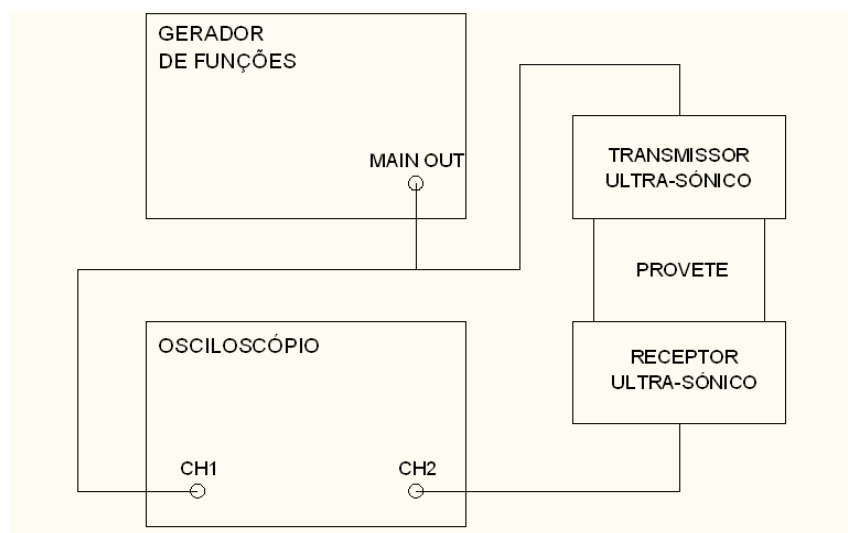


Figura 3.22– Ligações entre os aparelhos utilizados na medição das ondas longitudinais (Amaral, 2009)

A montagem adoptada foi em posição vertical, com o transmissor sempre do lado da base. O transdutor foi apoiado em quatro pesos do tipo ferraduras (Figura 3.23), de forma a não danificar o cabo que liga o emissor ao gerador de funções. Os pesos, por sua vez, foram assentes num pano de fibras celulósicas e sintéticas, para evitar uma possível propagação de ondas no sentido inverso à orientação do sistema. Em cima do transmissor foi colocado o provete e, no topo deste, foi colocado o receptor. De forma a melhorar as condições de tensão e aumentar a amplitude da onda de chegada, foram colocados pesos (oscilando entre os 20kgf e os 35kgf para os provetes com menor teor em cimento) no topo do receptor (Figura 3.23). Nas fronteiras entre o provete e os transdutores, foi colocada uma fina camada de *high vacuum grease* da marca *Dow Corning* modelo *Apiezon*[®]. Esta metodologia teve como objectivo melhorar as condições de acoplamento entre os diferentes materiais,

a eliminação parcial da quantidade de ar existente nos vazios das fronteiras. A estruturação do sistema descrito pode ser observada na figura seguinte.



Figura 3.23 – Disposição adoptada para leitura das ondas longitudinais

Durante a realização destes ensaios foram utilizadas diferentes formas de onda e frequências. Após vários ensaios foram privilegiadas as formas sinusoidal e quadrada, visto terem sido consideradas as conducentes de melhores resultados, nomeadamente, pelo facto de a onda sinusoidal ter elevada facilidade do seu tratamento em análise espectral e a quadrada devido à sua aproximação a um impulso de *Dirac*, ou seja, tem a capacidade de, teoricamente, possuir uma gama infinita de frequências. Na prática, criar uma banda de frequências infinita, além de não ser possível, também não é desejável, pois iria aumentar o tempo de processamento dos dados também para infinito. A onda que melhor satisfaz as condições para determinação da velocidade de propagação de ondas longitudinais, através do método de chegada directa, foi a onda quadrada. A frequência 50 kHz foi adoptada por três razões: a primeira incide no facto da frequência nominal dos transdutores ser exactamente 50 kHz; a segunda baseia-se na conveniência de aproximar a excitação a um impulso de *Dirac*, que é tanto melhor quanto maior a frequência aplicada aos transdutores ultra-sónicos pelo gerador de funções; a terceira razão esteve relacionada com a necessidade de evitar ultrapassar a frequência 50 kHz, devido aos erros de fase apresentados pelo gerador de funções.

3.3.2. Bender Extender Elements

3.3.2.1. Procedimentos

A descrição destes equipamentos não será objecto desta dissertação, mas pode ser encontrada em pormenor nos trabalhos de teses mestrado desenvolvidos no LabGeo da FEUP por Ferreira (2002) e Amaral (2009).

O gerador de funções é ligado a uma entrada própria do transmissor *multiplexer*. Depois de devidamente amplificado até um máximo de 200% através de um aumento de energia potencial, o sinal é simultaneamente enviado para o canal 1 do osciloscópio e para o transmissor situado na base

do sistema apoiado no pedestal. O receptor piezocerâmico situado no topo recebe o sinal e envia-o para o receptor *multiplexer*. O sinal é novamente amplificado desta vez com um factor de escala - e é enviado para o canal 2 do osciloscópio. O programa *WaveStar* permite, uma vez mais, guardar os resultados dos ensaios. São esquematizadas na Figura 3.24 as ligações efectuadas (Amaral, 2009).

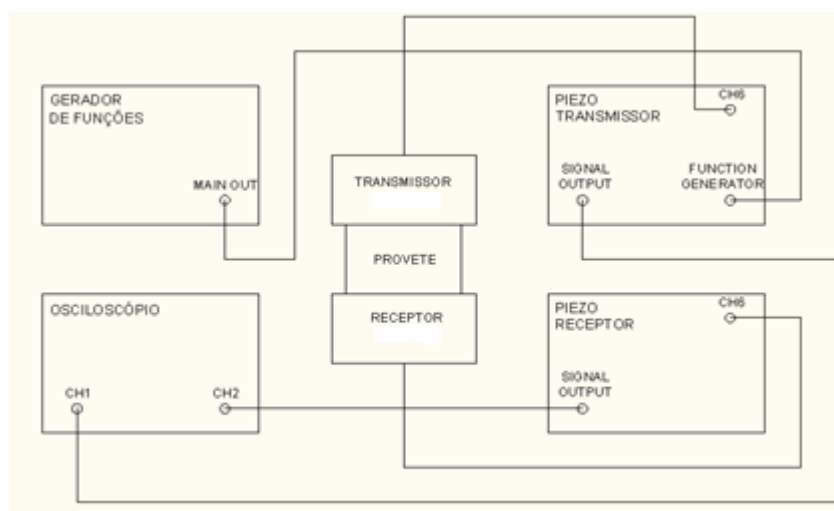


Figura 3.24 – Ligações entre os aparelhos utilizados na medição das ondas transversais (Amaral, 2009)

Como está patente na Figura 3.19, o sistema adoptado foi disposto novamente em posição vertical. O pedestal usado foi uma das faces do triaxial cúbico verdadeiro do LabGeo (descrito em Ferreira, 2008), que possui transdutores piezoelétricos embutidos e que pela sua solidez evita tensões de corte no cabo que conecta ao amplificador *multiplexer*. No topo do *bender element* receptor é colocado o provete. Este foi apoiado em finas superfícies de borracha de forma a criar uma superfície regular. Finalmente, no topo do provete foi colocado o *bender element* transmissor. Para melhor acoplamento dos *bender elements* por aumento de tensão, foi colocado um peso de 0,324 kg para algumas situações de contacto do provete com o pedestal. Pelas mesmas razões descritas anteriormente, os *bender elements* foram revestidos de uma fina camada de *high vacuum grease*. A utilização desta massa tem o mesmo objectivo que o emprego de silicone, mas revelou-se ser bastante mais eficaz. A Figura 3.25 mostra como foram implementados os sistemas de ensaio (Amaral, 2009).

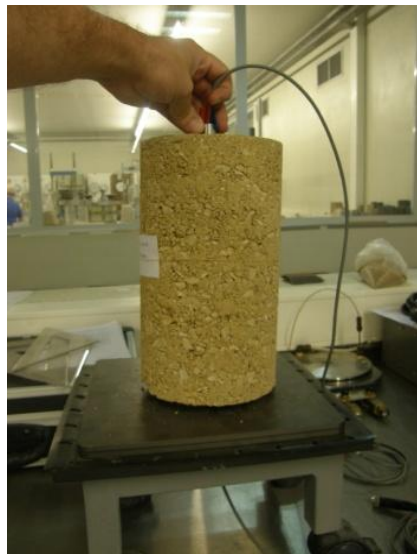


Figura 3.25 – Sistema implementado para avaliação das ondas transversais

Estimou-se que para os *bender elements* utilizados, proveniente da *University of Western Australia* (dentro de um vasto conjunto existente no Laboratório de Geotecnia da FEUP), as frequências para as quais a vibração deixa de corresponder ao primeiro modo de ressonância são a partir de 4 kHz. Após esta constatação, a utilização do *sweep* para um ensaio desta natureza não faria muito sentido, pois não seria abrangido um único modo de ressonância dos provetes com excitações inferiores a 4 kHz. Devido à vasta gama de frequência que a onda quadrada possui, verificaram-se alguns resultados descartáveis na atribuição das velocidades das ondas. Supondo que a energia do sinal recebido pelo *bender element* receptor depende da maior ou menor coincidência entre a frequência do sinal de entrada e a frequência de ressonância desconhecida do conjunto *bender element* mais provete e que o conteúdo em frequências de qualquer um dos referidos impulsos (degrau ou pedestal) é superior ao do impulso sinusoidal, a probabilidade de obtenção de sinais com suficiente energia para poderem ser utilizados de maneira fiável, aumenta (Lee e Santamarina, 2005). Sobretudo em sistemas com deficiente amplificação, esta vantagem pode ser significativa. Tendo o pedestal um sinal como uma arcada (estrutura muito rígida) e, portanto mais curto, diminui a probabilidade do *near field effect* impedir uma rigorosa determinação do tempo das primeiras chegadas (Amaral, 2009).

Experimentalmente, verificou-se que, frequentemente, nos ensaios com *bender elements*, os sinais recebidos associados à onda sinusoidal eram, aparentemente, de melhor qualidade que os associados a impulsos quadrados. Foi então privilegiada a utilização do impulso sinusoidal para os ensaios com *bender extender elements*. As frequências que permitiram uma chegada mais clara das ondas transversais variaram consoante o provete. No entanto, encontraram-se todas entre 1 kHz e 8 kHz. Foi utilizado um impulso com 20 V pico a pico (Amaral, 2009).

3.4. Ensaio de Compressão Diametral

3.4.1. Montagem

A estrutura utilizada de forma a permitir a leitura da deformação do provete, tanto num eixo perpendicular ao eixo de solitação (horizontal), como dum eixo que faz 60 graus com a horizontal, está apresentada nas Figura 3.26 e Figura 3.27.



Figura 3.26 – Peças metálicas utilizadas

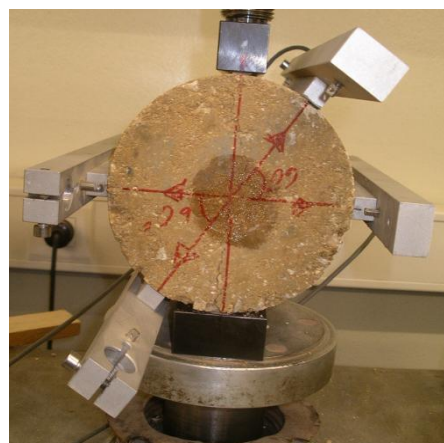


Figura 3.27 – Acoplamento das peças metálicas

A fase mais complicada do procedimento do ensaio brasileiro foi a fase da colagem da estrutura ao provete. Foram idealizadas várias soluções para encontrar a melhor solução, sendo que, numa primeira abordagem, optou-se pela utilização de cola gel Super Cola 3[®], da Loctite, solução esta que não surtiu os efeitos desejados, pois não tinha resistência suficiente para sustentar a estrutura idealizada. A segunda opção consistia na aplicação de um cimento-cola com areia fina (Sikadur[®]-31_{CF}). O resultado foi positivo, visto que a cola cimento tinha resistência suficiente para sustentar a estrutura. No entanto, a adesão era tão boa que se tornou muito complicada a limpeza da cola cimento da estrutura metálica, razão pela qual esta ideia foi posta de parte.

A solução adoptada para o acoplamento da estrutura ao provete foi a colagem da estrutura com cola-resina epóxida Araldite[®], da CEYS. Esta solução não precisava de tanto tempo de cura para ganhar resistência, a limpeza da estrutura era mais facilitada e garantia uma resistência suficiente para o suporte da estrutura.

Terminada a fase de acoplamento da estrutura, eram colocados os 4 LVDT's nos respectivos lugares (Figura 3.28), posteriormente foram também colocados 4 LDT's (instrumentos desenvolvidos na Universidade de Tóquio e de muito elevada precisão – Viana da Fonseca, 1996) em posições semelhantes aos LVDT's (Figura 3.29), na tentativa de melhorar os resultados, mas a adição destes instrumentos não acrescentou melhoria assinalável dos resultados obtidos.



Figura 3.28 – Estrutura com 4 LVDT's



Figura 3.29 – Estrutura com 4 LVDT's e 4 LDT's

Apenas falta salientar que são colocadas duas tiras de madeira nas duas linhas de contacto entre o provete e a prensa; estas tiras têm as dimensões exigidas pela norma que rege este ensaio (Figura 3.30).



Figura 3.30 – Pormenor da tira de madeira

3.4.2. Procedimento

O procedimento utilizado neste ensaio é semelhante ao utilizado no ensaio de compressão simples; a prensa utilizada é a mesma e a velocidade de execução do ensaio também é a mesma (EN13286-43, CEN 2003c).

Após terminada a etapa de montagem do provete, é realizado o ensaio de compressão diametral, onde o provete é colocado rigorosamente no centro da prensa, de forma à estrutura apresentar a orientação ilustrada pela Figura 3.31. Na Figura 3.32 está apresentada a prensa utilizada neste ensaio.



Figura 3.31 – Orientação da estrutura



Figura 3.32 – Prensa triaxial utilizada

A rotura típica neste tipo de ensaios ocorre no plano vertical por tracção vertical (Figura 3.33 e Figura 3.34). Esta rotura abre o provete em duas partes muito similares (como pode ser observado na Figura

3.35). Consoante o maior ou menor teor de cimento contido nas misturas de solo-cimento e consoante o grau de compactação, a superfície de rotura apresenta maior ou menor rugosidade. Na Figura 3.36 estão representados o provete de 1% de teor de cimento e 90% de grau de compactação e o de 5% de teor de cimento e 100% de grau de compactação.

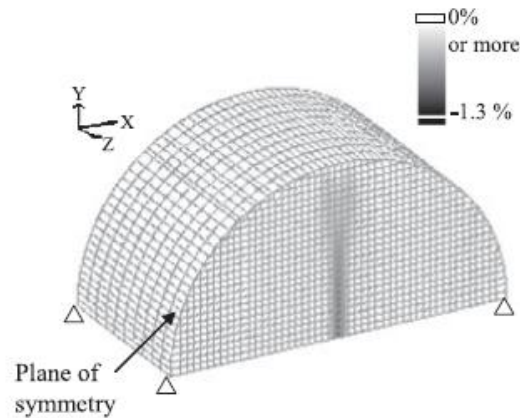


Figura 3.33– Distribuição de deformação de tracção na direcção horizontal (extensão e_x) após rotura de pico (Namikawa and Koseki, 2007).



Figura 3.34 – Ruptura típica do ensaio brasileiro



Figura 3.35 – Pormenor da superfície interna de ruptura



Figura 3.36 – Superfícies de rotura dos provetes de 1% de cimento (esquerda) e 5% de cimento (direita)

3.5. Ensaio Triaxial Cíclico

3.5.1. Características do Equipamento

A Prensa de Ensaio Triaxiais Cíclicos utilizada (apresentada na Figura 3.37), uma das disponíveis no Laboratório de Geotecnia da FEUP, permite a indução de cargas reversíveis até 10 kN, em frequências diversas, em amostras montadas em câmaras triaxiais. Também permite o ensaio monotónico até à rotura dessas mesmas amostras até os mesmos 10 kN ou até 100 kN, se for comutado o actuador (optar pelo actuador inferior de grande potência, em detrimento do superior, cuja dinâmica hidráulica favorece o comando cíclico de elevadas frequências em detrimento do valor absoluto de carga) . A prensa é constituída por uma base, duas colunas roscadas na parte superior e um travão superior móvel que permite ajustar a sua posição através de um conjunto de porcas de ajuste.

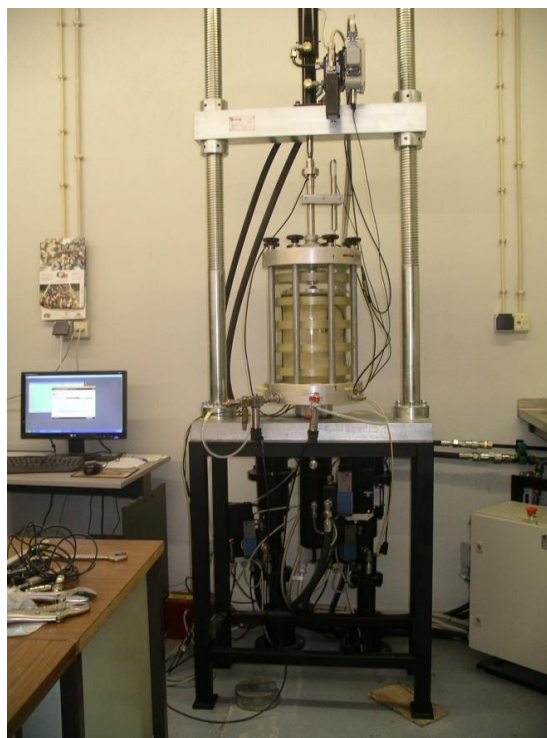


Figura 3.37– Prensa de ensaios Triaxiais Cíclicos

No travão superior móvel está montado um servoactuador de 10 kN (Figura 3.38) com dimensões principais $\phi 40 \times \phi 22$ e 50 mm de curso. Este é o actuador que permite a execução de ensaios cíclicos e ensaios à rotura até à sua carga nominal. Na base da prensa está montado um servoactuador de 100 kN (Figura 3.39) com dimensões principais $\phi 80 \times \phi 56$ e 50 mm de curso. Está prevista para a realização de ensaios estáticos de rotura até à sua carga nominal. Ambos os servoactuadores estão equipados com transdutores de deslocamento magnetostrictivos MTS série GH montados no seu interior e células de carga (de compressão e submersível no caso do actuador de 10 kN e de tracção/compressão no caso do actuador de 100 kN). Deve ser tomada a devida precaução de remover o servoactuador de 10 kN quando se pretende utilizar o servoactuador de 100 kN acima dos 10 kN de modo a evitar danos. De igual modo devem ser tomadas as respectivas precauções para evitar que a eventual carga aplicada ultrapasse a carga nominal da célula de carga que estiver a ser utilizada em cada ensaio.

Existem ainda dois outros servoactuadores “especiais”: o eixo radial e o eixo interno. Trata-se de um tipo de bomba de água servocomandada onde existe um actuador hidráulico como elemento motor que pressuriza uma câmara de água à pressão programada, incluindo solicitações cíclicas. O actuador hidráulico é simétrico, tem dimensões principais $\phi 40 \times \phi 32 \times \phi 32$ e 100 mm de curso. Possui um transdutor de deslocamento magnetostrictivo MTS série GH montado no seu interior. O *feedback* de pressão é proveniente de um transdutor de pressão localizado na base da câmara triaxial associado à respectiva grandeza a ser controlada (pressão radial do provete ou pressão interna do provete). Em ambos os casos o sistema permite a pressurização até um máximo de 800 kPa. O circuito de água deve estar devidamente purgado de ar antes do início de qualquer ensaio e idealmente a própria água deve ser o mais isenta possível da presença de ar dissolvido. A tubagem de ligação de água entre cada um destes eixos e a câmara triaxial deve ser adequada ao caudal em circulação e a mais rígida possível de forma que a sua elasticidade não interfira no servoactuador de pressão.



Figura 3.38- Actuador cíclico axial

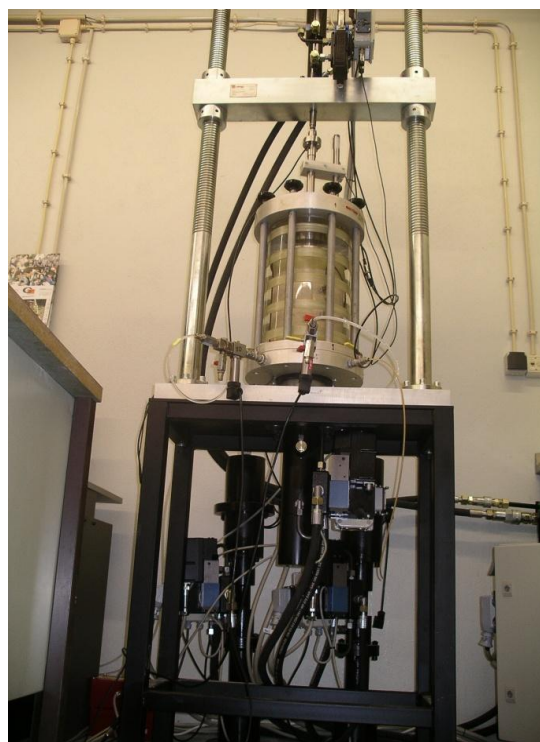


Figura 3.39- Actuadores cíclicos radial e interno e actuador axial estático de maior carga

A central hidráulica (Figura 3.40) está baseada numa solução de bomba de êmbolos axiais de cilindrada variável e é controlada através do comando computadorizado, bastando o sistema estar ligado à alimentação trifásica adequada.



Figura 3.40 – Central Hidráulica

3.5.2. Procedimentos

Nos ensaios triaxiais cíclicos foi adoptado um procedimento similar ao utilizado por Carneiro (2009), que por sua vez foi definido à luz do trabalho de doutoramento em curso (Rios Silva, 2011). Numa etapa inicial, designada por “condicionamento”, são executados 20 mil ciclos. Esses ciclos são realizados através de sinusóides com um desfasamento de 270° . Na fase inicial é realizada uma pré-carga na ordem dos 100 N. Após o término da pré-carga realiza-se uma etapa constante com a duração de 5 minutos, em que a carga não sofre oscilações (Figura 3.41). Os ciclos foram realizados com uma frequência de 1 Hz.

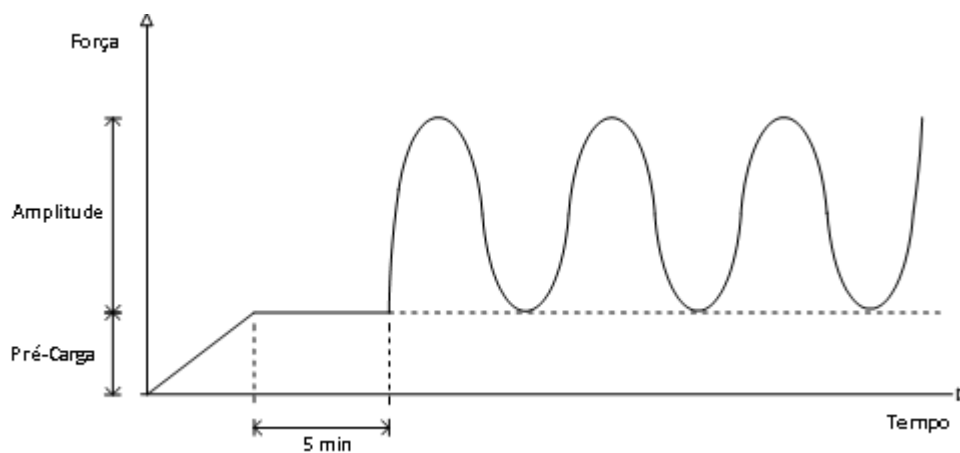


Figura 3.41 – Representação da execução da etapa de Condicionamento (Carneiro, 2009)

Numa segunda etapa é realizada uma “ciclagem” dividida em várias fases. O procedimento realizado foi semelhante ao utilizado na etapa de condicionamento. Relativamente a esta etapa, designada por “ciclagem faseada”, o procedimento inicial é igual ao adoptado anteriormente, existindo apenas uma diferença relativa ao número de ciclos realizados que, neste caso, corresponde a 100 ciclos por cada fase. Entre cada fase de ciclos é realizada uma fase de carga constante durante 5 minutos; os ciclos também são realizados com uma frequência de 1 Hz, como se esquematiza na Figura 3.42.

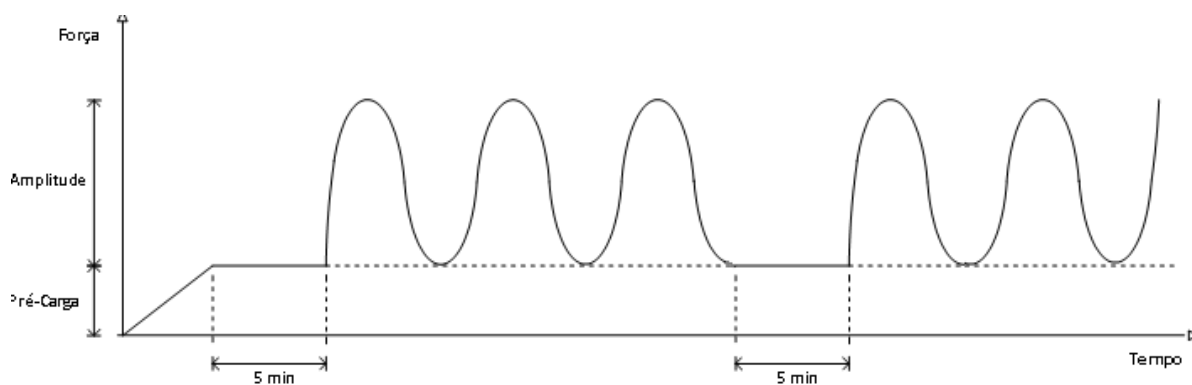


Figura 3.42 - Representação da execução da etapa Faseada

Estes ensaios foram realizados segundo a Norma EN 13286-7 (CEN, 2004a) (método B), tendo sido cumpridos dois ensaios, para percentagens de cimento de 2% e 5%, para graus de compactação de 95% e 90%, respectivamente.

O condicionamento inicial, sujeitando o provete a 20 000 ciclos de carga, tem como objectivo eliminar as deformações permanentes que ocorrem durante os primeiros ciclos, de forma a obter um comportamento resiliente estável, independente do número de ciclos. Por outro lado, serve também para atenuar eventuais heterogeneidades que existam nos provetes aquando da compactação e desajustes no topo e base dos provetes. Salienta-se que o primeiro factor é relevante e, por isso, ficou expresso na norma (EN 13286-7, CEN 2004a), nos materiais granulares não ligados, sendo aqui tratando materiais cimentados – menos significativo.

A etapa inicial é realizada a uma tensão efectiva de confinamento de 70 kPa durante 20 000 ciclos. A Norma EN 13286-7 (CEN, 2004a) sugere que se deve analisar o comportamento contínuo entre os ciclos 1 e 20, e uma análise dos primeiros 10 ciclos no início dos seguintes ciclos (contando desde o ponto de partida): ciclo 50, 100, 200, 400, 1 000, 2 500, 5 000, 7 500, 10 000, 15 000, 20 000; no caso do ciclo 20 000 analisou-se os 10 ciclos precedentes.

No que se refere à segunda etapa do ensaio, que se realiza para vários valores da tensão efectiva de condicionamento, oscilando entre os 20 kPa e os 150 kPa, a norma EN 13286-7 (CEN, 2004a) indica que apenas é necessário analisar o comportamento contínuo nos últimos 10 ciclos de cada uma das fases. Visto que cada fase é constituída por 100 ciclos, e como este número não é muito elevado, em vez de serem analisados apenas esses 10 ciclos, foram analisados os 100 ciclos correspondentes a cada uma das fases.

Quadro 3.5 – Tensões e número de ciclos relativos ao ensaio (adaptado EN 13286-7)

σ'_c (kPa)	$q_{cíclica\ min}$ (kPa)	$q_{cíclica\ máx}$ (kPa)	Ciclos
70	0	340	20000
20	0	30	100
20	0	50	100
20	0	80	100
20	0	115	100
35	0	50	100
35	0	80	100
35	0	115	100
35	0	150	100
35	0	200	100
50	0	80	100
50	0	115	100
50	0	150	100
50	0	200	100
50	0	280	100
70	0	115	100
70	0	150	100
70	0	200	100
70	0	280	100
70	0	340	100
100	0	150	100
100	0	200	100
100	0	280	100
100	0	340	100
100	0	400	100
150	0	200	100
150	0	280	100
150	0	340	100
150	0	400	100
150	0	475	100

3.5.3. Montagem e calibrações

Após os provetes terminarem a fase de cura (14 dias), foram preparados para a execução do ensaio triaxial cíclico. Após pesagem do provete, são realizados seis orifícios com um desfasamento de 120 graus entre eles, com a ajuda de um berbequim, de modo a permitir a colocação das âncoras que fixam os LVDT's ao provete. A etapa seguinte consiste na colocação de uma membrana e de quatro *O-rings* (dois no topo e dois na base) com o auxílio de um encamisador, com o objectivo de impedir a passagem de água para o interior do provete (Figura 3.43 e Figura 3.44). Seguidamente são colocadas duas placas porosas nas extremidades do provete, juntamente com dois papéis de filtro, com o objectivo de impedir a passagem de finos para o topo e base da câmara triaxial. Finalmente são colocadas as âncoras e respectivos LVDT's (Figura 3.45 Figura 3.46) e é colocada a parte superior da câmara, estando assim terminada a montagem.



Figura 3.43 – Membrana colocada (já com ancoras)

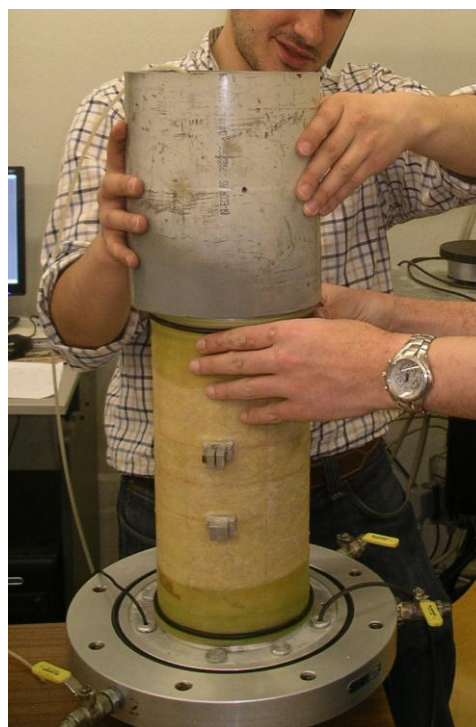


Figura 3.44 – Colocação dos *o-rings*



Figura 3.45 – Colocação das âncoras

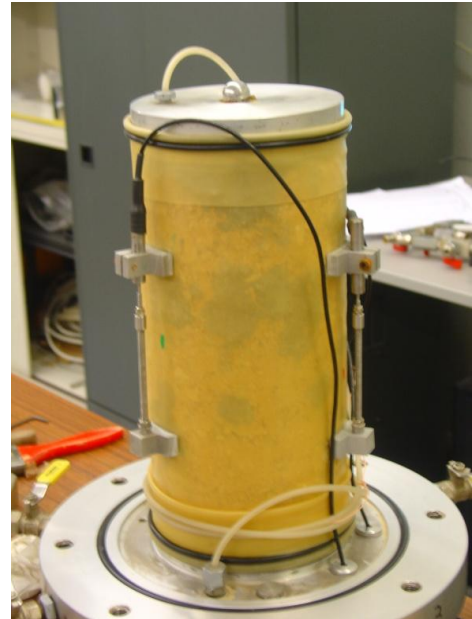


Figura 3.46 – Colocação dos LVDT's

Na Figura 3.47 está apresentado o aspecto final da câmara triaxial após a montagem e colocação na prensa.



Figura 3.47 – Aspecto final da câmara montada

O software utilizado para realizar os ensaios triaxiais cíclicos foi o Dynatester desenvolvido pelo IDEMEC da FEUP (LabGeo, 2010). Este software permitiu, além da realização dos ensaios, a execução das calibrações da célula de carga e dos LVDT's utilizados neste ensaio.

A calibração da célula de carga foi realizada com o auxílio de um anel dinamométrico que efectuava a leitura da força efectuada pelo actuador (Figura 3.48), para cargas sucessivamente crescentes. No processo foi utilizado o programa Dynatester, que após realizadas dez leituras executa uma regressão linear, como pode ser visualizado na Figura 3.49.

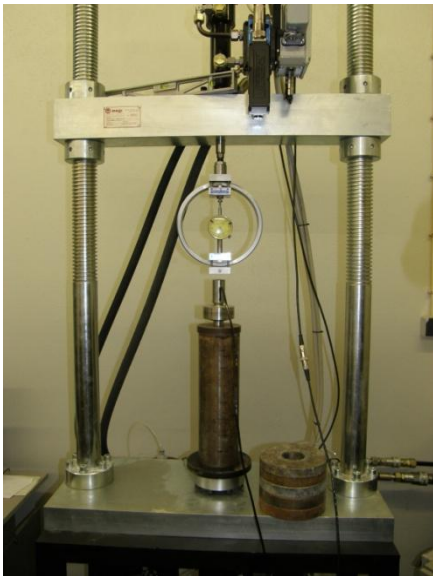


Figura 3.48 – Anel dinâmometro

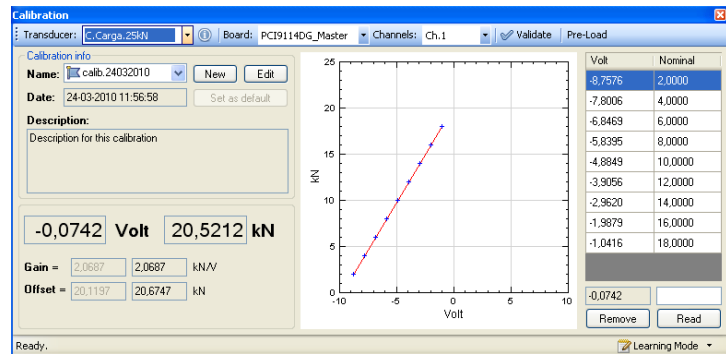


Figura 3.49 – Representação da calibração da célula de carga

O procedimento utilizado para a calibração dos LVDT's foi similar ao utilizado para a calibração da célula de carga, tendo-se utilizado um calibrador (Figura 3.50) que permite efectuar leituras dos deslocamentos efectuados pelos LVDT's. (Figura 3.51).



Figura 3.50 - Calibrador

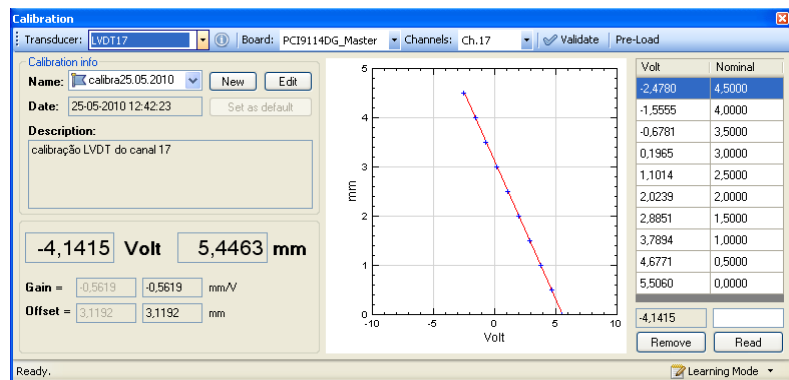


Figura 3.51 – Representação da calibração de um LVDT

3.6. Ensaio de Compressão Simples ou Uniaxial

3.6.1. Montagem

O ensaio de compressão simples foi efectuado segundo a norma EN13286-41 (CEN, 2003a). A montagem do provete foi efectuada através da pivotagem de 4 âncoras de forma a permitir a colocação de dois LDT's, transdutores de banda metálica extensiométrica. As âncoras foram colocadas no provete desfasadas de 180 graus (em lados opostos) a aproximadamente a mesma distância entre elas (Figura 3.53).



Figura 3.52 – Pormenor do sistema de ancoragem



Figura 3.53 – LDT's acoplados ao provete

3.6.2. Procedimento

Após terminada a etapa de montagem do provete, este é colocado na prensa, o mais centrado possível. A prensa utilizada é a mesma prensa que foi utilizada no ensaio de compressão diametral. O processo é semelhante com a excepção da forma de colocação do provete

Durante todos os ensaios de compressão simples foram registados os valores da deformação dos provetes, assim como da força actuante. A medição das deformações foi efectuada com recurso a transdutores de banda metálica extensiométrica (LDT, *Local Deformation Transducer* – equipamentos desenvolvidos na Univ. Tóquio e descritos em Viana da Fonseca, 1996) instalados nos provetes. Na Figura 3.54 está representada a rotura característica neste tipo de provetes, sujeitos ao ensaio de compressão uniaxial.

Os ensaios foram realizados até os provetes atingirem a rotura. Devido à célula de carga utilizada nestes ensaios ter uma capacidade máxima de 100 kN, os três provetes com teor de cimento de 5%, foram ensaiados nos laboratórios da empresa Mota-Engil, SA (Figura 3.55).



Figura 3.54 – Ruptura característica em diagonal



Figura 3.55 – Ensaio dos provetes no laboratório da Mota-Engil, SA

4

ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

4.1. Ensaios Sísmicos

4.1.1. Cálculo do Módulo de Elasticidade Dinâmico

O módulo de elasticidade dinâmico (E_{din}), juntamente com o coeficiente de Poisson, são dois parâmetros que permitem uma caracterização de qualquer estrutura elástica.

$$E_{\text{din}} = V_L^2 \times \rho \quad (4.1)$$

em que:

E_{din} é o módulo de elasticidade dinâmico;

V_L é a velocidade de propagação das ondas longitudinais;

ρ é a massa volúmica de cada provete.

A nomenclatura utilizada para a designação dos provetes está resumida no Quadro 4.1. Onde “EB” corresponde ao ensaio de compressão diametral (ensaio brasileiro), “ETC” significa ensaio triaxial cíclico e “ECS” corresponde a ensaio de compressão simples.

Quadro 4.1 – Explicação da nomenclatura utilizada

Designação do Provete	Ensaio	Teor em cimento (%)	Grau de compactação (%)
B_1_12	EB	1	90
B_1_25	EB	1	95
B_1_55	EB	1	100
B_2_12	EB	2	90
B_2_25	EB	2	95
B_2_55	EB	2	100
B_3_12	EB	3	90
B_3_25	EB	3	95
B_3_55	EB	3	100
B_4_12	EB	4	90
B_4_25	EB	4	95
B_4_55	EB	4	100
B_5_12	EB	5	90
B_5_25	EB	5	95
B_5_55	EB	5	100
T_1_55	ETC	1	100
T_2_12	ETC	2	90
T_3_25	ETC	3	95
T_5_25	ETC	5	90
C_2_0	ECS	0	100
C_3_0	ECS	0	100
C_4_0	ECS	0	100
C_1_2	ECS	2	100
C_1_5	ECS	5	100
C_2_5	ECS	5	100
C_3_5	ECS	5	100

O Quadro 4.2 apresenta os valores relativos à velocidade de propagação das ondas longitudinais, obtidos através dos ensaios com transdutores ultra-sónicos. As velocidades são calculadas pela razão entre a altura e o tempo de propagação correspondente do provete. Os provetes foram ensaiados aos 14 dias de idade, sendo a massa volúmica calculada tendo em conta as características após a desmoldagem do provete.

Quadro 4.2 – E_{din} calculado a partir do ensaio com transdutores ultra-sónicos de compressão aos 14 dias

Designação do Provete	Altura (mm)	Massa Volúmica (kg/m ³)	Tempo de propagação das ondas longitudinais (μs)	Velocidade de propagação das ondas longitudinais (m/s)	E_{din} (MPa)
B_1_12	143,35	2075	92,90	1543	4940
B_1_25	143,39	2199	88,29	1624	5798
B_1_55	143,53	2311	87,89	1633	6163
B_2_12	143,23	2073	81,71	1753	6371
B_2_25	143,95	2169	66,52	2164	10158
B_2_55	143,27	2317	65,48	2188	11087
B_3_12	142,73	2073	66,70	2140	9493
B_3_25	142,93	2226	58,79	2431	13151
B_3_55	144,87	2346	52,30	2770	18002
B_4_12	143,34	2083	59,01	2429	12294
B_4_25	143,06	2197	52,69	2715	16189
B_4_55	143,12	2305	46,20	3098	22118
B_5_12	143,64	2104	52,81	2720	15572
B_5_25	143,95	2194	44,73	3218	22712
B_5_55	143,19	2331	44,07	3249	24617
T_1_55	265,03	2272	147,50	1797	7337
T_2_12	265,50	1997	145,60	1823	6637
T_3_25	265,25	2126	85,40	3106	20510
T_5_12	265,25	2055	81,20	3267	21934
C_2_0	264,50	2272	240,80	1098	2739
C_3_0	264,50	2261	246,70	1072	2598
C_4_0	264,50	2258	181,80	1455	4780
C_1_2	264,50	2324	108,80	2431	13734
C_1_5	265,25	2354	74,30	3570	30001
C_2_5	265,25	2346	70,00	3789	33680
C_3_5	264,50	2359	68,80	3844	34857

Os resultados relativos ao módulo de elasticidade dinâmico estão de acordo com o esperado, os valores aumentam de acordo com o aumento do grau de compactação e da percentagem de cimento. A velocidade das ondas também aumentam com o aumento da compactação e da percentagem de cimento, à exceção do provete B_3_55 e do provete B_5_12 o que pode ser justificado devido ao material em análise ser um agregado, que contém partículas de elevada dimensão que dificultam a sua compactação.

4.1.2. Cálculo do Módulo de Distorção Dinâmico

A par do módulo de elasticidade dinâmico, o módulo de distorção dinâmico é um parâmetro de elevada relevância em Mecânica, em particular em Dinâmica dos Solos. O valor do módulo de distorção dinâmico pode ser obtido através da Fórmula 4.2.

$$G_{\text{din}} = V_S^2 \times \rho \quad (4.2)$$

em que:

G_{din} é o módulo de distorção dinâmico;

V_S é a velocidade de propagação das ondas transversais.

Os valores relativos ao módulo de distorção dinâmico estão apresentados no Quadro 4.3.

Quadro 4.3 – G_{din} calculado a partir do ensaio com transdutores bender elements aos 14 dias

Designação do Provete	Altura (mm)	Massa Volúmica (kg/m^3)	Tempo de propagação das ondas transversais (μs)	Velocidade das ondas transversais (m/s)	G_{din} (MPa)
B_1_12	143,35	2075	496,93	288	173
B_1_25	143,39	2199	448,17	320	225
B_1_55	143,53	2311	420,90	341	269
B_2_12	143,23	2073	438,72	326	221
B_2_25	143,95	2169	337,28	427	395
B_2_55	143,27	2317	313,12	458	485
B_3_12	142,73	2073	ND	ND	ND
B_3_25	142,93	2226	293,03	488	530
B_3_55	144,87	2346	ND	ND	ND
B_4_12	143,34	2083	313,18	458	436
B_4_25	143,06	2197	264,97	540	640
B_4_55	143,12	2305	223,18	641	948
B_5_12	143,64	2104	275,24	522	573
B_5_25	143,95	2194	ND	ND	ND
B_5_55	143,19	2331	207,06	692	1115
T_1_55	265,03	2272	236,70	1120	2848
T_2_12	265,50	1997	283,30	937	1754
T_3_25	265,25	2126	133,10	1993	8443
T_5_12	265,25	2055	130,20	2037	8529
C_2_0	264,50	2272	ND	ND	ND
C_3_0	264,50	2261	ND	ND	ND
C_4_0	264,50	2258	ND	ND	ND
C_1_2	264,50	2324	ND	ND	ND
C_1_5	265,25	2354	119,20	2225	11656
C_2_5	265,25	2346	ND	ND	ND
C_3_5	264,50	2359	107,00	2472	14415

4.1.3. Cálculo do Coeficiente de Poisson Dinâmico

A relação entre o módulo de elasticidade e o módulo de distorção permite o cálculo do coeficiente de Poisson dinâmico. Sabendo que tanto a Expressão 4.1 como a 4.2 estão dependentes de forma directa da massa volúmica, o coeficiente de Poisson é independente do mesmo, estando por isso acautelado qualquer erro na aquisição de algumas características físicas dos provetes.

$$\nu_{din} = \frac{(V_L)^2}{(V_S)^2} - 1 \quad (4.3)$$

em que:

ν_{din} é o coeficiente de Poisson dinâmico

Os resultados relativos ao coeficiente de Poisson dinâmico (Quadro 4.4) apresentam pouca variação, com uma oscilação entre um valor máximo de 0,28 para o provete B_1_25 e um valor mínimo de 0,23 para o provete B_5_55. Os valores relativos aos provetes B_3_12, B_3_55 e B_5_25 não foram possíveis de calcular devido a avaria da instrumentação de apoio aos *bender extender elements*. Logo não foi possível a determinação da velocidade de propagação das ondas S, o que inviabilizou a determinação do coeficiente de Poisson dinâmico.

No que se refere, aos resultados do coeficiente de Poisson, obtido nos provetes utilizados tanto no ensaio triaxial cíclico como de compressão simples apresentam valores um pouco diferentes dos provetes do ensaio de compressão diametral, sendo muitos impossíveis de interpretar. Esses resultados devem-se a uma avaria encontrada no ensaio de *bender extender elements*.

Quadro 4.4 – Coeficiente de Poisson dinâmico aos 14 dias

Designação do Provete	Teor em Humidade (%)	Velocidade das ondas longitudinais (m/s)	Velocidade das ondas transversais (m/s)	E _{din} (MPa)	G _{din} (MPa)	V _{din}
B_1_12	6,3	1543	970	4940	1952	0,27
B_1_25	6,0	1624	1016	5798	2267	0,28
B_1_55	5,9	1633	1027	6163	2440	0,26
B_2_12	6,5	1753	1099	6371	2505	0,27
B_2_25	5,3	2164	1367	10158	4053	0,25
B_2_55	5,1	2188	1379	11087	4404	0,26
B_3_12	6,4	2140	ND	9493	ND	ND
B_3_25	5,5	2431	1534	13151	5235	0,26
B_3_55	5,3	2770	ND	18002	ND	ND
B_4_12	5,4	2429	1533	12294	4895	0,26
B_4_25	5,8	2715	1717	16189	6480	0,25
B_4_55	5,8	3098	1945	22118	8715	0,27
B_5_12	6,3	2720	1726	15572	6271	0,24
B_5_25	5,5	3218	ND	22712	ND	ND
B_5_55	5,9	3249	2071	24617	10002	0,23
T_1_55	5,8	1797	1120	7337	2848	0,29
T_2_12	6,5	1823	1061	6637	2247	0,48
T_3_25	6,2	3106	1993	20510	8443	0,21
T_5_12	5,8	3267	2037	21934	8529	0,29
C_2_0	6,1	1098	ND	2739	ND	ND
C_3_0	5,7	1072	ND	2598	ND	ND
C_4_0	5,9	1455	ND	4780	ND	ND
C_1_2	5,7	2431	ND	13734	ND	ND
C_1_5	6,4	3570	2225	30001	11656	0,29
C_2_5	6,9	3789	ND	33680	ND	ND
C_3_5	6,3	3844	2472	34857	14415	0,21

4.1.4. Cálculo do Índice Vazios-cimento e relação com o E_{din}

Consoli et al. (2005) correlacionaram o módulo de elasticidade na ruptura em função de V_v/V_{ci} . Esta metodologia foi aplicada para o módulo de elasticidade associado a muito pequenas deformações.

A relação em causa estabelece-se entre o Volume de Vazios do solo e cimento e o Volume de cimento que deve ser definido com se segue:

$$\text{Volume}_{\text{cimento}} = \text{Massa}_{\text{cimento}}/\rho_{s,c} \quad (4.4)$$

O valor da massa volúmica do cimento é $3,1 \text{ g/m}^3$ que corresponde a 3100 kg/m^3 . Através da análise granulométrica com sedimentação foi calculado o valor de 2670 kg/m^3 para massa volúmica das partículas sólidas do solo. A Equação 4.4 permite o cálculo do peso volúmico das partículas sólidas da mistura solo-cimento.

$$\rho_{s,m} = \rho_{s,s} \times (100-C\%) + \rho_{s,c} \times C\% \quad (4.5)$$

em que:

$\rho_{s,m}$ é a massa volúmica sólida da mistura;

$\rho_{s,s}$ é a massa volúmica seca do solo;

$\rho_{s,c}$ é a massa volúmica seca do cimento;

C% é a percentagem de cimento.

O parâmetro C_{iv} é uma relação entre o volume de partículas de cimento e o volume total da amostra, e é obtido pela Equação 4.5.

$$C_{iv} = \frac{\text{Volume}_{\text{cimento}}}{\text{Volume}_{\text{total}}} \quad (4.6)$$

A porosidade e índice de vazios podem ser obtidos pelas Equações 4.6 e 4.7, respectivamente.

$$\eta = \frac{e}{1+e} \quad (4.7)$$

$$e = \frac{\rho_{s,m} - \rho_{d,m}}{\rho_{d,m}} \quad (4.8)$$

em que:

η é a porosidade da mistura;

e é o índice de vazios da mistura;

$\rho_{d,m}$ é a massa volúmica seca da mistura.

Rios Silva *et al.* (2009) criaram o parâmetro I_{VC} que relaciona o índice C_{iv} com a porosidade η , através da Expressão 4.8.

$$I_{VC} = \frac{\eta}{C_{iv}^x} \quad (4.9)$$

em que:

I_{VC} é o parâmetro de conformidade;

x é um expoente que depende do solo.

Através da aplicação dos resultados obtidos nos ensaios sísmicos, é possível a obtenção duma relação entre o módulo de elasticidade dinâmico e o parâmetro de conformidade.

No caso em análise foi considerado um valor de “x” de 0,80.

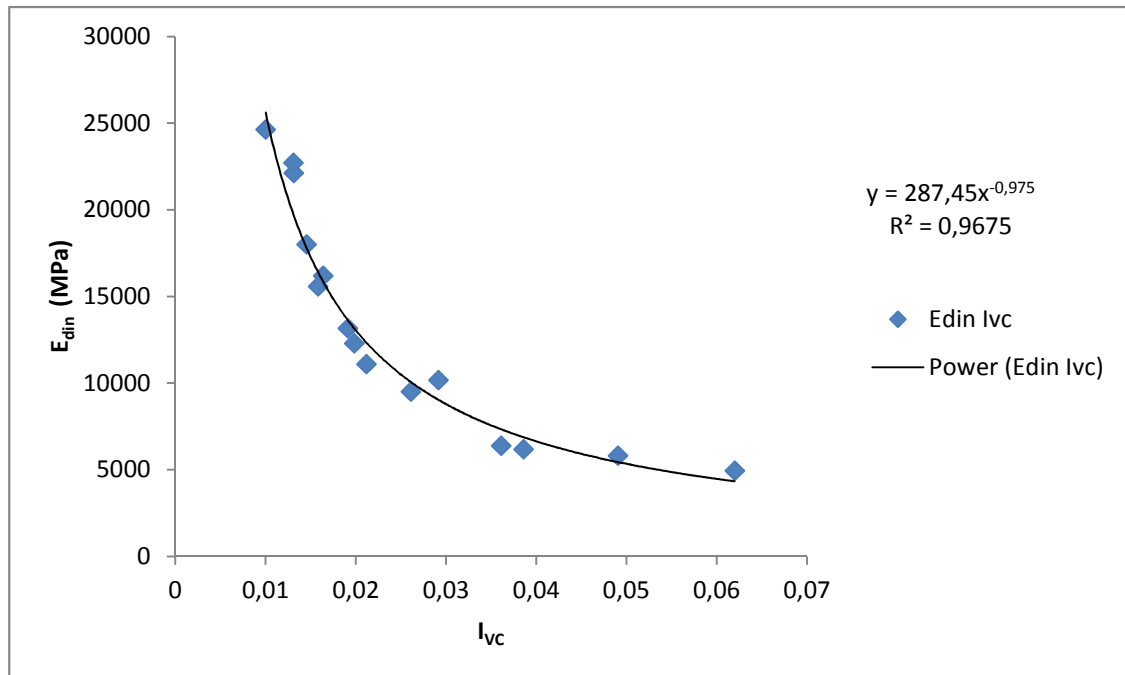


Figura 4.1 – Módulo de elasticidade dinâmico em função do parâmetro indicial (I_{vc}) de relação da quantidade de cimento e grau de compactação

A equação que permite relacionar o módulo de elasticidade dinâmico com o I_{vc} está apresentada na Figura 4.1, juntamente com o coeficiente de determinação correspondente. Neste caso corresponde a 0,97, o que é representativo de uma muito boa correlação, que transmite boa confiança nos registos, à luz das tendências descobertas por outros autores.

Assim, o módulo de elasticidade dinâmico é pode ser deduzido pela correlação:

$$E_{din} = 287,45 * \left(\frac{\eta}{Civ^{0,80}} \right)^{-0,975} \quad (4.10)$$

4.2. Ensaio de Compressão Diametral

4.2.1. Cálculo da Resistência à Tração

O ensaio de compressão diametral, também apelidado de ensaio brasileiro, foi aquele para o qual se fizeram maior número de determinações paramétricas. No total foram realizados 18 ensaios com percentagens de teor de cimento e graus de compactação diferentes.

Os ensaios foram realizados à luz das normas EN 13286-42:2003 e EN 13286-43:2003, como já foi referido em 2.6.2.

Relativamente ao tratamento de dados, as deformações nas direcções horizontal e a 60 graus são calculadas recorrendo à média dos valores dos LVDT colocados em cada direcção. No cálculo das deformações, os valores iniciais são desprezados devido ao efeito de acomodamento que os LVDT sofrem no início do carregamento. Devido a este efeito, é adaptada uma recta, obtida através de uma

regressão linear, pelo método dos mínimos quadrados, através da qual é possível obter o valor da deformação do diâmetro para uma força de 30% da força de rotura, determinando assim os valores relativos a $\Delta\ddot{O}_0$ e $\Delta\ddot{O}_{60}$.

As Figura 4.2 que se seguem ilustram os resultados obtidos no provete B_5_55. Em Anexo apresentam-se os resultados relativos a todos os provetes ensaiados.

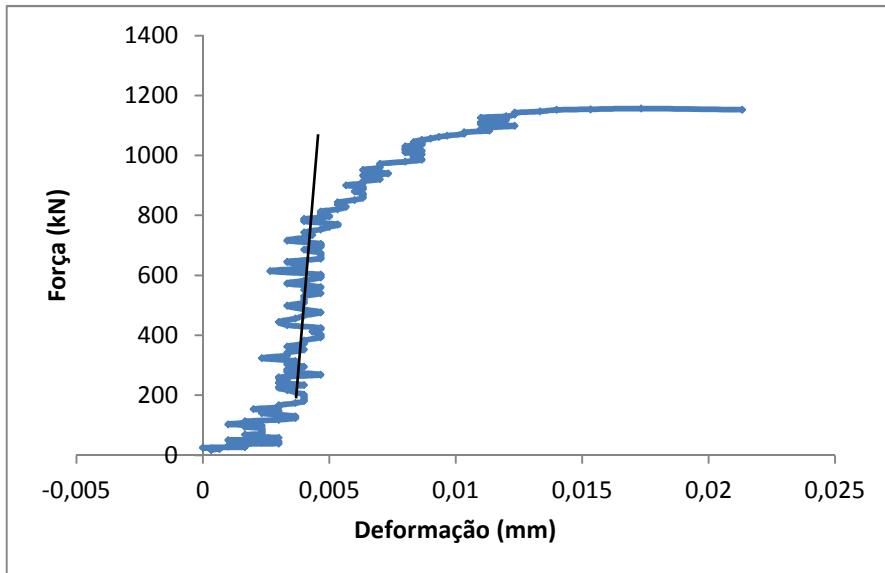


Figura 4.2 – Comportamento força / deslocamento do provete B_5_55 submetido ao ensaio brasileiro a 60 graus

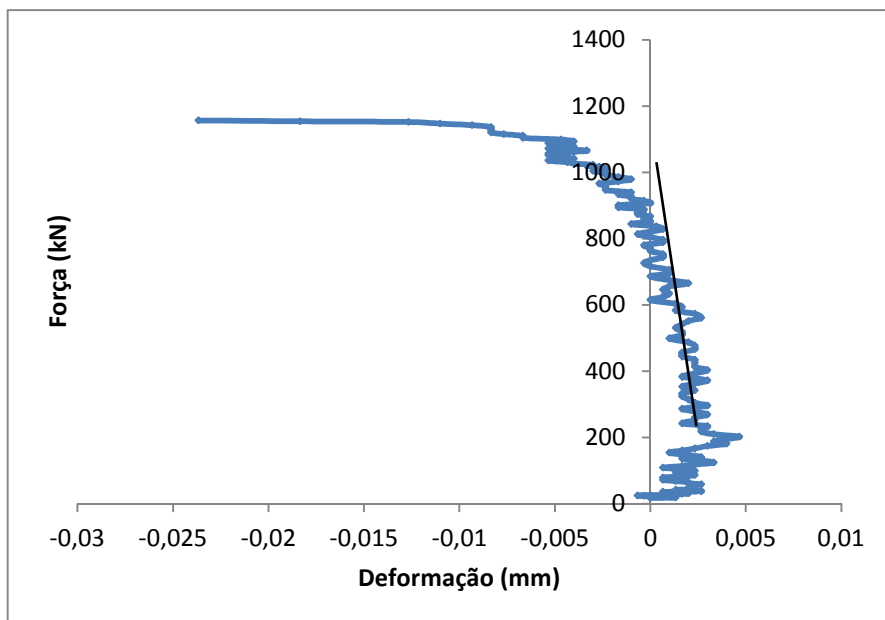


Figura 4.3 – Comportamento força / deslocamento do provete B_5_55 submetido ao ensaio brasileiro na horizontal

Numa segunda fase, foram colocados além dos LVDT's inicialmente previstos mais quatro instrumentos de medição de maior precisão (LDT's, anteriormente descritos) de modo a tentar melhorar a precisão de aquisição de dados. No entanto, esses resultados foram muito semelhantes aos

resultados obtidos na instrumentação inicialmente prevista para a execução do ensaio. Devido a este facto, em todos os cálculos realizados se utilizou apenas os dados relativos à instrumentação inicialmente prevista.

Da análise do Quadro 4.5 é fácil concluir que os valores relativos à resistência à tracção vão aumentando conforme vai aumentando o grau de compactação e o teor em cimento, como seria de esperar. Na Figura 4.4, é apresentado um gráfico que permite uma melhor compreensão do aumento de resistência mediante um aumento da compactação e do teor em cimento.

Quadro 4.5 – Resultados do ensaio de resistência à tracção

Designação do Provete	Força de rotura (N)	Altura (mm)	Diâmetro (mm)	Resistência à Tracção (MPa)
B_1_12	3010	143,35	152,14	0,088
B_1_25	5940	143,39	152,56	0,175
B_1_55	8100	143,53	152,23	0,236
B_2_12	6810	143,23	152,13	0,199
B_2_25	9860	143,95	152,32	0,286
B_2_55	13980	143,27	151,97	0,409
B_3_12	10430	142,73	151,98	0,306
B_3_25	12960	142,93	150,91	0,382
B_3_55	26430	144,87	150,00	0,785
B_4_12	14430	143,34	152,20	0,421
B_4_25	31530	143,06	151,88	0,809
B_4_55	28820	143,12	152,12	0,834
B_5_12	21280	143,64	152,29	0,619
B_5_25	35600	143,95	152,65	1,031
B_5_55	53090	143,19	152,18	1,551

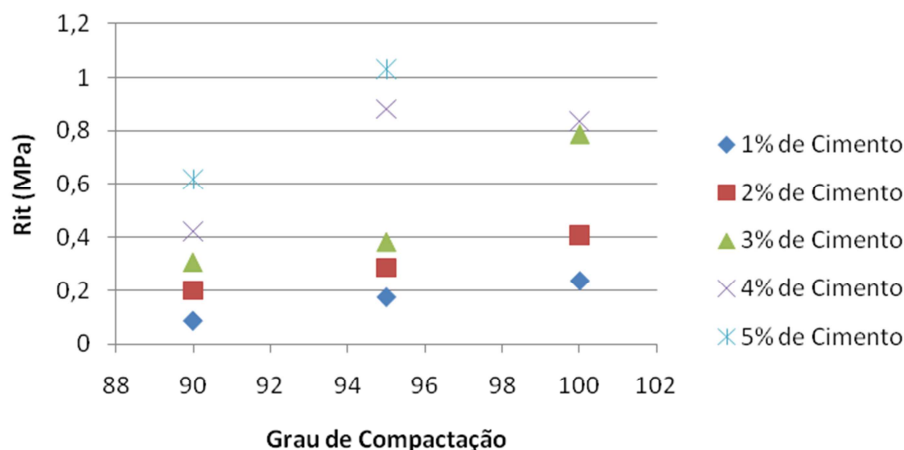


Figura 4.4 – Relação entre a resistência à tracção e o grau de compactação para cada percentagem de cimento

4.2.2. Cálculo do Módulo Elástico à Tracção

O módulo de elasticidade à tracção é obtido conforme o expresso na Norma EN 13286-43:2003. O coeficiente de Poisson, determinado para este ensaio indirecto, à tracção está directamente dependente da relação entre as deformações horizontais e a 60 graus que o provete sofre durante o ensaio, e depende ainda da força de rotura e da altura do provete.

Neste ensaio é esperado que haja um aumento do raio perpendicularmente ao eixo de solicitação, havendo por outro lado uma diminuição do raio num eixo a 60 graus com a horizontal. Como já foi referido, a deformação é calculada através da média aritmética entre as deformações de cada um dos LVDT's.

Em alguns dos provetes ensaiados ocorreram alguns problemas não esperados, tal como uma abertura dos suportes dos LVDT em rotação, ou seja, ocorreram deformações excessivas numa das faces em detrimento da face oposta, levando assim a um erro de medição. Este fenómeno ocorreu principalmente nos provetes de baixo teor de cimento e de reduzido grau de compactação, sendo praticamente impossível o cálculo do módulo elástico à tracção utilizando apenas os resultados relativos ao ensaio brasileiro, principalmente devido ao facto de alguns valores do coeficiente de Poisson serem completamente irrealistas.

Por exemplo, no caso dos provetes B_1_55 e B_2_25 o coeficiente de Poisson apresentou resultados acima de 0,50, o que não são valores plausíveis para este coeficiente em regime elástico, deixando assim algumas dúvidas relativamente a outros valores obtidos desta forma.

Nestas circunstâncias, é importante comparar os resultados obtidos por este método com os obtidos através dos ensaios sísmicos.

No Quadro 4.6 apresentam-se os valores do módulo e do coeficiente de Poisson calculados com os resultados do ensaio compressão diametral e calculados com recurso ao coeficiente de Poisson dinâmico, obtido pelo ensaio sísmico.

Os valores do coeficiente de Poisson determinados pelo ensaio de compressão diametral variam num intervalo mais largo do que aqueles determinados pelo ensaio sísmico; enquanto neste caso os valores oscilam entre 0,23 e 0,28, naquele os valores oscilam entre 0,13 e 0,42.

Nas Figuras 4.5 e 4.6 apresenta-se a relação entre o módulo de elasticidade à tracção e a percentagem de cimento, utilizando os resultados do ensaio compressão diametral e os calculados com recurso ao coeficiente de Poisson dinâmico, obtido através do ensaio sísmico, respectivamente. Em geral, cresce o módulo de elasticidade à tracção com a percentagem de cimento.

Como já explicado anteriormente, não foi possível o cálculo do coeficiente de Poisson através do ensaio sísmico, para os provetes B_3_12, B_3_55 e B_5_25, pelo que não é possível o cálculo do módulo de elasticidade à tracção.

Quadro 4.6 – Resultados obtidos

Designação do Proвете	Força de rotura (N)	Altura (mm)	$\Delta\ddot{O}_0$ (mm)	$\Delta\ddot{O}_{60}$ (mm)	ν	E_{it} (MPa)	ν_{din}	E_{itdin} (MPa)
B_1_12	3010	143,35	0,0119	-0,00371	0,42	438	0,27	315
B_1_25	5940	143,39	0,00946	-0,00357	0,40	1047	0,28	801
B_1_55	8100	143,53	0,00306	-0,00950	ND	ND	0,26	322
B_2_12	6810	143,23	0,0177	-0,01080	0,32	534	0,27	480
B_2_25	9860	143,95	0,00293	0,00296	ND	ND	0,25	3986
B_2_55	13980	143,27	0,00252	-0,00358	0,13	4831	0,26	6762
B_3_12	10430	142,73	0,00485	-0,00613	0,16	2043	ND	ND
B_3_25	12960	142,93	0,00262	-0,00131	0,35	7393	0,26	6043
B_3_55	26430	144,87	0,00207	-0,00174	0,25	15240	ND	ND
B_4_12	14430	143,34	0,00368	-0,00268	0,36	3852	0,26	4777
B_4_25	31530	143,06	0,00249	-0,00195	0,27	13714	0,25	13151
B_4_55	28820	143,12	0,00335	-0,00389	0,18	8509	0,27	10746
B_5_12	21280	143,64	0,00313	-0,00222	ND	ND	0,24	7878
B_5_25	35600	143,95	0,00368	-0,00398	0,20	10118	ND	ND
B_5_55	53090	143,19	0,00805	-0,00622	0,27	8238	0,23	7484

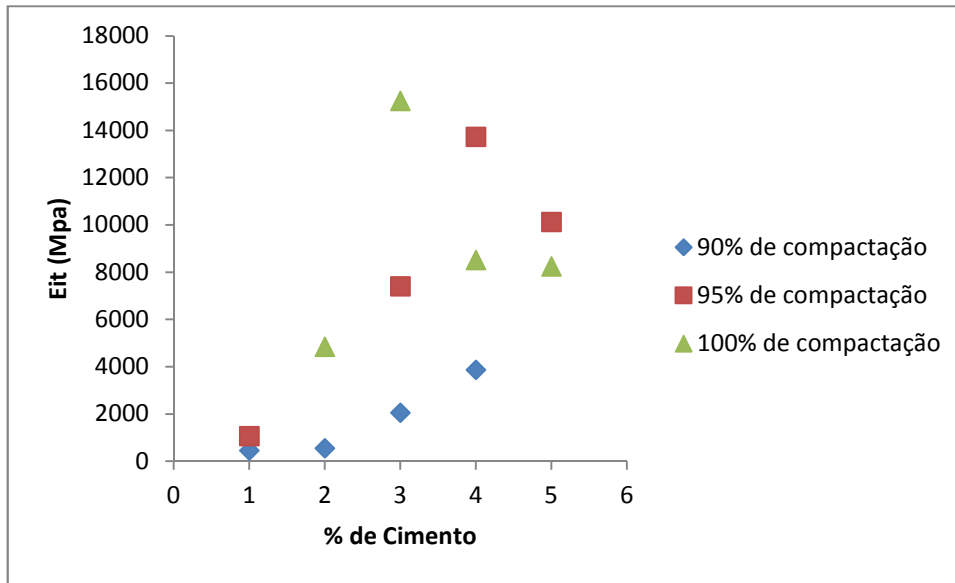


Figura 4.5- Relação entre o módulo de elasticidade à tracção (calculado com os resultados do ensaio de compressão diametral) e a percentagem de cimento

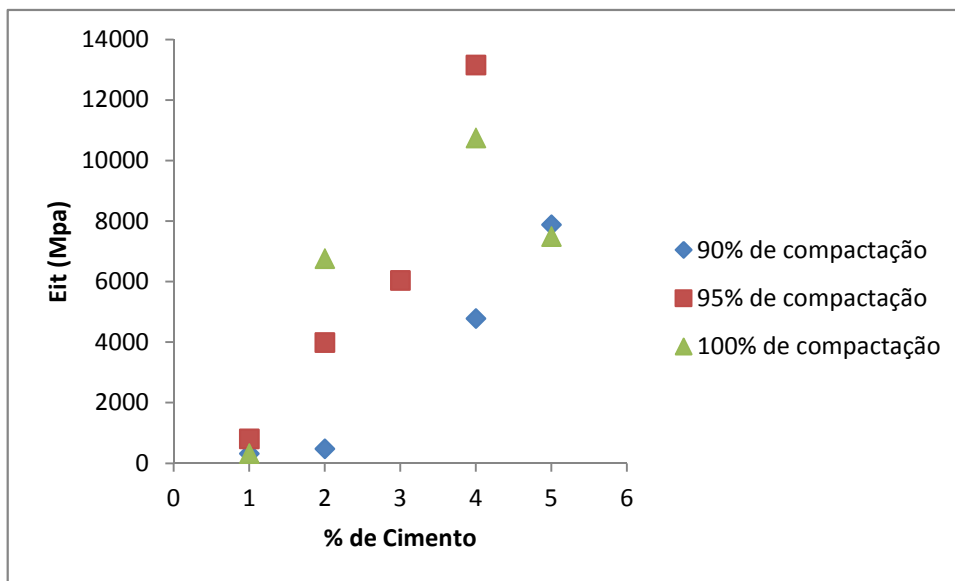


Figura 4.6 - Relação entre o módulo de elasticidade à tracção (calculado com recurso ao coeficiente de Poisson dinâmico) e a percentagem de cimento

4.2.3. Relação da Resistência à Tracção / Índice Vazios-cimento

O estudo relativo ao índice vazios-cimento já foi abordado em 4.1.4., tendo sido determinado este índice para todos os provetes ensaiados. A relação entre a resistência à tracção foi determinada, também, da mesma forma que anteriormente. Recorreu-se a uma curva de regressão de uma potência, tendo sido utilizado o valor do parâmetro “x” de 0,64 no cálculo.

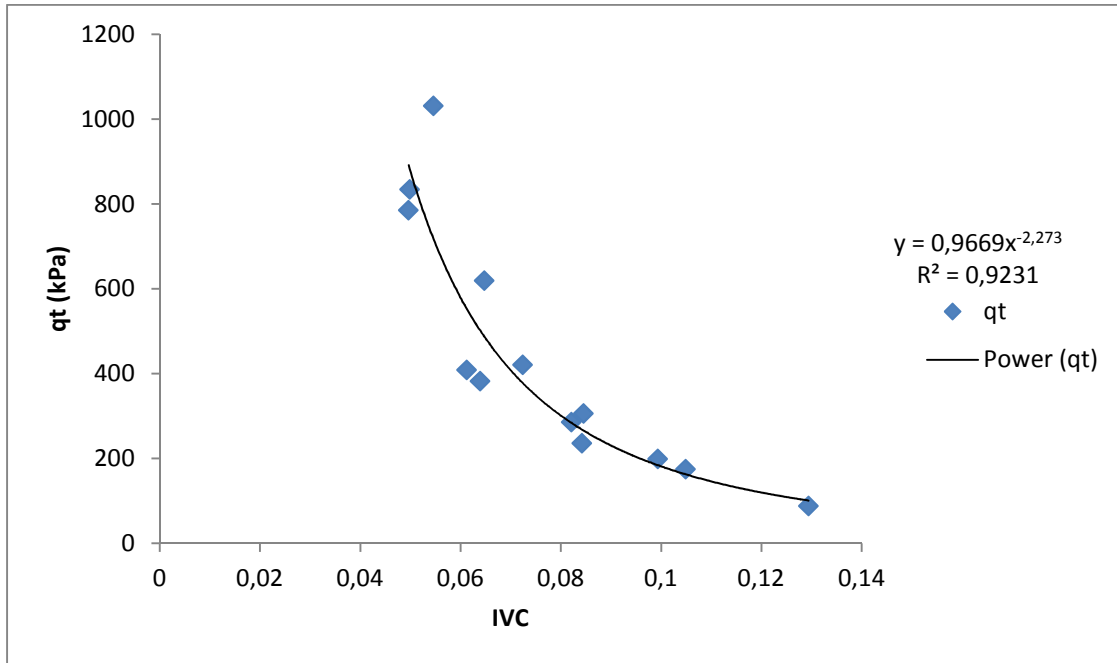


Figura 4.7 – Resistência à tracção explicado em função da quantidade de cimento e grau de compactação

$$E_{it} = 0,9669 \left(\frac{\eta}{C_{iv}^{0,64}} \right)^{-2,273} \quad (4.11)$$

Na expressão 4.11, está apresentada a equação que relaciona a resistência à tracção com o índice de vazios-cimento. Apresenta um coeficiente de determinação de 0,92, não é tão alto como os restantes obtidos em outras relações, mas que também transmite um grau de confiança elevado.

4.2.4. Relação Módulo de Elasticidade à Tracção / Índice Vazios-cimento

De forma a finalizar o estudo relativo ao módulo de elasticidade à tracção, fez-se a determinação da equação que relaciona o módulo de elasticidade à tracção com o índice vazios-cimento, para isso recorreu-se, novamente, a uma curva de regressão de uma potência, tendo sido utilizado o valor do parâmetro “x” de 0,40 no cálculo.

Na Figura 4.8, além dos valores obtidos no ensaio, estão representados a equação que relaciona o módulo de elasticidade à tracção com o I_{VC} (Equação 4.12) e o coeficiente de determinação, que pode ser considerado como um valor elevado (0,94), mas não tão alto como o coeficiente de determinação associado ao módulo de elasticidade dinâmico, fruto da maior dificuldade em conduzir este ensaio na vertente da determinação do módulo de deformabilidade em materiais tão grosseiros.

$$E_{it} = 163,65 \cdot \left(\frac{\eta}{C_{iv}^{0,40}} \right)^{-1,61} \quad (4.12)$$

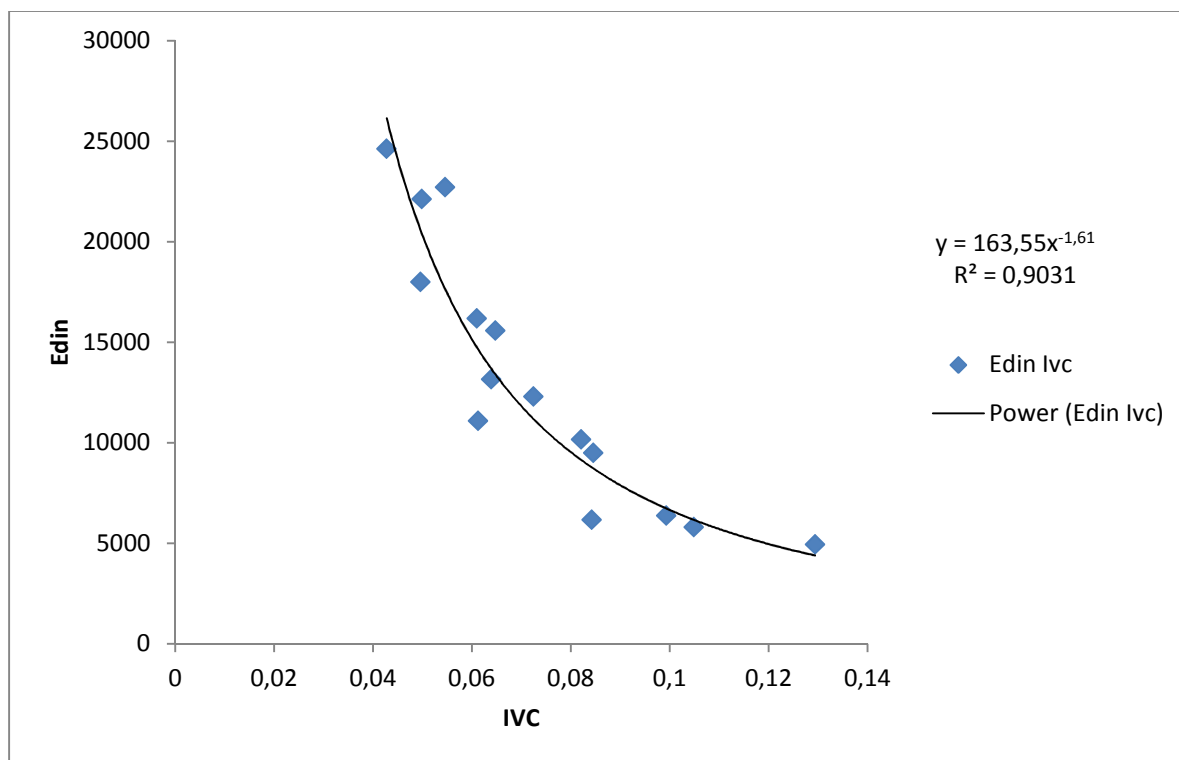


Figura 4.8 – Módulo de elasticidade à tracção explicado em função da quantidade de cimento e grau de compactação

4.3. Ensaio Triaxial Cíclico

4.3.1. Resultados de ensaio

O ensaio triaxial cíclico dividiu-se em duas fases, como é requerido na Norma EN 13286.7:2004, uma fase inicial em que se realizou o condicionamento do provete para uma tensão de confinamento constante e uma segunda fase em que são aplicadas diferentes tensões de desvio para também diferentes tensões de confinamento. Este ensaio foi utilizado de forma a determinar o módulo resiliente para várias trajectórias de tensões.

Apenas houve possibilidade de realizar ensaios triaxiais cíclicos em dois provetes. Nas figuras seguintes estão apresentados gráficos tensão-deformação, os quais permitem ter uma noção das diferentes deformações (resiliente e permanente).

No caso do provete de 5% de teor de cimento e com 95% de grau de compactação (T_5_25) (Figura 4.9), observa-se um claro aumento da deformação no sentido negativo, facto esse que não seria de esperar, visto que isso implicaria um aumento da altura do provete provocado por uma solicitação à compressão.

Nesta fase de condicionamento foi utilizada uma tensão de confinamento constante na ordem dos 70 kPa, com uma tensão de desvio de 680 kPa, que é o dobro do recomendado pela Norma. Este erro ocorreu devido a um problema relacionado com o “input” das funções na máquina que realiza os ensaios, erro esse que foi corrigido para o ensaio seguinte.

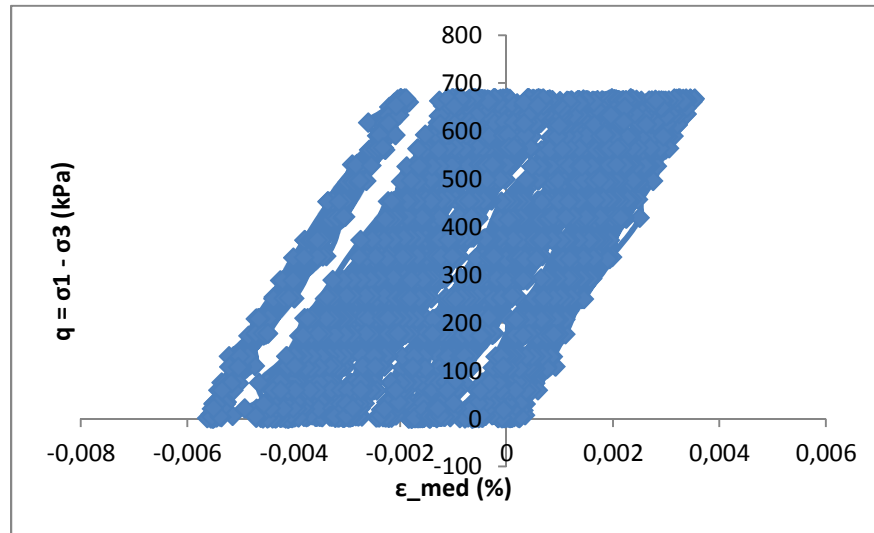


Figura 4.9 – Gráfico tensão-deformação na fase de condicionamento do provete T_5_25

Na Figura 4.10 pode-se constatar que não houve evolução da trajectória de tensões para os diferentes ciclos efectuados, para o provete T_5_25, sendo praticamente idênticos os resultados obtidos para todos os ciclos.

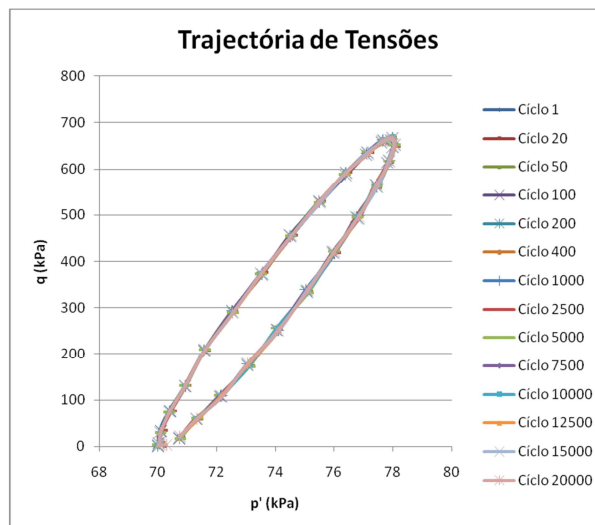


Figura 4.10 – Trajectória de tensões na fase de condicionamento do provete T_5_25

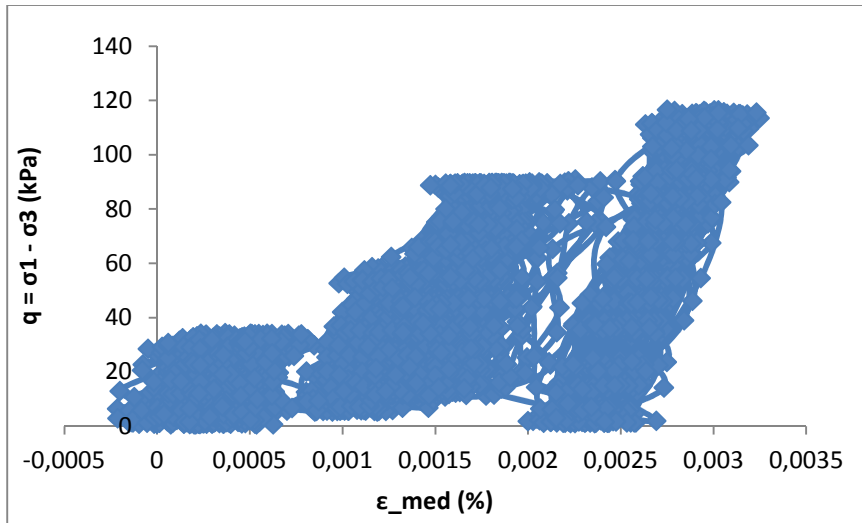


Figura 4.11 – Gráfico tensão-deformação 1º estágio provete T_5_25

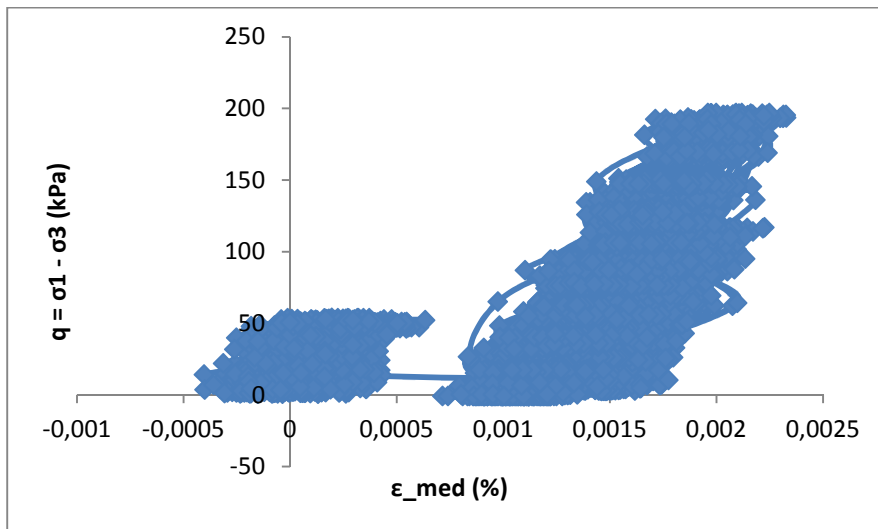


Figura 4.12 – Gráfico tensão-deformação 2º estágio provete T_5_25

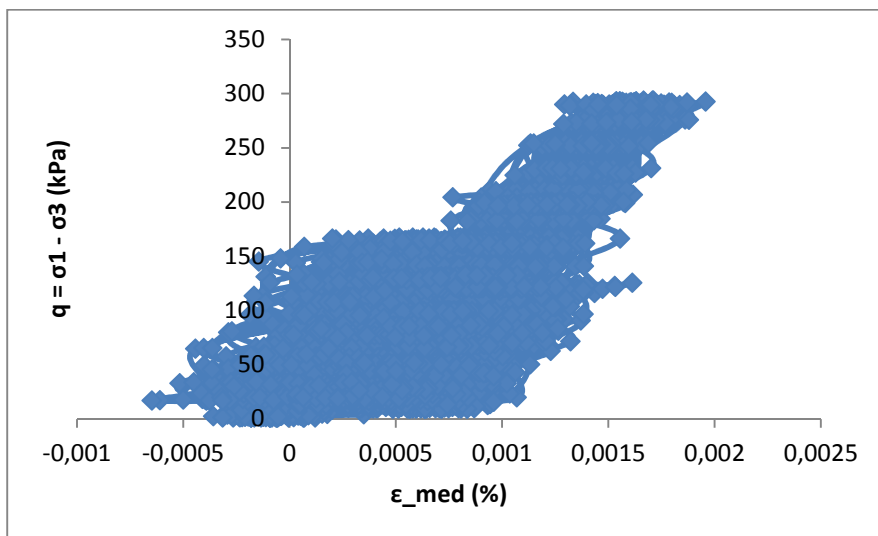


Figura 4.13 – Gráfico tensão-deformação 3º estágio provete T_5_25

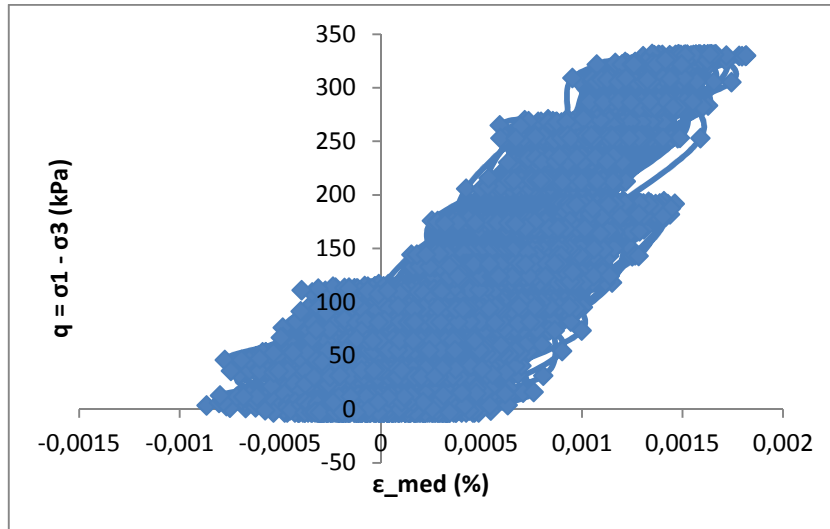


Figura 4.14 – Gráfico tensão-deformação 4º estágio provete T_5_25

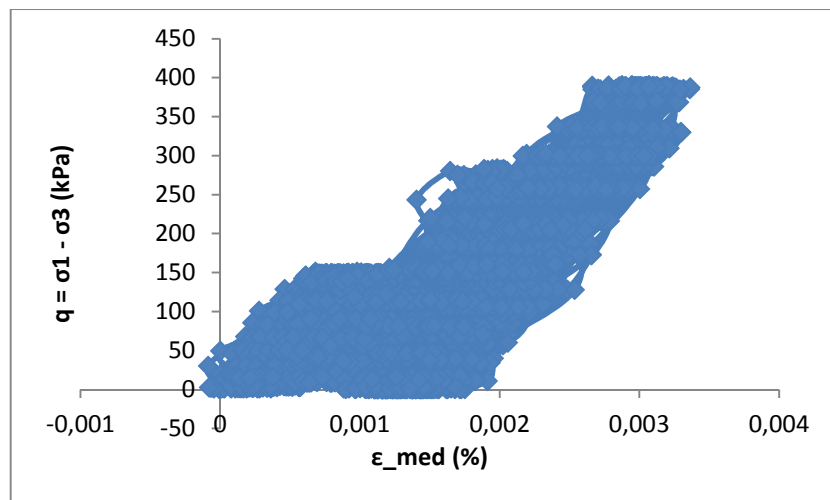


Figura 4.15 – Gráfico tensão-deformação 5º estágio provete T_5_25

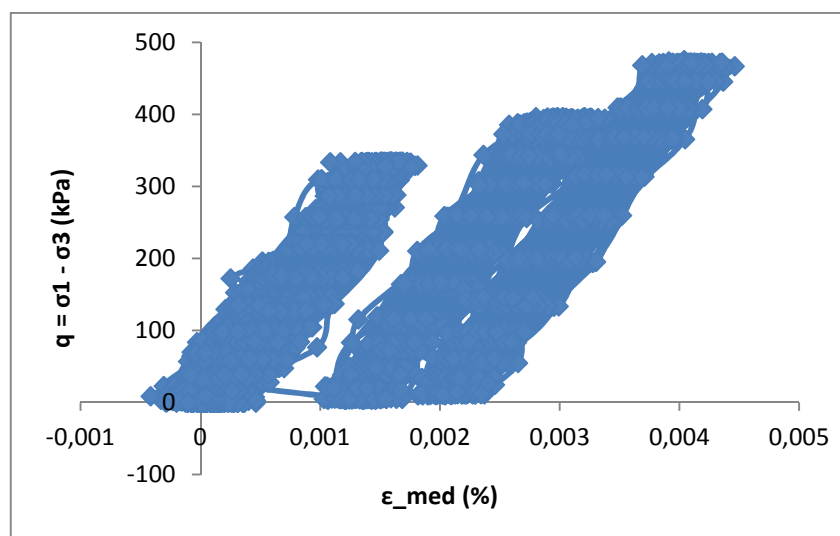


Figura 4.16 – Gráfico tensão-deformação 6º estágio provete T_5_25

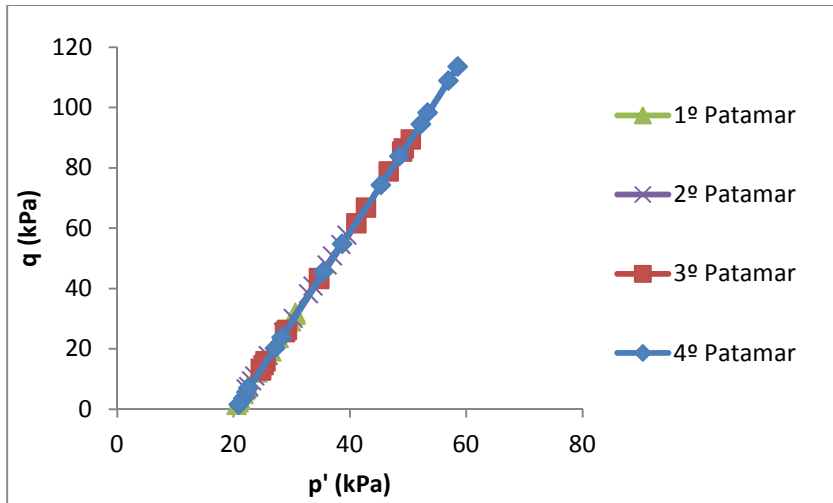


Figura 4.17 – Trajectória de tensões provete T_5_25 1º estágio

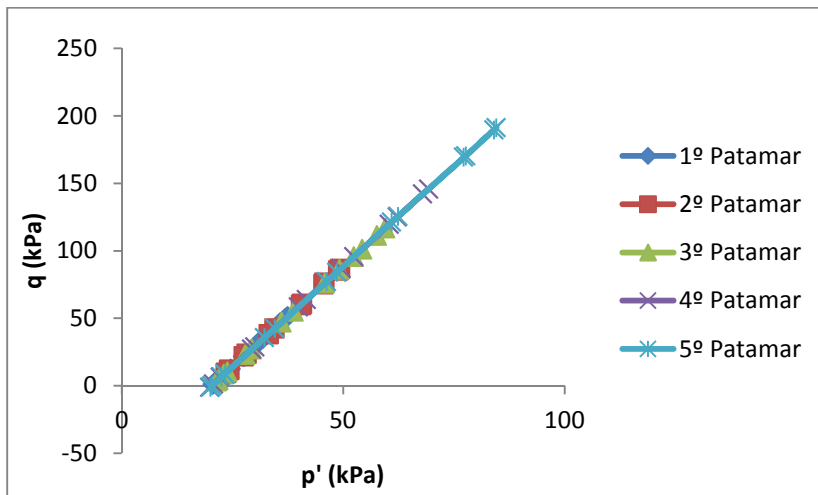


Figura 4.18 – Trajectória de tensões provete T_5_25 2º estágio

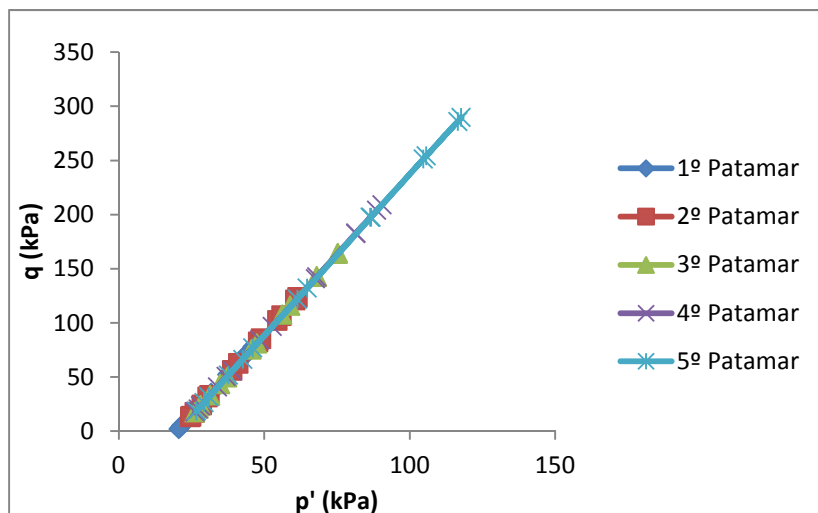


Figura 4.19 – Trajectória de tensões provete T_5_25 3º estágio

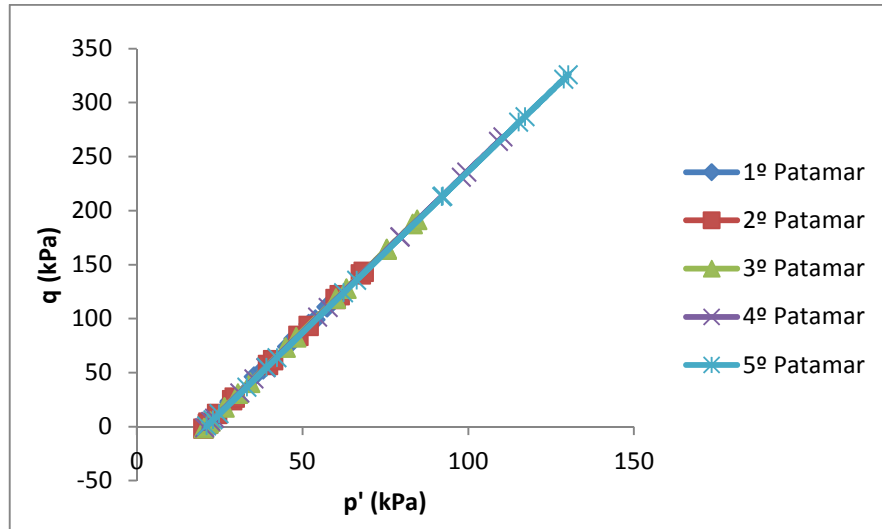


Figura 4.20 – Trajectória de tensões provete T_5_25 4º estágio

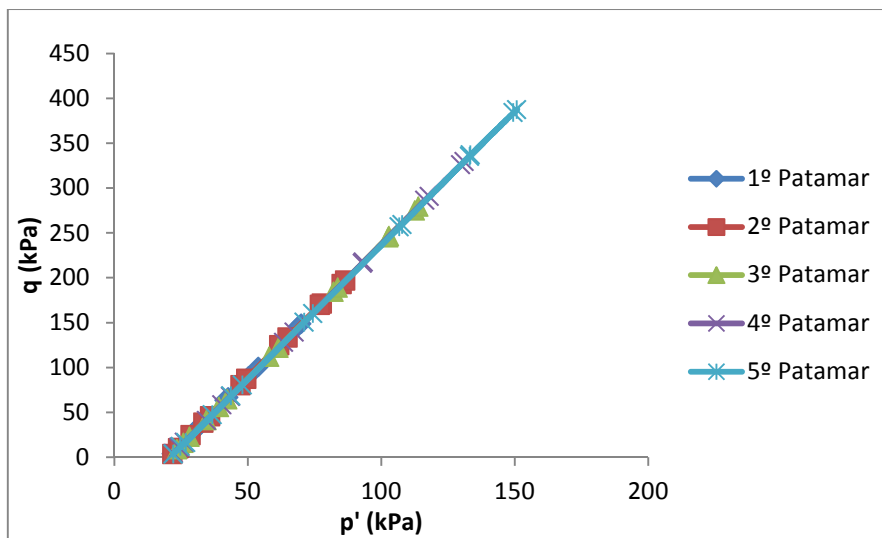


Figura 4.21 – Trajectória de tensões provete T_5_25 5º estágio

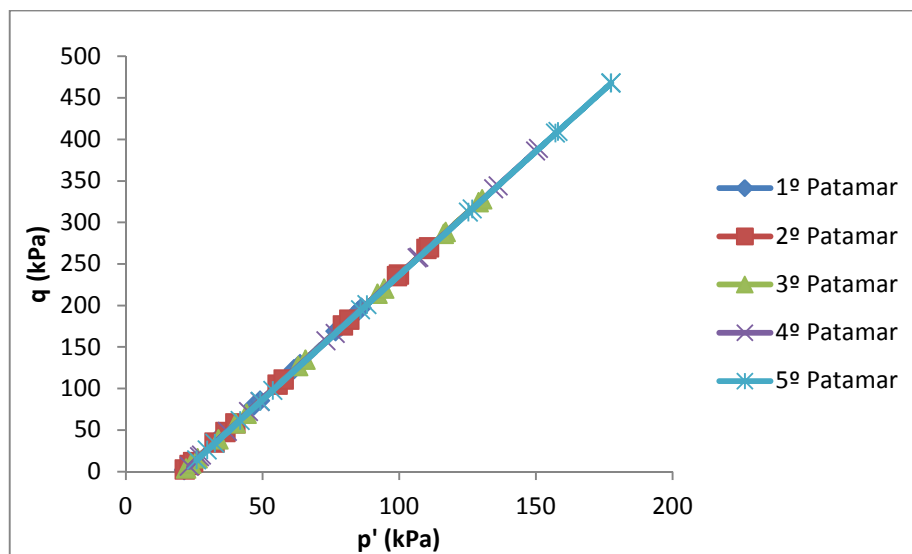


Figura 4.22 – Trajectória de tensões provete T_5_25 6º estágio

O provete T_2_12 é um provete com 2% de cimento e com um grau de compactação de 90% (valores relativamente inferiores aos do provete anteriormente analisado). Neste caso é notório o aumento da deformação permanente ao longo do ensaio, sendo aproximadamente constante o valor relativo à deformação resiliente (Figura 4.23). Na Figura 4.24 são apresentadas as trajectórias de tensão de alguns dos ciclos realizados durante o condicionamento do provete T 2 12.

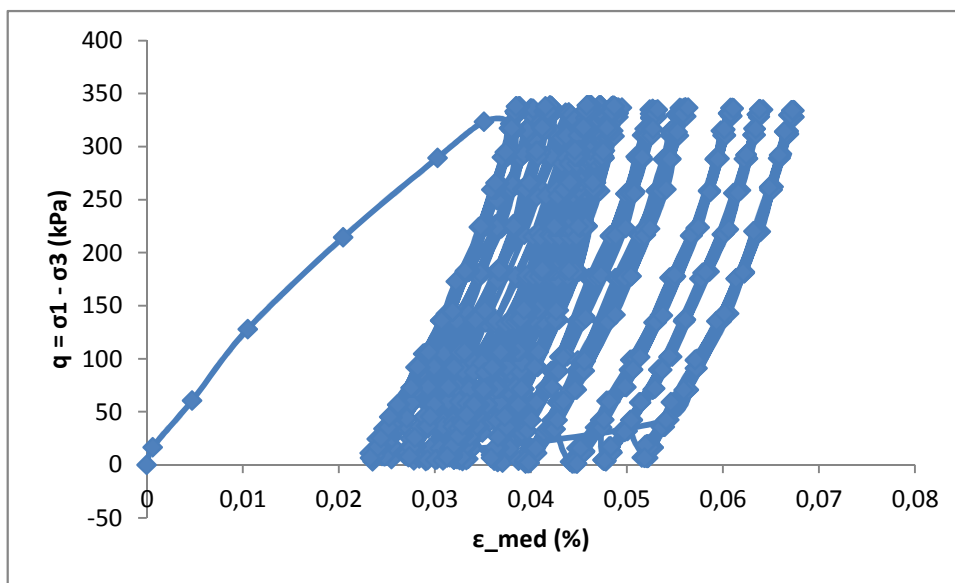


Figura 4.23 – Gráfico tensão-deformação da fase de condicionamento do provete T_2_12

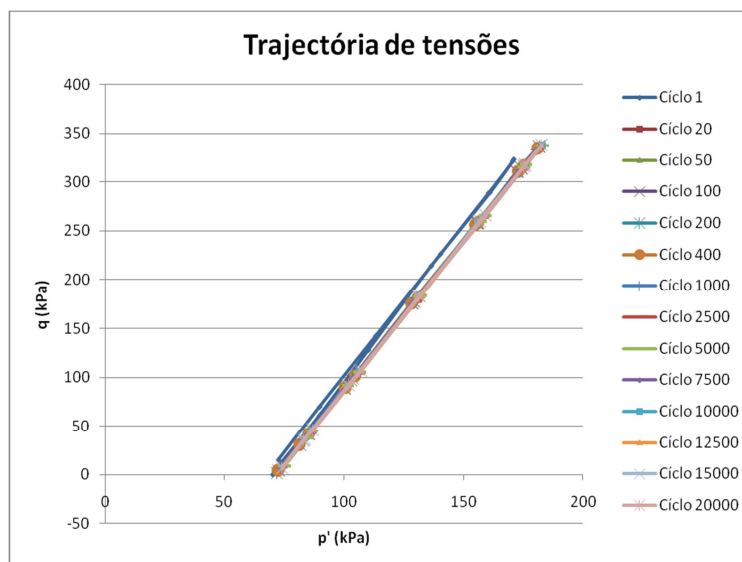


Figura 4.24 – Trajectória de tensões provete T_2_12 Condicionamento

Numa segunda fase do ensaio foi efectuada uma série de seis estágios, sendo a tensão de confinamento constante em cada um deles e variando a tensão de desvio, seguindo as instruções da Norma como descrito em 2.6.2.

As trajectórias de tensões associadas a cada um destes estágios estão apresentadas em Anexo, assim como os resultados dos ensaios.

Os resultados relativos ao primeiro provete (T_5_25) carecem de alguma definição, pois as deformações são muito pequenas dificultando as leituras efectuadas pelos LVDT colocados no interior da câmara.

No que se refere ao provete T_2_12, as deformações são muito superiores às apresentadas pelo provete T_5_25, havendo ainda uma maior aproximação destes gráficos aos obtidos por Werkmeister (2003).

No 1º Estágio do provete T_2_12 não foi possível obter as trajectórias de tensões para os dois últimos patamares devido a erro de aquisição, apenas detectado posteriormente à execução do ensaio.

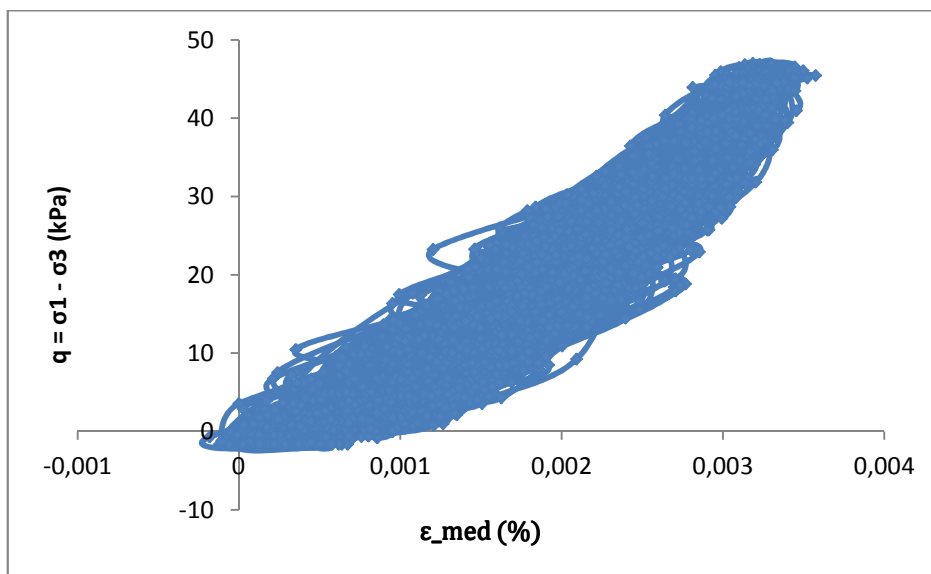


Figura 4.25 - Gráfico tensão-deformação 1º estágio provete T_2_12

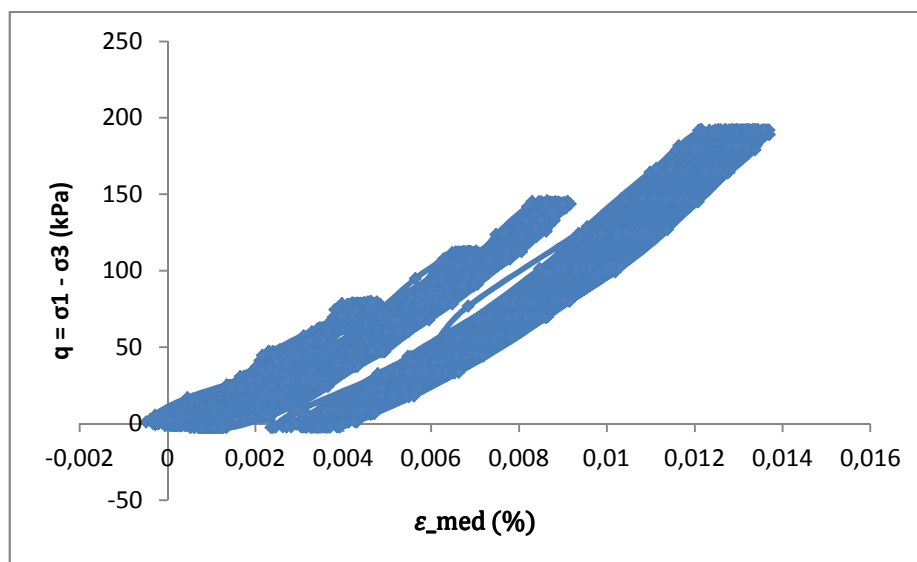


Figura 4.26 - Gráfico tensão-deformação 2º estágio provete T_2_12

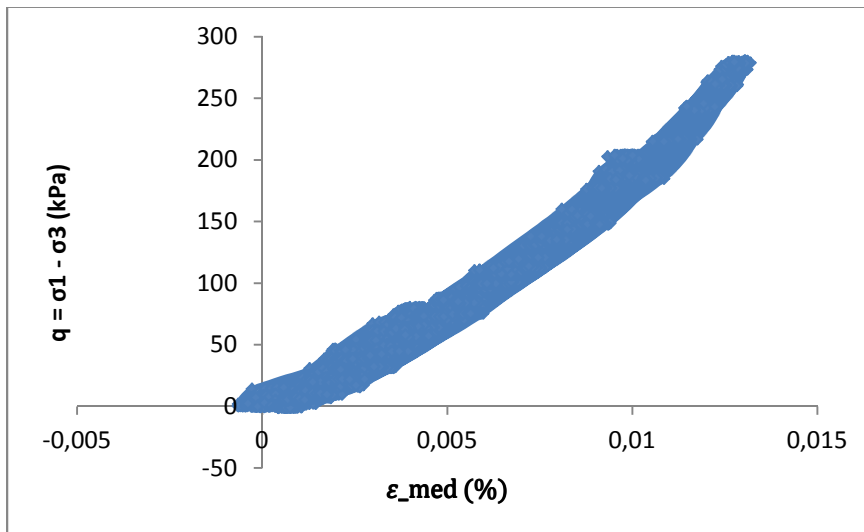


Figura 4.27 - Gráfico tensão-deformação 3º estágio provete T_2_12

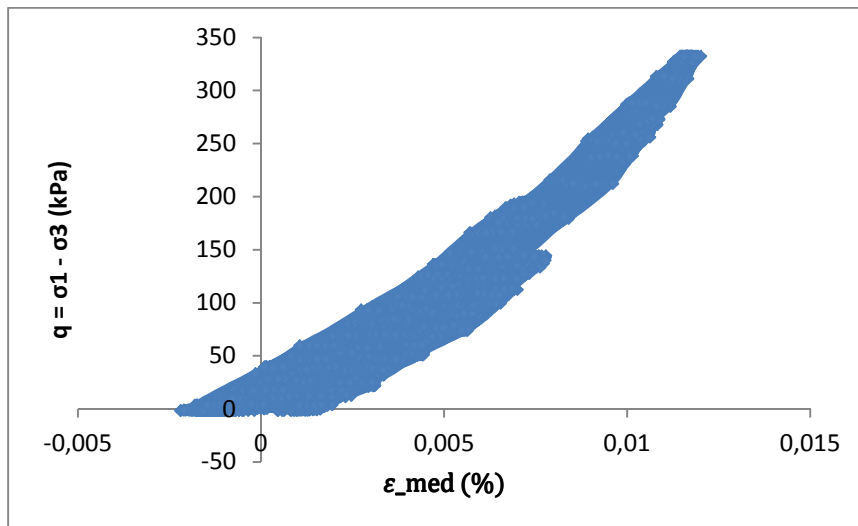


Figura 4.28 - Gráfico tensão-deformação 4º estágio provete T_2_12

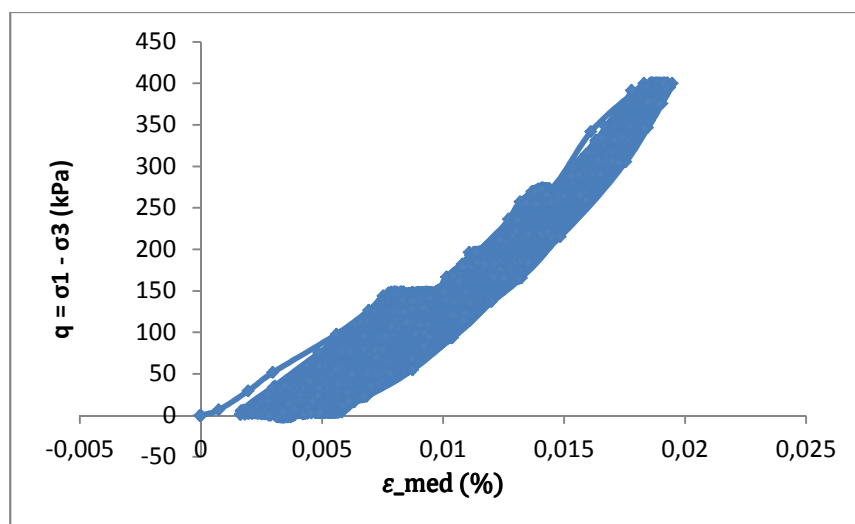


Figura 4.29 - Gráfico tensão-deformação 5º estágio provete T_2_12

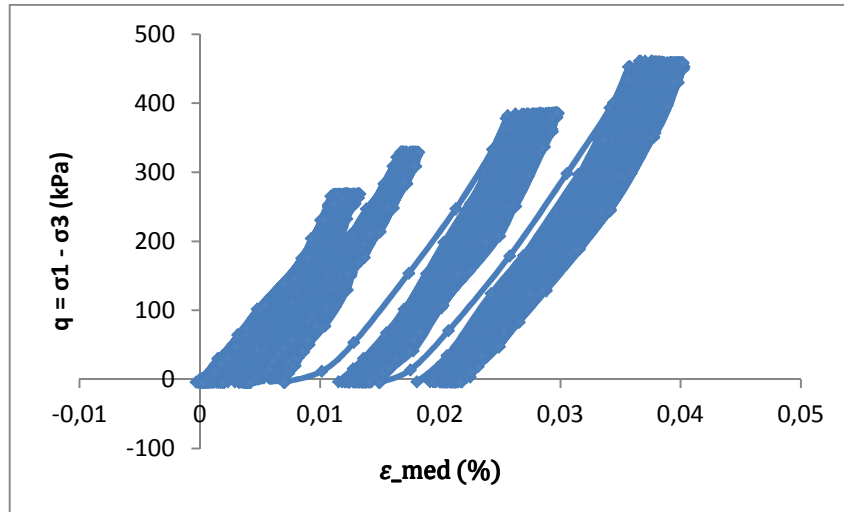


Figura 4.30 - Gráfico tensão-deformação 6º estágio provete T_2_12

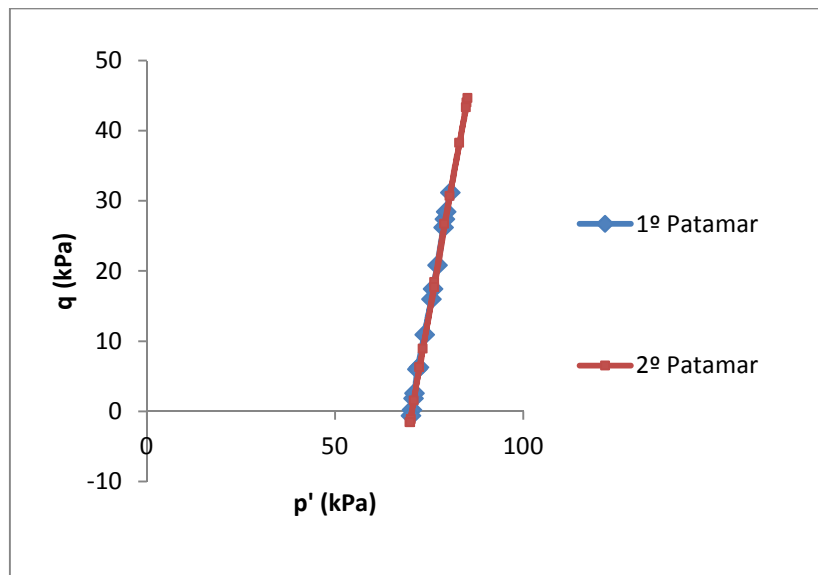


Figura 4.31 – Trajectória de tensões provete T_2_12 1º estágio

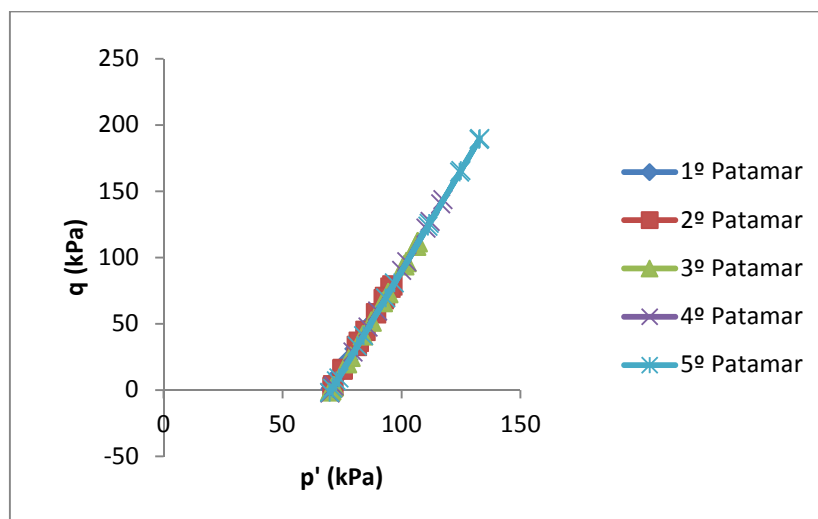


Figura 4.32 – Trajectória de tensões provete T_2_12 2º estágio

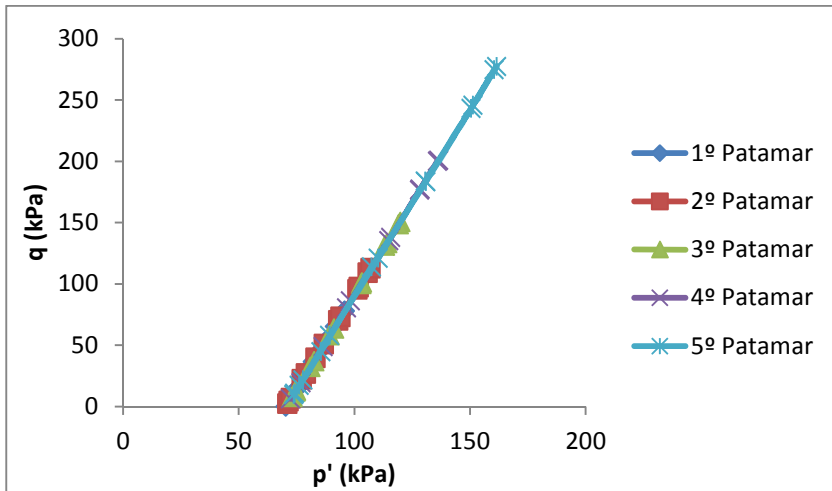


Figura 4.33– Trajetória de tensões provete T_2_12 3º estágio

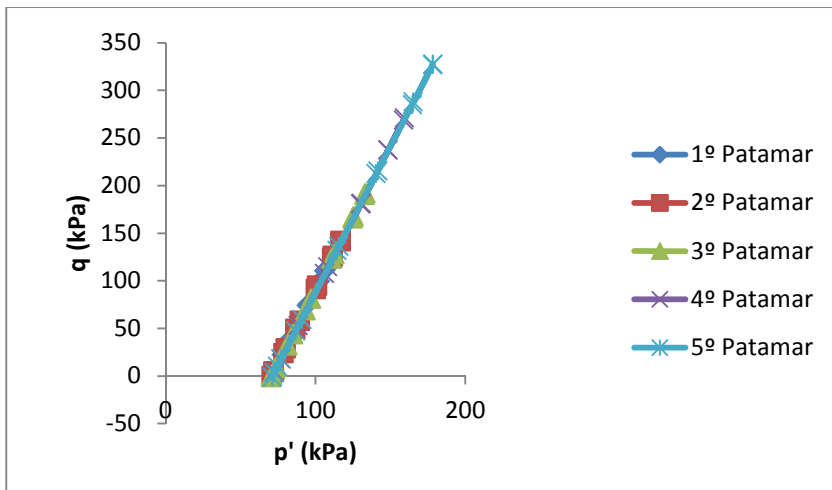


Figura 4.34 – Trajetória de tensões provete T_2_12 4º estágio

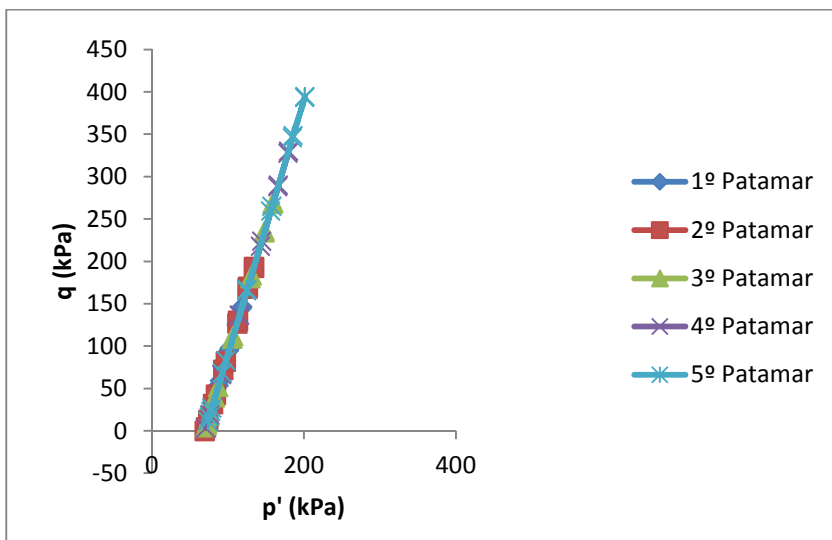


Figura 4.35 – Trajetória de tensões provete T_2_12 5º estágio

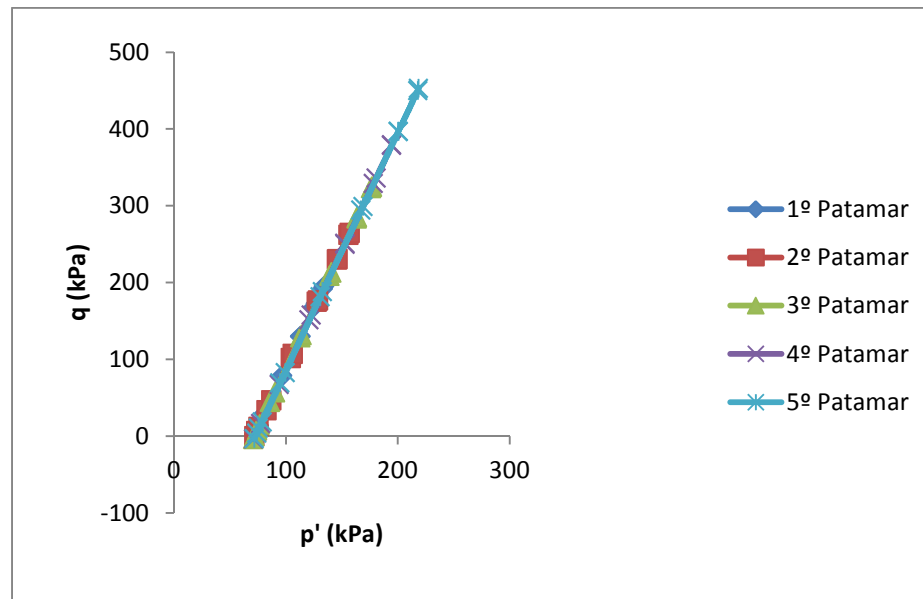


Figura 4.36 – Trajectória de tensões provete T_2_12 6º estágio

4.3.2. Cálculo do Módulo Resiliente

A norma propõe um “output” para a apresentação dos resultados relativos ao módulo resiliente, “output” esse adoptado para a apresentação dos resultados relativos a este ensaio. O módulo resiliente é calculado através da relação entre a tensão axial total e a extensão no provete.

No Quadro 4.7 estão apresentadas as grandezas necessárias para o cálculo do módulo resiliente. É de salientar que o valor relativo ao σ_1 corresponde ao valor da diferença entre o σ_1 mínimo e o máximo. Este Quadro é relativo aos resultados do provete T_5_25 para a fase de condicionamento.

Quadro 4.7 – Módulo resiliente T_5_25 fase condicionamento

Nº de ciclo	σ_1 (kPa)	σ_1 (kPa)	ε_1 (%)	ε_1 (%)	σ_1	ε_1	E_r
	mín	máx	mín	máx	(kPa)	(%)	(MPa)
1	1,29	667,85	-0,000325	0,003536	666,57	3,86E-03	17266
50	0,40	665,07	-0,000875	0,003048	664,67	3,92E-03	16942
100	0,04	666,13	-0,001842	0,002094	666,10	3,94E-03	16923
200	1,43	668,17	-0,001769	0,002191	666,74	3,96E-03	16835
400	2,28	665,75	-0,002447	0,003602	663,46	6,05E-03	10967
1000	3,83	666,13	-0,003164	0,000977	662,30	4,14E-03	15994
2500	3,47	669,16	-0,003808	0,000217	665,70	4,03E-03	16538
5000	1,67	668,57	-0,00446	-0,00016	666,89	4,30E-03	15511
7500	0,89	667,14	-0,004341	-0,00032	666,25	4,02E-03	16569
10000	0,50	668,67	-0,004921	-0,00034	668,17	4,58E-03	14590
12500	1,83	668,74	-0,00332	0,000692	666,92	4,01E-03	16623
15000	0,54	668,48	-0,00145	0,002444	667,95	3,89E-03	17154
20000	0,68	668,71	-0,005622	-0,00183	668,03	3,79E-03	17630

Neste provete durante a fase de condicionamento, não há quase oscilação dos resultados relativos ao módulo resiliente o que era expectável, visto que o ensaio é realizado a tensão de confinamento constante e a tensão de desvio também constante. Este comportamento pode ser mais facilmente observado na Figura 4.37.

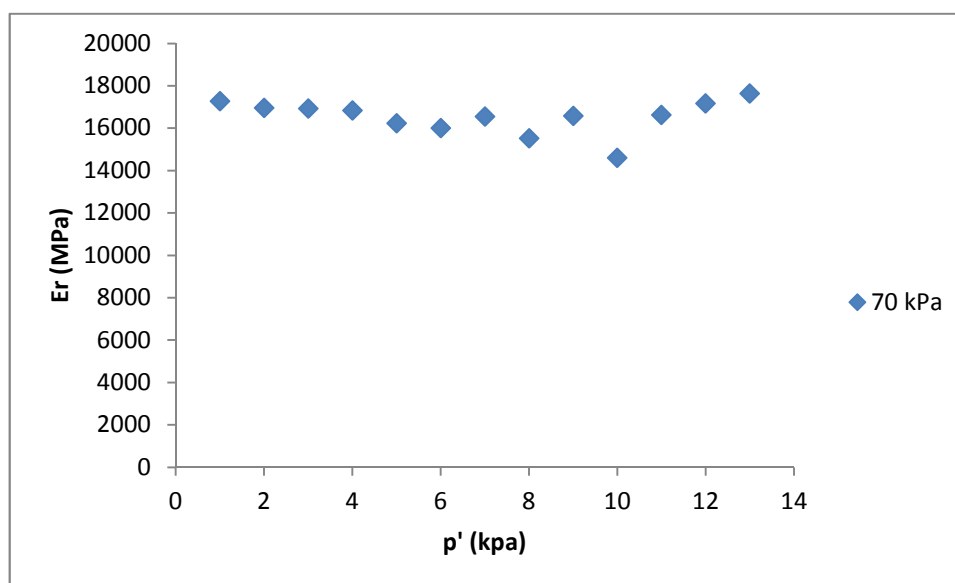


Figura 4.37 – Relação módulo resiliente tensão T_5_25 fase de condicionamento

Os resultados relativos ao módulo resiliente obtido nos diversos estágios são apresentados nos Quadros seguintes.

Quadro 4.8 – Módulo resiliente T_5_25 1º estágio

Patamar	σ_1 (kPa)	σ_1 (kPa)	ε_1 (%)	ε_1 (%)	σ_1 (kPa)	ε_1 (%)	E_r (MPa)
	min	max	min	max			
1º	0,55	34,23	-0,000214	0,000847	33,68	1,06E-03	3175
2º	5,26	58,70	0,0007288	0,001851	53,44	1,12E-03	4761
3º	11,19	90,86	0,0010083	0,002612	79,67	1,60E-03	4967
4º	1,04	116,51	0,0020002	0,00325	115,47	1,25E-03	9240

Quadro 4.9 – Módulo resiliente T_5_25 2º estágio

Patamar	σ_1 (kPa)	σ_1 (kPa)	ε_1 (%)	ε_1 (%)	σ_1 (kPa)	ε_1 (%)	E_r (MPa)
	min	max	min	max			
1º	0,69	53,64	-0,000403	0,000634	52,95	1,04E-03	5102
2º	6,83	87,57	-0,001982	-0,00081	80,74	1,17E-03	6891
3º	2,69	117,65	-0,001666	-0,00064	114,96	1,03E-03	11166
4º	-0,92	148,01	-0,002148	-0,00068	148,93	1,47E-03	10139
5º	-0,92	196,85	-0,002122	-0,00053	197,77	1,59E-03	12453

Quadro 4.10 – Módulo resiliente T_5_25 3º estágio

Patamar	σ_1 (kPa)	σ_1 (kPa)	ε_1 (%)	ε_1 (%)	σ_1 (kPa)	ε_1 (%)	E_r (MPa)
	min	max	min	max			
1º	1,19	81,74	-0,000359	0,000634	80,55	9,93E-04	8112
2º	9,29	125,83	5,793E-05	0,001614	116,54	1,56E-03	7492
3º	16,69	167,27	-0,000648	0,001243	150,58	1,89E-03	7964
4º	12,79	212,14	3,419E-05	0,001616	199,35	1,58E-03	12604
5º	16,76	293,49	6,499E-05	0,001958	276,73	1,89E-03	14619

Quadro 4.11 – Módulo resiliente T_5_25 4º estágio

Patamar	σ_1 (kPa)	σ_1 (kPa)	ε_1 (%)	ε_1 (%)	σ_1 (kPa)	ε_1 (%)	E_r (MPa)
	min	max	min	max			
1º	0,93	116,79	-0,000866	0,000686	115,86	1,55E-03	7462
2º	-3,14	145,41	-0,000684	0,001098	148,55	1,78E-03	8337
3º	-3,14	194,85	-0,000186	0,001463	197,99	1,65E-03	12009
4º	-3,14	272,30	-0,000574	0,001404	275,44	1,98E-03	13923
5º	-2,99	331,36	-0,000328	0,001817	334,35	2,15E-03	15587

Quadro 4.12 – Módulo resiliente T_5_25 5º estágio

Patamar	σ_1 (kPa)	σ_1 (kPa)	ε_1 (%)	ε_1 (%)	σ_1 (kPa)	ε_1 (%)	E_r (MPa)
	min	max	min	max			
1º	0,86	150,52	-8,65E-05	0,001287	149,66	1,37E-03	10893
2º	1,23	199,60	-0,001001	0,000765	198,38	1,77E-03	11232
3º	7,76	284,24	-0,001347	0,000812	276,48	2,16E-03	12810
4º	0,29	334,89	-0,00118	0,001418	334,61	2,60E-03	12880
5º	0,18	390,20	-0,000983	0,00148	390,01	2,46E-03	15831

Quadro 4.13 – Módulo resiliente T_5_25 6º estágio

Patamar	σ_1 (kPa)	σ_1 (kPa)	ε_1 (%)	ε_1 (%)	σ_1 (kPa)	ε_1 (%)	E_r (MPa)
	min	max	min	max			
1º	1,54	200,25	-0,000414	0,001143	198,71	1,56E-03	12764
2º	-0,28	276,09	7,577E-05	0,006874	276,38	6,80E-03	4065
3º	-0,28	334,25	0,0049608	0,007064	334,54	2,10E-03	15905
4º	3,58	396,17	0,0051725	0,008628	392,59	3,46E-03	11361
5º	9,97	475,04	0,0067229	0,009713	465,07	2,99E-03	15556

Os valores relativos ao módulo resiliente são crescentes com o aumento da tensão axial total e da tensão de confinamento. Este aumento é mais perceptível através da análise de um gráfico que relaciona a tensão média efectiva com o módulo resiliente, Figura 4.38.

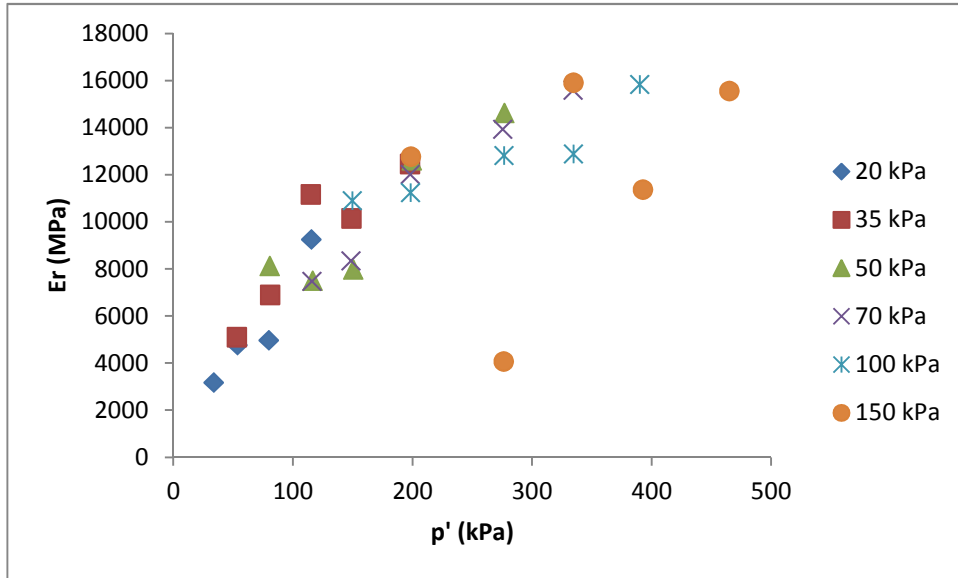


Figura 4.38 – Relação tensão – módulo resiliente T_5_25 fase de estágios

Alguns dos valores relativos ao sexto estágio, de 150 kPa de tensão de confinamento, parecem afastar-se da tendência evidenciada pelos restantes resultados.

Aplicando uma regressão a esta série de pontos, encontra-se um coeficiente de determinação de 0,64, para a curva representada na Figura 4.39.

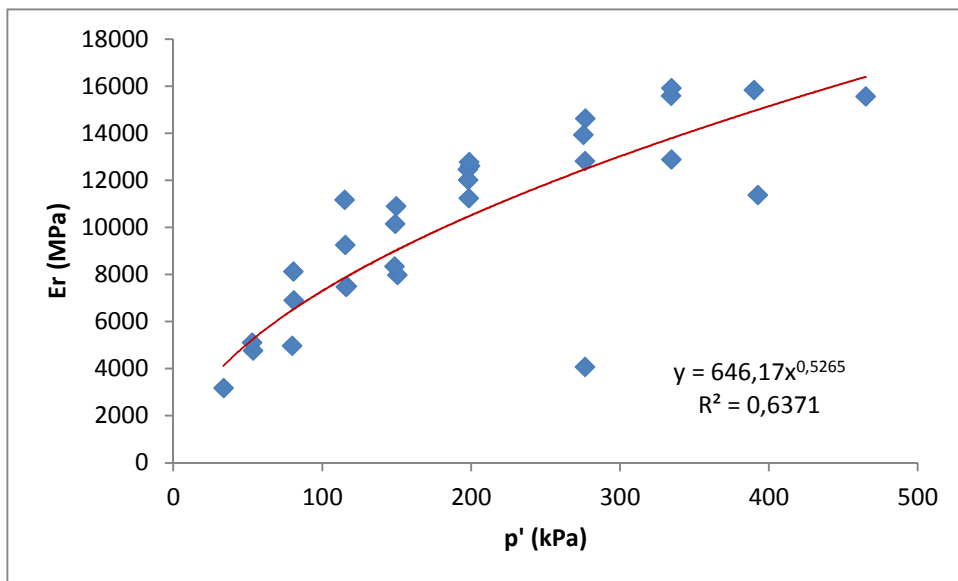


Figura 4.39 – Relação tensão / módulo resiliente T_5_25 fase de estágios com regressão potencial

Excluindo então os valores relativos ao sexto estágio, obtêm-se um coeficiente de determinação de 0,89 (Figura 4.40). O valor transmite o maior nível de confiança que o anterior.

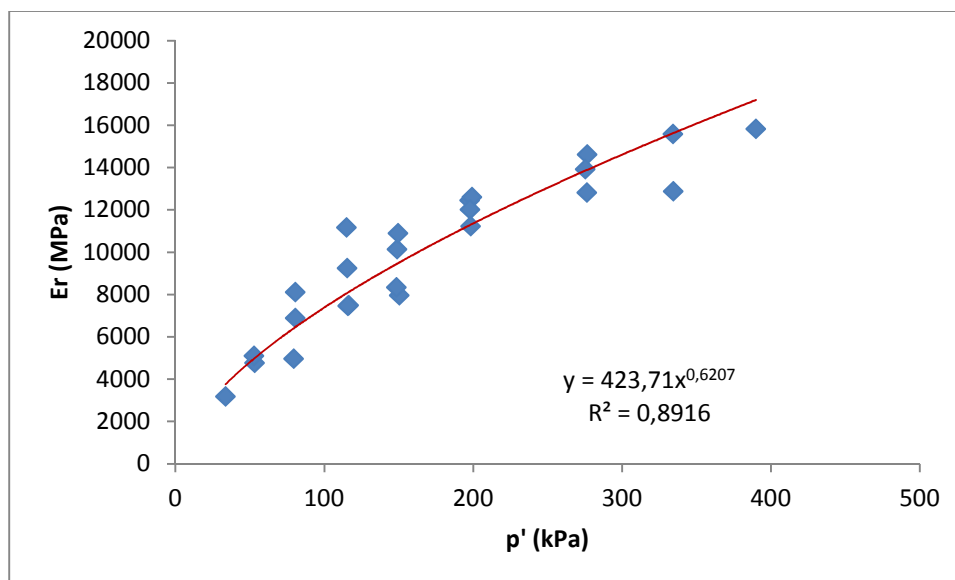


Figura 4.40 - Relação tensão / módulo resiliente T_5_25 fase de estágios com regressão potencial excluindo o sexto estágio

Como já foi referido, o segundo provete (T_2_12) foi submetido ao mesmo ensaio, nas mesmas condições que o provete T_5_25. Os resultados relativos à fase de condicionamento estão apresentados no Quadro 4.14.

Quadro 4.14 – Módulo resiliente T_2_12 fase condicionamento

Nº de ciclo	σ_1 (kPa)		ε_1 (%)		σ_1 (kPa)	ε_1 (%)	E_r (MPa)
	min	max	min	max			
1	0,00	336,82	0,00000	0,00052	336,82	5,24E-04	643
50	0,00	336,57	0,00036	0,00056	336,57	2,00E-04	1682
100	0,00	336,57	0,00039	0,00061	336,57	2,24E-04	1502
200	0,00	336,38	0,00044	0,00064	336,38	2,01E-04	1676
400	0,00	335,03	0,00047	0,00067	335,03	2,00E-04	1677
1000	0,00	335,67	0,00024	0,00067	335,67	4,30E-04	781
2500	0,00	337,85	0,00023	0,00040	337,85	1,71E-04	1975
5000	0,00	338,71	0,00023	0,00042	338,71	1,90E-04	1783
7500	0,00	338,71	0,00027	0,00047	338,71	2,04E-04	1661
10000	0,00	338,89	0,00032	0,00047	338,89	1,57E-04	2160
12500	0,00	338,89	0,00031	0,00046	338,89	1,50E-04	2254
15000	0,00	338,82	0,00031	0,00049	338,82	1,75E-04	1937
20000	0,00	338,49	0,00036	0,00049	338,49	1,29E-04	2620

Neste ensaio ocorreram maiores variações do módulo resiliente, relativamente ao primeiro provete. A Figura 4.41 facilita essa visualização. Estas variações poderão estar associadas a erros na aquisição dos sinais.

Da análise do gráfico, é de fácil compreensão que à excepção do dois resultados em que o módulo resiliente apresenta valores inferiores a 1 GPa, os outros valores oscilam entre, aproximadamente, 1,5 GPa e 2,6 GPa. Estes valores são inferiores aos obtidos para o primeiro provete.

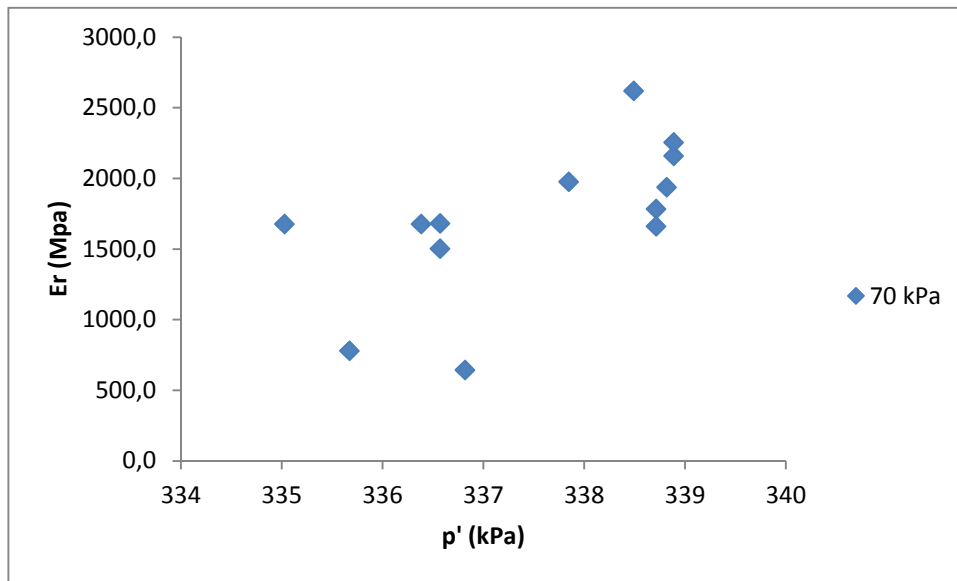


Figura 4.41 – Relação tensão / módulo resiliente T_2_12 fase de condicionamento

Os resultados relativos ao módulo resiliente na fase de estágios estão apresentados nos quadros seguintes.

Quadro 4.15 – Módulo resiliente T_2_12 1º estágio

Patamar	σ_1 (kPa)	σ_1 (kPa)	ε_1 (%)	ε_1 (%)	σ_1 (kPa)	ε_1 (%)	E_r (MPa)
	min	max	min	max			
1º	-1,60	33,26	0,0	3,09E-03	34,86	3,09E-03	1128
2º	-1,60	47,01	-1,80E-04	3,58E-03	48,62	3,76E-03	1294
3º	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND
4º	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND

Quadro 4.16 – Módulo resiliente T_2_12 2º estágio

Patamar	σ_1 (kPa)	σ_1 (kPa)	ε_1 (%)	ε_1 (%)	σ_1 (kPa)	ε_1 (%)	E_r (MPa)
	min	max	min	max			
1º	-1,36	48,84	-2,81E-04	3,54E-03	50,20	3,82E-03	1313
2º	-0,89	80,13	-4,82E-04	4,85E-03	81,02	5,33E-03	1519
3º	-2,25	112,82	4,06E-04	7,12E-03	115,06	6,72E-03	1714
4º	-2,39	145,76	5,31E-04	9,17E-03	148,15	8,64E-03	1715
5º	-2,39	192,42	2,36E-03	1,37E-02	194,81	1,13E-02	1717

Quadro 4.17 – Módulo resiliente T_2_12 3º estágio

Patamar	σ_1 (kPa)	σ_1 (kPa)	ε_1 (%)	ε_1 (%)	σ_1 (kPa)	ε_1 (%)	E_r (MPa)
	min	max	min	max			
1º	-0,57	80,31	-6,46E-04	4,57E-03	80,88	5,22E-03	1550
2º	-1,11	114,03	2,58E-04	6,86E-03	115,14	6,60E-03	1744
3º	4,14	152,69	7,11E-04	8,68E-03	148,54	7,97E-03	1864
4º	5,29	203,84	5,85E-04	1,03E-02	198,55	9,75E-03	2037
5º	5,22	280,40	1,16E-03	1,32E-02	275,18	1,20E-02	2285

Quadro 4.18 – Módulo resiliente T_2_12 4º estágio

Patamar	σ_1 (kPa)	σ_1 (kPa)	ε_1 (%)	ε_1 (%)	σ_1 (kPa)	ε_1 (%)	E_r (MPa)
	min	max	min	max			
1º	-1,18	114,54	0,00	7,00E-03	115,72	7,00E-03	1653
2º	-1,64	144,40	-1,59E-03	7,78E-03	146,04	9,38E-03	1558
3º	-1,64	195,03	-2,19E-03	7,71E-03	196,67	9,90E-03	1987
4º	0,96	275,48	-9,54E-04	1,09E-02	274,52	1,18E-02	2321
5º	-1,64	332,36	-2,10E-03	1,20E-02	334,00	1,41E-02	2366

Quadro 4.19 – Módulo resiliente T_2_12 5º estágio

Patamar	σ_1 (kPa)	σ_1 (kPa)	ε_1 (%)	ε_1 (%)	σ_1 (kPa)	ε_1 (%)	E_r (MPa)
	min	max	min	max			
1º	-0,40	148,77	-5,22E-05	9,65E-03	149,16	9,71E-03	1537
2º	-2,04	196,60	3,12E-03	1,20E-02	198,63	8,89E-03	2234
3º	0,21	274,01	2,80E-03	1,44E-02	273,80	1,16E-02	2357
4º	2,43	336,31	4,28E-03	1,76E-02	333,88	1,34E-02	2499
5º	7,29	400,23	3,84E-03	1,95E-02	392,94	1,56E-02	2514

Quadro 4.20 – Módulo resiliente T_2_12 6º estágio

Patamar	σ_1 (kPa)	σ_1 (kPa)	ε_1 (%)	ε_1 (%)	σ_1 (kPa)	ε_1 (%)	E_r (MPa)
	min	max	min	max			
1º	-0,57	196,46	0,00E+00	1,38E-02	197,03	1,38E-02	1424
2º	-4,11	269,40	-3,14E-04	1,33E-02	273,51	1,33E-02	2052
3º	-4,11	329,38	1,92E-03	1,82E-02	333,49	1,82E-02	1831
4º	-4,11	385,94	6,99E-03	2,98E-02	390,05	2,98E-02	1308
5º	-4,11	461,14	1,49E-02	4,03E-02	465,25	4,03E-02	1155

A Figura 4.42, apresenta um gráfico que relaciona a tensão média efectiva com o módulo resiliente. Alguns dos resultados relativos ao 6º estágio (150 kPa de tensão de confinamento) aparentam fugir à tendência dos outros resultados. Este fenómeno já tinha sido verificado com o provete anterior.

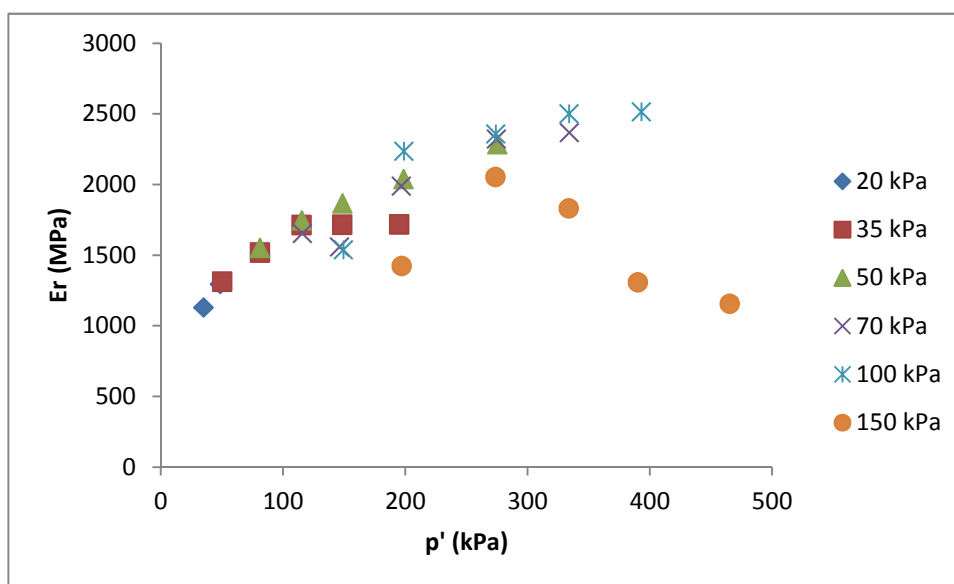


Figura 4.42 – Relação tensão / módulo resiliente T_2_12 fase de estágios

À semelhança do sucedido no ensaio relativo ao provete T_5_25, a maioria dos valores do módulo tendem a aumentar com o aumento da tensão axial total e da tensão de confinamento. Foi utilizada uma regressão potencial, tal como no primeiro caso, tendo-se obtido um coeficiente de determinação de 0,41 (Figura 4.43).

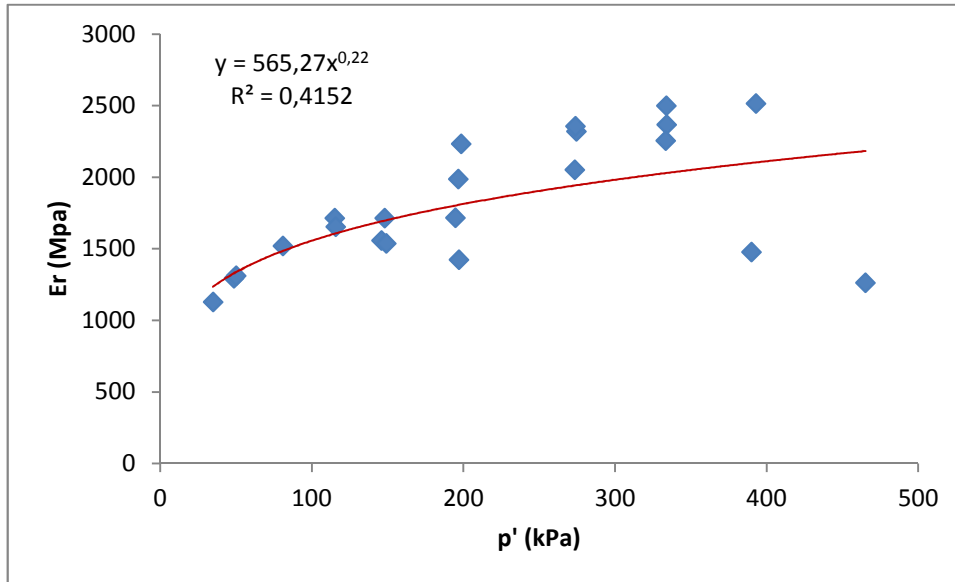


Figura 4.43 – Relação tensão / módulo resiliente T_2_12 fase de estágios com regressão potencial

Realizando a mesma metodologia usada no primeiro provete (excluídos os valores relativos ao sexto estágio), o coeficiente de determinação obtido da regressão potencial é de 0,90 (Figura 4.44). Como o sucedido no primeiro provete, esta exclusão eleva bastante o coeficiente de determinação obtido.

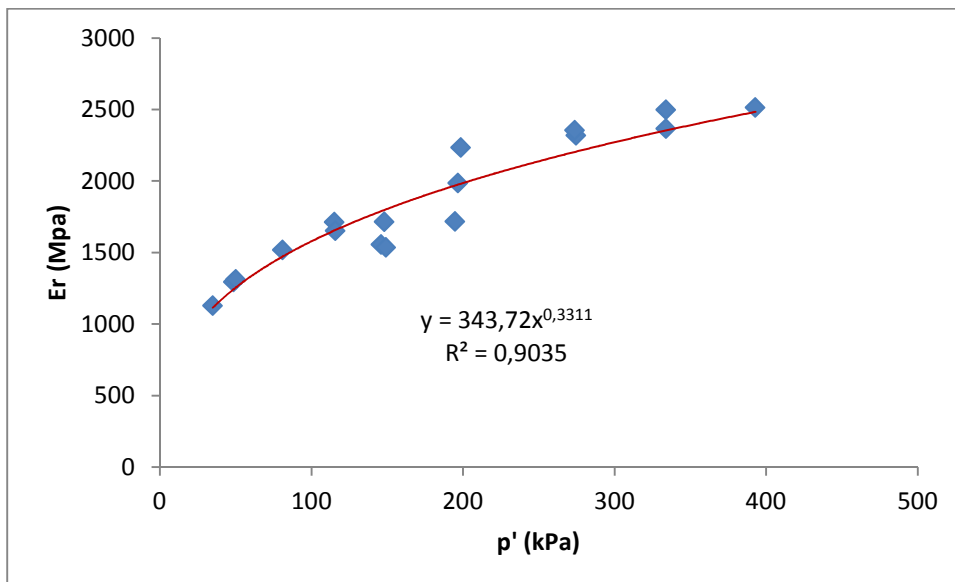


Figura 4.44 - Relação tensão / módulo resiliente T_5_25 fase de estágios com regressão potencial excluindo o sexto estágio

Comparando os resultados obtidos para os dois provetes, relativamente ao módulo resiliente para a segunda fase de ensaio (Figura 4.45), verifica-se que os valores obtidos no provete com 5% de teor de cimento são bastante mais elevados do que aqueles obtidos para o provete de 2% de teor de cimento.

Para além disso, o crescimento do módulo com a tensão é muito mais pronunciado no primeiro caso.

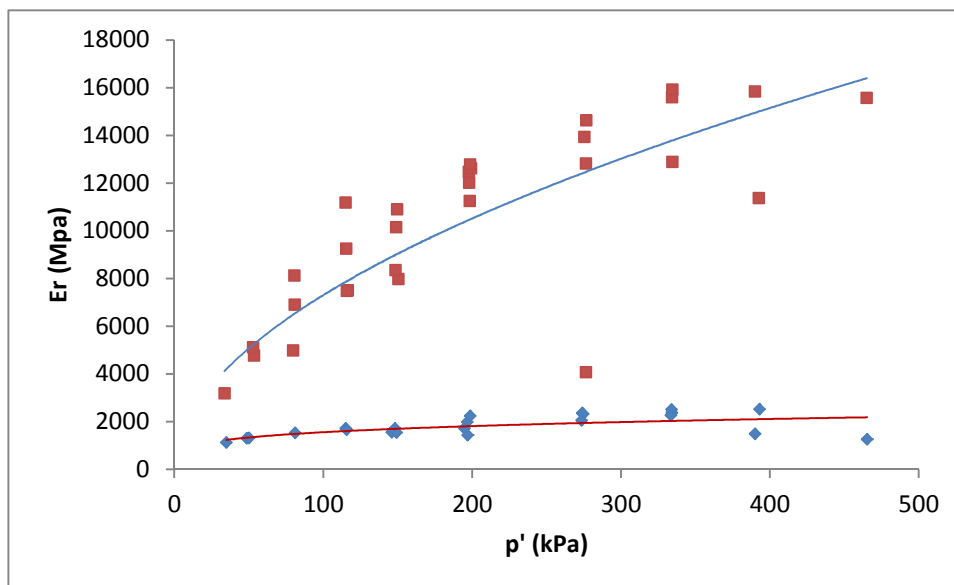


Figura 4.45 – Relação tensão / módulo resiliente nos dois provetes, fase de estágios com regressão potencial

4.4. Ensaio à compressão simples

4.4.1. Cálculo da Tensão de rotura

Foram realizados ensaios à compressão simples em sete provetes. Estes resultados são preliminares, sendo que todos os provetes foram compactados de forma a obter um grau de compactação de 100%. Três dos provetes não continham qualquer percentagem de cimento, um apenas continha 2% de cimento e os últimos três provetes continham 5% de cimento.

Os resultados relativos à tensão de rotura, assim como as características associadas a estes provetes estão apresentados no Quadro 4.21.

Quadro 4.21 – Tensão de rotura

Designação do Provede	Diâmetro (mm)	Altura (mm)	% Compactação PM	Força de rotura (kN)	q_u (MPa)
C_2_0	149,6	264,5	98,8	6,68	0,379
C_3_0	149,7	264,5	97,3	8,87	0,490
C_4_0	149,8	264,8	97,2	9,10	0,511
C_1_2	148,1	266,5	99,0	80,22	4,539
C_1_5	150,0	265,4	97,8	218,90	12,387
C_2_5	149,7	265,3	101,1	249,10	14,153
C_3_5	149,8	265,3	104,5	287,83	16,331

Nos provetes com cimento, a tensão de rotura aumenta com o teor de cimento e com o aumento do grau de compactação.

Nos provetes sem cimento, o aumento do grau de compactação não se traduz por um aumento da tensão de rotura. Tal dever-se-á à evolução granulométrica, ou seja, ao aumento de finos pelas indução de cargas de impacto sucessivas o que vem a quebrar as partículas calcárias friáveis.

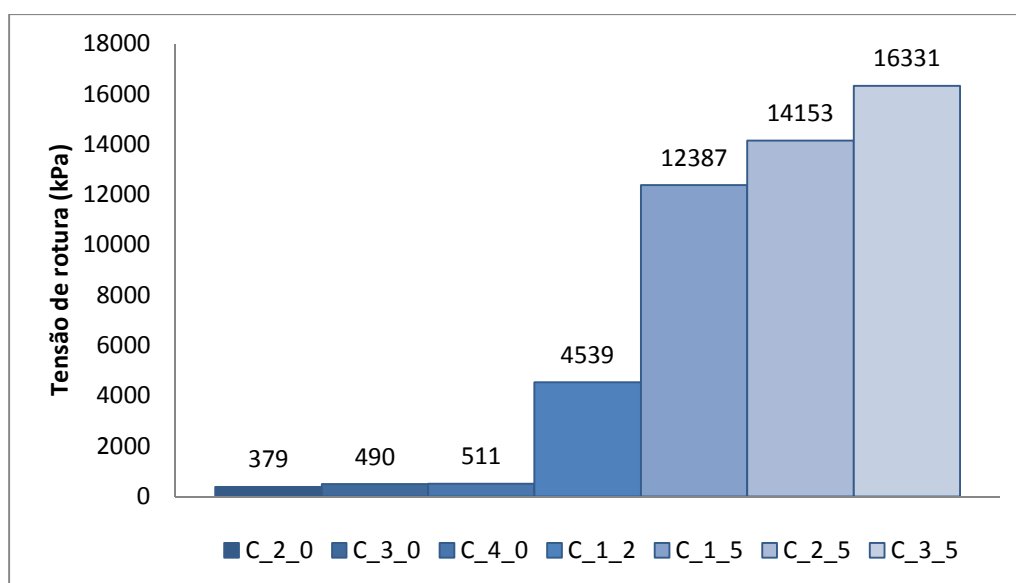


Figura 4.46 – Histograma relacionando os provetes ensaiados e a tensão de rotura

Os valores da tensão de rotura obtidos nos provetes com cimento são muito maiores do que aqueles obtidos nos restantes provetes.

4.4.2. Cálculo do módulo de elasticidade à compressão

O módulo de elasticidade é obtido através da análise de um gráfico tensão-deformação, em que o valor do módulo elástico corresponde ao declive da recta correspondente ao regime elástico. Para tal, foram determinadas curvas por regressão linear.

Na Figura 4.47, está representado um gráfico tensão-deformação exemplificativo do tipo de resultados obtidos, estando os restantes resultados em anexo.

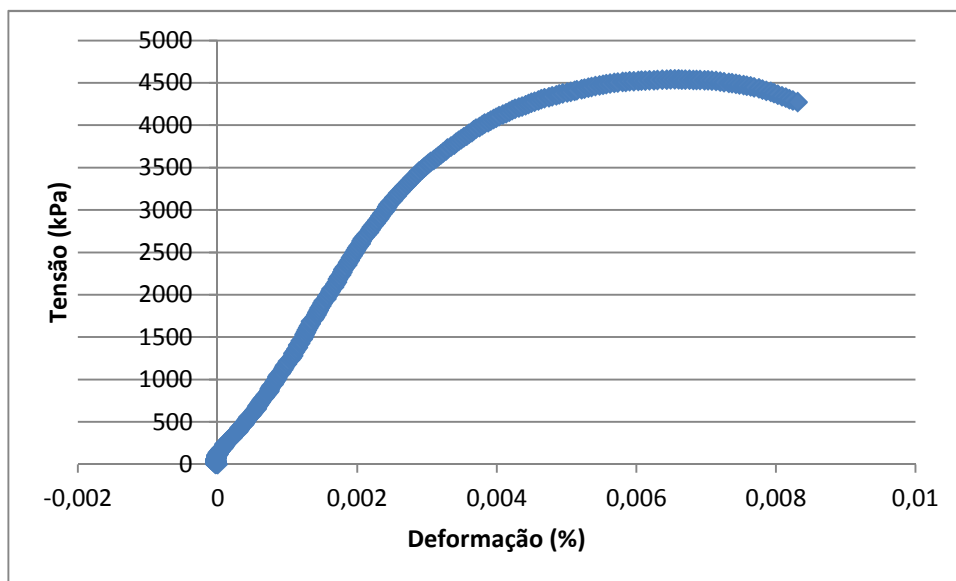


Figura 4.47 – Curva Tensão / Deformação

No Quadro 4.22, são apresentados os resultados relativos ao módulo elástico obtidos para os provetes ensaiados, com exceção do provete C_2_5, que devido a um problema na aquisição dos valores relativos à tensão e deformação não foi possível fazer a sua determinação. Os módulos foram determinados através de regressão linear do pontos constituintes dos troços rectilíneos.

Quadro 4.22 – Módulo de elasticidade à compressão

Designação do Proвете	Diâmetro (mm)	Altura (mm)	% compactação PM	q _u (MPa)	E (MPa)
C_2_0	149,6	264,5	98,8	0,379	1,6
C_3_0	149,7	264,5	97,3	0,490	1,7
C_4_0	149,8	264,8	97,2	0,511	1,4
C_1_2	148,1	266,5	99,0	4,539	2733
C_1_5	150,0	265,4	97,8	12,387	9454
C_2_5	149,7	265,3	101,1	14,153	ND
C_3_5	149,8	265,3	104,5	16,331	13914

5

Conclusões e Investigações Futuras

5.1. Conclusões

O presente trabalho integrou-se num projecto de investigação financiado pela Agência de Desenvolvimento e Investigação (ADI), com verbas do Programa Compete (QREN), liderado pela empresa Mota-Engil, SA, com parceria da FEUP. Aqui se apresentou um panorama dos requisitos exigidos para assegurar que materiais colocados em zonas de transição entre zonas de passagens inferiores para atravessamentos de obras de linha de aterros e os próprios. Os elevados investimentos associados à sua execução, tornaram evidente a necessidade de encontrar soluções eficientes do ponto de vista construtivo, e fáceis de manter durante a vida útil da obra. Os materiais estudados foram seleccionados entre aqueles que cumprem requisitos de normas ou cadernos de encargos da especialidade tendo como objectivo a determinação de parâmetros mecânicos, a partir de ensaios laboratoriais sobre diferentes combinações de compacidades e quantidades de um agente ligante (no caso, cimento Portland), com vista ao estabelecimento posterior de leis constitutivas utilizadas em modelos numéricos de comportamento das obras envolvidas.

Em concreto, foram estudadas misturas de agregado com cimento, nomeadamente de um calcário extraído de uma pedreira em Cantanhede. Desenvolveu-se uma caracterização dinâmica que permitiu aferir tendências de comportamentos em função de várias grandezas relevantes. Para além da identificação física dos materiais, realizaram-se ensaios de avaliação de velocidades de ondas sísmicos, ensaios de compressão diametral, ensaios triaxiais cíclicos e ensaios de compressão simples.

Foram submetidos um total de 26 provetes aos ensaios sísmicos. Neste ensaio procura-se identificar, por um lado, a velocidade de ondas de compressão (“P”) com recurso transdutores ultra-sónicos, e, de ondas distorcionais ou de corte, por outro, com recurso a *bender elements*.

O ensaio ultra-sónico apresenta resultados mais competentes e menos falíveis que os associados aos *bender elements*. Durante o ensaio não se observaram grandes oscilações devidos a factores externos, sendo obtidos, na grande maioria, sinais muito claros e de fácil interpretação. Porém constata-se uma perda de sinal significativa em provetes com baixo teor de cimento e baixo grau de compactação.

Por outro lado, a interpretação dos resultados do ensaio com recurso a *bender elements* em materiais granulares de partículas de grande dimensão (e, ainda mais, cimentadas) está eivada de em algumas incertezas, sendo muito criticado por vários autores. Os resultados apresentados foram de difícil interpretação, havendo uma acentuada interferência tanto de factores externos, como relacionados com falsas chegadas de ondas L. Amaral (2009) adoptou uma solução para minimizar as limitações e defeitos associados a este equipamento, que não pôde ser adaptado infelizmente no estudo presente, pois envolveria a colocação da extremidade do *bender* ou do *extender element* no interior do provete, o que provocaria a inviabilização do provete para os ensaios posteriores.

Estes ensaios “sísmicos” tiveram como objectivo determinar o módulo de elasticidade dinâmico, módulo de distorção dinâmico e coeficiente de Poisson dinâmico. Relativamente aos valores determinados para estes parâmetros através deste ensaio, é de salientar que o coeficiente de Poisson apresenta um resultado muito consistente, sendo praticamente constante para todos os provetes. No que se refere aos módulos de elasticidade dinâmico e de distorção dinâmico, os valores são crescentes no sentido do maior teor em cimento e grau de compactação, como seria de esperar.

Um dos objectivos da determinação do coeficiente de Poisson através do ensaio sísmico, era a comparação com os resultados adquiridos através do ensaio de compressão diametral, no qual estes valores apresentaram alguma oscilação por insuficiente controlo dos layouts dos dispositivos de medição e deslocamentos e cargas – que ainda se está a otimizar -, sendo em alguns casos até impossível de calcular qualquer valor. Os resultados obtidos deste parâmetro ficaram, assim, aquém das expectativas imediatas.

Durante a presente investigação, embora os resultados não tenham sido os melhores, realizaram-se grandes desenvolvimentos associados a este ensaio. Principalmente na componente de 60 graus, visto que já tinham sido desenvolvidos estudos no LabGeo da FEUP. No entanto, foram apenas, usados ainda, por suficiente confiabilidade, relativos a deformações num eixo perpendicular com o eixo de solicitação (horizontal).

Sendo apenas possível a determinação do coeficiente de Poisson por meio do conhecimento da deformação horizontal e a 60 graus, como já explicado nesta investigação, o melhoramento da disposição dos elementos de medida e a optimização dos transdutores é determinante no que se segue.

Este ensaio embora seja já utilizado em outros países, percebida a sua grande potencialidade, em Portugal apenas se está a dar os primeiros passos (no que se refere à análise a 60 graus). É, precisamente, por esta razão que os resultados obtidos têm tanta importância para o desenvolvimento do ensaio, permitindo encontrar as melhores soluções para a montagem e, até, para a forma de ensaio.

Foram realizados quinze ensaios de compressão diametral para diferentes teores de cimento (1%, 2%, 3%, 4% e 5%) e para diferentes graus de compactação (90%, 95% e 100%). Estes ensaios têm ainda como objectivo caracterizar o agregado de calcário relativamente ao módulo de elasticidade à tracção e à resistência à tracção.

De forma a garantir resultados mais credíveis por parte do ensaio brasileiro (forma coloquial de designar o ensaio de compressão diametral, que é um ensaio de tracção indirecta), e no que refere à determinação do coeficiente de Poisson, será necessário a elaboração de uma estrutura que garanta a perfeita colocação dos apoios com um afastamento de 60 graus entre eles. Estrutura essa que teria de impedir ainda a rotação da mesma durante a fase de ensaio.

Outro dos problemas que poderá ter provocado estes valores, é a ausência de rótula acoplada à célula de carga. A rotura do provete ocorria praticamente sempre pela parte posterior da máquina, isto sugere que o actuador aplicaria uma força mais concentrada na parte posterior do provete, ao invés de uma carga uniforme por toda a linha de contacto com o provete.

Relativamente ao módulo de elasticidade à tracção e da resistência à tracção, à excepção de alguns ensaios em que os resultados são pouco credíveis, a maioria correu bastante bem sendo os resultados dentro do expectável.

No que se refere ao ensaio triaxial cíclico, apenas foi possível a realização de dois ensaios, o que prejudica bastante uma comparação de resultados entre eles. Nos ensaios realizados os valores relativos aos módulo resiliente são bastante coerentes, sendo os valores bastante mais altos para o provete com 5% de teor em cimento do que para o com 2% de teor em cimento.

Durante os ensaios efectuados detectaram-se vários problemas associados à sua montagem e execução. Um dos obstáculos mais difíceis de transpor, relacionou-se com a estanqueidade do provete, pois de forma a colocar as ancoras que suportam os LVDT's, a membrana era furada. De forma a minimizar este problema era colocada cola tanto na âncora como à sua volta, o que por vezes não era suficiente para garantir a estanqueidade, levando assim à perda do ensaio. A morosa calibração do software associado à prensa, foi outro dos entraves associados a este ensaio.

De forma a permitir a realização deste ensaio, foram efectuadas calibrações dos três LVDT's utilizados no ensaio e da célula de carga utilizada.

Deste ensaio concluí-se que o módulo resiliente aumenta com o aumento do teor em cimento e do grau de compactação da mistura. O módulo aumenta ainda com a tensão de confinamento aplicada e com a tensão de desvio.

Um dos objectivos da fase de condicionamento do ensaio é o de minimizar a deformação permanente nas fases cíclicas seguintes do ensaio, tendo sido seguido o processo sugerido pela norma europeia vigente para materiais agregados não ligados, embora tal procedimento não tenha sido idealizado para misturas de solos e agregados ligados. Este condicionamento é determinante por ser representativo das condições de evolução dos materiais não cimentados durante o processo construtivo, duvidando-se (e os resultados assim apontam) do seu interesse – pelos menos com foi estipulado na norma - para os cimentados. Na análise dos resultados esse facto é bastante assinalável, sendo que em alguns casos essa deformação é praticamente nula.

Futuramente deverão ser realizados ensaios com diferentes teores de cimento e graus de compactação, de modo a caracterizar melhor a resposta mecânica (resiliência e acumulação de deformação plástica) de misturas de solo(agregado)-cimento em apreço neste estudo. Deverá adoptar-se ainda, durante a fase de estágios, um maior intervalo de tempo entre os patamares de carga, pois durante os ensaios ocorreram oscilações elevadas entre os vários estágios realizados.

Foram realizados sete ensaios de compressão simples (uniaxial), para teores em cimento de 0%, 2% e 5%, e para um grau de compactação de 100%. Este ensaio, a par do ensaio sísmico, foi estudado exaustivamente tanto no LabGeo como no laboratório da MotaEngil, SA, admitindo-se assim que os ensaios foram rodeados por um elevado cuidado. Neste ensaio determinaram-se os valores da tensão de rotura e do módulo de elasticidade à compressão, sendo os valores destes parâmetros crescentes com o aumento do teor de cimento, como esperado.

Foram comparados os resultados obtidos pelos ensaios de compressão diametral e de compressão simples e comparada a relação entre a tensão de rotura obtida nos dois neste estudo com os obtidos por Foppa (2007), em que a tensão de rotura à tracção correspondia a um intervalo entre os 9% e os 14% da rotura à tracção. Os resultados relativos à tensão de rotura à tracção para provetes de 2% e de 5% de teor de cimento encontram-se entre 8% e 11% da tensão de rotura à compressão.

Como apenas foram realizados ensaios para teores de cimento de 0%, 2% e 5%, futuramente deverão realizar-se ensaios para outros teores de cimento. Deverão ser ainda ensaiados provetes para diferentes graus de compactação, visto que no presente estudo apenas foram realizados ensaios para 100% de grau de compactação.

Os resultados da presente dissertação, têm como principal objectivo a determinação de parâmetros a utilizar na modelação de ligações entre aterro e obra de arte em traçado de alta velocidade. Foram definidas relações entre o módulo de elasticidade dinâmico, a resistência à tracção e do módulo de elasticidade à tracção, e um índice de vazios-cimento que vem sendo usado com base de trabalho nos grupos que vêm trabalhando em conjunto estes assunto (na FEUP e na UFRGS, Universidade Federal

do Rio Grande do Sul, em Porto Alegre, no Brasil). De salientar ainda que todas as regressões apresentam um coeficiente de determinação potencial superior a 94%. Estas relações permitem combinações entre o grau de compactação e o teor em cimento da mistura, que possibilitam a selecção do material mais adequado para cada caso em análise, garantindo ainda enveredar por escolhas económicas mais aliciantes, podendo optar entre um maior teor em cimento ou grau de compactação conforme a menor ou maior disponibilidade do agregado a utilizar.

5.2. Investigações Futuras

- Realizar ensaios com agregado de calcário com graus de compactação diferentes para os ensaio de compressão simples e triaxial cíclico;
- Elaboração de correlações entre a rotura à tracção e a rotura à compressão para o agregado utilizado.
- Criação de uma estrutura de suporte para o ensaio de compressão diametral e inserção de uma rotula na prensa;
- Realizar novos ensaios de compressão diametral, de forma a confirmar os resultados obtidos com a nova estrutura;
- Determinar o módulo resiliente em função do parâmetro indicial (I_{vc}) de relação da quantidade de cimento e grau de compactação;
- Construção de correlações entre os variados módulos (elasticidade à tracção, elasticidade à compressão, resiliente), e a percentagem de cimento e o grau de compactação.

BIBLIOGRAFIA

- ABCP (2002). Associação Brasileira de Cimento Portland - *Guia Básico de Utilização do Cimento Portland*. 7.ed. São Paulo.
- ABNT (1992). Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 12.253 (Solo-cimento – Dosagem para emprego como camada de pavimento*. Rio de Janeiro.
- AENOR (1996). Asociación Española de Normalización y Certificación. *UNE - 41240.- Cales para Construcción. Parte 1: Definiciones, Especificaciones y critérios de Conformidad*. Madrid.
- Amaral, M., Viana da Fonseca, A. e Fortunato, E. (2010). *Relatório para o projecto SIPAV, subprojecto B – Atravessamentos inferiores*. Financiado pela ADI (Programa Compete/QREN), Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto..
- Amaral, M. (2009). *Avaliação de módulos de distorção dinâmicos em misturas de solo-cimento com recurso a métodos de impluso sísmico e registos de modos de ressonância por análise espectral de séries de Fourier*. Dissertação de Mestrado em Engenharia, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- ASTM D 3282 (1993). *Standard Practice for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes*.
- 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. Proceedings of the 10th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Firenze, Vol. 3*.
- Barros, J. M. C. (1997) *Factores que afectam o Módulo de Distorção dos Solos*. Dissertação de Doutoramento em Engenharia, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Vol. 2.
- 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.
- Carbelon, R. C. (2008). *Reforço no solo com cimento, para plataforma de comboios de alta velocidade*. Dissertação de Doutoramento. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.
- Carneiro, A. (2009). *Parâmetros – chave de controlo do comportamento resiliente de saibros estabilizados com cimento. Estudo laboratorial em ensaios triaxiais cíclicos*. Dissertação de Mestrado Integrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- 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.
- CEN (2003a). *EN 13286-41: Unbound and hydraulically bound mixtures - Part 41: Test method for the determination of the compressive strength of hydraulically bound mixtures*.
- CEN (2003b). *EN 13286-42: Unbound and hydraulically bound mixtures - Part 42: Test method for the determination of the indirect tensile strength of hydraulically bound mixtures*.
- CEN (2003c). *EN 13286-43: Unbound and hydraulically bound mixtures - Part 43: Test method for the determination of the modulus of elasticity of hydraulically bound mixtures*.

- CEN (2003d). *NP EN 933-8 : Ensaio das propriedades geométricas dos agregados – Parte 8: Determinação do teor de finos – Ensaio do equivalente de areia.*
- CEN (2004a). *EN 13286-7: Unbound and hydraulically bound mixtures - Part 7: Cyclic load triaxial test for unbound mixtures.*
- CEN (2004b). *EN 13285-53: Unbound and hydraulically bound mixtures - Part 53: Methods for the manufacture of test specimens of hydraulically bound mixtures using axial compression.*
- CEN (2004c). *CEN ISO / TS 17892 – 4, October of 2004. Technical Specification. Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil - Part 4: Determination of particle size distribution.*
- CEN (2004d). *CEN ISO / TS 17893 – 4, October of 2004. Technical Specification. Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil - Part 3: Determination of particle density – Pycnometer method.*
- CEN (2004e). *EN 13286-50: Unbound and hydraulically bound mixtures – Part 50: Method for the manufacture of test specimens of hydraulically bound mixtures using Proctor equipment or vibrating table compaction.*
- CEN, (2006). *Mélanges traités aux liants hydrauliques-spécifications-partie 10: sol traité au ciment.* Bruxelles, Belgium.
- Costa, F. G. C (2008). *Desenvolvimento de um sistema automático para a monitorização e controlo de ensaios triaxiais de solos.* Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Consoli, N. C.; Viana da Fonseca, A.; Foppa, D. ; Festugato, L. (2005). *Análise de Variáveis-Chave no Controle da Resistência Mecânica de Solos Artificialmente Cimentados,* Porto Alegre.
- Consoli, N. C. *et al* (2007). *Key parameters for strength control of artificially cemented soils.* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Fevereiro de 2007 página 197-205,
- DNIT (2004). *Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transporte Manual de Pavimentação - Execução de sub-base de solo-cimento,* São Paulo.
- Felt, E. J. (1955). *Factors Influencing Physical Properties of Soil-cement Mixtures.* Research and Development Laboratories of the Portland Cement Association: Bulletin D5. Authorized Reprint from Bulletin 108 of the Highway Research Board, 1955, 138p.
- Ferreira, C. (2003). *Implementação e aplicação de transdutores piezoelétricos na determinação da velocidade das ondas sísmicas em provetes. Avaliação da qualidade de amostragem em solos residuais.* Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Fonseca, M. (2009). *Derivação em Triaxial Cíclico de Parâmetros de Estado e de Acção Sísmica que Induziram Liquefacção de Areias Dunares num Sismo em Argel. Sensibilidade das velocidades de ondas de corte como índice de risco.* Dissertação de Mestrado em Engenharia, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Foppa, D. (2005). *Análise de Variáveis-Chave no controle da Resistência Mecânica de Solos Artificialmente Cimentados.* Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.

- Fortunato, E. M. C (2005). *Renovação de plataformas rodoviárias. Estudos relativos à capacidade de carga*. Dissertação de Doutoramento. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- 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.
- Ingles, O G.; Metcalf, (1972). *J. B. Soil Stabilization – Principles and Practice*. Australia: Butterworths Pty. Limited. 366p.
- Ishizuka, Y., Abe, T., Koyama, H. & Komura, S., (1993). *Effects of strain rate and frequency on fatigue strength of rocks*. Proc. of JSCE. N°469, pp.15-24.
- 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.
- Lambe, T. W. e Whitman, R. V. (1969). *Soil Mechanics SI Version*. John Wiley and sons, New York. pp 553.
- Li, D. and Selig, E.T., (1994). Resilient Modulus for Fine-Grained Subgrade Soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 120(6): 939-957.
- Li, D. and Selig, E.T., (1996). *Cumulative Plastic Deformation for Fine-Grained Subgrade Soils*. *Journal of Geotechnical Engineering*, 122(12): 1006-1013.
- LCPC / SETRA (1992). *Construção de aterros e de leitos de pavimentos* (Fascículo I – Princípios gerais; Fascículo II – Anexos Técnicos).
- LCPC / SETRA(1992). *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 Compactação*. 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 actividades de estágio de investigação a iniciação. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Minguela, J. D. (2007). *Ejecución de los Suelos Estabilizados In Situ*. Jornada Explanadas Estabilizadas Y Capas de Firmes Tratadas com Cimento. Aspectos Prácticos”, Barcelona.
- Minguela, J. D. (2007). *Suelocemento*. Jornada Explanadas Estabilizadas Y Capas de Firmes Tratadas com Cimento. Aspectos Prácticos”, Barcelona.
- Namikawa, T. and Koseki, J. (2007). *Evaluation of tensile strength of cement-treated sand based on several types of laboratory tests*. *Soils and Foundations*, Vol.47, No.4, pp.657–674.

- Pereira, A. C. (2009). *Índice volumétrico vazios-cimento para avaliação de resistência e rigidez em areia grossa uniforme – Generalização a outros solos*. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- PG-3 (2003). *Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes* - Ministério de Fomento, Madrid.
- Prietto, P. D. M (2004). *Resistência e dilatância de solos cimentados: uma abordagem teórico-experimental*. Dissertação de Doutoramento. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.
- Rios Silva, S. et al (2009). *Strength and stiffness properties of mixtures of granitic soil-cement*. 17th International Conference on Soil Mechanics & Geotechnical Engineering, Alexandria, Egipto.
- Viana da Fonseca, A. et al (1997). *Interpretation of a footing load test on saprolitic soil from granite*. Géotechnique 47, n°3, página 633- 651.
- Vitali, O. P. M (2008). *Efeito da composição de misturas de solo-cimento nos parâmetros de rigidez e de resistência*. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia do Porto.
- Walid, D. I. F. (2007). *Cyclic loadings on cemented soils cured under stress*. Estágio de investigação. Faculdade de Engenharia do Porto.
- Werkmeister, S. (2003). *Permanent deformation behaviour of unbound granular materials in pavement constructions*. Dissertação de Doutoramento. Universidade Tecnológica de Dresden, Alemanha.
- Yeoh, C. and Airy, D.,(1998). *Drained cyclic response of an artificially cemented calcareous sand*, Proc. 2nd Int. Symp. on the Géotechnics of Hard Soils - Soft Rocks, Napoli, pp. 935-942.
- Yoshinaka, R. and Osada, M., (1995). *The comparison between dynamic and static strength of soft sedimentary rocks*. In: Y. Kiruchi (Editor), Rock Foundation. Balkema, pp. 109-114.
- Yoshinaka, R., Osada, M. and Tran, T.V., (1996). *Deformation behaviour of soft rocks during consolidated-undrained cyclic triaxial testing*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 33(6): 557-572.
- Yoshinaka, R., Tran, T.V. and Osada, M., (1997). *Mechanical behavior of soft rocks under triaxial cyclic loading conditions*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 34(3-4): 354.e1-354.e14.

Anexos

Anexos A1 – Folhas de Moldagem dos Provetes

Folha de Moldagem

Nome do provete: B_1_12

Data: 29/04/2010

Teor de água higroscópico:

	Finos	Grossos
m1	19,67	120,35
m2	131,61	764,33
m3	130,91	763,54
w (%)	0,6	0,1

Teor em água:

	Cápsula nº 10	Cápsula nº 11
m1	125,55	157,12
m2	889,24	894,92
m3	844,54	850,96
w (%)	6,2	6,3

Correcção Granulométrica:

Material [3/4;3/8]	2056
Material [3/8;#4]	1686
Material < # 4	4002
Material Rejeitado	1065

Quantidades:

Água (g)	Cimento (g)
489	74

Dimensões do provete:

H (mm)	D (mm)	M (g)
143,38	152,22	5407
143,32	152,06	

Folha de Moldagem

Nome do provete: B_1_25

Data: 28/04/2010

Teor de água higroscópico:

	Finos	Grossos
m1	19,67	120,35
m2	131,61	764,33
m3	130,91	763,54
w (%)	0,6	0,1

Teor em água:

	Cápsula nº 10	Cápsula nº 14
m1	125,54	118,39
m2	895,56	844,70
m3	850,33	805,03
w (%)	6,2	5,8

Correcção Granulométrica:

Material [3/4;3/8]	2056
Material [3/8;#4]	1686
Material < # 4	4002
Material Rejeitado	1065

Quantidades:

Água (g)	Cimento (g)
489	74

Dimensões do provete:

H (mm)	D (mm)	M (g)
143,70	152,56	5763
143,08	152,56	

Folha de Moldagem

Nome do provete: B_1_55

Data: 23/04/2010

Teor de água higroscópico:

	Finos	Grossos
m1	15,84	125,35
m2	93,67	540,38
m3	93,18	539,76
w (%)	0,6	0,1

Teor em água:

	Cápsula nº 11	Cápsula nº 13
m1	125,58	245,55
m2	899,13	1071,51
m3	857,20	1024,65
w (%)	5,8	6,0

Correcção Granulométrica:

Material [3/4;3/8]	2035
Material [3/8;#4]	1669
Material < # 4	4001
Material Rejeitado	1059

Quantidades:

Água (g)	Cimento (g)
485	76

Dimensões do provete:

H (mm)	D (mm)	M (g)
144,06	152,24	5407
143,00	152,22	

Folha de Moldagem

Nome do provete: B_2_12

Data: 19/04/2010

Teor de água higroscópico:

	Finos	Grossos
m1	20,28	120,33
m2	134,63	545,64
m3	134,09	545,29
w (%)	0,5	0,1

Teor em água:

	Cápsula nº 10	Cápsula nº 14
m1	245,49	125,52
m2	1232,45	1150,11
m3	1175,33	1089,00
w (%)	6,1	6,9

Correcção Granulométrica:

Material [3/4;3/8]	1922
Material [3/8;#4]	1576
Material < # 4	3744
Material Rejeitado	997

Quantidades:

Água (g)	Cimento (g)
471	140

Dimensões do provete:

H (mm)	D (mm)	M (g)
142,52	152,16	5397
143,94	152,10	

Folha de Moldagem

Nome do provete: B_2_25

Data: 24/03/2010

Teor de água higroscópico:

	Finos	Grossos
m1	9,82	101,32
m2	101,73	406,65
m3	101,32	406,21
w (%)	0,4	0,1

Teor em água:

	Cápsula nº 5	Cápsula nº
m1	120,31	125,34
m2	712,76	967,64
m3	681,97	927,40
w (%)	5,5	5,0

Correcção Granulométrica:

Material [3/4;3/8]	1951
Material [3/8;#4]	1600
Material < # 4	3827
Material Rejeitado	1015

Quantidades:

Água (g)	Cimento (g)
478	146

Dimensões do provete:

H (mm)	D (mm)	M (g)
143,80	152,34	5689
144,10	152,30	

Folha de Moldagem

Nome do provete: B_2_55

Data: 23/03/2010

Teor de água higroscópico:

	Finos	Grossos
m1	9,82	101,32
m2	101,73	406,65
m3	101,32	406,21
w (%)	0,4	0,1

Teor em água:

	Cápsula nº 18	Cápsula nº X21
m1	147,04	123,33
m2	820,10	649,58
m3	786,66	624,32
w (%)	5,2	5,0

Correcção Granulométrica:

Material [3/4;3/8]	1951
Material [3/8;#4]	1600
Material < # 4	3827
Material Rejeitado	1015

Quantidades:

Água (g)	Cimento (g)
478	146

Dimensões do provete:

H (mm)	D (mm)	M (g)
143,26	151,80	6020
143,28	152,14	

Folha de Moldagem

Nome do provete: B_3_12

Data: 16/04/2010

Teor de água higroscópico:

	Finos	Grossos
m1	20,28	120,33
m2	134,63	545,64
m3	134,09	545,29
w (%)	0,5	0,1

Teor em água:

	Cápsula nº 11	Cápsula nº 10
m1	245,52	125,52
m2	1180,40	939,65
m3	1127,89	888,03
w (%)	6,0	6,8

Correcção Granulométrica:

Material [3/4;3/8]	1970
Material [3/8;#4]	1615
Material < # 4	3868
Material Rejeitado	1025

Quantidades:

Água (g)	Cimento (g)
484	222

Dimensões do provete:

H (mm)	D (mm)	M (g)
142,70	151,92	5368
142,76	152,04	

Folha de Moldagem

Nome do provete: B_3_25

Data: 22/03/2010

Teor de água higroscópico:

	Finos	Grossos
m1	9,82	101,32
m2	101,73	406,65
m3	101,32	406,21
w (%)	0,4	0,1

Teor em água:

	Cápsula nº 2	Cápsula nº 19
m1	120,32	125,33
m2	832,93	907,00
m3	800,73	863,15
w (%)	4,7	6,2

Correcção Granulométrica:

Material [3/4;3/8]	1993
Material [3/8;#4]	1634
Material < # 4	3910
Material Rejeitado	1037

Quantidades:

Água (g)	Cimento (g)
488	223

Dimensões do provete:

H (mm)	D (mm)	M (g)
142,86	152,28	5690
143,00	150,54	

Folha de Moldagem

Nome do provete: B_3_55

Data: 19/03/2010

Teor de água higroscópico:

	Finos	Grossos
m1	20,13	125,34
m2	66,85	452,36
m3	66,64	451,95
w (%)	0,5	0,1

Teor em água:

	Cápsula nº 2	Cápsula nº 19
m1	120,33	125,35
m2	608,71	694,41
m3	582,44	667,70
w (%)	5,7	4,9

Correcção Granulométrica:

Material [3/4;3/8]	1959
Material [3/8;#4]	1607
Material < # 4	3845
Material Rejeitado	1020

Quantidades:

Água (g)	Cimento (g)
481	220

Dimensões do provete:

H (mm)	D (mm)	M (g)
145,00	150,00	6006
144,74	149,49	

Folha de Moldagem

Nome do provete: B_4_12

Data: 27/04/2010

Teor de água higroscópico:

	Finos	Grossos
m1	15,84	125,35
m2	93,67	540,38
m3	93,18	539,76
w (%)	0,6	0,1

Teor em água:

	Cápsula nº 10	Cápsula nº 5
m1	159,13	174,09
m2	945,09	919,40
m3	906,38	878,97
w (%)	5,2	5,7

Correcção Granulométrica:

Material [3/4;3/8]	2068
Material [3/8;#4]	1696
Material < # 4	4024
Material Rejeitado	1071

Quantidades:

Água (g)	Cimento (g)
499	296

Dimensões do provete:

H (mm)	D (mm)	M (g)
143,08	152,34	5432
143,60	152,06	

Folha de Moldagem

Nome do provete: B_4_25

Data: 20/04/2010

Teor de água higroscópico:

	Finos	Grossos
m1	15,84	125,35
m2	93,67	540,38
m3	93,18	539,76
w (%)	0,6	0,1

Teor em água:

	Cápsula nº 5	Cápsula nº
m1	174,09	ND
m2	1142,66	ND
m3	1089,61	ND
w (%)	5,8	ND

Correcção Granulométrica:

Material [3/4;3/8]	1913
Material [3/8;#4]	1569
Material < # 4	3760
Material Rejeitado	995

Quantidades:

Água (g)	Cimento (g)
461	285

Dimensões do provete:

H (mm)	D (mm)	M (g)
142,72	151,84	5694
143,40	151,92	

Folha de Moldagem

Nome do provete: B_4_55

Data: 22/04/2010

Teor de água higroscópico:

	Finos	Grossos
m1	15,84	125,35
m2	93,67	540,38
m3	93,18	539,76
w (%)	0,6	0,1

Teor em água:

	Cápsula nº 11	Cápsula nº 13
m1	118,39	182,95
m2	984,57	949,46
m3	935,34	909,56
w (%)	6,0	5,5

Correcção Granulométrica:

Material [3/4;3/8]	2080
Material [3/8;#4]	1706
Material < # 4	4088
Material Rejeitado	1082

Quantidades:

Água (g)	Cimento (g)
502	310

Dimensões do provete:

H (mm)	D (mm)	M (g)
143,00	125,46	5995
143,24	151,78	

Folha de Moldagem

Nome do provete: B_5_12

Data: 26/04/2010

Teor de água higroscópico:

	Finos	Grossos
m1	15,84	125,35
m2	93,67	540,38
m3	93,18	539,76
w (%)	0,6	0,1

Teor em água:

	Cápsula nº 10	Cápsula nº 11
m1	125,56	118,39
m2	870,61	884,51
m3	826,74	802,05
w (%)	6,3	6,2

Correcção Granulométrica:

Material [3/4;3/8]	2028
Material [3/8;#4]	1663
Material < # 4	3947
Material Rejeitado	1050

Quantidades:

Água (g)	Cimento (g)
520	386

Dimensões do provete:

H (mm)	D (mm)	M (g)
143,06	152,44	5505
144,22	152,14	

Folha de Moldagem

Nome do provete: B_5_25

Data: 25/03/2010

Teor de água higroscópico:

	Finos	Grossos
m1	9,82	101,32
m2	101,73	406,65
m3	101,32	406,21
w (%)	0,4	0,1

Teor em água:

	Cápsula nº 18	Cápsula nº X21
m1	147,03	123,33
m2	989,06	932,60
m3	944,93	890,11
w (%)	5,5	5,5

Correcção Granulométrica:

Material [3/4;3/8]	1985
Material [3/8;#4]	1628
Material < # 4	3895
Material Rejeitado	1033

Quantidades:

Água (g)	Cimento (g)
516	393

Dimensões do provete:

H (mm)	D (mm)	M (g)
143,94	152,94	5779
143,96	152,36	

Folha de Moldagem

Nome do provete: B_5_55

Data: 21/04/2010

Teor de água higroscópico:

	Finos	Grossos
m1	15,84	125,35
m2	93,67	540,38
m3	93,18	539,76
w (%)	0,6	0,1

Teor em água:

	Cápsula nº 11	Cápsula nº 10
m1	245,53	125,54
m2	1021,25	954,21
m3	977,51	909,12
w (%)	6,0	5,8

Correcção Granulométrica:

Material [3/4;3/8]	2040
Material [3/8;#4]	1673
Material < # 4	4010
Material Rejeitado	4061

Quantidades:

Água (g)	Cimento (g)
523	404

Dimensões do provete:

H (mm)	D (mm)	M (g)
143,02	152,00	6072
143,36	152,36	

Folha de Moldagem

Nome do provete: C_2_0

Data: 07/01/2010

Teor de água higroscópico:

	Finos	Grossos
m1		
m2		
m3		
w (%)		

Teor em água:

	Cápsula nº X21	Cápsula nº 8
m1	123,24	121,12
m2	714,51	717,57
m3	681,08	683,41
w (%)	6,0	6,1

Correcção Granulométrica:

Material [3/4;3/8]	3254
Material [3/8;#4]	2669
Material < # 4	6365
Material Rejeitado	

Quantidades:

Água (g)	Cimento (g)
799	0

Dimensões do provete:

H (mm)	D (mm)	M (g)
264,50	150,98	10496
264,50	148,74	

Folha de Moldagem

Nome do provete: C_3_0

Data: 08/01/2010

Teor de água higroscópico:

	Finos	Grossos
m1		
m2		
m3		
w (%)		

Teor em água:

	Cápsula nº 18	Cápsula nº 19
m1	147,00	125,29
m2	893,95	715,42
m3	853,82	683,69
w (%)	5,7	5,7

Correcção Granulométrica:

Material [3/4;3/8]	3254
Material [3/8;#4]	2669
Material < # 4	6365
Material Rejeitado	

Quantidades:

Água (g)	Cimento (g)
799	0

Dimensões do provete:

H (mm)	D (mm)	M (g)
264,50	149,64	10558
264,50	149,52	

Folha de Moldagem

Nome do provete: C_4_0

Data: 03/02/2010

Teor de água higroscópico:

	Finos	Grossos
m1		
m2		
m3		
w (%)		

Teor em água:

	Cápsula nº 18	Cápsula nº 19
m1	147,00	125,29
m2	893,91	615,42
m3	853,87	573,68
w (%)	5,9	5,9

Correcção Granulométrica:

Material [3/4;3/8]	3254
Material [3/8;#4]	2669
Material < # 4	6365
Material Rejeitado	

Quantidades:

Água (g)	Cimento (g)
799	0

Dimensões do provete:

H (mm)	D (mm)	M (g)
264,50	149,79	10528
264,50	149,83	

Folha de Moldagem

Nome do provete: C_1_2

Data: 09/03/2010

Teor de água higroscópico:

	Finos	Grossos
m1		
m2		
m3		
w (%)		

Teor em água:

	Cápsula nº 12	Cápsula nº 15
m1	155,11	152,18
m2	909,84	868,04
m3	882,65	816,86
w (%)	3,7	7,7

Correcção Granulométrica:

Material [3/4;3/8]	3251
Material [3/8;#4]	2666
Material < # 4	6379
Material Rejeitado	

Quantidades:

Água (g)	Cimento (g)
796	243

Dimensões do provete:

H (mm)	D (mm)	M (g)
264,50	147,46	10592
264,50	148,76	

Folha de Moldagem

Nome do provete: C_2_2

Data: 09/03/2010

Teor de água higroscópico:

	Finos	Grossos
m1		
m2		
m3		
w (%)		

Teor em água:

	Cápsula nº 18	Cápsula nº X21
m1	147,06	123,32
m2	1025,21	871,11
m3	979,93	834,32
w (%)	5,4	5,2

Correcção Granulométrica:

Material [3/4;3/8]	3251
Material [3/8;#4]	2666
Material < # 4	6379
Material Rejeitado	

Quantidades:

Água (g)	Cimento (g)
796	243

Dimensões do provete:

H (mm)	D (mm)	M (g)
265,50	149,98	10609
266,50	148,52	

Folha de Moldagem

Nome do provete: C_1_5

Data: 20/02/2010

Teor de água higroscópico:

	Finos	Grossos
m1		
m2		
m3		
w (%)		

Teor em água:

	Cápsula nº 21	Cápsula nº
m1	123,26	ND
m2	656,88	ND
m3	625,97	ND
w (%)	6,4	ND

Correcção Granulométrica:

Material [3/4;3/8]	3636
Material [3/8;#4]	2982
Material < # 4	7133
Material Rejeitado	

Quantidades:

Água (g)	Cimento (g)
1055	723

Dimensões do provete:

H (mm)	D (mm)	M (g)
265,30	150,00	10948
265,20	149,36	

Folha de Moldagem

Nome do provete: C_2_5

Data: 22/02/2010

Teor de água higroscópico:

	Finos	Grossos
m1		
m2		
m3		
w (%)		

Teor em água:

	Cápsula nº 11	Cápsula nº 14
m1	221,47	152,19
m2	1650,67	1600,05
m3	1556,16	1510,48
w (%)	7,1	6,6

Correcção Granulométrica:

Material [3/4;3/8]	3636
Material [3/8;#4]	2982
Material < # 4	7133
Material Rejeitado	

Quantidades:

Água (g)	Cimento (g)
1055	723

Dimensões do provete:

H (mm)	D (mm)	M (g)
265,30	150,00	10948
265,20	149,36	

Folha de Moldagem

Nome do provete: C_3_5

Data: 22/02/2010

Teor de água higroscópico:

	Finos	Grossos
m1		
m2		
m3		
w (%)		

Teor em água:

	Cápsula nº 18	Cápsula nº X21
m1	118,40	157,14
m2	1900,41	1749,93
m3	1793,28	1658,74
w (%)	6,4	6,1

Correcção Granulométrica:

Material [3/4;3/8]	3636
Material [3/8;#4]	2982
Material < # 4	7133
Material Rejeitado	

Quantidades:

Água (g)	Cimento (g)
1055	723

Dimensões do provete:

H (mm)	D (mm)	M (g)
264,50	149,89	11032
264,50	150,11	

Folha de Moldagem

Nome do provete: T_1_55

Data: 18/05/2010

Teor de água higroscópico:

	Finos	Grossos
m1	28,40	121,17
m2	155,04	809,64
m3	154,23	808,77
w (%)	0,6	0,1

Teor em água:

	Cápsula nº 10	Cápsula nº 14
m1	125,55	157,19
m2	1078,64	1009,96
m3	1028,60	960,68
w (%)	5,5	6,1

Correcção Granulométrica:

Material [3/4;3/8]	3446
Material [3/8;#4]	2826
Material < # 4	6706
Material Rejeitado	1784

Quantidades:

Água (g)	Cimento (g)
817	123

Dimensões do provete:

H (mm)	D (mm)	M (g)
264,95	150,62	10655
265,10	149,58	

Folha de Moldagem

Nome do provete: T_2_12

Data: 20/05/2010

Teor de água higroscópico:

	Finos	Grossos
m1	28,40	121,17
m2	155,04	809,64
m3	154,23	808,77
w (%)	0,6	0,1

Teor em água:

	Cápsula nº 10	Cápsula nº 14
m1	125,54	157,19
m2	1019,58	1075,00
m3	964,27	1019,52
w (%)	6,6	6,4

Correcção Granulométrica:

Material [3/4;3/8]	3433
Material [3/8;#4]	2816
Material < # 4	6681
Material Rejeitado	1778

Quantidades:

Água (g)	Cimento (g)
827	246

Dimensões do provete:

H (mm)	D (mm)	M (g)
265,50	150,20	9411
265,50	150,50	

Folha de Moldagem

Nome do provete: T_3_25

Data: 13/05/2010

Teor de água higroscópico:

	Finos	Grossos
m1	25,08	121,16
m2	169,19	888,40
m3	166,65	887,52
w (%)	1,8	0,1

Teor em água:

	Cápsula nº 10	Cápsula nº 14
m1	125,48	157,11
m2	966,92	984,87
m3	919,84	934,65
w (%)	5,9	6,5

Correcção Granulométrica:

Material [3/4;3/8]	3431
Material [3/8;#4]	2814
Material < # 4	6824
Material Rejeitado	1786

Quantidades:

Água (g)	Cimento (g)
750	385

Dimensões do provete:

H (mm)	D (mm)	M (g)
265,00	149,22	9989
265,50	151,16	

Folha de Moldagem

Nome do provete: T_5_12

Data: 20/05/2010

Teor de água higroscópico:

	Finos	Grossos
m1	25,08	121,16
m2	169,19	888,40
m3	166,65	887,52
w (%)	1,8	0,1

Teor em água:

	Cápsula nº 10	Cápsula nº 14
m1	125,50	157,23
m2	1096,75	1426,47
m3	1044,47	1355,35
w (%)	5,7	5,9

Correcção Granulométrica:

Material [3/4;3/8]	3381
Material [3/8;#4]	2772
Material < # 4	6723
Material Rejeitado	1760

Quantidades:

Água (g)	Cimento (g)
790	671

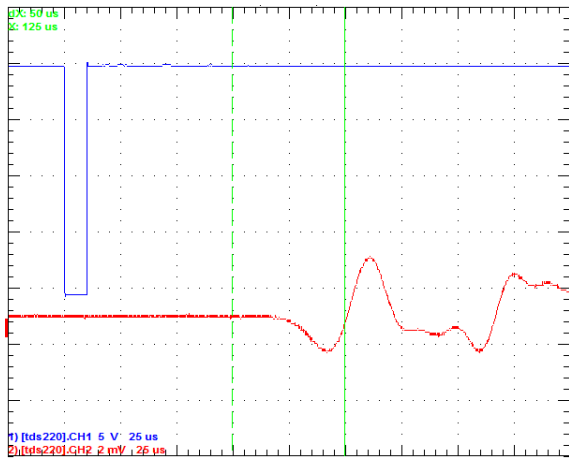
Dimensões do provete:

H (mm)	D (mm)	M (g)
265,50	150,90	9731
265,00	150,60	

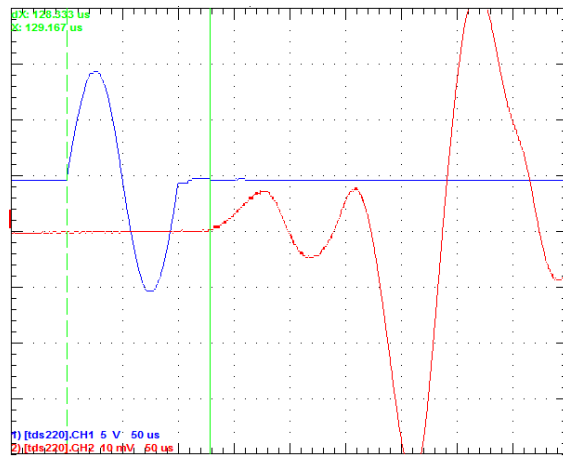
Anexos A2 – Ensaio de Compressão Diametral

Nome do provete	B_1_12
Ensaio de ondas longitudinais	SIM
Ensaio de ondas transversais	SIM
Ensaio de compressão diametral	SIM
Ensaio triaxial cíclico	NÃO
Ensaio de compressão simples	NÃO
Teor de cimento	1%
Grau de compactação	90%

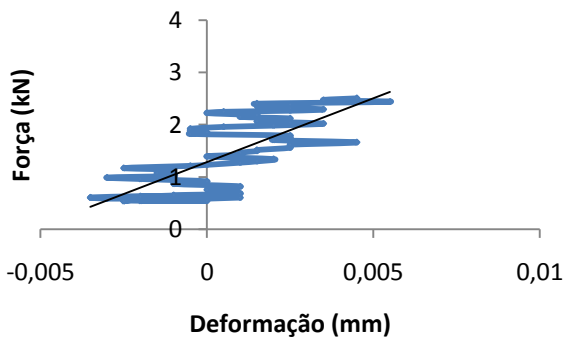
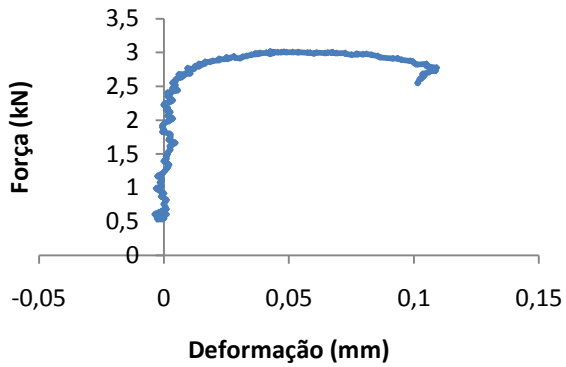
Ondas L



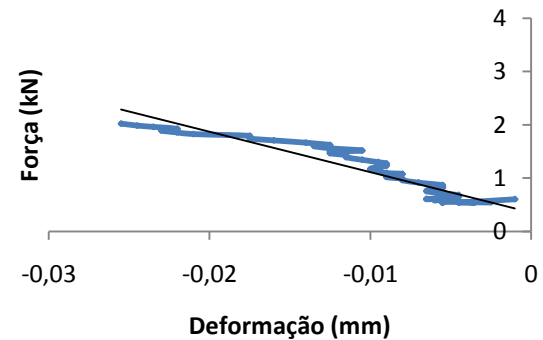
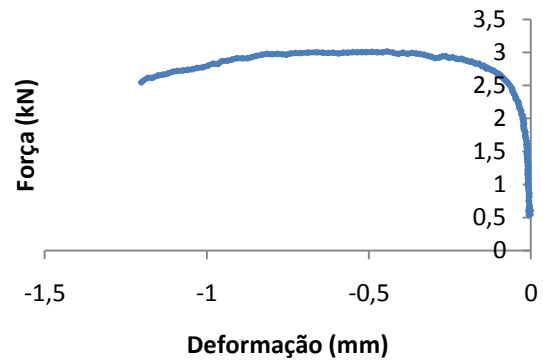
Ondas S



60 graus

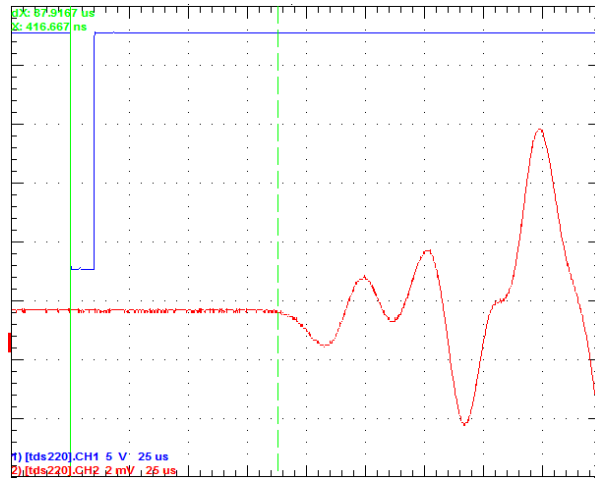


Horizontal

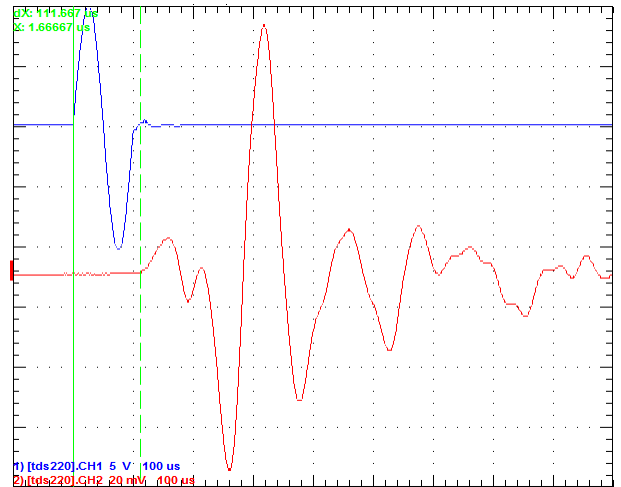


Nome do provete	B_1_25
Ensaio de ondas longitudinais	SIM
Ensaio de ondas transversais	SIM
Ensaio de compressão diametral	SIM
Ensaio triaxial cíclico	NÃO
Ensaio de compressão simples	NÃO
Teor de cimento	1%
Grau de compactação	95%

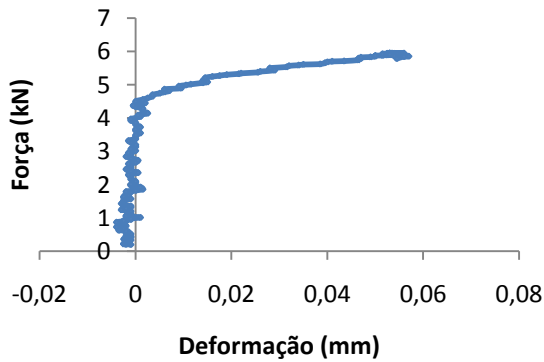
Ondas L



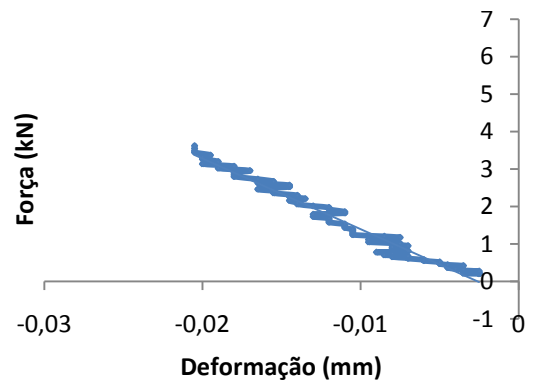
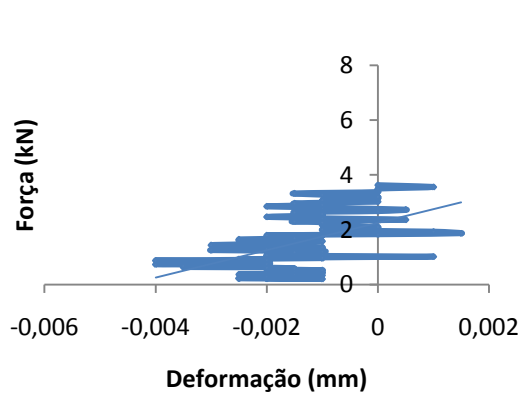
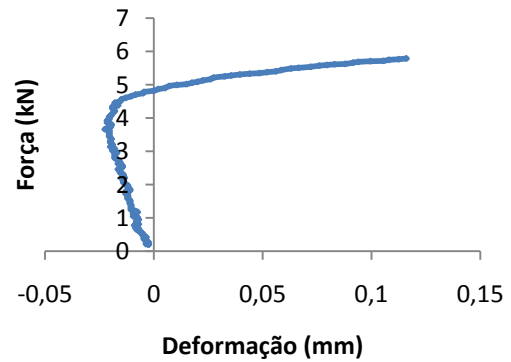
Ondas S



60 graus

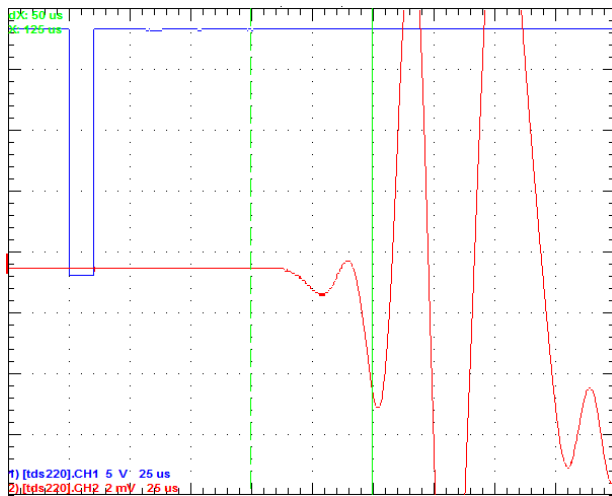


Horizontal

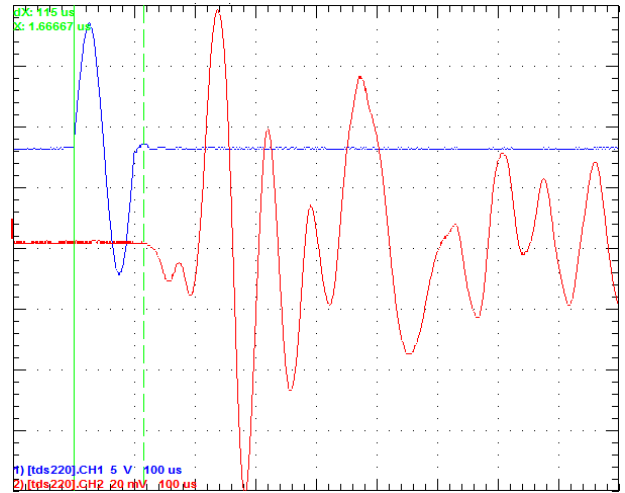


Nome do provete	B_1_55
Ensaio de ondas longitudinais	SIM
Ensaio de ondas transversais	SIM
Ensaio de compressão diametral	SIM
Ensaio triaxial cíclico	NÃO
Ensaio de compressão simples	NÃO
Teor de cimento	1%
Grau de compactação	100%

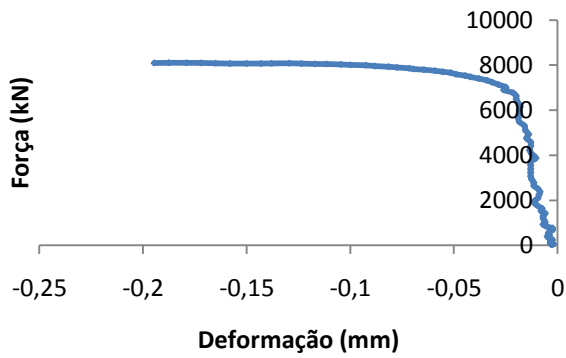
Ondas L



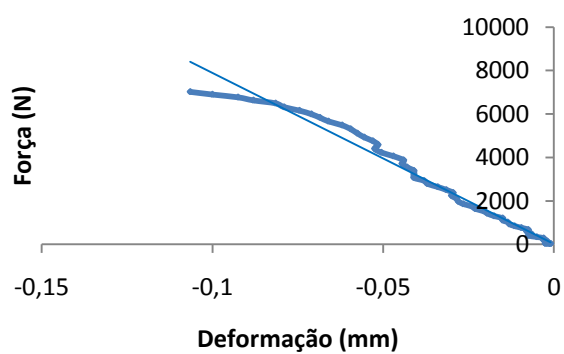
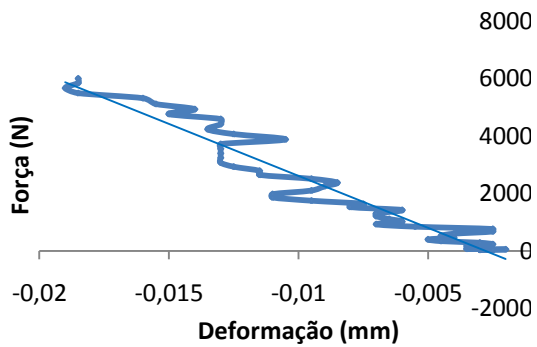
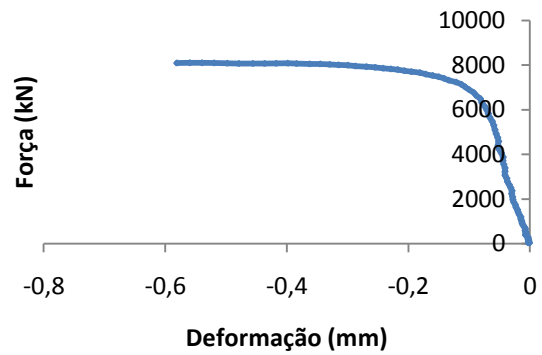
Ondas S



60 graus

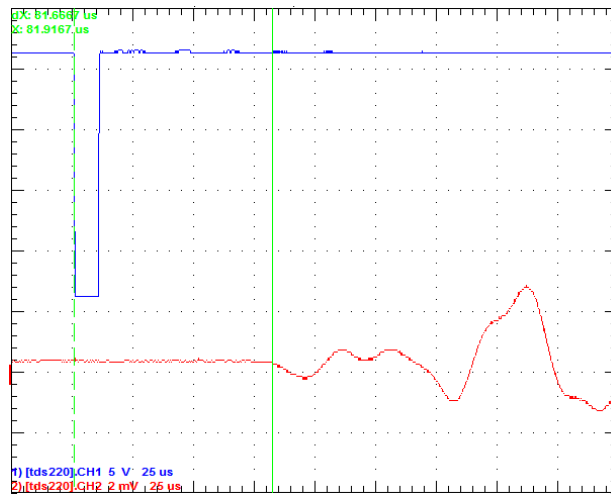


Horizontal

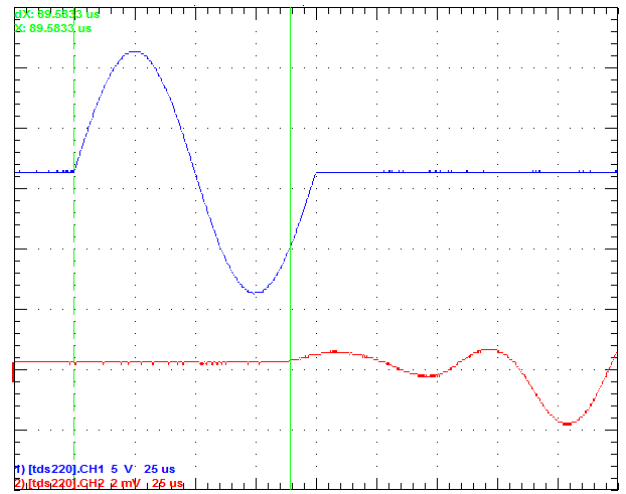


Nome do provete	B_2_12
Ensaio de ondas longitudinais	SIM
Ensaio de ondas transversais	SIM
Ensaio de compressão diametral	SIM
Ensaio triaxial cíclico	NÃO
Ensaio de compressão simples	NÃO
Teor de cimento	2%
Grau de compactação	90%

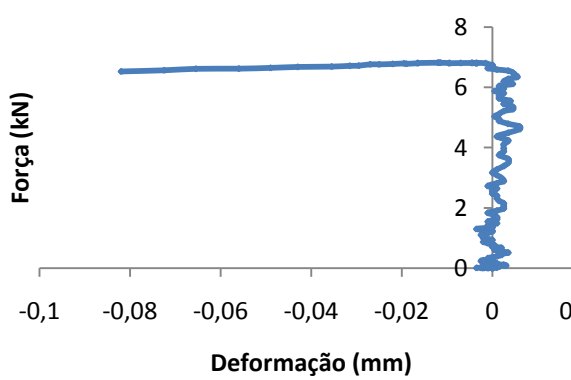
Ondas L



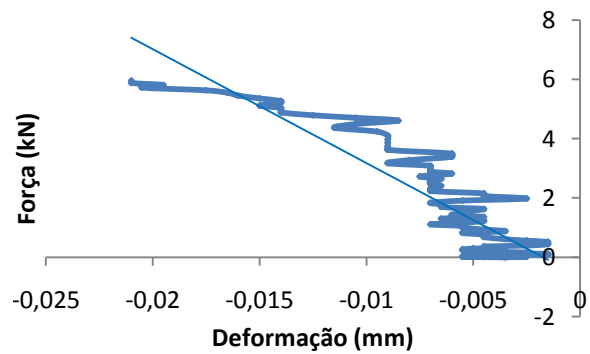
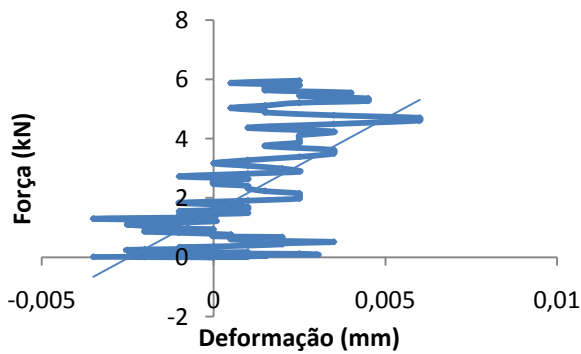
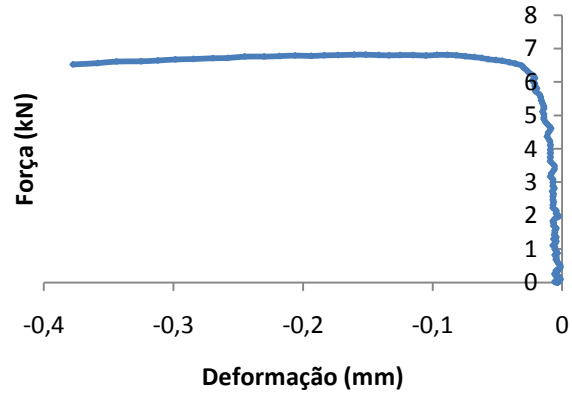
Ondas S



60 graus

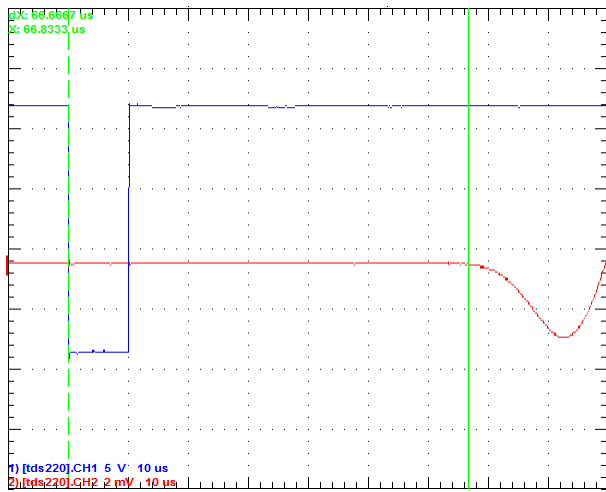


Horizontal

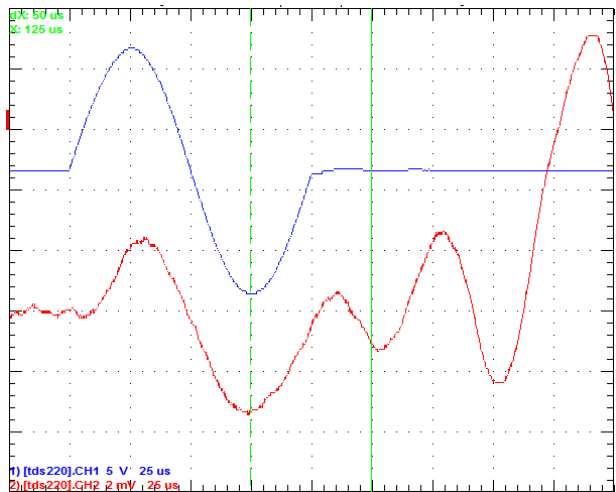


Nome do provete	B_2_25
Ensaio de ondas longitudinais	SIM
Ensaio de ondas transversais	SIM
Ensaio de compressão diametral	SIM
Ensaio triaxial cíclico	NÃO
Ensaio de compressão simples	NÃO
Teor de cimento	2%
Grau de compactação	95%

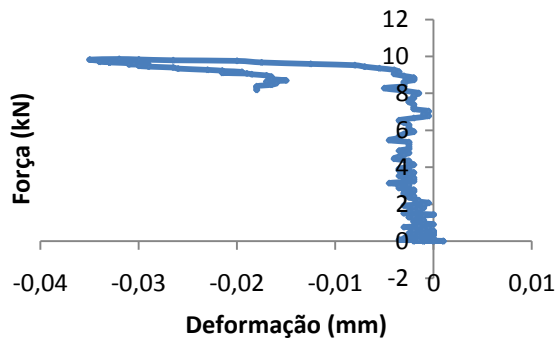
Ondas L



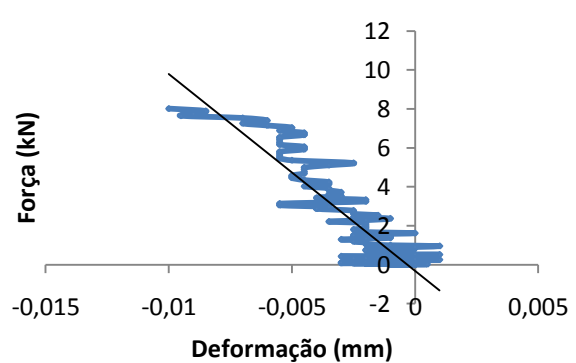
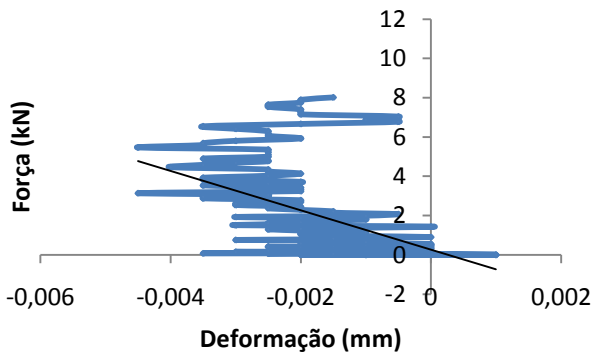
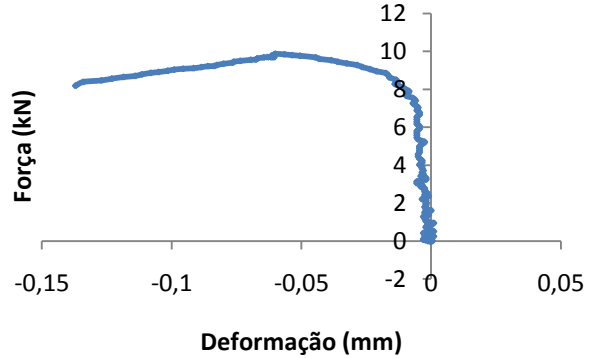
Ondas S



60 graus

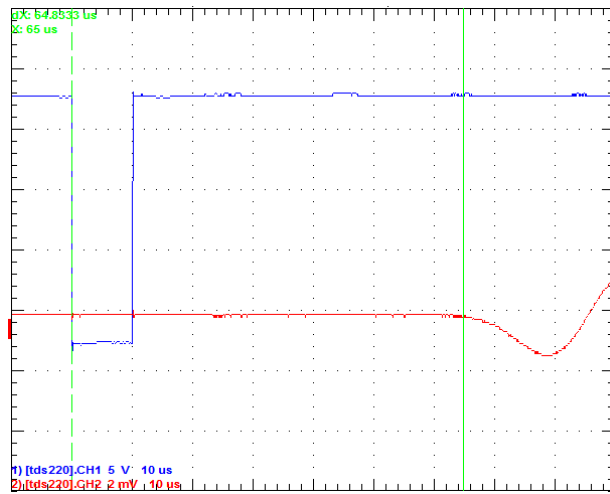


Horizontal

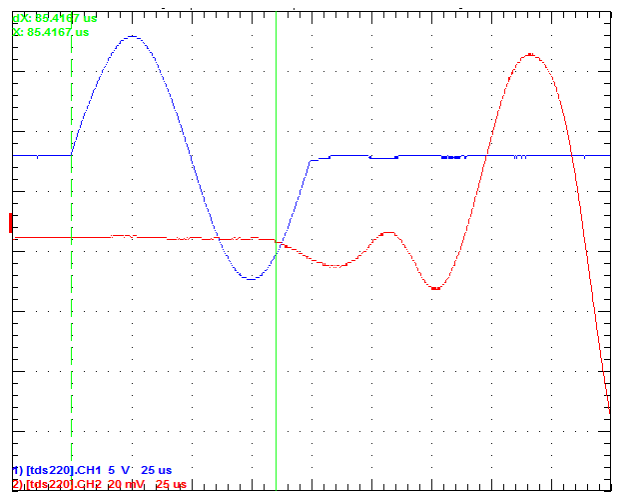


Nome do provete	B_2_55
Ensaio de ondas longitudinais	SIM
Ensaio de ondas transversais	SIM
Ensaio de compressão diametral	SIM
Ensaio triaxial cíclico	NÃO
Ensaio de compressão simples	NÃO
Teor de cimento	2%
Grau de compactação	100%

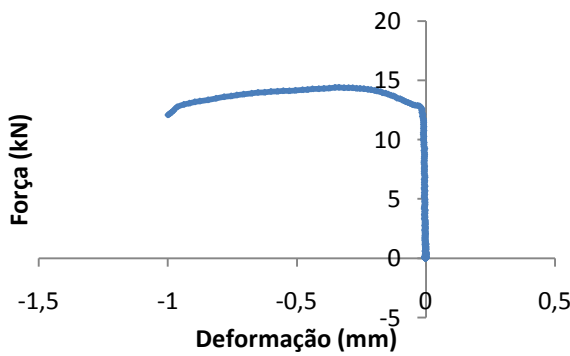
Ondas L



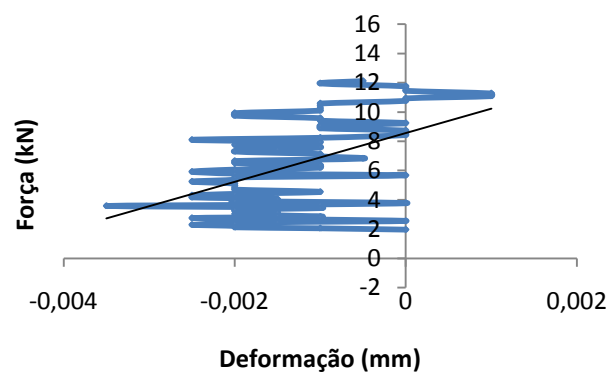
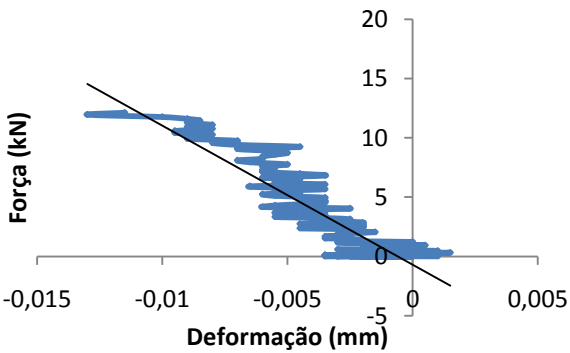
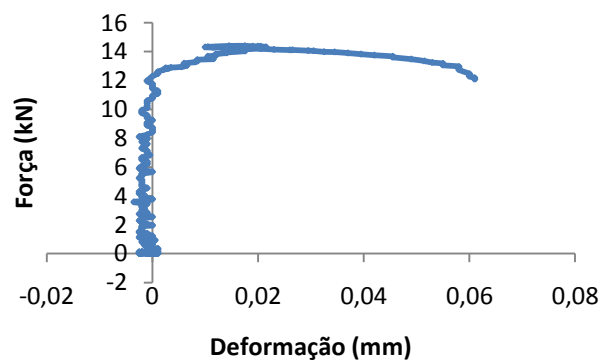
Ondas S



60 graus

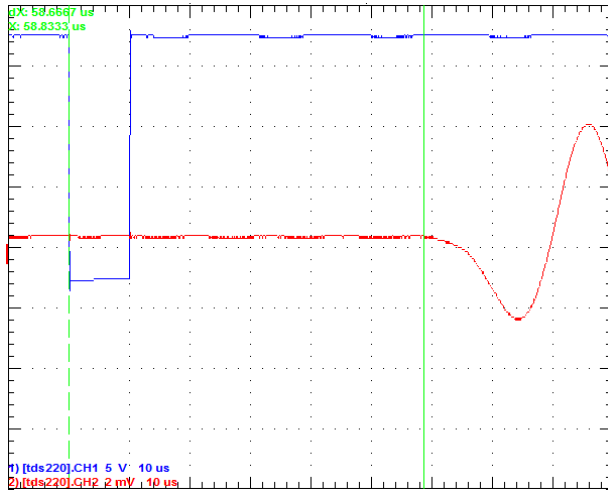


Horizontal

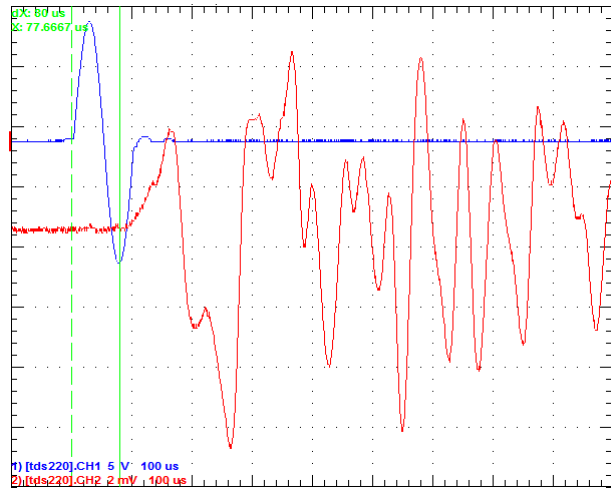


Nome do provete	B_3_12
Ensaio de ondas longitudinais	SIM
Ensaio de ondas transversais	SIM
Ensaio de compressão diametral	SIM
Ensaio triaxial cíclico	NÃO
Ensaio de compressão simples	NÃO
Teor de cimento	3%
Grau de compactação	90%

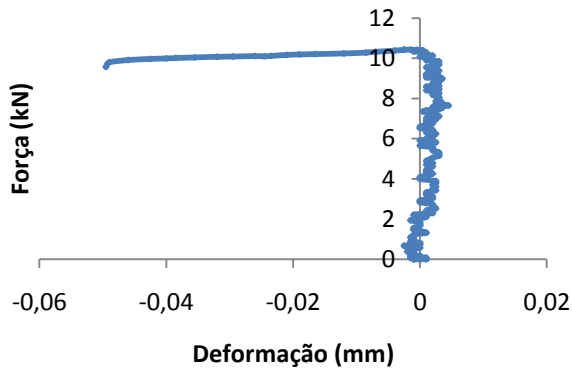
Ondas L



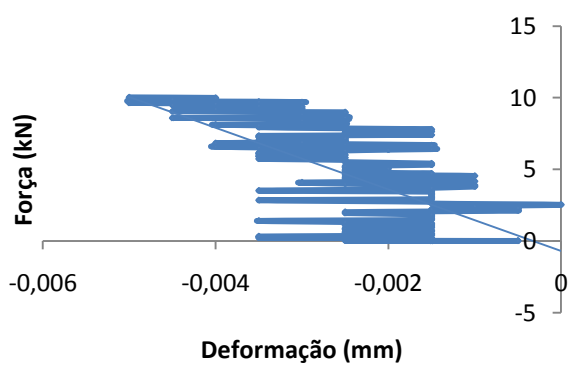
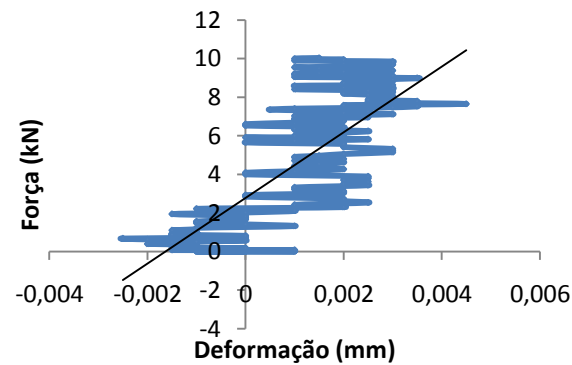
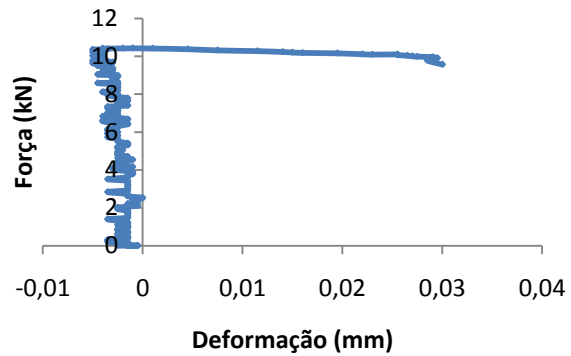
Ondas S



60 graus

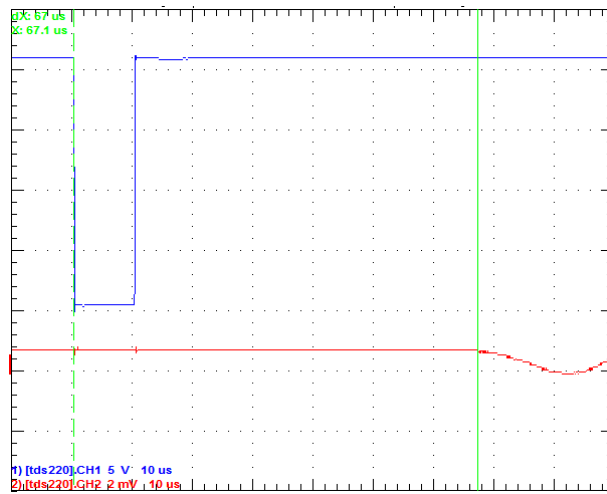


Horizontal



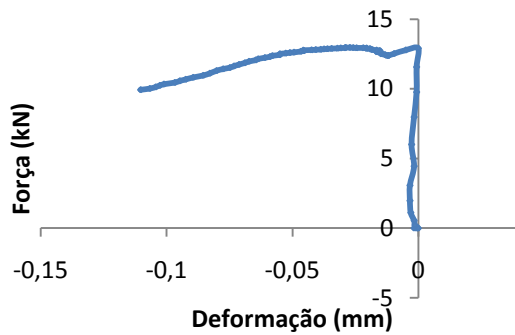
Nome do provete	B_3_25
Ensaio de ondas longitudinais	SIM
Ensaio de ondas transversais	SIM
Ensaio de compressão diametral	SIM
Ensaio triaxial cíclico	NÃO
Ensaio de compressão simples	NÃO
Teor de cimento	3%
Grau de compactação	95%

Ondas L

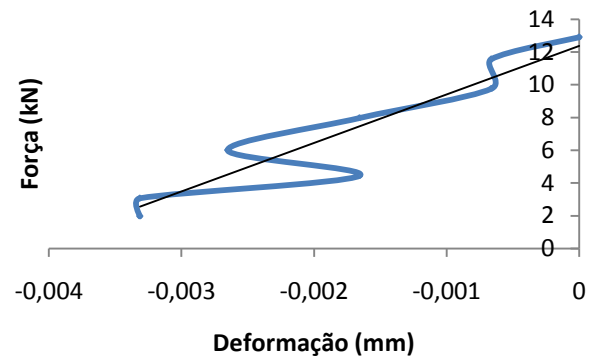
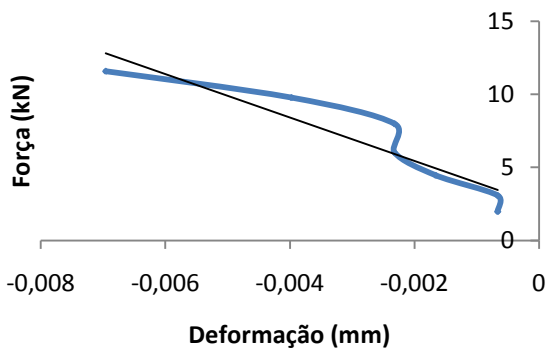
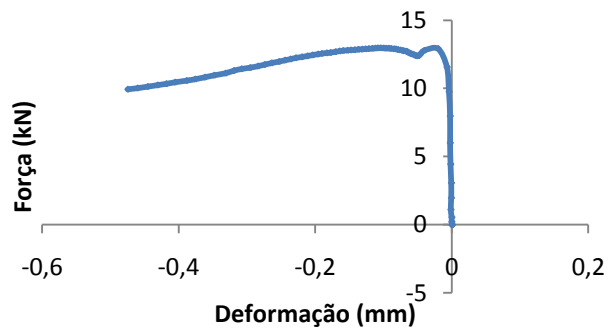


Ondas S

60 graus

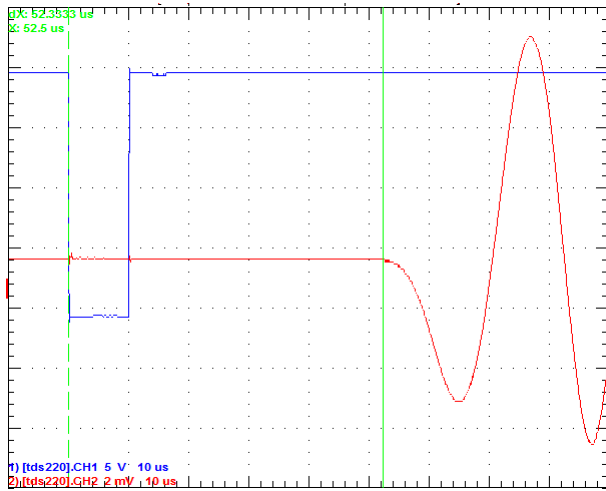


Horizontal



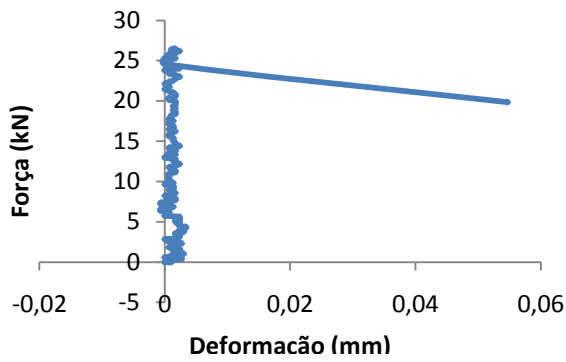
Nome do provete	B_3_55
Ensaio de ondas longitudinais	SIM
Ensaio de ondas transversais	SIM
Ensaio de compressão diametral	SIM
Ensaio triaxial cíclico	NÃO
Ensaio de compressão simples	NÃO
Teor de cimento	3%
Grau de compactação	100%

Ondas L

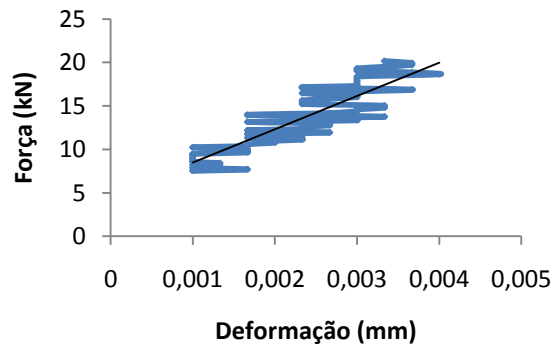
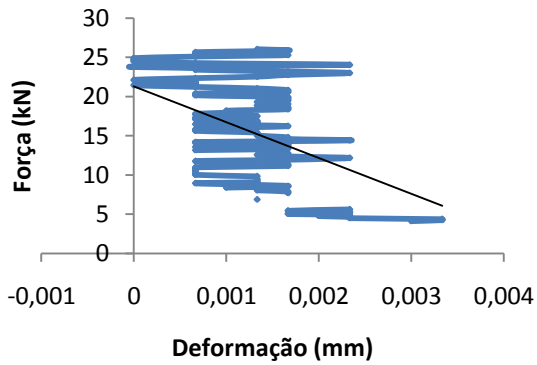
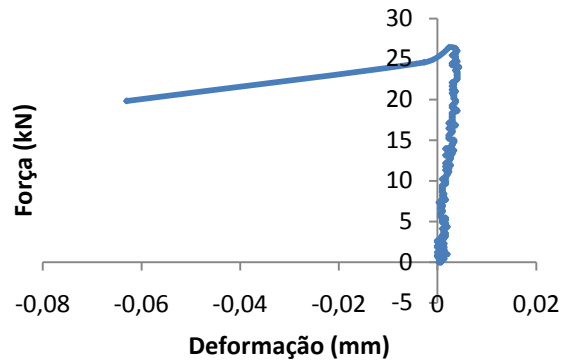


Ondas S

60 graus

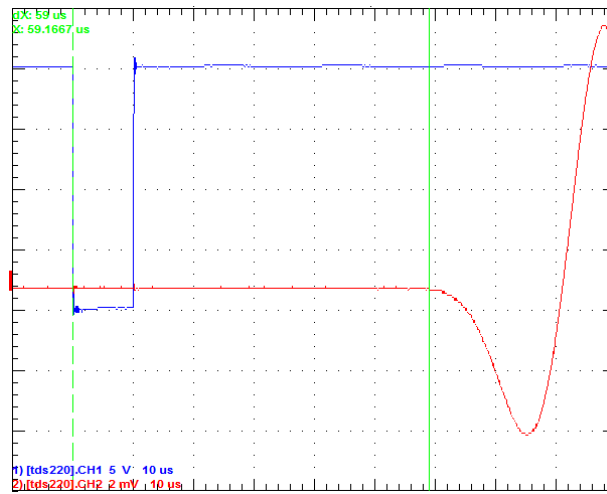


Horizontal

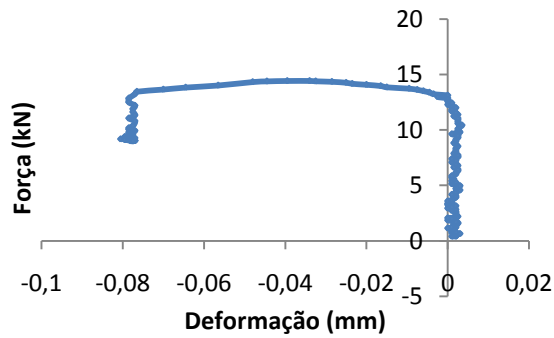


Nome do provete	B_4_12
Ensaio de ondas longitudinais	SIM
Ensaio de ondas transversais	SIM
Ensaio de compressão diametral	SIM
Ensaio triaxial cíclico	NÃO
Ensaio de compressão simples	NÃO
Teor de cimento	4%
Grau de compactação	90%

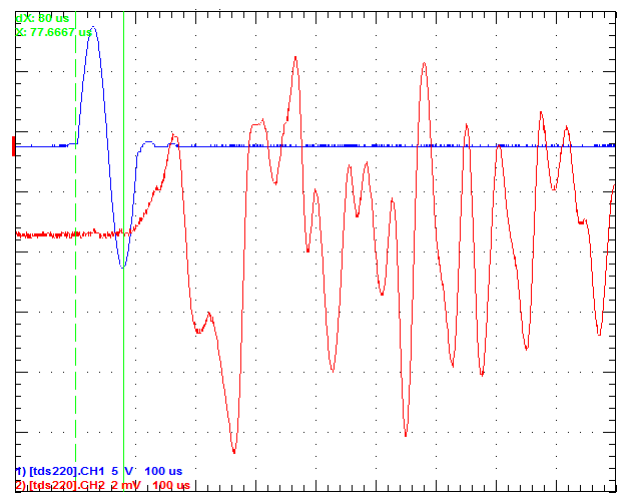
Ondas L



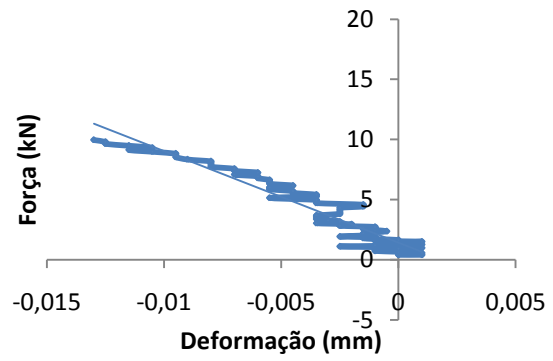
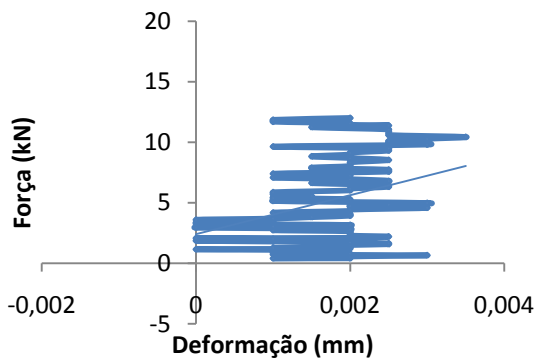
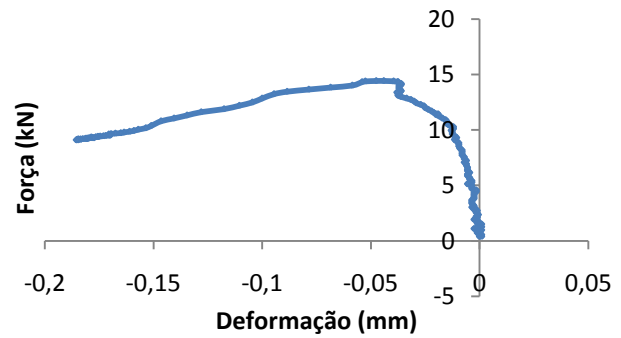
60 graus



Ondas S

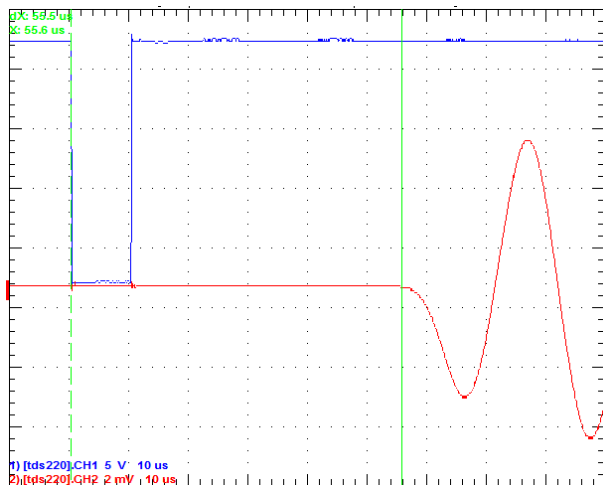


Horizontal

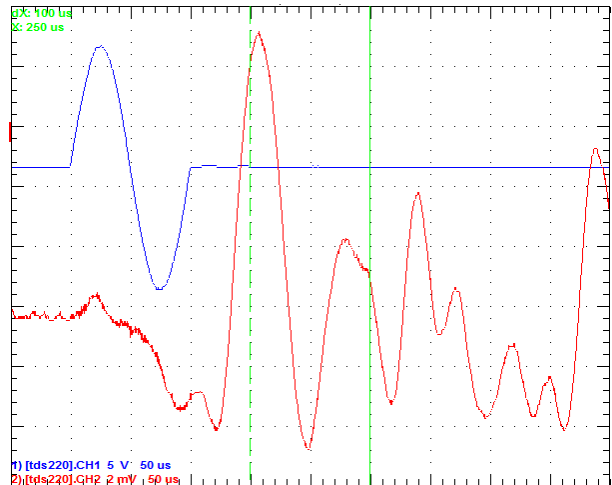


Nome do provete	B_4_25
Ensaio de ondas longitudinais	SIM
Ensaio de ondas transversais	SIM
Ensaio de compressão diametral	SIM
Ensaio triaxial cíclico	NÃO
Ensaio de compressão simples	NÃO
Teor de cimento	4%
Grau de compactação	95%

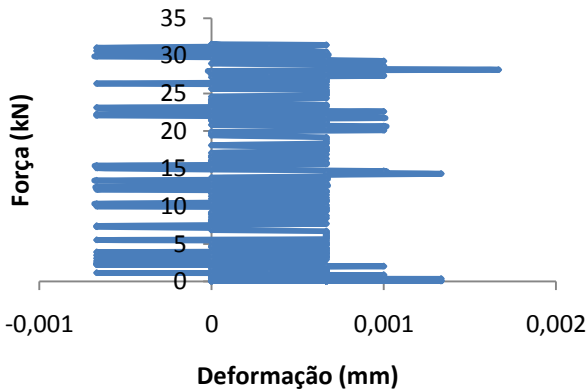
Ondas L



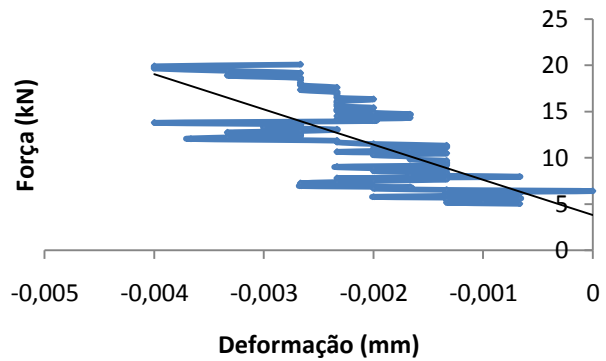
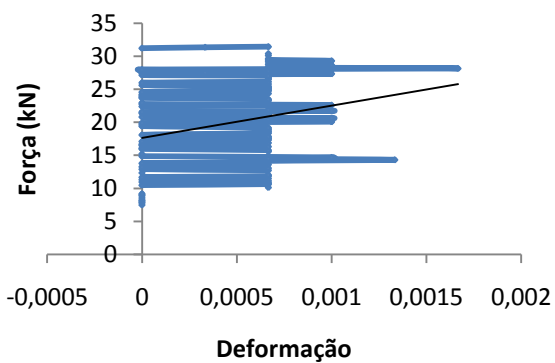
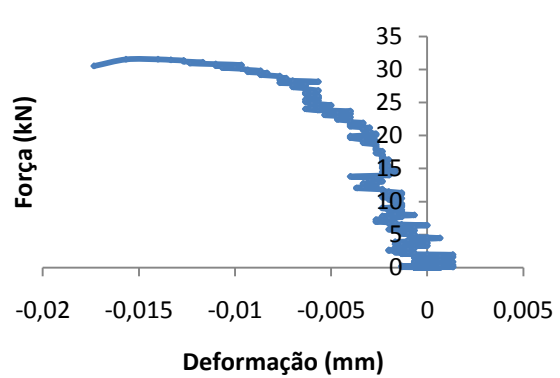
Ondas S



60 graus

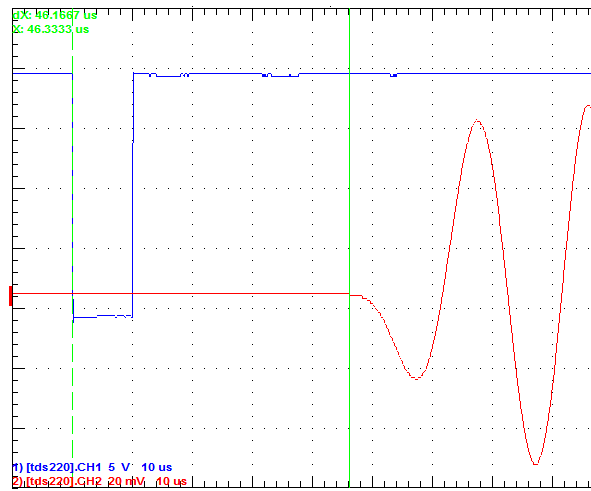


Horizontal

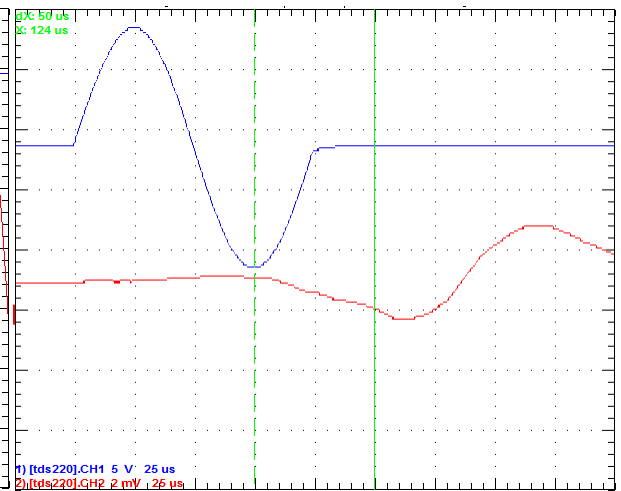


Nome do provete	B_4_55
Ensaio de ondas longitudinais	SIM
Ensaio de ondas transversais	SIM
Ensaio de compressão diametral	SIM
Ensaio triaxial cíclico	NÃO
Ensaio de compressão simples	NÃO
Teor de cimento	4%
Grau de compactação	100%

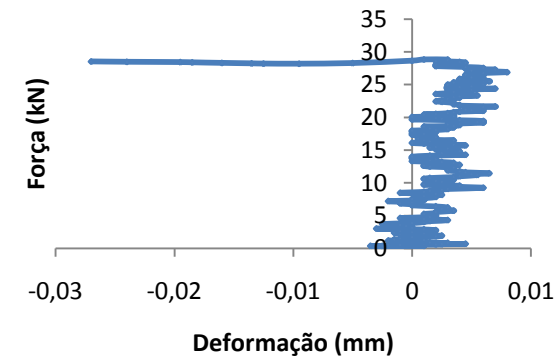
Ondas L



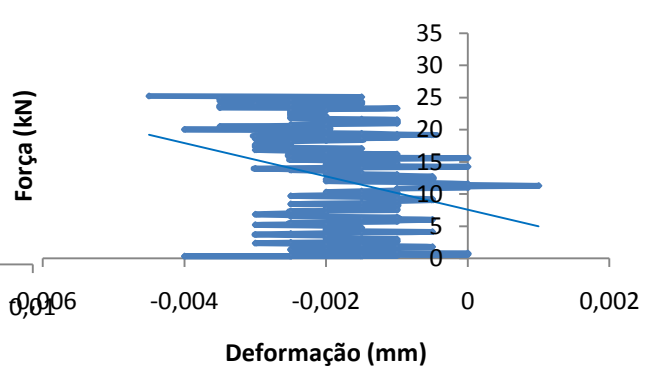
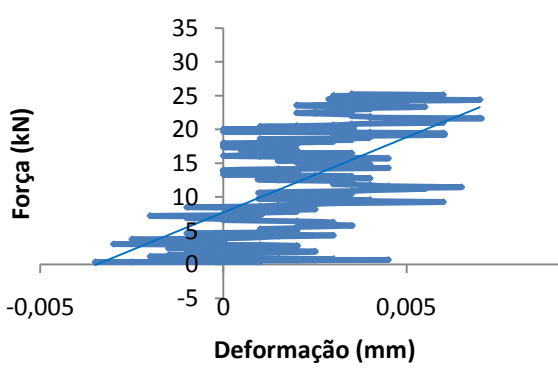
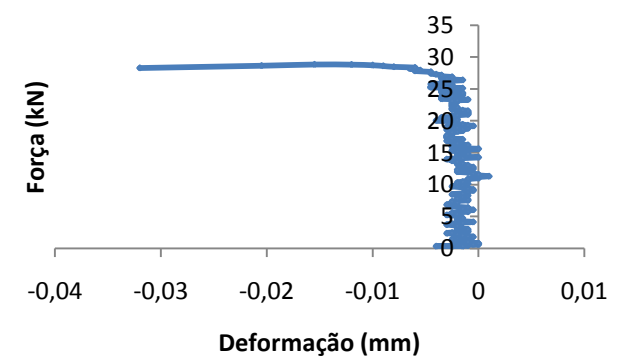
Ondas S



60 graus

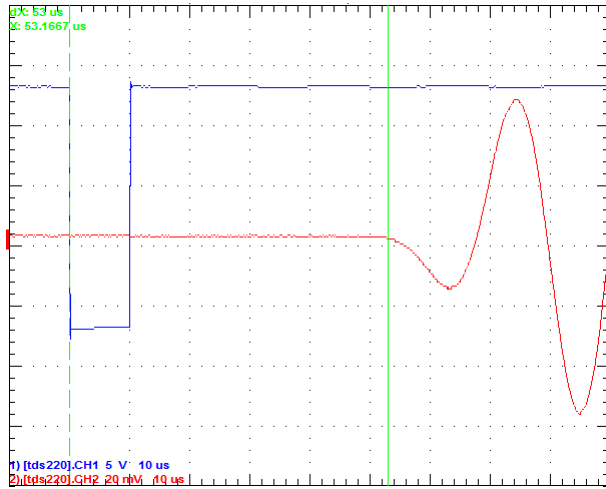


Horizontal

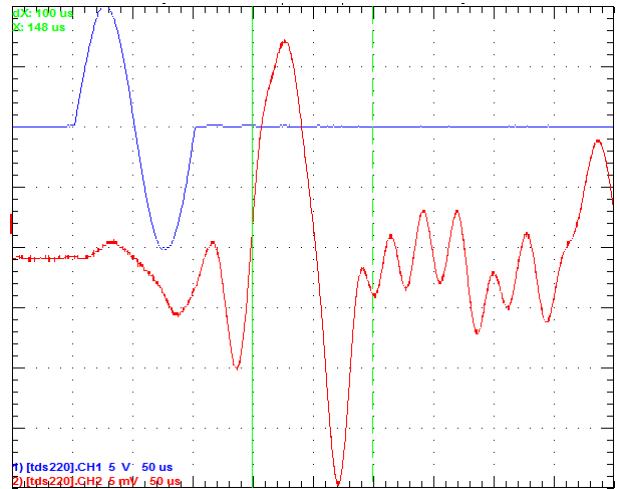


Nome do provete	B_5_12
Ensaio de ondas longitudinais	SIM
Ensaio de ondas transversais	SIM
Ensaio de compressão diametral	SIM
Ensaio triaxial cíclico	NÃO
Ensaio de compressão simples	NÃO
Teor de cimento	5%
Grau de compactação	90%

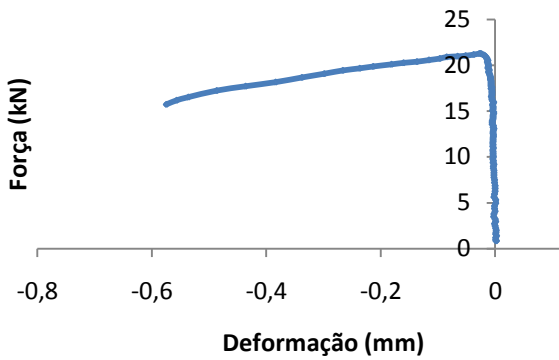
Ondas L



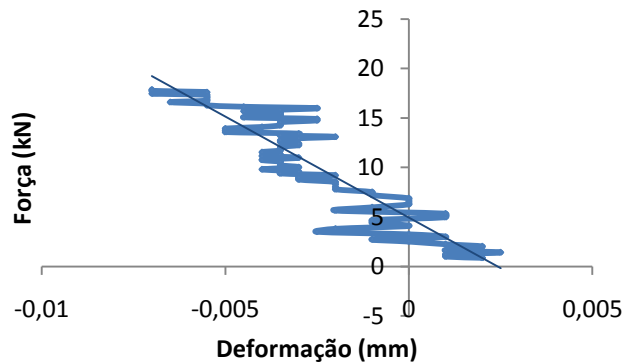
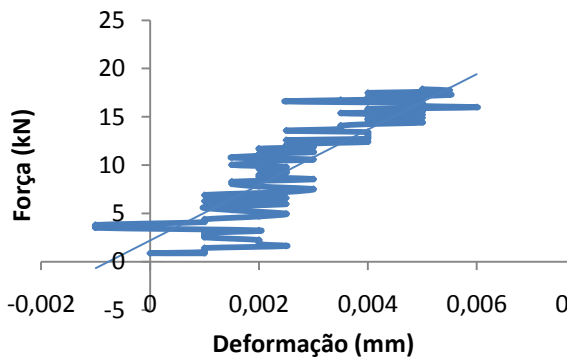
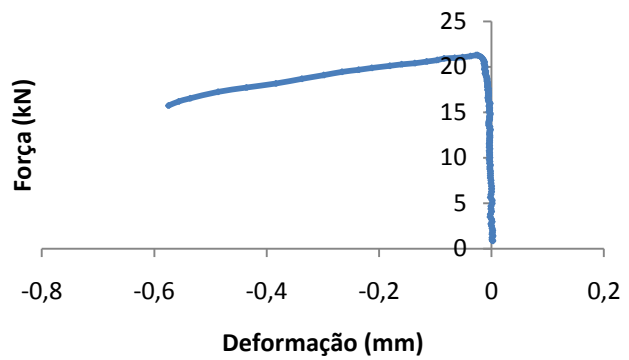
Ondas S



60 graus

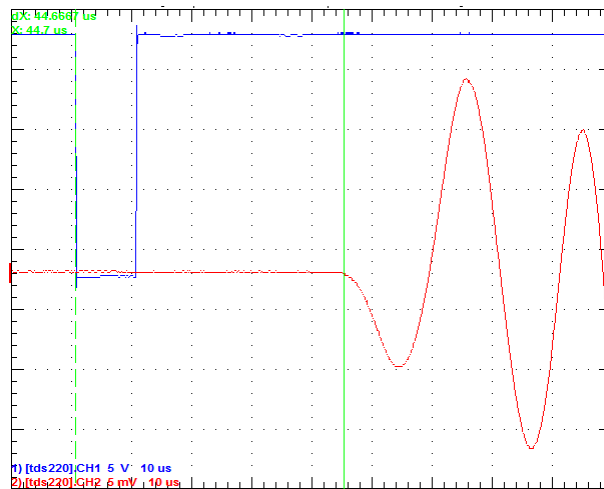


Horizontal

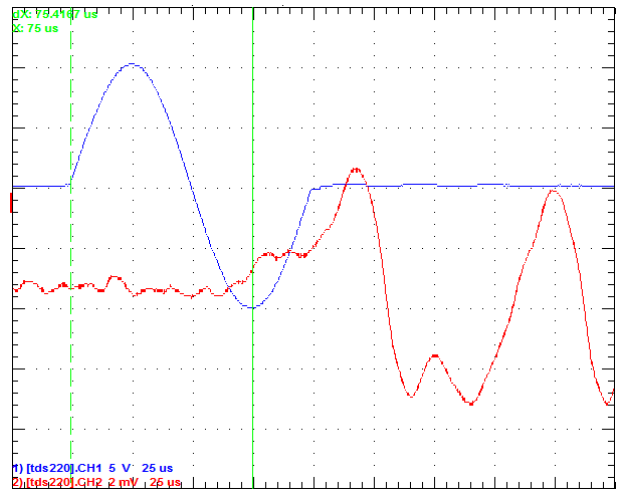


Nome do provete	B_5_25
Ensaio de ondas longitudinais	SIM
Ensaio de ondas transversais	SIM
Ensaio de compressão diametral	SIM
Ensaio triaxial cíclico	NÃO
Ensaio de compressão simples	NÃO
Teor de cimento	5%
Grau de compactação	95%

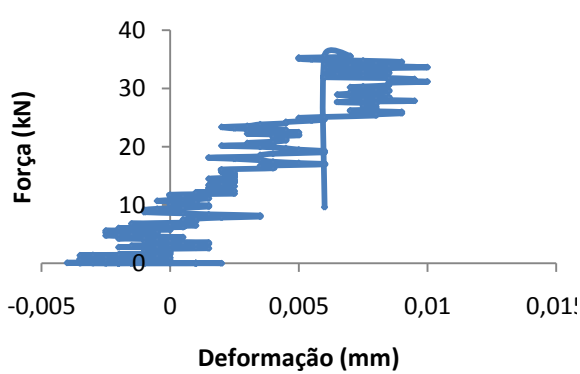
Ondas L



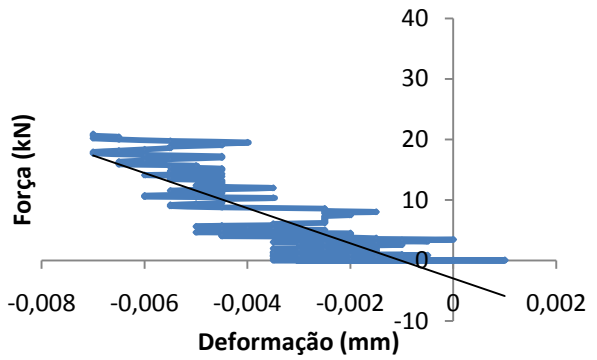
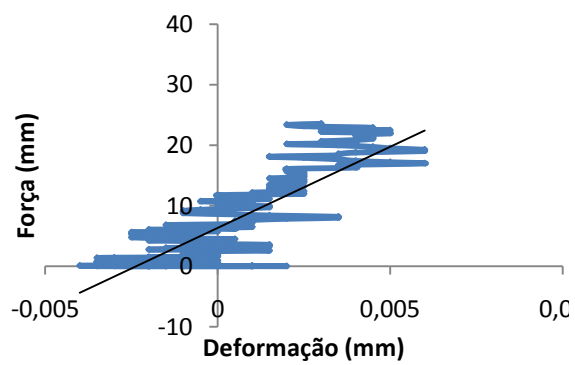
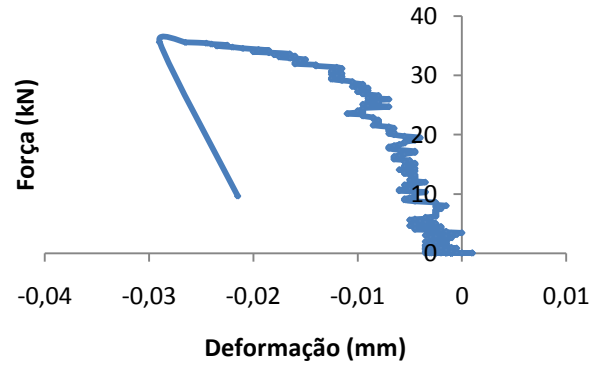
Ondas S



60 graus

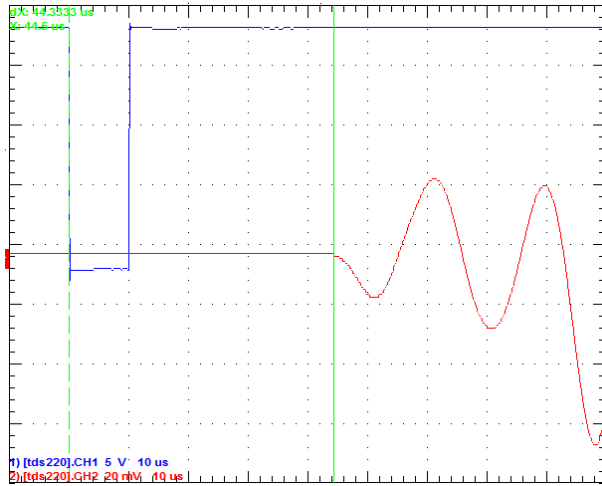


Horizontal

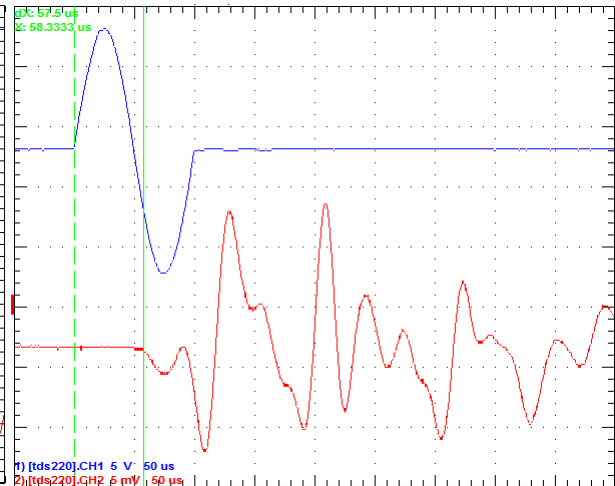


Nome do provete	B_5_55
Ensaio de ondas longitudinais	SIM
Ensaio de ondas transversais	SIM
Ensaio de compressão diametral	SIM
Ensaio triaxial cíclico	NÃO
Ensaio de compressão simples	NÃO
Teor de cimento	5%
Grau de compactação	100%

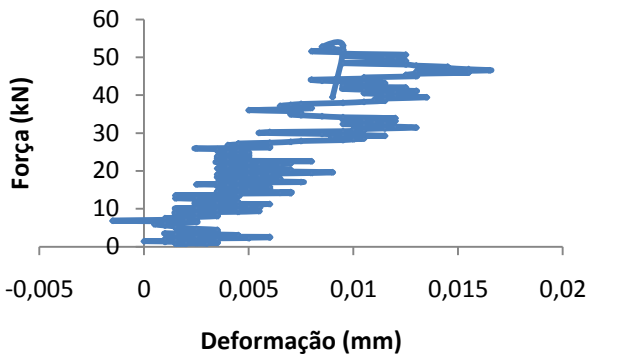
Ondas L



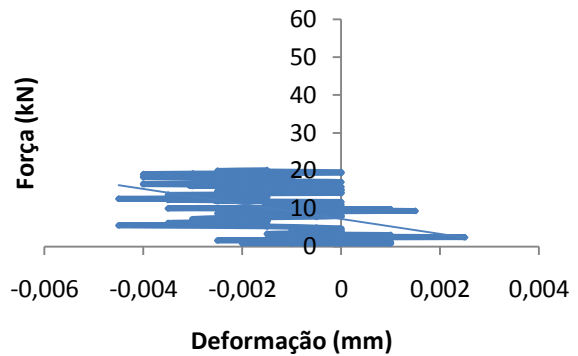
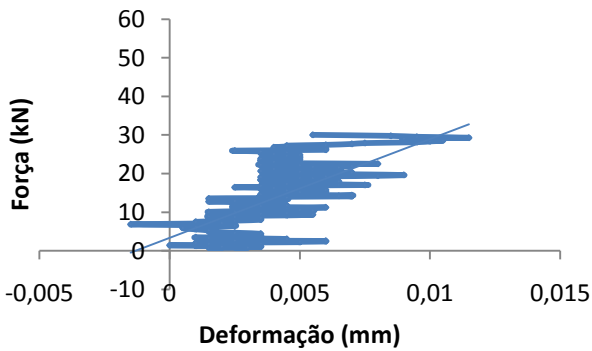
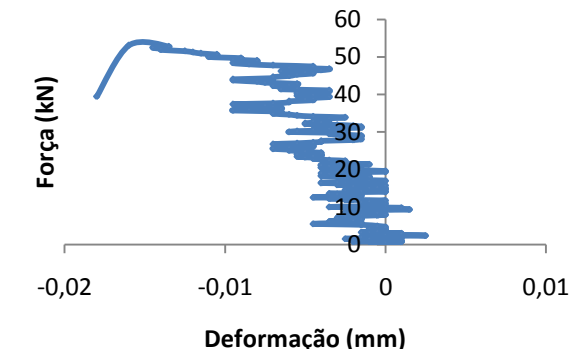
Ondas S



60 graus



Horizontal

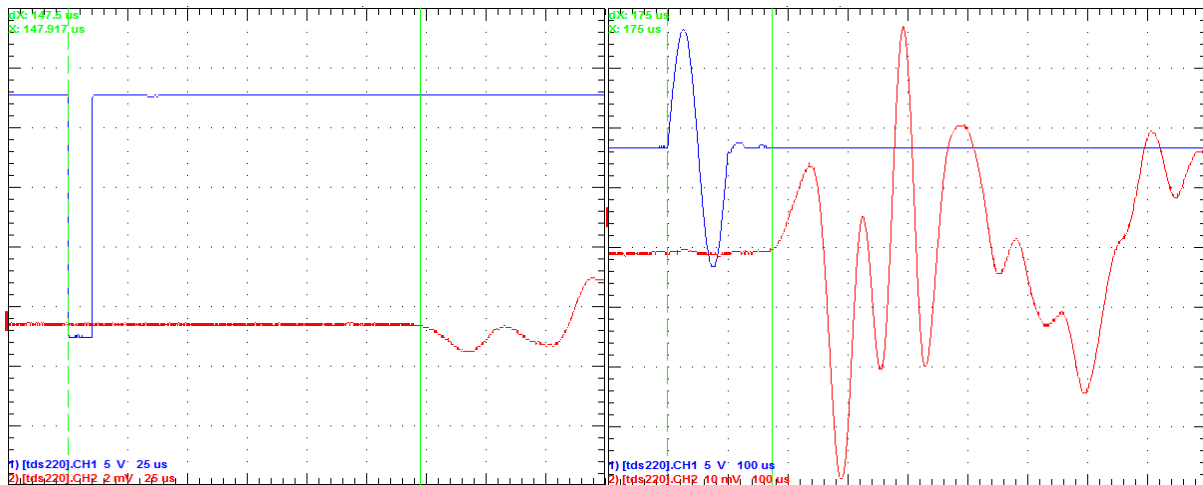


Anexos A3 – Ensaio Triaxial Cíclico

Nome do provete	T_1_55
Ensaio de ondas longitudinais	SIM
Ensaio de ondas transversais	SIM
Ensaio de compressão diametral	NÃO
Ensaio triaxial cíclico	SIM
Ensaio de compressão simples	NÃO
Teor de cimento	1%
Grau de compactação	100%

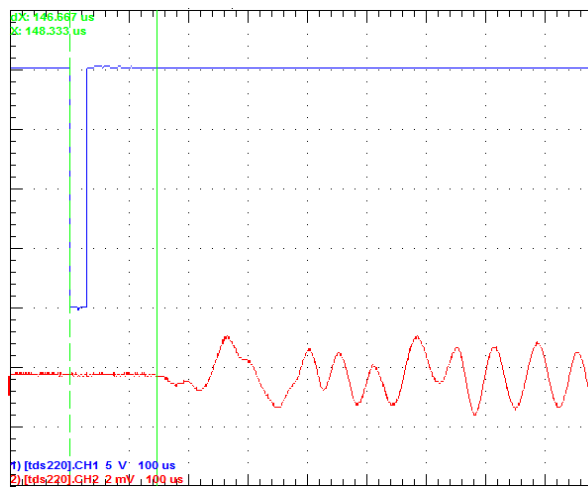
Ondas L

Ondas S

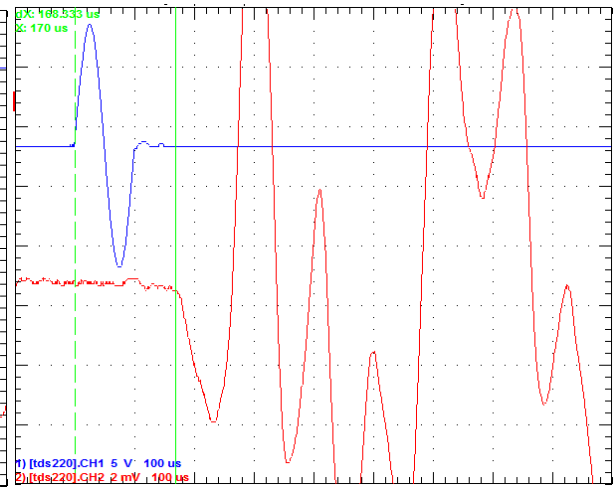


Nome do provete	T_2_12
Ensaio de ondas longitudinais	SIM
Ensaio de ondas transversais	SIM
Ensaio de compressão diametral	NÃO
Ensaio triaxial cíclico	SIM
Ensaio de compressão simples	NÃO
Teor de cimento	2%
Grau de compactação	90%

Ondas L



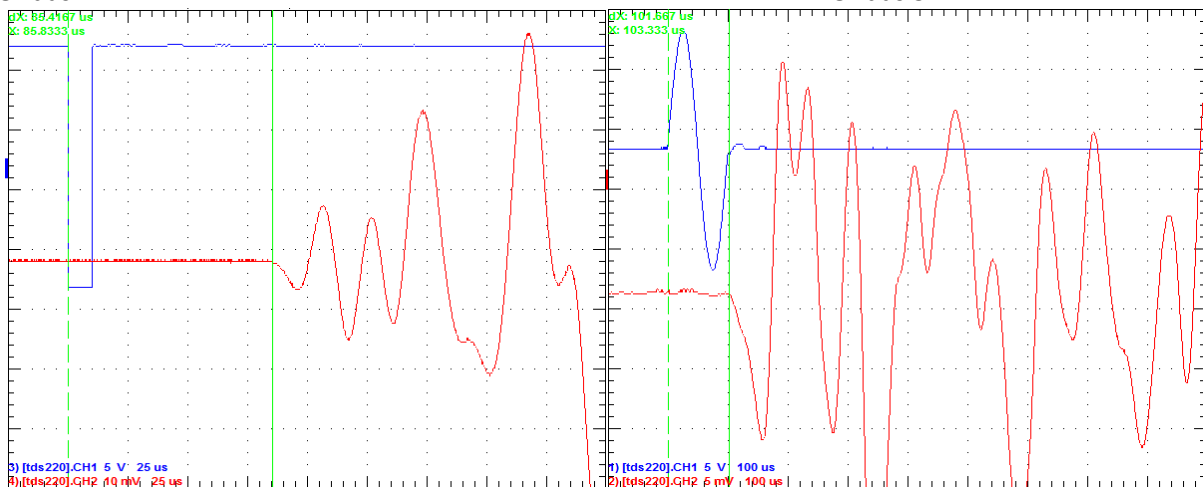
Ondas S



Nome do provete	T_3_25
Ensaio de ondas longitudinais	SIM
Ensaio de ondas transversais	SIM
Ensaio de compressão diametral	NÃO
Ensaio triaxial cíclico	SIM
Ensaio de compressão simples	NÃO
Teor de cimento	3%
Grau de compactação	95%

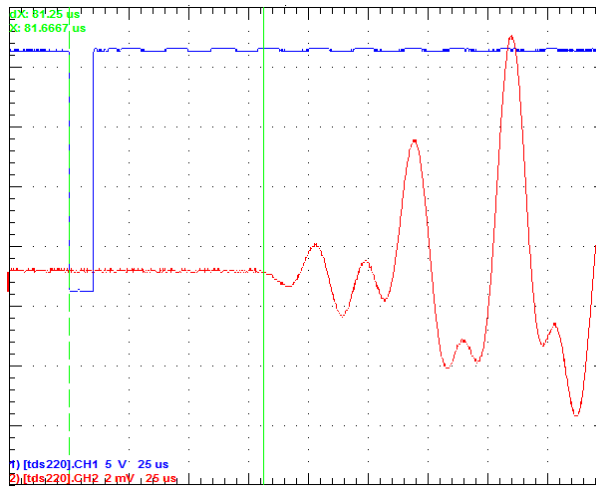
Ondas L

Ondas S

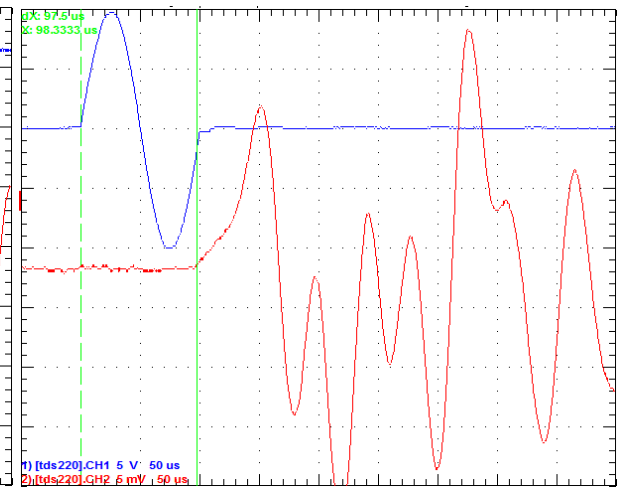


Nome do provete	T_5_12
Ensaio de ondas longitudinais	SIM
Ensaio de ondas transversais	SIM
Ensaio de compressão diametral	NÃO
Ensaio triaxial cíclico	SIM
Ensaio de compressão simples	NÃO
Teor de cimento	5%
Grau de compactação	90%

Ondas L



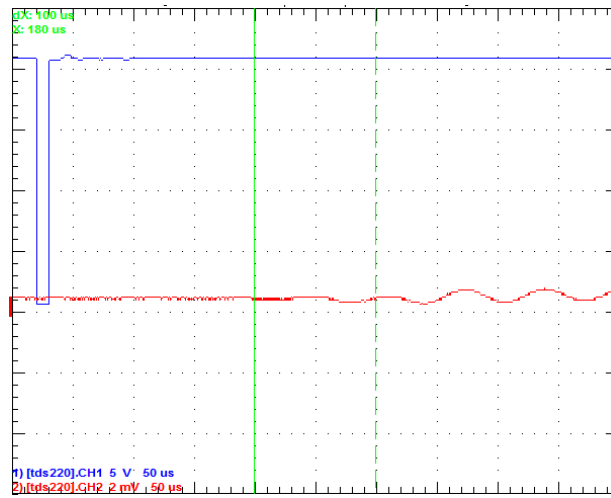
Ondas S



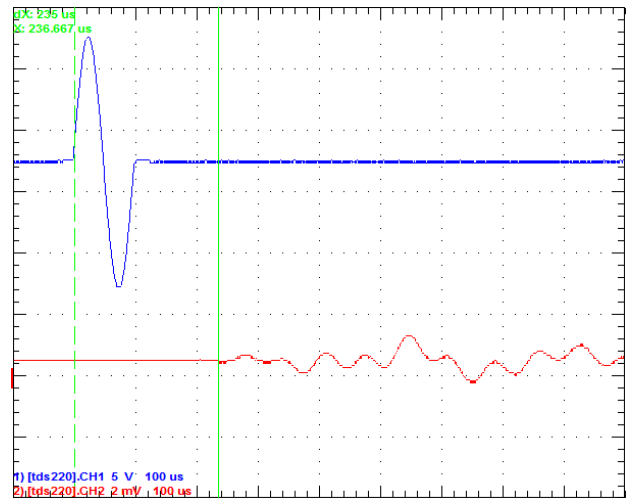
Anexos A4 – Ensaio de Compressão Simples

Nome do provete	C_2_0
Ensaio de ondas longitudinais	SIM
Ensaio de ondas transversais	SIM
Ensaio de compressão diametral	NÃO
Ensaio triaxial cíclico	NÃO
Ensaio de compressão simples	SIM
Teor de cimento	0%
Grau de compactação	100%

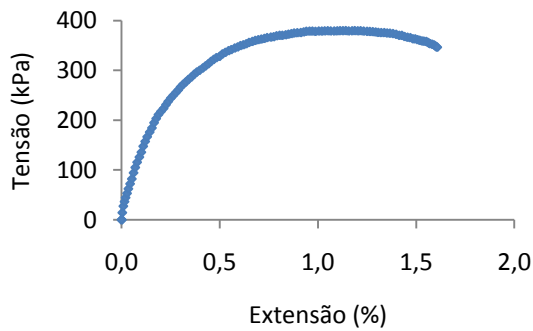
Ondas L



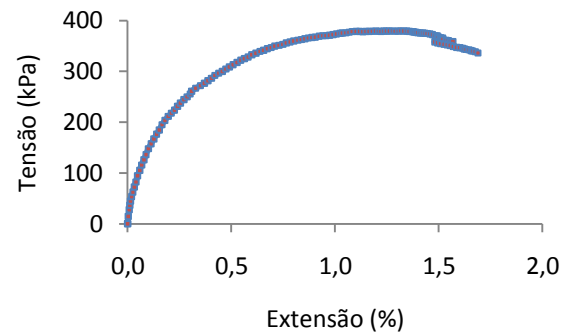
Ondas S



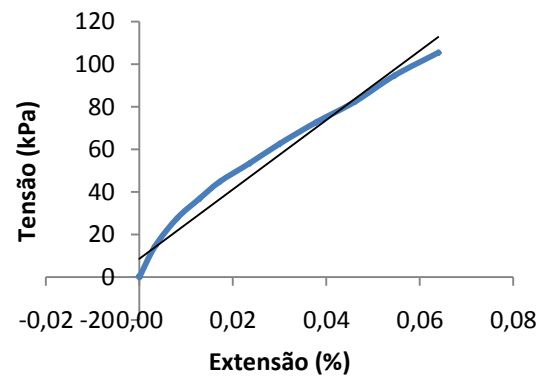
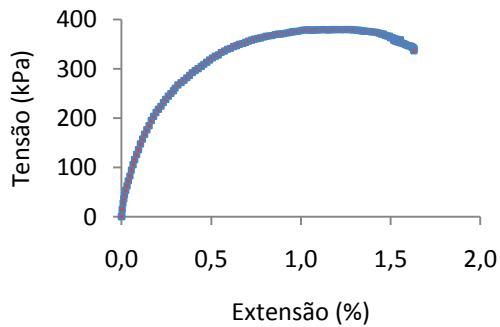
LDT 1



LDT 2

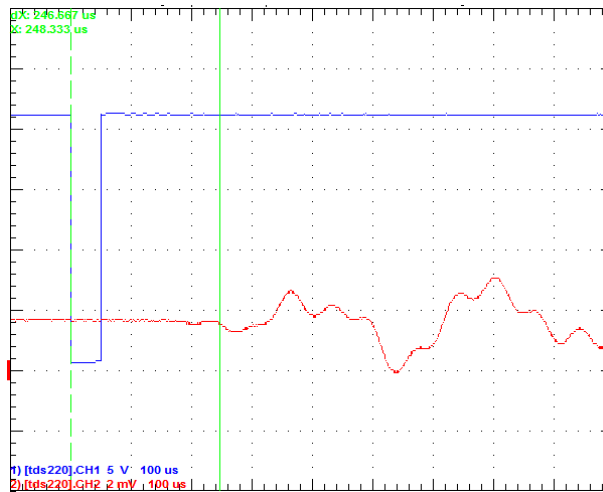


Média

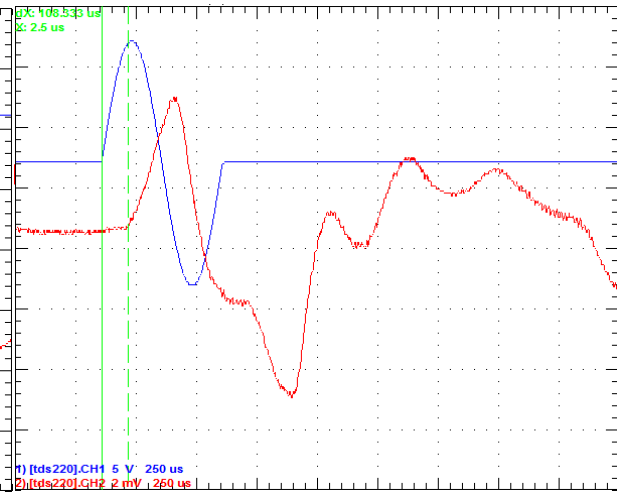


Nome do provete	C_3_0
Ensaio de ondas longitudinais	SIM
Ensaio de ondas transversais	SIM
Ensaio de compressão diametral	NÃO
Ensaio triaxial cíclico	NÃO
Ensaio de compressão simples	SIM
Teor de cimento	0%
Grau de compactação	100%

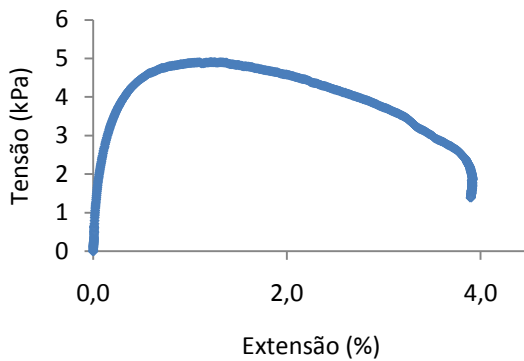
Ondas L



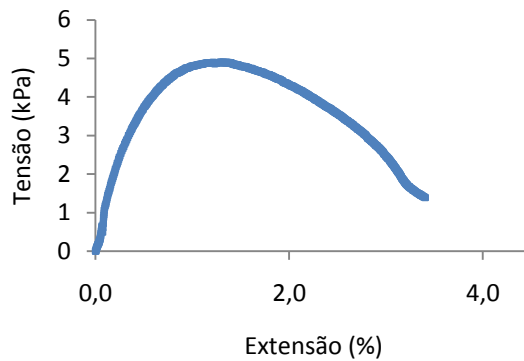
Ondas S



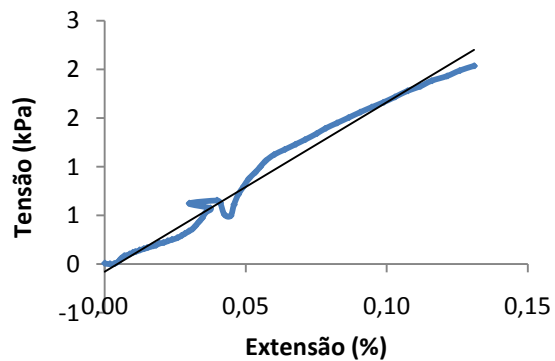
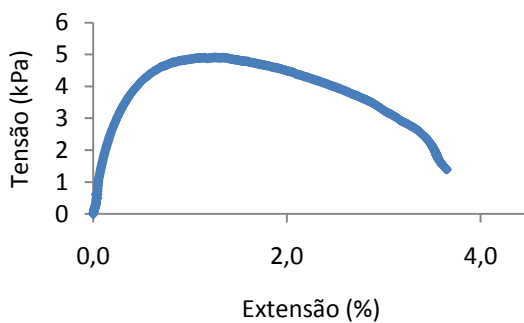
LDT 1



LDT 2

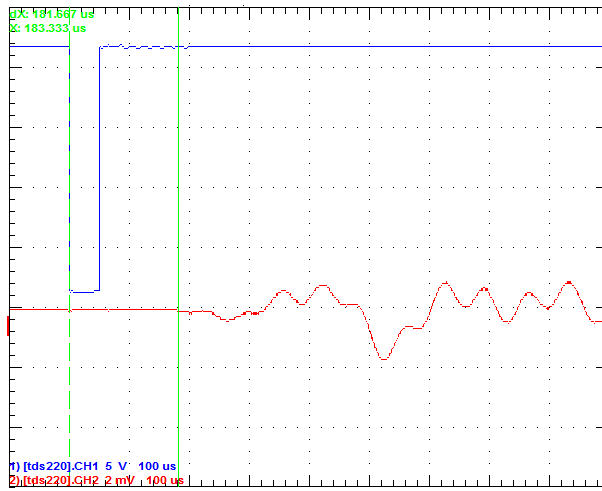


Média

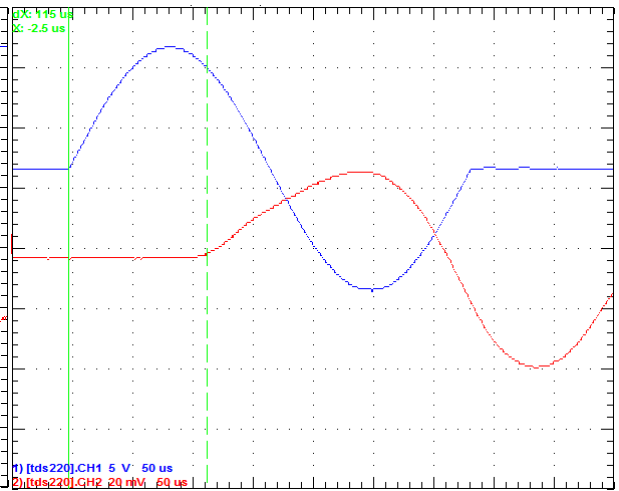


Nome do provete	C_4_0
Ensaio de ondas longitudinais	SIM
Ensaio de ondas transversais	SIM
Ensaio de compressão diametral	NÃO
Ensaio triaxial cíclico	NÃO
Ensaio de compressão simples	SIM
Teor de cimento	0%
Grau de compactação	100%

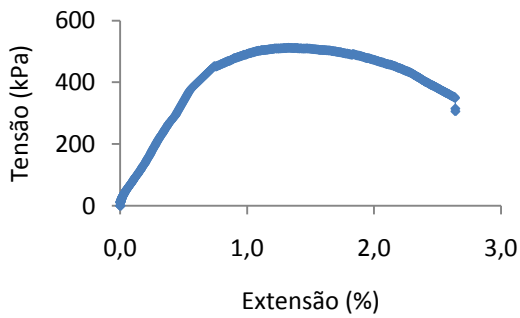
Ondas L



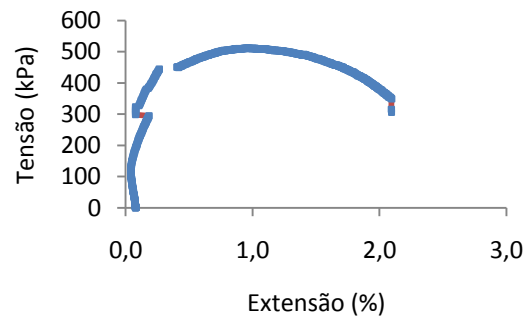
Ondas S



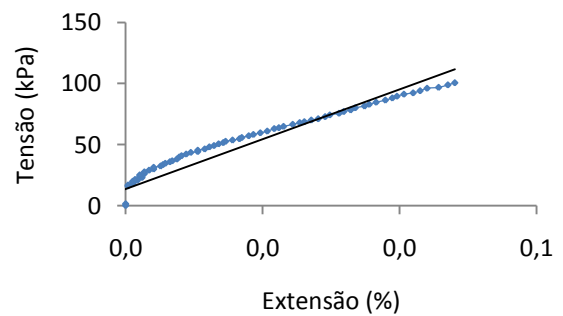
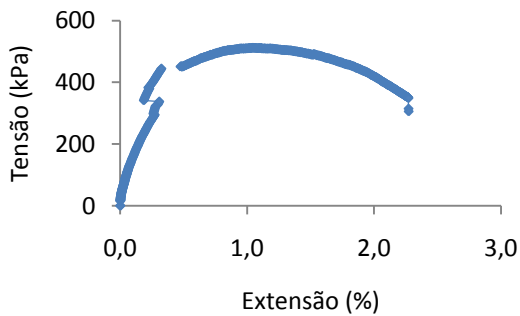
LDT 1



LDT 2

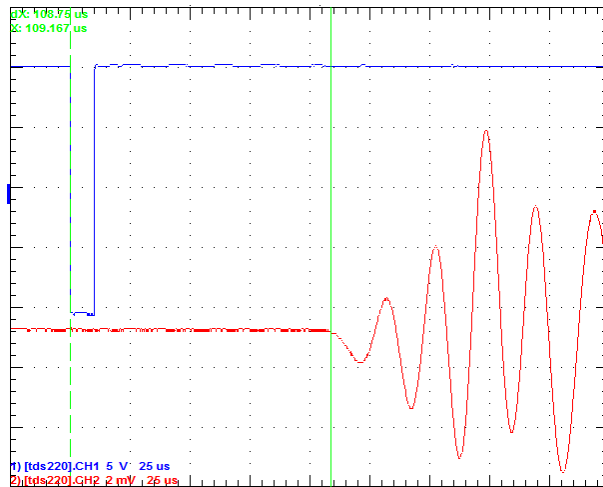


Média

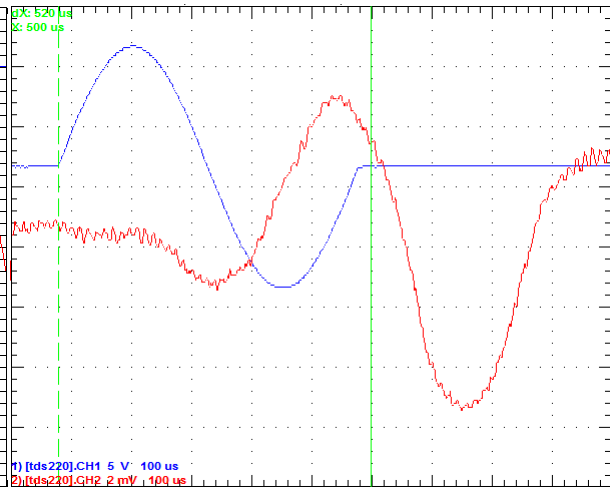


Nome do provete	C_1_2
Ensaio de ondas longitudinais	SIM
Ensaio de ondas transversais	SIM
Ensaio de compressão diametral	NÃO
Ensaio triaxial cíclico	NÃO
Ensaio de compressão simples	SIM
Teor de cimento	2%
Grau de compactação	100%

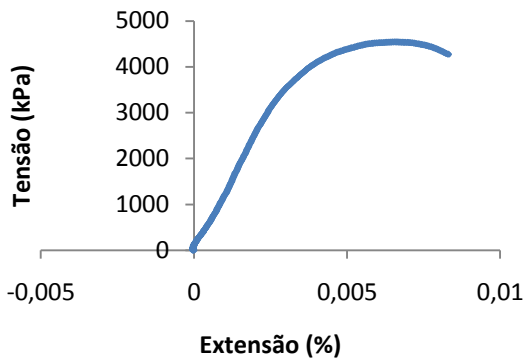
Ondas L



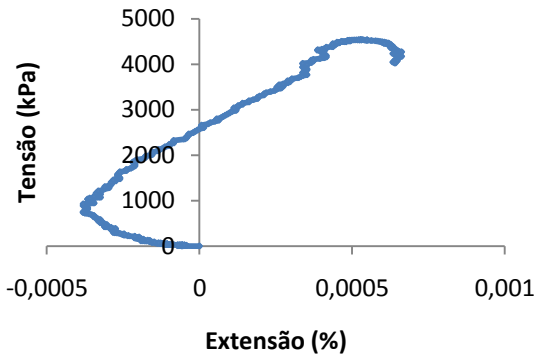
Ondas S



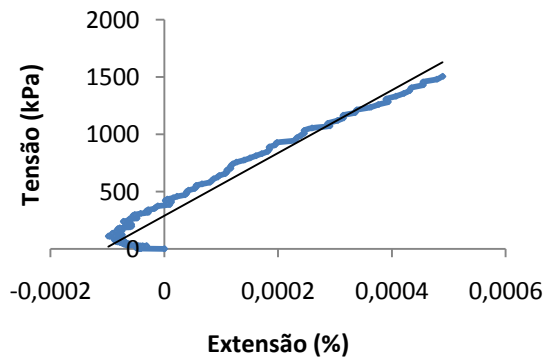
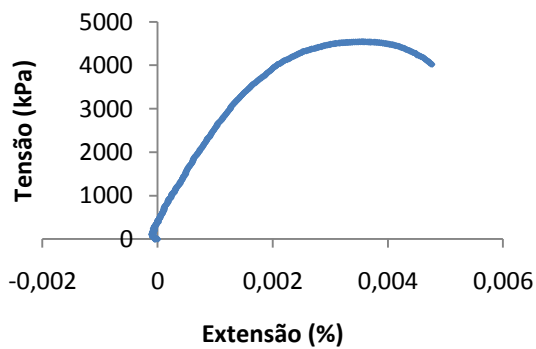
LDT 1



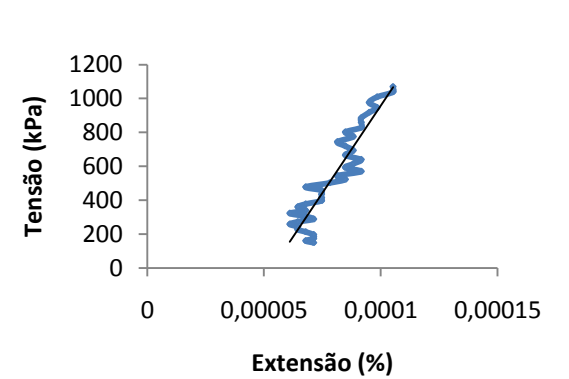
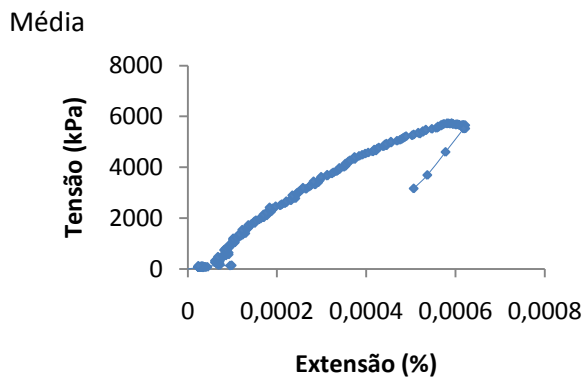
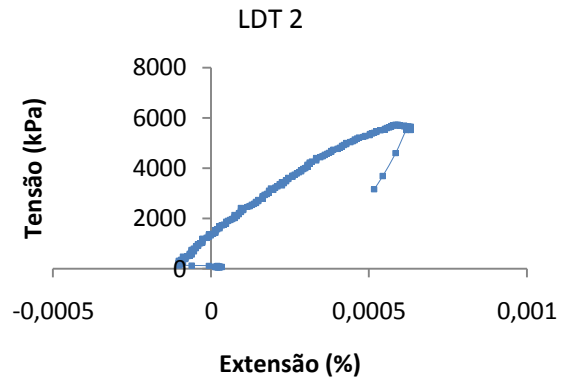
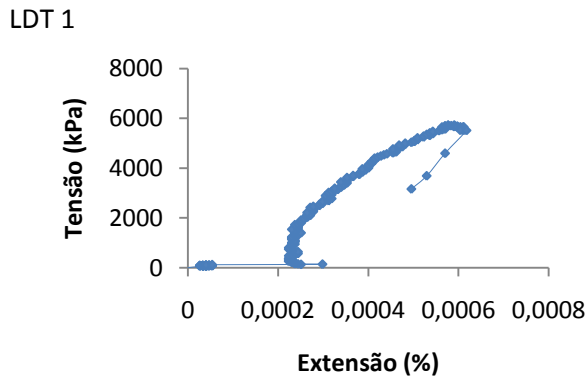
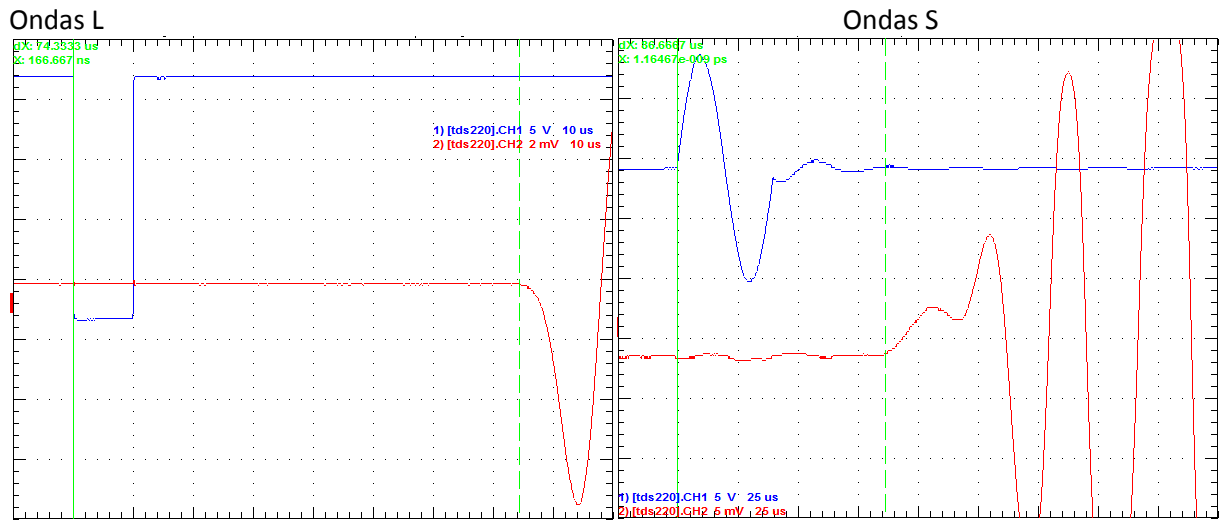
LDT 2



Média

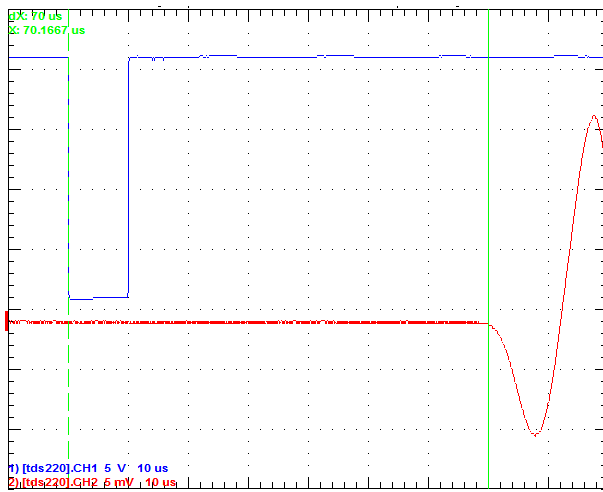


Nome do provete	C_1_5
Ensaio de ondas longitudinais	SIM
Ensaio de ondas transversais	SIM
Ensaio de compressão diametral	NÃO
Ensaio triaxial cíclico	NÃO
Ensaio de compressão simples	SIM
Teor de cimento	5%
Grau de compactação	100%



Nome do provete	C_2_5
Ensaio de ondas longitudinais	SIM
Ensaio de ondas transversais	SIM
Ensaio de compressão diametral	NÃO
Ensaio triaxial cíclico	NÃO
Ensaio de compressão simples	SIM
Teor de cimento	5%
Grau de compactação	100%

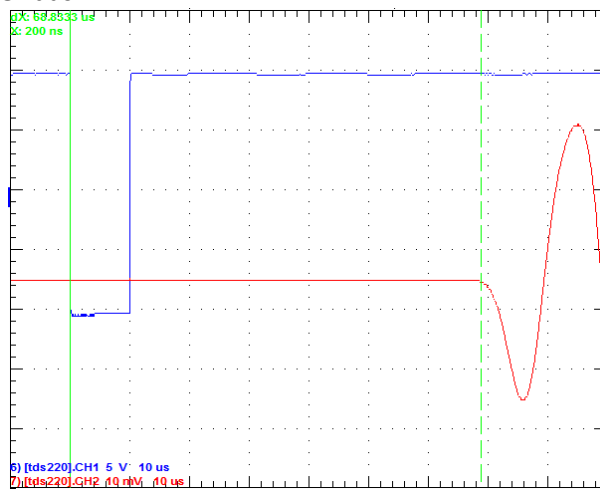
Ondas L



Ondas S

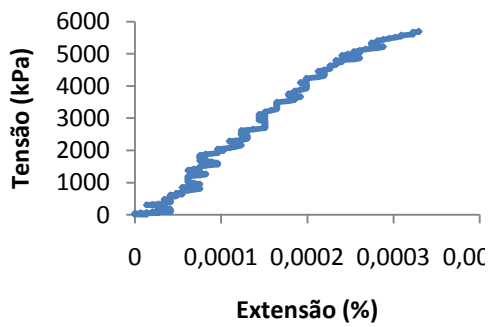
Nome do provete	C_3_5
Ensaio de ondas longitudinais	SIM
Ensaio de ondas transversais	SIM
Ensaio de compressão diametral	NÃO
Ensaio triaxial cíclico	NÃO
Ensaio de compressão simples	SIM
Teor de cimento	5%
Grau de compactação	100%

Ondas L

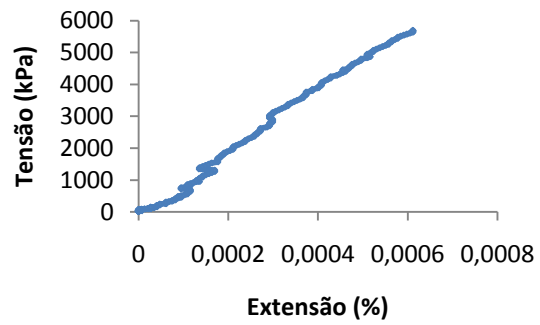


Ondas S

LDT 1



LDT 2



Média

