



**FCTUC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**  
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

# **Comportamento cíclico de um solo mole estabilizado quimicamente com adição de fibras de polipropileno**

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Especialidade de Geotecnia

**Autor**

**Manuel Varela Dias Porém**

**Orientadores**

**Professor Doutor António Alberto Santos Correia**

**Professor Doutor Paulo José da Venda Oliveira**

Esta dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor, não tendo sofrido correções após a defesa em provas públicas. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer responsabilidade pelo uso da informação apresentada

**Coimbra, Julho, 2016**

## AGRADECIMENTOS

Finalizado o trabalho, foram muitos os que contribuíram de alguma forma para a sua concretização. Não posso deixar de expressar os meus sinceros agradecimentos:

- Ao Professor Doutor António Alberto Correia que foi incansável na maneira como sempre me ajudou a melhorar, corrigir e solucionar os problemas que foram surgindo. Agradeço a orientação e o empenho constante que sempre demonstrou, bem como a sua boa disposição durante todo o período de estudos;
- Ao Professor Doutor Paulo José da Venda Oliveira pelos seus conselhos, orientação e ensinamentos que transmitiu sobre esta matéria. Pela forma como sempre incentivou e motivou para a concretização deste trabalho;
- Ao Sr. José António pela sua paciência, disponibilidade e experiência durante os trabalhos laboratoriais;
- Aos meus pais pelo apoio incondicional, pela paciência e oportunidade que me deram para concluir esta fase da minha vida. Pela forma como me apoiaram e sempre dispostos para que não faltasse nada durante o meu percurso académico;
- Ao meu irmão pela forma como sempre me incentivou e apoiou, e por acreditar nas minhas capacidades académicas e desportivas;
- À minha namorada pela forma como sempre me incentivou, apoiou e motivou para ir mais além e ser melhor. Pela forma como arranjava solução para todos os problemas, pela disponibilidade, paciência e ainda por todos os ensinamentos durante o meu percurso académico;
- Aos meus amigos Alvarinhas, Gonçalo, Almeida e Arede, que foram os melhores, e me ajudaram durante todos estes anos em Coimbra, não só ao nível académico mas também às convivências que partilhámos;
- À Cimpor, na pessoa do Engenheiro Paulo Rocha, pela cedência dos ligantes utilizados.
- À Biu internacional, na pessoa do Engenheiro Erik Ulrix pela cedência das fibras utilizadas.

## RESUMO

O crescimento populacional tem conduzido a um aumento da densidade de ocupação do solo, e conseqüentemente à construção em zonas constituídas por solos de fundação com fracas características geotécnicas (nomeadamente reduzida capacidade resistente e elevada deformabilidade). Como resultado, tem-se assistido ao desenvolvimento de técnicas de reforço e melhoramento de solo. Uma dessas técnicas é o *Deep Soil Mixing*, caracterizada pelo melhoramento/ estabilização química de um solo, sendo executada *in situ* mediante a adição de ligantes e sua mistura com o solo, formando elementos verticais de solo estabilizado.

A presente dissertação tem como objetivo estudar o comportamento do solo mole do Baixo Mondego estabilizado quimicamente, com a adição de cimento Portland e escória granulada de alto-forno à proporção de 3:1, com a inclusão de fibras de polipropileno, quando sujeito a carregamento cíclico não confinado. Para tal é executado um conjunto de ensaios à compressão não confinado (monotónico e cíclico) que contemplam a análise da influência da dosagem de fibras e de ligante, da amplitude e da frequência de aplicação da carga cíclica.

De acordo com os resultados obtidos, a inclusão das fibras introduz uma mudança de comportamento ao material compósito, de frágil para dúctil, à medida que a dosagem aumenta. Por outro lado, o aumento da dosagem de ligante traduz-se na mudança de comportamento, de dúctil para frágil, e assiste-se ao aumento da resistência à compressão não confinada. Os resultados indicam ainda, que os provetes após serem submetidos a carregamento cíclico, registam um aumento da resistência à compressão não confinada e aumento de rigidez. Regista-se ainda a existência de uma relação (proporcionalmente crescente) entre a amplitude de carga cíclica e os deslocamentos verticais acumulados ao longo do ensaio cíclico. A análise da frequência de carga cíclica não introduziu nenhum efeito extra para além dos que foram analisados anteriormente, mas foi possível concluir que a deformação vertical acumulada depende do número de ciclos e não do tempo de carregamento cíclico.

## ABSTRACT

The quick growth of the population has been lead to an increase of the soil occupation density, and consequently to the use of areas with poor geotechnical foundations characteristics (characterized by reduced strenght and high deformability) to construct infrastructures. To improve the conditions of this unexpected occupancy of the soil, we have been assisting to a development of ground improvement techniques. One of them is Deep Soil Mixing, which consists on the mechanical mixing of the in situ natural soil with binders (*in situ* chemical stabilization).

The main focus of present dissertation is to study the behavior of a chemical stabilized soft soil, designated by 'Baixo Mondego', with Portland cement and granulated slag from blast furnace with 3:1 ratio, and inclusion of polypropylene fibers, under unconfined cyclic loading. To do this, was carried out an experimental program of monotonic and cyclic unconfined compression tests, in order to investigate the effect of fibers content, binder content, cyclic load amplitude and cyclic load frequency on the composite material.

The results indicate that the inclusion of fibers change the behavior of the composite material, from brittle to a more ductile one, when the fibers content increases. On the other hand, the increase of binder content cause an increase of unconfined compressive strength and turn the behavior from ductile to brittle one. Furthermore, results of specimens after being subjected to cyclic loading shows that there are an increase of stiffness and unconfined compressive strength. It was also found that there is a relation between cyclic load amplitude and vertical accumulated deformations, where the two variables increase proportionally. Cyclic load frequency did not introduce any extra effect in the behavior of composite material, but lead to the conclusion that number of cycles is the factor of vertical accumulated deformations, instead the time of cyclic loading.

---

## ÍNDICE

AGRADECIMENTOS .....	i
RESUMO .....	ii
ABSTRACT .....	iii
ÍNDICE.....	iv
ÍNDICE DE FIGURAS .....	vii
ÍNDICE DE tabelas .....	x
SIMBOLOGIA .....	xii
ABREVIATURAS .....	xiii
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Contexto Geral do Trabalho .....	1
1.2 Estrutura da Dissertação .....	2
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	3
2.1 Estabilização química de solos .....	3
2.2 Solo reforçado com fibras .....	6
2.3 Solo estabilizado quimicamente e reforçado com fibras de polipropileno.....	8
2.4 Cargas cíclicas aplicadas a solos quimicamente estabilizados .....	11
3 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS .....	15
3.1 Introdução .....	15
3.2 Solo mole do Baixo Mondego .....	15
3.2.1 Densidade das Partículas Sólidas .....	16
3.2.2 Composição granulométrica .....	17
3.2.3 Teor em Matéria Orgânica.....	18
3.2.4 Limites de consistência.....	18
3.2.5 Resumo da Caraterização Geotécnica .....	19
3.3 Ligantes.....	19
3.3.1 Cimento Portland CEM I 42,5 R .....	19

---

3.3.2	Escória Granulada de Alto-Forno.....	20
3.4	Fibras .....	21
4	PROCEDIMENTO LABORATORIAL.....	22
4.1	Introdução .....	22
4.2	Homogeneização do solo .....	22
4.3	Montagem/ Preparação dos provetes .....	23
4.4	Plano de ensaios.....	26
4.5	Procedimento nos ensaios laboratoriais .....	28
4.5.1	Ensaio de Compressão Simples (UCS) .....	29
4.5.2	Ensaio cíclico (CIC) .....	30
5	ANÁLISE DE RESULTADOS.....	31
5.1	Introdução .....	31
5.1.1	Ensaio de compressão simples monotônicos (UCS).....	31
5.1.2	Ensaio de carga cíclica (CIC).....	32
5.2	Influência da dosagem de fibras .....	34
5.2.1	Ensaio de compressão simples monotônicos de referência .....	34
5.2.2	Ensaio de carga cíclicos .....	37
5.2.3	Ensaio de compressão simples monotônicos pós-cíclico.....	39
5.3	Ensaio de despistagem do efeito da carga cíclica.....	42
5.4	Escórias de Souselas e escórias Brasil .....	44
5.5	Influência da dosagem de ligante.....	45
5.5.1	Ensaio de compressão simples monotônicos (referência).....	45
5.5.2	Ensaio de carga cíclicos .....	48
5.5.3	Ensaio de compressão simples monotônicos pós-cíclico.....	50
5.6	Influência da amplitude de carga cíclica.....	52
5.6.1	Ensaio de compressão simples monotônicos de referência .....	52
5.6.2	Ensaio de carga cíclicos .....	52
5.6.3	Ensaio de compressão simples monotônicos pós-cíclico.....	54
5.7	Influência da frequência de aplicação.....	55
5.7.1	Ensaio de compressão simples monotônicos de referência .....	55
5.7.2	Ensaio de carga cíclicos .....	56
5.7.3	Ensaio de compressão simples monotônicos pós-cíclico.....	57

---

---

6	CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS .....	59
6.1	Conclusões .....	59
6.2	Propostas de trabalhos futuros .....	61
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	62

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Esquema representativo da aplicação da técnica de <i>Deep Soil Mixing</i> (retirado de Hayward Baker Inc. 2013).....	5
Figura 2 – Evolução no tempo da resistência não confinada no tempo para diferentes tipos e quantidades de ligante (Onitsuka et al. 2003).....	6
Figura 3 – Evolução da resistência e rigidez inicial de um solo arenoso estabilizado com diferentes teores de cimento (Saad Ali Aiban 1994).....	6
Figura 4 – Curvas tensão-extensão resultantes de ensaios triaxiais de provetes com diferentes dosagens de fibras (retirado de Ranjan et al. (1996)). .....	8
Figura 5 – Esquema do comportamento mecânico de interface entre a superfície das fibras e a matriz do solo envolvente (Tang et al. 2007). .....	8
Figura 6- Ensaios de compressão não confinada – efeito do teor de fibras: a) solo-cimento-fibras; b) solo-fibras (Tang et al. 2007).....	9
Figura 7 – a) Plano de ensaios à compressão não confinada, b) Variação da resistência à compressão não confinada com o teor em água (Consoli et al. 2010) .....	10
Figura 8 – Variação da resistência à compressão não confinada com o teor em cimento e com o grau de compactação: a) sem fibras e b) com fibras (Consoli et al. 2010).....	10
Figura 9 – Programa de ensaios de Park (2009).....	11
Figura 10 – Curvas tensão-extensão para ensaios à compressão não confinados com a) Série L: variação da quantidade de fibras e b) Série T: variação do grau de distribuição para a mesma quantidade de fibras. (Park 2009).....	11
Figura 11 – Curvas da deformação vertical acumulada-nº de ciclos. a) Dall’acqua et al. (2010)e b) Chauhan et al. (2008) .....	12
Figura 12 – Evolução das deformações verticais permanentes acumuladas com número de ciclos, para provetes com diferentes dosagens de ligante (3%, 5% e 7%), e para ensaios drenados e não drenados (Viana da Fonseca et al. 2013) .....	13
Figura 13 – Variação da degradação da rigidez ( $G_{loop-N}/G_{loop-1}$ ) ao longo do número de ciclos (N). ((Sharma & Fahey 2003).....	14
Figura 14 – a) Estimativa do Grau de sobreconsolidação; b) Variação do teor em matéria orgânica em profundidade para o solo mole do Baixo Mondego (retirado de Coelho, 2000). .....	16



---

Figura 15 – Curva granulométrica do solo em estudo.....	17
Figura 16 – Classificação granulométrica do solo pelo triângulo de Feret. ....	18
Figura 17 – Características geométricas das fibras de polipropileno (retirado do catálogo da empresa Bekaert (2010)).....	21
Figura 18 – a) Mistura manual do solo; b) mistura de cimento Portland CEM I 42,5R com escória granulada de alto-forno. ....	25
Figura 19 – Separação das fibras de polipropileno com ar comprimido: a) fibras de polipropileno agrupadas; b) sistema de separação das fibras com ar comprimido, garrafão e peneiro 200; c) fibras polipropileno separadas.....	25
Figura 20 – Apresentação final do provete dentro do molde de PVC antes de ser fechado dentro de um saco de plástico e entrar na câmara termohigrométrica.....	25
Figura 21 – Prensa <i>Tristar 5000kg Stepless Compression Test Machine</i> onde foram executados os ensaios de compressão simples monotónicos.....	29
Figura 22 – Prensa e equipamento informático de controlo e aquisição de dados do ensaio cíclico.....	30
Figura 23 - Comparação entre curvas tensão-extensão com e sem ‘ <i>bedding error</i> ’ corrigido, para o provete <i>CIC_375_5_15_25_2</i> .....	32
Figura 24 - Curva tipo de carregamento cíclico força-tempo para o provete <i>CIC_375_5_20_25_1</i> .....	33
Figura 25 - Curva tipo deslocamento-tempo para o provete <i>CIC_375_5_20_25_1</i> .....	33
Figura 26 - Curva tipo deslocamento-tempo para o provete <i>CIC_100_5_15_25_1</i> . ....	34
Figura 27 - Curvas tensão-extensão representantes do ensaio UCS para diferentes dosagens de fibras .....	36
Figura 28 – Evolução da resistência à compressão não confinada média com a dosagem de fibras .....	36
Figura 29 – Modo de rotura para diferentes dosagens de fibras: a) 0 kg/m <sup>3</sup> , b) 5 kg/m <sup>3</sup> , c) 50 kg/m <sup>3</sup> .....	37
Figura 30 - Curvas representantes da deformação vertical acumulada - tempo do ensaio cíclico para diferentes dosagens de fibras .....	39
Figura 31 - Comparação das curvas tensão-extensão dos provetes de referência e provetes pós-cíclico para diferentes dosagens de fibras.....	40
Figura 32 - Variação de $q_{u\_máx}$ e $E_{U50}$ entre UCS de referência e UCS pós-cíclico para diferentes dosagens de fibras (kg/m <sup>3</sup> ) .....	41
Figura 33 - Variação da extensão axial e teor em água final entre UCS de referência e UCS pós-cíclico para diferentes dosagens de fibras (kg/m <sup>3</sup> ).....	42

---

---

Figura 34 - Curvas tensão-extensão dos ensaios UCS de referência, UCSpc-pós-cíclico, e ensaios A e B. ....	43
Figura 35 – Curvas tensão-extensão de ensaios UCS para 2 tipos de escórias. ....	45
Figura 36 - Curvas tensão-extensão representantes do ensaio UCS de referência para diferentes dosagens de ligante .....	46
Figura 37 - Variação resistência à compressão não confinada com a dosagem de ligante. ....	47
Figura 38 - Modo de rotura para diferentes dosagens de ligante: a) 100 kg/m <sup>3</sup> , b) 250 kg/m <sup>3</sup> , c) 500 kg/m <sup>3</sup> .....	47
Figura 39 – Curvas representantes da deformação vertical acumulada ao longo do tempo do ensaio cíclico para diferentes dosagens de ligante. ....	49
Figura 40 – Comparação das curvas tensão-extensão dos provetes de referência e provetes pós-cíclico, para diferentes dosagens de ligante.....	51
Figura 41 – Variação de $q_{u\_máx}$ e $E_{u50}$ entre UCS de referência e UCS pós-cíclico para diferentes dosagens de ligante. ....	51
Figura 42 – Variação da extensão axial e teor em água final entre UCS de referência e UCS pós-cíclico para diferentes dosagens de ligante (kg/m <sup>3</sup> ).....	52
Figura 43 - Curvas representantes da deformação vertical acumulada ao longo do tempo do ensaio cíclico para diferentes amplitudes de carga aplicados.....	53
Figura 44 - Comparação das curvas tensão-extensão dos provetes de referência e provetes pós-cíclico para diferentes amplitudes de carga cíclica.....	55
Figura 45 - Curvas representantes da deformação vertical acumulada para diferentes frequências de aplicação: a) ao longo do tempo; b) ao longo do número de ciclos do ensaio cíclico. ....	56
Figura 46 – Comparação das curvas tensão-extensão dos provetes ensaiados ciclicamente com diferentes frequências de aplicação de carga cíclica. ....	58

---

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Resumo da caracterização geotécnica do solo do Baixo Mondego utilizado para o presente estudo e comparação com caracterização do mesmo solo dos autores Coelho (2000) e Correia (2011).....	19
Tabela 2 – Composição química do cimento Portland utilizado (conforme dados do fabricante).....	20
Tabela 3 – Composição química da escória utilizada designada de Souselas (conforme dados do fabricante).....	20
Tabela 4 - Composição química da escória utilizada designada de Brasil (conforme dados do fabricante).....	20
Tabela 5 - Propriedades gerais das fibras .....	21
Tabela 6 – Parâmetros do ensaio base .....	26
Tabela 7 – Plano de ensaios de referência (UCS) .....	27
Tabela 8 – Plano de ensaios Cíclicos (CIC). .....	27
Tabela 9 – Programa de utilização das escórias .....	28
Tabela 10 – Correspondência entre dosagem de fibras e teor em fibras .....	35
Tabela 11 – Resumo dos resultados obtidos para ensaios UCS de referência com diferentes dosagens de fibras.....	35
Tabela 12 - Valores a aplicar nos ensaios cíclicos para diferentes dosagens de fibras. ....	38
Tabela 13 – Resumo dos resultados obtidos nos ensaios de compressão simples pós-cíclico para diferentes dosagens de fibras .....	39
Tabela 14 – Variação dos parâmetros obtidos nos ensaios de compressão simples pós-cíclicos vs aos de referência para diferentes dosagens de fibras. ....	40
Tabela 15 – Resumo dos resultados obtidos nos ensaios de compressão simples para diferentes escórias.....	44
Tabela 16 - Correspondência entre dosagem de ligante e teor em ligante. ....	46
Tabela 17 - Resumo dos resultados obtidos para ensaios UCS de referência para diferentes dosagens de ligante .....	46
Tabela 18 – Condições dos ensaios cíclicos para diferentes dosagens de ligante.....	48
Tabela 19 - Resumo dos resultados obtidos nos ensaios de compressão simples pós-cíclico para diferentes dosagens de ligante. ....	50

---

Tabela 20 - Variação dos parâmetros obtidos nos ensaios de compressão simples de referência e pós-cíclicos .....	50
Tabela 21 – Condições dos ensaios cíclicos para diferentes amplitudes de carga cíclica. ....	53
Tabela 22 - Resumo dos resultados obtidos nos ensaios de compressão simples pós-cíclico para diferentes amplitudes de carga.....	54
Tabela 23 - Variação dos parâmetros obtidos nos ensaios de compressão simples e pós-cíclicos vs aos de referência para diferentes amplitudes de carga cíclica. ....	54
Tabela 24 – Valores a aplicar nos ensaios cíclicos para diferentes frequências de aplicação. ....	56
Tabela 25 – Resumo dos resultados obtidos nos ensaios de compressão simples pós-cíclico para diferentes frequências de aplicação. ....	57

---

## SIMBOLOGIA

$\text{Al}_2\text{O}_3$  - Alumina

$a_L$  – teor de ligante

$a_F$  – teor de fibras

$A_{\text{corr}}$  - Área transversal do provete corrigida tendo em conta a deformação experimentada

$c'$  - Coesão

$\text{CaO}$  – Óxido de Cálcio ou cal viva

$C_c$  - Índice de compressibilidade

$C_r$  - Índice de recompressibilidade

$C_\alpha$  - Coeficiente de consolidação secundária

DL – Dosagem de ligante

DF – Dosagem de fibras

$E_{u50}$  - Módulo de deformabilidade para 50% da carga de rotura

$E_{u50}^{\text{méd}}$  - Módulo de deformabilidade médio para 50% da carga de rotura

$\text{Fe}_2\text{O}_3$  – Óxido de Ferro

F – Força medida na célula de carga

G - Densidade das partículas sólidas

h - Altura do provete

IP - Índice de plasticidade

$\text{MgO}$  – Óxido de magnésio

OCR - Grau de sobreconsolidação

OM - Teor em matéria orgânica

PVC - policloreto de polivinila

$q_u$  - Tensão obtida para ensaios UCS

$q_u^{\text{máx}}$  - Resistência máxima ou tensão de rotura obtida para ensaios UCS

$q_u^{\text{méd}}$  - Resistência máxima média ou tensão de rotura média obtida para ensaios UCS

rpm – rotações por minuto

S - Grau de saturação

$\text{SiO}_2$  - Sílica ou Dióxido de silício

w - Teor em água

$w_f$  - Teor em água no final do ensaio

$w_f^{\text{méd}}$  - Teor em água médio no final do ensaio

$w_L$  - Limite de liquidez

$w_P$  - Limite de plasticidade

$w_S$  – Limite de retração

$\delta_v$  – Deslocamento vertical acumulado  
 $\epsilon_a$  – Extensão axial  
 $\epsilon_{rot}$  – Extensão axial de rotura  
 $\epsilon_{rot}^{méd}$  - Extensão axial média de rotura  
 $\gamma_{sat}$  - Peso volúmico saturado  
 $\gamma_w$  - Peso volúmico água  
 $\delta v$  – deformação vertical acumulada

## ABREVIATURAS

ASTM – American Society for Testing and Materials  
CST – *Cutter Soil Mixing*  
DEC-UC – Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra  
EN – Norma Europeia  
FCTUC – Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade de Coimbra  
NP – Norma Portuguesa  
PVC – Policloreto de Vinilo  
UC – Universidade de Coimbra  
UCS – Compressão Simples ou Uniaxial (*Unconfined Compressive Strenght*)

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Contexto Geral do Trabalho

A evolução da sociedade desencadeia a criação de infraestruturas de suporte à população, tais como edifícios industriais, vias de comunicação, complexos turísticos, aeroportos, portos marítimos, entre outros. No último século observou-se um rápido aumento da população mundial, em grande parte devido aos avanços da ciência, tecnologia e saúde. Por sua vez, este aumento da população mundial originou um aumento da densidade demográfica, que é expressa pela relação entre a população e a superfície do território. Seja por motivos sócio-econômicos, políticos ou geográficos, e como consequência do aumento deste ‘rácio’, por vezes existe a necessidade de contruir sobre solos de fundação com pobres características de suporte, caracterizados por baixa resistência ao corte e elevada deformabilidade.

Exemplo de solos com fraca capacidade de suporte são os solos moles, que se encontram quase sempre abaixo do nível freático, constituídos por partículas de elevada superfície específica (argilas, siltes). Este tipo de solos são normalmente formados por fenómenos de sedimentação dando origem a depósitos aluvionares. São solos muito pouco funcionais, no que diz respeito ao desempenho como fundação de suporte, dada a baixa capacidade resistente e deformações excessivas quando carregados.

Na área da Engenharia Geotécnica, existe uma tendência e necessidade em desenvolver técnicas de melhoramento e técnicas de reforço para viabilizar a construção sobre estes depósitos e outro tipo de solos com fracas características geotécnicas. Estas técnicas têm como objetivo melhorar a capacidade de resposta do solo quando sujeito a carregamentos. Uma das técnicas de melhoramento é a estabilização química do solo, que baseia-se na adição de agentes com propriedades aglomerantes ao solo. Exemplos desta técnica de melhoramento são a técnica de *Deep Soil Mixing*, de *Cutter Soil Mixing* e *Jet-Grouting*.

Nos últimos 40 anos tem-se assistido a um grande desenvolvimento da técnica de *Deep Soil Mixing*, a qual pode ser aplicada a uma vasta gama de solos, sendo que os resultados da aplicação em solos moles têm tido muito sucesso. Da mesma forma, materiais fibrosos têm tido um papel fundamental na área da construção civil, com uma vasta gama de aplicações em diversos tipos de reforço. No presente estudo é estudado a conjugação das duas técnicas de

melhoramento/reforço. Dada a proximidade e o conhecimento aprofundado do depósito de solos moles do Baixo Mondego, decidiu-se realizar um programa laboratorial tendo por base a estabilização química deste solo reforçado com a adição de fibras de polipropileno.

O presente programa laboratorial propõe estudar e avaliar o potencial de aplicação da técnica de *Deep Soil Mixing* com a adição de fibras de polipropileno, avaliando a resposta mecânica de um conjunto de provetes construídos laboratorialmente com o fim último de avaliar a influência da dosagem de ligante, bem como influência da dosagem fibras. Além do carregamento estático, as estruturas estão constantemente sujeitas a cargas cíclicas, seja devido a sismos, passagem de veículos pesados, transporte ferroviário, entre outros. O presente programa laboratorial contempla para além da resposta mecânica a carregamentos estáticos, o estudo do comportamento de provetes sob carregamentos cíclicos.

## 1.2 Estrutura da Dissertação

Inicia-se o presente trabalho com a revisão bibliográfica onde se introduz os conceitos de melhoramento de solo e se refere o conceito de estabilização química por recurso à técnica *Deep Soil Mixing*. Na revisão bibliográfica refere-se ainda o conceito do reforço de solos com fibras, a interação solo-reforço e alguns resultados obtidos. Seguidamente segue-se a abordagem do conceito do solo estabilizado quimicamente com a adição de fibras de polipropileno, finalizando com a referência a outros trabalhos já executados com a aplicação de carregamentos cíclicos.

No capítulo seguinte é apresentada a caracterização dos materiais que compõem a mistura em análise. Esta é composta por solo mole do Baixo Mondego, sendo apresentada a caracterização ao nível da granulometria, limites de consistência, teor em matéria orgânica e densidade das partículas sólidas, enquadrando os resultados ainda com estudos anteriores. Descrevem-se ainda as características específicas das restantes componentes da mistura: o ligante e as fibras.

No quarto capítulo é descrito o procedimento laboratorial, sendo apresentado o plano de ensaios laboratoriais, bem como os procedimentos de montagem dos provetes e execução dos ensaios.

No quinto capítulo apresentam-se e discutem-se os resultados, fazendo uma análise detalhada à influência das fibras, influência do ligante, influência da amplitude e da frequência do carregamento cíclico.

Por último, finaliza-se o presente trabalho com as considerações finais, onde se incluem as principais conclusões e sugestões de trabalhos que poderão ser desenvolvidos futuramente com vista a alargar os conhecimentos nesta área.



## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Estabilização química de solos

O crescimento populacional tem conduzido a um aumento da densidade de ocupação do solo, o que tem exercido enorme pressão para contruir em zonas caracterizadas por solos de fundação de fracas características geotécnicas (reduzida capacidade resistente e elevada deformabilidade). Esta pressão tem obrigado ao desenvolvimento de técnicas de melhoramento ou estabilização e reforço de solo. As primeiras estão associadas à alteração das propriedades intrínsecas do solo, que melhoram a capacidade de resposta do solo perante solicitações que não estavam habituados a resistir. O reforço de solos está associado à introdução de elementos resistentes que melhoram o comportamento global, transferindo as solicitações para os elementos de reforço (exemplos: estacas, colunas de areia ou brita, microestacas, terra armada) (Cardoso,1987)

A ideia fundamental de melhoramento do solo não é nova, existindo já há milhares de anos. O uso de madeira e palha misturado com lama é reportado em construções da Mesopotâmia (1400 a.C.) e antigo Egito. Existem também testemunhos da utilização de cal misturada com solo para a construção da famosa *Appian Way*, construída durante o Império Romano, que ainda hoje se encontra em estado ‘funcional’ (Nicholson, 2014).

A utilização mais intensiva de ‘técnicas’ de melhoramento de solos remontam aproximadamente ao início do século IX, mas a maioria dos trabalhos envolvia a injeção de suspensões aquosas ou lamas, constituídas por cimento, cal ou argila, que preenchiam descontinuidades e vazios, impermeabilizando os maciços terrosos (Warmer, 2004). Mais tarde, com a revolução industrial, desenvolveu-se maquinaria que permitiu grandes avanços no domínio do melhoramento de solo.

O termo ‘estabilização/melhoramento de solo’ pode ser definido como a alteração das propriedades de um solo existente para obter requisitos específicos da engenharia (Sherwood 1993). Segundo este autor, as principais propriedades alteradas por estabilização são a resistência, deformabilidade, durabilidade e permeabilidade. As principais técnicas de melhoramento são a estabilização mecânica (compactação estática ou dinâmica), e estabilização

química. Esta última baseia-se na adição ao solo de agentes com propriedades aglomerantes (ligantes).

A estabilização química de solo é normalmente executada *in situ* mediante a adição de ligantes e sua mistura com o solo, formando um elemento de solo estabilizado (Warner 2004). A técnica toma a designação de *Deep Soil Mixing* quando aplicada em profundidade, ou *Mass Stabilization* quando aplicada à superfície ( $\leq 5$ m). Esta técnica pode ser aplicada tanto por via húmida, onde o ligante é injetado na forma de calda, ou por via seca. Os ligantes mais comuns são o cimento Portland e a cal viva, contudo outros tipos de ligante, especialmente usados como aditivos do cimento Portland são também utilizados, como é o caso da escória granulada de alto-forno e cinza volante, entre outros.

A investigação da técnica de *Deep Soil Mixing* iniciou-se nos anos 60's do século XX, com a utilização de cal como agente estabilizador. Os primeiros países a desenvolver e investigar sobre esta técnica foram o Japão, países Nórdicos e Estados Unidos, com especial utilização em solos de fundação de aeroportos e estradas. Mais tarde a técnica alargou-se para China e países do Sudoeste Asiático. Durante mais de 40 anos, muitas variantes da técnica foram desenvolvidas variando o tipo de equipamento, agentes estabilizadores e tipos de aplicação. Hoje em dia o agente estabilizador mais comum é o cimento Portland, aplicado isoladamente ou misturado com outros aditivos como é o caso das escórias de alto-forno, cinzas volantes, entre outros (Coastal Development Institute Tokyo 2002).

A técnica de *Deep Soil Mixing* inicia-se com a penetração de uma haste de eixo vertical, acoplada com pás que misturam e destroem a estrutura do solo. Quando é atingida a profundidade pretendida, inicia-se o movimento vertical ascendente com a injeção de ligante (por via seca ou húmida) através de orifícios existentes na extremidade da haste vertical, conjuntamente com o movimento rotacional das pás que permite misturar o solo com o ligante. O resultado final é um elemento vertical de solo-ligante, com a forma de coluna (Figura 1) ou de painel, com uma capacidade de carga superior à do solo não estabilizado (Hayward Baker Inc. 2013).



Figura 1 – Esquema representativo da aplicação da técnica de *Deep Soil Mixing* (retirado de Hayward Baker Inc. 2013)

Segundo Terashi (1997) existem 4 grandes grupos de parâmetros que influenciam o comportamento mecânico de um solo estabilizado pela técnica de *Deep Soil Mixing*: as características do ligante, características e condições do solo de origem, condições da mistura e as condições de cura.

Onitsuka et al. (2003) analisaram a influência das características e quantidade do ligante e o tempo de cura de provetes constituídos por três tipos de argila estabilizada quimicamente com cimento Portland e cal. É possível analisar na Figura 2 o modo como o tipo de ligante, bem como a sua quantidade (expressa pelo teor de ligante – razão entre as massas secas de ligante e de solo) interferem na capacidade resistente do material compósito. Note-se também como a evolução da capacidade resistente é crescente à medida que aumenta o tempo de cura, fruto do desenvolvimento no tempo das reações físico-químicas dos ligantes.

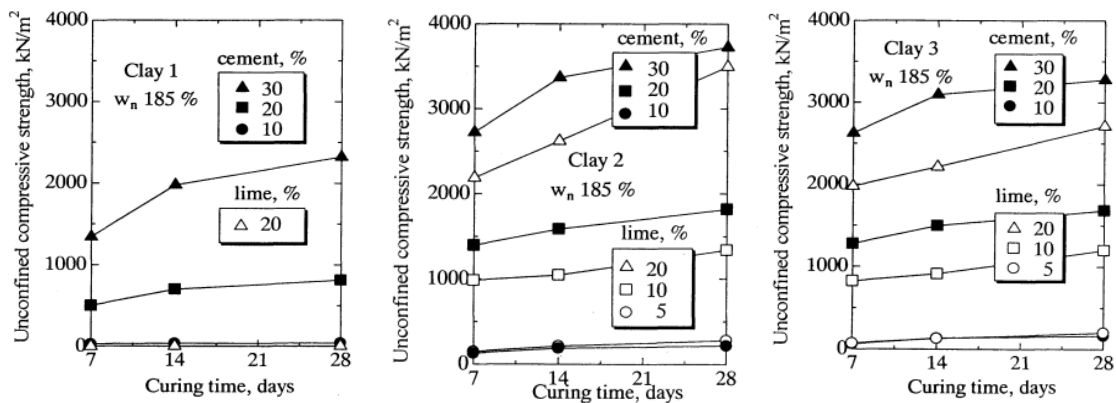


Figura 2 – Evolução no tempo da resistência não confinada no tempo para diferentes tipos e quantidades de ligante (Onitsuka et al. 2003)

Idênticos resultados foram obtidos na estabilização química de solos arenosos. É disso exemplo o estudo de Saad Ali Aiban (1994), realizado sobre a estabilização de um solo arenoso da zona leste da Arábia Saudita. Esse estudo contemplou a execução de um plano de ensaios triaxiais de provetes constituídos por areia estabilizada com cimento Portland, com diferentes teores. Os resultados concluíram que a adição do agente estabilizador (1% a 4% referida à massa seca de areia) conferiam um aumento tanto ao nível de rigidez como de resistência, os quais aumentavam com o tempo de cura, pressão de confinamento e teor de cimento (Figura 3).

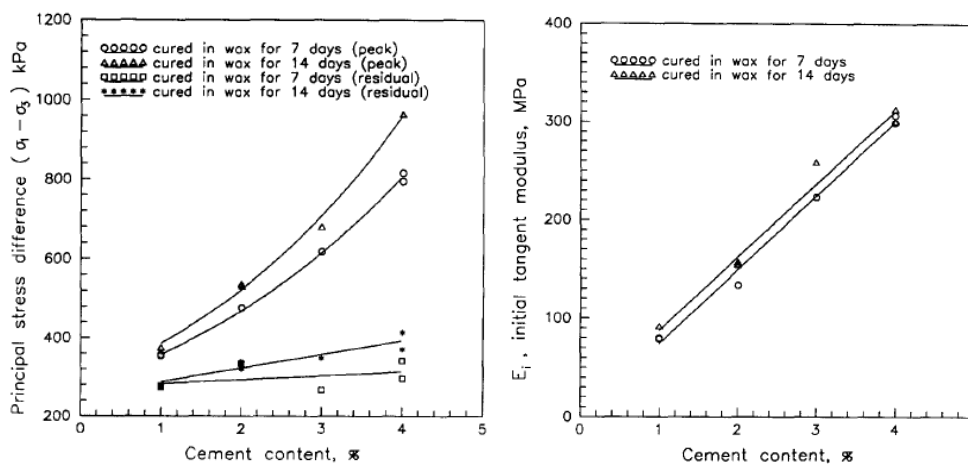


Figura 3 – Evolução da resistência e rigidez inicial de um solo arenoso estabilizado com diferentes teores de cimento (Saad Ali Aiban 1994)

## 2.2 Solo reforçado com fibras

A inclusão de fibras aleatoriamente distribuídas no solo conduz a melhorias de comportamento, tanto ao nível da capacidade de carga como deformabilidade. Esta melhoria deve-se à interação entre as partículas de solo e as fibras, de natureza friccionais e de encaixe/ amarração. Estas interações são a base do mecanismo solo-fibras, dando origem à transferência de tensões

aplicadas no solo para as fibras aleatoriamente distribuídas, mobilizando as fibras à tração. Ou seja, as fibras enquanto elemento de reforço do solo devem possuir suficiente capacidade resistente à tração e adequadas características friccionais para o solo onde são inseridas (Saran, 2010).

Existem dois tipos de fibras: as sintéticas e as naturais. As sintéticas são geralmente preferíveis de utilizar pois apresentam maior resistência e durabilidade quando comparadas com as fibras naturais. Dentro das fibras sintéticas existem várias subcategorias, pois podem ser de polipropileno, nylon, plásticas, de fibra de vidro, amianto, entre outras. Fibras naturais podem ter origem em frutas, como as fibras de coco e banana, ou em plantas, como as fibras de bambu, sisal, juta ou ainda o cânhamo. O uso de fibras naturais é desejável sob o ponto vista ambiental, no entanto, a maioria destas tem tendência a perder resistência ao longo do tempo quando sujeitas a alterações ambientais (por exemplo, seco e húmido). Voltando às fibras sintéticas, mais especificamente as de polipropileno, usadas no presente estudo, são fibras usadas com frequência devido às suas competentes características.

Uma das principais vantagens do reforço do solo com fibras aleatoriamente distribuídas é a ausência de planos de fraqueza que se desenvolvam sobre orientação preferencial. Ou seja, a distribuição das fibras aleatoriamente reforça o solo isotropicamente, não existindo nenhum plano de fraqueza preferencial (Maher & Gray 1990).

Outros autores (Ranjan et al. (1996), Kumar et al. (1999)) investigaram o efeito da inclusão em solos das fibras aleatoriamente distribuídas e concluíram que a resistência do solo assim reforçado cresce quase linearmente com o aumento da dosagem de fibras, sendo a resistência residual superior aquando da adição de fibras e à medida que a dosagem de fibras aumenta (Figura 4).

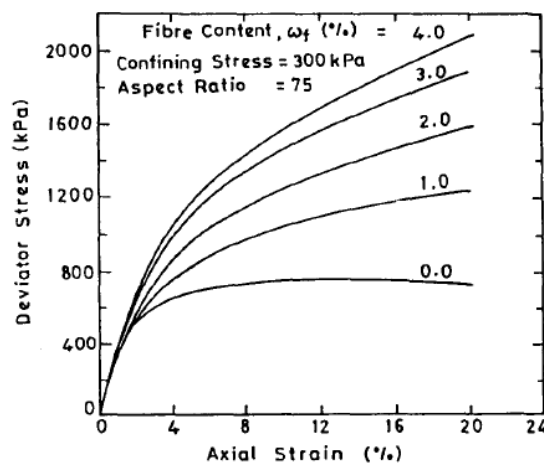


Figura 4 – Curvas tensão-extensão resultantes de ensaios triaxiais de provetes com diferentes dosagens de fibras (retirado de Ranjan et al. (1996)).

Tang et al. (2007) apresentaram um esquema que demonstra o mecanismo desenvolvido entre as fibras e o solo, mais precisamente, um solo constituído predominantemente por silte e argila e fibras de polipropileno. O esquema proposto (Figura 5) tem por base análises ao microscópio eletrónico de amostras de solo com 0.25% de fibras (teor expresso em relação à massa seca de solo). Concluíram os autores que existem partículas de argila que ficam coladas à superfície das fibras, contribuindo para o aumento da resistência friccional entre o solo e a fibra. Desta forma, as fibras são impedidas de deslizar, entrando em tração, formando um efeito de ponte que impede a contínua formação de superfícies de rotura. A distribuição aleatória e uniforme das fibras forma uma rede tridimensional que liga a matriz do solo, reforçando-o.

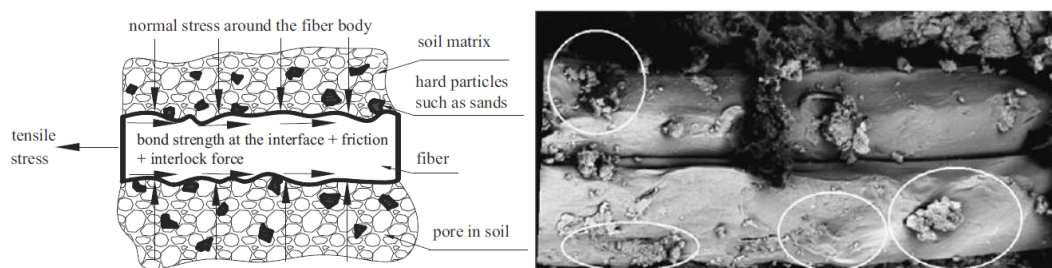


Figura 5 – Esquema do comportamento mecânico de interface entre a superfície das fibras e a matriz do solo envolvente (Tang et al. 2007).

### 2.3 Solo estabilizado quimicamente e reforçado com fibras de polipropileno

Após a análise individual do comportamento de um solo estabilizado quimicamente e de solos reforçados com fibras, é agora apresentada uma revisão dos trabalhos que incluem os dois efeitos em conjunto. Como revisto anteriormente, a melhoria de solos com recurso a agentes estabilizadores confere comportamento mais rígido e com maior resistência. Por outro lado, a

inclusão de fibras no solo, confere maior ductilidade e também maior resistência. São apresentados de seguida trabalhos que contemplam os dois efeitos em simultâneo.

Tang et al. (2007) realizou um estudo tendo por base ensaios à compressão não confinado, ensaios de corte direto e ainda observação por microscópio eletrónico. Foram usadas amostras de solo predominantemente silto-argiloso, estabilizado quimicamente com cimento Portland. Foram adicionadas fibras de polipropileno de 12mm de comprimento em diferentes quantidades. Os resultados dos ensaios de compressão simples mostram um aumento da resistência de pico com o aumento da dosagem de fibras (Figura 6), sendo igualmente observado o aumento da extensão de rotura. A resistência residual é também maior quanto maior é a dosagem de fibras, sendo que a perda de resistência pós-pico não é tão abrupta quando comparada com provetes sem fibras.

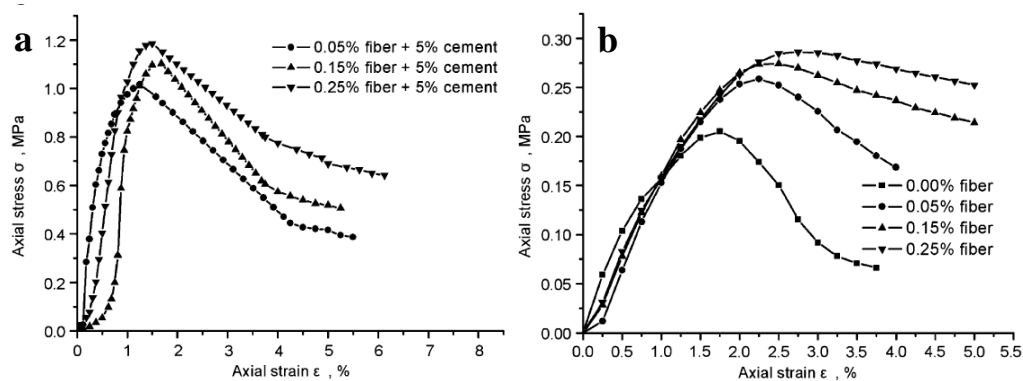


Figura 6- Ensaio de compressão não confinada – efeito do teor de fibras: a) solo-cimento-fibras; b) solo-fibras (Tang et al. 2007)

Os mesmos autores analisaram ainda ao microscópio eletrónico a morfologia de interação entre solo-cimento-fibras. Tal como constatado na Figura 5, o esquema do comportamento mecânico de interface é o mesmo, mas agora com a adição do cimento. Observou-se que as partículas que ficam coladas por adsorção às fibras são maioritariamente cimentícias, e como se sabe, estas têm maior resistência que as partículas de argila. Desta forma, o mecanismo de interação entre as fibras e a matriz solo-cimento será mais forte.

Consoli et al. (2010) desenvolveram um estudo sobre o efeito do reforço com fibras de polipropileno de um solo arenoso estabilizado com cimento Portland. O programa de trabalhos contemplou a realização de ensaios de compressão não confinada de um conjunto de provetes constituídos por solo, maioritariamente composto por areia média e fina, ligante e ainda a inclusão de fibras de polipropileno (24mm) aleatoriamente distribuídas. Foram analisados diferentes teores de água inicial, bem como diferentes graus de compactação, de acordo com a Figura 7. Os resultados indicam que a inclusão das fibras origina um aumento da resistência à compressão não confinada do material composto, independentemente do teor de água e grau

de compactação. O aumento do teor em cimento traduz-se num aumento linear da resistência à compressão não confinada (Figura 8).

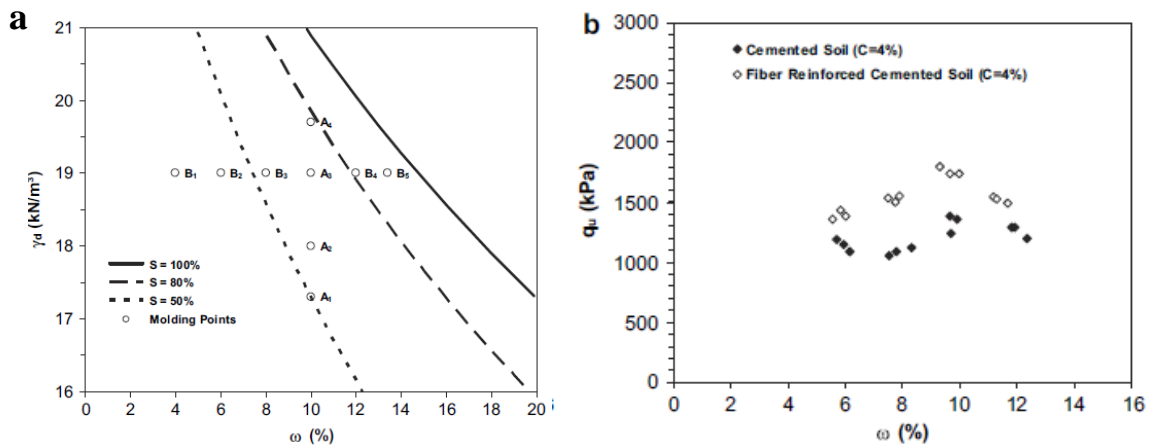


Figura 7 – a) Plano de ensaios à compressão não confinada, b) Variação da resistência à compressão não confinada com o teor em água (Consoli et al. 2010)

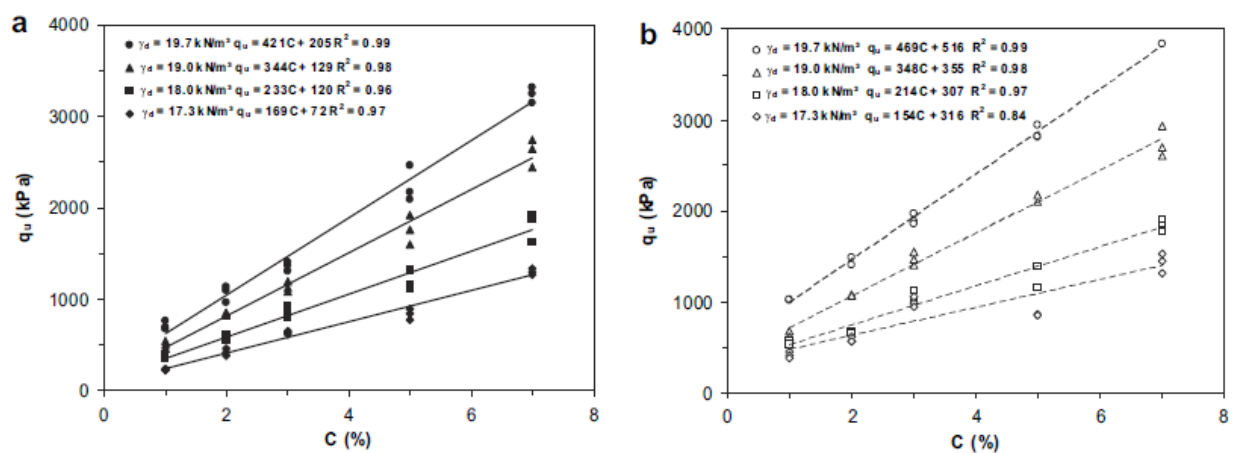


Figura 8 – Variação da resistência à compressão não confinada com o teor em cimento e com o grau de compactação: a) sem fibras e b) com fibras (Consoli et al. 2010)

Park (2009) estudou o efeito da distribuição das fibras e sua concentração, em termos de resistência de um solo arenoso estabilizado e reforçado com fibras, mediante a execução de uma série de ensaios à compressão não confinada. Para o melhoramento do solo foi usado cimento Portland e fibras de polivinil (PVA). Para estudar a distribuição das fibras o autor criou provetes divididos em 5 camadas, e estipulou 3 casos possíveis (Figura 9): caso 1- fibras na camada média; caso 2 – fibras na camada superior, média e inferior; caso 3 – todas as camadas com fibras. Estipulou ainda duas séries de ensaios, uma série L que tem 0,2% de fibras (em relação à massa seca de solo) em cada camada, e outra série T com 1% de fibras em termos médios globais do provete, ou seja, 0,33% em 3 camadas e 0,2% em todas as camadas. Desta distribuição concluiu-se que os casos L-3 e T-3 estão nas mesmas condições. Pela série L o autor concluiu que o aumento do teor em fibras traduz-se num aumento da resistência não



confinada (Figura 10 a)). Da série T o autor concluiu que a resistência não confinada depende do grau de distribuição das fibras no solo (Figura 10 b)), sendo que para a mesma quantidade de fibras (T-1, T-2 e T3), o provete com melhores resultados é aquele que tem fibras distribuídas uniformemente (T-3).

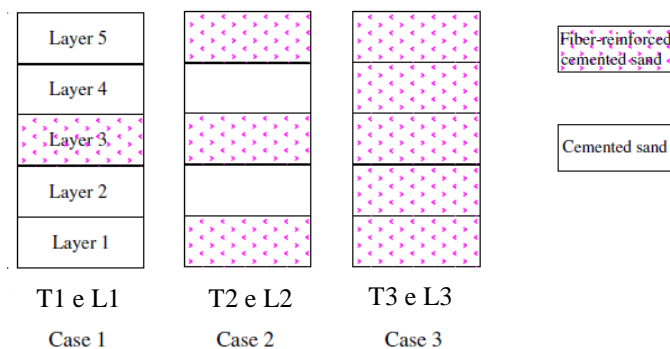


Figura 9 – Programa de ensaios de Park (2009)

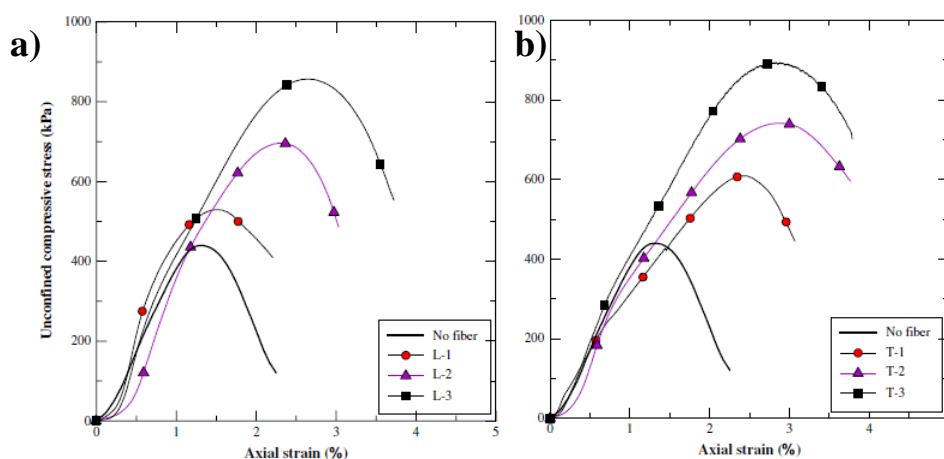


Figura 10 – Curvas tensão-extensão para ensaios à compressão não confinados com a) Série L: variação da quantidade de fibras e b) Série T: variação do grau de distribuição para a mesma quantidade de fibras. (Park 2009)

## 2.4 Cargas cíclicas aplicadas a solos quimicamente estabilizados

O comportamento cíclico de solos estabilizados é ainda um tema pouco investigado, no entanto, de extrema importância pois são diversas as estruturas fundadas neste tipo de solos e sujeitas a carregamento cíclico, como é o caso de vias férreas, estradas e estruturas industriais. De facto, da revisão bibliográfica consultada constatou-se existirem poucos autores a explorar este tema, existindo mesmo contradições entre estudos.

No que diz respeito a deformações permanentes, autores como Dall'aqua et al. (2010) apresentaram resultados caracterizados pelo aumento acentuado das deformações verticais

acumuladas para os primeiros ciclos, sendo que depois tendem a estabilizar para um patamar quase constante (Figura 11 a)). Estes resultados são válidos para 10000 ciclos aplicados 0,5Hz, em provetes estabilizados quimicamente com cimento Portland com adição de 0,3% fibras de polipropileno (designadas pelos autores por F23).

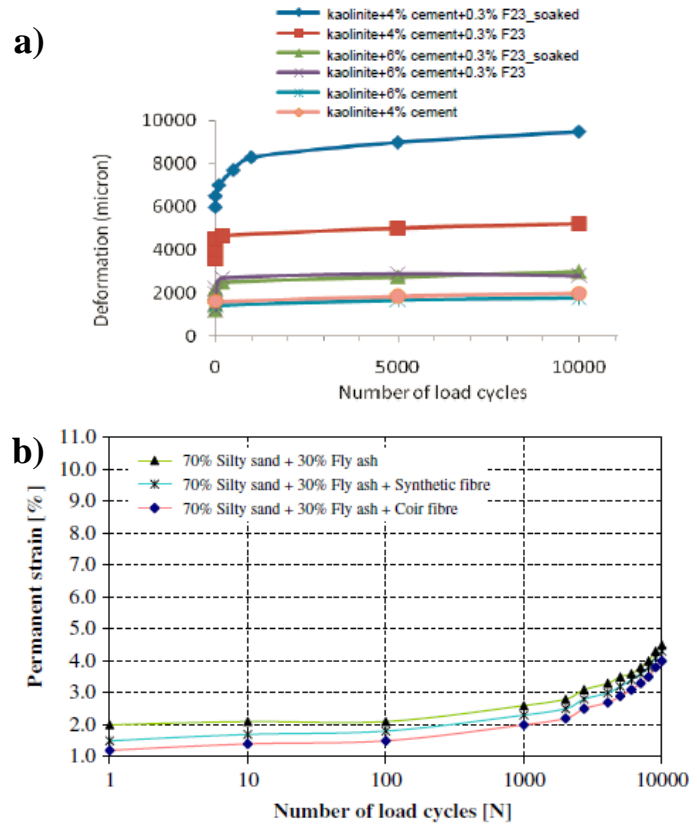


Figura 11 – Curvas da deformação vertical acumulada-nº de ciclos. a) Dall’acqua et al. (2010) e b) Chauhan et al. (2008)

Por outro lado, Chauhan et al. (2008) constataam a existência de um patamar de deformações quase constante para os primeiros ciclos, e que estas tendem a aumentar de forma significativa para ciclos superiores (Figura 11 b)). Estes resultados foram obtidos com uma areia siltosa melhorada com o teor ótimo de cinzas volantes e com adição de fibras de polipropileno ou coco, sob carregamento cíclico em aparelho triaxial, nos quais foram aplicados 70 ciclos por minuto sob um carregamento até 70% da carga estática. Note-se a diferença entre os dois estudos na Figura 11.

Viana da Fonseca et al. (2013) realizou uma série de ensaios triaxiais cíclicos com uma frequência de aplicação de 1 Hz, drenados e não-drenados, sobre provetes contruídos com solo estabilizado. O solo utilizado foi uma areia siltosa estabilizada com adição de cimento Portland. Os autores concluíram que tanto para ensaios drenados como para não-drenados, as deformações permanentes acumuladas apenas começavam a ser expressivas depois de aplicados 10000 ciclos, em concordância com os resultados de Chauhan et al. (2008).

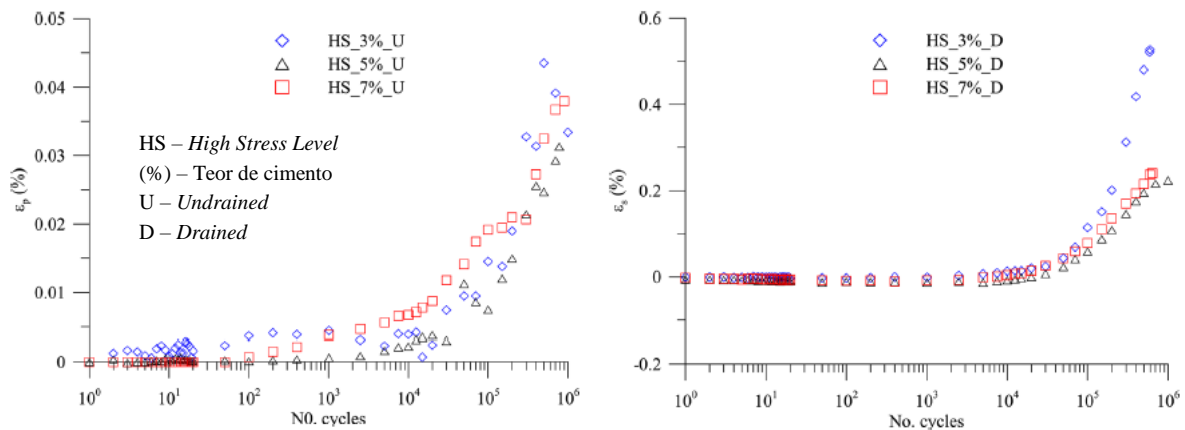


Figura 12 – Evolução das deformações verticais permanentes acumuladas com número de ciclos, para provetes com diferentes dosagens de ligante (3%, 5% e 7%), e para ensaios drenados e não drenados (Viana da Fonseca et al. 2013)

Sharma & Fahey (2003) estudaram a degradação da rigidez de um solo calcário estabilizado (por precipitação de carbonato de cálcio) sob carregamentos cíclicos. Para tal, realizaram uma série de ensaios triaxiais não-drenados comparando, para diversos níveis de tensão, o comportamento do mesmo solo estabilizado e não estabilizado. Os autores concluíram que o solo estabilizado tem maior rigidez que o solo não estabilizado. Contudo, quando submetidos a carregamento cíclico notou-se uma redução tanto da rigidez, como da tensão e extensão plástica, à medida que o número de ciclos aumentava. Este facto deve-se à progressiva degradação das ligações cimentícias. Na Figura 13 é possível ver a degradação da rigidez (em relação à rigidez inicial -  $G_{loop-N}/G_{loop-1}$ ) do material composto ao longo do número de ciclos. Foram aplicados diferentes níveis de tensão ( $S=q_{ciclico}/(q_{u\_máx}-q_{u\_méd})$ ) constatando-se existir uma degradação superior para menor número de ciclos quanto maior é o nível de tensão aplicado.

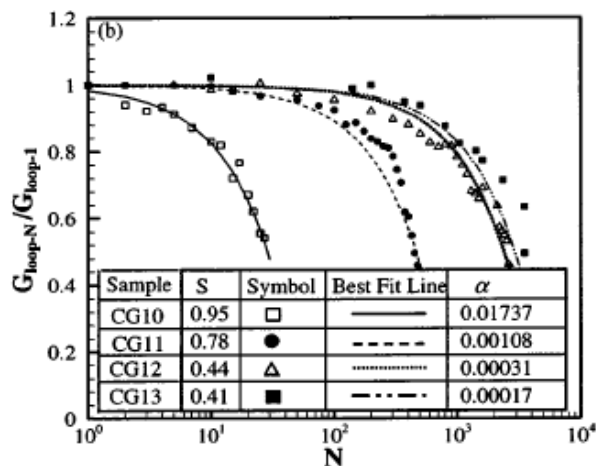


Figura 13 – Variação da degradação da rigidez ( $G_{loop-N}/G_{loop-1}$ ) ao longo do número de ciclos (N). ((Sharma & Fahey 2003)

Varkuti (2015) desenvolveu um programa laboratorial com o objetivo de investigar o efeito do carregamento cíclico na capacidade de suporte de um solo argiloso estabilizado quimicamente com cimento Portland e Cal (na proporção em massa seca 70/30). Para os ensaios cíclicos o autor fixou amplitudes de carga para 20%, 30%, 40% e 50% da resistência monotónica, sendo descarregados a cada ciclo, com uma frequência de 1 Hz e 500 ciclos aplicados. Os provetes sujeitos a carga cíclica exibiram um aumento da rigidez à medida que a amplitude de carga aumentava. Foram também observados aumentos até 10% da resistência à compressão não confinada de provetes submetidos a carregamento cíclico.

## 3 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

### 3.1 Introdução

O presente estudo tem por base a utilização de uma mistura constituída por solo mole do Baixo Mondego, cimento Portland, escórias de alto-forno e fibras de polipropileno. Nas próximas secções serão descritos cada um dos componentes desta mistura.

### 3.2 Solo mole do Baixo Mondego

O solo mole do Baixo Mondego tem formação numa planície aluvionar, localizada no estuário entre a foz do rio Mondego e Montemor-o-Velho, e apresenta um comprimento de aproximadamente 26 km. O estuário é formado por um aluvião de depósito de sedimentos, lateralmente confinado por rochas calcárias que afloram à superfície. Após a última era glacial, Würm, registou-se um aumento da temperatura do planeta e conseqüente redução dos glaciares. Esta transformação ditou uma subida do nível do mar, resultando na sedimentação e a formação do depósito aluvionar. Em amostras recolhidas no solo do Baixo Mondego é frequente encontrar conchas do mar devido a este mesmo facto.

Dos estudos já realizados com o solo do Baixo Mondego (Correia (2011) e Coelho (2000)), tendo por base amostras recolhidas no local experimental Quinta da Foja. Com apoio a maquinaria pesada foi retirada uma amostra de grande volume a uma profundidade de 2,5m e dividida em porções de 500kg por vários contentores. De um desses contentores de solo mole do Baixo Mondego remexido, foram separados para o presente estudo cerca de 150 kg. Depois de bem homogeneizado, como se explica na secção 4.2, foi separada uma porção representativa com cerca de 3 a 5 kg para proceder à determinação de índices físicos e classificação do solo (densidade das partículas sólidas (G), composição granulométrica, teor em matéria orgânica (OM) e limites de consistência ( $w_p$  e  $w_L$ )).

De acordo com o estudo realizado por Coelho (2000) sobre a caraterização do solo mole do Baixo Mondego, apresenta-se na Figura 14 a evolução do grau de sobreconsolidação (OCR) e teor em matéria orgânica (OM) em profundidade. Note-se que até aos 4 metros de profundidade o solo apresenta-se sobreconsolidado, maioritariamente devido às variações do nível freático, e a partir dessa profundidade o solo encontra-se normalmente consolidado. O teor em matéria orgânica até aos 4 m é altamente variável, pelo que a OM da amostra retirada para o presente

estudo poderá apresentar também grandes variações em relação aos valores obtidos por Correia (2011).

Como referido, este solo já foi alvo de estudos anteriores, pelo que a presente caracterização geotécnica terá como termo de comparação a obtida por Correia (2011) e Coelho (2000). Durante a homogeneização, o teor em água foi ajustado em laboratório para 80,87%, valor correspondente ao teor natural Correia (2011).

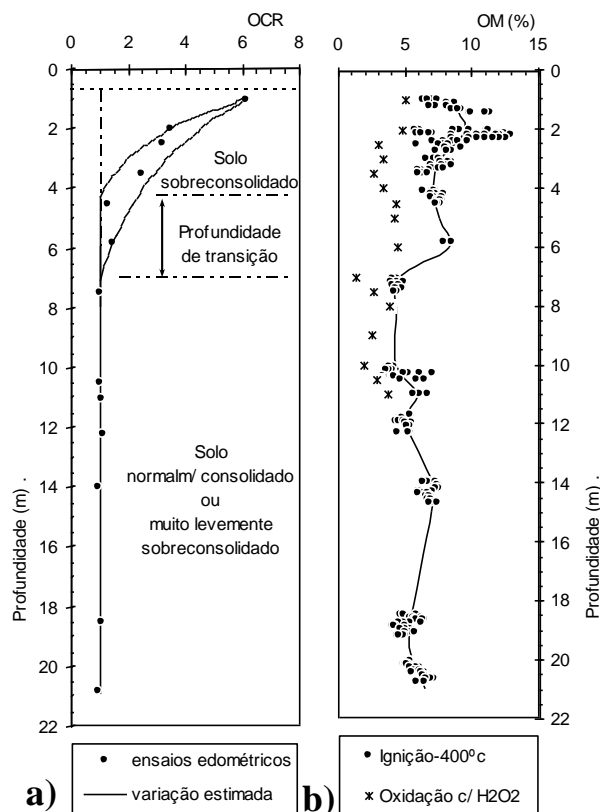


Figura 14 – a) Estimativa do Grau de sobreconsolidação; b) Variação do teor em matéria orgânica em profundidade para o solo mole do Baixo Mondego (retirado de Coelho, 2000).

### 3.2.1 Densidade das Partículas Sólidas

A densidade das partículas sólidas ( $G$ ) é dada, matematicamente, pelo quociente entre o peso volúmico das partículas sólidas ( $\gamma_s$ ) e o peso volúmico da água ( $\gamma_w$ ). Para determinação da densidade das partículas sólidas seguiu-se o procedimento laboratorial definido pela norma NP 83 (1965). O valor obtido para  $G$  foi 2,64, que é superior ao obtido por Correia (2011) de 2,555 e por Coelho (2000) de 2,58. No entanto, aceitou-se este valor como válido, uma vez que este valor é extremamente influenciável pelo teor em matéria orgânica.

### 3.2.2 Composição granulométrica

A composição granulométrica é definida como a distribuição em percentagem da massa total das partículas do solo de acordo com as suas dimensões. Esta é feita através de ensaio laboratorial (LNEC - E196 (1966)) e representada por uma curva granulométrica (Figura 15), que estabelece a percentagem em massa das partículas inferiores a uma dada dimensão.

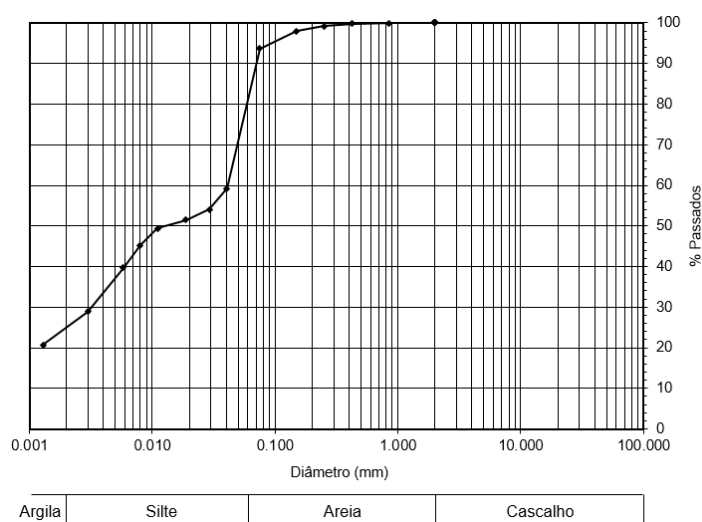


Figura 15 – Curva granulométrica do solo em estudo.

Da curva granulométrica resultante do presente estudo, é possível determinar a fração argilosa, que corresponde aproximadamente a 25%, a maior fração é de silte com aproximadamente 57% e o restante é areia ( $\approx 18\%$ ).

Tendo por base a composição granulométrica é possível fazer uma classificação do solo. Esta classificação pode ser feita através do triângulo de Feret, que classifica o solo a partir das frações dominantes. Tal como o apresentado na Figura 16, constata-se que o solo se classifica granulometricamente como um silte argiloso.

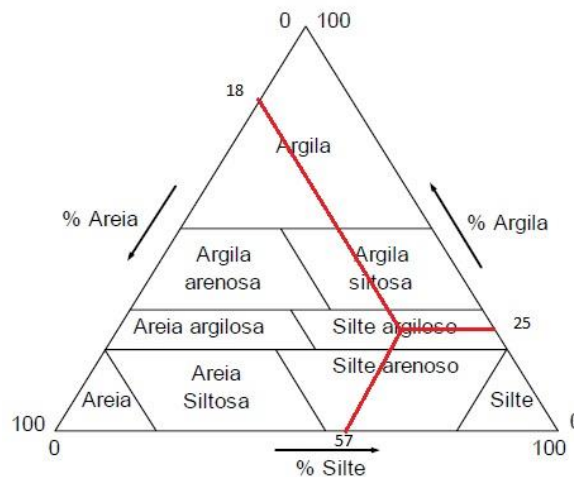


Figura 16 – Classificação granulométrica do solo pelo triângulo de Feret.

### 3.2.3 Teor em Matéria Orgânica

O teor em matéria orgânica (OM) é um parâmetro que influencia significativamente as características físicas e plasticidade do material. A matéria orgânica interfere no desenvolvimento das reações físico-químicas entre o solo e o ligante, sendo que o comportamento mecânico influenciado pela quantidade de OM existente no solo (Correia, 2011).

Para determinação do teor de matéria orgânica adotou-se a técnica das perdas por ignição, sendo 50°C a temperatura de referência e 400°C a temperatura de ignição (E201 1967). O teor em matéria orgânica obtido foi de 12,3 %, valor este relativamente acima dos valores obtidos por Correia (2011) de 7,96% e Coelho (2000) de 8,50%. No entanto, e de acordo com a Figura 14 este valor pode variar significativamente até aos 4 metros, encontrando-se dentro dos limites de variação.

### 3.2.4 Limites de consistência

Os limites de consistência ou de Atterberg são basicamente os teores em água que balizam as zonas de diferentes comportamentos de solos finos. O limite de liquidez ( $w_L$ ) define a fronteira entre o comportamento fluido e moldável do solo, o limite de plasticidade ( $w_P$ ) define a fronteira entre o comportamento moldável e fiável do solo, e por fim o limite de retração ( $w_S$ ) define o teor em água máximo para o qual o solo seca a volume constante.

Na presente caracterização apenas se determinaram os dois primeiros ( $w_L$  e  $w_P$ ) através de ensaios laboratoriais que seguiram a norma NP 143 (1969). O limite liquidez ( $w_L$ ) obtido é igual a 69,8%, enquanto o limite plástico ( $w_P$ ) obtido é igual a 48,2%, que se encontram dentro de um intervalo expectável quando comparado com o estudos de Correia (2011) e Coelho (2000).



### 3.2.5 Resumo da Caraterização Geotécnica

Na Tabela 1 são apresentados os resultados resumidos da caraterização geotécnica.

Tabela 1 – Resumo da caraterização geotécnica do solo do Baixo Mondego utilizado para o presente estudo e comparação com caraterização do mesmo solo dos autores Coelho (2000) e Correia (2011)

Índices Geotécnicos		Coelho (2000)	Correia (2011)	Presente estudo
<b>Composição Granulométrica</b>	Argila (%)	13-30	8-12	25
	Silte (%)	54-73	71	57
	Areia (%)	14-16	17-21	18
<b>Peso Volúmico Saturado</b>	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	14,80	14,56	-
<b>Densidade das Partículas sólidas</b>	G	2,58	2,555	2,64
<b>Teor em Água Natural</b>	W (%)	81	80,87	80,87
<b>Índice de vazios</b>	e	2,1	2,11	-
<b>Grau de Saturação</b>	S (%)	100	98,10	-
<b>Teor em Matéria Organica</b>	OM (%)	8,50	7,96	12,30
<b>Limites de Consistência</b>	W <sub>p</sub> (%)	40	42,80	48,20
	W <sub>L</sub> (%)	77	71,03	69,8
<b>Grau de Sobreconsolidação</b>	OCR	3,3	3,3	-
<b>Limites de Compressibilidade e Recompressibilidade</b>	C <sub>c</sub>	0,08	0,065	-
	C <sub>r</sub>	0,63	0,57	-
<b>Resistência ao Corte não Drenada média</b>	C <sub>u</sub> (kPa)	-	20	-

### 3.3 Ligantes

Os ligantes a utilizar na estabilização química de um solo são um fator condicionante, pois são eles que desencadeiam as interações físico-químicas com as partículas do solo e a água envolvente, concedendo ao material compósito resultante um comportamento mecânico com melhor capacidade de resposta.

Para efetuar a estabilização química do solo do Baixo Mondego utilizou-se uma mistura de dois ligantes na proporção de 3:1 (referida à massa seca) entre cimento Portland CEM I 42,5 R e escória granulada de alto-forno.

#### 3.3.1 Cimento Portland CEM I 42,5 R

O cimento Portland é um ligante hidráulico, isto é, trata-se de um material inorgânico finamente moído que, quando misturado com água, forma uma pasta que faz presa e endurece devido a reações e processos de hidratação. Cimento Portland é a designação deste ligante, dada pelo britânico Joseph Aspdin em 1824.

O cimento Portland é definido com um pó fino, com propriedades aglomerantes, aglutinantes ou ligantes, que endurece sob a ação de água. É constituído por mais de 95% de clínquer, o qual tem na sua constituição Óxido de cálcio (CaO), Sílica (SiO<sub>2</sub>), Alumina (Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>), Óxido de ferro III (Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>) e Óxido de magnésio (MgO), entre outros constituintes. Na Tabela 2 é apresentado a composição química do cimento Portland utilizado no presente estudo fornecida pelo fabricante CIMPOR.

Tabela 2 – Composição química do cimento Portland utilizado (conforme dados do fabricante)

Componentes	CaO	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	MgO	SO <sub>3</sub>	Sup. esp. Blaine (m <sup>2</sup> /kg)
Conteúdo (%)	62,84	19,24	4,93	3,17	2,50	3,35	349,0

### 3.3.2 Escória Granulada de Alto-Forno

Como aditivo ao ligante principal, cimento Portland, foi usada a escória granulada de alto-forno. Este ligante é um resíduo siderúrgico industrial constituído, basicamente, de aluminossilicatos cálcios, como resultado da combinação do minério de ferro com as cinzas do coque e do calcário utilizado como fundente no processo siderúrgico da fabricação do ferro fundido (‘ferro gusa’) (Velten et al. 2006).

Na Tabela 3 é apresentada a composição química da escória granulada de alto-forno usada no presente estudo, denominada por escórias de Souselas.

Tabela 3 – Composição química da escória utilizada designada de Souselas (conforme dados do fabricante)

Componentes	CaO	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	MgO	SO <sub>3</sub>	MnO	K <sub>2</sub> O
Conteúdo (%)	42	36	11	0,80	8,10	1,75	0,21	0,31

No entanto, e devido a um inesperado esgotamento de *stock*, durante o trabalho experimental houve a necessidade de usar outro tipo de escórias. Como referido já na revisão bibliográfica, o tipo de ligante é um fator fundamental para o melhoramento do solo, sendo que cada tipo de ligante induz um comportamento mecânico diferente. Para tal, tentou-se encontrar uma escória granulada de alto-forno que tivesse uma composição química o mais próxima possível da primeiramente escolhida.

Na Tabela 4 é apresentada a composição química da segunda escória utilizada, designada de escória granulada de alto-forno do Brasil.

Tabela 4 - Composição química da escória utilizada designada de Brasil (conforme dados do fabricante)

Componentes	CaO	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	MgO	SO <sub>3</sub>	MnO	K <sub>2</sub> O
Conteúdo (%)	44	36	10	0,42	6,19	2,19	0,53	0,35

### 3.4 Fibras

No presente estudo, avalia-se o efeito do carregamento cíclico sobre um solo mole estabilizado quimicamente com adição de fibras de polipropileno. Já foi apresentada a caracterização do solo e do ligante usado como estabilizador, apresentando-se agora nesta secção as fibras utilizadas.

As fibras escolhidas para o presente estudo são fibras sintéticas, compostas por multifilamentos extremamente finos de polipropileno. A Figura 17 apresenta a geometria das fibras utilizadas. As presentes fibras são um produto do fabricante *BEKAERT*, e foi utilizado o modelo de fibras *DUOMIX M12*, que apresentam um comprimento de 12mm com uma densidade de 110 milhões de fibras/kg. O catálogo do fabricante indica ainda o uso destas fibras para inclusão em betão armado com o fim último de minimizar os problemas de fendilhação. Apontam também a facilidade com que são misturadas, através de bombeamento ou *spray*. As propriedades geométricas e mecânicas das fibras encontram-se resumidas na Tabela 5.

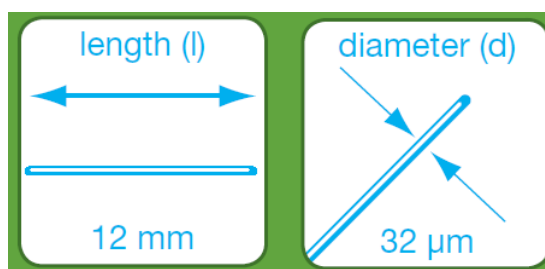


Figura 17 – Caraterísticas geométricas das fibras de polipropileno (retirado do catálogo da empresa Bekaert (2010))

Tabela 5 - Propriedades gerais das fibras

Caraterização das Fibras	
Polímero	Polipropileno
Comprimento (mm)	12
Diâmetro ( $\mu\text{m}$ )	32
Densidade (milhões) /kg	110
Resistência à tração (N/mm <sup>2</sup> )	250
Ponto de fusão ( $^{\circ}\text{C}$ )	165
Ponto de ignição ( $^{\circ}\text{C}$ )	$\geq 330$

## 4 PROCEDIMENTO LABORATORIAL

### 4.1 Introdução

Por forma a analisar o comportamento mecânico do solo mole do Baixo Mondego estabilizado quimicamente com adição de fibras é necessário realizar uma série de ensaios laboratoriais. Estes ensaios são realizados sobre provetes preparados laboratorialmente segundo normas e procedimentos que garantam critérios de uniformidade (Correia 2011).

No presente capítulo é descrito todo o processo laboratorial que conduz à obtenção de provetes, assim como os ensaios laboratoriais executados para caracterizar o comportamento mecânico do material compósito. Em todo o processo de preparação de provetes foram adotadas as regras de preparação do EuroSoilStab (2001), com algumas modificações com o fim último de produzir amostras de boa qualidade.

A descrição do processo de laboratorial inicia-se com a homogeneização de solo, seguidamente explicam-se as três principais fases processo de produção dos provetes: preparação da mistura, moldagem e cura dos provetes e sua desmoldagem. Por fim, explica-se detalhadamente a forma como foram ensaiados os provetes e o respetivo plano de ensaios.

Por vezes é necessário. A homogeneização é importante também para que toda a amostra fique com o teor em água igualmente distribuído pela amostra.

### 4.2 Homogeneização do solo

De modo a representar a realidade da aplicação da técnica de *Deep Soil Mixing* foi utilizado solo mole do Baixo Mondego no seu estado natural, com um teor de água natural de 80,87% (Correia, 2011).

Numa primeira fase foi realizada uma mistura mais grosseira da amostra total (150kg), utilizando uma betoneira de eixo vertical (*IMER – Mix-240*). Seguidamente, os 150 kg de solo separados previamente, foram divididos em três poceiros, com objetivo de prosseguir a homogeneização com uma mistura mais fina. Esta mistura consiste na homogeneização de frações individuais de 4 a 5 kg, através de uma misturadora mais pequena (*Sammic BM11*), à

medida que se adicionava água gradualmente até perfazer o teor de água natural do solo (80,87%). Durante este processo foi, por vezes, necessário retirar alguns materiais orgânicos (conchas, raízes de arroz) não decompostos e que poderiam influenciar o comportamento da amostra. Os poceiros onde se conservou o solo foram isolados com película aderente e armazenados numa câmara termo-higrométrica à temperatura de  $20\pm 2^{\circ}\text{C}$  e humidade relativa de  $95\pm 5\%$ , com objetivo de minimizar as perdas de água. No entanto, todos os dias que se construíam provetes o solo foi misturado manualmente, com objetivo de distribuir a água que se acumula à superfície devido a fenómenos de consolidação. Como boa prática, todos os dias foi controlado e corrigido, se necessário, o teor de água.

### 4.3 Montagem/ Preparação dos provetes

Uma vez homogeneizado o solo e garantido o teor em água natural (80,87%), é possível iniciar a construção de provetes. Para a moldagem dos provetes foram utilizados moldes cilíndricos em tubos de PVC com 140mm de altura e 70,2mm de diâmetro interno. Segundo Correia (2011), para um melhor compromisso trabalhabilidade/ qualidade dos provetes, optou-se por aumentar o teor de água do solo de 80.17% para 113% aquando a preparação do provete.

A preparação de amostras contempla a seguinte ordem de trabalhos:

- 1- Mistura manual do solo (Figura 18 a));
- 2- Separação das fibras com ar comprimido (Figura 19);
- 3- Preparação do molde de PVC com vaselina na superfície interior para melhorar a desmoldagem, e colocação de fita adesiva e geotêxtil na base;
- 4- Elaboração da mistura de ligante (escórias + cimento), primeiro a seco (Figura 18 b)) e depois com água produzindo uma calda de ligante;
- 5- Mistura de solo, ligante e fibras com recurso a misturadora automática (*Sammic BM11*), com velocidade média (142 rpm) durante 4 minutos, com paragem aos 2 minutos para soltar a mistura das paredes laterais do balde e da pá misturadora;
- 6- Montagem faseada do provete dentro do molde em três camadas com aproximadamente 300g cada uma. Cada camada é compactada da seguinte forma:
  - i. Aplicação de vibração manual com 10 batimentos leves com a base do provete na bancada de forma a redistribuir a mistura e eliminar alguns vazios iniciais;
  - ii. Aplicação de 10 pancadas com uma placa circular (compactação dinâmica);
  - iii. Apiloamento com um varão de ferro de forma a introduzir vibração e eliminar alguns possíveis vazios;
  - iv. Aplicação de 25 pancadas com a placa circular para compactação final;
  - v. Nova aplicação de vibração manual com 10 batimentos leves com a base do provete na bancada de forma a melhor redistribuir a mistura e eliminar alguns vazios ainda existentes;

- vi. Por fim é feita uma correção do topo, com auxílio de uma espátula tornando a superfície superior lisa e perpendicular ao eixo vertical do provete;
- 7- Por cada preparação são construídos dois provetes com o mesmo método. Ambas são montadas nos 30 minutos a seguir à primeira mistura de ligante;
- 8- São colocados os dois provetes dentro de um saco de plástico e guardados na câmara termo-higrométrica durante 28 dias (Figura 20);
- 9- Após 28 dias é feita a desmoldagem do provete do tubo de PVC (D=70.2mm, H=140mm) com o auxílio de um extrator hidráulico;
- 10- É feita uma correção do topo inferior/superior com serrote, para otimizar a geometria cilíndrica e assim minimizar a excentricidade quando submetido a carregamento axial;
- Durante o processo de montagem/ preparação dos provetes utilizam-se os seguintes utensílios:

- Moldes cilíndricos em PVC;
- Misturadora Sammic BM11;
- Espátulas;
- Colher de pedreiro;
- Placa circular;
- Varão metálico para apiloar;
- Copo de plástico;
- Luvas;
- Proveta;
- Cápsulas;
- Estufa;
- Sacos de Plástico;
- Etiquetas;
- Fita-adesiva;
- Cronómetro;
- Balança;
- Tabuleiro;
- Vaselina;

Materiais reagentes utilizados na mistura:

- Cimento Portland CEM I 42,5;
- Fibras Polipropileno;
- Escória granulada de alto-forno;
- Água;

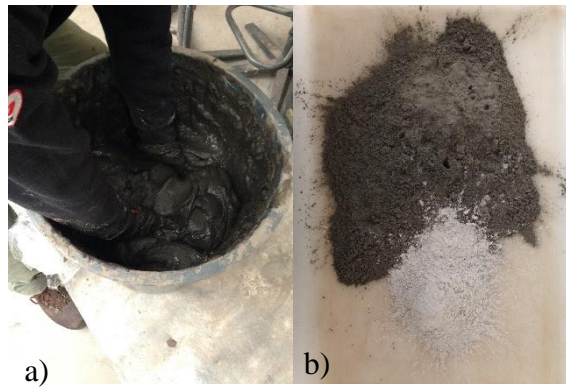


Figura 18 – a) Mistura manual do solo; b) mistura de cimento Portland CEM I 42,5R com escória granulada de alto-forno.



Figura 19 – Separação das fibras de polipropileno com ar comprimido: a) fibras de polipropileno agrupadas; b) sistema de separação das fibras com ar comprimido, garrafão e peneiro 200; c) fibras polipropileno separadas.



Figura 20 – Apresentação final do provete dentro do molde de PVC antes de ser fechado dentro de um saco de plástico e entrar na câmara termohigrométrica.

#### 4.4 Plano de ensaios

O objetivo último deste trabalho é encontrar uma relação entre o comportamento das fibras de polipropileno, quando adicionadas a um solo mole estabilizado quimicamente e sujeito a carregamento cíclico. Para tal, foi definido um plano de ensaios cíclicos (CIC) experimentais com o intuito de analisar o efeito de variáveis criteriosamente definidas tais como o número de ciclos, nível médio de tensão, amplitude e frequência de aplicação de carga. Desta forma, foi definido um plano com as seguintes características base:

Tabela 6 – Parâmetros do ensaio base

<b>Nº de ciclos</b>	5000
<b>Frequência de aplicação de carga (Hz)</b>	0.25
<b>Nível de tensão (%<math>q_{u\_máx}</math>)</b>	55%
<b>Amplitude carga (%<math>q_{u\_máx}</math>)</b>	15%
<b>Dosagem de ligante (kg/m<sup>3</sup>)</b>	375
<b>Dosagem de fibras (kg/m<sup>3</sup>)</b>	50
<b>Tempo de cura (dias)</b>	28

O nível de tensão e a amplitude de carga encontram-se definidos em função da resistência à compressão não confinada ( $q_{u\_máx}$ ) obtida em ensaios de compressão simples não-confinados de referência (UCS). A partir dos parâmetros base, e de forma a criar um plano lógico e coerente, fez-se variar:

- A dosagem de fibras, com intuito de perceber a real influência e comportamento das fibras;
- A dosagem de ligante, com objetivo de perceber a influência da quantidade ligante na interação fibra-ligante;
- a amplitude de carga, tentando atingir níveis de tensão mais reduzidos e outros mais próximos da rotura para descrever os vários níveis de tensão na curva tensão-deformação;
- a frequência de aplicação, para explorar a gama de frequências que provocam maiores alterações no comportamento da amostra. Alguns condicionamentos da prensa de ensaios, que não está preparada para ensaios cíclicos de longa duração com frequências superiores a 0.25Hz não permitiu que se pudesse explorar mais a influência da frequência de aplicação. Optou-se por fazer um único ensaio com uma frequência maior (1 Hz), quatro vezes superior à base (0,25Hz), para que não fossem excedidos os campos de segurança de trabalho da prensa de ensaios.



Por forma a facilitar a identificação e designação dos provetes foi adotada a seguinte nomenclatura: '*Ensaio\_ligante\_fibras\_amplitude\_frequência\_provete*', onde:

**Ensaio:** UCS – compressão simples não confinado monotónico de referência; CIC – cíclico não confinado; UCSpc – compressão simples não confinado monotónico pós ensaio cíclico;

**Ligante:** Dosagem de ligante (100, 175, 250, 375, 500 kg/m<sup>3</sup>)

**Fibras:** Dosagem de fibras (0, 2, 5, 10, 30, 50 kg/m<sup>3</sup>)

**Amplitude:** Amplitude de carga aplicada, (10, 15, 20, 30 % q<sub>u,máx</sub>)

**Frequência:** frequência de aplicação de carga (0.25, 1 Hz)

**Provete:** número do provete do par de ensaios (1 ou 2)

Tabela 7 – Plano de ensaios de referência (UCS)

Designação ensaio	Análise	Dosagem de ligante (kg/m <sup>3</sup> )	Dosagem de fibras (kg/m <sup>3</sup> )
UCS_375_5	Condições Base	375	5
UCS_100_5	Ligante	100	5
UCS_175_5		175	5
UCS_250_5		250	5
UCS_500_5		500	5
UCS_375_2		375	2
UCS_375_10	Fibras	375	10
UCS_375_30		375	30
UCS_375_50		375	50
UCS_375_0	Sem Fibras	375	0

Tabela 8 – Plano de ensaios Cíclicos (CIC).

Designação par ensaio	Análise	Dosagem de ligante (kg/m <sup>3</sup> )	Dosagem de fibras (kg/m <sup>3</sup> )	Amplitude de carga (%)	Frequência aplicação de carga (Hz)
CIC_375_5_15_25	Condições Base	375	5	15	0.25
CIC_100_5_15_25	Ligante	100	5	15	0.25
CIC_175_5_15_25		175	5	15	0.25
CIC_250_5_15_25		250	5	15	0.25
CIC_500_5_15_25		500	5	15	0.25
CIC_375_2_15_25		375	2	15	0.25
CIC_375_10_15_25	Fibras	375	10	15	0.25
CIC_375_30_15_25		375	30	15	0.25
CIC_375_50_15_25		375	50	15	0.25
CIC_375_5_10_25	Amplitude de carga	375	5	10	0.25
CIC_375_5_20_25		375	5	20	0.25
CIC_375_5_30_25		375	5	30	0.25
CIC_375_5_15_100	Frequência	375	5	15	1
CIC_375_0_15_25	Sem fibras	375	0	15	0.25

Atente-se que cada ensaio corresponde a um conjunto de 2 provetes, preparados em simultâneo, procurando-se desta forma assegurar condições de reprodutibilidade, asseguradas através do critério de conformidade segundo a norma NP EN 206-1 (2007). Segundo esta norma, um ensaio é válido se os resultados individuais obtidos por cada amostra se encaixarem dentro de um intervalo de variação de  $\pm 15\%$  em relação à média dos resultados. Dada a ausência de documentos que definam os critérios de conformidade para o ensaio do material em estudo, considera-se como válidos os critérios especificados para o betão.

Como referido na secção 3.3.2, a escória granulada de alto-forno de Souselas usada inicialmente não foi suficiente para a montagem de todos os provetes, e de acordo com a composição química tentou-se encontrar uma escória que fosse muito semelhante, tendo-se selecionado a escória do Brasil. Mesmo tendo uma composição química muito semelhante notou-se que existia diferença do comportamento mecânico dos provetes, ao nível da resistência. Esta situação obrigou a elaborar novo de ensaios plano de UCS de referência para os provetes ainda por ensaiar, e mesmo a repetição de alguns ensaios. Devido a este imprevisto, na análise da influência da dosagem de ligante utilizaram-se apenas 2 provetes, um como ensaio UCS de referência e outro como ensaio CIC. Na Tabela 9 apresenta-se o plano de ensaios tendo em consideração o tipo de escórias.

Tabela 9 – Programa de utilização das escórias

Análise	Tipo de escórias
Influência da dosagem de fibras	Souselas
Influência da dosagem de ligante	
Influência da amplitude de carga	Brasil
Influência da frequência de aplicação	

#### 4.5 Procedimento nos ensaios laboratoriais

De acordo com o plano de ensaios, os ensaios cíclicos (CIC) baseiam-se nos resultados de ensaios de compressão simples de referência (UCS). Desta forma, foram inicialmente realizados os ensaios de compressão simples que servem como referência aos parâmetros de carga a aplicar nos ensaios cíclicos.

Posteriormente, são executados os ensaios cíclicos (CIC), numa segunda prensa que permite a aplicação de carregamentos cíclicos. Após os ensaios cíclicos, os provetes são descarregados e levados para a primeira prensa sendo submetidos a ensaio à compressão simples monotónico (ensaio pós-cíclico (UCSp)).

Dada a ausência de normas com critérios de ensaio para o material em estudo, tomou-se por válido no presente estudo as normas especificadas para o betão, NP EN 12390-3 (2011).

#### 4.5.1 Ensaio de Compressão Simples (UCS)

Todos os ensaios de compressão simples não confinados monotônicos foram executados numa prensa (*Tristar 5000kg Stepless Compression Test Machine do fabricante Wykeham Farrance - England*) a uma velocidade de deformação constante 0,35mm/min (0,25%/min em relação à altura do provete).

Todos os provetes foram submetidos a ensaios à compressão simples. No entanto, podem-se separar dois tipos de provetes ensaiados, os de referência (UCS) que eram desmoldados e foram imediatamente ensaiados, e os provetes desmoldados, submetidos a ensaio cíclico (CIC), e só depois ensaiados à compressão não confinada (UCSpc)

Imediatamente antes do início do ensaio é controlada a altura, diâmetro e massa do provete, e no final são retiradas duas amostras do provete para controlo do teor em água final. Durante o ensaio são registadas, de forma automática, os valores da força (N) e deformação vertical (mm) em intervalos de 3 segundos. A Figura 21 apresenta o equipamento de realização dos ensaios.



Figura 21 – Prensa *Tristar 5000kg Stepless Compression Test Machine* onde foram executados os ensaios de compressão simples monotônicos.

#### 4.5.2 Ensaio cíclico (CIC)

O ensaio cíclico inicia-se com o carregamento do provete até um dado nível de tensão e posteriormente começa o carregamento cíclico. Através do *software* 'PCD 2K' é possível definir a amplitude de carga, frequência de carga e número de ciclos. A aquisição de dados é feita através do mesmo *software*, que regista a força e deslocamento vertical ao longo do tempo. Na Figura 22 é possível observar a prensa onde decorreram os ensaios cíclicos e o equipamento informático de controlo e aquisição de dados. Os ensaios cíclicos são executados numa prensa de marca *Servosis* equipada com uma célula de carga com capacidade de 200 kN e precisão de  $\pm 0,1$  kN.

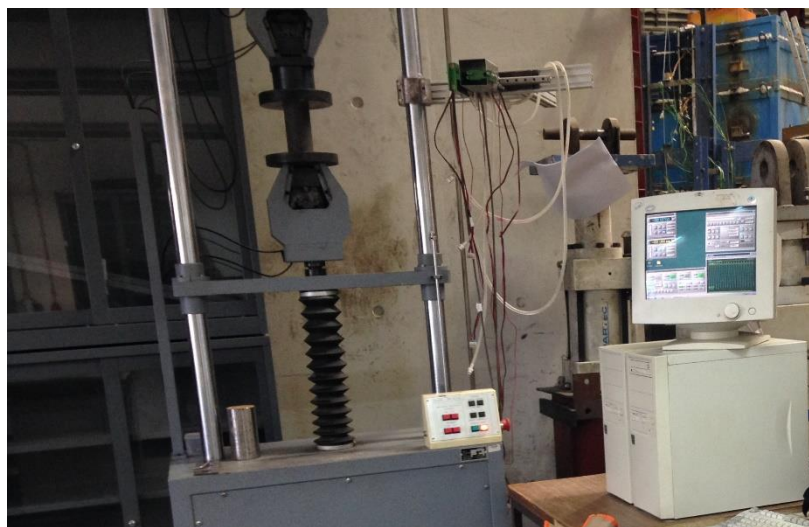


Figura 22 – Prensa e equipamento informático de controlo e aquisição de dados do ensaio cíclico.

## 5 ANÁLISE DE RESULTADOS

### 5.1 Introdução

Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados obtidos dos ensaios descritos na secção em 4.4. Numa primeira fase apresenta-se a forma geral de tratamento dos resultados e determinação dos parâmetros considerados relevantes para a sua análise. Segue-se depois a apresentação dos resultados dos ensaios de compressão simples de referência (UCS) e posteriormente ensaios cíclicos (CIC) e compressão simples pós-cíclicos (UCSpc). A ordem de análise inicia-se sempre com a influência da dosagem fibras, depois segue-se a dosagem de ligante, influência da amplitude de carga e por último a influência da frequência de aplicação.

#### 5.1.1 Ensaio de compressão simples monotónicos (UCS)

Os principais parâmetros a analisar nestes ensaios são a resistência à compressão não confinada ( $q_u$  (kPa)), extensão axial ( $\varepsilon_a$  (%)) e módulo de deformabilidade não drenado secante definido para 50% da carga de rotura ( $E_{u50}$  (MPa)).

Como referido na secção 4.5.1, foram obtidos ficheiros com leituras de intervalos cada 3 segundos da força (N) e deformação vertical (mm), tendo-se registado igualmente a massa, altura e diâmetro do provete. A resistência à compressão não confinada ( $q_u$ ) pode ser obtida através do quociente entre a força aplicada (F) e a área transversal do provete (A),

$$q_u = \frac{F}{A} \text{ (kPa)} \quad (1)$$

A área transversal do provete é calculada pela equação que introduz a área corrigida devido à deformação experimentada pelo provete durante o ensaio,

$$A_{corr} = \frac{\pi \times D^2}{4 \times \left(1 - \frac{\varepsilon}{100}\right)} \quad (2)$$

A extensão axial  $\varepsilon_a$  é calculada a partir do quociente entre a variação do deslocamento vertical  $\Delta\delta_v$  e a altura inicial do provete (h),

$$\varepsilon_a = \frac{\Delta\delta_v}{h} \times 100 \text{ (%) } \quad (3)$$

Todos os gráficos tensão-extensão apresentados foram tratados de modo a corrigir o erro inicial, na literatura inglesa designado de *bedding-error*, derivado do ajuste inicial entre a prensa e o provete, como se observa na Figura 23.

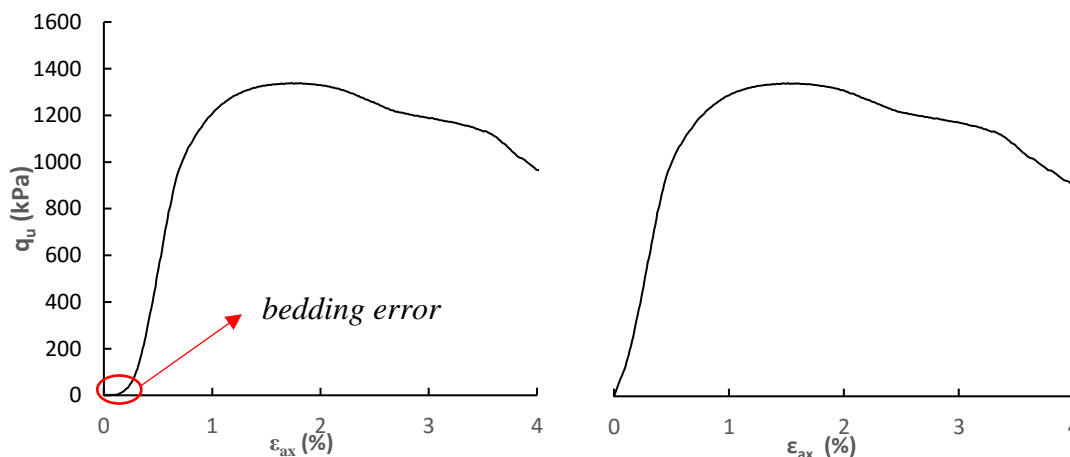


Figura 23 - Comparação entre curvas tensão-extensão com e sem '*bedding error*' corrigido, para o provete CIC\_375\_5\_15\_25\_2

Ao longo de cada análise será sempre apresentado um quadro resumo que contém a resistência à compressão não confinada máxima ( $q_{u\_m\acute{a}x}$ ), a extensão axial de rotura ( $\epsilon_{rot}$ ), o módulo de deformabilidade não drenado secante definido para 50% da carga de rotura ( $E_{u50}$ ) e o teor de água final ( $w_f$ ) para cada provete e respetiva média de cada par de provetes, incluindo ainda o desvio em relação à média para efeitos de critérios de conformidade.

### 5.1.2 Ensaios de carga cíclica (CIC)

Para estudar o comportamento cíclico do material em análise, solo do Baixo Mondego estabilizado quimicamente com adição de fibras de polipropileno, foram gravadas automaticamente as leituras da força aplicada no provete e os deslocamentos verticais sofridos por este ao longo ensaio cíclico.

De acordo com o plano de ensaios (secção 4.4) todos os provetes foram submetidos a um nível de tensão médio de 55% da tensão de rotura ( $q_{u\_m\acute{a}x}$ ) e 5000 ciclos. As cargas cíclicas foram aplicadas com 2 frequências, 0,25Hz correspondente a uma duração do ensaio cíclico de 20000 segundos, e 1Hz, quatro vezes menor, ou seja, 5000 segundos.

Nas Figura 24 e Figura 25 apresentam-se dois gráficos tipo, força-tempo e deslocamento-tempo, que servem de base à análise do comportamento do material, permitindo igualmente ter uma ideia sobre a precisão da prensa utilizada. Os deslocamentos correspondem à deformação vertical acumulada a partir do momento que se inicia o carregamento cíclico, não estando por isso contabilizadas as deformações que o provete sofre no pré-carregamento até 55% da tensão

de rotura. Na Figura 25 encontra-se traçada uma linha representativa da média dos deslocamentos, a qual será usada, preferencialmente, aquando da análise comparativa por questões de visualização.

Nas Figura 24 e Figura 25 estão representadas as curvas dos parâmetros em análise, força e deslocamento, ao longo do tempo. Tanto para a Figura 24 como para Figura 25, nota-se uma boa precisão de aplicação da carga pretendida, visto que a prensa consegue aplicar uma amplitude contante ao longo do tempo. Observando as mesmas figuras, num *zoom* de 350 segundos, nota-se que nem sempre a prensa atinge os valores máximos e mínimos pretendidos, mas de uma maneira geral, é bastante satisfatório o comportamento e o modo como a prensa aplicou os carregamentos cíclicos ao longo do tempo.

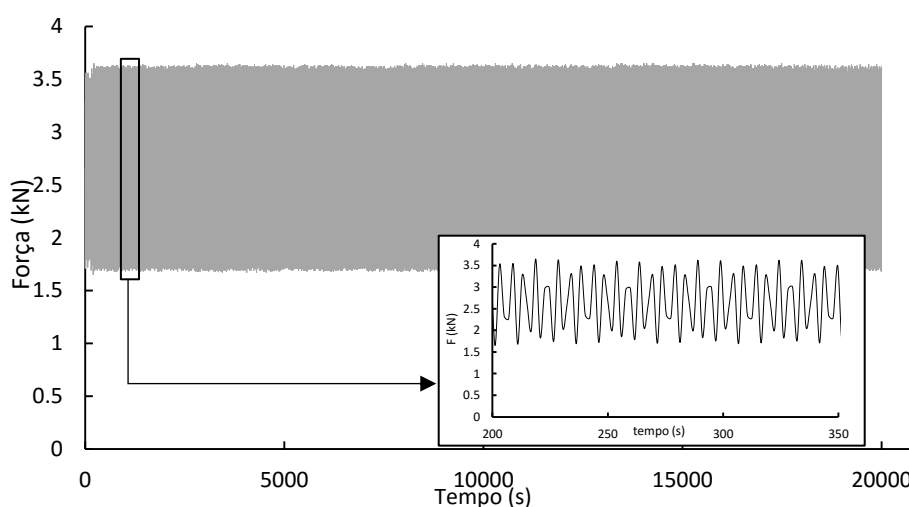


Figura 24 - Curva tipo de carregamento cíclico força-tempo para o provete CIC\_375\_5\_20\_25\_1

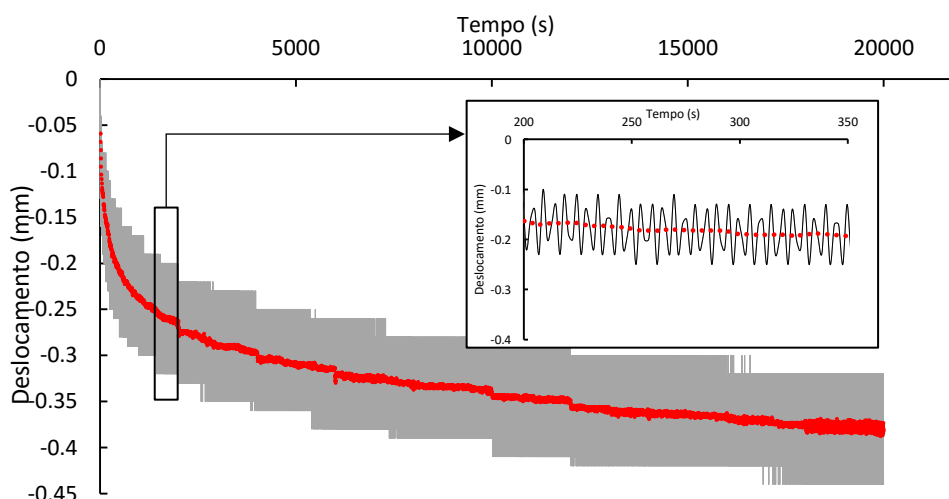


Figura 25 - Curva tipo deslocamento-tempo para o provete CIC\_375\_5\_20\_25\_1

Nem para todos os provetes a prensa conseguiu ter um comportamento tão preciso, principalmente para aqueles com menor resistência, uma vez que a prensa é equipada com uma célula de carga com capacidade de 200 kN e com precisão de  $\pm 0,1$  kN. Quando são ensaiados os provetes de menor resistência (com menor quantidade de ligante), a prensa tem muita dificuldade de aplicar com precisão carregamentos na ordem dos 0,1 kN, pois são valores dentro do intervalo de precisão da célula de carga. Na Figura 26 é apresentado a curva força-tempo, com respectivo *zoom* de 350 segundos, do provete com  $100 \text{ kg/m}^3$  de ligante, menor dosagem de ligante experimentada, sendo possível verificar a dificuldade que a prensa teve em aplicar o carregamento cíclico desejado.

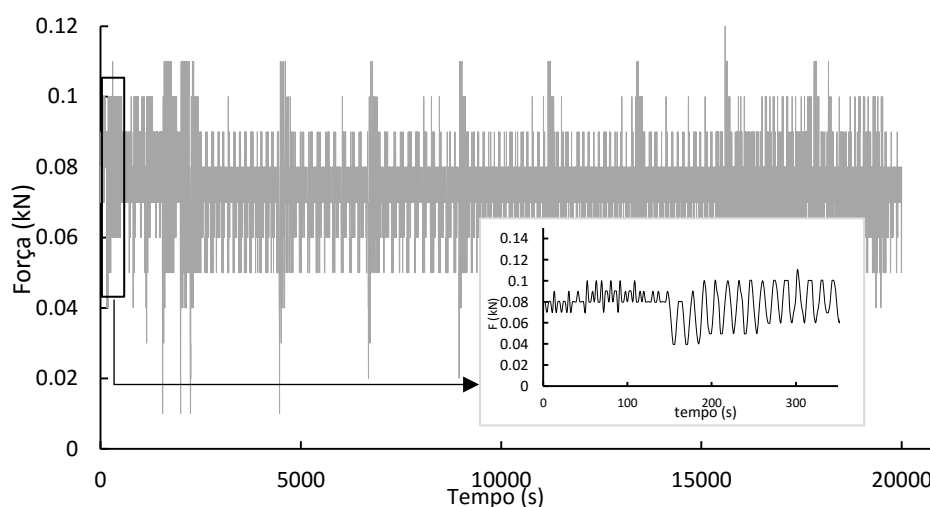


Figura 26 - Curva tipo deslocamento-tempo para o provete CIC\_100\_5\_15\_25\_1.

## 5.2 Influência da dosagem de fibras

### 5.2.1 Ensaios de compressão simples monotônicos de referência

Seguindo o plano de ensaios, produziram-se uma série de provetes para ensaios de compressão simples monotônicos de referência com diferentes dosagens de fibras: 2, 5, 10, 30 e  $50 \text{ kg/m}^3$ .

Na Tabela 10 é apresentada a correspondência entre a dosagem de fibras,  $DF$  ( $\text{kg/m}^3$ ), expressa pela quantidade de massa seca de fibras adicionada a  $1\text{m}^3$  de solo, e o teor de fibras,  $c_f$  (%), definido como a razão entre as massas secas de fibras e de solo. Os resultados dos ensaios UCS de referência são apresentados na Tabela 11. Cada ensaio é identificado pelas letras do tipo de ensaio (UCS), seguidos da dosagem de ligante ( $\text{kg/m}^3$ ), dosagem de fibras ( $\text{kg/m}^3$ ) e do número do provete do par de ensaios.



Tabela 10 – Correspondência entre dosagem de fibras e teor em fibras

Dosagem de fibras (DF) kg/m <sup>3</sup>	Teor em fibras (c <sub>f</sub> ) %
50	7.40
40	5.92
30	4.44
20	2.96
10	1.48
5	0.74
2	0.30

Tabela 11 – Resumo dos resultados obtidos para ensaios UCS de referência com diferentes dosagens de fibras

Provete	Ensaio UCS Referência							
	Q <sub>u_máx</sub> (kPa)	Q <sub>u_méd</sub> (kPa)	ε <sub>rot</sub> (%)	ε <sub>rot_méd</sub> (%)	E <sub>u50</sub> (Mpa)	E <sub>u50_méd</sub> (Mpa)	W <sub>F</sub> (%)	W <sub>F_méd</sub> (%)
UCS_375_0_1	1239.25	1262.33	1.108	1.06	183.33	184.72	65.88	65.42
UCS_375_0_2	1285.41	(1.83%)	1.011	(4.57%)	186.12	(0.76%)	64.95	(0.71%)
UCS_375_2_1	1326.23	1369.82	1.412	1.58	138.46	144.28	64.67	65.23
UCS_375_2_2	1413.41	(3.18%)	1.747	(10.60%)	150.10	(4.03%)	65.79	(0.86%)
UCS_375_5_1	1391.51	1328.55	2.005	1.81	106.69	110.18	65.20	64.92
UCS_375_5_2	1265.60	(4.74%)	1.616	(10.75%)	113.67	(3.17%)	64.65	(0.42%)
UCS_375_10_1	1419.39	1456.35	2.254	2.20	100.20	105.17	64.66	64.08
UCS_375_10_2	1493.31	(2.54%)	2.143	(2.54%)	110.15	(4.73%)	63.51	(0.90%)
UCS_375_30_1	1600.57	1678.64	10.047	10.05	107.70	120.56	62.91	61.76
UCS_375_30_2	1756.71	(4.65%)	10.056	(0.05%)	133.42	(10.67%)	60.62	(1.86%)
UCS_375_50_1	1761.75	1845.45	10.017	10.01	122.09	114.89	62.57	60.32
UCS_375_50_2	1929.15	(4.54%)	9.999	(0.09%)	107.69	(6.27%)	58.06	(3.74%)

Das curvas tensão-extensão abaixo representadas para diferentes dosagens de fibras (Figura 27), é possível visualizar o efeito das fibras de polipropileno na alteração do comportamento mecânico do material, em especial na fase pós-rotura. Para provetes sem fibras é visível a perda total de resistência pós-pico. À medida que a dosagem de fibras aumenta, a perda de resistência pós-rotura não é tão significativa, existindo mesmo um aumento de resistência pós-cedência para provetes com maiores dosagens de fibras (30 e 50 kg/m<sup>3</sup>). Nota-se claramente uma alteração de comportamento, passando de frágil para dúctil à medida que a dosagem de fibras aumenta. Além desta alteração de comportamento, constata-se existir um aumento de resistência não confinada proporcional ao aumento de fibras (Figura 28). Este aumento de resistência deve-se à ação das fibras quando solicitadas, originando uma redistribuição de esforços para outras zonas vizinhas permitindo que estas contribuam para uma maior resistência global. Este efeito de redistribuição de esforços é claramente visível na Figura 29, podendo-se constatar uma alteração no modo de rotura, do tipo planar (DF=0 kg/m<sup>3</sup>) para rotura global (DF=50 kg/m<sup>3</sup>). Estes resultados estão de acordo com o mecanismo de interação solo-ligante-fibras proposto por Tang et al. (2007), conforme exposto nas secções 2.2 e 2.3.

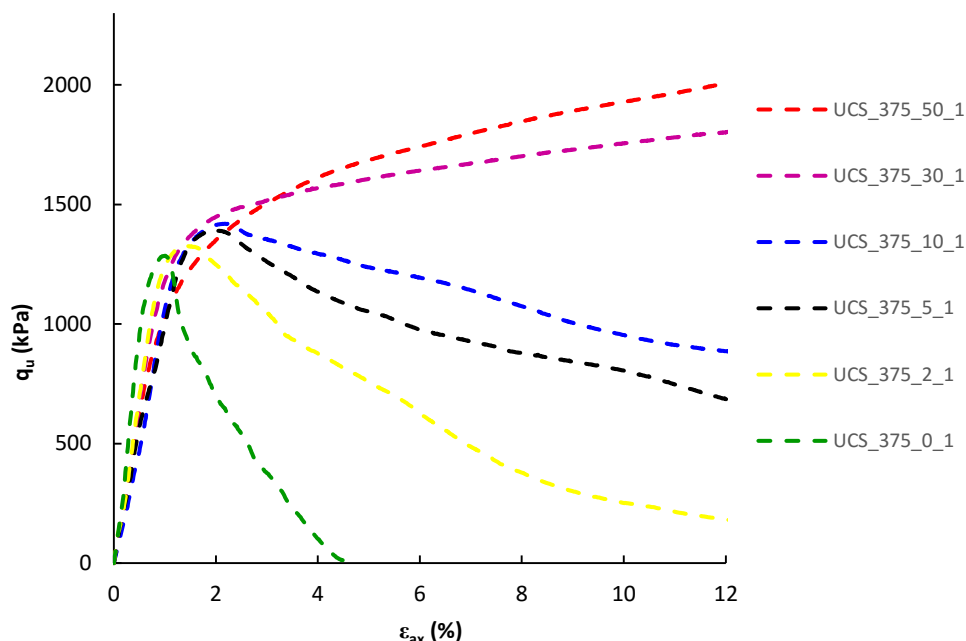


Figura 27 - Curvas tensão-extensão representantes do ensaio UCS para diferentes dosagens de fibras

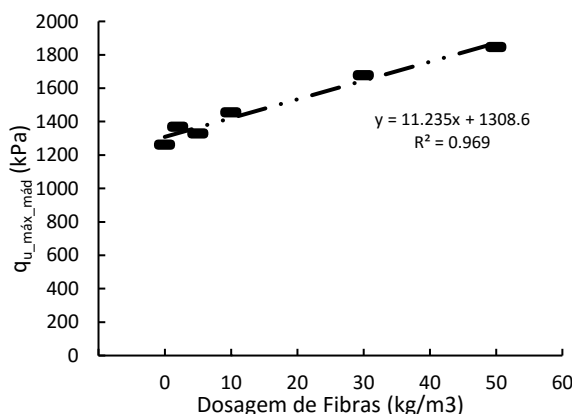


Figura 28 – Evolução da resistência à compressão não confinada média com a dosagem de fibras

Os resultados indicam também uma diminuição do módulo de deformabilidade para dosagens de fibras maiores, o que se deve ao facto de a presença das fibras impedir o estabelecimento de algumas ligações cimentícias, tanto maior quanto a DF, com óbvios reflexos no decréscimo do módulo de deformabilidade do material.

O aumento da resistência máxima não confinada e a alteração do comportamento frágil para dúctil com o aumento da dosagem de fibras de polipropileno é um comportamento expetável de acordo com outros estudos já realizados (Consoli et al. (2010), Tang et al. (2007), Tang et al. (2010), Park (2009)).

A Figura 29 apresenta 3 modos de rotura para diferentes dosagens de fibras. É notável a diferença entre eles, justificando o que já se tinha analisado anteriormente. Note-se que para  $50 \text{ kg/m}^3$  de fibras o provete deforma-se tipo ‘barrica’, existindo uma rotura global e generalizada do material. Para dosagens de fibras inferiores, o provete tende a romper segundo uma superfície de rotura tipo planar.

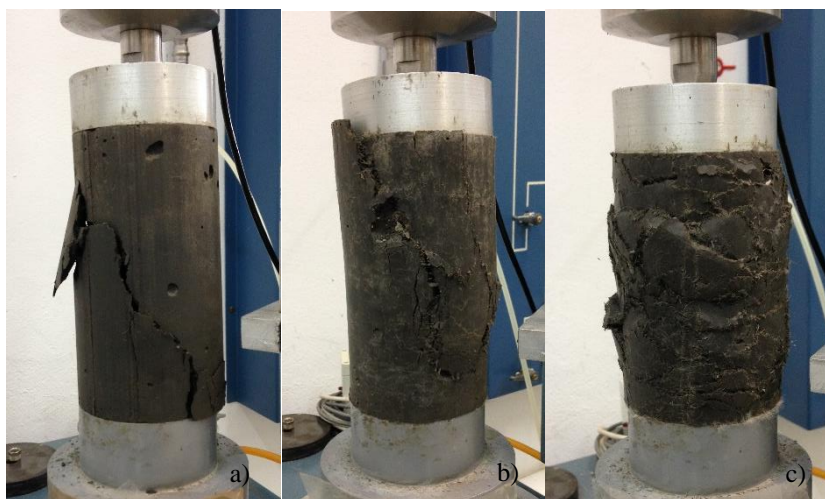


Figura 29 – Modo de rotura para diferentes dosagens de fibras: a)  $0 \text{ kg/m}^3$ , b)  $5 \text{ kg/m}^3$ , c)  $50 \text{ kg/m}^3$ .

Embora na Figura 27 se consiga distinguir dois troços da curva (‘elástico’ e plástico) para provetes com maiores dosagens de fibras ( $30$  e  $50 \text{ kg/m}^3$ ), não é possível definir um pico de rotura, pois após a fase elástica os provetes continuam a ganhar resistência para domínios de grandes deformações. Na impossibilidade de definir um pico, ou ponto de rotura, foi adotado um critério de deformação para identificação da carga máxima de rotura ( $q_{u\_m\acute{a}x}$ ), necessária para definir a carga cíclica. Assim, atendendo à natureza ‘extensível’ das fibras e às curvas tensão-extensão obtidas (Figura 27), definiu-se nestes casos a ‘rotura’ para a deformação axial de 10%. Para os restantes provetes, que seguiram um comportamento dentro do expetável, com perda de resistência pós-pico, manteve-se o critério definido inicialmente no plano de ensaios: a rotura é identificada pelo pico na curva de tensão-extensão.

### 5.2.2 Ensaios de carga cíclicos

Tal como foi descrito no plano de ensaios (secção 4.4), os ensaios cíclicos para análise da influência da dosagem de fibras foram executados para um nível de tensão de 55% da carga de rotura ( $q_{u\_m\acute{a}x}$ ), amplitude de  $\pm 15\%$ , frequência  $0,25\text{Hz}$  e aplicados 5000 ciclos. A Tabela 12 resume as condições dos ensaios cíclicos para provetes com diferentes dosagens de fibras.

Tabela 12 - Valores a aplicar nos ensaios cíclicos para diferentes dosagens de fibras.

Provete	UCS		Cargas aplicadas para ensaio cíclico				
	F <sub>máx_média</sub> (N)	q <sub>u_máx_médio</sub> (kPa)	55%F <sub>máx</sub> (kN)	55% q <sub>u_máx</sub> (kPa)	Amplitude (±15% F <sub>máx</sub> ) (kN)	F <sub>máx</sub> kN)	F <sub>min</sub> (kN)
CIC_375_0_15_1	4945.52	1262.33	2.72	694.28	0.74	3.46	1.98
CIC_375_0_15_2							
CIC_375_2_15_1	5401.18	1369.82	2.97	753.40	0.81	3.78	2.16
CIC_375_2_15_2							
CIC_375_5_15_1	5245.46	1328.55	2.89	730.70	0.79	3.67	2.10
CIC_375_5_15_2							
CIC_375_10_15_1	5766.27	1456.35	3.17	800.99	0.86	4.04	2.31
CIC_375_10_15_2							
CIC_375_30_15_1	7233.64	1678.64	3.98	923.25	1.09	5.06	2.89
CIC_375_30_15_2							
CIC_375_50_15_1	7960.90	1845.45	4.38	1015.00	1.19	5.57	3.18
CIC_375_50_15_2							

Na Figura 30 representa-se a evolução no tempo das deformações axiais acumuladas durante os ensaios cíclicos, onde cada curva é identificada pelo tipo de ensaio seguido da dosagem de ligante (375 kg/m<sup>3</sup>), dosagem de fibras (kg/m<sup>3</sup>), amplitude de carga (±15%) e do número do provete do par de ensaio.

É necessário uma análise cuidada da Figura 30, uma vez que as curvas referentes às dosagens de fibras de 30 e 50 kg/m<sup>3</sup> foram obtidas a partir de critérios diferentes, associadas a níveis de deformação completamente distintos, como referido anteriormente. Este facto justifica os maiores deslocamentos verticais acumulados registados para os provetes com 30 e 50 kg/m<sup>3</sup> de fibras. Já para os restantes provetes, as curvas representativas dos deslocamentos verticais acumulados quase que se sobrepõem. Tal deve-se ao facto de o nível de tensão e amplitude de carga aplicada se encontrar dentro da fase 'elástica', e quando se observa a Figura 27, nota-se que o comportamento dos diferentes provetes na fase 'elástica' é muito semelhante. Este comportamento está de acordo com o observado visualmente durante os ensaios cíclicos, tendo-se constatado, nos provetes com 30 e 50 kg/m<sup>3</sup>, o aparecimento de pequenas superfícies de rotura, compatíveis com o nível de deformação imposto inicialmente (10%).

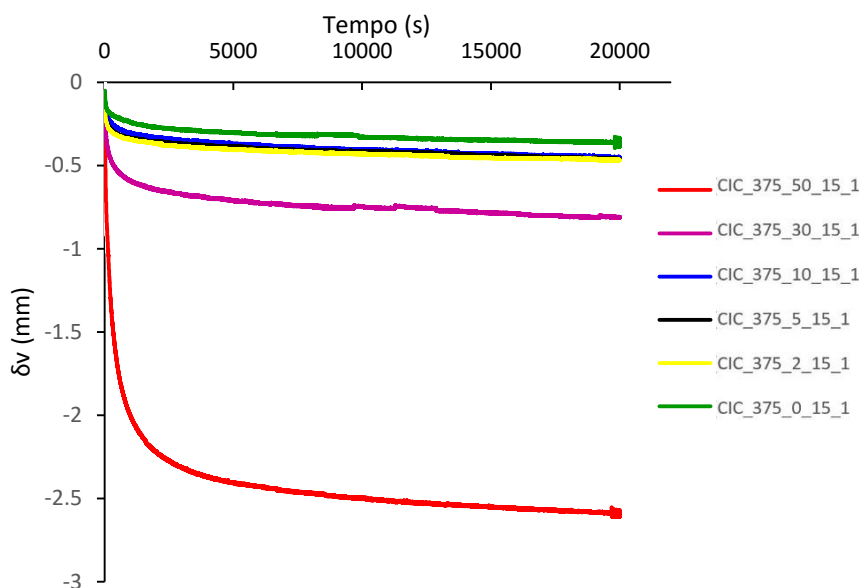


Figura 30 - Curvas representantes da deformação vertical acumulada - tempo do ensaio cíclico para diferentes dosagens de fibras

### 5.2.3 Ensaios de compressão simples monotônicos pós-cíclico

Após o ensaio cíclico, os provetes são descarregados e imediatamente de seguida submetidos numa nova prensa, a ensaio de compressão simples monotónico. Os resultados dos ensaios pós-cíclicos são apresentados na tabela seguinte (Tabela 13), e na Figura 31 -imediatamente de seguida na forma de curvas tensão-extensão.

Tabela 13 – Resumo dos resultados obtidos nos ensaios de compressão simples pós-cíclico para diferentes dosagens de fibras

Ensaio Cíclico								
Proвете	$q_{u\_máx}$	$q_{u\_méd}$	$\epsilon_{rot}$	$\epsilon_{rot\_méd}$	$E_{u50}$	$E_{u50\_méd}$	$W_F$	$W_{F\_méd}$
Unidades	(kPa)	(kPa)	(%)	(%)	(Mpa)	(Mpa)	(%)	(%)
UCSpc_375_0_1	1490.43	1478.58	1.168	1.03	287.65	299.76	62.71	61.93
UCSpc_375_0_2	1466.72	(0.80%)	0.897	(13.09%)	311.88	(4.04%)	61.14	(1.26%)
UCSpc_375_2_1	1521.87	1518.67	1.208	1.17	306.13	292.31	64.23	64.61
UCSpc_375_2_2	1515.46	(0.21%)	1.136	(3.08%)	278.49	(4.73%)	65.00	(0.59%)
UCSpc_375_5_1	1520.28	1541.69	1.404	1.44	261.69	286.55	64.17	64.18
UCSpc_375_5_2	1563.11	(1.39%)	1.473	(2.39%)	311.40	(8.67%)	64.20	(0.02%)
UCSpc_375_10_1	1610.00	1659.34	1.878	1.76	248.55	257.32	59.36	59.79
UCSpc_375_10_2	1708.67	(2.97%)	1.643	(6.67%)	266.09	(3.41%)	60.22	(0.71%)
UCSpc_375_30_1	1862.09	1819.62	9.999	10.00	206.05	222.47	59.58	59.85
UCSpc_375_30_2	1777.16	(2.33%)	9.995	(0.02%)	238.88	(7.38%)	60.12	(0.46%)
UCSpc_375_50_1	2036.82	2018.15	9.991	9.99	160.15	156.67	57.72	58.64
UCSpc_375_50_2	1999.49	(0.92%)	9.996	(0.02%)	153.19	(2.22%)	59.56	(1.57%)

Confrontando os valores agora obtidos (Tabela 13) com os valores dos ensaios UCS de referência (Tabela 11), é possível calcular a variação dos principais parâmetros através da razão  $(UCSpc - UCS)/(UCS)$ , conforme apresentado na Tabela 14.

Tabela 14 – Variação dos parâmetros obtidos nos ensaios de compressão simples pós-cíclicos vs aos de referência para diferentes dosagens de fibras.

Variação nos parâmetros (UCSpc-UCSref)/UCSref								
Provete	$q_{u\_m\acute{a}x}$	$q_{u\_m\acute{e}d}$	$\epsilon_{rot}$	$\epsilon_{rot\_m\acute{e}d}$	$E_{u50}$	$E_{u50\_m\acute{e}d}$	$W_F$	$W_{F\_m\acute{e}d}$
375_0_15_1	18.1%		10.2%		55.7%		-4.1%	
375_0_15_2	16.2%	17.1%	-15.3%	-2.5%	68.8%	62.3%	-6.5%	-5.3%
375_2_15_1	11.1%		-23.5%		112.2%		-1.5%	
375_2_15_2	10.6%	10.9%	-28.1%	-25.8%	93.0%	102.6%	-0.4%	-0.9%
375_5_15_1	14.4%		-22.5%		137.5%		-1.2%	
375_5_15_2	17.7%	16.0%	-18.7%	-20.6%	182.6%	160.1%	-1.1%	-1.1%
375_10_15_1	10.6%		-14.6%		136.3%		-7.4%	
375_10_15_2	17.3%	13.9%	-25.3%	-19.9%	153.0%	144.7%	-6.0%	-6.7%
375_30_15_1	10.9%		-0.5%		70.9%		-3.5%	
375_30_15_2	5.9%	8.4%	-0.6%	-0.5%	98.1%	84.5%	-2.7%	-3.1%
375_50_15_1	10.4%		-0.2%		39.4%		-4.3%	
375_50_15_2	8.3%	9.4%	-0.1%	-0.1%	33.3%	36.4%	-1.3%	-2.8%

Na Figura 31 é possível observar a comparação das curvas tensão-extensão entre ensaios UCS de referência, representados por linhas tracejadas, e UCS pós-cíclico, representados por linhas a cheio. Verifica-se a existência de um acréscimo da resistência ( $q_{u\_m\acute{a}x}$ ) e de rigidez ( $E_{u50}$ ) após ensaio cíclico. A Figura 32 permite melhor visualizar estes acréscimos, cujos valores se encontram resumidos na Tabela 14.

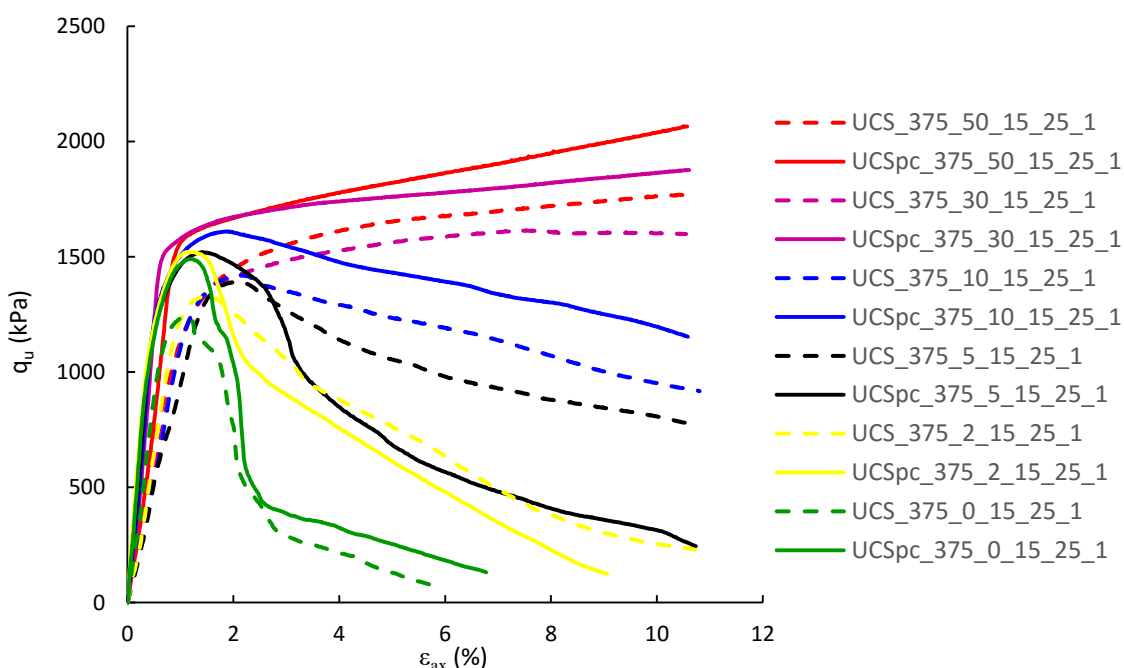


Figura 31 - Comparação das curvas tensão-extensão dos provetes de referência e provetes pós-cíclico para diferentes dosagens de fibras.

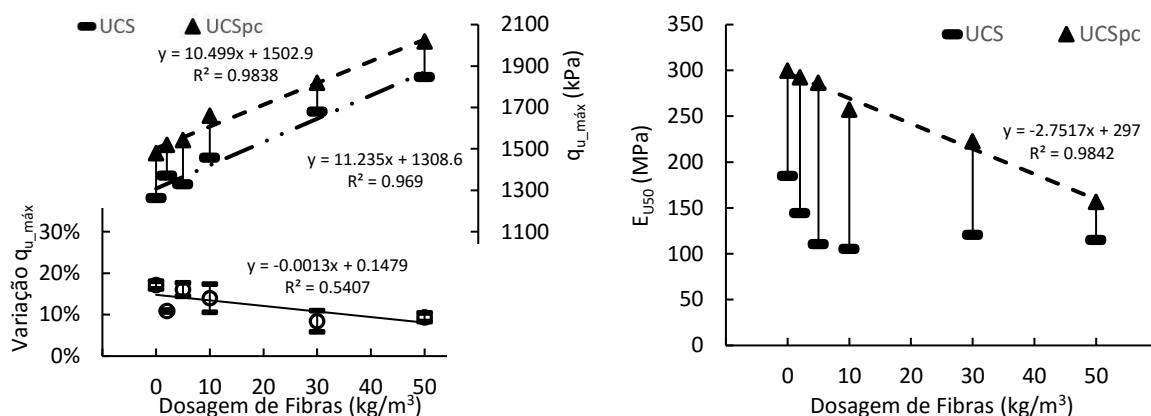


Figura 32 - Variação de  $q_{u\_máx}$  e  $E_{u50}$  entre UCS de referência e UCS pós-cíclico para diferentes dosagens de fibras (kg/m<sup>3</sup>)

Tendo por base a Figura 32, existe de facto um acréscimo resistência nos provetes após ensaio cíclico, quando comparados com os correspondentes ensaios UCS de referência. Tal como observado e já discutido em 5.2.1, também aqui se observa um crescimento da resistência não confinada à medida que a dosagem de fibras aumenta. A taxa de variação é praticamente constante para cada dosagem, isto é, é independente da dosagem de fibras, visto as evoluções de  $q_{u\_máx}$  antes e após ensaio cíclico serem praticamente paralelas (Figura 32). À semelhança do registado com a resistência não confinada, também o módulo de deformabilidade ( $E_{u50}$ ) aumenta em relação aos provetes de referência. Ou seja, o nível de carregamento aplicado durante a fase cíclica induz o endurecimento do material compósito, tal como observado por Varkuti (2015). Obviamente isto é válido para o nível de tensão e amplitude aplicados no ensaio cíclico. É interessante observar que este fenómeno é independente da presença de fibras, manifestando-se igualmente para o provete sem adição de fibras. Isto pode significar que, após o ensaio cíclico os planos de rotura se caracterizam por exibir ‘maior atrito’ devido ao facto de o carregamento cíclico ter induzido uma granulometria aparente mais ‘grosseira’ fruto de micro-roturas de algumas ligações cimentícias.

Na Figura 33 representa-se a evolução quer da deformação axial, quer do teor em água final, com a dosagem de fibras para os provetes ensaiados antes e após ensaio cíclico. Relativamente à extensão axial, esta é função da resistência não confinada e do módulo de deformabilidade, os quais aumentam após a realização do ensaio cíclico, sendo o aumento do  $E_{u50}$  muito superior. Ou seja, após o ensaio cíclico, a rotura ocorre para um nível de deformação menor. Não se encontra representada a extensão axial para as dosagens fibras de 30 e 50 kg/m<sup>3</sup> pois de acordo com o critério de ‘rotura’ adotado, esta será sempre 10%.

Relativamente à variação observada no teor em água, quer antes, quer após ensaio cíclico, este decresce com o aumento da dosagem de fibras. Estes resultados são à partida estranhos de interpretação pois as fibras são ‘inertes’ no que ao teor de água diz respeito (foram realizados

ensaios de molhagem e secagem das fibras a 105°, e a massa das fibras não sofreu alteração), e todos os provetes foram preparados com igual dosagem de ligante, isto é, à priori o teor em água final não deveria variar com a dosagem de fibras. Uma possível explicação para estes resultados pode estar relacionada com o mecanismo de interação solo-ligante-fibra (apresentado nas secções 2.2e 2.3). A distribuição aleatória das fibras de polipropileno na mistura solo-ligante parece contribuir para uma melhor distribuição das partículas de ligante (Tang et al. (2007) observaram que as partículas de cimento adsorvem às fibras), as quais desenvolvem reações de hidratação com a água mais facilmente, promovendo a redução do teor em água final. A isto acresce que as fibras se podem constituir como caminhos preferenciais de percolação para a água, permitindo que a água ‘livre’ se movimente e reaja com as partículas de ligante e/ ou ‘abandone’ o provete pelas suas faces laterais (este última hipótese não foi observada em nenhum dos provetes uma vez concluído o período de cura).

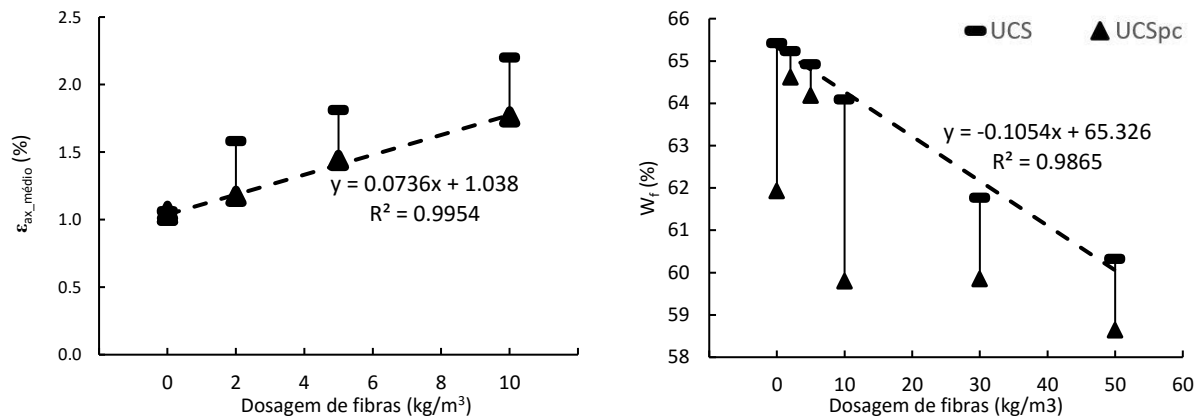


Figura 33 - Variação da extensão axial e teor em água final entre UCS de referência e UCS pós-cíclico para diferentes dosagens de fibras (kg/m3)

### 5.3 Ensaios de despistagem do efeito da carga cíclica

A melhoria do comportamento mecânico observada na secção anterior suscitou algumas dúvidas, já que estudos de Davies & Fendukly (1994) e Sharma & Fahey (2003), registam a existência da deterioração da matriz cimentícia devido a ações cíclicas, podendo levar o material à rotura, ao contrário do que sucedeu no presente estudo, onde se verifica um endurecimento do material.

Ainda que se tome por válida a hipótese de que as fibras estão a influenciar o comportamento do provete sob ações cíclicas, aumentando a resistência não confinada pós-cíclica, esta hipótese não se aplica a provetes sem fibras onde também se verificou uma variação positiva de resistência e variação do módulo de deformabilidade.



De acordo com Fatahi et al. (2011), o efeito da aplicação de um carregamento inicial tipo pré-carga confere um aumento da resistência e rigidez a solos quimicamente estabilizados. Idênticos resultados foram obtidos por Varkuti (2015), tendo este autor constatado que esta melhoria de comportamento mecânico é tanto maior quanto mais cedo (idade de cura) for aplicado o carregamento cíclico (expresso em % da resistência para essa idade).

No intuito de esclarecer o fenômeno que está a acontecer durante o ensaio cíclico, construíram-se 4 provetes nas condições base (secção 4.4), realizando-se dois tipos de ensaios:

**Ensaio A:** O provete é carregado monotonicamente até um nível de tensão de 55% de  $q_{u\_máx}$ , e descarregado posteriormente. Fica em repouso durante aproximadamente 5,5 horas (tempo do ensaio cíclico, correspondente a 5000 cíclicos a 0,25 Hz). Por último, o provete é carregado e levado até à rotura, em ensaio UCS monotónico.

**Ensaio B:** O provete é carregado até um nível de tensão de 55% de  $q_{u\_máx}$ , tensão esta mantida constante durante aproximadamente 5,5 horas (tempo do ensaio cíclico, correspondente a 5000 cíclicos a 0,25 Hz). Do par de provetes, o provete número 2 é carregado até à rotura, enquanto o número 1 é previamente descarregado e carregado até à rotura em ensaio UCS monotónico.

No Figura 34 é possível analisar os resultados dos dois ensaios, A e B, bem como os correspondentes ensaios de referência (UCS) e pós-cíclicos (UCSpc).

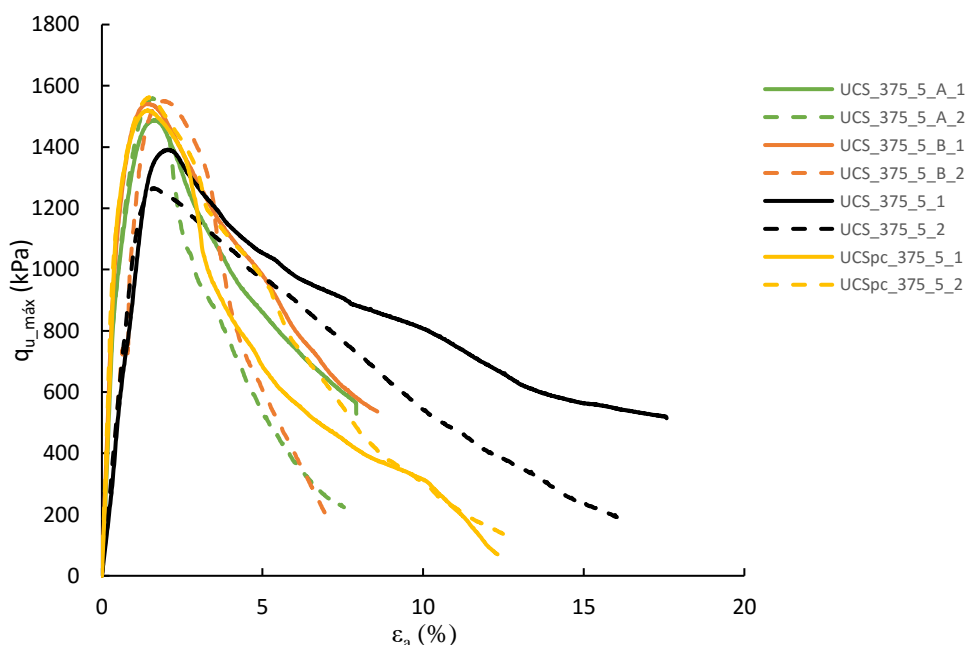


Figura 34 - Curvas tensão-extensão dos ensaios UCS de referência, UCSpc-pós-cíclico, e ensaios A e B.

De acordo com a Figura 34, observa-se que não existe diferença entre as curvas dos ensaios A, ensaios B e ensaios UCS pós-cíclico (UCSpc), ou seja, em todos os ensaios existe um aumento

de resistência não confinada e aumento de rigidez, exceto o provete do ensaio B que nunca foi descarregado (proвете número 2), mas atingiu igualmente resistência não confinada superior.

Com estes ensaios de ‘pré-carga’, conclui-se que o aumento de resistência nos ensaios UCSpc não está relacionado com a aplicação de carga cíclica, mas com o facto de o provete ter sido carregado a um nível de tensão tal, que impõe deformações plásticas que mobilizam zonas vizinhas do material, que entram em serviço quando se executa o carregamento final, ou seja, há um processo de endurecimento do material compósito.

No entanto, o nível de tensão que foi aplicado no presente estudo é certamente um fator relevante para este fenómeno. Num estudo realizado por Davies & Fendukly (1994) foi utilizado um solo quimicamente estabilizado, onde foram aplicadas vários níveis de cargas cíclicas inferiores à carga de rotura, com a uma frequência de 5Hz. Notou-se que para existir rotura dos provetes durante o ensaio cíclico, teriam de ser impostos níveis de carga relativamente elevados, muito próximos de 90% da resistência não confinada, valor este que diminui à medida que a dosagem de cimento aumentava, isto é, à medida que o provete assume um comportamento mais rígido.

No presente estudo não se verificou nenhuma rotura ao longo do ensaio cíclico pois nunca foram atingidos níveis de carga tão elevados, sendo que as condições base estavam estabelecidas com um nível de tensão médio de 55% de  $q_{u\_m\acute{a}x}$  e amplitude de  $\pm 15\%$   $q_{u\_m\acute{a}x}$ , o que no máximo leva o provete a um pico de 70% de  $q_{u\_m\acute{a}x}$ .

#### 5.4 Escórias de Souselas e escórias Brasil

Como referido na secção 4.4, houve esgotamento de *stock* das escórias inicialmente usadas, o que motivou o uso de novas escórias com composição química semelhante. No entanto, os provetes com as novas escórias registaram resistência não confinada ligeiramente inferior. A Tabela 15 e a Figura 36 resumem os resultados dos novos provetes de referência, permitindo a comparação direta entre as duas escórias (designadas por Souselas e Brasil).

Tabela 15 – Resumo dos resultados obtidos nos ensaios de compressão simples para diferentes escórias.

Provete	Ensaio UCS Referência							
	$q_{u\_m\acute{a}x}$ (kPa)	$q_{u\_m\acute{e}d}$ (kPa)	$\epsilon_{rot}$ (%)	$\epsilon_{rot\_m\acute{e}d}$ (%)	$E_{u50}$ (Mpa)	$E_{u50\_m\acute{e}d}$ (Mpa)	$W_F$ (%)	$W_{F\_m\acute{e}d}$ (%)
UCS_375_5_Souselas_1	1391.51	1328.55	2.005	1.81	106.69	110.18	65.20	64.92
UCS_375_5_Souselas_2	1265.60	(4.74%)	1.616	(10.75%)	113.67	(3.17%)	64.65	(0.42%)
UCS_375_5_Brasil_1	1192.18	1217.71	1.963	1.85	127.11	130.55	67.03	66.08
UCS_375_5_Brasil_2	1243.23	(2.10%)	1.731	(6.26%)	133.99	(2.63%)	65.13	(1.44%)

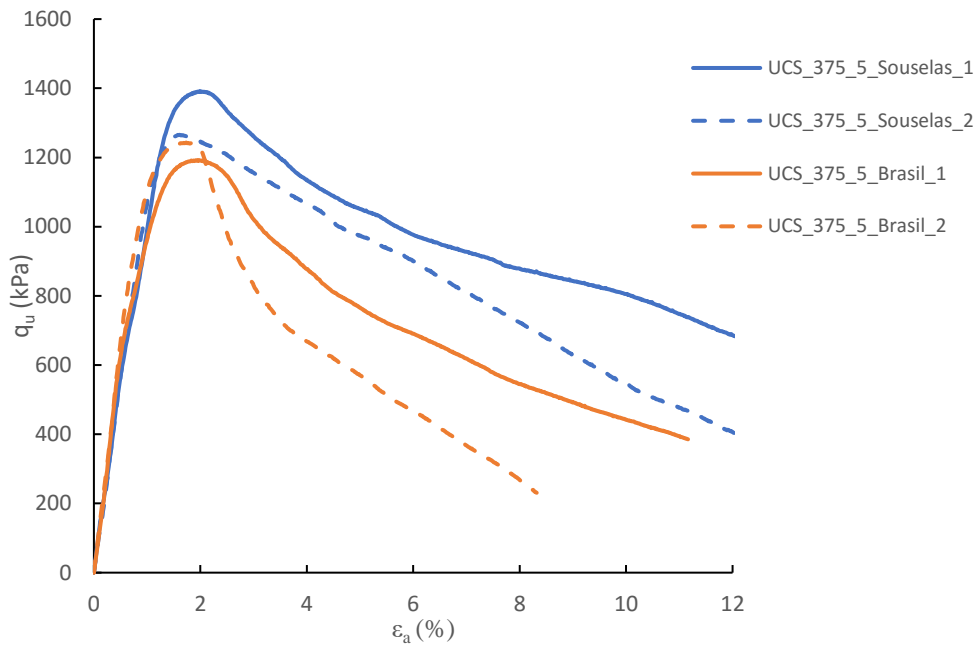


Figura 35 – Curvas tensão-extensão de ensaios UCS para 2 tipos de escórias.

O comportamento de ambos os provetes manteve-se muito semelhante, com uma subida na fase ‘elástica’ praticamente igual, exibindo uma extensão na rotura muito próxima. No entanto, a resistência à compressão não confinada é ligeiramente inferior para os provetes produzidos com as novas escórias (Brasil). De agora em diante, sempre que se refere os ensaios UCS de referência está-se a reportar aos ensaios produzidos com as novas escórias, as do Brasil.

## 5.5 Influência da dosagem de ligante

### 5.5.1 Ensaios de compressão simples monotónicos (referência)

Seguindo o plano de ensaios, produziram-se uma série de provetes por variação da dosagem de ligante (100, 175, 250, 375 e 500 kg/m<sup>3</sup>) para serem submetidos a ensaio de compressão simples monotónico, identificados como ensaios de referência.

Na Tabela 16 é apresentada a correspondência entre a dosagem de ligante, DL (kg/m<sup>3</sup>), expressa pela quantidade de massa seca de ligante adicionada a 1m<sup>3</sup> de solo, e o teor de ligante, c<sub>b</sub> (%), definido como a razão entre as massas secas de fibras e de solo. Na Tabela 17 e nas Figura 36 e Figura 37 são apresentados os resultados dos ensaios UCS de referência para diferentes dosagens de ligante, mantendo a dosagem de fibras constante, e igual a 5 kg/m<sup>3</sup>. Cada ensaio é identificado pelas letras do tipo de ensaio (UCS), seguido da dosagem de ligante (kg/m<sup>3</sup>), dosagem de fibras (5 kg/m<sup>3</sup>) e do número do provete do par de ensaios

Tabela 16 - Correspondência entre dosagem de ligante e teor em ligante.

Dosagem de ligante (DL)	Teor em ligante (c <sub>b</sub> )
kg/m <sup>3</sup>	%
100	14.80
175	25.89
250	36.99
375	55.49
500	73.98

Tabela 17 - Resumo dos resultados obtidos para ensaios UCS de referência para diferentes dosagens de ligante

Provete	Ensaio UCS Referência			
	q <sub>u,máx</sub> (kPa)	ε <sub>rot</sub> (%)	E <sub>u50</sub> (Mpa)	W <sub>F</sub> (%)
UCS_100_5_1	33.56	10.009	0.89	89.82
UCS_175_5_1	137.27	3.64	13.55	83.55
UCS_250_5_1	421.35	3.46	34.96	76.47
UCS_375_5	1217.71	1.85	130.55	66.08
UCS_500_5_1	2479.79	1.94	147.66	57.07

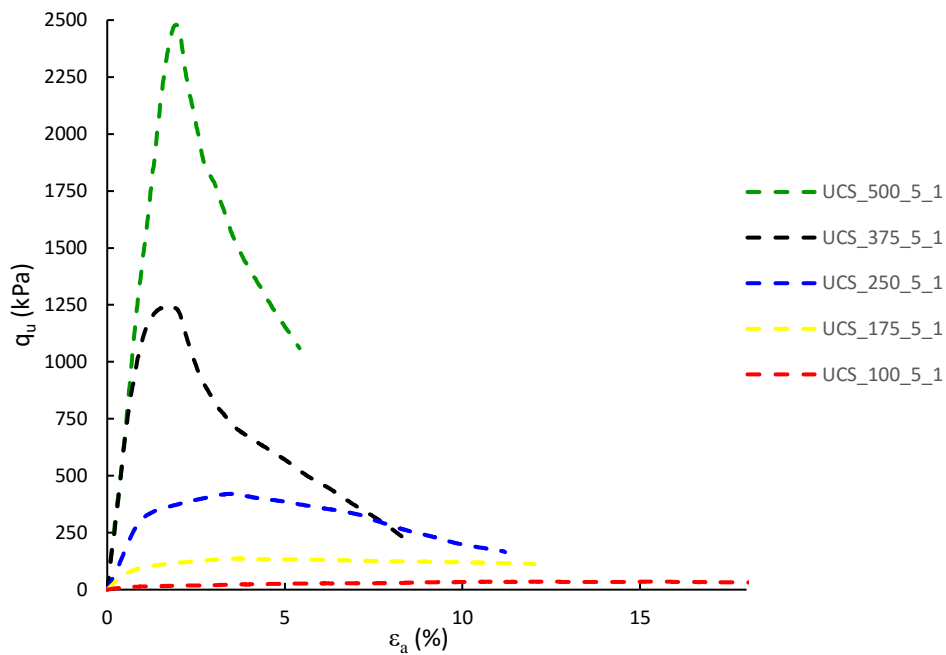


Figura 36 - Curvas tensão-extensão representantes do ensaio UCS de referência para diferentes dosagens de ligante

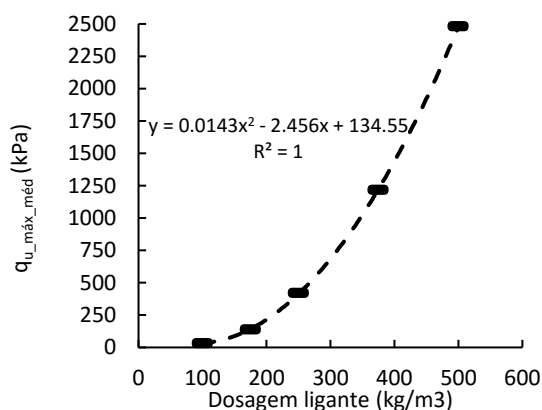


Figura 37 - Variação resistência à compressão não confinada com a dosagem de ligante.

Nas curvas tensão-extensão (Figura 36) acima representadas analisa-se a influência da dosagem de ligante na mistura solo-ligante-fibras. É possível concluir, à primeira vista que quanto maior é a dosagem de ligante maior é a resistência à compressão não confinada ( $q_{u\_máx}$ ), e maior é o módulo de deformabilidade ( $E_{u50}$ ), tal como expetável (uma maior quantidade de ligante corresponde ao desenvolvimento de um maior número de reações físico-químicas devido ao contacto do ligante com a água ‘livre’ no solo, dando origem à construção de uma matriz sólida mais resistente e rígida). À medida que aumenta a dosagem de ligante nota-se também uma alteração de comportamento, de dúctil para frágil. Esta análise é igualmente perceptível na Figura 37, na qual é representada a  $q_{u\_máx}$  em função da dosagem de ligante, constatando-se existir uma tendência polinomial do crescimento da resistência.

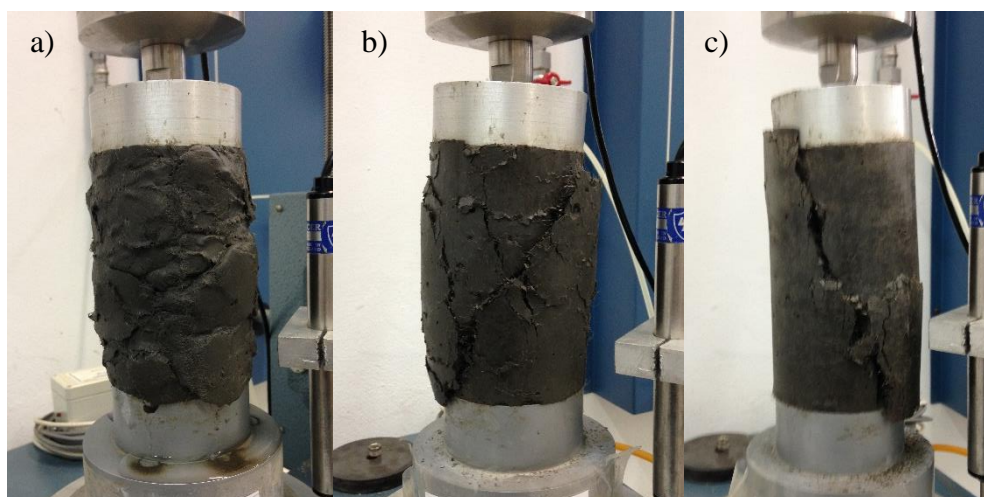


Figura 38 - Modo de rotura para diferentes dosagens de ligante: a) 100 kg/m³, b) 250 kg/m³, c) 500 kg/m³.

A Figura 38 mostra os três modos de rotura para três provetes com dosagens de ligante de 100, 250 e 500 kg/m³. É notável a diferença de comportamento, justificando o que se afirmou anteriormente. O provete com maior dosagem de ligante (500 kg/m³) forma uma superfície de

rotura planar quase perfeita, justificando o comportamento frágil, enquanto o provete de 100 kg/m<sup>3</sup> apresenta uma rotura global e generalizada do material, justificando o seu comportamento dúctil. Para a dosagem de 250 kg/m<sup>3</sup>, o provete apresenta uma superfície de rotura planar preferencial, no entanto verifica-se a formação de outras superfícies de rotura mais extensas, que contribuem para uma rotura global. É de referir, por último, que para o provete com 100 kg/m<sup>3</sup> se observou a existência de água na base e na superfície do provete, facto este indicativo de que a quantidade de ligante é insuficiente para alterar o comportamento do material, isto é, o ‘consumo’ de água suscitado pelas reações físico-químicas de tão pequena quantidade de ligante é insuficiente para alterar o comportamento do material face ao solo não estabilizado.

### 5.5.2 Ensaios de carga cíclicos

De acordo com o plano de ensaios, os ensaios cíclicos foram executados para um nível de 55% da tensão de rotura dos ensaios UCS de referência ( $q_{u\_m\acute{a}x}$ ), amplitude de  $\pm 15\%$ , frequência 0,25 Hz e aplicados 5000 ciclos. A Tabela 18 resume as condições dos ensaios cíclicos para estudo da dosagem de ligante.

Tabela 18 – Condições dos ensaios cíclicos para diferentes dosagens de ligante

Ensaio	UCS		Cargas aplicadas para ensaio cíclico				
	F <sub>máx_média</sub> (N)	q <sub>u_máx_médio</sub> (kPa)	55%F <sub>máx</sub> (kN)	55% q <sub>u_máx</sub> (kPa)	Amplitude ( $\pm 15\%$ F <sub>máx</sub> ) (kN)	F <sub>máx</sub> (kN)	F <sub>mín</sub> (kN)
CIC_100_5_15_25_1	140.09	33.56	0.08	17.91	0.02	0.10	0.06
CIC_175_5_15_25_1	551.8	137.3	0.30	75.50	0.08	0.39	0.22
CIC_250_5_15_25_1	1695.1	421.4	0.93	231.74	0.25	1.19	0.68
CIC_375_5_15_25_1	4812.51	1217.71	2.65	669.74	0.72	3.37	1.93
CIC_500_5_15_25_1	9806.1	2479.8	5.39	1363.88	1.47	6.96	3.92

Na Figura 39 representa-se a evolução no tempo das deformações axiais acumuladas durante os ensaios cíclicos, onde cada curva é identificada pelas letras do tipo de ensaio (CIC), seguidos da dosagem de ligante (kg/m<sup>3</sup>), dosagem de fibras (5 kg/m<sup>3</sup>), da amplitude de carga ( $\pm 15\%$ ) e do número do provete do par de ensaios.

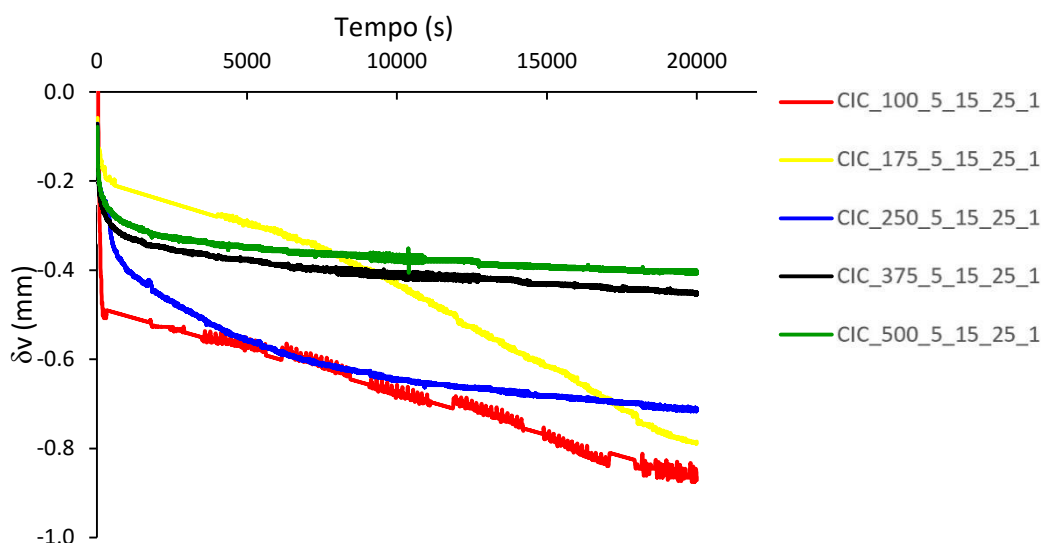


Figura 39 – Curvas representantes da deformação vertical acumulada ao longo do tempo do ensaio cíclico para diferentes dosagens de ligante.

Da análise à Figura 39 é possível identificar a existência de 2 tipos de comportamento, um para os provetes com menor dosagens de ligante (100 e 175 kg/m<sup>3</sup>) e outro para as demais dosagens. Para os provetes com menores dosagens de ligante, não obstante do facto de a prensa de ensaios cíclicos não conseguir aplicar com rigor o carregamento cíclico desejado (conforme a descrição na secção 5.1.2, Figura 26), a evolução das deformações verticais acumuladas no tempo caracteriza-se por uma descida abrupta na fase inicial do ensaio cíclico seguida de evolução linear, não exibindo tendência de estabilização no tempo. Estes resultados sugerem que para menores dosagens de ligante, se poderá atingir a rotura para um maior número de ciclos. Este comportamento não é alheio ao facto de estes provetes (100 e 175 kg/m<sup>3</sup>) ‘expelirem’ água durante o carregamento (tal como descrito em 5.5.1), o que indica um mau comportamento mecânico do material. Já para provetes com maiores dosagens de ligante (250, 375 e 500 kg/m<sup>3</sup>), a evolução das deformações verticais acumuladas no tempo apresenta uma tendência de estabilizar, á semelhança do comportamento observado aquando do estudo da dosagem de fibras.

Para provetes com menores dosagens de ligante, que apresentam um comportamento dúctil, a tensão inicialmente (55%  $q_{u\_máx}$ ) aplicada corresponde a níveis de deformação elevados, pois exibem níveis de rigidez inferiores. Este facto poderá estar relacionado com a mudança de comportamento dos provetes com menor dosagem de ligante, pois são sujeitos a níveis de deformação elevados, tendo-se observado a abertura de pequenas superfícies de rotura durante o ensaio cíclico, as quais são irreversíveis, evoluindo linearmente até ao fim do ensaio.

### 5.5.3 Ensaios de compressão simples monotónicos pós-cíclico

Após o ensaio cíclico os provetes são descarregados e submetidos, numa nova prensa, a ensaio de compressão simples monotónico. Os resultados destes ensaios pós-cíclicos são apresentados na Tabela 19, e na Figura 40, em termos de curvas tensão-extensão.

Tabela 19 - Resumo dos resultados obtidos nos ensaios de compressão simples pós-cíclico para diferentes dosagens de ligante.

Proвете	Ensaio Cíclicos			
	$q_{u\_m\acute{a}x}$ (kPa)	$\epsilon_{rot}$ (%)	$E_{u50}$ (Mpa)	$W_F$ (%)
UCSpc_100_5_15_25_1	64.57	14.261	3.57	86.50
UCSpc_175_0_15_25_1	174.71	3.957	32.34	83.19
UCSpc_250_5_15_25_1	466.53	2.982	68.07	75.78
UCSpc_375_5_15_25_1	1333.54	1.42	205.43	64.18
UCSpc_500_5_15_25_1	2758.82	1.172	384.94	56.94

Confrontando os valores agora obtidos (Tabela 19) com os valores dos ensaios UCS de referência (Tabela 17), é possível calcular a variação dos principais parâmetros através da razão  $(UCSpc-UCS)/(UCS)$ , apresentados na Tabela 20.

Tabela 20 - Variação dos parâmetros obtidos nos ensaios de compressão simples de referência e pós-cíclicos

Proвете	Variação parâmetros			
	$q_{u\_m\acute{a}x}$	$\epsilon_{rot}$	$E_{u50}$	$W_F$
100_5_15_25_1	92.4%	42.5%	301.7%	-3.7%
175_5_15_25_1	27.3%	8.8%	138.6%	-0.4%
250_5_15_25_1	10.7%	-13.9%	94.7%	-0.9%
375_5_15_25_1	9.5%	-23.2%	57.4%	-2.9%
500_5_15_25_1	11.3%	-39.6%	160.7%	-0.2%

Tal como observado anteriormente (secções 5.2.3 e 5.3) existe de facto um aumento da resistência à compressão não confinada ( $q_{u\_m\acute{a}x}$ ) nos provetes após ensaio cíclico, quando comparada com os correspondentes ensaios UCS de referência. Mais uma vez, este aumento poderá dever-se ao facto de o provete se sujeitar a níveis de deformação significativos durante o ensaio cíclico, com a consequente quebra de algumas ligações estruturais, o que permite a mobilização de um maior atrito nas superfícies de rotura devido à granulometria ‘mais grosseira’ do material e/ ou a ‘entrada em serviço’ das fibras mobilizando zonas vizinhas. Nota-se igualmente um aumento da rigidez, sendo que no comportamento pós-rotura as curvas tendem para o mesmo valor uma vez que a DF é igual em todos os provetes. Na Figura 41 observa-se em pormenor estas variações.



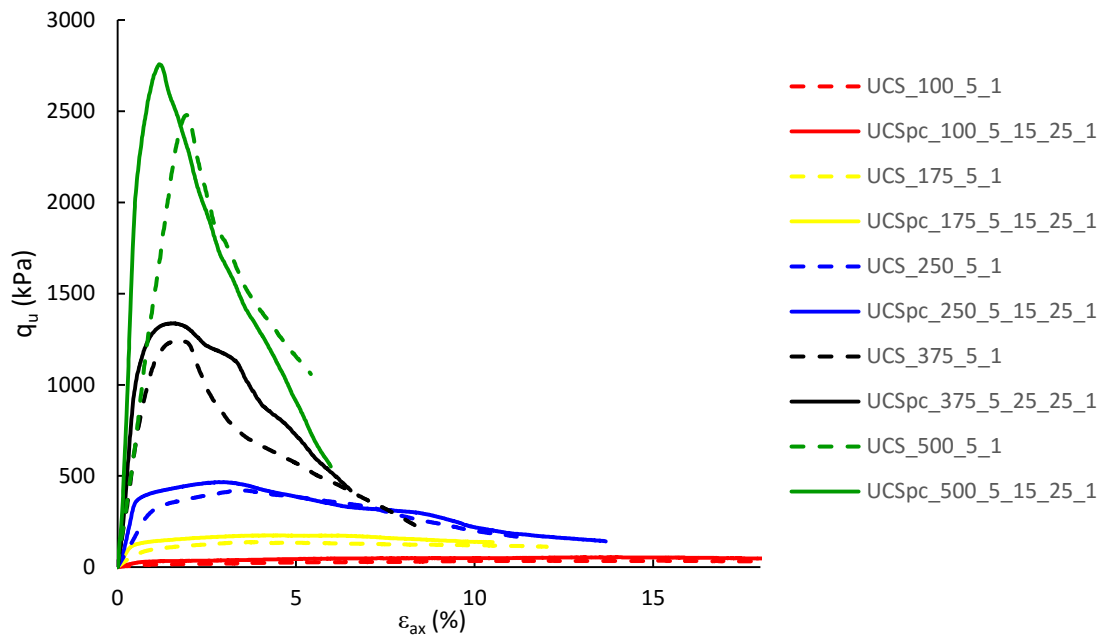


Figura 40 – Comparação das curvas tensão-extensão dos provetes de referência e provetes pós-cíclico, para diferentes dosagens de ligante.

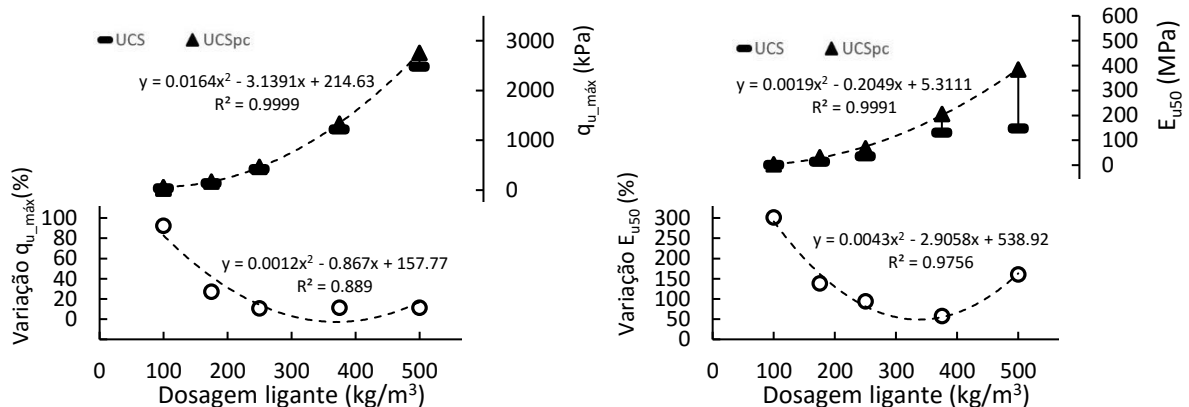


Figura 41 – Variação de  $q_{u\_máx}$  e  $E_{u50}$  entre UCS de referência e UCS pós-cíclico para diferentes dosagens de ligante.

Como já foi analisado anteriormente a resistência à compressão não confinada tende a crescer à medida que a dosagem de ligante aumenta, quer seja antes, quer após o ensaio cíclico, exibindo em ambos os casos a mesma evolução polinomial. No entanto, é importante realçar que a variação de  $q_{u\_máx}$   $[(UCSpc-UCS)/(UCS)]$  é maior para menores dosagens de ligante, sendo que tende a estabilizar à medida que a dosagem de ligante aumenta. Tendências similares sucedem para o módulo de deformabilidade, podendo-se observar que o material se torna mais rígido à medida que a dosagem aumenta.

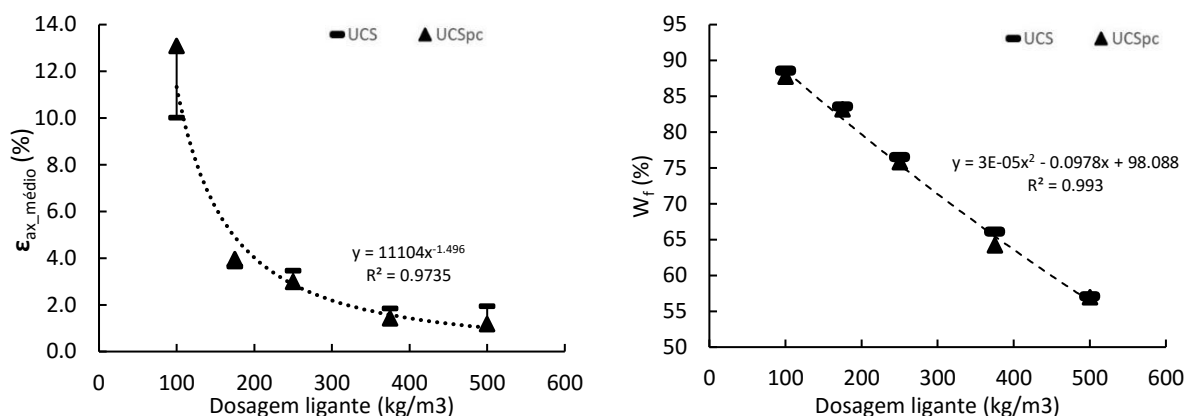


Figura 42 – Variação da extensão axial e teor em água final entre UCS de referência e UCS pós-cíclico para diferentes dosagens de ligante (kg/m<sup>3</sup>)

Quanto à extensão axial existe mais uma vez uma mudança de comportamento para os provetes com 100 e 175 kg/m<sup>3</sup>, já que se observa variação positiva, ou seja, a rotura pós cíclica aconteceu para um nível de deformação superior quando comparada com o ensaio de referência, enquanto que para as restantes dosagens se verifica uma variação negativa fruto do endurecimento do material. O teor em água decresce com o aumento da dosagem de ligante devido ao facto de, a uma maior quantidade de ligante corresponder um maior ‘consumo’ de água nas reações físico-químicas entre o ligante e a água ‘livre’ presente no solo. Também aqui se observa que o teor em água após ensaio cíclico é menor que o valor de referência, facto este explicado pelas mesmas razões indicadas na secção 5.2.3.

## 5.6 Influência da amplitude de carga cíclica

### 5.6.1 Ensaio de compressão simples monotónicos de referência

De acordo com o plano ensaios definido, foram produzidos provetes com 375 kg/m<sup>3</sup> de ligante, 5 kg/m<sup>3</sup> de fibras de polipropileno para serem ensaiados ciclicamente com diferentes amplitudes de carga cíclica: 10%, 15%, 20% e 30% em relação a  $q_{u\_m\acute{a}x}$ . O ensaio UCS de referência é o que se reporta à escória do Brasil, cujos resultados se encontram na Tabela 15 e Figura 35.

### 5.6.2 Ensaio de carga cíclicos

A partir dos ensaios de compressão simples de referência foi possível definir as condições de carregamento impostas durante os ensaios cíclicos, com vista a estudar o efeito da amplitude da carga cíclica (Tabela 21).

Tabela 21 – Condições dos ensaios cíclicos para diferentes amplitudes de carga cíclica.

Ensaio	UCS		Cargas aplicadas para ensaio cíclico				
	F <sub>máx_média</sub> (N)	q <sub>u_máx_médio</sub> (kPa)	55%F <sub>máx</sub> (kN)	55% q <sub>u_máx</sub> (kPa)	Amplitude (kN)	F <sub>máx</sub> (kN)	F <sub>min</sub> (kN)
CIC_375_5_10_1	4812.51	1217.71	2.65	669.74	0.48	3.13	2.17
CIC_375_5_10_2					10% F (kN)		
CIC_375_5_15_1					0.72	3.37	1.93
CIC_375_5_15_2					15% F (kN)		
CIC_375_5_20_1					0.96	3.61	1.68
CIC_375_5_20_2					20% F (kN)		
CIC_375_5_30_1					1.44	4.09	1.20
CIC_375_5_30_2					30% F (kN)		

Na presente análise pretende-se submeter os provetes a diferentes cargas cíclicas, a partir de um nível de tensão médio igual a 55% de q<sub>u\_máx</sub>, e constante para todos os ensaios. Assim, para amplitudes de carga igual a 10%, 15%, 20% e 30% de q<sub>u\_máx</sub>, os provetes atingem níveis de carga mínimos de 45%, 40%, 35% e 25% de q<sub>u\_máx</sub> e máximos de 65%, 70%, 75% e 85% de q<sub>u\_máx</sub>, respetivamente.

Apresentam-se na Figura 43 as curvas médias da deformação vertical acumulada no tempo para cada provete, assim como a evolução das deformações verticais com a amplitude de carga, identificadas pelo tipo de ensaio (CIC), dosagem de ligante (375 kg/m<sup>3</sup>), dosagem de fibras (5 kg/m<sup>3</sup>), amplitude de carga (expressa pelo valor percentual face a q<sub>u\_máx</sub>), frequência de aplicação (0,25Hz), e o número do par do provete.

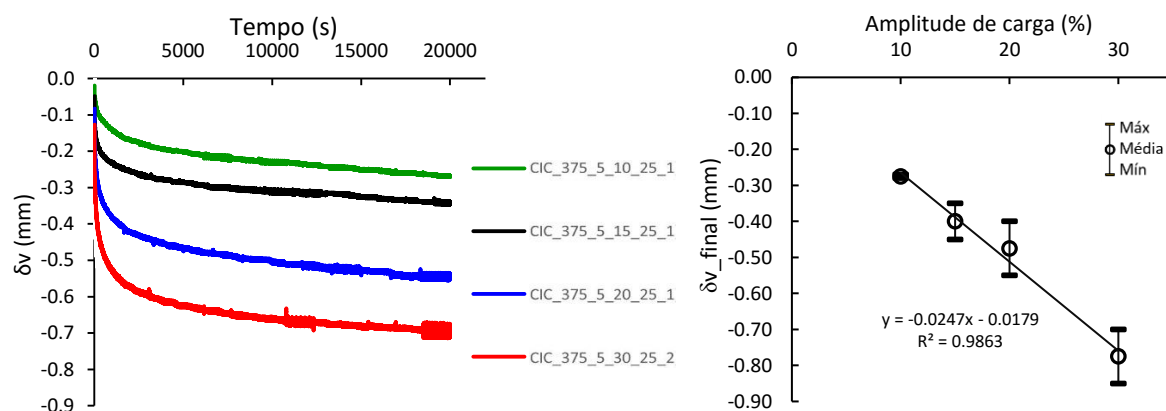


Figura 43 - Curvas representantes da deformação vertical acumulada ao longo do tempo do ensaio cíclico para diferentes amplitudes de carga aplicados.

Da análise da Figura 43 conclui-se que as deformações verticais acumuladas permanentes aumentam com a amplitude de carga. Isto deve-se ao facto de a uma maior amplitude de carga cíclica corresponder níveis de tensão mais elevados, mais próximos da carga de rotura (q<sub>u\_máx</sub>), e conseqüentemente, originarem maiores deformações. Note-se que a evolução das deformações verticais permanentes assume uma tendência linear à medida que se aumenta a amplitude de carga, sugerindo que o troço inicial das curvas tensão-extensão deve ser

praticamente coincidente e linear até elevados níveis de tensão, muito próximos de  $q_{u\_máx}$  (este aspeto será confirmado na secção seguinte).

### 5.6.3 Ensaios de compressão simples monotónicos pós-cíclico

Na

Tabela 22 e na Figura 44 são apresentados os resultados dos ensaios de compressão simples monotónicos realizados após os provetes terem sido submetidos a ensaio cíclico. Tal como nas secções anteriores, da comparação dos valores agora obtidos (Tabela 22) com os valores dos ensaios de referência (Tabela 15), é possível calcular a variação dos primeiros parâmetros através da razão  $(UCS_{pc}-UCS)/(UCS)$ , apresentados na Tabela 23.

Tabela 22 - Resumo dos resultados obtidos nos ensaios de compressão simples pós-cíclico para diferentes amplitudes de carga.

Ensaios Cíclicos								
Provete	$q_{u\_máx}$ (kPa)	$q_{u\_méd}$ (kPa)	$\epsilon_{rot}$ (%)	$\epsilon_{rot\_méd}$ (%)	$E_{u50}$ (Mpa)	$E_{u50\_méd}$ (Mpa)	$W_F$ (%)	$W_{F\_méd}$ (%)
CIC_375_5_10_1	1290.92	1350.83	1.667	1.65	203.57	206.64	64.32	64.52
CIC_375_5_10_2	1410.74	(4.43%)	1.624	(1.30%)	209.70	(1.48%)	64.72	(0.31%)
CIC_375_5_15_1	1328.47	1333.54	1.323	1.42	211.24	205.43	64.17	64.18
CIC_375_5_15_2	1338.61	(0.38%)	1.513	(6.69%)	199.61	(2.83%)	64.20	(0.02%)
CIC_375_5_20_1	1404.90	1397.72	1.378	1.35	231.38	225.47	63.63	63.67
CIC_375_5_20_2	1390.55	(0.51%)	1.314	(2.39%)	219.56	(2.62%)	63.71	(0.06%)
CIC_375_5_30_1	1433.89	1417.58	1.326	1.26	234.16	223.51	66.27	65.58
CIC_375_5_30_2	1401.26	(1.15%)	1.189	(5.42%)	212.86	(4.76%)	64.89	(1.05%)

Tabela 23 - Variação dos parâmetros obtidos nos ensaios de compressão simples e pós-cíclicos vs aos de referência para diferentes amplitudes de carga cíclica.

Variação parâmetros								
Provete	$q_{u\_máx}$	$q_{u\_méd}$	$\epsilon_{rot}$	$\epsilon_{rot\_méd}$	$E_{u50}$	$E_{u50\_méd}$	$W_F$	$W_{F\_méd}$
375_5_10_1	6.0%	10.9%	-9.2%	-10.2%	51.1%	51.4%	-2.7%	-2.4%
375_5_10_2	15.9%		-11.2%		51.8%		-2.1%	
375_5_15_1	9.1%	9.5%	-28.4%	-23.2%	61.8%	57.4%	-2.9%	-2.9%
375_5_15_2	9.9%		-18.1%		52.9%		-2.8%	
375_5_20_1	15.4%	14.8%	-23.8%	-25.5%	61.3%	57.1%	-3.7%	-3.6%
375_5_20_2	14.2%		-27.2%		53.0%		-3.6%	
375_5_30_1	17.8%	16.4%	-28.2%	-31.9%	79.4%	71.2%	0.3%	-0.8%
375_5_30_2	15.1%		-35.6%		63.0%		-1.8%	

Mais uma vez, e em conformidade com o que se observou em secções anteriores, também aqui se verificou que os valores da resistência à compressão não confinada aumentam para provetes submetidos a cargas cíclicas, quando comparados com o ensaio UCS de referência. Igualmente interessante é a constatação de que o módulo de deformabilidade cresce substancialmente face à referência, mas apresenta valores muito semelhantes entre si (Tabela 22 e Figura 44), praticamente independente da variação da amplitude de carga cíclica. Atente-se, no entanto, que a variação do módulo de deformabilidade é maior quando comparada com a variação da resistência à compressão, e portanto a extensão axial tem uma variação negativa. Isto significa

que a rotura ocorre para menores deformações, fruto do facto do material exibir um comportamento mais rígido após o carregamento cíclico.

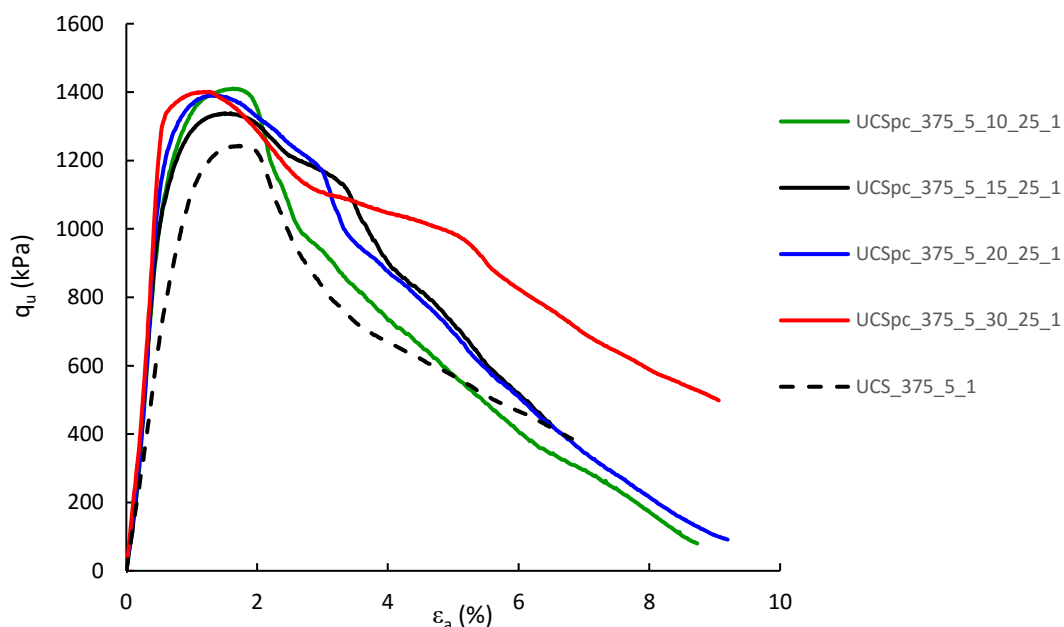


Figura 44 - Comparação das curvas tensão-extensão dos provetes de referência e provetes pós-cíclico para diferentes amplitudes de carga cíclica.

A Figura 44 vem confirmar aquilo que já se concluiu anteriormente, constatando-se o ganho de resistência e rigidez após ensaio cíclico. De notar que a média da variação de resistência tem uma tendência crescente à medida que a amplitude aumenta, mas esta encontra-se dentro da variação experimental dos resultados, não se podendo afirmar com segurança a existência de uma relação com o nível de amplitude de carga.

Conclui-se então que a análise do comportamento cíclico para diferentes amplitudes de carga não tem expressão significativa, e que em princípio o nível de tensão correspondente a 55% de  $q_{u\_máx}$  está para além do limite de cedência estrutural, pelo que a amplitude não terá influência neste domínio.

## 5.7 Influência da frequência de aplicação

### 5.7.1 Ensaios de compressão simples monotónicos de referência

De acordo com o plano ensaios definido na secção 4.4 foram produzidos provetes com 375 kg/m<sup>3</sup> de ligante, 5 kg/m<sup>3</sup> de fibras de polipropileno para serem ensaiados ciclicamente com frequências de aplicação: 0,25Hz e 1Hz. O ensaio UCS de referência é o que se reporta à escória do Brasil, cujos resultados se encontram na Tabela 15 e Figura 35.

### 5.7.2 Ensaios de carga cíclicos

Na Tabela 24 são apresentadas as condições de carregamento impostas durante os ensaios cíclicos, que são iguais para as duas frequências de aplicação em estudo, com vista a estudar o efeito da frequência de carga cíclica. Na Figura 45 apresentam-se as curvas médias da deformação vertical acumulada no tempo para cada provete, identificadas pelo tipo de ensaio (CIC), dosagem de ligante ( $375 \text{ kg/m}^3$ ), dosagem de fibras ( $5 \text{ kg/m}^3$ ), amplitude de carga ( $\%q_{u\_m\acute{a}x}$ ), frequência de aplicação (0,25 Hz e 1 Hz) e o número do par do provete.

Tabela 24 – Valores a aplicar nos ensaios cíclicos para diferentes frequências de aplicação

Ensaio	UCS		Cargas aplicadas para ensaio cíclico				
	$F_{m\acute{a}x\_m\acute{e}d}$ (N)	$q_{u\_m\acute{a}x\_m\acute{e}d}$ (kPa)	55% $F_{m\acute{a}x}$	55% $q_{u\_m\acute{a}x}$	Amplitude (kN)	$F_{m\acute{a}x}$ (kN)	$F_{min}$ (kN)
CIC_375_5_15_0.25	4812.51	1217.71	2.65	669.74	0.72	3.37	1.93
CIC_375_5_15_1					15% F (kN)		

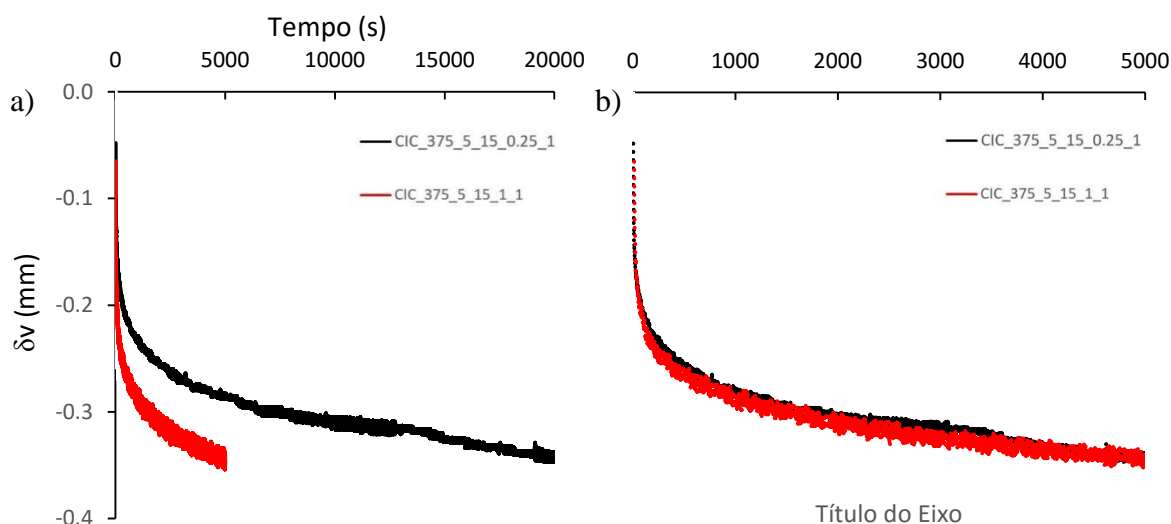


Figura 45 - Curvas representantes da deformação vertical acumulada para diferentes frequências de aplicação: a) ao longo do tempo; b) ao longo do número de ciclos do ensaio cíclico.

Da análise da Figura 45 constata-se que as deformações verticais acumuladas permanentes são aproximadamente iguais. Apesar do provete carregado com frequência igual 1 Hz apresentar na fase inicial uma evolução das deformações verticais mais abrupta ao longo do tempo, no final do ensaio cíclico, as deformações verticais permanentes são praticamente iguais, uma vez que o número de ciclos aplicados é igual, independentemente da frequência ou do tempo de ensaio (Figura 45 b)). Como tal, ambos os provetes acumulam 5000 ciclos no final do ensaio, e apesar do provete ‘base’ estar mais tempo sob carregamento, constata-se que o número de ciclos é o fator que influencia a acumulação de deslocamentos verticais e não o tempo que o provete está sob um determinado nível de tensão.

### 5.7.3 Ensaios de compressão simples monotônicos pós-cíclico

Após o ensaio cíclico, os provetes são descarregados e submetidos, a ensaio de compressão simples monotônico. Os resultados destes ensaios pós-cíclicos são apresentados na Tabela 25, e na Figura 46 na forma de curva tensão extensão.

Tabela 25 – Resumo dos resultados obtidos nos ensaios de compressão simples pós-cíclico para diferentes frequências de aplicação.

Proвете	Ensaio Cíclicos							
	$q_{u\_m\acute{a}x}$ (kPa)	$q_{u\_m\acute{e}d}$ (kPa)	$\epsilon_{rot}$ (%)	$\epsilon_{rot\_m\acute{e}d}$ (%)	$E_{u50}$ (Mpa)	$E_{u50\_m\acute{e}d}$ (Mpa)	$W_F$ (%)	$W_{F\_m\acute{e}d}$ (%)
UCSpc_375_5_15_1_1	1389.76	1378.18	1.256	1.27	245.11	235.22	64.81	64.51
UCSpc_375_5_15_1_2	1366.60	(0.84%)	1.287	(1.23%)	225.33	(4.21%)	64.22	(0.46%)
UCSpc_375_5_15_0.25_1	1328.47	1333.54	1.323	1.42	211.24	205.43	64.17	64.18
UCSpc_375_5_15_0.25_2	1338.61	(0.38%)	1.513	(6.69%)	199.61	(2.83%)	64.20	(0.02%)

Da análise Figura 46, constata-se que as curvas tensão-extensão dos ensaios UCSpc para diferentes frequências de aplicação de carga cíclica são muito idênticas, confirmando mais uma vez o que se observou em secções anteriores em que os valores da resistência à compressão não confinada aumentam após o carregamento cíclico. No entanto, a frequência de aplicação de carga cíclica não alterou o comportamento nem a resposta mecânica do material compósito. Sendo as curvas muito próximas e com um nível de tensão máximo ( $q_{u\_m\acute{a}x}$ ) igualmente muito próximo, contata-se que o ganho de resistência relativamente ao ensaio UCS correspondente é independente da frequência de aplicação, e mais uma vez reforça a ideia de que o fenómeno de endurecimento analisado anteriormente é consequência do nível de tensão aplicado e não das condições cíclicas.

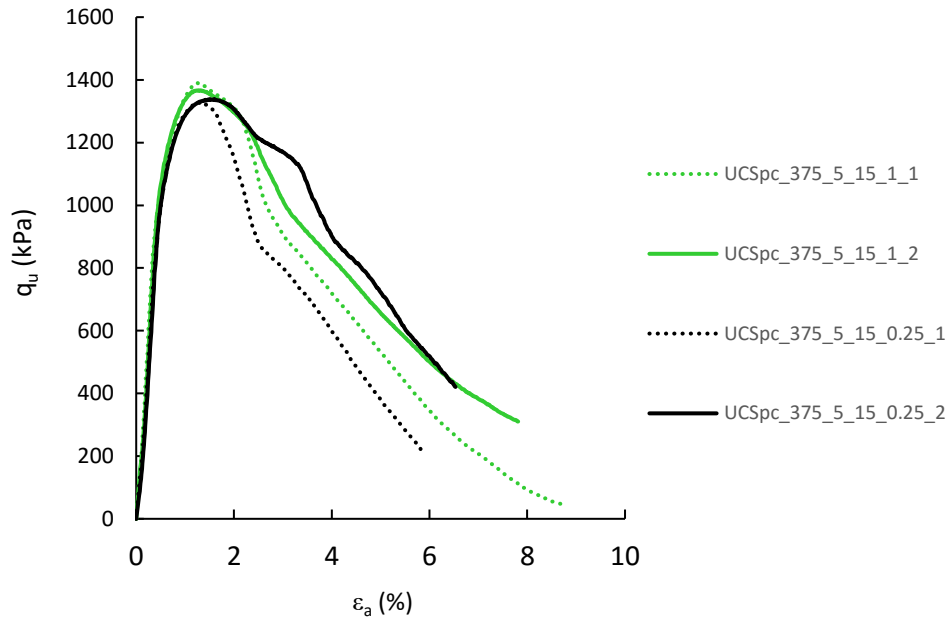


Figura 46 – Comparação das curvas tensão-extensão dos provetes ensaiados ciclicamente com diferentes frequências de aplicação de carga cíclica.



## 6 CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

### 6.1 Conclusões

O presente trabalho pretendeu estudar o comportamento mecânico do material composto por solo do Baixo Mondego, cimento Portland, escória granulada de alto-forno e fibras de polipropileno quando sujeito a carregamento cíclico. Para tal realizou-se um plano de ensaios, baseado em ensaios de compressão não confinada, que pretendia estudar a influência das condições de carregamento cíclico, variando a dosagem fibras e de ligante, amplitude e frequência de aplicação de carga cíclica. Para avaliar a influência das condições de carregamento cíclico compararam-se os resultados obtidos com provetes sujeitos a carga monotónica com provetes sujeitos a carga cíclica.

Da análise da influência da dosagem de fibras concluiu-se que à medida que a dosagem de fibras aumenta, a perda de resistência pós-cedência não é tão significativa quando comparado com o provete sem fibras, existindo mesmo um aumento de resistência pós-cedência para provetes com maiores dosagens de fibras (30 e 50 kg/m<sup>3</sup>). Nota-se claramente uma alteração de comportamento, passando de frágil para dúctil à medida que a dosagem de fibras aumenta. Este aumento de resistência deve-se à ação das fibras quando solicitadas, originando uma redistribuição de esforços para outras zonas vizinhas permitindo que estas contribuam para uma maior resistência global. Os resultados indicam também uma diminuição do módulo de deformabilidade para dosagens de fibras maiores, o que se deve muito provavelmente ao facto de a presença das fibras impedir o estabelecimento de algumas ligações cimentícias.

Da análise da influência da dosagem de ligante concluiu-se que quanto maior esta é maior é a resistência à compressão não confinada ( $q_{u\_m\acute{a}x}$ ) e maior é o módulo de deformabilidade ( $E_{u50}$ ). Isto deve-se ao facto de a uma maior quantidade de ligante corresponder o desenvolvimento de um maior número de reações físico-químicas devido ao contacto do ligante com a água ‘livre’ no solo, dando origem à construção de uma matriz sólida mais resistente e rígida. À medida que aumenta a dosagem de ligante nota-se também uma alteração de comportamento, passando gradualmente de dúctil para frágil.

Quando se analisa o comportamento do material sujeito a carregamento cíclico, a inclusão das fibras no material compósito não teve relevância nos deslocamentos verticais acumulados permanentes, pois estes são basicamente iguais. Tal deve-se ao facto de o nível de tensão e

amplitude de carga aplicada se encontrar dentro da fase ‘elástica’, apesar de se terem registado deslocamentos verticais acumulados maiores para provetes com 30 e 50 kg/m<sup>3</sup> de fibras por terem sido aplicados diferentes condições de carregamento. Durante o carregamento cíclico a evolução das deformações verticais acumuladas no tempo caracteriza-se por uma descida abrupta na fase inicial do ensaio cíclico, seguida de evolução linear.

O mesmo comportamento é seguido quando se analisa a influência de ligante, no entanto, para menores dosagens não se assiste a uma estabilização dos deslocamentos verticais acumulados ao longo do tempo, observando-se uma evolução quase linear.

Na análise da influência da amplitude do carregamento cíclico as deformações verticais acumuladas permanentes aumentam com a amplitude de carga. Tal deve-se ao facto de a uma maior amplitude de carga cíclica corresponder níveis de tensão mais elevados, mais próximos da carga de rotura ( $q_{u\_máx}$ ).

Por fim, a análise da variação da frequência de aplicação de carga cíclica permitiu concluir que esta não tem influência nos deslocamentos verticais permanentes, pelo que não é um fator condicionante da ação cíclica. No entanto, conclui-se que estes são dependentes do número de ciclos, já que para diferentes frequências mas com igual número de ciclos, os deslocamentos verticais permanentes são muito próximos.

No que diz respeito ao comportamento do material após o carregamento cíclico, constatou-se um acréscimo de resistência à compressão não confinada em todas as análises efetuadas. Observou-se ainda um aumento de rigidez, o que sugere um fenómeno de endurecimento do material. Dos ensaios de despistagem executados, concluiu-se que a ação cíclica não está relacionada com este acréscimo, mas sim o nível de tensão aplicado durante o ensaio cíclico. Uma possível explicação é que após o ensaio cíclico os planos de rotura se caracterizam por exibir ‘maior atrito’ devido ao facto de o carregamento cíclico/nível de tensão ter induzido uma granulometria aparente mais ‘grosseira’, fruto de micro-roturas de algumas ligações cimentícias. Conclui-se ainda que as fibras não são a principal razão deste acréscimo, já que para o provete sem fibras também se constatou acréscimos de resistência à compressão não confinada.

## 6.2 Propostas de trabalhos futuros

Após a análise de resultados e respectivas conclusões, algumas questões sobre o comportamento do material compósito em análise ficaram ainda por estudar. Desta forma, propõem-se alguns estudos adicionais de modo a para aprofundar os conhecimentos sobre a temática em análise:

- Estudar a influência do nível de tensão aplicado ao material compósito, aplicando diferentes patamares de nível de tensão, visto ser este um dos fatores que influencia o comportamento pós-cíclico;
- Estudar a influência do número de ciclos aplicado ao material compósito, já que há indícios que este fator seja determinante nas deformações verticais acumuladas;
- Estudar e avaliar o mecanismo de interação solo-ligante-fibras ao microscópio eletrônico;
- Estudar o comportamento mecânico do material com outros tipos de ligante e de fibras;
- Avaliar a viabilidade prática da técnica em campo, nomeadamente, a separação injeção e distribuição das fibras de polipropileno em campo, e comparar os resultados obtidos com os laboratoriais;
- Estudar o comportamento cíclico do material compósito com outro tipo de ensaios (triaxial, flexão, tração).

---

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bekaert, 2010. *Product Datasheet DUOMIX M12*.
- Cardoso, A.J. de M.S., 1987. A Técnica Das Pregagens em Solos Aplicada em Escavações.
- Chauhan, M.S., Mittal, S. & Mohanty, B., 2008. Performance evaluation of silty sand subgrade reinforced with fly ash and fibre. *Geotextiles and Geomembranes*, 26(5), pp.429–435.
- Coastal Development Institute Tokyo, 2002. *The Deep Mixing Method: Principle, Design and Construction* CRC Press, ed.
- Coelho, P.A.L.F., 2000. Caracterização Geotécnica de Solos Moles: Estudo do Local Experimental da Quinta da Foja. *Dissertação de Mestrado, Dep de Eng<sup>a</sup> Civil da FCTUC, Coimbra*.
- Consoli, N.C., Arcari Bassani, M.A. & Festugato, L., 2010. Effect of fiber-reinforcement on the strength of cemented soils. *Geotextiles and Geomembranes*, 28(4), pp.344–351.
- Correia, A.S., 2011. Aplicabilidade da técnica de deep mixing aos solos moles do Baixo Mondego. *Dissertação de Doutoramento, Dep de Eng<sup>a</sup> Civil da FCTUC, Coimbra*.
- Dall’acqua, G.P., Ghataora, G.S. & Ling, U.K., 2010. Behaviour of Fibre-Reinforced and Stabilized Clayey Soils Subjected to Cyclic Loading. *Studia Geotechnica et Mechanica*, 32(3), p.14.
- Davies, J. & Fendukly, L.M., 1994. Behaviour of soil-cement specimens in unconfined dynamic compression. *Journal of Materials Science*, 29(12), pp.3255–3260.
- E196, 1966. “Solos - Análise Granulométrica.” *Especificações do LNEC, Lisboa, Portugal*.
- E201, 1967. “Solos - Determinação do teor em matéria orgânica.” *Especificação do LNEC, Lisboa, Portugal*.
- EuroSoilStab, 2001. Development of design and construction methods to stabilise soft organic soils. *Design Guide Soft Soil Stabilisation CT97-0351*.
- Fatahi, B. et al., 2011. Effects of Preloading on Soft Clay Improvement Using Deep Soil Mixing. *Australian Geomechanics*, 46(3), pp.53–62.
- Hayward Baker Inc., 2013. Dry soil mixing. [www.HaywardBaker.com](http://www.HaywardBaker.com), pp.1 –6.
- Kumar, R., Kanaujia, V.K. & Chandra, D., 1999. Engineering Behaviour of Fibre-Reinforced Pond Ash and Silty Sand. *Geosynthetic International*, 6(6), pp.509–518.
- Maher, M.H. & Gray, D.H., 1990. Static Response of Sand Reinforced with Randomly Distributed Fibres. *Journal of Geotechnical Engineering*, 116(11), pp.1661–1677.
- Nicholson, P.G., 2014. *Soil Improvement and Ground Modification Methods* Butterworth-Heinemann, ed.
- NP 143, 1969. “Solos - Determinação dos limites de consistência.” *Norma Portuguesa Definitiva*.
- NP 83, 1965. “Solos - Determinação da densidade das partículas sólidas.” *Norma Portuguesa Definitiva*.
- NP EN 12390-3, 2011. “Ensaio do betão endurecido - Parte 3: Resistência à compressão de provetes.” *Norma Portuguesa*.
- NP EN 206-1, 2007. “Betão. Parte I: Especificação, desempenho, produção e conformidade.”

*Norma Portuguesa.*

- Onitsuka, K. et al., 2003. Effect of Organic Matter on Lime and Cement Stabilized Ariake Clays. *J. Geotech. Eng.*, 729(III-62), pp.1–13.
- Park, S.S., 2009. Effect of fiber reinforcement and distribution on unconfined compressive strength of fiber-reinforced cemented sand. *Geotextiles and Geomembranes*, 27(2), pp.162–166.
- Ranjan, G., Vasan, R.M. & Charan, H.D., 1996. Probabilistic Analysis of Randomly Distributed Fiber-Reinforced Soil. *Journal of Geotechnical Engineering*, 122, pp.419–426.
- Saad Ali Aiban, 1994. A study of sand stabilization in Eastern Saudi Arabia. *Engineering Geology*, 38(1-2), pp.65–79.
- Saran, S., 2010. *Reinforced Soil and Its Engineering Applications* I. K. International Pvt Ltd, ed.,
- Sharma, S.S. & Fahey, M., 2003. Degradation of Stiffness of Cemented Calcareous Soil in Cyclic Triaxial Tests. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129(7), pp.619–629.
- Sherwood, P.T., 1993. *Soil Stabilization with Cement and Lime* Great Britain Transport Research Laboratory, ed., H.M. Stationery Office.
- Tang, C. et al., 2007. Strength and mechanical behavior of short polypropylene fiber reinforced and cement stabilized clayey soil. *Geotextiles and Geomembranes*, 25(3), pp.194–202.
- Tang, C.-S., Shi, B. & Zhao, L.-Z., 2010. Interfacial shear strength of fiber reinforced soil. *Geotextiles and Geomembranes*, 28(1), pp.54–62.
- Terashi, M., 1997. Theme lecture: Deep Mixing Method - Brief state of the art. *14 International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, Germany*, 4, pp.2475–2478.
- Varkuti, H.R., 2015. Influence of Cyclic Loading on the Bearing Capacity of Treated Soil. *Faculty of Civil Engineering, Bauhaus University Weimar*.
- Velten, R.Z. et al., 2006. Mechanical characterization of soil and granulated blast furnace slag mixtures for forest road applications. *Revista Árvore*, 30(2), pp.235–240.
- Viana da Fonseca, A. et al., 2013. Fatigue cyclic tests on artificially cemented soil. *Geotechnical Testing Journal*, 36(2), pp.0–9.
- Warner, J., 2004. *Practical Handbook of Grouting* John Wiley & Sons, ed.,