



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

# **Aplicabilidade da técnica de *deep mixing* aos solos moles do Baixo Mondego**

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil na Especialidade de Geotecnia e Fundações

Autor

**António Alberto Santos Correia**

Orientadores

**Paulo José da Venda Oliveira**

**Luís Joaquim Leal Lemos**

**Coimbra, 2011**



*às duas estrelas,  
Maria Inês e Beatriz,  
que iluminam com o seu brilho a minha vida*



# ÍNDICE GERAL

---

ÍNDICE GERAL.....	iii
RESUMO.....	v
ABSTRACT.....	vii
AGRADECIMENTOS.....	ix
ÍNDICE DE TEXTO.....	xiii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xxi
ÍNDICE DE QUADROS.....	xxxv
SIMBOLOGIA.....	xli
<b>CAPÍTULO 1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....</b>	<b>1</b>
<b>CAPÍTULO 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>5</b>
<b>PARTE I -</b>	
<b>CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO SOLO MOLE DO BAIXO MONDEGO</b>	
<b>CAPÍTULO 3 - IDENTIFICAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DO LOCAL</b>	
EXPERIMENTAL (QUINTA DA FOJA).....	39
<b>CAPÍTULO 4 - COMPRESSIBILIDADE E CONSOLIDAÇÃO.....</b>	<b>87</b>
<b>CAPÍTULO 5 - COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO-RESISTÊNCIA</b>	
AO CORTE.....	131
<b>PARTE II -</b>	
<b>ESTUDO DA ESTABILIZAÇÃO DO SOLO MOLE DO BAIXO MONDEGO</b>	
<b>CAPÍTULO 6 - DEFINIÇÃO DE PROCEDIMENTO LABORATORIAL</b>	
DE PREPARAÇÃO DE AMOSTRAS.....	181
<b>CAPÍTULO 7 - OPTIMIZAÇÃO DA ESTABILIZAÇÃO – ESTUDO</b>	
PARAMÉTRICO.....	217
<b>CAPÍTULO 8 - COMPRESSIBILIDADE E PERMEABILIDADE</b>	
DO SOLO ESTABILIZADO.....	287
<b>CAPÍTULO 9 - COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO-RESISTÊNCIA</b>	
AO CORTE DO SOLO ESTABILIZADO.....	323
<b>CAPÍTULO 10 - CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>371</b>

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	377
<b>ANEXO A</b> - CARACTERIZAÇÃO E REACÇÕES QUÍMICAS DE ALGUNS LIGANTES.....	395
<b>ANEXO B</b> - REGISTO DOS SINAIS SÍSMICOS.....	413
<b>ANEXO C</b> - COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA – ESTUDO DA TÉCNICA DE ENSAIO.....	415
<b>ANEXO D</b> - COMPOSIÇÃO MINERALÓGICA.....	427
<b>ANEXO E</b> - LIGANTES.....	435
<b>ANEXO F</b> - ESTRUTURA DO SOLO ESTABILIZADO.....	441

## RESUMO

---

Ao longo dos últimos 40 anos, a técnica de melhoramento ou estabilização química de solos mediante a sua mistura *in situ* com materiais que possuem propriedades aglomerantes (técnica designada na literatura inglesa por *deep mixing*) tem sido aplicada com sucesso numa grande diversidade de materiais, de onde se destacam os depósitos de solos moles. Localizando-se nas proximidades de Coimbra um depósito com estas características, foi decidido avaliar o potencial de aplicação desta tecnologia ao depósito em causa. Para tal, foi elaborado um programa de investigação conducente à caracterização mecânica do solo estabilizado, complementado com a caracterização geotécnica do solo de origem (não estabilizado), tendo-se realizado extensos estudos de campo e laboratoriais.

O comportamento global do solo de origem é fundamentalmente determinado pela natureza orgânica, elevado teor em água e pelas fracções silto-arenosas, sendo de destacar a significativa presença de óxidos de sílica e alumina na sua composição química. Estas características, condicionam sobremaneira a estabilização, tendo-se concluído do estudo laboratorial que a mistura que potencia o compromisso técnico-económico-ambiental é composta por cimento Portland I 42,5R e escória granulada de alto forno, aplicada na proporção 75/25 referida à massa seca dos ligantes, numa dosagem compreendida entre os 150 e os 175kg/m<sup>3</sup>, não devendo ser adicionada água, ou seja, a técnica de *deep mixing* deve ser aplicada na variante seca.

O comportamento mecânico do material assim estabilizado foi objecto de caracterização laboratorial, tendo-se concluído que o mesmo é essencialmente controlado pelas ligações cimentícias entre as partículas sólidas, as quais são responsáveis pelo significativo aumento da resistência e rigidez face ao material não estabilizado. Em termos globais, pode-se dizer que a estabilização pela técnica de *deep mixing* quando aplicada ao depósito de solos moles do Baixo Mondego origina um novo material, caracterizado por significativas melhorias em termos mecânicos, do qual urge tirar partido das suas vantagens.





## ABSTRACT

---

Over the last 40 years, in situ chemical improvement or stabilization of soils with binder materials (deep mixing) has been successfully applied to a large range of soils, namely soft soils. The existence of such kind of deposit near Coimbra supported the decision of studying the potential of this improvement technique. A research project was established in order to characterize the mechanical behaviour of the stabilized soil, in complement to performing a geotechnical characterization of the natural soil (unstabilized). To accomplish these goals, extensive field and laboratory experiments were carried out.

The overall behaviour of the natural soil is mainly determined by its organic nature, high moisture content and sandy-silt fractions. The significant presence of silica and alumina oxides in the chemical composition must also be highlighted. These characteristics have a major influence on the stabilization. The laboratorial study proves that the mixture that maximizes the technical-economical-environmental trade-offs consists of Portland cement type I 42,5 R and granulated blast furnace slag combined in a dry weight proportion 75/25, applied in a dosage between 150 and 175kg/m<sup>3</sup>. No water should be added, meaning that the dry variant deep mixing technique should be used.

The mechanical behaviour of the stabilized material was characterized through laboratorial experiments. The results allowed concluding that the behaviour is mainly governed by the binding connections between the solid particles, which are responsible for the significant increase in strength and stiffness when compared with the unstabilized material.

Overall, it can be said that the application of the deep mixing stabilization technique to the soft soils deposit of Baixo Mondego produces a new material, with improved mechanical behaviour, whose advantages must be exploited.



## AGRADECIMENTOS

---

Ao terminar este trabalho não posso deixar de expressar os meus sinceros agradecimentos a todas as pessoas e entidades que de algum modo contribuíram para a sua concretização. Correndo o risco de cometer injustiças por omissão, agradeço:

- ao Professor Doutor Paulo José da Venda Oliveira (FCTUC), mentor do presente trabalho, pela orientação e interesse manifestado na elaboração desta dissertação, pela forma amigável com que sempre acompanhou o seu desenvolvimento, pela paciência demonstrada e constante incentivo, bem como pelos inúmeros ensinamentos e orientação que me transmitiu sobre esta matéria;
- ao Professor Catedrático Luís Joaquim Leal Lemos (FCTUC), pela orientação prestada, pelo carácter de objectividade e depuração que procurou inserir neste trabalho, colocando ao meu dispor os seus sólidos conhecimentos;
- ao Professor Doutor Jorge Almeida e Sousa (FCTUC), coordenador do Laboratório de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil (FCTUC), pela sua compreensão, apoio e por ter criado todas as condições para a realização deste trabalho;
- ao amigo e Professor Doutor Fernando Marques, pelo incentivo e apoio dado durante a realização dos trabalhos de prospecção;
- ao amigo e Professor Doutor Paulo Coelho, por todo o apoio, desde a recolha bibliográfica até ao facilitar o contacto com a equipa de investigação de Cambridge;
- ao Professor Jubilado Eng.º Rui Furtado, pela sua voz amigável e interesse demonstrado, tendo estabelecido pontes de contacto com o Professor Doutor Amândio Teixeira Pinto (Universidade do Minho), e com o Conselho de Administração de Cimpor, o que facilitou em muito a obtenção dos ligantes;
- ao Professor Doutor Carlos Rodrigues (Instituto Politécnico da Guarda), pelo apoio dado nos trabalhos de prospecção e interpretação de resultados;

- ao Laboratório de Geotecnia do IPN, na pessoa do Professor Doutor Quinta Ferreira, do Eng.º Luís Pereira e da Técnica Maria Alexandra, pelo apoio na execução dos trabalhos de prospecção;
- ao Professor Doutor Pedro Proença Cunha (responsável pelo laboratório de Sedimentologia do Departamento de Ciências da Terra - FCTUC), ao Professor Doutor Pedro Dinis (Departamento de Ciências da Terra - FCTUC), e à técnica de laboratório Sra. Manuela Costa, pela ajuda na realização e interpretação das análises granulométricas por granulómetro laser;
- ao Professor Doutor Pedro Proença Cunha (Departamento de Ciências da Terra – FCTUC), e ao técnico Sr. Carlos Maia, pela ajuda na realização e identificação mineralógica por difracção de raios-X do solo;
- à Professora Doutora Teresa Vieira (Departamento de Engenharia Mecânica – FCTUC), pela criação das condições de realização dos ensaios de difracção de raios-X e microscópio electrónico de varrimento (SEM);
- à Eng.<sup>a</sup> Ana Manaia (LED&MAT-Instituto Pedro Nunes) e ao Eng.º António Fonseca (LED&MAT-Instituto Pedro Nunes) pela apoio e ajuda na realização dos ensaios de microscópio electrónico de varrimento (SEM); ao Eng.º Nelson (LED&MAT-Instituto Pedro Nunes) pela preparação das amostras e realização dos ensaios de difracção de raios-X, bem como pelo apoio dado na sua interpretação;
- à professora Doutora Manuela da Vinha (Departamento de Ciências da Terra – FCTUC), pela ajuda preciosa na definição dos ensaios químicos e análises por microscópio óptico e electrónico, bem como na interpretação das análises químicas;
- ao Professor Doutor Francisco Hernandez-Martinez (*Norwegian Geotechnical Institute*) pela partilha de informação;
- pelo apoio durante a recolha bibliográfica, à Professora Doutora Helen Åhnberg (*Swedish Deep Stabilization Research Centre*), ao Professor Doutor Masaki Kitazume (*Port and Airport Research Institute e Tokyo Institute of Technology*), ao Professor Doutor Mamoru Kikumoto (*Nagoya Institute of Technology*), ao Professor Doutor Daisuke Suetsugu (*Institute of Lowland Technology - Saga University*), ao Professor Doutor Kanta Ohishi (*Nikken Sekkei Nakase Geotechnical Institute*), ao Eng.º Tan Ek Khai (*Gamuda Engineering Sdn Bhd*), e ao Doutor David Taborda (*Imperial College of London*);
- ao Laboratório de Construções do DEC-FCTUC, nas pessoas dos Professores Doutores Fernando Branco e Luís Godinho, pela cedência de betoneira IMER-MIX240, e da câmara climática ARALAB-FITOClima 1000 EDTU;
- ao Centro Tecnológico da Cerâmica e do Vidro, na pessoa da Eng.<sup>a</sup> Maria Carlos Figueiredo, pela realização da análise química e identificação mineralógica por difracção de raios-X do solo;

- ao Professor Doutor João Coutinho (Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro), pela avaliação da capacidade de troca iónica do solo;
- ao Eng. Vasco Gouveia e à Eng. Maria João Bastos do Centro de Investigação do Departamento de Engenharia Química da FCTUC, pela realização da análise química à água;
- ao Eng.º Steven Ackerley (*Imperial College of London*), por toda a colaboração e prontidão na ajuda da resolução de problemas no equipamento laboratorial;
- ao Sr. José António, técnico do laboratório de Geotecnia do DEC-FCTUC, assim como ao ex-técnico Sr. Henrique;
- ao Sr. David por todo o apoio ao nível de oficina;
- à Sra. Cidália pela ajuda no trabalho de secretariado;
- ao Eng.º Hugo Vilaranda (ex-aluno de MIEC do DEC-FCTUC) pelo apoio na elaboração das figuras 8.18 e 8.21 (respeitantes à célula de Rowe);
- ao Sr. António Cabete, arrendatário da terra onde foram executados os trabalhos de campo, por ter permitido a realização dos mesmos; ao Eng.º Lima (Quinta da Foja) por ter autorizado a realização da campanha de prospecção; ao Sr. António Matias pela colaboração no trabalho de campo, nomeadamente nos trabalhos de abertura da vala com retroescavadora;
- à Cimpor, na pessoa do Presidente do Conselho de Administração Eng.º Ricardo Baião e Horta; à Betão Liz (grupo Cimpor) na pessoa do Eng.º Amaro Freire, pela colaboração prestada na obtenção dos ligantes, e ao Eng.º Dias Gomes (Cimpor-Centro de Produção de Souselas) pela ajuda na interpretação da composição química dos 4 cimentos analisados;
- à Sika, na pessoa do Eng.º Farinha Santos, pela colaboração na obtenção da sílica de fumo;
- à Calcidrata, na pessoa do Sr. Baptista, pela colaboração na obtenção da cal viva;
- à Tesa Portugal, na pessoa do Sr. Rui Aldeia, pela colaboração na obtenção de fitas adesivas;
- à Arcosystems, na pessoa do Eng.º Melo Ribeiro, pela cedência de geotêxtil e geogrelha utilizados nos trabalhos de campo;
- a todos os colegas e amigos do Laboratório de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil (FCTUC), nomeadamente aos Professores Doutores Paulo Pinto, José Carlos Grazina e Maria Isabel Moita Pinto, e Engenheiro António Pedro, pela voz amiga e incentivo constante nos momentos mais difíceis;
- a todos os meus amigos que, de uma forma directa ou indirecta contribuíram para a realização deste trabalho;
- à minha família, em particular aos meus pais e irmãos, pelo apoio e incentivo demonstrados no decorrer do trabalho, sempre acreditando em mim;

## AGRADECIMENTOS

---

- à Carla, pela sua compreensão em relação às muitas horas subtraídas à sua companhia, pelas vezes que teve de fazer de mãe e de pai, pelo seu apoio e palavras de incentivo, por tudo o quanto abdicou para ficar a meu lado e me ajudar.

Não posso deixar de manifestar o quanto foi honroso e gratificante para mim aceitar o desafio lançado pelo Professor Doutor Paulo da Venda, mentor do presente trabalho.

# ÍNDICE DE TEXTO

---

<b>CAPÍTULO 1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....</b>	<b>1</b>
<b>CAPÍTULO 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b>	
2.1 – Introdução.....	5
2.2 – Técnica de deep mixing.....	6
2.2.1 – Apresentação.....	6
2.2.2 – Apontamento histórico.....	9
2.2.2.1 – Desenvolvimentos no Japão.....	10
2.2.2.2 – Desenvolvimentos nos países Nórdicos.....	11
2.2.2.3 – Desenvolvimentos noutras áreas do globo.....	11
2.3 – Os conceitos fundamentais da estabilização química de um solo.....	13
2.3.1 – Reacções de hidratação e reacções pozolânicas.....	14
2.3.2 – Troca iónica.....	16
2.3.3 – Escolha do ligante.....	19
2.4 – Comportamento mecânico do solo estabilizado.....	22
2.4.1 – Parâmetros que influenciam o comportamento mecânico.....	23
2.4.1.1 – Parâmetros relacionados com as características do ligante.....	23
2.4.1.2 – Parâmetros relacionados com as características e condições do solo de origem (não estabilizado).....	24
2.4.1.3 – Parâmetros relacionados com as condições de mistura.....	26
2.4.1.4 – Parâmetros relacionados com as condições de cura.....	28
2.4.2 – Propriedades com interesse para a engenharia.....	31
2.4.2.1 – Propriedades físicas.....	31
2.4.2.2 – Permeabilidade.....	32
2.4.2.3 – Propriedades mecânicas.....	32

**PARTE I -**

**CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO SOLO MOLE DO BAIXO MONDEGO**

**CAPÍTULO 3 - IDENTIFICAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DO LOCAL  
EXPERIMENTAL (QUINTA DA FOJA)**

3.1 – Introdução.....	39
3.2 – Enquadramento Geológico.....	40
3.3 – Campanhas de prospecção geotécnica anteriores.....	41
3.4 – Nova campanha de prospecção geotécnica.....	43
3.4.1 – Ensaio SCPTu.....	48
3.4.1.1 – Estratigrafia.....	48
3.4.1.2 – Ensaio de dissipação.....	52
3.4.1.3 – Ensaio sísmicos (avaliação de $V_s$ ).....	57
3.4.1.4 – Correlações empíricas.....	60
3.4.2 – Recolha de amostras.....	66
3.4.3 – Características físicas e de identificação.....	68
3.4.3.1 – Propriedades físicas.....	69
3.4.3.2 – Características de identificação.....	70
3.4.3.2.1 – Composição granulométrica.....	70
3.4.3.2.2 – Composição mineralógica.....	72
3.4.3.2.3 – Plasticidade.....	73
3.4.3.2.4 – Teor em matéria orgânica.....	74
3.4.3.2.5 – Teor em carbonato de cálcio.....	75
3.4.3.2.6 – Composição química.....	76
3.4.4 – Classificação.....	78
3.4.4.1 – Classificação quanto à origem geológica.....	78
3.4.4.2 – Classificação quanto à sua composição.....	79
i) Classificação de acordo com a composição granulométrica.....	79
ii) Classificação de acordo com o teor em carbonato de cálcio.....	80
iii) Classificação de acordo com o teor em matéria orgânica.....	80
3.4.4.3 – Classificação quanto às propriedades geotécnicas.....	80
i) Classificação com base na plasticidade.....	80
ii) Classificação com base na consistência relativa.....	81
iii) Classificação com base na resistência ao corte não drenada.....	81
3.4.4.4 – Sistema de classificação unificada.....	82
3.4.5 – Temperatura.....	82
3.5 – Principais conclusões do Capítulo 3.....	83

**CAPÍTULO 4 - COMPRESSIBILIDADE E CONSOLIDAÇÃO**

4.1 – Introdução.....	87
4.2 – Preparação das amostras.....	88
4.2.1 – Amostras intactas.....	88
4.2.2 – Amostras Reconstituídas.....	91
4.3 – Técnica de ensaio.....	95
4.4 – Descrição dos ensaios.....	96
4.5 – Qualidade das amostras.....	98



4.5.1 – Critério qualitativo.....	99
4.5.2 – Critério de deformação.....	102
4.5.3 – Observações finais.....	104
4.6 – História de tensões.....	104
4.6.1 – Determinação da tensão de pré-consolidação ( $\sigma'_p$ ).....	104
4.6.2 – Grau de sobreconsolidação (OCR).....	107
4.7 – Compressibilidade e consolidação primária.....	108
4.7.1 – Introdução.....	108
4.7.2 – Parâmetros de compressibilidade.....	109
4.7.3 – Consolidação primária.....	113
4.8 – Compressibilidade por consolidação secundária.....	118
4.8.1 – Introdução.....	118
4.8.2 – Compressibilidade secundária – comportamento a 2,5m de profundidade.....	119
4.8.3 – Compressibilidade secundária – comportamento a outras profundidades.....	126
4.9 – Principais conclusões do Capítulo 4.....	129

## **CAPÍTULO 5 - COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO-RESISTÊNCIA AO CORTE**

5.1 – Introdução.....	131
5.2 – Descrição dos ensaios.....	132
5.2.1 – Introdução.....	132
5.2.2 – Qualidade das amostras.....	132
5.2.3 – Técnica de ensaio.....	133
5.2.4 – Identificação dos ensaios.....	135
5.3 – Análise de erros.....	137
5.3.1 – Extensão axial.....	137
5.3.2 – Tensão axial.....	138
5.3.3 – Extensão volumétrica.....	139
5.3.4 – Resistência da membrana.....	140
5.3.5 – Contacto entre a célula de carga e a placa de topo.....	142
5.4 – Ensaio triaxiais convencionais.....	144
5.4.1 – Avaliação do coeficiente de impulso em repouso, $K_0$ .....	144
5.4.2 – Ensaio triaxiais com consolidação isotrópica.....	146
5.4.3 – Ensaio triaxiais com consolidação anisotrópica.....	149
5.4.4 – Interpretação dos resultados com base na Teoria do Estado Crítico.....	153
5.4.4.1 – Linha de estado crítico (LEC).....	153
5.4.4.2 – Superfície de estado limite (SEL).....	159
5.5 – Ensaio triaxiais de fluência.....	160
5.5.1 – Ensaio triaxial drenado.....	161
5.5.2 – Ensaio triaxiais de compressão com fluência drenada.....	163
5.5.3 – Ensaio triaxiais de extensão com fluência drenada.....	170
5.6 – Principais conclusões do Capítulo 5.....	177

**PARTE II -**

**ESTUDO DA ESTABILIZAÇÃO DO SOLO MOLE DO BAIXO MONDEGO**

**CAPÍTULO 6 - DEFINIÇÃO DE PROCEDIMENTO LABORATORIAL  
DE PREPARAÇÃO DE AMOSTRAS**

6.1 – Introdução.....	181
6.2 – Descrição dos materiais.....	182
6.2.1 – Solo natural.....	182
6.2.2 – Água natural.....	185
6.2.3 – Ligantes.....	186
6.3 – Procedimento laboratorial de preparação de amostras.....	188
6.3.1 – Introdução.....	188
6.3.2 – Procedimento laboratorial EuroSoilStab (2001).....	189
6.3.3 – Novo procedimento laboratorial.....	197
6.3.4 – Análise complementar ao procedimento base.....	202
6.3.4.1 – Tempo e velocidade de rotação na mistura.....	202
6.3.4.2 – Estado do ligante aquando da adição ao solo.....	205
6.3.4.3 – Condições de cura.....	206
6.3.4.4 – Velocidade de deformação no ensaio UCS.....	207
6.3.4.5 – Dimensões da amostra.....	209
6.3.4.6 – Localização de termopar.....	213
6.4 – Principais conclusões do Capítulo 6.....	216

**CAPÍTULO 7 - OPTIMIZAÇÃO DA ESTABILIZAÇÃO – ESTUDO  
PARAMÉTRICO**

7.1 – Introdução.....	217
7.2 – Optimização da mistura.....	219
7.2.1 – Tipo de ligante.....	219
7.2.1.1 – Ligantes aplicados isoladamente.....	220
7.2.1.2 – Cimento Portland misturado com cal viva.....	224
7.2.1.3 – Cimento Portland I 42,5R misturado com outros ligantes.....	226
7.2.2 – Dosagem.....	236
7.2.3 – Estado do ligante (seco ou em calda).....	240
7.2.4 – Métodos expeditos de previsão de $q_{u\ max}$ .....	245
7.2.5 – Ensaio de difracção de raios-X e microscópio electrónico de varrimento.....	251
7.3 – Estudo paramétrico.....	251
7.3.1 – Tempo de cura.....	252
7.3.2 – Temperatura.....	255
7.3.3 – Pressão vertical na cura.....	258
7.3.4 – Teor em matéria orgânica.....	260
7.3.5 – Granulometria.....	264
7.3.6 – Presença de fina camada de areia.....	268
7.3.6.1 – Introdução.....	268
7.3.6.2 – Estabilização de 3 areias artificiais.....	270
7.3.6.3 – Estabilização com a inclusão de fina camada de areia.....	275
7.4 – Relações entre a resistência e a deformação.....	282
7.5 – Principais conclusões do Capítulo 7.....	284

## **CAPÍTULO 8 - COMPRESSIBILIDADE E PERMEABILIDADE DO SOLO ESTABILIZADO**

8.1 – Introdução.....	287
8.2 – Compressibilidade do solo estabilizado.....	288
8.2.1 – Preparação de amostras.....	288
8.2.2 – Técnica de ensaio.....	289
8.2.3 – Descrição dos ensaios edométricos.....	290
8.2.4 – Ensaios edométricos clássicos.....	291
8.2.4.1 – Dosagem.....	297
8.2.4.2 – Estado do ligante.....	299
8.2.4.3 – Pressão vertical na cura.....	302
8.2.5 – Ensaios edométricos de fluência.....	304
8.2.5.1 – Pressão vertical na cura.....	307
8.2.5.2 – Tempo de cura.....	309
8.3 – Permeabilidade do solo estabilizado.....	312
8.3.1 – Célula de Rowe.....	313
8.3.2 – Preparação de amostras.....	314
8.3.3 – Técnica de ensaio.....	316
8.3.4 – Ensaios de permeabilidade na célula de Rowe.....	318
8.4 – Principais conclusões do Capítulo 8.....	321

## **CAPÍTULO 9 - COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO-RESISTÊNCIA AO CORTE DO SOLO ESTABILIZADO**

9.1 – Introdução.....	323
9.2 – Descrição dos ensaios.....	324
9.2.1 – Preparação de amostras.....	324
9.2.2 – Técnica de ensaio.....	325
9.2.3 – Identificação dos ensaios.....	328
9.2.4 – Análise de erros.....	330
9.3 – Ensaios triaxiais convencionais.....	331
9.3.1 – Ensaios triaxiais com consolidação isotrópica.....	331
9.3.2 – Ensaios triaxiais com consolidação anisotrópica.....	339
9.3.3 – Trajectórias de tensões efectivas dos ensaios triaxiais não drenados.....	342
9.4 – Ensaios triaxiais de fluência.....	348
9.4.1 – Ensaio triaxial drenado.....	348
9.4.2 – Ensaios triaxiais com fluência drenada.....	350
9.4.2.1 – Amostras com 28 dias de cura submetidas a fluência drenada.....	351
9.4.2.2 – Fluência drenada – estudo do tempo de cura.....	359
9.5 – Principais conclusões do Capítulo 9.....	369

## **CAPÍTULO 10 - CONSIDERAÇÕES FINAIS**

10.1 – Principais conclusões.....	371
10.2 – Perspectivas para a investigação futura.....	374

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	377
---------------------------------	-----

**ANEXO A - CARACTERIZAÇÃO E REACÇÕES QUÍMICAS DE ALGUNS LIGANTES**

A.1 – Introdução.....	395
A.2 – Ligantes com propriedades hidráulicas.....	396
A.2.1 – Cimento Portland.....	396
i) Reacção de hidratação dos silicatos de cálcio ( $C_3S$ e $C_2S$ ).....	400
ii) Reacção de hidratação do aluminato tricálcico ( $C_3A$ ).....	401
iii) Reacção de hidratação do aluminoferrato tetracálcico ( $C_4AF$ ).....	401
A.2.2 – Cal.....	402
A.3 – Ligantes com propriedades hidráulicas latentes (escória granulada de alto forno)...	403
A.4 – Ligantes com propriedades pozolânicas.....	406
A.4.1 – Cinza volante.....	406
A.4.2 – Pozolona natural.....	408
A.4.3 – Sílica de fumo.....	409
A.5 – “Ligantes” inertes quanto à sua reactividade com a água (filer de calcário).....	410

<b>ANEXO B - REGISTO DOS SINAIS SÍSMICOS.....</b>	<b>413</b>
---	------------

**ANEXO C - COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA – ESTUDO DA TÉCNICA DE ENSAIO**

C.1 – Introdução.....	415
C.2 – Descrição das amostras.....	416
C.3 – Análise de resultados.....	418
C.3.1 – Introdução.....	418
C.3.2 – Discussão de resultados.....	420

**ANEXO D - COMPOSIÇÃO MINERALÓGICA**

D.1 – Ensaio de difracção de raios-X.....	427
D.2 – Composição mineralógica do solo.....	428
D.3 – Composição mineralógica do solo estabilizado.....	431

**ANEXO E – LIGANTES**

E.1 – Ligantes com propriedades hidráulicas.....	436
E.2 – Ligantes com propriedades hidráulicas latentes.....	437
E.3 – Ligantes com propriedades pozolânicas.....	437
E.4 – “Ligantes” inertes quanto à sua reactividade com a água.....	439

**ANEXO F - ESTRUTURA DO SOLO ESTABILIZADO**

F.1 – Microscópio electrónico de varrimento..... 441  
F.2 – Microestrutura do solo estabilizado..... 442



## ÍNDICE DE FIGURAS

---

### CAPÍTULO 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Figura 2.1 – Técnica de <i>deep mixing</i> : a) procedimento construtivo; b) pá misturadora da variante <i>Lime Column Method</i> (LCM); c) hidrofesa da variante <i>Cutter Soil Mixing</i> (CSM) .....	8
Figura 2.2 – Efeito da troca iônica na argila (adaptado de Lindh, 2004) .....	19
Figura 2.3 – Influência do teor em água (amostras laboratoriais com 91 dias de cura, submetidas a ensaios UCS; CDIT, 1999; adaptado de Kitazume e Terashi, 2002) .....	24
Figura 2.4 – Influência da matéria orgânica sobre a estabilização da argila de Ariake (amostras laboratoriais com 28 dias de cura, submetidas a ensaios UCS; adaptado de Miura <i>et al.</i> , 1988) .....	25
Figura 2.5 – Influência do pH do solo (amostras laboratoriais submetidas a ensaios UCS; Thompson, 1966; adaptado de Kitazume e Terashi, 2002) .....	26
Figura 2.6 – Influência da distribuição granulométrica na estabilização de um solo argiloso (Niina <i>et al.</i> , 1977; adaptado de Kitazume e Terashi, 2002) .....	26
Figura 2.7 – Evolução da resistência à compressão não confinada com o tempo de cura (Kawasaki <i>et al.</i> , 1981; adaptado de Kitazume e Terashi, 2002) .....	29
Figura 2.8 – Evolução da resistência à compressão não confinada com o logaritmo do tempo de cura (Terashi e Kitazume, 1992; Yoshida <i>et al.</i> , 1992; CDIT, 1999; adaptado de Kitazume e Terashi, 2002) .....	29
Figura 2.9 – Influência da temperatura na estabilização de um solo argiloso (Saitoh <i>et al.</i> , 1980; adaptado de Kitazume e Terashi, 2002) .....	30
Figura 2.10 – Evolução da resistência à compressão não confinada com a pressão vertical (adaptado de Åhnberg <i>et al.</i> , 2001) .....	31
Figura 2.11 – Evolução da resistência à compressão não confinada com o atraso na aplicação da pressão vertical (adaptado de Åhnberg <i>et al.</i> , 2001) .....	31
Figura 2.12 – Variação do coeficiente de permeabilidade com o teor em água e com a resistência à compressão não confinada (adaptado de Åhnberg, 2003) .....	33
Figura 2.13 – Curvas de compressão referentes à argila de Banguetocoque estabilizada com cimento Portland ( $a_w = 10\%$ ) e não estabilizada (adaptado de Lorenzo e Bergado, 2006) .....	34

Figura 2.14 – Trajectórias de tensões efectivas de ensaios triaxiais não drenados referentes à argila de Ariake com cimento Portland ( $a_w = 12\%$ ) (adaptado de Horpibulsuk, 2001) .....	35
Figura 2.15 – Modelo idealizado para descrição do comportamento mecânico de um solo fortemente estabilizado (adaptado de Leroueil e Vaughan, 1990; Coop e Atkinson, 1993; e Cuccovillo e Coop, 1999) .....	36

**PARTE I -**

**CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO SOLO MOLE DO BAIXO MONDEGO**

**CAPÍTULO 3 - IDENTIFICAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DO LOCAL EXPERIMENTAL (QUINTA DA FOJA)**

Figura 3.1 – Mapa de localização geográfica do local experimental (fonte: Google – Imagens © 2010 Digital Globe) .....	39
Figura 3.2 – Características do depósito de solos moles da Quinta da Foja (Coelho, 2000) .....	46 e 47
Figura 3.3 – Resultados do ensaio de piezocone sísmico .....	50
Figura 3.4 – Classificação do depósito de solos moles do Baixo Mondego no local experimental da Quinta da Foja, segundo a carta de classificação de solos proposta por Robertson (1990) .....	51
Figura 3.5 – Evolução da pressão intersticial no tempo em ensaios de dissipação à profundidade: a) de 4,0m; b) de 16,0m .....	53
Figura 3.6 – Evolução da pressão intersticial no tempo para o ensaio de dissipação à profundidade de 4,0m .....	54
Figura 3.7 – Evolução em profundidade dos coeficientes de: a) consolidação horizontal e vertical; b) permeabilidade horizontal e vertical .....	56
Figura 3.8 – Velocidade das ondas de corte ( $V_S$ ) avaliadas por dois métodos: correlação-cruzada (CC) com polarização à esquerda e à direita; polaridade inversa (RP) .....	58
Figura 3.9 – a) Velocidade das ondas de corte; b) módulo de distorção; c) módulo de deformabilidade máximo não drenado .....	59
Figura 3.10 – Correlações com o ensaio SCPTu e os parâmetros geotécnicos: OCR, $\sigma'_p$ e $K_0$ .....	63
Figura 3.11 – Correlações com o ensaio SCPTu e os parâmetros geotécnicos: $c_u$ , $m_v$ e $E_u$ .....	64
Figura 3.12 – Correlações com o ensaio SCPTu e os parâmetros geotécnicos: $G_0$ e $V_S$ .....	65
Figura 3.13 – Tubos amostradores (todas as dimensões em mm, excepto as angulares) .....	67
Figura 3.14 – Curvas granulométricas para o solo à profundidade de 2,5m .....	71
Figura 3.15 – Variação da composição granulométrica com o tipo de amostra .....	71
Figura 3.16 – Classificação granulométrica do solo pelo triângulo de Feret (E219, 1968) .....	79
Figura 3.17 – Evolução da temperatura no solo ao longo de um ano e segundo um alinhamento vertical até à profundidade de 4,5m .....	83



## CAPÍTULO 4 - COMPRESSIBILIDADE E CONSOLIDAÇÃO

Figura 4.1 – Peça de transferência da amostra do tubo amostrador para o anel edométrico: a) componentes; b) peça montada com anel edométrico .....	89
Figura 4.2 – Preparação de amostras provenientes de tubo amostrador para o ensaio edométrico - diferentes fases: a) a h) .....	90
Figura 4.3 – Fases preliminares de preparação de amostras reconstituídas: a) mistura vigorosa da massa; b) eliminação de conchas pelo peneiro n.º 8 da série ASTM .....	92
Figura 4.4 – Consolidação da amostra reconstituída no edómetro de grandes dimensões: diferentes fases: a) a f) .....	93
Figura 4.5 – Subdivisão em parcelas da amostra reconstituída: diferentes fases: a) a d) .....	94
Figura 4.6 – Resultados do ensaio edométrico clássico E3 (amostra intacta, direcção vertical) .....	99
Figura 4.7 – Resultados do ensaio edométrico clássico/fluência E4 (amostra intacta, direcção vertical) .....	100
Figura 4.8 – Resultados do ensaio edométrico clássico/fluência E5 (amostra intacta, direcção vertical) .....	100
Figura 4.9 – Resultados do ensaio edométrico clássico E9 (amostra intacta, direcção horizontal) .....	101
Figura 4.10 – Resultados do ensaio edométrico clássico E11 (amostra reconstituída, direcção vertical) .....	101
Figura 4.11 – Avaliação da tensão de pré-consolidação para o ensaio edométrico clássico E3 (amostra intacta, direcção vertical) .....	106
Figura 4.12 – Avaliação da tensão de pré-consolidação para o ensaio edométrico clássico/fluência E4 (amostra intacta, direcção vertical) .....	106
Figura 4.13 – Avaliação da tensão de pré-consolidação para o ensaio edométrico clássico/fluência E5 (amostra intacta, direcção vertical) .....	106
Figura 4.14 – Avaliação da tensão de pré-consolidação para o ensaio edométrico clássico E9 (amostra intacta, direcção horizontal) .....	107
Figura 4.15 – Avaliação da tensão de pré-consolidação para o ensaio edométrico clássico E11 (amostra reconstituída, direcção vertical) .....	107
Figura 4.16 – Variação do coeficiente de compressibilidade volumétrica com a tensão efectiva .....	111
Figura 4.17 – Variação do coeficiente de consolidação com a tensão efectiva .....	114
Figura 4.18 – Identificação de caminhos preferenciais de percolação (materializados por fibras vegetais) na amostra intacta AI 9 (colhida na direcção vertical) .....	114
Figura 4.19 – Variação do coeficiente de permeabilidade com a tensão efectiva .....	116
Figura 4.20 – Relação do índice de vazios com o logaritmo da tensão efectiva e com o logaritmo do coeficiente de permeabilidade .....	117
Figura 4.21 – Curvas e-logt para o ensaio edométrico clássico E3 (amostra intacta, direcção vertical): a) escalões de carga; b) escalões de descarga .....	120
Figura 4.22 – Curvas e/e <sub>0</sub> -logt para o ensaio edométrico clássico E3 (amostra intacta, direcção vertical): a) escalões de carga; b) escalões de descarga .....	121
Figura 4.23 – Curvas e/e <sub>0</sub> -logt para o ensaio edométrico clássico E9 (amostra intacta, direcção horizontal): escalões de carga .....	122
Figura 4.24 – Curvas e/e <sub>0</sub> -logt para o ensaio edométrico clássico E11 (amostra reconstituída, direcção vertical): escalões de carga .....	122

Figura 4.25 – Determinação dos parâmetros $C_{\alpha i}$ e $C_i$ a partir dos resultados do ensaio edométrico clássico E3 (representam-se apenas os escalões referentes ao 2º ciclo de carga) .....	124
Figura 4.26 - Curvas $e/e_0$ -logt para os ensaios edométricos E4 e E5 (escalões de carga de fluência) .....	125
Figura 4.27 – Relação $C_{\alpha i}/C_i$ para o ensaio edométrico: a) E3 (amostra intacta, direcção vertical); b) E9 (amostra intacta, direcção horizontal); c) E11 (amostra reconstituída, direcção vertical) .....	125
Figura 4.28 - Curvas $e/e_0$ -logt referente aos escalões de carga de fluência dos ensaios edométricos E7, E8, E10 e E12 .....	128

## CAPÍTULO 5 - COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO-RESISTÊNCIA AO CORTE

Figura 5.1 – Correção das perdas de volume de água (contrapressão = 200kPa) .....	140
Figura 5.2 – Comportamento força-deformação da membrana utilizada nos ensaios .....	141
Figura 5.3 – Contacto entre a célula de carga e a placa de topo sobre a amostra, em 2 ensaios do tipo CIUC, com amostra deformada no final da fase de corte: a) ensaio T3; b) ensaio T4 .....	143
Figura 5.4 – Resultados dos ensaios T3 e T4 do tipo CIUC ( $\sigma'_v = 100\text{kPa}$ ): a) curvas ( $q-\varepsilon_a$ ) e ( $\Delta u-\varepsilon_a$ ); b) trajectória de tensões efectivas no plano ( $q-p'$ ) .....	143
Figura 5.5 – Ensaio realizado com consolidação $K_0$ (ensaio T11, tipo $CK_0$ ) .....	145
Figura 5.6 – Curvas ( $q-\varepsilon_a$ ) e ( $\Delta u-\varepsilon_a$ ) para os ensaios do tipo CIUC realizados sobre amostras normalmente consolidadas .....	146
Figura 5.7 – Curvas ( $q-\varepsilon_a$ ) e ( $\Delta u-\varepsilon_a$ ) para os ensaios do tipo CIUE realizados sobre amostras normalmente consolidadas .....	146
Figura 5.8 – Resultados da normalização da tensão de desvio ( $q$ ) e do excesso de pressão intersticial ( $\Delta u$ ) para os ensaios do tipo CIUC e CIUE realizados sobre amostras normalmente consolidadas .....	148
Figura 5.9 – Variação de $E_u$ com a extensão axial para os ensaios do tipo CIUC e CIUE realizados sobre amostras normalmente consolidadas .....	148
Figura 5.10 – Variação de $E_u/p'_e$ com a extensão axial para os ensaios do tipo CIUC e CIUE realizados sobre amostras normalmente consolidadas .....	149
Figura 5.11 – Deformação volumétrica durante a fase de consolidação na série de ensaios $CK_0UC$ .....	149
Figura 5.12 – Curvas ( $q-\varepsilon_a$ ) e ( $\Delta u-\varepsilon_a$ ) para os ensaios do tipo $CK_0UC$ realizados sobre amostras normalmente consolidadas .....	150
Figura 5.13 – Curvas ( $q-\varepsilon_a$ ) e ( $\Delta u-\varepsilon_a$ ) para os ensaios do tipo $CK_0UE$ realizados sobre amostras normalmente consolidadas .....	151
Figura 5.14 – Resultados da normalização da tensão de desvio ( $q$ ) para os ensaios do tipo $CK_0UC$ e $CK_0UE$ realizados sobre amostras normalmente consolidadas .....	152
Figura 5.15 – Resultados da normalização do excesso de pressão intersticial ( $\Delta u$ ) para os ensaios do tipo $CK_0UC$ e $CK_0UE$ realizados sobre amostras normalmente consolidadas .....	152
Figura 5.16 – Variação de $E_u$ e de $E_u/p'_e$ com a extensão axial para os ensaios do tipo $CK_0UC$ e $CK_0UE$ realizados sobre amostras normalmente consolidadas .....	153
Figura 5.17 – Trajectórias de tensões efectivas de ensaios triaxiais não drenados de amostras normalmente consolidadas sob consolidação isotrópica (CIUC e CIUE) .....	155

Figura 5.18 – Trajectórias de tensões efectivas de ensaios triaxiais não drenados de amostras normalmente consolidadas sob consolidação anisotrópica (CK <sub>0</sub> UC e CK <sub>0</sub> UE) .....	155
Figura 5.19 – Representação dos ensaios triaxiais não drenados de amostras normalmente consolidadas sob consolidação isotrópica (CIUC e CIUE) no plano $v\text{-ln}(p')$ .....	156
Figura 5.20 – Representação dos ensaios triaxiais não drenados de amostras normalmente consolidadas sob consolidação anisotrópica (CK <sub>0</sub> UC e CK <sub>0</sub> UE) no plano $v\text{-ln}(p')$ .....	156
Figura 5.21 – Trajectórias de tensões efectivas normalizadas, e possível superfície de Roscoe, para amostras reconstituídas normalmente consolidadas sujeitas a consolidação isotrópica .....	159
Figura 5.22 – Trajectórias de tensões efectivas normalizadas, e possível superfície de Roscoe, para amostras reconstituídas normalmente consolidadas sujeitas a consolidação anisotrópica .....	160
Figura 5.23 – Curvas $(q - \varepsilon_a)$ , $(\varepsilon_{vol} - \varepsilon_a)$ , $(\varepsilon_r - \varepsilon_a)$ e $(\varepsilon_s - \varepsilon_a)$ para o ensaio CIDC realizado sobre amostra normalmente consolidada .....	162
Figura 5.24 – Curvas $(q - \varepsilon_a)$ e $(\Delta u - \varepsilon_a)$ para os ensaios do tipo CIUC- $\bar{D}$ realizados sobre amostras inicialmente normalmente consolidadas .....	164
Figura 5.25 – Variação de $E_u$ com a extensão axial para os ensaios do tipo CIUC- $\bar{D}$ realizados sobre amostras inicialmente normalmente consolidadas .....	164
Figura 5.26 – Trajectórias nos planos $q\text{-}p'$ e $v\text{-}p'$ de ensaios triaxiais não drenados (base), e não drenados com fluência drenada (CIUC- $\bar{D}$ ), realizados sobre amostras inicialmente normalmente consolidadas isotropicamente .....	165
Figura 5.27 – Resultados da normalização das curvas $(q - \varepsilon_a)$ e $(\Delta u - \varepsilon_a)$ para os ensaios base e do tipo CIUC- $\bar{D}$ realizados sobre amostras inicialmente normalmente consolidadas .....	166
Figura 5.28 - Resultados da normalização da curva $(E_u - \varepsilon_a)$ para os ensaios base e do tipo CIUC- $\bar{D}$ realizados sobre amostras inicialmente normalmente consolidadas .....	167
Figura 5.29 – Resultados da normalização da curva $(q - p')$ para os ensaios base e do tipo CIUC- $\bar{D}$ realizados sobre amostras inicialmente normalmente consolidadas .....	167
Figura 5.30 – Curvas $(\varepsilon_a - t)$ , $(\varepsilon_{vol} - t)$ , $(\varepsilon_r - t)$ e $(\varepsilon_s - t)$ observadas durante a fluência drenada nos ensaios tipo CIUC- $\bar{D}$ .....	168
Figura 5.31 – Curvas $(\varepsilon_a - \log t)$ , $(\varepsilon_{vol} - \log t)$ , $(\varepsilon_r - \log t)$ e $(\varepsilon_s - \log t)$ observadas durante a fluência drenada nos ensaios tipo CIUC- $\bar{D}$ .....	169
Figura 5.32 – Curvas $(q - \varepsilon_a)$ e $(\Delta u - \varepsilon_a)$ para os ensaios do tipo CIUE- $\bar{D}$ realizados sobre amostras inicialmente normalmente consolidadas .....	171
Figura 5.33 – Variação de $E_u$ com a extensão axial para os ensaios do tipo CIUE- $\bar{D}$ realizados sobre amostras inicialmente normalmente consolidadas .....	171
Figura 5.34 – Trajectórias nos planos $q\text{-}p'$ e $v\text{-}p'$ de ensaios triaxiais não drenados (base), e não drenados com fluência drenada (CIUE- $\bar{D}$ ), realizados sobre amostras inicialmente normalmente consolidadas isotropicamente .....	172
Figura 5.35 – Resultados da normalização das curvas $(q - \varepsilon_a)$ e $(\Delta u - \varepsilon_a)$ para os ensaios base e do tipo CIUE- $\bar{D}$ realizados sobre amostras inicialmente normalmente consolidadas .....	173
Figura 5.36 – Resultados da normalização da curva $(E_u - \varepsilon_a)$ para os ensaios base e do tipo CIUE- $\bar{D}$ realizados sobre amostras inicialmente normalmente consolidadas .....	174
Figura 5.37 – Resultados da normalização da curva $(q - p')$ para os ensaios base e do tipo CIUE- $\bar{D}$ realizados sobre amostras inicialmente normalmente consolidadas .....	174

Figura 5.38 – Curvas ( $\epsilon_a-t$ ), ( $\epsilon_{vol-t}$ ), ( $\epsilon_r-t$ ) e ( $\epsilon_s-t$ ) observadas durante a fluência drenada nos ensaios tipo CIUE- $\bar{D}$ .....	175
Figura 5.39 – Curvas ( $\epsilon_a-logt$ ), ( $\epsilon_{vol-logt}$ ), ( $\epsilon_r-logt$ ) e ( $\epsilon_s-logt$ ) observadas durante a fluência drenada nos ensaios tipo CIUE- $\bar{D}$ .....	176

**PARTE II -**

**ESTUDO DA ESTABILIZAÇÃO DO SOLO MOLE DO BAIXO MONDEGO**

**CAPÍTULO 6 - DEFINIÇÃO DE PROCEDIMENTO LABORATORIAL DE PREPARAÇÃO DE AMOSTRAS**

Figura 6.1 – Homogeneização do solo – diferentes fases: a) a g) .....	184
Figura 6.2 – Procedimento laboratorial de preparação de amostras de solo estabilizado segundo EuroSoilStab (2001) (adaptado de Correia <i>et al.</i> , 2008) .....	190
Figura 6.3 – Batedeira-misturadora da marca Sammic, modelo BM11 (II) .....	192
Figura 6.4 – Tanque de cura, moldes em PVC e pesos (todas as dimensões em mm) .....	193
Figura 6.5 – Tripé, vara de compactação, tanque de cura, molde em PVC e pesos .....	194
Figura 6.6 – Amostras laboratoriais preparadas segundo o procedimento descrito no EuroSoilStab (2001): a) amostra com 3 dias de cura; b) amostra com 28 dias de cura .....	196
Figura 6.7 – Exemplo de algumas das técnicas de introdução e compactação da mistura no molde ensaiadas: a) pilão de compactação leve; b) sonda vibratória; c) apiloamento .....	198
Figura 6.8 – Amostras laboratoriais preparadas segundo o novo procedimento laboratorial de preparação de amostras estabilizadas .....	201
Figura 6.9 – Aspecto da massa produzida para diferentes tempos de mistura: a) a f) .....	203
Figura 6.10 – Estudo do tempo de mistura: a) ensaio UCS; b) variação de $q_u$ com o TM ....	204
Figura 6.11 – Estudo da velocidade de rotação na mistura: a) ensaio UCS; b) variação de $q_u$ com VR .....	204
Figura 6.12 – Aspecto da massa produzida para diferentes índices de liquidez .....	206
Figura 6.13 – Estudo das condições de cura – resultados de ensaio UCS .....	208
Figura 6.14 – Estudo da velocidade de deformação: a) ensaio UCS; b) variação de $q_u$ com VD .....	209
Figura 6.15 – Batedeira-misturadora da marca Hobart, modelo N50 .....	210
Figura 6.16 – Preparação laboratorial de amostra com 37mm de diâmetro .....	211
Figura 6.17 – Tanque de cura, moldes em PVC e pesos (todas as dimensões em mm) .....	212
Figura 6.18 – Estudo da influência das dimensões da amostra sobre o ensaio UCS para o caso da dosagem de $125\text{kg/m}^3$ e dos ligantes: a) CI42,5; b) CI42,5 (75%) misturado com E (25%) .....	213
Figura 6.19 – Registo no tempo da temperatura no interior das amostras: a) vista geral do equipamento; b) pormenor de termopar no interior da amostra .....	214
Figura 6.20 – Evolução no tempo da temperatura no interior de amostras estabilizadas com: a) cimento Portland II/B-L 32,5 N (dosagem de $250\text{kg/m}^3$ ); b) cal viva (dosagem de $250\text{kg/m}^3$ ) .....	215

## CAPÍTULO 7 - OPTIMIZAÇÃO DA ESTABILIZAÇÃO – ESTUDO PARAMÉTRICO

Figura 7.1 – Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre amostras estabilizadas com ligantes aplicados isoladamente (estabilizações descritas no Quadro 7.1) .....	220
Figura 7.2 – Relação entre $q_{u \max}$ obtida nos ensaios UCS e o parâmetro que traduz a influência potencial do MgO .....	222
Figura 7.3 – Aplicação do parâmetro <i>efeito MgO</i> aos resultados da turfa de Holma Mosse .....	222
Figura 7.4 – Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre amostras estabilizadas com mistura de ligantes composta por cimento Portland e cal viva (dosagem = 125kg/m <sup>3</sup> ; tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa) .....	225
Figura 7.5 – Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre amostras estabilizadas com mistura de ligantes composta por cimento Portland e escória granulada de alto forno (dosagem = 125kg/m <sup>3</sup> ; tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa) .....	228
Figura 7.6 – Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre amostras estabilizadas com mistura de ligantes composta por cimento Portland e um ligante com propriedades pozolânicas (dosagem = 125kg/m <sup>3</sup> ; tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa) .....	230
Figura 7.7 – Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre amostras estabilizadas com CI42,5 e cinzas volantes de diferente origem (dosagem = 125kg/m <sup>3</sup> ; tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa) .....	231
Figura 7.8 – Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre amostras estabilizadas com mistura de ligantes composta por cimento Portland e filer de calcário (dosagem = 125kg/m <sup>3</sup> ; tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa) .....	232
Figura 7.9 – Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre amostras estabilizadas com mistura de ligantes composta por CI42,5-E-CZs e CI42,5-E-F (dosagem = 125kg/m <sup>3</sup> ; tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa) .....	234
Figura 7.10 – Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre amostras estabilizadas para uma substituição de 25% do CI42,5 (dosagem = 125kg/m <sup>3</sup> ; tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa) .....	235
Figura 7.11 – Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre amostras estabilizadas com CI42,5-E (75/25) aplicado em diferentes dosagens (tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa) .....	238
Figura 7.12 – Relação entre $q_{u \max}$ de ensaios UCS e a dosagem para amostras estabilizadas com CI42,5-E (75/25) (tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa) .....	239
Figura 7.13 – Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre amostras estabilizadas com CI42,5-E (75/25) por variação do teor em água inicial (traduzido por $I_L$ ) e dosagem (tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa) .....	243

Figura 7.14 – Relação entre $q_{u\ max}$ de ensaios UCS e: a) o $I_L$ para diferentes dosagens; b) a dosagem para diferentes $I_L$ (em qualquer dos casos as amostras foram estabilizadas com CI42,5-E (75/25); tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa) .....	244
Figura 7.15 – Relação entre $q_{u\ max}$ de ensaios UCS, a dosagem e o $I_L$ inicial de amostras estabilizadas com CI42,5-E (75/25) (tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa) .....	244
Figura 7.16 – Variação de $q_{u\ max}$ com a razão $w/a_w$ definida para 28 dias de cura de amostras do solo mole do Baixo Mondego estabilizadas com CI42,5-E (75/25) (pressão vertical na cura = 24kPa) .....	246
Figura 7.17 – Variação de $q_l$ com o teor em ligante ( $a_w$ ) definida para 28 dias de cura de amostras do solo mole do Baixo Mondego estabilizadas com CI42,5-E (75/25) (pressão vertical na cura = 24kPa): a) $a_w$ em escala decimal; b) $a_w$ em escala logarítmica .....	247
Figura 7.18 – Variação de $q_l$ com o teor em ligante ( $a_w$ ) definida para 28 dias de cura por estabilização com cimento Portland dos solos: a) argila de Ariake; b) argilas de Tóquio e de Chiba; c) argilas de Kangawa e Hiroshima; d) argilas de Aichi e Osaka; e) argila de Bangna-Bangpakong para $z = 3$ e $6m$ ; f) argila de Bangna-Bangpakong para $z = 12$ e $15m$ .....	249
Figura 7.19 – Variação de $q_l$ normalizado com o teor em ligante ( $a_w$ ) definida para 28 dias de cura de amostras de vários solos estabilizados com ligantes constituídos à base de cimento Portland .....	250
Figura 7.20 – Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre amostras estabilizadas com CI42,5-E (75/25; dosagem = $125kg/m^3$ ; pressão vertical na cura = 24kPa) por variação do tempo de cura .....	253
Figura 7.21 – Evolução de $q_{u\ max}$ com o tempo de cura para amostras do solo em estudo estabilizadas com CI42,5-E (75/25; dosagem = $125kg/m^3$ ; pressão vertical na cura = 24kPa) .....	254
Figura 7.22 – Vista geral do equipamento para realização dos ensaios sob temperatura de 16 e 13°C, com pormenor da vista interior .....	256
Figura 7.23 – Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre amostras estabilizadas com CI42,5-E (75/25; dosagem = $125kg/m^3$ ; pressão vertical na cura = 24kPa) por variação da temperatura na cura .....	257
Figura 7.24 – Evolução no tempo da normalização de $q_{u\ max}$ para a temperatura $T$ pela temperatura a 20°C, de amostras do solo em estudo quando estabilizadas com CI42,5-E (75/25; dosagem = $125kg/m^3$ ; pressão vertical na cura = 24kPa) .....	258
Figura 7.25 – Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre amostras estabilizadas com CI42,5-E (75/25; dosagem = $125kg/m^3$ ) por variação da pressão vertical na cura .....	259
Figura 7.26 – Curvas granulométricas do solo natural (ARm 1 a 7, Capítulo 3) e do solo “isento” de OM (identificado por OM) .....	262
Figura 7.27 – Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre amostras de solo artificial (“isento” de OM) estabilizadas com CI42,5-E (75/25) ( $I_L = 2,49$ ; TC = 28 dias; PC = 24kPa) .....	263
Figura 7.28 – Curvas granulométricas do solo natural (ARm 1 a 7, Capítulo 3) e de 3 solos construídos a partir deste, mas “isentos” de OM .....	265
Figura 7.29 – Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre amostras de dois solos artificiais (“isentos” de OM) estabilizadas com CI42,5-E (75/25) ( $I_L = 2,49$ ; TC = 28 dias; PC = 24kPa) .....	267

Figura 7.30 – Efeito da granulometria sobre as curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre amostras de 3 solos artificiais (“isentos” de OM) estabilizadas com CI42,5-E (75/25) ( $I_L = 2,49$ ; TC = 28 dias; PC = 24kPa) .....	268
Figura 7.31 – Curvas granulométricas das 3 areias artificiais .....	270
Figura 7.32 – Preparação de amostras de areia (aFM) estabilizada: a) imediatamente após a extracção do molde; b) corte do topo; c) rectificação do topo; d) visualização final do topo .....	271
Figura 7.33 – Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre amostras de 3 areias artificiais estabilizadas com CI42,5-E (75/25) (TC = 28 dias; PC = 24kPa) .....	272
Figura 7.34 – Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre amostras de 3 areias artificiais estabilizadas com CI42,5-E (75/25) (TC = 28 dias; PC = 24kPa) .....	273
Figura 7.35 – Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre amostras de uma areia artificial (aFM) estabilizada com CI42,5-E (75/25) por variação da pressão vertical na cura (TC = 28 dias) .....	274
Figura 7.36 – Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre amostras de 3 areias artificiais, do solo no estado natural e “isento” de OM, quando estabilizados com CI42,5-E (75/25) (TC = 28 dias; PC = 24 kPa) .....	275
Figura 7.37 – Pormenor da camada de areia imediatamente após a sua compactação .....	276
Figura 7.38 – Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre amostras estabilizadas com a inclusão de fina camada de areia (CI42,5-E, 75/25; TC = 28 dias; PC = 24kPa) .....	278
Figura 7.39 – Modo de rotura de amostras estabilizadas com a inclusão de fina camada de areia com 15mm de espessura e localizada: a) a meia altura; b) próxima do topo .....	279
Figura 7.40 – Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre amostras estabilizadas com ou sem a inclusão de fina camada de areia (CI42,5-E, 75/25; tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa) – influência da quantidade do ligante .....	280
Figura 7.41 – Amostras estabilizadas com a inclusão de fina camada de areia localizada a meia altura, após a realização do ensaio UCS, com espessuras da camada de areia de: a) 10mm; b) 15mm; c) 20mm; d) 30mm .....	281
Figura 7.42 – Variação da resistência à compressão não confinada com a extensão axial na rotura obtida a partir de ensaios UCS .....	282
Figura 7.43 – Variação do módulo de deformabilidade secante definido para 50% de $q_{umax}$ com a resistência à compressão não confinada obtida a partir de ensaios UCS na estabilização: a) do solo em estudo; b) dos 3 solos artificiais (construídos com base no solo em estudo “isento” de matéria orgânica); c) e das 3 areias artificiais .....	283

## **CAPÍTULO 8 - COMPRESSIBILIDADE E PERMEABILIDADE DO SOLO ESTABILIZADO**

Figura 8.1 – Preparação de amostras edométricas de solo estabilizado com: a) 70mm de diâmetro; b) e c) 50mm de diâmetro .....	289
Figura 8.2 – Resultados dos ensaios edométricos clássicos realizados sobre amostras de solo estabilizado (EE2) e não estabilizado (E3 e E11) .....	293

Figura 8.3 – Ensaio edométrico EE2: curvas deformação-logaritmo do tempo para o escalão de carga: a) de 442kPa (pré- $\sigma'_y$ ); b) de 24050kPa (pós- $\sigma'_y$ ) .....	295
Figura 8.4 – Efeito da dosagem sobre a compressibilidade do solo estabilizado .....	298
Figura 8.5 – Relação entre a tensão de cedência avaliada em ensaios edométricos e: a) a resistência à compressão não confinada de ensaios UCS; b) a quantidade de ligante .....	299
Figura 8.6 – Efeito do estado do ligante sobre a compressibilidade do solo estabilizado .....	300
Figura 8.7 – Relação entre a tensão de cedência avaliada em ensaios edométricos e: a) a resistência à compressão não confinada de ensaios UCS; b) o índice de liquidez inicial .....	301
Figura 8.8 – Efeito da pressão vertical de cura (PC) sobre a compressibilidade do solo estabilizado .....	302
Figura 8.9 – Relação entre a tensão de cedência avaliada em ensaios edométricos e: a) a resistência à compressão não confinada de ensaios UCS; b) a pressão vertical de cura .....	303
Figura 8.10 – Resultados dos ensaios edométricos clássico (EE8) e do tipo fluência (EE12) realizados sobre amostras de solo estabilizado .....	306
Figura 8.11 – Ensaio edométrico EE12: evolução do índice de vazios com o logaritmo do tempo para a tensão efectiva de fluência de 448kPa (pré- $\sigma'_y$ ) .....	306
Figura 8.12 – Curvas $e/e_0$ -logt referente aos escalões de carga de fluência de ensaios edométricos realizados sobre amostras de solo estabilizado (EE12) e não estabilizado (E7 e E12) .....	307
Figura 8.13 – Ensaio edométrico EE14: a) curva de compressão; b) evolução do índice de vazios com o logaritmo do tempo para a tensão efectiva de fluência de 448kPa (pré- $\sigma'_y$ ) .....	308
Figura 8.14 – Curvas $e/e_0$ -logt referente aos escalões de carga de fluência de ensaios edométricos realizados sobre amostras de solo estabilizado sujeitas a diferentes pressões verticais durante a cura .....	309
Figura 8.15 – Resultados dos ensaios edométricos clássico (EE8) e do tipo fluência (EE15 e EE16) realizados sobre amostras de solo estabilizado com diferentes tempos de cura .....	310
Figura 8.16 – Relação entre a tensão de cedência avaliada em ensaios edométricos e o logaritmo do tempo de cura .....	311
Figura 8.17 – Escalão de carga de fluência (448kPa) de ensaios edométricos realizados sobre amostras de solo estabilizado sujeitas a diferentes tempos de cura: a) curvas e-logt; b) curvas $e/e_0$ -logt .....	312
Figura 8.18 – Esquema simplificado da célula de Rowe na sua configuração clássica .....	314
Figura 8.19 – Preparação de amostra de solo estabilizado na célula de Rowe: a) vista superior da célula; b) introdução da mistura; c) compactação .....	315
Figura 8.20 – Construção do dreno central em areia: a) abertura do furo; b) pormenor da face superior da amostra com o furo aberto; c) procedimento intermédio; d) pormenor final .....	316
Figura 8.21 – Ensaio para medição da permeabilidade na célula de Rowe .....	317
Figura 8.22 – Relação do índice de vazios com o logaritmo da tensão efectiva e com o logaritmo do coeficiente de permeabilidade, obtida a partir de ensaios de permeabilidade na célula de Rowe .....	319
Figura 8.23 – Relação entre os coeficientes de permeabilidade vertical e horizontal .....	320



**CAPÍTULO 9 - COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO-RESISTÊNCIA  
AO CORTE DO SOLO ESTABILIZADO**

Figura 9.1 – Ensaio triaxial com corte em extensão – pormenor do descolar da placa de topo .....	327
Figura 9.2 – Correção das perdas de volume de água (contrapressão = 450kPa) .....	330
Figura 9.3 – Curvas ( $q-\varepsilon_a$ ) e ( $\Delta u-\varepsilon_a$ ) para os ensaios do tipo CIUC realizados sobre amostras estabilizadas (com 28 dias de cura) .....	333
Figura 9.4 – Visualização de amostras triaxiais após a fase de corte não drenado em compressão: a) ensaio TE11 (similar a TE6 e TE7); b) ensaio TE5 (similar a TE12) .....	334
Figura 9.5 – Resultados da normalização da tensão de desvio ( $q$ ) e do excesso de pressão intersticial ( $\Delta u$ ) para os ensaios do tipo CIUC realizados sobre amostras estabilizadas (com 28 dias de cura) .....	335
Figura 9.6 – Variação de $E_u$ secante e tangente com a extensão axial para os ensaios do tipo CIUC realizados sobre amostras estabilizadas (com 28 dias de cura) .....	336
Figura 9.7 – Curvas ( $q-\varepsilon_a$ ) e ( $\Delta u-\varepsilon_a$ ) para os ensaios do tipo CIUC realizados sobre amostras estabilizadas mas com diferentes períodos de cura .....	337
Figura 9.8 – Variação de $E_u$ secante e tangente com a extensão axial para os ensaios do tipo CIUC realizados sobre amostras estabilizadas com diferentes períodos de cura .....	338
Figura 9.9 – Curvas ( $q-\varepsilon_a$ ) e ( $\Delta u-\varepsilon_a$ ) para os ensaios do tipo $CK_0UC$ realizados sobre amostras estabilizadas (com 28 dias de cura) .....	340
Figura 9.10 – Resultados da normalização da tensão de desvio ( $q$ ) e do excesso de pressão intersticial ( $\Delta u$ ) para os ensaios do tipo $CK_0UC$ realizados sobre amostras estabilizadas (com 28 dias de cura) .....	341
Figura 9.11 – Variação de $E_u$ secante e tangente com a extensão axial para os ensaios do tipo $CK_0UC$ realizados sobre amostras estabilizadas (com 28 dias de cura) .....	342
Figura 9.12 – Trajectórias de tensões efectivas de ensaios triaxiais do tipo CIUC realizados sobre amostras estabilizadas (com 28 dias de cura) e não estabilizadas .....	343
Figura 9.13 – Trajectórias de tensões efectivas de ensaios triaxiais do tipo $CK_0UC$ realizados sobre amostras estabilizadas (com 28 dias de cura) e não estabilizadas .....	343
Figura 9.14 – Trajectórias de tensões efectivas de ensaios triaxiais do tipo CIUC e $CK_0UC$ realizados sobre amostras estabilizadas (com 28 dias de cura) e não estabilizadas .....	345
Figura 9.15 – Aplicação do princípio das tensões efectivas modificadas aos ensaios triaxiais do tipo CIUC e $CK_0UC$ realizados sobre amostras estabilizadas (com 28 dias de cura) .....	347
Figura 9.16 – Curvas ( $q - \varepsilon_a$ ), ( $\varepsilon_{vol} - \varepsilon_a$ ), ( $\varepsilon_r - \varepsilon_a$ ) e ( $\varepsilon_s - \varepsilon_a$ ) para o ensaio CIDC ( $\sigma'_c = 50kPa$ ) realizado sobre amostra estabilizada (com 28 dias de cura) .....	349
Figura 9.17 – Curvas ( $q-\varepsilon_a$ ) e ( $\Delta u-\varepsilon_a$ ) para os ensaios triaxiais de fluência realizados sobre amostras estabilizadas com 28 dias de cura .....	352
Figura 9.18 – Variação de $E_{u \tan}$ com a extensão axial para os ensaios triaxiais de fluência realizados sobre amostras estabilizadas com 28 dias de cura .....	352
Figura 9.19 – Trajectórias de tensões efectivas de ensaios triaxiais de fluência realizados sobre amostras estabilizadas com 28 dias de cura .....	353

Figura 9.20 – Curvas ( $\epsilon_a-t$ ), ( $\epsilon_{vol-t}$ ), ( $\epsilon_r-t$ ) e ( $\epsilon_s-t$ ) observadas durante a fluência drenada nos ensaios triaxiais de fluência realizados sobre amostras estabilizadas com 28 dias de cura .....	356
Figura 9.21 – Curvas ( $\epsilon_a-logt$ ), ( $\epsilon_{vol-logt}$ ), ( $\epsilon_r-logt$ ) e ( $\epsilon_s-logt$ ) observadas durante a fluência drenada nos ensaios triaxiais de fluência realizados sobre amostras estabilizadas com 28 dias de cura .....	357
Figura 9.22 – Curva de consolidação da amostra TE4 (ver Quadro 9.1) .....	358
Figura 9.23 – Curvas ( $q-\epsilon_a$ ) e ( $\Delta u-\epsilon_a$ ) para os ensaios triaxiais de fluência realizados sobre amostras estabilizadas com 60 dias de cura .....	360
Figura 9.24 – Variação de $E_{u \tan}$ com a extensão axial para os ensaios triaxiais de fluência realizados sobre amostras estabilizadas com 60 dias de cura .....	360
Figura 9.25 – Trajectórias de tensões efectivas de ensaios triaxiais de fluência realizados sobre amostras estabilizadas com 60 dias de cura .....	361
Figura 9.26 – Curvas ( $q-\epsilon_a$ ) e ( $\Delta u-\epsilon_a$ ) para os ensaios triaxiais de fluência realizados sobre amostras estabilizadas com 90 dias de cura .....	362
Figura 9.27 – Variação de $E_{u \tan}$ com a extensão axial para os ensaios triaxiais de fluência realizados sobre amostras estabilizadas com 90 dias de cura .....	362
Figura 9.28 – Trajectórias de tensões efectivas de ensaios triaxiais de fluência realizados sobre amostras estabilizadas com 90 dias de cura .....	363
Figura 9.29 – Curvas ( $\epsilon_a-t$ ), ( $\epsilon_{vol-t}$ ), ( $\epsilon_r-t$ ) e ( $\epsilon_s-t$ ) observadas durante a fluência drenada nos ensaios triaxiais de fluência realizados sobre amostras estabilizadas com 60 dias de cura .....	365
Figura 9.30 – Curvas ( $\epsilon_a-logt$ ), ( $\epsilon_{vol-logt}$ ), ( $\epsilon_r-logt$ ) e ( $\epsilon_s-logt$ ) observadas durante a fluência drenada nos ensaios triaxiais de fluência realizados sobre amostras estabilizadas com 60 dias de cura .....	366
Figura 9.31 – Curvas ( $\epsilon_a-t$ ), ( $\epsilon_{vol-t}$ ), ( $\epsilon_r-t$ ) e ( $\epsilon_s-t$ ) observadas durante a fluência drenada nos ensaios triaxiais de fluência realizados sobre amostras estabilizadas com 90 dias de cura .....	367
Figura 9.32 – Curvas ( $\epsilon_a-logt$ ), ( $\epsilon_{vol-logt}$ ), ( $\epsilon_r-logt$ ) e ( $\epsilon_s-logt$ ) observadas durante a fluência drenada nos ensaios triaxiais de fluência realizados sobre amostras estabilizadas com 90 dias de cura .....	368

## ANEXO A - CARACTERIZAÇÃO E REACÇÕES QUÍMICAS DE ALGUNS LIGANTES

Figura A.1 – Fotografia por microscópio electrónico da pasta de cimento (Finger Institute, Weimar University) .....	397
Figura A.2 – Curva de libertação de calor durante a hidratação do cimento Portland a 20°C (adaptado de Taylor, 1990) .....	399
Figura A.3 – Variação com o tempo da resistência à compressão de pastas puras dos principais minerais de clínquer (Coutinho, 1988) .....	400
Figura A.4 – Consumo de hidróxido de cálcio ( $Ca(OH)_2$ ) no tempo, na presença de diferentes teores de cinza volante na pasta de cimento (adaptado de Janz e Johansson, 2002) .....	408

**ANEXO B - REGISTO DOS SINAIS SÍSMICOS**

Figura B.1 – Registo em profundidade dos sinais sísmicos para o ensaio SCPTu-1 .....	413
Figura B.2 – Registo em profundidade dos sinais sísmicos para o ensaio SCPTu-2 .....	414

**ANEXO C - COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA – ESTUDO DA TÉCNICA DE ENSAIO**

Figura C.1 – Composição granulométrica da amostra ARm 3-2: a) representação clássica; b) curva de frequência .....	419
Figura C.2 – Composições granulométricas das amostras ARm 3: a) representação clássica; b) curva de frequência .....	421
Figura C.3 – Curva de frequência das composições granulométricas das amostras ARm 3-1 e ARm 3-2 .....	422
Figura C.4 – Curva de frequência das composições granulométricas das amostras ARm 3-1 e ARm 3-3 .....	422
Figura C.5 – Curva de frequência das composições granulométricas das amostras ARm 3-1, ARm 3-4 e ARm 3-6 .....	423
Figura C.6 – Curva de frequência das composições granulométricas das amostras ARm 3-1 e ARm 3-5 .....	423

**ANEXO D - COMPOSIÇÃO MINERALÓGICA**

Figura D.1 – Esquema representativo da Lei de Bragg (adaptado de Pansu e Gautheyrou, 2006) .....	428
Figura D.2 – Difractogramas relativos à amostra ARm 3-1-global .....	430
Figura D.3 – Difractogramas relativos à amostra ARm 3-1-argila .....	431
Figura D.4 – Difractogramas relativos a amostras de solo estabilizado .....	433
Figura D.5 – Difractogramas com diferentes tempos de aquisição (0,5 e 3 segundos) de amostras de solo estabilizado .....	434

**ANEXO F - ESTRUTURA DO SOLO ESTABILIZADO**

Figura F.1 – Imagens SEM de amostras de solo estabilizado com CI42,5-E (75/25) aplicado em diferentes dosagens (tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa) .....	443
Figura F.2 – Imagens SEM de amostras de solo estabilizado com CI42,5-E (75/25) aplicado em diferentes $I_L$ e dosagens (tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa) .....	445



# ÍNDICE DE QUADROS

---

## CAPÍTULO 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Quadro 2.1 – Avaliação da eficácia de ligantes na estabilização de diferentes solos (adaptado de Åhnberg <i>et al.</i> , 1995) .....	21
Quadro 2.2 – Avaliação da eficácia de ligantes na estabilização de diferentes solos Nórdicos tendo por base a resistência à compressão não confinada aos 28 dias de amostras laboratoriais (adaptado de EuroSoilStab, 2001) .....	22
Quadro 2.3 – Parâmetros de que depende o comportamento mecânico de um solo estabilizado (Terashi, 1997) .....	23

## PARTE I -

## CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO SOLO MOLE DO BAIXO MONDEGO

## CAPÍTULO 3 - IDENTIFICAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DO LOCAL EXPERIMENTAL (QUINTA DA FOJA)

Quadro 3.1 – Características dos solos aluvionares do Baixo Mondego determinadas por diversos autores (adaptado de Coelho, 2000) .....	44 e 45
Quadro 3.2 – Coeficiente de consolidação e de permeabilidade horizontal .....	55
Quadro 3.3 – Graus de confiança do ensaio CPTu na avaliação de parâmetros geotécnicos (Lunne <i>et al.</i> , 1997b) .....	60
Quadro 3.4 – Correlações com o ensaio SCPTu e diversos parâmetros geotécnicos .....	61 e 62
Quadro 3.5 – Densidade média dos principais minerais identificados no solo (Deer <i>et al.</i> , 2008).....	73
Quadro 3.6 – Composição química do solo e da água natural .....	77
Quadro 3.7 – Capacidade de troca catiónica efectiva média dos principais minerais argilosos identificados no solo e da matéria orgânica (Gomes, 1988; Appelo e Postma, 1993, Andrews <i>et al.</i> , 2004) .....	78
Quadro 3.8 – Classificação de um solo quanto ao teor em matéria orgânica (Hansbo, 1994; Leroueil <i>et al.</i> , 1990) .....	80
Quadro 3.9 – Classificação de um solo quanto à sua plasticidade (Hansbo, 1994) .....	81

Quadro 3.10 – Classificação de um solo quanto à sua resistência ao corte não drenada (Hansbo, 1994) .....	81
---	----

#### **CAPÍTULO 4 - COMPRESSIBILIDADE E CONSOLIDAÇÃO**

Quadro 4.1 – Descrição dos ensaios edométricos .....	97
Quadro 4.2 – Propriedades físicas das amostras sujeitas a ensaios edométricos .....	98
Quadro 4.3 – Qualidade de amostras de argilas sensíveis (Josseaume <i>et al.</i> , 1991) .....	103
Quadro 4.4 – Estudo da qualidade das amostras com base no critério de deformação .....	103
Quadro 4.5 – Qualidade da amostragem para efeitos de caracterização mecânica (Lunne <i>et al.</i> , 1997a) .....	103
Quadro 4.6 – Coeficientes de compressibilidade e compressibilidade volumétrica .....	110
Quadro 4.7 – Índices de compressibilidade e recompressibilidade .....	111
Quadro 4.8 – Caracterização da anisotropia de compressibilidade .....	112
Quadro 4.9 – Coeficiente de consolidação .....	113
Quadro 4.10 – Coeficientes de permeabilidade .....	115
Quadro 4.11 – Caracterização da anisotropia de permeabilidade .....	117
Quadro 4.12 – Índices de consolidação secundária .....	123
Quadro 4.13 – Valores do índice de consolidação secundária para os ensaios do tipo fluência .....	128

#### **CAPÍTULO 5 - COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO-RESISTÊNCIA AO CORTE**

Quadro 5.1 – Descrição dos ensaios triaxiais convencionais .....	136
Quadro 5.2 – Descrição dos ensaios triaxiais de fluência .....	136
Quadro 5.3 – Parâmetros característicos da LEC, LCVI e LCVA para amostras normalmente consolidadas do solo reconstituído .....	157
Quadro 5.4 – Parâmetros característicos da LEC, LCVI e LCVA para amostras normalmente consolidadas do solo reconstituído obtidos por Coelho (2000) .....	158

#### **PARTE II -**

#### **ESTUDO DA ESTABILIZAÇÃO DO SOLO MOLE DO BAIXO MONDEGO**

#### **CAPÍTULO 6 - DEFINIÇÃO DE PROCEDIMENTO LABORATORIAL DE PREPARAÇÃO DE AMOSTRAS**

Quadro 6.1 – Principais características físicas e composição química do solo em estudo ....	183
Quadro 6.2 – Principais características da água natural e da água da rede pública .....	186
Quadro 6.3 – Principal composição química e superfície específica Blaine dos ligantes em estudo (baseado em ensaios de controlo de qualidade do fabricante) .....	187
Quadro 6.4 – Equipamento para a preparação laboratorial de amostras de solo estabilizado (adaptado de EuroSoilStab, 2001) .....	189
Quadro 6.5 – Algumas características das amostras laboratoriais preparadas segundo o procedimento descrito no EuroSoilStab (2001) .....	195
Quadro 6.6 – Alguns comentários respeitantes às técnicas de introdução e compactação da mistura no molde ensaiadas .....	200

Quadro 6.7 – Algumas características das amostras laboratoriais preparadas segundo o novo procedimento laboratorial de preparação de amostras estabilizadas .....	201
---	-----

## CAPÍTULO 7 - OPTIMIZAÇÃO DA ESTABILIZAÇÃO – ESTUDO PARAMÉTRICO

Quadro 7.1 – Estabilização do solo com ligante hidráulico aplicado isoladamente (dosagem = 125kg/m <sup>3</sup> ; tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa) .....	220
Quadro 7.2 – Estabilização do solo com mistura de ligantes composta por cimento Portland e cal viva (dosagem = 125kg/m <sup>3</sup> ; tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa) .....	224
Quadro 7.3 – Estabilização do solo com mistura de ligantes composta por cimento Portland I 42,5R e ligantes com propriedades hidráulicas latentes, pozolânicas e inertes (dosagem = 125kg/m <sup>3</sup> ; tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa) .....	227
Quadro 7.4 – Estabilização do solo com mistura de ligantes composta por cimento Portland I 42,5R, escória granulada de alto forno e cinza volante de Sines ou fíler de calcário (dosagem = 125kg/m <sup>3</sup> ; tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa) .....	233
Quadro 7.5 – Caracterização inicial da estabilização do solo com CI42,5-E (75/25) aplicado em diferentes dosagens (tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa) .....	237
Quadro 7.6 – Estabilização do solo com CI42,5-E (75/25) aplicado em diferentes dosagens (tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa) .....	237
Quadro 7.7 – Caracterização inicial da estabilização do solo com CI42,5-E (75/25) por variação do teor em água inicial e dosagem (tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa) .....	241
Quadro 7.8 – Estabilização do solo com CI42,5-E (75/25) por variação do teor em água inicial e dosagem (tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa) ...	241
Quadro 7.9 – Caracterização de alguns solos .....	248
Quadro 7.10 – Caracterização da estabilização com cimento Portland dos solos descritos no Quadro 7.9 com base em ensaios UCS realizados aos 28 dias de cura .....	248
Quadro 7.11 – Estabilização do solo com CI42,5-E (75/25; dosagem = 125kg/m <sup>3</sup> ; pressão vertical na cura = 24kPa) por variação do tempo de cura .....	253
Quadro 7.12 – Estabilização do solo com CI42,5-E (75/25) por variação da temperatura na cura (dosagem = 125kg/m <sup>3</sup> ; tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa) .....	256
Quadro 7.13 – Estabilização do solo com CI42,5-E (75/25) por variação da pressão vertical na cura (dosagem = 125kg/m <sup>3</sup> ; tempo de cura = 28 dias) .....	259
Quadro 7.14 – Principais características do solo artificial “isento” de OM .....	261
Quadro 7.15 – Estabilização do solo artificial (“isento” de OM) com CI42,5-E (75/25) (I <sub>L</sub> = 2,49; tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa) .....	263
Quadro 7.16 – Principais características de dois solos artificiais (“isentos” de OM) .....	266
Quadro 7.17 – Estabilização de dois solos artificiais (“isentos” de OM) com CI42,5-E (75/25) (I <sub>L</sub> = 2,49; tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa) ...	266
Quadro 7.18 – Principais características das 3 areias artificiais .....	269
Quadro 7.19 – Estabilização de 3 areias artificiais com CI42,5-E (75/25) (tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa) .....	271

Quadro 7.20 – Estabilização de uma areia artificial (aFM) com CI42,5-E (75/25) (tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 0kPa) .....	274
Quadro 7.21 – Caracterização inicial da estabilização com a inclusão de fina camada de areia (CI42,5-E, 75/25; tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa) .....	277
Quadro 7.22 – Estabilização com a inclusão de fina camada de areia (CI42,5-E, 75/25; tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa) .....	277

## **CAPÍTULO 8 - COMPRESSIBILIDADE E PERMEABILIDADE DO SOLO ESTABILIZADO**

Quadro 8.1 – Caracterização da compressibilidade do solo estabilizado através de ensaios edométricos clássicos .....	292
Quadro 8.2 – Caracterização da consolidação primária e permeabilidade do solo estabilizado a partir do ensaio edométrico EE2 .....	296
Quadro 8.3 – Efeito da dosagem sobre a consolidação primária e permeabilidade do solo estabilizado (comportamento pré- $\sigma'_y$ ) .....	299
Quadro 8.4 – Efeito do estado do ligante sobre a consolidação primária e permeabilidade do solo estabilizado (comportamento pré- $\sigma'_y$ ) .....	301
Quadro 8.5 – Efeito da pressão vertical actuante durante a cura sobre a consolidação primária e permeabilidade do solo estabilizado (comportamento pré- $\sigma'_y$ ) .....	304
Quadro 8.6 – Caracterização da compressibilidade por consolidação secundária do solo estabilizado através de ensaios edométricos de fluência .....	305
Quadro 8.7 – Caracterização da permeabilidade do solo estabilizado através de ensaios na célula de Rowe (mistura do solo em estudo ( $w_o = 80,87\%$ ) com CI42,5/E (75/25) no estado seco, $D = 125\text{kg/m}^3$ , $TC = 28$ dias; $PC = 24\text{kPa}$ ) .....	319

## **CAPÍTULO 9 - COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO-RESISTÊNCIA AO CORTE DO SOLO ESTABILIZADO**

Quadro 9.1 – Descrição dos ensaios triaxiais convencionais realizados sobre amostras de solo estabilizado (corte em compressão com aumento da tensão média) .....	329
Quadro 9.2 – Descrição dos ensaios triaxiais de fluência realizados sobre amostras de solo estabilizado .....	329
Quadro 9.3 – Ensaios triaxiais convencionais realizados sobre amostras de solo estabilizado .....	332
Quadro 9.4 – Módulo de deformabilidade secante não drenado de ensaios triaxiais CIUC realizados sobre amostras de solo estabilizado (com 28 dias de cura) .....	336
Quadro 9.5 – Módulo de deformabilidade secante não drenado de ensaios triaxiais CIUC realizados sobre amostras de solo estabilizado com diferentes períodos de cura .....	338
Quadro 9.6 – Módulo de deformabilidade secante não drenado de ensaios triaxiais do tipo $CK_0UC$ realizados sobre amostras de solo estabilizado (com 28 dias de cura) .....	341
Quadro 9.7 – Ensaios triaxiais de fluência realizados sobre amostras de solo estabilizado...	351
Quadro 9.8 – Extensões finais durante a fase de fluência drenada (7 dias) de ensaios triaxiais realizados sobre amostras de solo não estabilizado e estabilizado .....	359



**ANEXO A - CARACTERIZAÇÃO E REACÇÕES QUÍMICAS DE ALGUNS  
LIGANTES**

Quadro A.1 – Composição típica do cimento Portland (Coutinho, 1988) .....	397
Quadro A.2 – Principais minerais de clínquer do cimento Portland .....	398
Quadro A.3 – Principais propriedades dos minerais de clínquer do cimento Portland (Coutinho, 1988) .....	399
Quadro A.4 – Composição típica da cal viva CL 90 (NP EN 459-1:2002) .....	402
Quadro A.5 – Composição química de escória granulada de alto forno moída produzida em Portugal (Betão Liz – Prescor) .....	404
Quadro A.6 – Composição química da cinza volante oriunda do Centro de Produção de Sines .....	407
Quadro A.7 – Composição química da pozolana natural de S. Miguel (Pedregal) (Coutinho, 1988) .....	409
Quadro A.8 – Composição química da sílica de fumo (E377-1993) .....	409

**ANEXO C - COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA – ESTUDO DA TÉCNICA DE  
ENSAIO**

Quadro C.1 – Descrição das amostras .....	417
Quadro C.2 – Parâmetros estatísticos (método dos momentos aritméticos) de composições granulométricas .....	418
Quadro C.3 – Parâmetros estatísticos (método dos momentos aritméticos) das composições granulométricas das várias amostras analisadas .....	420

**ANEXO E - LIGANTES**

Quadro E.1 – Caracterização dos ligantes com propriedades hidráulicas (baseado em ensaios de controlo de qualidade do fabricante) .....	436
Quadro E.2 – Caracterização dos ligantes com propriedades hidráulicas latentes (baseado em ensaios de controlo de qualidade do fabricante) .....	437
Quadro E.3 – Caracterização dos ligantes com propriedades pozolânicas (baseado em ensaios de controlo de qualidade do fabricante) .....	438
Quadro E.4 – Caracterização do material inerte (baseado em ensaios de controlo de qualidade do fabricante) .....	439



## SIMBOLOGIA

---

À medida que vão surgindo, os símbolos utilizados no texto são definidos de forma que os respectivos significados não suscitem dúvidas. Considera-se, no entanto, conveniente apresentar uma listagem dos mais importantes.

a	- coeficiente de desigualdade de áreas
A	- actividade; parâmetro das pressões intersticiais de Skempton; área da secção transversal da amostra
$A_{0 \text{ corte}}$	- área da secção transversal da amostra no início da fase de corte
$A_{\text{corr}}$	- área corrigida ou área da secção transversal da amostra cilíndrica equivalente
A/D	- analógico/digital
aF	- areia fina ( $0,074\text{mm} \leq \phi < 0,425\text{mm}$ )
aFM	- areia fina (95%) misturada uniformemente com areia média (5%)
AI	- amostra intacta
aM	- areia média ( $0,425\text{mm} \leq \phi < 2,0\text{mm}$ )
AR	- amostra reconstituída
ARm	- amostra remexida
$a_v, a_h$	- coeficiente de compressibilidade vertical e horizontal
$a_w$	- teor em ligante
B	- diâmetro externo do tubo amostrador; parâmetro das pressões intersticiais de Skempton
$B_q$	- coeficiente de pressão intersticial
$c'$	- coesão em termos de tensões efectivas
C32,5	- cimento Portland CEM II/B-L 32,5N
CI42,5	- cimento Portland CEM I 42,5R

---

CII42,5	- cimento Portland CEM II/A-L 42,5R
C52,5	- cimento Portland CEM I 52,5R
CAUTC ou CK <sub>0</sub> UC	- consolidação anisotrópica com corte não drenado em compressão
CAUTE ou CK <sub>0</sub> UE	- consolidação anisotrópica com corte não drenado em extensão
C <sub>c</sub>	- índice de compressibilidade
CC	- técnica de correlação-cruzada
CH	- cal hidráulica NHL 5
C <sub>i</sub>	- índice de compressibilidade para o instante i
CIDC	- consolidação isotrópica com corte drenado em compressão
CIUC	- consolidação isotrópica com corte não drenado em compressão
CIUE	- consolidação isotrópica com corte não drenado em extensão
CK <sub>0</sub>	- consolidação anisotrópica
CK <sub>0</sub> UC	- consolidação anisotrópica com corte não drenado em compressão
CK <sub>0</sub> UE	- consolidação anisotrópica com corte não drenado em extensão
CPTu	- ensaio de piezocone
C <sub>r</sub> , C <sub>s</sub>	- índice de recompressibilidade ou expansibilidade, respectivamente
CTC <sub>ef</sub>	- capacidade de troca catiónica efectiva
c <sub>u</sub>	- resistência ao corte não drenada
c <sub>v</sub> , c <sub>h</sub>	- coeficiente de consolidação vertical e horizontal, respectivamente
CV	- cal viva CL 90-Q
CZc	- cinza volante de Compostilla
CZp	- cinza volante do Pêgo
CZs	- cinza volante de Sines
C <sub>α</sub>	- índice de consolidação secundária
C <sub>αEOP</sub>	- índice de consolidação secundária para o instante EOP
C <sub>αi</sub>	- índice de consolidação secundária para o instante i
d	- diâmetro do dreno central
D	- dosagem; diâmetro da amostra
$\bar{D}$	- nível de tensão de desvio
D <sub>c</sub>	- diâmetro interno da boca cortante
D <sub>e</sub>	- diâmetro externo da boca cortante
d <sub>hkl</sub>	- distância interplanar
D <sub>i</sub>	- diâmetro interno do tubo amostrador
D <sub>r</sub>	- densidade relativa
DRX	- difracção de raios-X
e, e <sub>nat</sub>	- índice de vazios ou índice de vazios natural, respectivamente
e <sub>o</sub>	- índice de vazios inicial; índice de vazios correspondente ao fim do período de cura
Δe	- variação do índice de vazios

$e_{EOP}$	- índice de vazios correspondente ao fim da consolidação primária
$E$	- módulo de deformabilidade; escória granulada de alto forno
$E_{50\%}$	- módulo de deformabilidade secante não drenado definido para 50% de $q_{u\ max}$
$EDS$	- espectrometria de dispersão de energia
$EOP$	- fim da consolidação primária
$E_u$	- módulo de deformabilidade não drenado
$E_u (50\%.q_{max})$	- módulo de deformabilidade não drenado secante definido para 50% da tensão de corte máxima
$E_u (50\%.q_{u\ max})$	- módulo de deformabilidade não drenado secante definido para 50% da resistência à compressão não confinada
$E_{u\ sec}$	- módulo de deformabilidade não drenado secante
$E_{u\ tan}$	- módulo de deformabilidade não drenado tangente
$E'_v$	- módulo de deformabilidade elástico vertical (efectivo)
$F$	- filer de calcário Micro 100AB
$F_{memb}$	- força axial na membrana
$f_s$	- resistência por atrito lateral
$F_R$	- razão de atrito normalizada
$G$	- módulo de distorção
$G_S$	- densidade das partículas sólidas
$h$	- altura de água
$H_0$	- altura inicial da amostra
$H_{cons}$	- altura da amostra no final da consolidação
$H_i$	- altura da amostra no instante $i$
$\Delta H$	- deformação vertical durante a cura; perda de carga hidráulica
$i$	- gradiente hidráulico
$IP$	- índice de plasticidade
$I_L$	- índice de liquidez
$I_r$	- índice de rigidez
$K_o$	- coeficiente de impulso em repouso
$k_v, k_h$	- coeficiente de permeabilidade vertical ou horizontal, respectivamente
$L$	- comprimento do tubo amostrador
$LCVI$ ou $LCVA$	- linha de consolidação virgem isotrópica ou anisotrópica
$LEC$	- linha de estado crítico
$M$	- parâmetro caracterizador da linha de estado crítico no plano $q-p'$
$\overline{M}$	- parâmetro caracterizador da envolvente de rotura no plano $q-p'$ considerando o princípio das tensões efectivas modificadas
$m_v, m_h$	- coeficiente de compressibilidade volumétrica vertical e horizontal
$n$	- porosidade

---

$N_0$	- ordenada na origem ( $p' = 1$ ) da LCVI/A no plano $q$ - $\ln(p')$
NC	- normalmente consolidado
OC	- sobreconsolidado
OCR	- grau de sobreconsolidação
OM	- teor em matéria orgânica
P	- pozolana natural dos Açores
P#200	- passados no peneiro n.º 200 da série ASTM (0,074mm)
PC	- pressão vertical na cura
$p'$	- tensão média efectiva
$\overline{p'}$	- tensão média efectiva modificada
$p_b$	- resistência das ligações cimentícias
$p'_e$	- tensão média efectiva sobre a LCVI/A para a condição de igual índice de vazios
$q$	- tensão de corte, de desvio ou deviatória
Q	- caudal
$q_c$	- resistência de ponta
$q_{u \max}$ , $q_u$	- resistência à compressão não confinada
$q_{\max}$	- tensão de corte máxima
$q_t$	- resistência de ponta total corrigida
$Q_t$	- resistência de ponta normalizada
$q_{ult}$	- tensão de corte na rotura
R	- raio (do piezocone ou da célula de Rowe)
R#200	- retidos no peneiro n.º 200 da série ASTM (0,074mm)
RP	- técnica da polaridade inversa
rpm	- rotações por minuto
S	- grau de saturação
SCPTu	- ensaio de piezocone sísmico
SEL	- superfície de estado limite
SEM	- microscopia electrónica de varrimento
SF-M	- sílica de fumo Meyco MS610
SF-S	- sílica de fumo Sikacrete P
SPC	- <i>stress-path cell</i>
t	- tempo; espessura das paredes do tubo amostrador
$t_{50\%}$	- tempo associado a 50% da dissipação do excesso de pressão intersticial
T	- temperatura
T, T*	- factor tempo ou factor tempo modificado, respectivamente
$t_{\text{água}}$	- tempo para o qual a temperatura no interior da amostra iguala a do meio envolvente

TC	- tempo de cura
$T_{\max}$	- temperatura máxima no interior da amostra
TEC	- teoria do estado crítico
TM	- tempo de mistura
TOC	- carbono orgânico total
$u_0$	- pressão hidrostática
$\Delta u$	- excesso de pressão intersticial
$\Delta u_{\max}$	- excesso de pressão intersticial máximo
$u_2$	- pressão intersticial medida no ensaio SCPTu
$\Delta u_2$	- excesso de pressão intersticial medida no ensaio SCPTu
UCS	- ensaio de compressão não confinada
UV	- ultravioleta
V	- volume; volume de água percolado
$V_0$	- volume inicial
$\Delta Vol_{\text{interface}}$	- volume de água perdido através da interface ar/água
$\Delta Vol_{\text{membrana}}$	- volume de água perdido através da membrana que envolve a amostra
$\Delta V/V_0$	- extensão ou deformação volumétrica
VD	- velocidade de deformação no ensaio de compressão não confinada
VR	- velocidade de rotação de mistura
$V_S$	- velocidade de propagação das ondas de corte
W/C	- razão água/cimento em massa
$w_0$	- teor em água inicial
$w_f$	- teor em água final
$w_i$	- teor em água imediatamente após a mistura
$w_L$	- limite de liquidez
$w, w_{\text{nat}}, w_0$	- teor em água, teor em água natural ou inicial, respectivamente
$w_p$	- limite de plasticidade
$\epsilon_a$	- extensão ou deformação axial
$\epsilon_a (q_{\max})$	- extensão axial associada à tensão de corte máxima
$\epsilon_a (\Delta u_{\max})$	- extensão axial associada ao excesso de pressão intersticial máximo
$\epsilon_r$	- extensão ou deformação radial
$\epsilon_{\text{rot}}$	- extensão axial de rotura
$\epsilon_s, \gamma$	- extensão, deformação de corte ou distorção
$\epsilon_v, \epsilon_{v0}, \epsilon_{\text{vol}}$	- extensão ou deformação volumétrica
$\phi$	- diâmetro
$\phi'_{\text{ec}}$	- ângulo de resistência ao corte efectivo no estado crítico
$\phi'_p$	- ângulo de resistência ao corte de pico em tensões efectivas
$\phi'_{\text{res}}$	- ângulo de resistência ao corte residual em tensões efectivas
$\gamma$	- peso volúmico

$\gamma_d$	- peso volúmico seco
$\gamma_{sat}$	- peso volúmico saturado
$\gamma_w$	- peso volúmico da água
$\lambda$	- comprimento de onda dos raios-X; declive da LEC ou da LCVI/A no plano q-ln(p')
$\nu$	- coeficiente de Poisson; volume específico
$\theta$	- ângulo de incidência
$\sigma^{\circ}$	- tensão efectiva
$\overline{\sigma'}$	- tensão efectiva instalada na matriz sólida segundo o princípio das tensões efectivas modificadas
$\sigma^{\circ}_b = \sigma_b$	- resistência das ligações cimentícias
$\sigma^{\circ}_c$	- tensão efectiva de confinamento
$\sigma^{\circ}_{c\ max}$	- tensão efectiva de confinamento máxima
$\sigma^{\circ}_v, \sigma^{\circ}_h$	- tensão efectiva vertical ou horizontal, respectivamente
$\sigma^{\circ}_{vo}$	- tensão efectiva vertical de repouso
$\sigma^{\circ}_p$	- tensão de pré-consolidação
$\sigma^{\circ}_{pv}, \sigma^{\circ}_{ph}$	- tensão de pré-consolidação vertical ou horizontal, respectivamente
$\sigma^{\circ}_R$	- tensão efectiva equivalente actuante sobre o solo não estabilizado
$\sigma^{\circ}_y$	- tensão de cedência ou tensão de pré-consolidação aparente do solo estabilizado
$\Psi$	- parâmetro de estado (dependente do índice de vazios e de $\sigma^{\circ}_v$ )
$\Gamma$	- ordenada na origem ( $p' = 1$ ) da LEC no plano q-ln(p')

abreviatura de instituições ou designações:

ASCE	- <i>American Society of Civil Engineers</i>
ASTM	- <i>American Society for Testing and Materials</i>
BS	- <i>British Standards</i>
CDIT	- <i>Coastal Development Institute of Technology</i>
CDM	- <i>Cement Deep Mixing</i>
CSM	- <i>Cutter Soil Mixing</i>
DEC-UC	- Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra
DJM	- <i>Dry Jet Method</i>
DLM	- <i>Deep Lime Method</i>
EN	- Norma Europeia
EUA	- Estados Unidos da América
FCTUC	- Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra
FEUP	- Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
ICDD	- <i>International Centre for Diffraction Data</i>
IPQ	- Instituto Português da Qualidade



ISO	- <i>International Standard Organization</i>
IVA	- Imposto sobre o Valor Acrescentado
JACSMAN	- <i>Jet and Churning System Management</i>
JGS	- <i>Japanese Geotechnical Society</i>
LCM	- <i>Lime Column Method</i>
LCPC	- <i>Laboratoire Central des Ponts et Chaussées</i>
LNEC	- Laboratório Nacional de Engenharia Civil
LS-DCTUC	- Laboratório de Sedimentologia do Departamento de Ciências da Terra da Universidade de Coimbra
NGI	- <i>Norwegian Geotechnical Institute</i>
NP	- Norma Portuguesa
PHRI	- <i>Port and Harbour Research Institute</i>
SD	- <i>Swedish Deep Stabilization Research Centre</i>
SGI	- <i>Swedish Geotechnical Institute</i>
SGS	- <i>Swedish Geotechnical Society</i>
SMW	- <i>Soil Mixed Wall</i>
SWING	- <i>Spread Wing</i>
USCS	- <i>Unified Soil Classification System</i>

notação química (em parêntesis é apresentada a notação abreviada utilizada na Química do cimento):

Al	- alumínio
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	- óxido de alumínio ou alumina (A)
Ba	- bário
CaCO <sub>3</sub>	- carbonato de cálcio
CaO	- óxido de cálcio (C)
Ca(OH) <sub>2</sub>	- hidróxido de cálcio (CH)
CaSO <sub>4</sub> .2H <sub>2</sub> O	- gesso ou sulfato de cálcio di-hidratado (CS'H <sub>2</sub> )
3CaO.Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	- aluminato tricálcico (C <sub>3</sub> A)
4CaO.Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> .Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	- aluminoferrato tetracálcico ou ferrite (C <sub>4</sub> AF)
2CaO.SiO <sub>2</sub>	- silicato bicálcico (C <sub>2</sub> S)
3CaO.SiO <sub>2</sub>	- silicato tricálcico (C <sub>3</sub> S)
CaSO <sub>4</sub>	- anidrite ou sulfato de cálcio anidro (CS')
Cd	- cádmio
CO <sub>2</sub>	- dióxido de carbono
Cr	- crómio
Cu	- cobre
Fe	- ferro
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	- óxido de ferro (F)

HCl	- ácido clorídrico
H <sub>2</sub> O	- água (H)
H <sub>2</sub> O <sub>2</sub>	- água oxigenada
K	- potássio
K <sub>2</sub> O	- óxido de potássio
K <sub>2</sub> Cr <sub>2</sub> O <sub>7</sub>	- dicromato de potássio
KOH	- hidróxido de potássio
Mg	- magnésio
Mn	- manganês
MgO	- óxido de magnésio (M)
MnO	- óxido de manganésio
N	- azoto
Na	- sódio
Na <sub>2</sub> O	- óxido de sódio
Na <sub>2</sub> SiO <sub>3</sub>	- silicato de sódio (também conhecido por vidro líquido e água de vidro)
Ni	- níquel
Pb	- chumbo
PO <sub>2</sub>	- dióxido de fósforo
P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	- óxido de fósforo
SO <sub>3</sub>	- óxido ou trióxido de enxofre (S' ou S̄) (o teor em sulfatos é expresso em % de SO <sub>3</sub> )
SiO	- monóxido de silício
SiO <sub>2</sub>	- óxido ou dióxido de silício ou sílica (S)
SrO	- óxido de estrôncio
TiO <sub>2</sub>	- óxido de titânio
Zn	- zinco

notação abreviada utilizada na Química do cimento:

C <sub>3</sub> A	- aluminato tricálcico
C <sub>4</sub> AF	- aluminoferrato tetracálcico ou ferrite
CAH <sub>10</sub>	- aluminato de cálcio hidratado
C <sub>2</sub> AH <sub>8</sub> ou C <sub>2</sub> A <sub>2</sub> H <sub>7</sub>	- aluminato bicálcico hidratado
C <sub>3</sub> AH <sub>6</sub>	- aluminato tricálcico hidratado
CASH	- silicoaluminato de cálcio hidratado
C <sub>2</sub> ASH <sub>8</sub>	- gehlenite hidratada
C <sub>4</sub> AS'H <sub>12</sub>	- monossulfato ou monossulfoaluminato tetracálcico
C <sub>6</sub> AS' <sub>3</sub> H <sub>32</sub>	- ettringite ou sulfoaluminato de cálcio hidratado
CFH	- ferrato monocálcico hidratado

---

$C_3FH_m$	- ferrato tricálcico hidratado
$C_2S$	- silicato bicálcico
$C_3S$	- silicato tricálcico
$CSH$	- silicato de cálcio hidratado
$C_3S_2H_3$	- bissilicato tricálcico hidratado
$CS'$	- anidrite ou sulfato de cálcio anidro
$CS'H_{0,5}$	- sulfato de cálcio hemi-hidratado
$CS'H_2$	- gesso ou sulfato de cálcio di-hidratado

iões:

- negativos (aniões):

$Cl^-$	- cloreto
$O^{2-}$	- óxido
$OH^-$	- hidróxido
$S^{2-}$	- sulfureto
$SO_4^{2-}$	- sulfato

- positivos (catiões):

$Al^{3+}$	- alumínio
$Ba^{2+}$	- bário
$Ca^{2+}$	- cálcio
$H^+$	- hidrogénio
$K^+$	- potássio
$Li^+$	- lítio
$Mg^{2+}$	- magnésio
$Na^+$	- sódio
$NH_4^+$	- amónio







## CONSIDERAÇÕES INICIAIS

---

A existência de locais caracterizados por fracas características geotécnicas condicionou durante vários séculos o desenvolvimento das sociedades e a ocupação dos solos. O Homem sempre tentou, com arte e engenho, encontrar soluções para estes problemas, o que veio decisivamente a ocorrer durante o século XX fruto da revolução científico-tecnológica entretanto iniciada. A abordagem científica do problema, conjugada com o desenvolvimento de novos materiais, suscitou o engenho criativo humano que conduziu ao aparecimento de modernas técnicas de melhoramento e reforço de solos. Uma dessas técnicas é o melhoramento ou a estabilização química de solos mediante a sua mistura *in situ* com materiais que possuem propriedades aglomerantes (técnica usualmente designada na literatura inglesa por *deep mixing*).

Fruto dos múltiplos desenvolvimentos ocorridos nos últimos 40 anos, hoje, a técnica de *deep mixing* apresenta-se como uma alternativa técnica e economicamente válida quando comparada com outras técnicas de melhoramento e reforço de solos, podendo ser aplicada numa vasta gama de solos e numa grande diversidade de aplicações. Acrescem vantagens ambientais decorrentes da utilização do solo local, conjugadas com a utilização, em alguns casos, de sub-produtos industriais como materiais aglomerantes.

Não obstante a amplitude de materiais nos quais se pode aplicar a técnica de *deep mixing*, esta tem sido intensamente aplicada com grande sucesso em depósitos de solos moles. Localizando-se próximo de Coimbra um depósito com estas características, conhecido como o depósito de solos moles do Baixo Mondego, foi decidido, em Setembro de 2006, iniciar um programa de investigação sobre a aplicabilidade da técnica de *deep mixing* ao depósito em causa, procurando desta forma tirar partido das vantagens associadas a esta técnica. Para esta decisão contribuíram igualmente dois outros aspectos: o primeiro relacionado com o facto de, à data, não haver referência da aplicação desta tecnologia no nosso país; o segundo, decorrente da conhecida intensa caracterização geotécnica (de campo e laboratorial) do

depósito de solos moles do Baixo Mondego, levada a cabo nos últimos 20 anos pelo Laboratório de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, da qual resultaram diversos trabalhos científicos.

É neste contexto que surge o presente trabalho, por meio do qual se procura avaliar o potencial de aplicação da técnica de *deep mixing* ao depósito de solos moles do Baixo Mondego, procurando-se, complementarmente, poder contribuir para o avanço científico da técnica e do conhecimento do depósito de solos moles do baixo Mondego. De forma a alcançar tais objectivos, estruturou-se o trabalho em duas grandes partes, uma primeira relacionada com a caracterização do depósito de solos moles do Baixo Mondego propriamente dito, estudando-se na segunda parte a sua estabilização pela técnica de *deep mixing*.

Inicia-se o trabalho por uma breve introdução à técnica de *deep mixing*, onde se inclui um breve apontamento histórico com referência aos que se consideram serem os principais marcos no seu desenvolvimento. Apresenta-se o conceito da estabilização química de um solo, descrevendo-se as interações físico-químicas que ocorrem no interior do solo estabilizado. O comportamento mecânico do material estabilizado é sucintamente descrito, identificando-se os principais parâmetros que o condicionam.

Seguidamente dá-se início à primeira parte do trabalho, dedicada à caracterização geotécnica do depósito de solos moles do Baixo Mondego, com pormenorizada descrição do solo localizado à profundidade de 2,5m (local de recolha do solo a submeter a estabilização na segunda parte). Esta primeira parte está dividida em 3 capítulos. O primeiro (Capítulo 3) é referente à identificação física, mineralógica e química, e à classificação do solo em estudo. Aqui se inserem os trabalhos de prospecção geotécnica realizados, onde se inclui a execução de ensaios de piezocone sísmico. No capítulo seguinte (Capítulo 4), avaliam-se as características de compressibilidade e consolidação do solo em estudo por recurso a ensaios edométricos realizados sobre amostras intactas (recolhidas na direcção vertical e horizontal) e reconstituídas. Dada a natureza do solo em estudo, parte da análise é dedicada à investigação das características de compressibilidade por consolidação secundária, mediante a realização de ensaios edométricos de fluência. A primeira parte é finalizada com o capítulo relativo ao estudo do comportamento tensão-deformação-resistência ao corte do solo (Capítulo 5). Vários ensaios triaxiais não drenados, com trajectórias de compressão e extensão, com consolidação isotrópica e anisotrópica, foram realizados sobre amostras reconstituídas. Utilizam-se amostras reconstituídas uma vez que em estudos anteriores (Coelho, 2000), se concluiu ser idêntico, em termos gerais, o comportamento exibido por amostras intactas e reconstituídas, ao que acrescem vantagens de menor variabilidade e maior facilidade de interpretação dos resultados. O vasto programa de ensaios contemplou ainda a realização de ensaios triaxiais não drenados com fase intermédia de fluência drenada, por meio dos quais se procura complementar (em relação aos ensaios edométricos) a caracterização das deformações por fluência.



Concluída a caracterização geotécnica do solo, avança-se para o estudo respeitante à sua estabilização. Inicia-se então a segunda parte, a qual é composta de 4 capítulos, o primeiro dos quais dedicado à definição do procedimento laboratorial de preparação de amostras, o segundo tem por objectivo a optimização da estabilização sob vários aspectos, seguindo-se dois capítulos finais, onde se caracteriza mecanicamente o material estabilizado. Uma vez enumerada a organização geral da segunda parte, procede-se de seguida a uma descrição mais pormenorizada do conteúdo dos vários capítulos.

Face à complexidade das interações físico-químicas e ao elevado número de factores que influenciam a mistura solo-ligante(s)-água, não é possível prever, à luz do actual estado do conhecimento, qual o comportamento mecânico do solo melhorado sem o recurso a estudo laboratorial, estudo este requerido por imposição normativa (EN 14679, 2005). Esse estudo envolve a realização de ensaios laboratoriais, os quais são conduzidos sobre amostras preparadas em laboratório, devendo a sua preparação obedecer a determinados critérios de modo a garantir a homogeneidade e reprodutibilidade das amostras, bem como assegurar, na medida do possível, a reprodução das condições de campo (sem contudo, nunca comprometer a qualidade das amostras). Assim, ao longo do Capítulo 6 apresenta-se o estudo realizado sobre os aspectos relacionados com a definição do procedimento laboratorial a adoptar na preparação de amostras do solo mole do Baixo Mondego estabilizado pela mistura com ligantes, por forma a se obterem amostras qualitativa e quantitativamente semelhantes entre si.

O Capítulo 7 tem como principal propósito a optimização da estabilização do solo mole do Baixo Mondego mediante o recurso a ensaios de compressão não confinada. Inicialmente, procede-se à identificação da mistura que melhor estabiliza o solo, sendo várias as misturas investigadas, correspondentes à aplicação isolada ou combinada de um total de 14 diferentes ligantes. Aspectos relacionados com a quantidade de ligante, e o estado em que este se apresenta (seco ou em calda) aquando da mistura com o solo, são igualmente objecto de análise. Após a definição da mistura que optimiza a estabilização do solo, procede-se ao estudo da influência potencial de vários parâmetros sobre o comportamento mecânico do solo estabilizado. Os parâmetros objecto de análise são o tempo de cura, a temperatura, a pressão vertical actuante sobre as amostras durante a cura, o teor em matéria orgânica, a granulometria e a presença de fina camada de areia (procurando, neste último caso, avaliar o impacto sobre a estabilização da presença de intercalações de finas camadas de silte arenoso a areia siltosa, identificadas no depósito de solos moles do Baixo Mondego).

A caracterização mecânica em termos de compressibilidade e permeabilidade do solo mole do Baixo Mondego estabilizado pela técnica de *deep mixing*, é apresentada no decurso do Capítulo 8. O estudo contempla a realização de ensaios edométricos e ensaios na célula de Rowe. Em qualquer dos casos, utilizam-se amostras laboratoriais preparadas a partir da mistura identificada como ideal no capítulo precedente. A investigação da compressibilidade do solo estabilizado é estendida aos parâmetros dosagem, estado do ligante (seco ou em calda), pressão vertical actuante durante a cura e tempo de cura. Neste estudo, analisa-se igualmente

a compressibilidade por consolidação secundária. Os ensaios na célula de Rowe são realizados com o fim último de caracterizar a permeabilidade do solo estabilizado, segundo as direcções vertical e horizontal.

A caracterização mecânica do solo mole do Baixo Mondego estabilizado pela técnica de *deep mixing* termina com o estudo do comportamento tensão-deformação-resistência ao corte, apresentado no Capítulo 9. Partindo da mistura óptima identificada anteriormente, é elaborado um vasto programa de ensaios triaxiais não drenados, com consolidação isotrópica e anisotrópica, onde se incluem ensaios realizados sobre amostras com diferentes períodos de cura. A investigação finaliza com a execução de ensaios triaxiais não drenados com fase intermédia de fluência drenada, com o propósito de caracterizar a evolução das deformações no tempo.

Finaliza-se o trabalho com a apresentação das principais conclusões resultantes da investigação laboratorial desenvolvida, indicando-se algumas sugestões de trabalhos futuros.

## REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

---

### 2.1 – Introdução

Desde o raiar da revolução industrial tem-se assistido a um crescimento exponencial tanto da tecnologia, como da população humana, encontrando-se estas intimamente relacionadas. Com o crescimento populacional ocorre uma profunda reorganização da sociedade, assistindo-se à progressiva concentração da população em áreas urbanas e pólos industriais, o que conduziu a forte pressão urbanística, com a consequente ocupação de terrenos, outrora não recomendados dadas as fracas características geotécnicas (caracterizados por baixa resistência e elevada deformabilidade). Estes aspectos conjugados com o desenvolvimento humano, traduzido em maiores exigências de qualidade de vida, conduziram ao despoletar de uma revolução científico-tecnológico. Assiste-se então ao crescimento e desenvolvimento da indústria da construção.

Se até ao século XX a qualidade das construções era, em geral, pobre, exceptuando-se apenas um reduzido número de estruturas notáveis, a partir desse mesmo século as construções procuram satisfazer as necessidades e os requisitos de qualidade exigidos pela sociedade, sendo disso exemplo um elevado número de estruturas complexas e inovadoras. Esta transformação da indústria da construção só foi possível devido às inovações ocorridas nos materiais e nas tecnologias de construção.

Entre as tecnologias de construção que, durante este período, sofreram um notável desenvolvimento encontram-se as técnicas de melhoramento e reforço de solos, as quais possibilitaram a ocupação de novas áreas, caracterizadas por fracas propriedades geotécnicas.

São várias as técnicas de melhoramento e reforço actualmente existentes, podendo simplesmente serem agrupadas em técnicas de melhoramento e técnicas de reforço (Cardoso, 1987). As primeiras (também muitas vezes designadas de estabilização), dizem respeito à alteração de pelo menos uma das propriedades intrínsecas do solo, podendo o efeito do

tratamento do solo ser, temporário ou permanente, e de natureza química, física, ou mecânica. Neste grupo encontram-se técnicas como as injeções, o aquecimento ou a congelação, os drenos verticais, a compactação, a pré-carga, etc.. Já nas técnicas de reforço de um solo, o efeito é essencialmente estrutural, uma vez que são introduzidos no solo determinados elementos resistentes que, dadas as suas características, tornam possível que o maciço suporte solicitações às quais por si só não está habilitado a resistir. Neste grupo incluem-se as técnicas de pregagens, ancoragens, estacas, etc..

A escolha de qual a técnica a adoptar numa situação concreta depende de vários factores, procurando-se otimizar o compromisso técnico-económico face aos requisitos de projecto e à natureza dos solos envolvidos. Um outro factor a ter em consideração, e que assume proporções cada vez maiores, é o impacto ambiental, existindo hoje em dia fortes pressões para a sua efectiva consideração e minimização. Nessa óptica, torna-se imperioso aproveitar os materiais existentes no local da obra, independentemente da sua qualidade e adequabilidade ao projecto em questão. É neste contexto que surge a técnica de melhoramento ou estabilização química de um solo mediante a sua mistura *in situ* com materiais que possuem propriedades aglomerantes (de agora em diante simplesmente designados por ligantes). Esta técnica constitui o elemento central de estudo do presente capítulo, sendo apresentado ao longo das próximas secções os aspectos considerados mais relevantes para a sua caracterização.

Inicia-se o capítulo pela apresentação da técnica de melhoramento ou estabilização (doravante utilizar-se-á apenas o termo estabilização) química de um solo mediante a sua mistura *in situ* com ligantes, incluindo-se um breve enquadramento histórico com algumas referências à multiplicidade de variantes actualmente existentes. Segue-se a descrição dos fenómenos envolvidos na estabilização química de um solo, dando particular ênfase às interacções físico-químicas que se estabelecem entre o solo, o(s) ligante(s) e a água. São múltiplos os parâmetros que influenciam a mistura *in situ* do solo com ligantes, e as propriedades do novo material daí resultante. Os principais parâmetros são objecto de caracterização à luz do actual estado do conhecimento.

## 2.2 – Técnica de *deep mixing*

### 2.2.1 – Apresentação

A técnica de estabilização profunda de solos mediante o recurso à mistura *in situ* do solo com diferentes ligantes (técnica designada na literatura inglesa por *deep mixing*) tem fornecido bons resultados quando aplicada a solos moles, constituindo hoje uma alternativa técnica e economicamente válida quando comparada com outras técnicas de melhoramento e reforço de solos moles. Originalmente a técnica de *deep mixing* foi desenvolvida nos Estados Unidos da América (EUA), países Nórdicos e Japão, restringindo-se a sua aplicação, quase

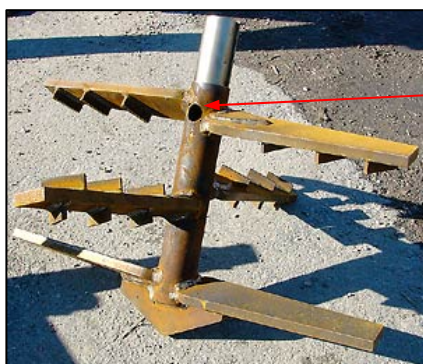
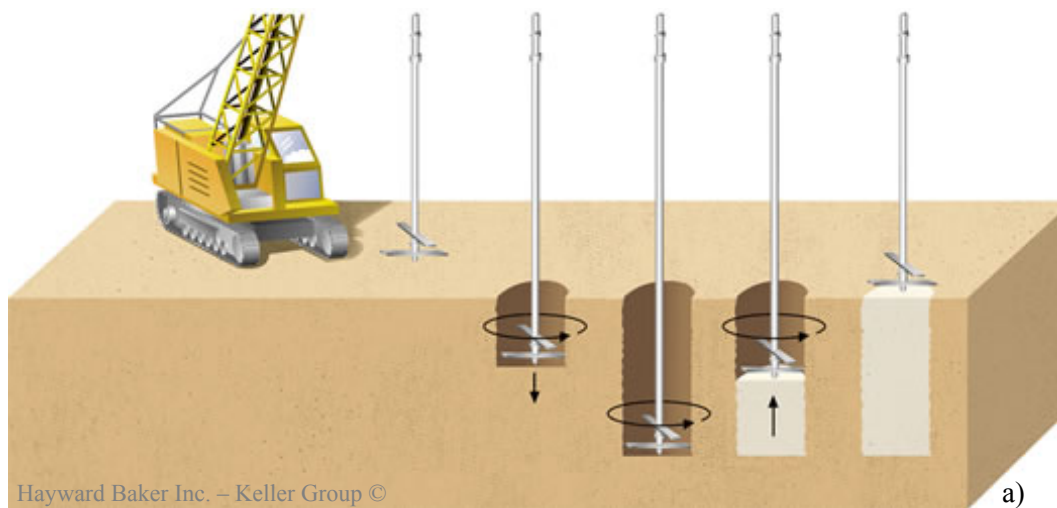
em absoluto, ao controlo da construção de aterros sobre solos moles (tendo por objectivo a redução de assentamentos e o aumento da estabilidade). Fruto dos múltiplos desenvolvimentos ocorridos ao longo dos últimos 40 anos, hoje em dia a técnica pode ser aplicada numa vasta gama de solos (desde solos moles até rochas brandas), tendo sido alargados os domínios da sua aplicação a novos horizontes, tais como, estruturas de suporte de escavações, controlo da percolação e/ou barreira impermeável (com especial aplicação a casos de contaminação e remediação de solos), auxílio na escavação de túneis, controlo das deformações por corte (nomeadamente no controlo da liquefacção), mitigação da propagação de vibrações, etc.. Actualmente a técnica de *deep mixing* encontra-se difundida um pouco por todo o mundo, verificando-se que existe uma cada vez melhor aceitação à medida que aumenta o conhecimento científico-tecnológico.

Os ligantes mais comuns nas aplicações da técnica de *deep mixing* são o cimento Portland e a cal viva, aplicados isoladamente ou misturados com outros ligantes (Porbaha, 1998; Kitazume e Terashi, 2002; Edil e Staab, 2005). Contudo, outros ligantes são hoje em dia comuns, em especial na forma de aditivo ao cimento Portland. São disso exemplos a escória granulada de alto forno, a cinza volante, a sílica de fumo, entre outros. Muitos destes “novos” ligantes foram desenvolvidos com fins específicos (por exemplo, acelerar o desenvolvimento da resistência mecânica por razões construtivas; melhorar os resultados da estabilização de solos orgânicos e/ou com elevado teor em água), onde os ligantes tradicionais se mostram pouco eficientes. A este facto acrescem, em muitos dos casos, benefícios ambientais resultantes da reutilização de sub-produtos industriais (Axelsson *et al.*, 2002; Janz e Johansson, 2002; Kitazume e Terashi, 2002; Edil e Staab, 2005).

Os ligantes podem ser introduzidos no solo no estado seco ou na forma de calda (ligante previamente misturado com água), correspondendo, respectivamente, à variante seca ou húmida da técnica de *deep mixing*. A principal vantagem do método seco é que origina o decréscimo do teor em água no solo estabilizado, permitindo alcançar maiores resistências mecânicas com menores quantidades de ligante. Acrescem ainda os benefícios decorrentes das perdas serem quase insignificantes, e de os equipamentos de obra serem mais leves. As principais vantagens do método húmido estão relacionadas com a mais fácil uniformização da mistura solo-ligante, e com a versatilidade quanto à natureza e características dos solos, sendo possível de aplicar desde solos moles até rochas brandas (Bruce, 2000; Edil e Staab, 2005; Kempfert e Gebreselassie, 2006; Correia *et al.*, 2010).

A aplicação em obra desta técnica inicia-se com o posicionamento do equipamento no local pretendido. Segue-se a penetração de uma haste até à profundidade especificada. Junto à extremidade inferior da haste, encontram-se acopladas pás misturadoras (de eixo vertical), as quais auxiliam o processo de penetração da haste, ao mesmo tempo que promovem a destruição da estrutura do solo (o que irá facilitar a dispersão e uniformização posterior dos ligantes, Carlsten e Ekström, 1997; Larsson, 2003). Durante o movimento ascendente da haste, introduzem-se os ligantes (na forma seca ou em calda) no solo através de pequenos

orifícios/aspersores existentes junto das pás misturadoras (Figura 2.1). Ajustando a pressão de injeção dos ligantes (a qual é em geral modesta), a velocidade de ascensão da haste, e a velocidade de rotação das pás, consegue-se controlar a quantidade de ligante introduzida e garantir que o mesmo é adequadamente misturado com o solo. No final, obtém-se uma coluna circular (com diâmetro variável entre os 0,5 e 1,5m) ou um painel (com espessura compreendida entre os 0,5 a 0,8m, e largura de 2,4 a 2,8m) de solo estabilizado. A estabilização do solo pode atingir profundidades na ordem dos 40m no caso de colunas, podendo-se alcançar maiores profundidades (70m) no caso de painéis. Em qualquer dos casos, os elementos de solo estabilizado podem ser dispostos segundo múltiplos arranjos em planta (isoladamente, tangente, secante, em banda, em grupo, etc.) (Carlsten e Ekström, 1997; EuroSoilStab, 2001; Porbaha *et al.*, 2001; Bruce e Bruce, 2003; EN 14679, 2005; Fiorotto, 2005; Bauer, 2009).



introdução  
do ligante

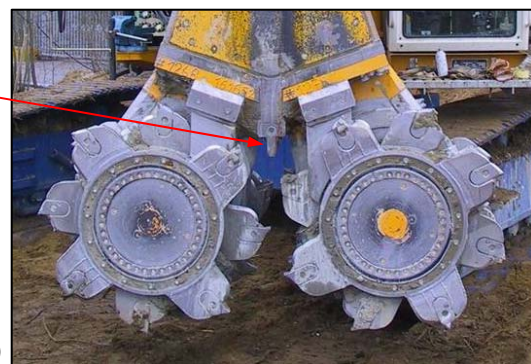


Figura 2.1 – Técnica de *deep mixing*: a) procedimento construtivo; b) pá misturadora da variante *Lime Column Method* (LCM); c) hidrofesa da variante *Cutter Soil Mixing* (CSM).

### 2.2.2 – Apontamento histórico

A história da utilização de materiais com propriedades aglomerantes no tratamento de solos é já longa, existindo referências da sua utilização pelos Gregos e Romanos na construção de estradas (Kezdi, 1979). Ao longo de vários séculos esta técnica foi aplicada quase na forma primitiva, tendo ocorrido poucos avanços. O moderno conceito da estabilização química de solos surge apenas no início do século XX, nos EUA, fruto do desenvolvimento da indústria automóvel e aeronáutica. Novas exigências são impostas às infraestruturas rodoviárias e aeroportuárias, tendo suscitado uma abordagem científica à técnica da mistura do solo com materiais que possuem propriedades aglomerantes. Os resultados favoráveis obtidos com misturas de areia e argila, cimento, betume e outros materiais aglomerantes, motivaram a sua aplicação prática. Foi também nesta altura iniciado o desenvolvimento de maquinaria apropriada à mistura do solo com os materiais aglomerantes (Cristelo, 2001).

A difusão desta técnica no continente Europeu dá-se apenas nos anos 30 em consequência do florescer da sua indústria automóvel. Mais tarde, todos os países envolvidos na Segunda Grande Guerra utilizaram cimento na estabilização de solos de vias de comunicação e aeroportos. A investigação prosseguiu no pós-guerra, assistindo-se a grandes desenvolvimentos em consequência da introdução de novos materiais com propriedades aglomerantes, e à aplicação da técnica a novos tipos de solos, sendo disso exemplo a estabilização de argilas com cal (investigação iniciada na década de 50 no *Texas Highway Department*, Cristelo, 2001).

A enorme popularidade e sucesso alcançado por esta técnica, motivou o desenvolvimento de tecnologia capaz de viabilizar a sua utilização em profundidade, tendo surgido na década de 50 (1954-56), nos EUA, a primeira aplicação prática da moderna técnica de estabilização profunda de solos (técnica de *deep mixing*), consistindo na execução de estacas à base da mistura *in situ* do solo com materiais aglomerantes (*Intrusion Grout Mixed-In-Place Piles*, patenteado pela empresa *Intrusion Prepakt, Co.*), Bruce (2000).

Apesar de o berço da técnica de *deep mixing* se encontrar nos EUA, os seus maiores desenvolvimentos deram-se noutras áreas do globo, nomeadamente no Japão e nos países Nórdicos (Bruce, 2000; Rutherford *et al.*, 2005). Sem querer ser exaustivo, seguidamente identificam-se os que se consideram serem os principais marcos históricos no desenvolvimento da técnica de *deep mixing* (mais pormenores relativos ao desenvolvimento histórico desta técnica podem ser encontrados em Terashi, 1997; Porbaha, 1998; Bruce, 2000; Kitazume e Terashi, 2002; Rutherford *et al.*, 2005). Tal como se verá, actualmente existe uma vasta gama de variantes à versão clássica da técnica de *deep mixing*. Não constitui objectivo do presente trabalho apresentar pormenorizadamente cada uma dessas variantes, nem tão pouco elaborar uma análise crítica às mesmas (as quais podem ser encontradas em Bruce, 2000), quer por que muitas destas variantes não são mais do que simples adaptações locais de

outras já existentes, quer por que algumas das variantes apenas diferem da versão clássica na introdução de “pequenas” alterações tais como, o número de hastes, o tipo ou o eixo das pás misturadoras, ou o posicionamento dos aspersores. Assim sendo, ao longo das próximas secções far-se-ão referências a algumas dessas variantes apenas como nota histórica, sem qualquer explicação adicional.

### 2.2.2.1 – Desenvolvimentos no Japão

A investigação e desenvolvimento da técnica de *deep mixing* iniciou-se no Japão no ano de 1967, no *Port and Harbour Research Institute* (PHRI). Os primeiros estudos versaram sobre a estabilização de argilas marinhas japonesas com cal viva aplicada no estado seco. Dá-se início ao desenvolvimento de equipamentos de obra capazes de assegurar a introdução contínua dos materiais aglomerantes e sua mistura uniforme com o solo. Após o relativo sucesso da aplicação desta técnica em dois locais de testes (ambos em meio marinho), estabelecem-se os principais procedimentos construtivos. Esta investigação suscitou interesse junto de diversas empresas japonesas, as quais iniciaram projectos próprios de investigação e desenvolvimento.

A primeira aplicação desta tecnologia no Japão ocorre no ano de 1974, consistindo na estabilização com cal viva de uma argila de origem aluvial na perfeitura de Chiba. A empresa construtora foi a *Fudo Construction Co. Ltd.*, que aplicou a técnica *Deep Lime Mixing* (DLM), na qual se recorre à introdução do ligante no estado seco (variante seca). Com o objectivo de melhorar a homogeneidade da mistura solo-ligante, surge uma variante ao método inicial, recorrendo-se à aplicação de uma calda de cimento (variante húmida) em substituição da cal viva em pó (variante seca). Esta nova variante toma a designação de *Cement Deep Mixing* (CDM), sendo aplicada pela primeira vez na estabilização *offshore* de solos moles japoneses, decorria o ano de 1975. Desde então, diversos institutos e empresas têm patrocinado projectos de investigação e desenvolvimento, tendo muitos deles culminado no aparecimento de novas variantes tecnológicas, sendo disso exemplo o *Dry Jet Mixing* (DJM), *Soil Mixed Wall* (SMW), *Spread Wing* (SWING), *Jet and Churning System Management* (JACSMAN), etc..

Na sequência das investigações conduzidas no PHRI, é apresentado em 1983 um procedimento laboratorial de preparação de amostras de solo estabilizado, por meio do qual é possível caracterizar mecanicamente o novo material, e daí retirar importantes conclusões para projecto e obra. Este trabalho vem mais tarde (em 1990) a ser adoptado como documento normativo japonês (JGS, 2000). Sob o patrocínio do PHRI e da *CDM Association*, Kitazume e Terashi apresentaram em 1999 (versão inglesa editada em 2002) um manual respeitante à técnica de *deep mixing*, onde se estabelecem os princípios, as regras gerais de dimensionamento e os procedimentos construtivos da técnica.



### 2.2.2.2 – Desenvolvimentos nos países Nórdicos

Ao mesmo tempo que a tecnologia se desenvolvia no Japão, na Suécia inicia-se em 1967 um projecto de investigação, com ensaios laboratoriais e de campo, relativo à estabilização com cal viva (em pó) de solos moles de fundação de aterros. Este projecto congrega várias empresas suecas e o *Swedish Geotechnical Institute* (SGI). Os resultados bastante promissores conduziram ao desenvolvimento de equipamentos de obra capazes de assegurar a introdução continua dos ligantes e sua mistura uniforme com o solo. Com base em diversos ensaios teste de campo, é apresentada em 1974 a técnica *Lime Column Method* (LCM), sendo o ligante (cal viva) introduzido no solo no estado seco.

A primeira aplicação comercial desta técnica ocorre em 1975, nas proximidades de Estocolmo, consistindo na estabilização com cal viva de um solo onde posteriormente se abriu uma escavação, se construiu um aterro e fundações directas. Em 1977, Broms e Boman apresentam o primeiro manual de dimensionamento referente à técnica LCM. Durante a década de 1980, esta técnica difunde-se pelos restantes países nórdicos, verificando-se um significativo crescimento na sua aplicação.

Em 1990 e 1991 são desenvolvidas na Finlândia duas novas variantes, as quais permitem a utilização de cimento entre outros materiais com propriedades aglomerantes. Uma dessas variantes consiste na estabilização de todo o volume de solo até uma profundidade na ordem dos 5m (técnica designada na literatura inglesa por *mass stabilization*), em vez da tradicional execução de colunas ou painéis. Estes desenvolvimentos culminam na edição de um manual de dimensionamento (STO-91) baseado na experiência finlandesa.

O ano de 1995 é bastante produtivo, na medida em que se assiste à ocorrência de vários marcos. Sob os auspícios do SGI, é publicado o novo manual de projecto, planeamento, construção e verificação para colunas de cal e/ou cimento, cuja edição inglesa é de 1997 (Carlsten e Ekström, 1997). O governo sueco cria o *Swedish Deep Stabilization Research Centre* (SD) em estreita parceria com empresas e universidades, tendo este centro por principais missões a recolha da experiência acumulada, a caracterização e modelação do solo estabilizado, assim como questões relacionadas com a construção e controlo de qualidade. Ao mesmo tempo, na Finlândia é publicado um estudo científico, baseado em intenso trabalho laboratorial, sobre os factores que afectam o ganho de resistência mecânica de um solo estabilizado por uma vasta gama de ligantes. Paralelamente, o governo finlandês cria um consórcio de investigação e desenvolvimento com o objectivo de incrementar o desempenho das infraestruturas de comunicação por recurso, entre outras, à técnica de *deep mixing*.

### 2.2.2.3 – Desenvolvimentos noutras áreas do globo

Não obstante o facto de os EUA terem sido o berço desta tecnologia, ela apenas começa a ser aplicada de forma regular a partir de 1986 mediante a utilização da variante

SMW (através de uma sucursal da empresa japonesa *Seiko Kogyo Co.*). Em 1989 inicia-se um projecto de investigação, financiado pela *United States Environmental Protection Agency*, na área da estabilização e remediação de solos contaminados, culminando em diversas aplicações práticas.

À excepção dos países nórdicos, a técnica de *deep mixing* inicia a sua difusão pelos demais países europeus no ano de 1987, mediante a variante francesa *Colmix*. No mesmo ano assiste-se à introdução desta tecnologia no Reino Unido, dando-se início a intenso trabalho na área da estabilização e remediação de solos contaminados. A partir dos finais da década de 80, assiste-se à introdução gradual desta tecnologia na generalidade dos países da Europa Central e de Leste.

Em 2001 é apresentado o relatório final de um programa de investigação financiado pela União Europeia (que congrega várias instituições e empresas de diversos países europeus), relativo à estabilização de solos orgânicos (EuroSoilStab, 2001). Neste relatório estabelecem-se as bases do estudo laboratorial que deve preceder a aplicação da técnica, apresentando-se igualmente orientações para dimensionamento, construção e controlo de qualidade.

Na Alemanha, em 2003, a empresa *Bauer* desenvolve uma nova variante, *Cutter Soil Mixing* (CSM), a qual combina os conceitos de duas tecnologias, *deep mixing* na variante húmida e paredes moldadas (Fiorotto *et al.*, 2005). Esta nova variante vem estender em muito o campo de aplicação da técnica de *deep mixing*, podendo agora ser aplicada em solos tão heterogéneos quanto solos moles a rochas brandas. Dada a configuração das peças de corte e mistura (Figura 2.1 c)), o resultado final da variante CSM é um painel rectangular de solo estabilizado.

Em 2005, o Comité Europeu de Normalização edita a norma europeia EN 14679 - *Execution of special geotechnical works – deep mixing*. A norma estabelece os princípios de execução, ensaio e controlo de trabalhos geotécnicos relativos à estabilização de solos pela técnica de *deep mixing*, sendo este o documento normativo actualmente em vigor em Portugal.

A primeira aplicação desta tecnologia em Portugal (e na península Ibérica) ocorre durante o ano de 2009, levada a cabo pela empresa Geo-Rumo, consistindo na aplicação da variante CSM na construção da contenção periférica provisória de um parque de estacionamento subterrâneo em Lagos (Sousa *et al.*, 2010). Outros exemplos de realizações da técnica CSM (empresa Geo-Rumo) no nosso país são: a construção periférica provisória de dois poços de ataque realizados nas margens do rio Lima, por forma a permitir a instalação de uma conduta por microtunelacção no leito do rio (Pinto *et al.*, 2010b); e a construção de fundações indirectas dos diversos blocos constituintes do Colégio Pedro Arrupe, em Lisboa, junto à margem Sul do rio Trancão e adjacente ao aterro sanitário de Beirolas (Pinto *et al.*, 2010a).

### 2.3 – Os conceitos fundamentais da estabilização química de um solo

Nesta secção são introduzidos os conceitos fundamentais respeitantes à acção do ligante na estabilização de solos, nomeadamente as interacções físico-químicas que se estabelecem entre o(s) ligante(s), o solo e a água. São analisadas algumas das propriedades dos compostos resultantes dessas interacções, com especial destaque para os que contribuem para o aumento de resistência mecânica. Finaliza-se a secção com a apresentação de orientações que auxiliem na decisão de escolha do ligante a utilizar na estabilização de um solo.

Pelo facto de se introduzirem materiais com propriedades aglomerantes num solo, desenvolvem-se interacções físico-químicas que conduzem à alteração do comportamento mecânico do solo uma vez estabilizado. Estas alterações dependem em muito do tipo e da quantidade de ligante, assim como das características e condições solo base (Terashi, 1997). Compreende-se então que a escolha do ligante que melhor estabiliza um dado solo esteja fortemente dependente do conhecimento das principais características do solo base (não estabilizado), e do ligante, pelo meio das quais é possível antever qual o tipo de interacções que se irão processar. Estas interacções podem ser agrupadas segundo 3 categorias:

- reacção de hidratação (ou reacção primária);
- reacção pozolânica (ou reacção secundária); e
- troca iónica.

De entre estas, as que mais contribuem para a alteração do comportamento mecânico do solo estabilizado são as duas primeiras. As reacções de hidratação são as que se estabelecem entre o ligante e a água existente no solo, ocorrendo de forma espontânea para determinado tipo de ligantes. Em geral, estas reacções cessam ao fim de algumas horas. Seguem-se as reacções pozolânicas ou secundárias, correspondendo à combinação de alguns dos produtos das reacções primárias com os minerais pozolânicos (sílica e alumina) existentes no solo ou contidos nos ligantes. Estas reacções podem-se desenvolver ao longo de meses, por vezes anos (Coutinho, 1988). Concomitantemente com estas reacções, as partículas de argila eventualmente existentes no solo podem sofrer uma alteração da sua estrutura por troca iónica, efeito este que pode contribuir para a estabilização do solo. No entanto, o efeito estabilizador associado à troca iónica é em geral modesto quando comparado com o resultante das reacções de hidratação e pozolânicas.

Qualquer uma destas 3 interacções produz um efeito estabilizador no solo, quer por que das suas reacções resultam produtos que se ligam uns aos outros e à superfície das partículas do solo, quer por que se produzem alterações ao nível da estrutura no solo. Este efeito estabilizador pode em qualquer dos casos ser entendido como uma cimentação do solo, pelo que se no restante trabalho o termo reacções ou ligações cimentícias deverá ser entendido como a referência a estas 3 interacções. Para além do efeito estabilizador associado a estas 3

interacções, existe um outro efeito, o qual é temporário, e está relacionado com a diminuição do teor em água no solo devido ao “consumo” de água nas reacções dos ligantes. Contudo, este efeito é reversível à medida que o solo rehidrata. Seguidamente analisar-se-á cada uma das 3 interacções referidas.

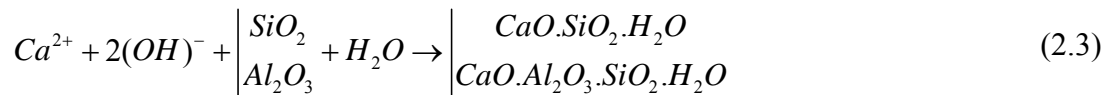
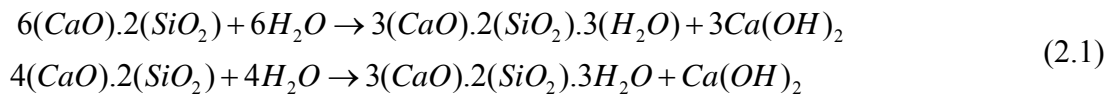
### 2.3.1 – Reacções de hidratação e reacções pozolânicas

As reacções de hidratação e as reacções pozolânicas que ocorrem durante o processo de estabilização dependem fortemente do tipo de ligante. De acordo com o anteriormente referido, hoje em dia são vários os tipos de ligantes possíveis de utilizar com a técnica de *deep mixing*, sendo os mais comuns o cimento Portland, a cal viva, a escória granulada de alto forno, a cinza volante, a pozolana natural, a sílica de fumo e o filer de calcário, entre outros. Em função da reactividade do ligante quando em contacto com a água, assim se desenvolverão reacções de hidratação e reacções pozolânicas. A reactividade de um ligante é traduzida pela capacidade de o material se combinar com a água (frequentemente traduzida pela razão cal:sílica,  $\text{CaO}:\text{SiO}_2$ ). Quando essa capacidade é elevada, diz-se que o ligante é hidráulico (sendo disso exemplo o cimento Portland e a cal viva), ocorrendo neste caso reacções de hidratação de forma espontânea. Já quando essa capacidade é modesta, as reacções de hidratação do ligante só ocorrem se forem activadas, classificando-se o ligante como hidráulico latente (exemplo, a escória granulada de alto forno). Quando essa capacidade é quase nula, o ligante não exhibe qualquer tipo de reacção primária, classificando-se o ligante como pozolânico (onde se incluem a cinza volante, a pozolana natural e a sílica de fumo).

As distintas reacções, quer primárias, quer pozolânicas, que se desenvolvem durante a estabilização de um solo podem ser consultadas pormenorizadamente no Anexo A, onde se inclui igualmente uma breve descrição dos ligantes. Prescinde-se da sua apresentação no corpo principal do trabalho, dado serem similares os produtos resultantes da generalidade das reacções.

Seguidamente descrevem-se sucintamente as principais reacções produzidas aquando da estabilização de um solo com cimento Portland e escória granulada de alto forno. A escolha do cimento Portland é justificada pelo facto de este ser o ligante mais comumente utilizado na estabilização de um solo (EuroSoilStab, 2001; Horpibulsuk, 2001; Kitazume e Terashi, 2002; Edil e Staab, 2005; Åhnberg, 2006). A opção pela escória granulada de alto forno é justificada pelas razões a apresentar no Capítulo 7 (tal como se verá, a sua incorporação na estabilização do solo aí em estudo traduz-se em benefícios técnico-económicos-ambientais).

As reacções que se desenvolvem com o cimento Portland podem ser resumidas através das equações químicas:



Apenas se apresentam as reacções respeitantes aos silicato tricálcico ( $3\text{CaO.SiO}_2$ ) e bicálcico ( $2\text{CaO.SiO}_2$ ) (equação 2.1), dado estes materiais serem responsáveis por cerca de 75% dos constituintes do cimento Portland e, serem os que mais contribuem para o aumento da resistência mecânica (conforme Anexo A). Ao mesmo tempo que se processa esta reacção de hidratação primária, ocorre a dissolução de parte do hidróxido de cálcio (equação 2.2). Este, pode-se combinar com os minerais de sílica ( $\text{SiO}_2$ ) e/ou de alumínio ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ) presentes no solo (equação 2.3), dando origem a uma reacção pozolânica secundária (reacção que se desenvolve com reduzida velocidade, sendo responsável em parte pelo aumento da resistência mecânica no tempo).

Os produtos das reacções que se desenvolvem com a escória granulada de alto forno são em tudo semelhantes aos acima descritos, com a diferença de que não se produz hidróxido de cálcio ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ) na reacção de hidratação da escória. Atente-se que a reacção de hidratação da escória é activada pela presença do cimento Portland (da reacção de hidratação do cimento produz-se hidróxido de cálcio que origina o elevar do pH, com a consequente activação da escória, conforme descrito no Anexo A).

Em qualquer dos casos, os principais produtos resultantes das reacções são um gel aglomerante de silicatos de cálcio hidratados ( $\text{CaO.SiO}_2.\text{H}_2\text{O}$ ), que cristalizam sob a forma de agulhas, emaranhando-se e colando-se uns aos outros e às partículas do solo (construindo um esqueleto sólido resistente), sendo os grandes responsáveis pelo aumento da densidade e da resistência do solo estabilizado. Nos casos em que no solo exista abundância de minerais de alumínio, o produto da reacção pozolânica será, neste caso, um gel aglomerante de silicoaluminatos de cálcio hidratados ( $\text{CaO.Al}_2\text{O}_3.\text{SiO}_2.\text{H}_2\text{O}$ ), o qual é bastante semelhante ao mineral de silicato de cálcio hidratado.

O cimento Portland é o grande responsável pelo rápido ganho de resistência mecânica (cerca de 50% do cimento Portland reage até ao 3º dia, 60% até ao 7º dia), enquanto que as reacções pozolânicas, que decorrem com muito menor velocidade, são as grandes responsáveis pelo aumento da resistência mecânica no tempo (Coutinho, 1988; Janz e Johansson, 2002). Em qualquer dos ligantes, a reacção de hidratação é acompanhada pela libertação de calor (reacção exotérmica), responsável pelo aumento da temperatura, favorecendo deste modo o início das reacções pozolânicas, logo, o aumento da resistência mecânica inicial. No entanto, este efeito deve ser analisado com cuidado, pois é temporário e

em nada compromete o ganho de resistência mecânica a médio e longo prazo, propiciado pela reacção pozolânica (Janz e Johansson, 2002; Åhnberg, 2006).

Se o solo possuir matéria orgânica, o desenvolvimento das reacções acima descritas pode ser fortemente condicionado. A matéria orgânica é fundamentalmente constituída por húmus e ácidos húmicos, contribuindo decisivamente para elevar o teor em água de um solo, aumentar a sua porosidade e reduzir o seu pH. A sua presença traduz-se, em geral, por significativos impactos negativos em termos de estabilização do solo, ainda não totalmente compreendidos. No entanto, tendo por base os trabalhos de EuroSoilStab (2001), Axelsson *et al.* (2002), Janz e Johansson (2002) e Edil e Staab (2005), sabe-se que:

- os ácidos húmicos e outros grupos de ácidos, reagem com o hidróxido de cálcio ( $\text{Ca(OH)}_2$ ) dando origem a produtos insolúveis que se precipitam na superfície das partículas, inibindo as reacções pozolânicas e o conseqüente aumento de resistência mecânica;
- os ácidos húmicos provocam igualmente uma descida do pH, fazendo com que as reacções pozolânicas, e por conseguinte, o aumento de resistência, se processe com menor velocidade;
- a matéria orgânica pode alterar a composição e estrutura do gel de silicatos de cálcio hidratados que se formam nas reacções de hidratação e pozolânicas, com impacto sobre a resistência mecânica;
- devido à sua elevada capacidade de retenção de água, a presença de matéria orgânica pode limitar a quantidade de água disponível para as reacções de hidratação e pozolânicas, retardando o ganho de resistência mecânica;
- devido ao aumento da porosidade, existe uma redução do número de partículas sólidas por unidade de volume, o que se traduz por um menor efeito estabilizador para igual quantidade de ligante.

### 2.3.2 – Troca iónica

As partículas de argila presentes num solo podem sofrer uma alteração da sua estrutura por troca iónica, efeito este que pode contribuir para a estabilização do solo. Atente-se no entanto, que este efeito apenas assume particular importância quando na presença de solos eminentemente argilosos, estabilizados com modestas quantidades de ligante. Tal como se verá na segunda parte do trabalho, para o solo aí em estudo nenhum destes factores prevalece, o que torna este efeito pouco expressivo face à importância relativa das reacções de hidratação e pozolânicas na estabilização final. Não obstante o referido, seguidamente apresenta-se uma breve descrição da troca iónica que ocorre num solo.

Para melhor compreensão deste mecanismo, convém relembrar algumas especificidades das partículas de argila. Devido às suas reduzidíssimas dimensões, e também porque apresentam em geral a forma de lâminas ou placas, as partículas de argila apresentam

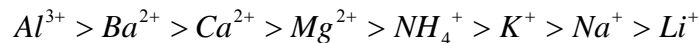
enormes superfícies específicas, o que faz com que uma grande percentagem das moléculas constituintes se situem na respectiva superfície. Por outro lado, a sua composição mineralógica favorece o desenvolvimento de reacções químicas com a água presente no solo e com os sais nela dissolvidos. Desta forma, geram-se importantes forças de superfície que acabam por comandar o comportamento do agregado de partículas, ultrapassando largamente o efeito das forças de gravidade (Matos Fernandes, 2002). Do ponto de vista mineralógica, as partículas de argila são constituídas por minerais argilosos que são silicatos hidratados em que podem participar catiões tais como  $\text{Al}^{3+}$ ,  $\text{Fe}^{2+}$ ,  $\text{Mg}^{2+}$ ,  $\text{K}^{+}$  entre outros. Estes silicatos hidratados encontram-se agrupados em unidades estruturais tetraédricas (unidade sílica) ou octaédricas (unidade alumina), as quais se dispõem segundo um arranjo hexagonal constituindo, respectivamente, folhas tetraédricas e octaédricas. Por sua vez, estas folhas podem associar-se de várias formas dando origem a grupos minerais não cristalinos (de que são exemplo a alofana e a imogolite), ou a grupos minerais cristalinos (tais como, caulinite, illite, montmorilonite, clorite e a vermiculite) (Gomes, 1988; Costa, 2006).

De uma forma muito simplificada pode dizer-se que, devido ao arranjo da sua estrutura molecular, as partículas de argila apresentam cargas eléctricas negativas nas faces e também algumas cargas positivas nos bordos. Em termos globais, a partícula de argila apresenta superfície electricamente activa (em geral carregada negativamente). Para manter a neutralidade eléctrica, as partículas de argila atraem iões do ambiente (catiões de sais dissolvidos na água, tais como,  $\text{Na}^{+}$ ,  $\text{K}^{+}$ ,  $\text{Ca}^{2+}$ ,  $\text{Al}^{3+}$ , etc.), bem como moléculas de água (moléculas que são dipolos, ou seja, têm de um lado cargas positivas, dos dois átomos de hidrogénio, e do outro negativas, do átomo de oxigénio). Os iões e as moléculas de água mais próximas da superfície da partícula estão submetidas a tensões elevadíssimas, encontrando-se praticamente no estado sólido. Cada partícula pode atrair várias camadas de moléculas de água e iões até ficar electricamente neutralizada. Designa-se essa água por água adsorvida (Matos Fernandes, 2002). Contudo, quer as moléculas de água, quer os iões adsorvidos, não fazem parte da estrutura da argila, variando a sua presença em redor da partícula de argila em função do tipo de mineral de argila, do teor em água do solo, do tipo de iões de sais dissolvidos na água do solo, do equilíbrio que se estabelece em cada ponto entre forças atractivas e repulsivas, etc. (Matos Fernandes, 2002). Estes terão por conseguinte impacto sobre a disposição relativa das partículas. Assim, se o teor em água do solo for elevado, o equilíbrio entre forças atractivas e repulsivas estabelece-se para distâncias consideráveis entre partículas, cada uma delas envolvida por uma espessa nuvem de água adsorvida; ter-se-á então um solo com baixa consistência, elevado índice de vazios e porosidade. Se o mineral de argila predominante for a montmorilonite, este facto é ainda mais acentuado dada a sua elevadíssima superfície específica.

A capacidade de troca iónica, isto é, a quantidade de iões, particularmente catiões, que um mineral argiloso ou argila pode permutar, é uma propriedade importante dos minerais argilosos e argilas que resulta do desequilíbrio das suas cargas eléctricas, podendo influenciar

fortemente determinadas propriedades físico-químicas (Gomes, 1988). A grandeza que mede a quantidade de catiões potencialmente permutados pela superfície das partículas de argila designa-se de capacidade de troca catiónica (CTC), e expressa-se por centimole de carga positiva por quilograma (cmol(+)/kg) ou em milequivalente por 100g de solo seco (meq/100g). A capacidade de troca catiónica dos minerais de argila mais importantes sob o ponto de vista da engenharia civil varia entre os 3-10 cmol(+)/kg no caso da caulinite, sobe para 10-40 cmol(+)/kg no caso da illite, enquanto que para a montmorilonite atinge os 80-150 cmol(+)/kg (Gomes, 1988; Santos, 2006).

O processo de troca de iões é um processo estequiométrico segundo o qual cada equivalente de um ião de troca do mineral argiloso ou argila, provoca a libertação dum equivalente ião anteriormente fixado. Para concentrações equivalentes, alguns catiões são permutados mais fortemente que outros, daí que podem ser ordenados em sequências, séries liotrópicas ou de Hofmeister, que para o caso dos catiões mais frequentes tem a expressão seguinte:



O poder de troca de um catião será tanto maior quanto maior for a sua valência. Isto quer dizer que um catião de maior valência existente na solução aquosa substitui outro de menor valência adsorvido pela partícula (por exemplo,  $Na^+$  é substituído por  $Ca^{2+}$ ). No caso de catiões do mesmo estado de valência, observa-se que quanto maior for o seu raio iónico (tamanho) maior é o seu poder de troca (Gomes, 1988; Lindh, 2004).

A troca iónica pode converter uma argila de estrutura dispersa de alta plasticidade numa argila de estrutura floculada de baixa plasticidade, Figura 2.2. Uma argila de estrutura dispersa consiste numa estrutura caracterizada por um pronunciado paralelismo entre as partículas, separadas pelas camadas de água adsorvida. Na superfície das partículas (cuja forma é de lâminas ou placas) existe a concentração de iões positivos (catiões), usualmente de potássio ( $K^+$ ) e de sódio ( $Na^+$ ). A estabilização do solo com cal viva ou cimento Portland, introduz novos iões (principalmente iões de cálcio,  $Ca^{2+}$ , cuja fonte é o hidróxido de cálcio,  $Ca(OH)_2$ ), os quais diferem em valência e em tamanho dos iões adsorvidos pela argila (tal como descrito na série liotrópica). Ocorre então uma troca iónica: os catiões de cálcio substituem a quase totalidade dos catiões de potássio e de sódio que inicialmente se encontravam adsorvidos na superfície das partículas de argila. Esta troca iónica origina uma redução da espessura da nuvem de água adsorvida pelas partículas (resultante da necessidade de se manter o equilíbrio eléctrico), o que provoca a destruição da estrutura original da argila, provocando a sua floculação (dando a ideia aparente de alteração do tamanho das partículas). A consistência aumenta, para média ou dura em função do teor em água inicial, e a sua plasticidade sofre forte redução devido à floculação das partículas de argila. Este fenómeno ocorre num período que varia com o tipo de mineral de argila, podendo ir de 24 a 72 horas (Lindh, 2004).



O tamanho do efeito da troca iónica depende da capacidade de troca iónica do mineral de argila, a qual por sua vez depende da superfície específica das partículas e da natureza geológica da argila (Åhnberg *et al.*, 1995). Para além disso, o cimento Portland tem uma menor capacidade para troca iónica do que a cal viva, devido a grandes quantidades de iões de potássio ( $K^+$ ) e de sódio ( $Na^+$ ) libertados aquando da reacção de hidratação do cimento Portland. Estes iões de potássio e de sódio existentes na fase líquida, reduzem ou inibem a troca iónica com os iões de potássio e de sódio adsorvidos pela argila (Janz e Johansson, 2002). Por outro lado, a reacção de hidratação do cimento Portland origina menor quantidade de hidróxido de cálcio (o qual se constitui uma fonte de catiões  $Ca^{2+}$ ) do que no caso da cal viva (ver Anexo A).



Figura 2.2 – Efeito da troca iónica na argila (adaptado de Lindh, 2004).

### 2.3.3 – Escolha do ligante

A identificação do(s) melhor(es) ligante(s) a aplicar na estabilização de um solo depende em muito das características do solo base (não estabilizado) e do ligante, as quais determinam o tipo de interações físico-químicas que se irão estabelecer entre as partículas do solo, o(s) ligante(s) e a água. Neste processo devem igualmente ser tidas em consideração critérios técnico-económicos, e os impactos ambientais associados à utilização de um dado ligante. A experiência existente deve igualmente ser valorada.

Constitui condição essencial da estabilização que pelo menos um dos ligantes seja hidráulico (cimento Portland ou cais), o qual deve, regra geral, ser tomado como ligante base. Ao ligante base podem ser adicionados outros materiais sob a forma de aditivos (onde se incluem a escória granulada de alto forno, a cinza volante, a pozolana natural, a sílica de fumo, o filer de calcário, entre outros), sendo possível desta forma maximizar o compromisso técnico-económico, com as vantagens ambientais que advêm do facto de, em alguns casos, se estar a reutilizar subprodutos industriais. Em qualquer dos casos, e a não ser que o material seja utilizado meramente como filer, é imperioso que o material ao ser utilizado como ligante possua propriedades reactivas, originando produtos de reacção que contribuam para o aumento da resistência mecânica do solo (Janz e Johansson, 2002). É também importante que estes produtos de reacção sejam estáveis, quer no tempo, quer a ataques químicos e/ou físicos.

Cuidados especiais devem ser tidos aquando da utilização de subprodutos industriais, os quais não devem conter metais pesados, nem outras substâncias ambientalmente perigosas

(condição esta igualmente válida para os demais ligantes), EuroSoilStab (2001), Janz e Johansson (2002), EN 14679 (2005). Acresce o facto de as propriedades dos subprodutos industriais poderem variar muito devido a alterações na matéria-prima e/ou no processo de produção.

De entre as várias características de um solo, a presença de matéria orgânica apresenta-se como uma das que mais interfere com o processo de escolha do ligante a utilizar na estabilização. Os ligantes que melhor estabilizam solos inorgânicos não são necessariamente iguais aos dos solos orgânicos. Fruto das particularidades do solo atribuídas à presença da matéria orgânica (descritas na secção 2.3.1), poderá ser conveniente em termos de estabilização a introdução de filer no solo orgânico. A presença de filer permite aumentar o número de partículas às quais o ligante se pode unir, contribuindo desta forma para a construção de um esqueleto sólido resistente, logo, para o aumento do efeito da estabilização (EuroSoilStab, 2001; Janz e Johansson, 2002; EN 14679, 2005; Edil e Staab, 2005). A introdução de filer tem um efeito extra de permitir a redução de custos, uma vez que para se obter o mesmo efeito estabilizador (medido em termos de resistência mecânica), é agora requerida menor quantidade de ligante, Edil e Staab (2005).

O processo de escolha do(s) melhor(es) ligante(s) a aplicar na estabilização de um solo deverá ser sempre precedido de um estudo laboratorial, onde se verifique o desempenho técnico da mistura solo-ligante(s)-água, quer sob o ponto de vista mecânico, quer sob o ponto de vista ambiental (EuroSoilStab, 2001; EN 14679, 2005). Neste estudo laboratorial devem-se atender às já referidas características do solo de origem (não estabilizado) e dos ligantes, bem como, às condições de mistura e de cura, as quais deverão procurar reproduzir, de forma tão fiel quanto possível, as condições que se verificam em campo, sem contudo, nunca se comprometer a qualidade das amostras preparadas em laboratório.

A técnica de mistura é consideravelmente mais eficaz em laboratório do que em campo, o que se deve ao facto de em laboratório se trabalhar com amostras remexidas (o que facilita o processo de homogeneização do solo), de se utilizar um menor volume de solo, e pelo facto de se poder controlar a massa produzida (ajustando se necessário o tempo e/ou a velocidade de rotação de mistura). Relativamente às condições de cura, em especial a temperatura, sabe-se que esta exerce grande influência sobre a velocidade com que se desenvolvem as reacções entre o solo e o ligante, influenciando sobremaneira o ganho de resistência mecânica (tal como já referido, a uma maior temperatura corresponde maior velocidade de desenvolvimento das reacções solo-ligante). A cura das amostras em laboratório deve ser efectuada, preferencialmente, em câmaras de temperatura controlada, reproduzindo-se a temperatura de campo. Contudo, este procedimento nem sempre é possível de adoptar em laboratório, conduzindo a discrepâncias de resultados laboratório/campo, tanto maiores quanto maior o diferencial de temperaturas. No entanto, e mesmo que se utilize uma câmara de temperatura controlada, o volume de solo envolvido numa amostra laboratorial é diferente do volume de solo estabilizado em campo. Este facto originará que o calor libertado

nas reacções solo/ligante produza efeitos de diferente escala em laboratório e em campo (a temperatura descerá de forma mais lenta em campo do que em laboratório).

Para além destes factores, outros existem capazes de influenciar a análise e interpretação dos resultados do estudo laboratorial, tais como, a dimensão e a forma das amostras ensaiadas em laboratório, o tipo de água utilizada, a existência de percolação, o desenvolvimento de ataques químicos e/ou físicos, etc.. Do exposto conclui-se que os resultados do estudo laboratorial devem ser cuidadosamente interpretados, podendo mesmo dar-se o caso de o ligante que melhor estabiliza um solo em laboratório não ser o mais eficaz em campo. Este facto reforça a necessidade de se reproduzir em laboratório, de forma tão fiel quanto possível, as condições que se verificam em campo. Existem referências a diferenças de resultados laboratório/campo, expressas em termos de resistência à compressão não confinada, de 1/1 até 5/1 (Kitazume e Terashi, 2002).

Tendo por base estudos laboratoriais e alguns resultados de campo publicados por diversos autores (Åhnberg *et al.*, 1995; Carlsten e Ekström, 1997; JGS 0821, 2000; EuroSoilStab, 2001; Axelsson *et al.*, 2002; Janz e Johansson, 2002; Kitazume e Terashi, 2002; Åhnberg *et al.*, 2003; Edil e Staab, 2005 e EN 14679, 2005), é possível apresentar os Quadros 2.1 e 2.2 como referências à escolha do(s) ligante(s) que potencialmente melhor estabiliza(m) um solo.

Quadro 2.1 – Avaliação da eficácia de ligantes na estabilização de diferentes solos (adaptado de Åhnberg *et al.*, 1995).

Ligante	Solo									
	silte argiloso	argila siltosa	argila argila	argila sensível	argila salina	argila sulfatosa	argila lodosa	lodo argiloso	lodo	turfa
Cal viva (100%)	●	+	●	+	+	-	●	●	-	-
Cimento Portland(75%) - cal viva (25%)	+	+	+	+	+	+	+	●	●	●
Cimento Portland(100%)	++	++	+	++	+	+	+	+	+	+
- sem ou com pouca eficácia	● eficácia normal			+ boa eficácia			++ muito boa eficácia			

Independentemente do ligante escolhido, este deve ser aplicado em dosagens não inferiores a um mínimo, de modo a que a estabilização produza efeitos em termos mecânicos. A quantidade de ligante mínima a misturar com um solo argiloso situa-se no intervalo 30-50kg/m<sup>3</sup> (Terashi *et al.*, 1980; Uddin, 1994; Horpibulsuk, 2001; Horpibulsuk *et al.*, 2003), subindo para os 50-70kg/m<sup>3</sup> quando na presença de solos orgânicos (Babasaki *et al.*, 1980; Axelsson *et al.*, 2002).

Num estudo conduzido por Axelsson *et al.* (2002) sobre a estabilização de lodos e turfas por diferentes tipos de ligantes (onde se incluem o cimento Portland, a cal viva, a escória granulada de alto forno e a cinza volante), concluíram os autores que a estabilização dos lodos deve preferencialmente ser realizada a partir da aplicação isolada de cimento Portland, enquanto que no caso de turfas, se deve recorrer à utilização de uma mistura de

cimento Portland com escória granulada de alto forno. A quantidade total de ligante a adicionar no caso de lodos deverá estar compreendida entre os 100-200 kg/m<sup>3</sup>, e no caso de turfas entre os 150-250 kg/m<sup>3</sup>.

Quadro 2.2 – Avaliação da eficácia de ligantes na estabilização de diferentes solos Nórdicos tendo por base a resistência à compressão não confinada aos 28 dias de amostras laboratoriais (adaptado de EuroSoilStab, 2001).

Ligante	solo			
	silte (OM = 0-2%)	argila (OM = 0-2%)	solo orgânico (OM = 2-30%)	turfa (OM = 50-100%)
cimento	+	●	●	+
cimento + gesso	●	●	+	+
cimento + escória	+	+	+	++
cal viva + cimento	+	+	●	-
cal viva + gesso	+	+	+	-
cal viva + escória	●	●	●	-
cal viva + gesso + escória	+	+	+	-
cal viva + gesso + cimento	+	+	+	-
cal viva	-	+	-	-

- sem ou com pouca eficácia    ● eficácia normal    + boa eficácia    ++ muito boa eficácia

## 2.4 – Comportamento mecânico do solo estabilizado

A estabilização de um solo mediante a sua mistura com ligantes dá origem a um novo material, de comportamento mecânico diferente do solo original (não estabilizado). A caracterização mecânica deste novo material é, em geral, efectuada a partir de ensaios laboratoriais, recorrendo-se a ensaios de compressão não confinada (UCS), edométricos, triaxiais, célula de Rowe, ensaios de difracção de raios-X, microscopia electrónica de varrimento, ensaios químicos, entre outros (EuroSoilStab, 2001; EN 14679, 2005). A partir de muitos destes ensaios é possível quantificar em termos mecânicos a influência dos muitos factores que condicionam o comportamento mecânico de um solo estabilizado (Clough *et al.*, 1981; Hammond, 1981; Young e Mullins, 1991; Tatsuoka e Kobayashi, 1983; Balasubramaniam e Buensucesso, 1989; Leroueil e Vaughan, 1990; Coop e Atkinson, 1993; Åhnberg *et al.*, 1995, 2001 e 2003; Carlsten e Ekström, 1997; Prietto *et al.*, 1997; Terashi, 1997; Uddin *et al.*, 1997; Yu *et al.*, 1997; Kivelö, 1998; Nagaraj *et al.*, 1998; Porbaha, 1998; Cuccovillo e Coop, 1999; Consoli *et al.*, 2000; Kasama *et al.*, 2000; Petchgate *et al.*, 2000; Porbaha *et al.*, 2000 e 2001; EuroSoilStab, 2001; Horpibulsuk, 2001; Horpibulsuk e Miura, 2001; Miura *et al.*, 2001; Axelsson *et al.*, 2002; Janz e Johansson, 2002; Kamruzzaman, 2002; Kitazume e Terashi, 2002; Horpibulsuk *et al.*, 2003, 2004 e 2005; Larsson, 2003; Rotta *et al.*, 2003; Lindh, 2004; Lorenzo e Bergado, 2004 e 2006; Åhnberg e Johansson, 2005; Edil e Staab, 2005; Rutherford *et al.*, 2005; Åhnberg, 2006; Hernandez-Martinez, 2006; Åhnberg,

2007; Correia *et al.*, 2008, 2009 e 2010; Suebsuk *et al.*, 2010; entre outros).

Os principais parâmetros que influenciam o comportamento mecânico de um solo estabilizado foram agrupados segundo Terashi (1997) em 4 grandes grupos (Quadro 2.3): os directamente relacionados com as características do ligante; os dependentes das características do solo de origem (não estabilizado); os relacionados com as condições de mistura; e por último, os parâmetros associados às condições de cura. Ao longo das próximas secções, analisar-se-á a influência potencial de cada um destes parâmetros sobre o comportamento mecânico de um solo estabilizado, dividindo o estudo em duas fases: primeiro analisam-se os seus efeitos individualmente (quantificando-os na maioria dos casos através do impacto que têm sobre a resistência à compressão não confinada); e depois, estudam-se as alterações ocorridas ao nível das propriedades mecânicas mais relevantes em termos de engenharia civil.

Quadro 2.3 – Parâmetros de que depende o comportamento mecânico de um solo estabilizado (Terashi, 1997).

<b>Grupo</b>	<b>Parâmetro</b>
I – Características do ligante	- Tipo e qualidade do ligante - Água de mistura - Aditivos
II – Características e condições do solo de origem (particularmente importantes em solos argilosos)	- Propriedades químicas e mineralógicas do solo - Teor em matéria orgânica - Teor em água - pH da água do solo
III – Condição de mistura	- Qualidade da mistura - Tempo de mistura - Quantidade de ligante
IV – Condições de Cura	- Temperatura - Tempo de cura - Humidade - Molhagem/secagem, gelo/degelo, etc.

## 2.4.1 – Parâmetros que influenciam o comportamento mecânico

### 2.4.1.1 – Parâmetros relacionados com as características do ligante

Do exposto ao longo da secção 2.3 e do Anexo A, verificou-se que o tipo de ligante exerce forte influência sobre o comportamento mecânico de um solo estabilizado. De facto, é devido às interacções físico-químicas desencadeadas pelo ligante que se processam as mais expressivas alterações mecânicas no solo estabilizado. Tal como referido na secção 2.3.3, a escolha do(s) ligante(s) que melhor estabiliza(m) um dado solo deve basear-se em estudo laboratorial próprio, conforme o especificado em EN 14679 (2005).

Face aos estudos anteriormente apresentados (secção 2.3 e Anexo A), pode-se

considerar que os parâmetros relacionados com as características do ligante se encontram analisados.

#### 2.4.1.2 – Parâmetros relacionados com as características e condições do solo de origem (não estabilizado)

As características e condições do solo influenciam sobremaneira a sua estabilização, devendo serem consideradas no estudo laboratorial, no qual se devem utilizar, na medida do possível, amostras de solo no estado natural (atente-se que as características e condições de um solo são usualmente impossíveis de alterar em campo). De entre as inúmeras características de um solo, analisar-se-ão de seguida algumas das que se consideram serem mais importantes na estabilização de um solo, ou seja, o teor em água, o teor em matéria orgânica, o pH e a composição granulométrica do solo.

O efeito do teor em água sobre a estabilização de um solo encontra-se evidenciado no estudo publicado pelo *Coastal Development Institute of Technology* (CDIT) em 1999, referente à estabilização da argila do porto de Yokohama ( $w_L = 78,8\%$ ;  $w_P = 39,1\%$ ;  $w_{nat} \approx 102,5\%$ ) com cimento Portland aplicado isoladamente ou misturado com escória granulada de alto forno. A Figura 2.3 resume os resultados obtidos, podendo-se concluir que o efeito estabilizante, traduzido pela resistência ( $q_u$ ) avaliada em ensaios de compressão não confinada (UCS), diminui quase linearmente à medida que se aumenta o teor em água, independentemente do tipo e da quantidade de ligante. Este facto é justificado pelo incremento do volume de vazios à medida que se aumenta o teor em água, originando uma matriz mais aberta, logo, menos resistente.

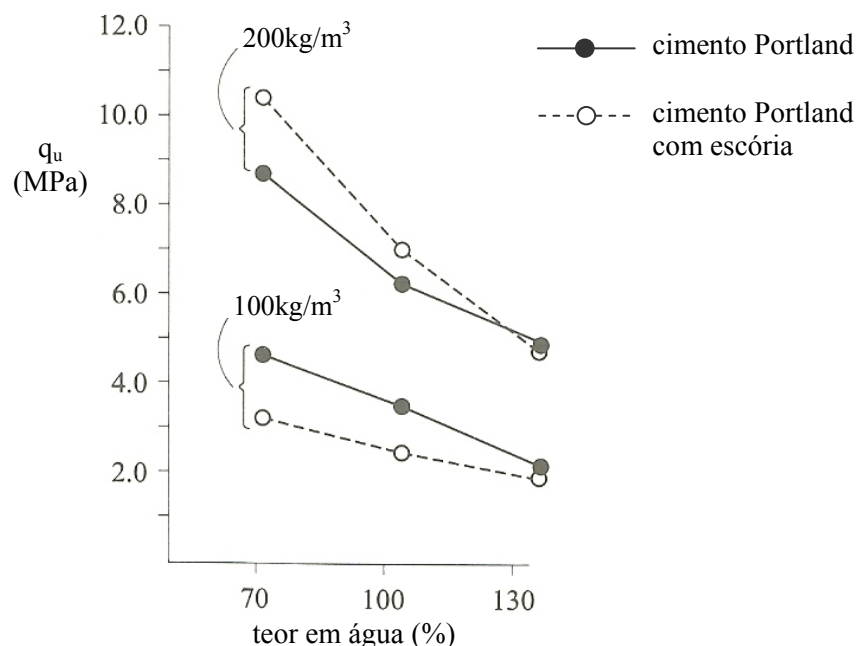


Figura 2.3 – Influência do teor em água (amostras laboratoriais com 91 dias de cura, submetidas a ensaios UCS; CDIT, 1999; adaptado de Kitazume e Terashi, 2002).

O efeito da matéria orgânica sobre a estabilização de um solo pode ser claramente visualizado a partir da análise da Figura 2.4. Tendo por base os resultados apresentados na figura, Miura *et al.* (1988) concluem que a matéria orgânica condiciona sobremaneira as características mecânicas do solo estabilizado, verificando-se ocorrer redução da  $q_u$  à medida que aumenta o teor em matéria orgânica. Este comportamento é justificado pelas razões anteriormente apresentadas (secção 2.3.1). Miura *et al.* (1988) sugerem uma forma de contornar o efeito negativo associado à presença da matéria orgânica, a qual passa pela escolha adequada do tipo de ligante (é possível verificar na Figura 2.4 que a cal viva produz melhores resultados do que o cimento Portland para teores em matéria orgânica não superiores a 6, invertendo-se a escolha para valores acima de 6), e pelo aumento da quantidade de ligante adicionada ao solo.

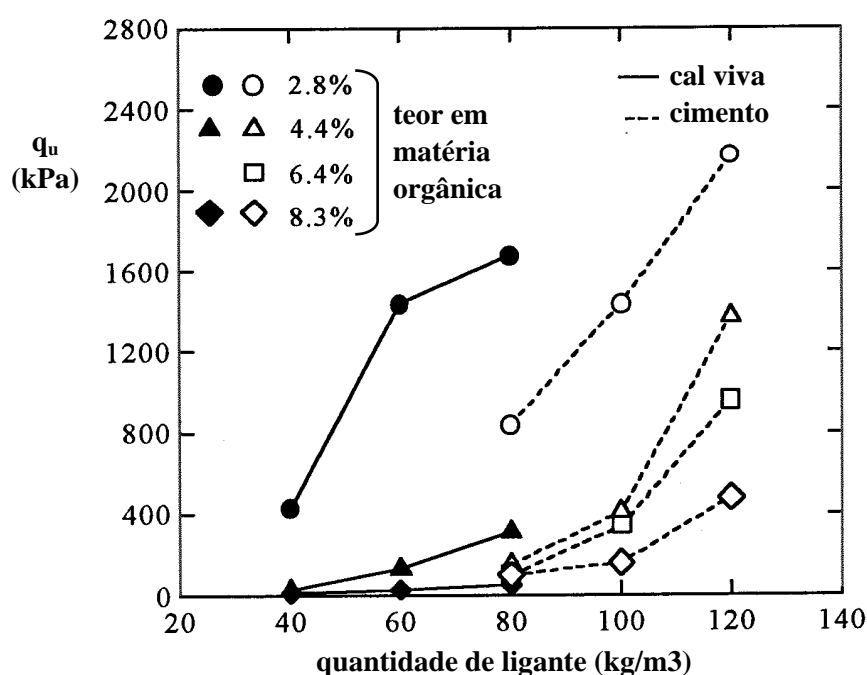


Figura 2.4 – Influência da matéria orgânica sobre a estabilização da argila de Ariake (amostras laboratoriais com 28 dias de cura, submetidas a ensaios UCS; adaptado de Miura *et al.*, 1988).

O efeito do pH na estabilização de um solo foi estudado por Thompson (1966), entre outros, aquando da estabilização com cal viva de vários solos de Illionois (EUA), Figura 2.5. Da figura é possível observar que existe uma clara tendência de decréscimo de  $q_u$  com o aumento da acidez do solo, isto é, com a diminuição do pH. Este facto é explicado pela redução da velocidade das reacções pozolânicas em meios de pH baixo.

Do até agora exposto, pode-se considerar de forma muito sucinta, que o efeito da estabilização de um solo, medido em termos de resistência mecânica, será tanto maior quanto menor for o teor em água, menor o teor em matéria orgânica e maior o pH.

A distribuição granulométrica das partículas de um solo tem óbvias implicações sobre o comportamento mecânico do solo estabilizado (Kitazume e Terashi, 2002). Niina *et al.* (1977) e Terashi *et al.* (1977) analisaram os efeitos da adição de partículas de dimensão areia

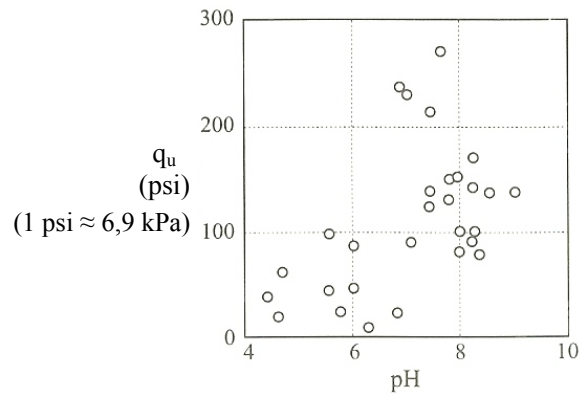


Figura 2.5 – Influência do pH do solo (amostras laboratoriais submetidas a ensaios UCS; Thompson, 1966; adaptado de Kitazume e Terashi, 2002).

a dois solos argilosos, tendo os autores verificado existir uma melhoria significativa em termos de resistência mecânica até fracções de areia não superiores a 60%, valor a partir do qual a adição de areia ao solo começa a ser contraproducente (Figura 2.6). A partir destes resultados, comprovados por Clough *et al.* (1981) e Chang e Woods (1992), os autores concluem que a estabilização de um solo é tanto melhor quanto melhor graduada for a sua distribuição granulométrica, devendo conter considerável percentagem de finos e uma percentagem de areia não superior a 60%. Os autores sugerem que nestas condições, os pontos de contacto são mais numerosos permitindo um maior número de ligações cimentícias entre as partículas sólidas.

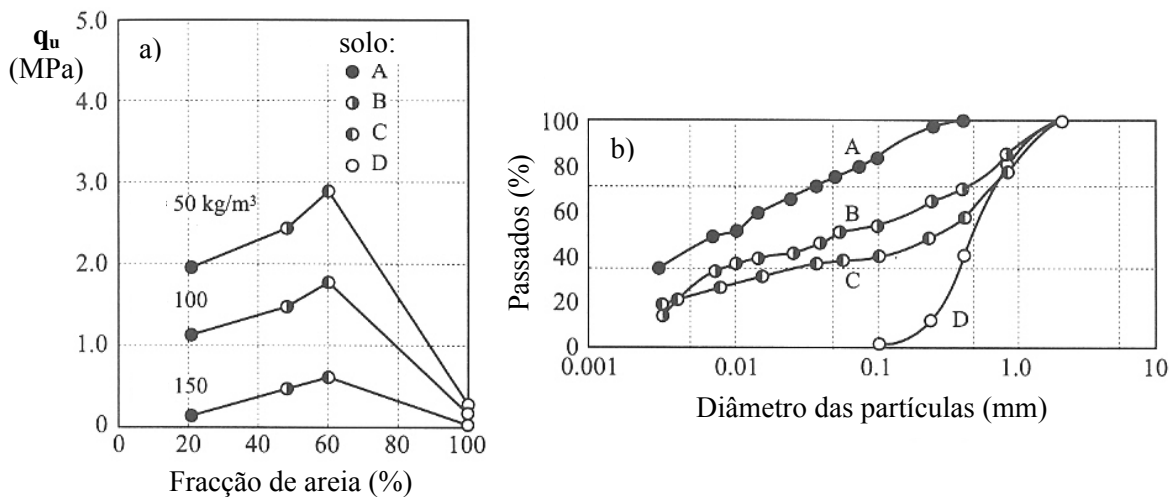


Figura 2.6 – Influência da distribuição granulométrica na estabilização de um solo argiloso (Niina *et al.* 1977; adaptado de Kitazume e Terashi, 2002).

### 2.4.1.3 – Parâmetros relacionados com as condições de mistura

As condições de mistura, traduzidas pelo tempo e velocidade de rotação de mistura, têm óbvios reflexos na dispersão e homogeneização do ligante, interferindo deste modo com



as características mecânicas do material estabilizado. A homogeneização do ligante depende também do tipo de misturadora e geometria da pá utilizada, das características do solo e da quantidade de ligante (Carlsten e Ekström, 1997; Larsson, 2003).

Não obstante os inúmeros parâmetros que influenciam a homogeneização do ligante no solo, os mesmos podem ser facilmente controlados em laboratório mediante a realização de um estudo preliminar ao da estabilização propriamente dito. Dadas as condições de mistura em campo serem consideravelmente diferentes das de laboratório, não se devem extrapolar as condições de mistura de laboratório (nomeadamente, o tempo e a velocidade de rotação) para o campo. Uma vez em campo, é igualmente possível, e recomendável, proceder a ajustes durante a construção dos primeiros elementos de solo estabilizado, por forma a se obter uma boa dispersão e mistura do ligante na quantidade especificada (Carlsten e Ekström, 1997; EuroSoilStab, 2001; JGS 0821, 2000; Kitazume e Terashi, 2002; Larsson, 2003; EN 14679, 2005). Os ajustes de campo passam pela escolha da geometria e dimensões da pá misturadora (por forma a se evitar concentrações de ligante), ajuste combinado da pressão de injeção dos ligantes (a qual é em geral modesta), da velocidade de ascensão da haste, e da velocidade de rotação das pás. Procedendo desta forma, consegue-se controlar a quantidade de ligante introduzida e garantir que o mesmo é adequadamente misturado com o solo.

Opta-se pela não apresentação de resultados referentes ao impacto das condições de mistura na estabilização de um solo, por três razões principais. A primeira está relacionada com o acima exposto, ou seja, é possível, e desejável, proceder sempre a um estudo preliminar por forma a ajustar os principais parâmetros da mistura. O segundo motivo tem haver com os inúmeros parâmetros que estão presentes neste tipo de estudos (tipo e geometria da pá misturadora, velocidade de rotação, tipo de misturadora, tempo de mistura, características do solo, quantidade e o tipo de ligante, temperatura e humidade, etc.) o que condiciona a análise de resultados, seja qual o for o parâmetro em estudo. Acresce, por último, que a generalidade dos estudos apresentados na bibliografia enferma de insuficiente caracterização, sendo de difícil interpretação. Estes dois últimos aspectos reforçam a recomendação da realização de estudo preliminar conducente à definição das condições de mistura (Carlsten e Ekström, 1997; EuroSoilStab, 2001; JGS 0821, 2000; Kitazume e Terashi, 2002; Larsson, 2003; EN 14679, 2005).

Apesar do agora referido, o tempo de mistura é geralmente entendido como um índice caracterizador da homogeneização da mistura (EuroSoilStab, 2001; JGS 0821, 2000; Kitazume e Terashi, 2002; EN 14679, 2005). Nesse sentido, compreende-se por que os documentos normativos respeitantes à preparação laboratorial de amostras “apenas” indiquem que o tempo de mistura deverá ser o “suficiente” à produção de uma mistura homogénea.

#### 2.4.1.4 – Parâmetros relacionados com as condições de cura

As condições de cura condicionam o desenvolvimento das interacções físico-químicas que se processam no interior do material estabilizado, influenciando deste modo o seu comportamento mecânico. Não obstante o facto de os produtos das reacções de hidratação e pozolânicas exibirem, em geral, grande durabilidade, em certos ambientes e sob determinadas condições, estes podem ser destruídos, facto que poderá ocorrer muito rapidamente. De modo a se assegurar o período de vida considerado para a estabilização do solo, esta deverá ser dimensionada considerando o ambiente onde se insere, atendendo-se a eventuais ataques químicos e/ou físicos (Carlsten e Ekström, 1997; EuroSoilStab, 2001; EN 14679, 2005). Idealmente, as condições de cura de laboratório deveriam reproduzir de forma tão fiel quanto possível as de campo, apesar de existirem aspectos de muito difícil, por vezes até impossível, reprodução em laboratório. No entanto, as condições susceptíveis de controlo em laboratório devem ser ajustadas em função das condições de campo.

Nesta secção analisar-se-ão os parâmetros que se julgam ser os mais expressivos na aplicação da técnica de *deep mixing* aos solos portugueses, ou seja, o tempo de cura, a temperatura e a pressão vertical (ainda que este último não tenha sido considerado na análise de Terashi, 1997, Quadro 2.3).

Tal como anteriormente referido, é de esperar que com o aumento do tempo de cura ocorra uma melhoria do comportamento mecânico do solo estabilizado, fruto do desenvolvimento das reacções pozolânicas. Este efeito encontra-se claramente demonstrado na Figura 2.7, referente à estabilização de 8 diferentes tipos de solos japoneses com cimento Portland (Kawasaki *et al.*, 1981). A quantidade de ligante aplicada encontra-se expressa pelo parâmetro teor em ligante,  $a_w$ , definido como a razão entre as massas secas de ligante e de solo. Pode-se concluir que, independentemente do solo, a resistência  $q_u$  cresce com o tempo de cura, crescendo este efeito com o teor em ligante (o que se deve ao facto de a uma maior quantidade de ligante corresponder a produção de maior quantidade de hidróxido de cálcio, potenciando deste modo as reacções pozolânicas). Interessante é o facto de a evolução da resistência  $q_u$  seguir um andamento quase linear com o logaritmo do tempo (Figura 2.8), tal como o demonstrado por Terashi *et al.* (1977), Terashi e Kitazume (1992), Yoshida *et al.* (1992), CDIT (1999), Horpibulsuk (2001) e Horpibulsuk *et al.* (2003).

A temperatura tem óbvios reflexos na estabilização de um solo, na medida em que potencia o desenvolvimento das interacções físico-químicas solo-ligante-água. De facto, com o aumento da temperatura verifica-se que as reacções cimentícias se processam com maior velocidade, contribuindo deste modo para um mais rápido efeito estabilizador (Saitoh *et al.*, 1980; Bergado *et al.*, 1996; Kitazume e Terashi, 2002; Åhnberg, 2006). Este aspecto pode ser visualizado na Figura 2.9, relativa à estabilização de dois solos argilosos japoneses com cimento Portland, aplicado em diferentes teores em ligante,  $a_w$  (Saitoh *et al.*, 1980).

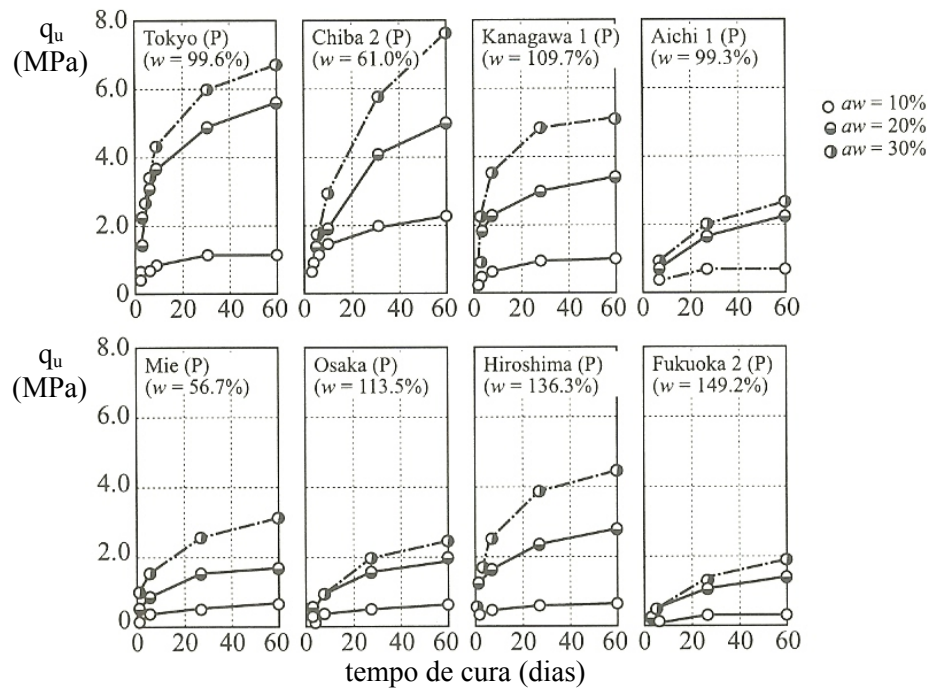


Figura 2.7 – Evolução da resistência à compressão não confinada com o tempo de cura (Kawasaki *et al.*, 1981; adaptado de Kitazume e Terashi, 2002).

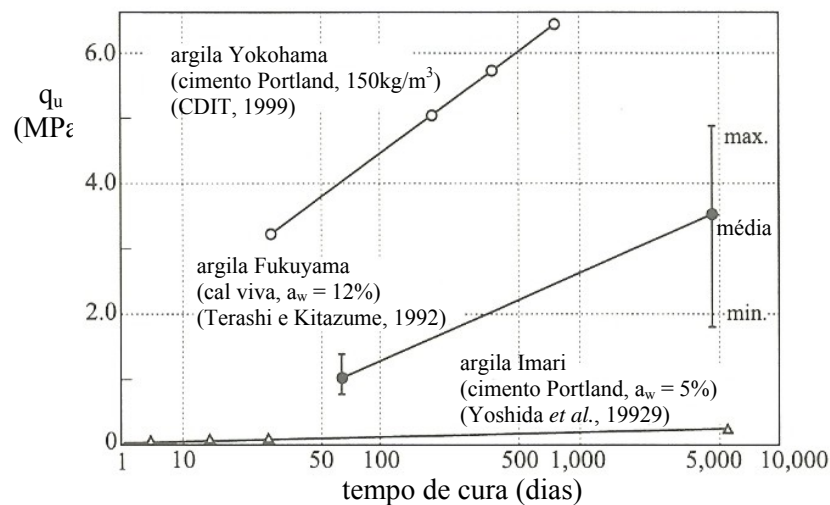


Figura 2.8 – Evolução da resistência à compressão não confinada com o logaritmo do tempo de cura (Terashi e Kitazume, 1992; Yoshida *et al.*, 1992; CDIT, 1999; adaptado de Kitazume e Terashi, 2002).

Da figura pode-se concluir que a resistência  $q_u$  cresce com o aumento da temperatura, tendendo no entanto este efeito a reduzir-se com o aumento do tempo de cura.

Em campo e em profundidade, o material estabilizado encontra-se sujeito a diferentes níveis de pressão, sendo de todo conveniente avaliar de que forma estes influenciam a estabilização. Para tal, é comum considerar-se no estudo laboratorial a actuação de uma pressão vertical nas amostras durante a cura, simulando desta forma o efeito associado ao peso próprio e/ou à actuação de uma pressão suplementar aplicada à superfície.

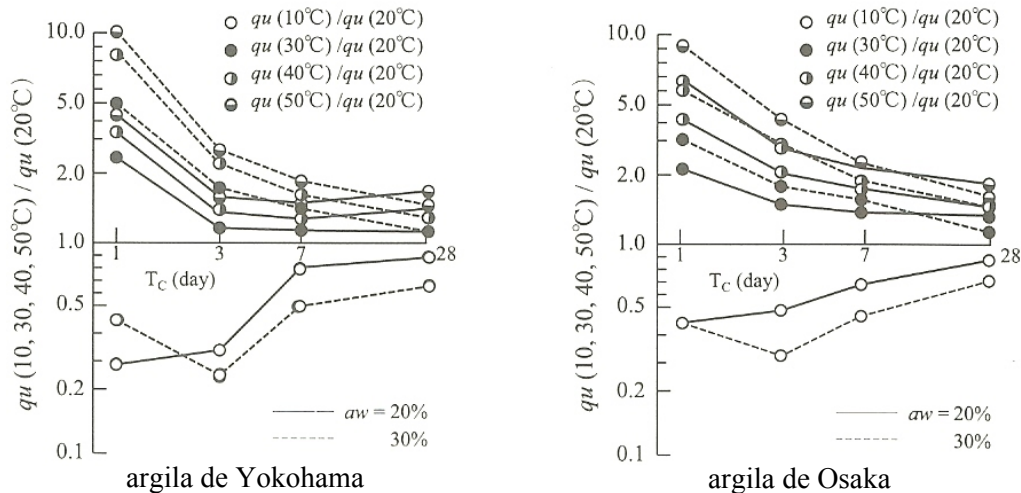


Figura 2.9 – Influência da temperatura na estabilização de um solo argiloso (Saitoh *et al.*, 1980; adaptado de Kitazume e Terashi, 2002).

Em estudos conduzidos por Åhnberg *et al.* (2001) e Åhnberg (2006), sobre a estabilização da turfa de Dölme com cimento Portland misturado com escória, cal viva ou cinza volante (aplicados em diferentes proporções em massa, e nas dosagens de 100 e 200kg/m<sup>3</sup>), verificou-se que a aplicação o mais cedo quanto possível de uma pressão vertical suplementar tem impacto sobre a resistência mecânica do solo estabilizado (Figura 2.10). O factor determinante não é o valor da carga aplicada, antes sim a deformação vertical resultante da aplicação da carga, Åhnberg *et al.* (2001). A deformação vertical do solo estabilizado traduz-se por um menor afastamento interpartículas do solo, do ligante e do solo-ligante, promovendo o desenvolvimento das interacções solo-ligante-água, responsáveis pela melhoria em termos de comportamento mecânico. A deformação vertical será tanto maior quanto maior a carga aplicada (Figura 2.10), menor o peso volúmico do solo não estabilizado, menor a distância às fronteiras permeáveis, e menor for o atraso da aplicação da carga, Figura 2.11 (Åhnberg, 2006). Daí que a carga suplementar deva ser aplicada o mais cedo quanto possível, nas primeiras fases da cura, onde as reacções originadas pelos ligantes ainda não são expressivas, tal como o recomendado em EuroSoilStab (2001).

No entanto, a carga aplicada não deve ser excessiva, de modo a evitar-se grandes deformações de corte durante as primeiras fases de cura, associadas à quebra das ligações entre partículas (Hammond, 1981; Åhnberg, 2006). O solo estabilizado tem capacidade para recuperar, contudo, esta capacidade de recuperação diminui com o aumento do tempo de cura para o qual ocorreu a quebra das ligações (Hammond, 1981).

Uma vez analisada a influência potencial dos vários parâmetros capazes de determinar a estabilização de um solo, inicia-se o estudo acerca do impacto que a estabilização origina em termos das principais propriedades com interesse para a engenharia civil. Assim, seguidamente analisar-se-ão, de forma sucinta, quais as modificações fundamentais decorrentes da estabilização de um solo. Estas mesmas propriedades serão objecto de extensa caracterização durante a segunda parte do trabalho.

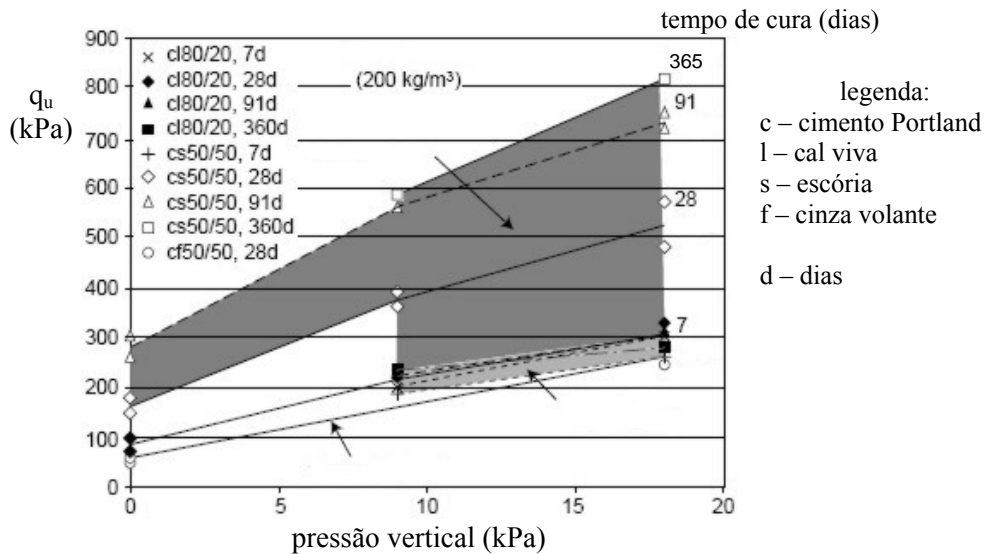


Figura 2.10 – Evolução da resistência à compressão não confinada com a pressão vertical (adaptado de Åhnberg *et al.*, 2001).

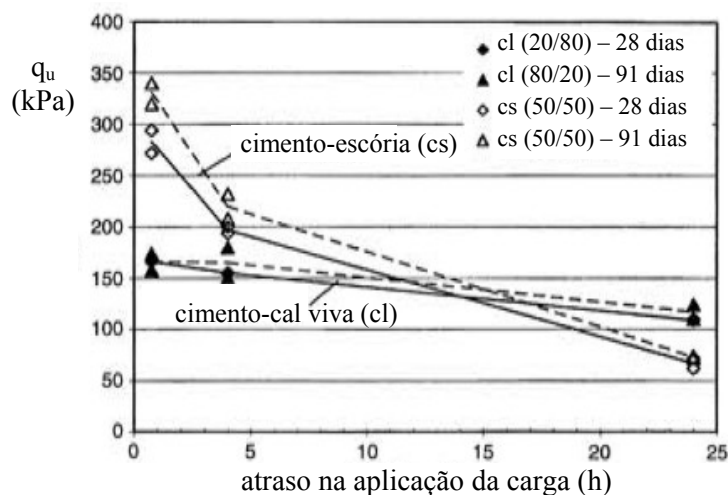


Figura 2.11 – Evolução da resistência à compressão não confinada com o atraso na aplicação da pressão vertical (adaptado de Åhnberg *et al.*, 2001).

## 2.4.2 – Propriedades com interesse para a engenharia

### 2.4.2.1 – Propriedades físicas

Com base na generalidade dos estudos publicados, é possível concluir que devido ao facto de a estabilização de um solo desencadear reacções químicas, nas quais existe “consumo” de água, o material estabilizado é caracterizado por um menor teor em água face ao solo original (não estabilizado). Em termos de peso volúmico, este em geral cresce ligeiramente face ao do solo original, tendo sido observados acréscimos até 15% (Porbaha *et al.*, 2000; Horpibulsuk, 2001; Åhnberg *et al.*, 2003; Åhnberg, 2006; Hernandez-Martinez,

2006), dependendo do tipo de ligante (no caso da cal viva registam-se menores acréscimos do que no caso do cimento Portland, facto este relacionado com a quantidade de produtos das reacções e com a massa volúmica dos ligantes), e do teor em água adicionado (os menores valores são registados para a variante húmida da técnica de *deep mixing*). Globalmente, o volume de vazios do solo reduz-se devido ao facto de parte do volume de água se encontrar agora preenchido pelos produtos resultantes das reacções químicas (Horpibulsuk, 2001; Åhnberg, 2006; Hernandez-Martinez, 2006; Lorenzo e Bergado, 2006).

#### 2.4.2.2 – Permeabilidade

A permeabilidade, ou condutividade hidráulica, é uma propriedade de enorme interesse uma vez que dela depende a velocidade com que se dissipam os excessos de pressão intersticiais gerados por um carregamento, com impacto sobre as condições de drenagem (drenado ou não drenado) a considerar na análise de resistência. Em certas aplicações da técnica de *deep mixing* (tais como, controlo da percolação e/ou barreira impermeável), a permeabilidade apresenta-se como o principal requisito funcional da estabilização.

Estudos conduzidos por diversos autores (Baker, 2000; Porbaha *et al.*, 2000; Horpibulsuk, 2001; Kitazume e Teashi, 2002; Åhnberg, 2006; Lorenzo e Bergado, 2006; Yin e Fang, 2006) acerca da permeabilidade de solos estabilizados com vários tipos de ligantes, aplicados em diferentes quantidades e no estado seco ou em calda, têm conduzido a resultados divergentes, indicando que a permeabilidade do solo estabilizado face à do não estabilizado aumenta nuns casos, e diminui noutros. A razão entre os coeficientes de permeabilidade do solo estabilizado e não estabilizado ( $k_e/k_o$ ) pode variar entre 1/100 até 100 (Yin e Fang, 2006). Tais variações podem ser explicadas pelas alterações estruturais decorrentes da estabilização, as quais dependem do tipo e quantidade de ligante, das condições de pressão, do tipo de solo e seu teor em água, e se a técnica de *deep mixing* é aplicada na variante seca ou húmida. No entanto, em qualquer dos estudos referidos, registou-se que a permeabilidade decresce no tempo, consequência do desenvolvimento das reacções pozolânicas.

A Figura 2.12 ilustra os resultados referentes a vários solos suecos, estabilizados com diferentes ligantes e sob distintas condições (Åhnberg, 2003 e 2006). Os resultados espelham os comentários acima indicados, podendo-se claramente visualizar que a permeabilidade do solo estabilizado aumenta com o teor em água, correspondendo-lhe uma menor resistência à compressão não confinada,  $q_u$ , reflexo do maior volume de vazios do solo estabilizado.

#### 2.4.2.3 – Propriedades mecânicas

Tendo por base os estudos até agora referidos, pode-se deduzir que a estabilização química de um solo terá significativos impactos sobre as propriedades mecânicas do material daí resultante, as quais interessa agora caracterizar. Sob o ponto de vista mecânico, as

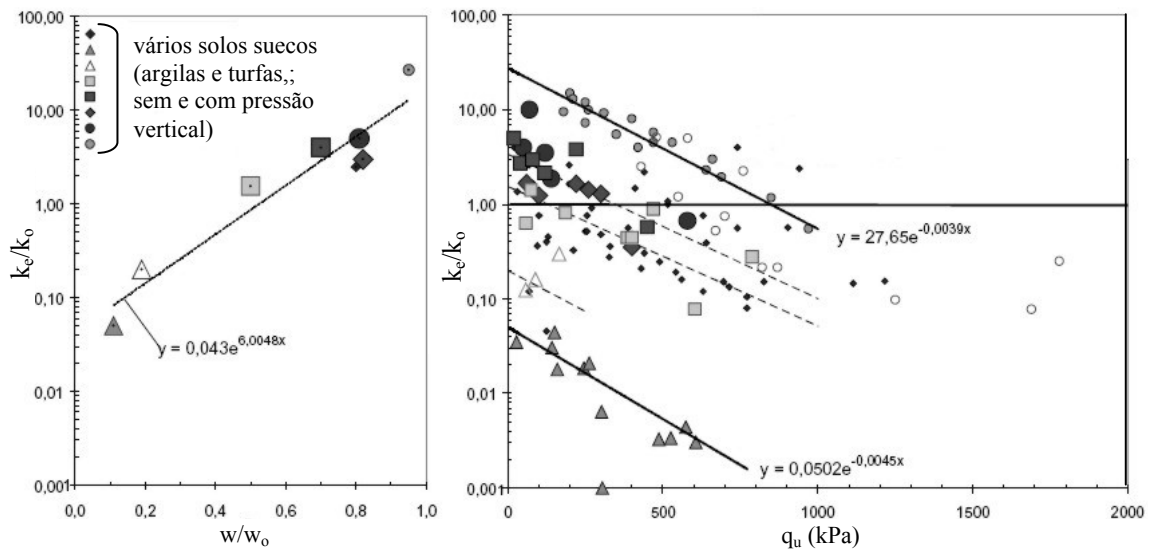


Figura 2.12 – Variação do coeficiente de permeabilidade com o teor em água e com a resistência à compressão não confinada (adaptado de Åhnberg, 2003).

propriedades com interesse para a engenharia civil são a compressibilidade e o comportamento tensão-deformação-resistência ao corte, seguidamente analisadas de forma sumária.

O comportamento mecânico é fortemente condicionado pelas alterações estruturais decorrentes da estabilização, traduzida por nova fábrica (em geral caracterizada por um menor índice de vazios), e por ligações cimentícias entre as partículas sólidas, responsáveis pela construção de um esqueleto sólido rígido e resistente.

Ao solicitar o material estabilizado sob condições de perfeito confinamento, verifica-se que o comportamento é caracterizado por exibir reduzida compressibilidade até se atingir a tensão de cedência, tensão esta que é consideravelmente superior à tensão de pré-consolidação do solo original. Estes dois factos estão directamente relacionados com a elevada resistência das ligações cimentícias (Uddin *et al.*, 1997; Nagaraj *et al.*, 1998; Kamruzzaman, 2002; Horpibulsuk, 2001; Horpibulsuk *et al.*, 2004; Lorenzo e Bergado, 2004 e 2006), logo, a todos os parâmetros que a ela estão relacionados. O comportamento do solo estabilizado pós-tensão de cedência é em geral caracterizado por maior compressibilidade do que o solo original (não estabilizado), reflectindo o comportamento colapsível do solo estabilizado com a quebra abrupta das ligações cimentícias (desestruturação). Progressivamente, o comportamento do solo estabilizado tende para o do solo não estabilizado. Este comportamento encontra-se adequadamente descrito na Figura 2.13, referente à estabilização da argila de Bangucoque ( $w_L = 103\%$ ;  $w_P = 43\%$ ;  $w_{nat} \approx 80\%$ ) com cimento Portland aplicado num teor em ligante de 10%. A figura permite igualmente observar que a tensão de cedência se reduz com o aumento do teor em água, consequência directa do aumento do índice de vazios, no entanto, a compressibilidade pré e pós-tensão de cedência parecem ser indiferentes às variações

ocorridas no teor em água. Este facto coloca em destaque a importância da resistência das ligações cimentícias no comportamento mecânico de um solo estabilizado.

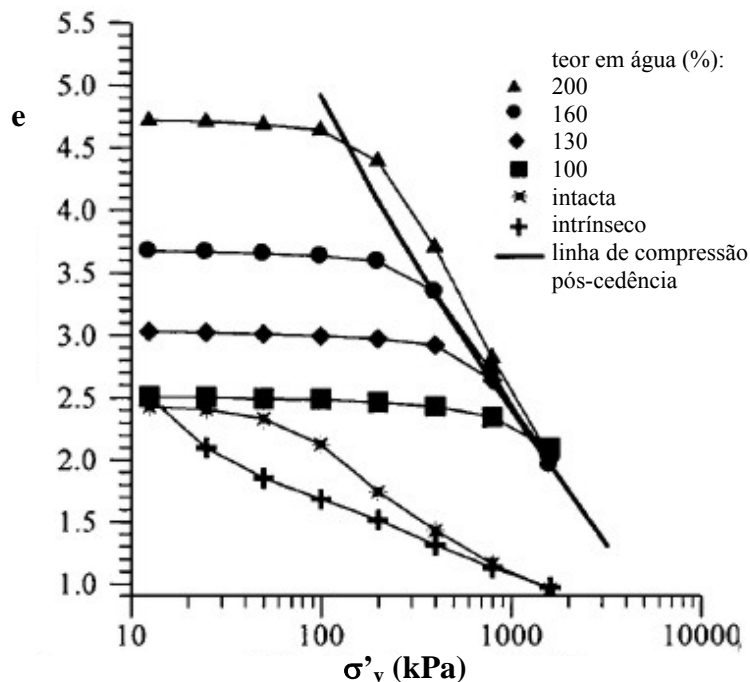


Figura 2.13 – Curvas de compressão referentes à argila de Bangucoque estabilizada com cimento Portland ( $a_w = 10\%$ ) e não estabilizada (adaptado de Lorenzo e Bergado, 2006).

Quando o material estabilizado é solicitado ao corte triaxial verifica-se, uma vez mais, que o comportamento é dependente da resistência das ligações cimentícias entre as partículas sólidas, pelo menos até se dar a cedência das mesmas, tendendo depois o comportamento para o do solo não estabilizado (Coop e Atkinson, 1993; Uddin *et al.*, 1997; Cuccovillo e Coop, 1999; Malandraki e Toll, 2000 e 2001; Horpibulsuk, 2001; Lorenzo e Bergado, 2006). Também neste caso, o comportamento depende dos parâmetros que influenciam a resistência das ligações cimentícias. A esses parâmetros acresce, contudo, um outro relacionado com a pressão de confinamento aplicada no ensaio triaxial, uma vez que esta quando supera a resistência das ligações cimentícias, produz alterações ao nível da estrutura do solo estabilizado tais que o comportamento deste tende a ser idêntico ao do solo original (não estabilizado), na medida em que a resistência passa a depender unicamente da componente atrítica (friccional), Coop e Atkinson (1993), Uddin *et al.*, (1997), Cuccovillo e Coop (1999), Malandraki e Toll (2000 e 2001), Horpibulsuk (2001), Horpibulsuk e Miura, (2001), Horpibulsuk *et al.* (2004 e 2005), Åhnberg (2006).

Assim, para pressões de confinamento inferiores à tensão de cedência do solo estabilizado (situação comum na generalidade das aplicações da técnica de *deep mixing*), o material ao ser solicitado sob condições drenadas ou não drenadas, começa por exibir um comportamento bastante rígido em consequência das ligações cimentícias. A rotura é claramente caracterizada por um pico, correspondente à perda abrupta de resistência por



quebra das ligações cimentícias. Pós-rotura de pico, e à medida que as ligações cimentícias vão sendo progressivamente destruídas, o comportamento tende para o do solo original (não estabilizado), Coop e Atkinson (1993), Uddin *et al.*, (1997), Cuccovillo e Coop (1999), Malandraki e Toll (2000 e 2001), Horpibulsuk (2001), Horpibulsuk *et al.* (2004 e 2005), Åhnberg (2006). Ao nível das grandes deformações, o comportamento do solo estabilizado poderá se situar ligeiramente acima do correspondente ao do solo original devido ao aumento da taxa de dilatação, consequência directa das alterações ocorridas ao nível da granulometria do solo estabilizado, a qual é mais grosseira fruto das ligações cimentícias estabelecidas entre as partículas sólidas (Lade e Overton, 1989). Os resultados obtidos por Horpibulsuk (2001) aquando da estabilização da argila de Ariake ( $w_L = 120\%$ ;  $w_P = 57\%$ ;  $w_{nat} \approx 130\%$ ) com cimento Portland aplicado num teor em ligante de 12%, traduzem adequadamente o comportamento agora descrito, Figura 2.14. Na figura incluem-se também os resultados referentes à condição de pressão de confinamento superior à tensão de cedência (380 kPa), permitindo desta forma melhor atestar algumas das afirmações referidas.

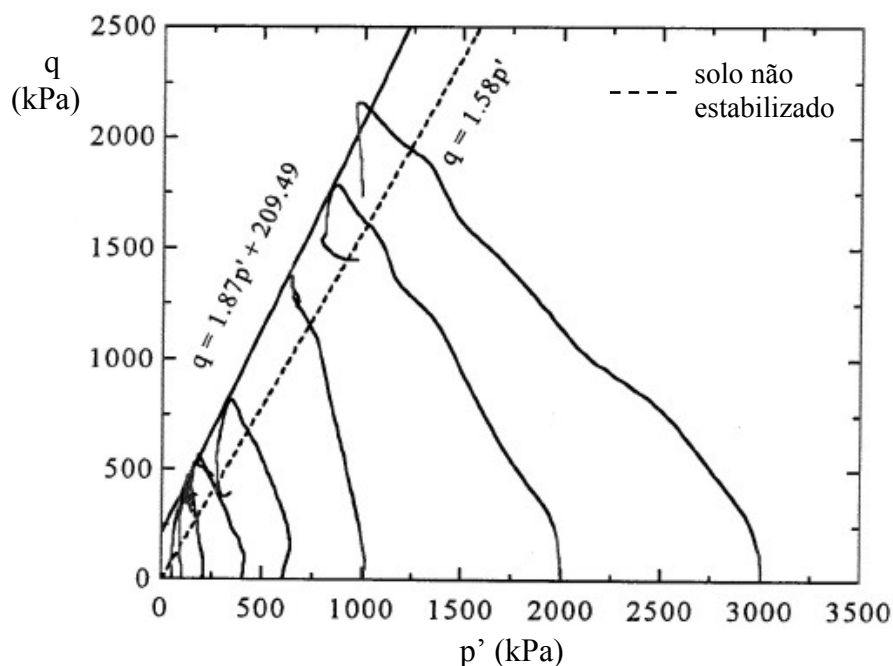


Figura 2.14 – Trajectórias de tensões efectivas de ensaios triaxiais não drenados referentes à argila de Ariake com cimento Portland ( $a_w = 12\%$ ) (adaptado de Horpibulsuk, 2001).

Atendendo aos resultados agora apresentados, verifica-se que o comportamento se enquadra no geral nas idealizações apresentadas por Leroueil e Vaughan (1990), Coop e Atkinson (1993) e Cuccovillo e Coop (1999), para um solo fortemente estabilizado quando sujeito a baixos níveis de tensões de confinamento (sendo o comportamento até à rotura essencialmente controlado pelas ligações cimentícias). Os referidos autores indicam que o comportamento é dependente fundamentalmente do estado inicial do solo estabilizado face à superfície de estado limite e à linha de estado crítico (LEC) do solo não estabilizado. Assim, ao solicitar o solo estabilizado sob condições de perfeito confinamento, este evolui para

estados situados fora da linha correspondente ao comportamento intrínseco (LCVI) do material não estabilizado, alcançando zonas do espaço ( $v$ - $\ln p'$ ) impossíveis de atingir pelo solo não estabilizado (Figura 2.15 a)), evidenciando a existência de um comportamento verdadeiramente metaestável, controlado fundamentalmente pelas ligações cimentícias até à cedência. Após a cedência existe uma quebra gradual dessas ligações à medida que é incrementado o nível de tensão, tendo por consequência um evolutivo controlo por parte da fábrica.

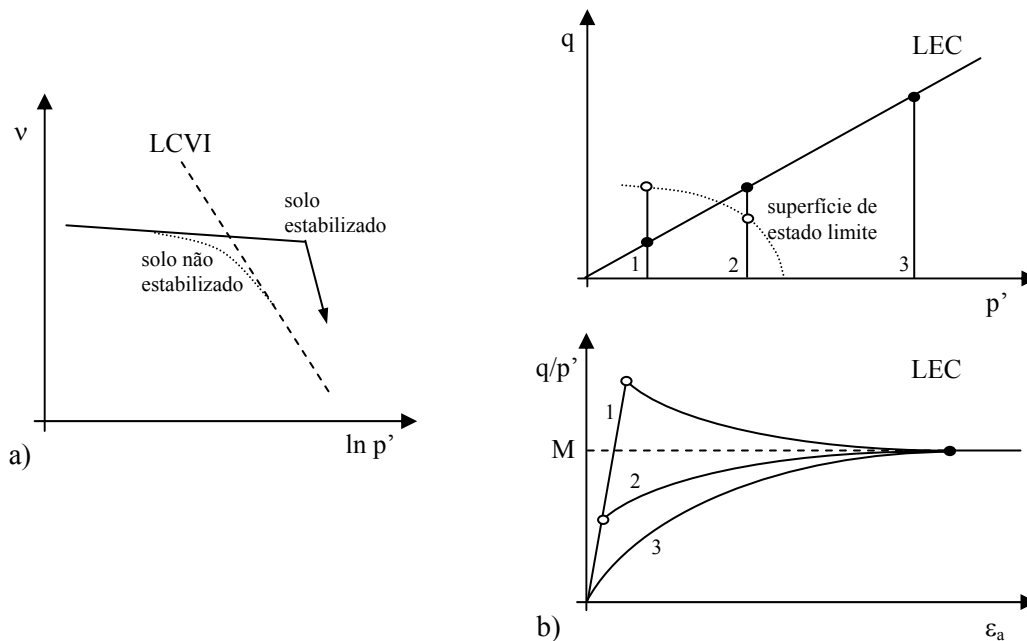


Figura 2.15 – Modelo idealizado para descrição do comportamento mecânico de um solo fortemente estabilizado (adaptado de Leroueil e Vaughan, 1990; Coop e Atkinson, 1993; e Cuccovillo e Coop, 1999).

Quando sujeito ao corte triaxial, e para estados de tensão relativamente baixos (interiores à superfície de estado limite, curva 1 na Figura 2.15 b)), o comportamento é do tipo frágil, caracterizado por um troço inicial aparentemente elástico, ocorrendo um pico para pequenas deformações e para tensões bem acima da superfície de estado limite do solo não estabilizado. O comportamento até ao pico é fundamentalmente dependente das ligações cimentícias. Pós-pico, observa-se um súbito decréscimo de resistência devido à quebra abrupta dessas ligações, passando o comportamento a estar dependente da resistência atrítica (friccional). Ao nível das grandes deformações, o comportamento tende para a linha de estado crítico do solo não estabilizado. Ao se incrementar as tensões de confinamento (curvas 2 e 3 na Figura 2.15 b)), o comportamento do solo estabilizado evolui, tendendo para o comportamento do solo não estabilizado (a resistência passa a depender apenas da componente friccional).

**parte I**

**CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO  
SOLO MOLE DO BAIXO MONDEGO**



## IDENTIFICAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DO LOCAL EXPERIMENTAL (QUINTA DA FOJA)

### 3.1 – Introdução

Todo o presente trabalho tem por base o mesmo solo, cuja localização geográfica do local experimental se encontra identificada na Figura 3.1, encontrando-se numa parcela de terreno agrícola na Quinta da Foja, junto a Santa Eulália, entre os km 11 e 12 da A14/IP3, ao lado esquerdo no sentido Figueira da Foz – Coimbra.

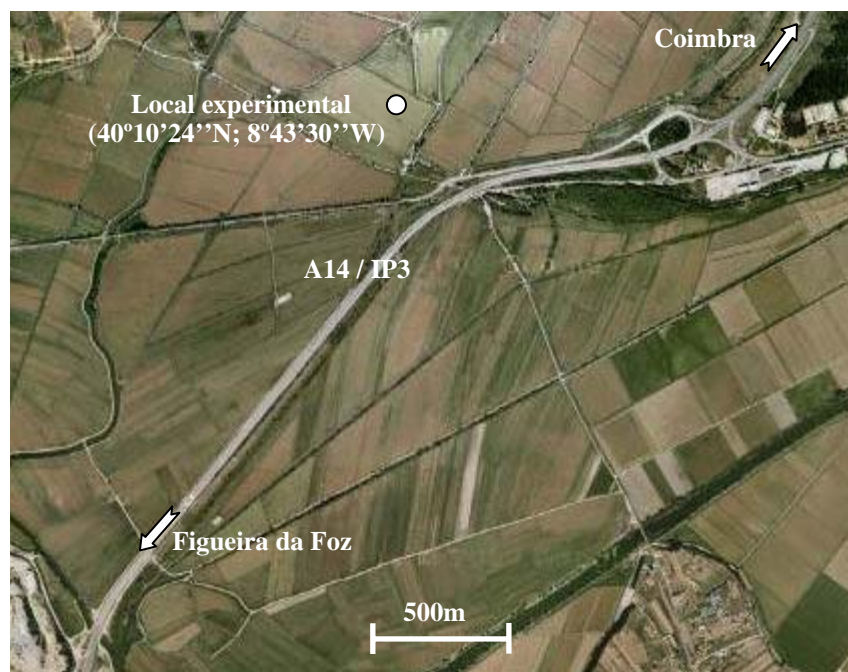


Figura 3.1 – Mapa de localização geográfica do local experimental (fonte: Google – Imagens © 2010 Digital Globe).

Na zona em estudo um intenso trabalho experimental, com ensaios de campo e laboratoriais, foi levado a cabo ao longo de vários anos pelo Laboratório de Geotecnia do

Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra (DEC-UC), com o objectivo da caracterização geotécnica deste depósito. De entre estes trabalhos destacam-se 3 campanhas de prospecção geotécnicas (realizadas entre Junho de 1993 e Abril de 1995), estudos laboratoriais que culminaram em diversas teses de mestrado e doutoramento (Adams, 1994; Hindle, 1994; Phillipson, 1994; Amaral, 1995; Soares, 1995; Coelho, 2000; Venda Oliveira, 2000; Mira, 2008; Pinheiro, 2009; Serra, 2009; Vilaranda, 2009), monitorização de aterros da A14/IP3 em secções instrumentadas, bem como retroanálises e previsões acerca do comportamento da fundação dos aterros (Lemos *et al.*, 1994; Nogales, 1995; Venda Oliveira, 2000). Não obstante os trabalhos até agora realizados, foi decidido, no âmbito do presente trabalho, encetar um estudo complementar do local por meio de nova campanha de prospecção geotécnica e recolha de amostra de grande volume ( $\approx 2\text{m}^3$ ) para posterior estudo laboratorial acerca da aplicabilidade da estabilização química do solo por mistura com ligantes.

Inicia-se o capítulo com um breve enquadramento geológico do maciço, seguindo-se a apresentação dos principais resultados obtidos a partir das 3 primeiras campanhas de prospecção geotécnica. Posteriormente, é analisada com detalhe a nova campanha de prospecção, complementando os resultados com as principais características físicas, de identificação e classificação do solo obtidas a partir de ensaios laboratoriais.

### 3.2 – Enquadramento Geológico

O conhecimento da história geológica de um qualquer depósito fornece importantes indicações acerca da sua composição, estrutura e propriedades, nomeadamente no que se refere à sua homogeneidade, anisotropia, granulometria, plasticidade, permeabilidade, deformabilidade e resistência. A história geológica de um depósito envolve a rocha-mãe, os processos de alteração, transporte e deposição, bem como os processos geológicos pós-deposição (Coelho, 2000).

O local de estudo (Quinta da Foja) situa-se numa planície aluvial que se estende desde Coimbra até à Figueira da Foz, ocupando uma extensão de cerca de 15 000ha, com um comprimento de aproximadamente de 40km, largura máxima de 4km e um volume de aluviões que se estima em 3 a 4Mm<sup>3</sup> (Almeida *et al.*, 1990). As aluviões sobrepõem-se ao substrato meso-cenozóico, predominantemente siliciclástico, delimitadas lateralmente por relevos estruturais dominados por litologias resistentes (rochas calcárias - os Calcários de Tentúgal, e arenitos bem cimentados - os Arenitos de Carrascal) (Cunha e Dinis, 1995). O vale fluvial, que atinge em certos locais os 40m de profundidade, foi escavado durante a última glaciação (Würm): a formação de espessos glaciares conduziu ao abaixamento do nível do mar em cerca de 120m relativamente à sua posição actual, tendo o sistema de drenagem se adaptado às condições existentes, motivando forte acção erosiva com a escavação de vales

profundos nos rios, particularmente junto à foz (Leroueil *et al.*, 1990). Desde o final do Würm, com o aumento da temperatura no planeta, assistiu-se a uma progressiva redução dos glaciares, induzindo a subida do nível do mar (Transgressão Flandrina), com a consequente sedimentação e formação do depósito aluvionar litoral do Baixo Mondego. Do ponto de vista geológico o depósito é muito recente, de formação posterior à última fase da época Plistocénica do período Quaternário, ou seja, com idade inferior a 20 000 anos. O ambiente de sedimentação é misto, do tipo fluvio-marinho em estuário onde a influência marinha variou ao longo da história de formação do depósito em função da posição do nível do mar.

Quanto à composição mineralógica, esta é relativamente uniforme em profundidade, dado o processo de formação se ter mantido sensivelmente constante ao longo da história do depósito, ainda que sejam de esperar variações granulométricas eventualmente significativas em profundidade, fruto da variação das condições hidrológicas e, consequentemente, de deposição ao longo do tempo (Coelho, 2000). Os principais minerais reflectem a composição da rocha-mãe e os processos de dinâmica sedimentar locais. Atravessando o rio Mondego, a montante, uma zona granítica, é de esperar que mineralogicamente o depósito apresente quartzo, feldspatos, micas (ilite e muscovite), e minerais argilosos, assim como calcite (conchas) fruto da influência marinha no processo de formação do depósito. A matéria orgânica é abundante, resultante da actividade biológica no período da sua formação.

### 3.3 – Campanhas de prospecção geotécnica anteriores

Motivado pela construção do troço da A14/IP3 entre Figueira da Foz-Santa Eulália, desde Junho de 1993 que o local em estudo tem sido objecto de um intenso programa de prospecção geotécnica, o qual incluiu 3 campanhas complementares visando estabelecer o perfil geotécnico, determinação das características físicas e mecânicas dos solos através de ensaios *in situ*, bem como recolher amostras intactas e perturbadas para a realização de ensaios laboratoriais, onde foram analisadas, entre outras, as características de compressibilidade, consolidação e resistência ao corte.

A 1ª e 2ª campanhas de prospecção geotécnica foram conduzidas pela empresa Geocontrolo sob orientação da Junta Autónoma de Estradas (actual Estradas de Portugal) e do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra (DEC-UC), tendo decorrido em Junho e Novembro de 1993, respectivamente. A 1ª campanha consistiu na realização de várias sondagens mecânicas, tendo por objectivo a identificação da possança do depósito de solos moles e a escolha do local para construção de um aterro experimental. A 2ª campanha de prospecção geotécnica compreendeu a execução de 3 sondagens mecânicas, tendo sido realizados em cada furo de sondagem ensaios SPT e de molinete, assim como recolhidas várias amostras intactas.

A 3ª campanha de prospecção geotécnica foi levada a cabo pela empresa SEG – Serviços de Engenharia e Geotecnia e por técnicos do Laboratório de Geotecnia do DEC-UC sob a orientação deste último, tendo os trabalhos decorridos em Março e Abril de 1995. Esta nova campanha foi motivada pela necessidade de melhorar a caracterização de alguns parâmetros geotécnicos insuficientemente avaliados e/ou ignorados nas campanhas precedentes (Coelho, 2000). Envolveu a realização de 2 sondagens mecânicas, ensaios com o Dilatómetro de Marchetti (DMT) e ensaios geofísicos de superfície. Num dos furos de sondagem foram feitas medições frequentes do teor em água, recolha de amostras perturbadas para posterior caracterização laboratorial (ensaios físicos e de identificação), e realizados diversos ensaios de molinete. No outro furo de sondagem foi feita recolha, praticamente contínua, de amostras intactas com medição sistemática do teor em água. Os ensaios geofísicos realizados mostraram-se inadequados face ao tipo de depósito em estudo.

Com base nestas 3 campanhas de prospecção geotécnica, complementadas com intensos estudos laboratoriais, diversos trabalhos científicos foram produzidos, tal como atrás referido, destacando-se de entre estes o desenvolvido por Coelho (2000). O Quadro 3.1 e a Figura 3.2 resumem os principais resultados obtidos no que respeita à caracterização física e de identificação, caracterização mecânica e permeabilidade.

Os parâmetros de resistência ao corte do solo em termos de tensões efectivas foram avaliados a partir de ensaios triaxiais, realizados fundamentalmente com amostras reconstituídas, os quais, excluindo os efeitos da variabilidade natural presente no depósito, foram qualitativamente confirmados pelas amostras intactas (Coelho, 2000). Os parâmetros respeitantes ao estado crítico encontram-se indicados no Quadro 3.1, excluindo a zona superficial sobreconsolidada, salientando-se o facto da forte dependência do tipo de trajectória de tensões (compressão ou extensão), podendo este aspecto condicionar o comportamento do solo de fundação. Tendo por base ensaios triaxiais com consolidação anisotrópica, Coelho (2000) definiu também os parâmetros de resistência ao corte do solo em termos de tensões efectivas na rotura, isto é, definiu a superfície de Hovrslev relativa quer às trajectórias de compressão, quer de extensão:

$$\text{trajectória em compressão} \begin{cases} \phi'_c = 31,3^\circ \\ c'_c = 0,116 \times p'_e \end{cases}$$

$$\text{trajectória em extensão} \begin{cases} \phi'_e = 27,1^\circ \\ c'_e = 0,107 \times p'_e \end{cases}$$

Da análise dos resultados experimentais, as principais conclusões relativas ao depósito de solos moles no local experimental da Quinta da Foja são (Coelho, 2000):

- por ser de origem geológica muito recente, o depósito apresenta-se em geral num estado normalmente consolidado ou muito pouco sobreconsolidado, excepto nas camadas superficiais (para uma profundidade estimada entre os 3,5 a 6,5m) sujeitas a



- processos de dessecação potenciada por alterações sazonais da posição do nível freático (as quais podem ser particularmente severas no local em virtude da drenagem forçada dos terrenos por motivos agrícolas);
- composição granulométrica relativamente uniforme ao longo da sua espessura ( $\approx 21\text{m}$ ), sendo o silte a fracção predominante;
  - a matéria orgânica é o constituinte do solo com maior influência sobre as suas características e comportamento;
  - tendência para a redução do coeficiente de permeabilidade vertical em profundidade (à excepção da profundidade entre os 2 e os 4m) com o índice de vazios, reflectindo o compromisso entre a influência da composição granulométrica e orgânica;
  - combinação pouco frequente de alta plasticidade e compressibilidade com elevada resistência ao corte (em termos de tensões efectivas); a alta plasticidade e compressibilidade resultam fundamentalmente da presença de matéria orgânica; a elevada resistência ao corte é fruto da composição granulométrica, predominantemente silto-arenosa;
  - em geral, não se observa uma melhoria sensível das características mecânicas do depósito em profundidade, o que em parte se pode explicar pela redução, na zona superficial, do OCR em profundidade.

### 3.4 – Nova campanha de prospecção geotécnica

No âmbito do presente trabalho, foi decidido encetar um estudo complementar do local experimental (Quinta da Foja) por meio de nova campanha de prospecção geotécnica e recolha de amostra de grande volume ( $\approx 2\text{m}^3$ ) para posterior estudo laboratorial acerca da aplicabilidade da estabilização química do solo por mistura com ligantes. Os trabalhos foram realizados pelo LabGeo - Laboratório de Geotecnia do Instituto Pedro Nunes, e por técnicos do Laboratório de Geotecnia do DEC-UC sob a orientação deste último, tendo os trabalhos decorridos em Abril de 2007.

Os trabalhos envolvidos na campanha de prospecção foram:

- execução de dois ensaios piezocone sísmico (SCPTu);
- abertura de uma vala com 3m de profundidade;

Com o objectivo de caracterizar exhaustivamente o local de “origem” do solo a ser usado em laboratório no estudo acerca da aplicabilidade da estabilização química do solo por mistura com ligantes, foram também executados:

- recolha de amostras intactas à profundidade de 2,5m, tanto na direcção vertical como na horizontal, com medição sistemática do teor em água;
- colheita de amostra da água natural à profundidade de 2,5m;





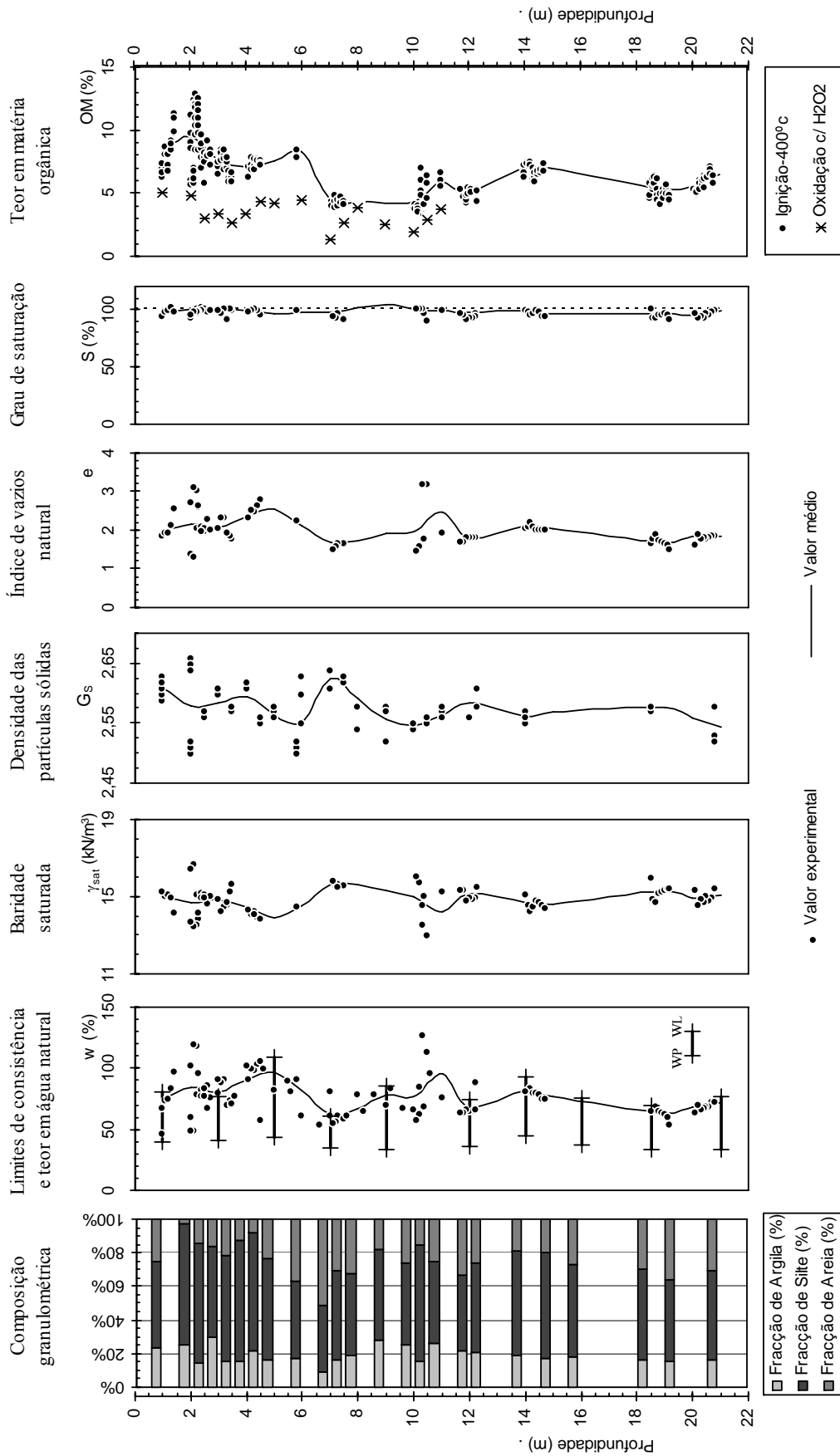


Figura 3.2 – Características do depósito de solos moles da Quinta da Foja (Coelho, 2000).

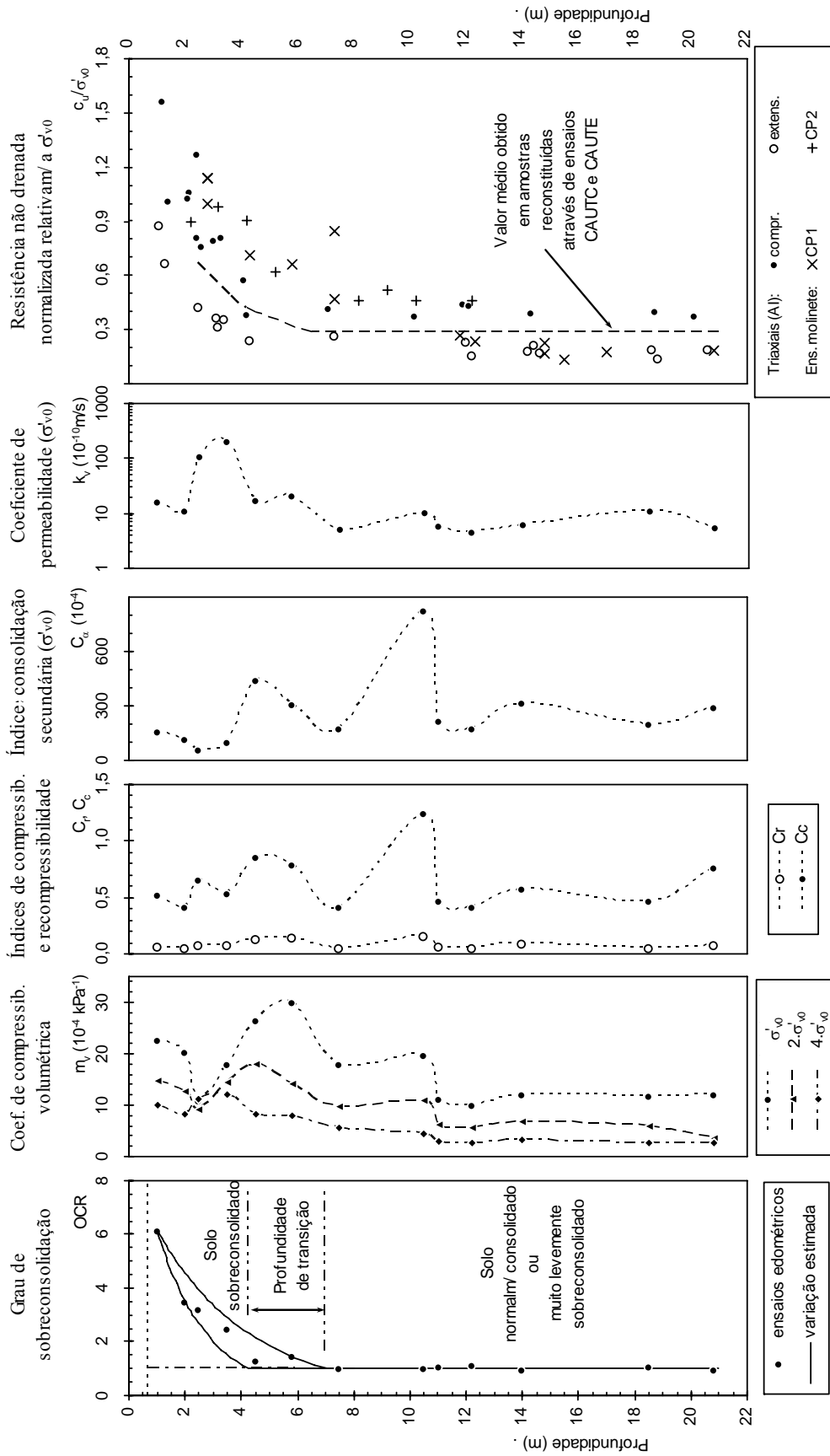


Figura 3.2 – Características do depósito de solos moles da Quinta da Foja (Coelho, 2000) (continuação).

- recolha de amostra remexida de grande volume ( $\approx 2\text{m}^3$ ) à profundidade de 2,5m;
- medição da temperatura de campo durante um ano (com intervalos de 2 meses), desde a superfície e até à profundidade de 4m (trabalhos realizados entre Fevereiro de 2008 e Janeiro de 2009).

Estes trabalhos de campo foram complementados por diversos estudos laboratoriais com o intuito de caracterizar geotecnicamente o depósito à profundidade de 2,5m, nomeadamente:

- análise química da água e do solo natural (com avaliação do teor orgânico total e capacidade de troca catiónica do solo);
- identificação e classificação do solo (incluindo identificação mineralógica quantitativa);
- caracterização da compressibilidade e do comportamento tensão-deformação-resistência ao corte do solo (incluindo o estudo do fenómeno de fluência)

Nas subsecções seguintes são descritos pormenorizadamente os trabalhos da campanha de prospecção, assim como apresentados os principais resultados dos diversos ensaios de campo e, de alguns ensaios de laboratório respeitantes à caracterização física, identificação e classificação do solo. Os estudos laboratoriais acerca da compressibilidade e do comportamento tensão-deformação-resistência ao corte do solo, serão analisados em capítulos próprios.

### 3.4.1 – Ensaio SCPTu

#### 3.4.1.1 – Estratigrafia

Tendo por objectivo determinar a estratigrafia e identificar os materiais presentes (com particular interesse, localizar a existência de finas camadas de material arenoso), foi decidido realizar ensaio de piezocone sísmico, abreviadamente designado por SCPTu. Não obstante esta inegável vantagem, este ensaio permite também avaliar as características mecânicas (tanto de resistência como de deformabilidade) e de permeabilidade dos materiais atravessados, complementando a caracterização geotécnica do depósito de solos moles do Baixo Mondego no local experimental da Quinta da Foja. Este tipo de ensaio constitui hoje em dia uma ferramenta importante na caracterização geotécnica, em particular de solos moles (Lunne *et al.*, 1997b; Mayne, 2007).

Foram realizados dois ensaios de penetração estática com medição de pressões intersticiais (tendo-se realizado complementarmente alguns ensaios de dissipação) e registo do tempo de chegada das ondas de corte, ondas S (ensaio tipo *downhole* realizado na fase ascendente durante a remoção do trem de varas e a cada metro). Na execução dos ensaios foi utilizado um equipamento da marca PAGANI, modelo TG 73-200, do LabGeo. As principais características do equipamento são: capacidade de resistência de ponta ( $q_c$ ) de 50MPa,

0,5MPa de atrito lateral ( $f_s$ ) e 2,5MPa de pressão intersticial. O medidor de pressão intersticial localiza-se imediatamente atrás da ponteira, na posição normalmente designada de  $u_2$ . A ponteira possui um diâmetro de 35,7mm, ou seja, a área da secção do cone é de  $10\text{cm}^2$ . A diferença de áreas entre a secção transversal da célula de carga e a secção nominal do cone é traduzida por um coeficiente de desigualdade de áreas,  $a$ , aproximadamente igual à razão entre estas duas áreas, sendo para o cone utilizado  $a = 0,58$ . A resistência de ponta, o atrito lateral e a pressão intersticial desenvolvidas durante a cravação foram registadas a cada 1 cm. Incorporado na ponteira encontra-se um acelerómetro para medição do tempo de chegada das ondas de corte. As ondas de corte foram geradas à superfície por um conjunto placa-martelo, encontrando-se a placa carregada verticalmente pelo peso próprio do equipamento de cravação da ponteira. Os extremos da placa foram solicitados horizontalmente pelo impacto do martelo de modo a gerar ondas S polarizadas. A medição da velocidade de propagação das ondas de corte fez-se com intervalos de 1m, já na fase ascendente (conforme o recomendado por Rodrigues *et al.*, 2010).

Realizaram-se 2 ensaios piezocone sísmicos no local experimental, distando em planta os alinhamentos verticais dos ensaios de apenas 4,6m. Desta forma pretende-se complementar a caracterização e validar a informação recolhida. O nível freático foi identificado à profundidade de 0,3m em ambos os ensaios.

No primeiro ensaio, designado por SCPTu-1, realizado a 11-Abril-2007, atingiu-se a profundidade de 14,43m, tendo-se realizado 3 ensaios de dissipação às profundidades de 4, 8 e 12m, e, 12 ensaios de registo do tempo de chegada das ondas de corte (desde os 12 até 1m de profundidade). Não se ultrapassou a profundidade de 14,43m dado o adiantar da hora no dia.

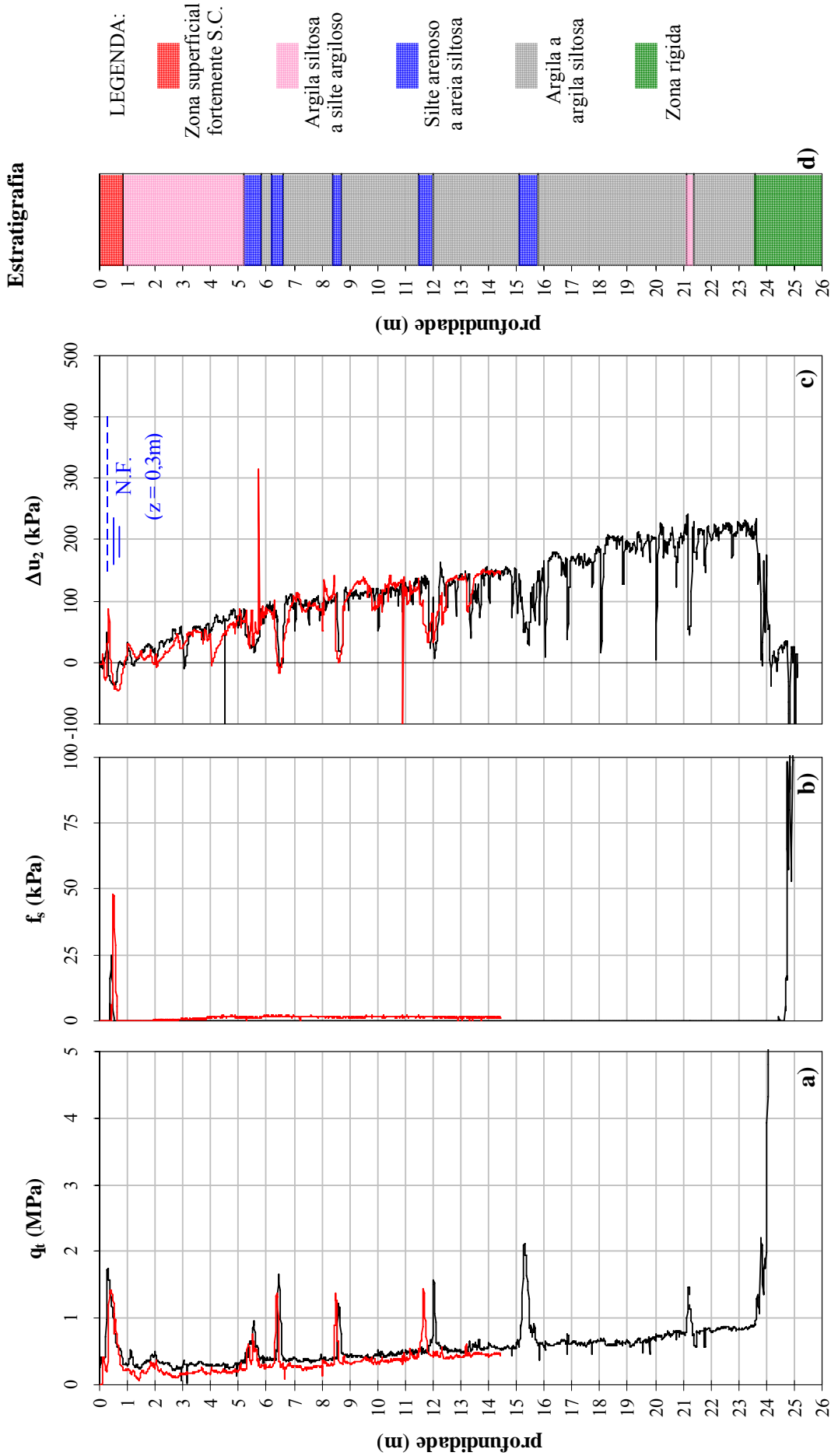
No segundo ensaio, designado por SCPTu-2, realizado a 12-Abril-2007, atingiu-se a profundidade de 25,11m onde se esgotou a capacidade de cravação da ponteira (identificado como firme), tendo-se realizado 7 ensaios de dissipação às profundidades de 3, 7, 10, 14, 16, 18 e 20m, e, 25 ensaios de registo do tempo de chegada das ondas de corte (desde os 25 até 1m de profundidade).

Os resultados fornecidos por ambos os ensaios estão apresentados na Figura 3.3. Devido ao efeito de desigualdade de áreas do cone, o valor da resistência de ponta,  $q_c$ , obtido por leitura directa do piezocone, deve ser corrigido do efeito da pressão intersticial actuante obtendo-se a resistência de ponta total corrigida,  $q_t$  (Figura 3.3 a)), dada pela seguinte relação:

$$q_t = q_c + u_2 \times (1 - a) \quad (3.1)$$

Ainda na Figura 3.3, encontra-se representado não a leitura directa da pressão intersticial  $u_2$ , mas sim o valor do seu excesso,  $\Delta u_2$  (Figura 3.3 c)), já descontado da pressão hidrostática,  $u_0$ , por este ser de leitura mais fácil na identificação estratigráfica:

$$\Delta u_2 = u_2 - u_0 \quad (3.2)$$



— SCPTu-1 — SCPTu-2

Figura 3.3 – Resultados do ensaio de piezocone sísmico.

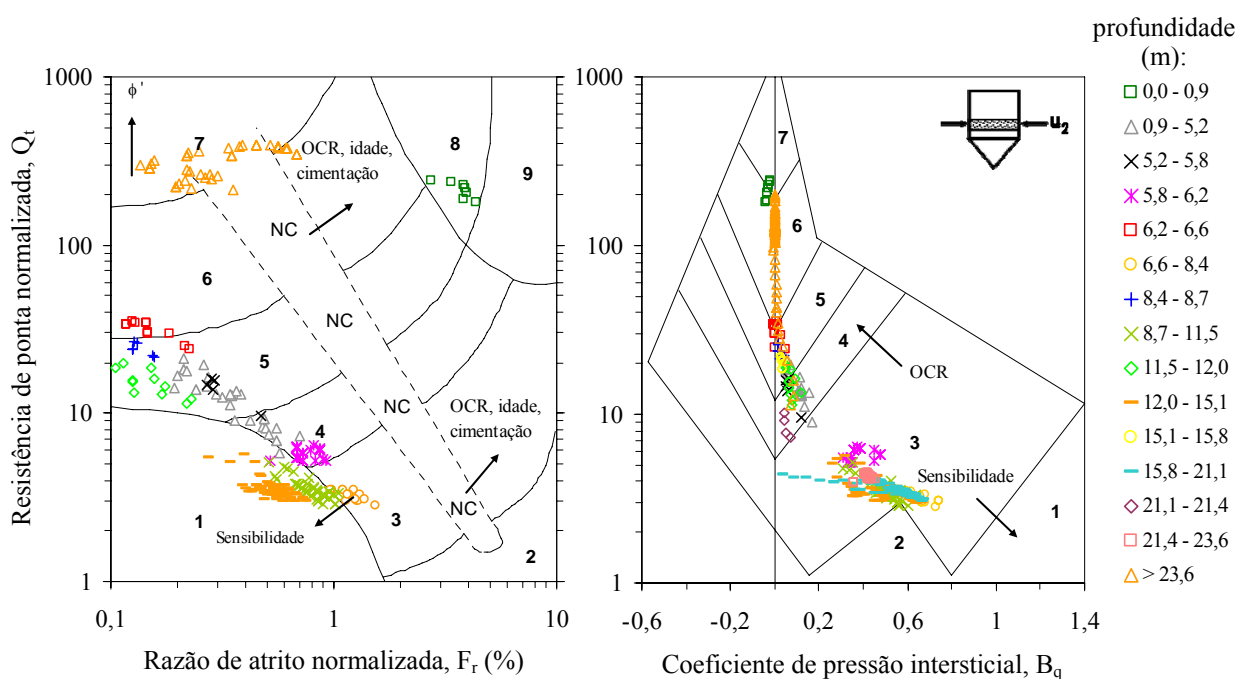


Os resultados dos dois ensaios de piezocone sísmico quando representados na carta de classificação de solos proposta por Robertson (1990) (Figura 3.4), cuja aplicação está actualmente consagrada na prática geotécnica, permitem identificar a provável sequência estratigráfica do depósito de solos moles do Baixo Mondego no local experimental da Quinta da Foja, tal como o representado na Figura 3.3 d). Na Figura 3.4 as diferentes camadas identificadas são representadas por diferentes símbolos associados à profundidade respectiva aí indicadas, descrevendo-se cada camada apenas pelos pontos mais representativos, sendo:

$$\text{resistência de ponta normalizada, } Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad (3.3)$$

$$\text{razão de atrito normalizada, } F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \times 100\% \quad (3.4)$$

$$\text{coeficiente de pressão intersticial, } B_q = \frac{\Delta u_2}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (3.5)$$



Zona	Comportamento do solo
1	solo fino sensível
2	material orgânico – lodos
3	argila a argila siltosa
4	misturas de silte: argila siltosa a silte argiloso
5	misturas de areia: silte arenoso a areia siltosa

Zona	Comportamento do solo
6	areias: areias limpas a silte arenoso
7	areia com cascalho a areia
8	areias muito densas a areias argilosas <sup>(1)</sup>
9	solos finos duros <sup>(1)</sup>

<sup>(1)</sup>(sobreconsolidado ou cimentado)

Figura 3.4 – Classificação do depósito de solos moles do Baixo Mondego no local experimental da Quinta da Foja, segundo a carta de classificação de solos proposta por Robertson (1990).

Os resultados obtidos evidenciam um depósito essencialmente homogéneo em profundidade (argila siltosa), reflexo do processo de formação se ter mantido sensivelmente constante ao longo da história do depósito, com intercalações de finas camadas de silte arenoso a areia siltosa, fruto da variação das condições hidrológicas e da influência marinha devidas, essencialmente, à alteração do nível do mar. Nos extremos do depósito ocorrem duas camadas onde o excesso de pressão intersticial é negativo (Figura 3.3 c)), típico de solos de elevado grau de sobreconsolidação. Enquanto que a sobreconsolidação da camada superficial ( $0\text{m} \leq \text{profundidade} \leq 0,9\text{m}$ ) é o reflexo da dessecação potenciada por alterações sazonais da posição do nível freático, já a sobreconsolidação da camada mais profunda (profundidade  $> 23,6\text{m}$ ) pode ser fruto do efeito causado pelo degelo aquando do início da formação do depósito.

### 3.4.1.2 – Ensaios de dissipação

Com o objectivo de determinar o coeficiente de consolidação horizontal,  $c_h$ , foram realizados diversos ensaios de dissipação do excesso de pressão intersticial para as profundidades 4, 8 e 12m (ensaio SCPTu-1) e 3, 7, 10, 14, 16, 18 e 20m (ensaio SCPTu-2). Os ensaios de dissipação consistem na interrupção da penetração da ponteira nas profundidades pré-estabelecidas, medindo-se a evolução da pressão intersticial no tempo durante um período de pelo menos 1h, ou até que seja atingido 50% da dissipação do excesso de pressão intersticial inicial. O coeficiente de consolidação horizontal pode então ser avaliado, existindo actualmente diversas propostas (Soderberg, 1962; Torstensson, 1977; Houlsby e Teh, 1988; Senneset *et al.*, 1992; Sully e Campanella, 1994; entre outros, citados em Lunne *et al.*, 1997b), baseando-se a quase totalidade no conhecimento do tempo associado a 50% da dissipação do excesso de pressão intersticial ( $t_{50\%}$ ). No presente estudo apenas se recorrem a 3 destas propostas (Houlsby e Teh, 1988; Senneset *et al.*, 1992; Sully e Campanella, 1994), por serem comumente utilizadas na prática geotécnica.

Na Figura 3.5 representam-se duas curvas típicas da evolução da pressão intersticial no tempo para os ensaios de dissipação à profundidade de 4 e 16m, as quais resumem os resultados obtidos quanto à forma da curva de dissipação. A ocorrência de um pico na curva da pressão intersticial no tempo pode estar associada à redistribuição local das pressões intersticiais junto do cone devido aos gradientes gerados, em particular no caso de solos ligeiramente sobreconsolidados ( $\text{OCR} \leq 4$ ; Sully e Campanella, 1994).

A curva de dissipação para a profundidade de 16m (Figura 3.5 b)) caracteriza-se pelo contínuo decréscimo no tempo da pressão intersticial, podendo-se determinar facilmente o tempo  $t_{50\%}$  pois conhecem-se a pressão intersticial inicial ( $u_i = 311,4 \text{ kPa}$ ) e a pressão intersticial de equilíbrio hidrostático ( $u_0 = 154,1 \text{ kPa}$ ), com base nas quais é possível definir a pressão intersticial associada a 50% da dissipação do excesso de pressão intersticial ( $u_{50\%} = 232,7 \text{ kPa}$ ), e deste modo avaliar o tempo  $t_{50\%}$  (132,2 s). Já no caso em que se verifique a

ocorrência de um pico na fase inicial da curva da evolução da pressão intersticial no tempo (Figura 3.5 a)), para uma profundidade de 4m, correspondente a zona sobreconsolidada (Coelho, 2000), o tempo associado a 50% da dissipação do excesso de pressão intersticial ( $t_{50\%}$ ) deve ser avaliado pela construção proposta por Sully e Campanella (1994), a qual fornece resultados mais consistentes com a realidade. Neste caso, os resultados devem ser representados num gráfico  $\sqrt{t} - u$ , (Figura 3.6). Começa-se por se identificar o troço linear imediatamente após o pico, o qual é projectado até à origem do eixo das ordenadas, definindo o ponto de intersecção a pressão intersticial inicial ( $u_i = 122,0$  kPa). Conhecida a pressão intersticial de equilíbrio hidrostático ( $u_0 = 36,4$  kPa), facilmente se define a pressão  $u_{50\%}$  (79,2 kPa), e o tempo  $t_{50\%}$  (187,8 s).

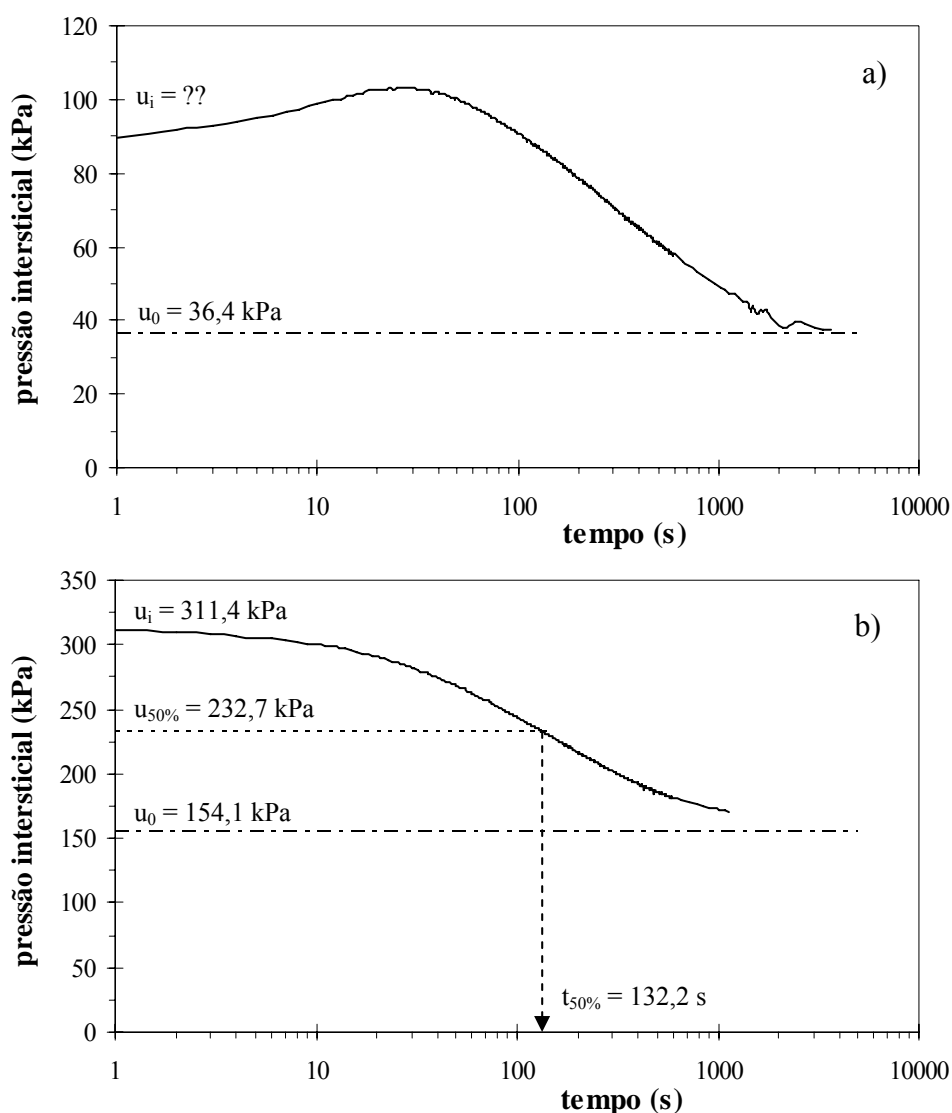


Figura 3.5 - Evolução da pressão intersticial no tempo em ensaios de dissipação à profundidade: a) de 4,0m; b) de 16,0m.

Uma vez conhecido  $t_{50\%}$ , o valor do coeficiente de consolidação horizontal foi estimado por aplicação de dois métodos, Houlsby e Teh (1988) e Senneset *et al.* (1992). O

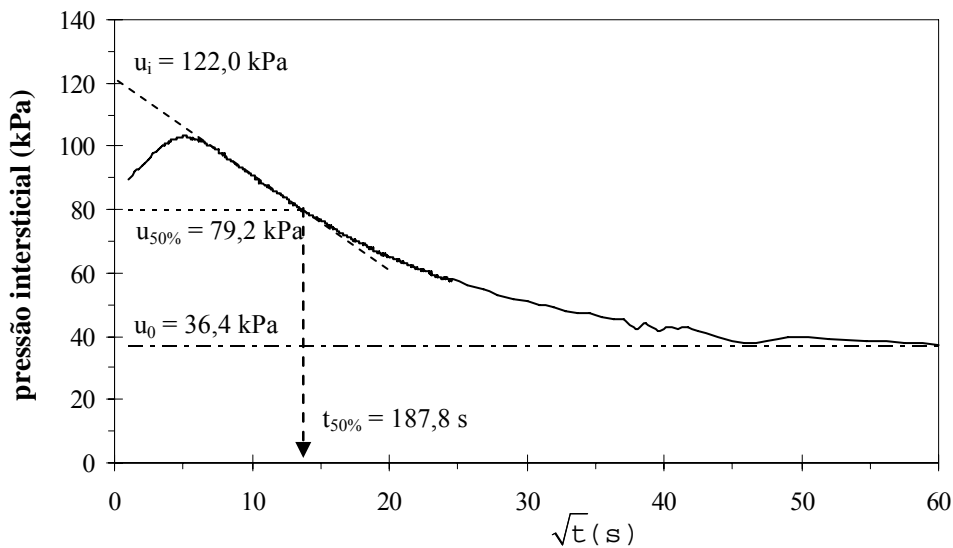


Figura 3.6 - Evolução da pressão intersticial no tempo para o ensaio de dissipação à profundidade de 4,0m.

método de Houlsby e Teh (1988) baseia-se na interpretação dos resultados de modelação numérica para grandes deformações, conjugando a evolução das pressões intersticiais desenvolvidas durante a penetração do elemento cónico num meio considerado elasto-plástico homogéneo, com a dissipação do excesso de pressão intersticial. O processo de dissipação assim definido pode ser expresso pelo factor tempo modificado,  $T^*$ :

$$T^* = \frac{c_h \times t}{R^2 \times \sqrt{I_r}} \quad (3.6)$$

onde,  $c_h$  é o coeficiente de consolidação horizontal,  $t$  é o tempo de dissipação (normalmente definido para 50%),  $R$  o raio do piezocone e,  $I_r$  o índice de rigidez do solo ( $= G/c_u$ ) que traduz a importância da rigidez do solo na extensão da zona plasticada. Para o depósito em estudo, considerou-se  $I_r \approx 400$  conforme se verá mais adiante aquando da definição de  $G$  e  $c_u$ .

Senneet *et al.* (1992), propõe uma abordagem baseada na teoria da expansão da cavidade num meio considerado elasto-plástico homogéneo, definindo o coeficiente de consolidação radial a partir da expressão:

$$c_h = R^2 \times \frac{T}{t} \quad (3.7)$$

onde,  $T$  é o factor tempo adimensional, o qual é função do índice de rigidez do solo e do grau de dissipação do excesso de pressão intersticial, tomando-se para o depósito em estudo  $T \approx 2$  (rigidez média, Senneet *et al.*, 1992).

O valor obtido para o coeficiente de consolidação horizontal difere do valor real do solo pois aquando da penetração da ponteira, o material em redor do cone é submetido a elevados níveis de deformação, e a partir deste estado comporta-se como um solo em recompressão (Baligh e Levadoux, 1980). Para obviar este efeito, Jamiolkowski *et al.* (1985) propõem, com base numa abordagem semi-empírica, um coeficiente de correcção que varia

entre 0,13 a 0,15, tendo sido adoptado o valor médio 0,14. O Quadro 3.2 resume os resultados obtidos por aplicação dos dois métodos, Houlsby e Teh (1988) e Senneset *et al.* (1992), afectados da correcção proposta por Jamiolkowski *et al.* (1985).

Quadro 3.2 – Coeficiente de consolidação e de permeabilidade horizontal.

Profundidade (m)	tipo de solo (de acordo com a carta de Robertson, 1990)	$c_h$ (m <sup>2</sup> /ano)		$k_h$ (m/s)
		Senneset <i>et al.</i> (1992)	Houlsby e Teh (1988)	
3,0	argila siltosa	17,60	43,12	1,76E-08
4,0	a silte argiloso	15,00	36,74	1,44E-08
7,0		3,06	7,51	1,98E-09
8,0		4,69	11,48	3,36E-09
10,0		3,62	8,86	2,44E-09
12,0	argila a	4,50	11,04	3,20E-09
14,0	argila siltosa	3,52	8,62	2,35E-09
16,0		21,30	52,18	2,23E-08
18,0		9,26	22,68	7,88E-09
20,0		4,80	11,76	3,47E-09

Os resultados do coeficiente de consolidação horizontal encontram-se representados na Figura 3.7 a), conjuntamente com os resultados respeitantes ao coeficiente de consolidação vertical, determinados por Coelho (2000) tendo por base resultados de ensaios edométricos conduzidos sobre amostras intactas. Os resultados são consistentes com o esperado para este tipo de solos, com fracção argilosa significativa, sendo os valores de  $c_h$  superiores ao de  $c_v$  fruto das partículas lamelares de argila se alinharem no tempo com a direcção horizontal. O elevado valor encontrado para  $c_h$  à profundidade de 16m pode ser explicado pela proximidade da camada de silte arenoso a areia siltosa que ocorre entre os 15,1 e os 15,8m, camada com melhores propriedades drenantes. Os elevados valores de  $c_h$  e de  $c_v$  que ocorrem às profundidades de 3 e 4m poderão ser explicáveis pela natureza mais granular da camada (argila siltosa a silte argiloso). Acresce uma segunda possível explicação a qual será adiantada aquando do estudo das características de compressibilidade do local experimental (Capítulo 4).

Tendo por base os resultados dos ensaios de dissipação realizados no piezocone, pode ser estimada a permeabilidade horizontal a partir do valor do tempo associado a 50% da dissipação do excesso de pressão intersticial ( $t_{50\%}$ ), de acordo com a correlação desenvolvida por Parez e Fauriel (1988), e Leroueil e Jamiolkowski (1991):

$$k_h \text{ ( m / s ) } \approx 0,01 \times \left( \frac{1}{251 \times t_{50\%}} \right)^{1,25} \quad (3.8)$$

onde,  $t_{50\%}$  é expresso em segundos. Os valores obtidos estão representados no Quadro 3.2 e na Figura 3.7 b), encontrando-se em concordância com o tipo de solo identificado na carta de classificação de Robertson (1990).

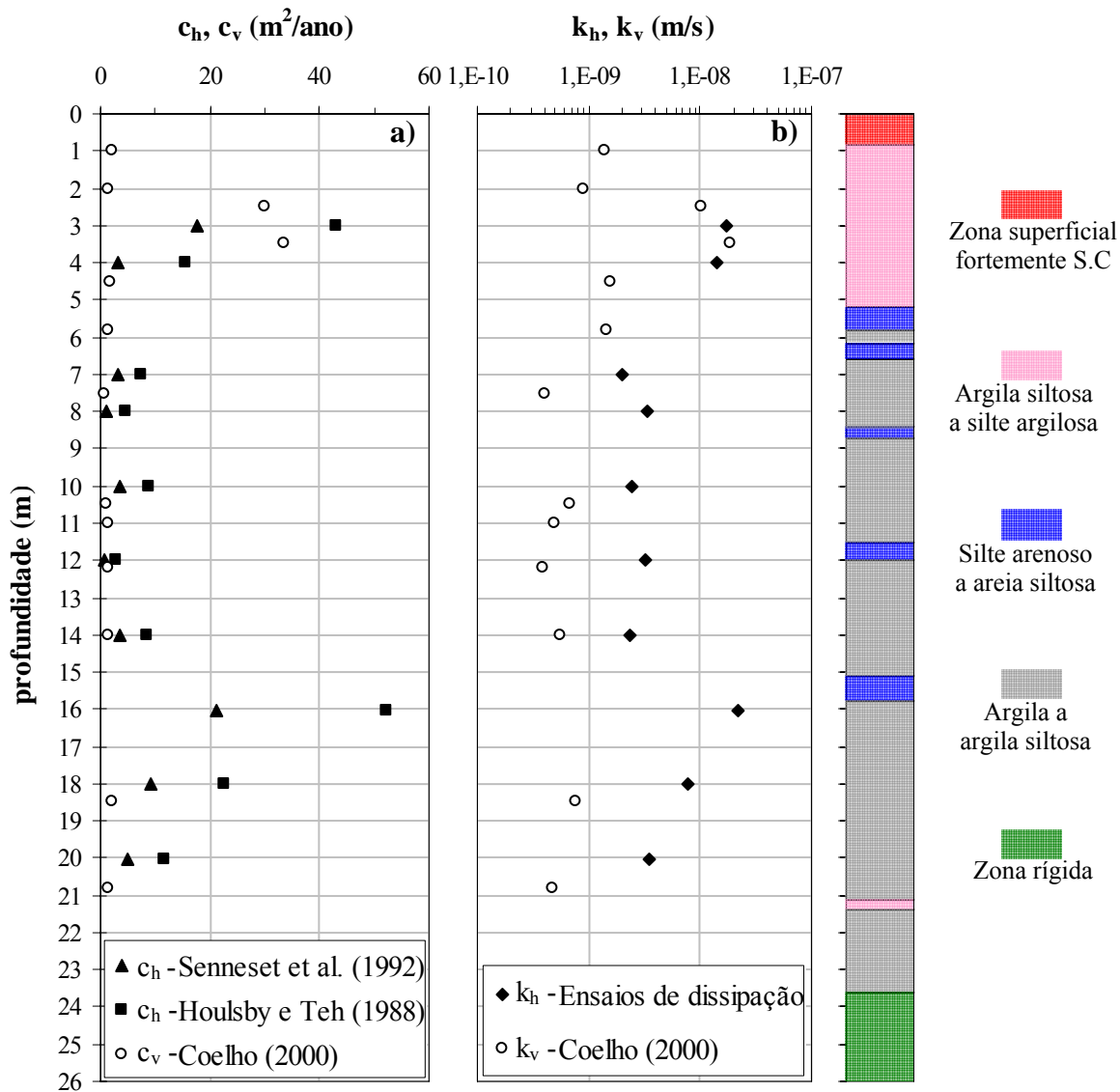


Figura 3.7 – Evolução em profundidade dos coeficientes de: a) consolidação horizontal e vertical; b) permeabilidade horizontal e vertical.

Tal como no caso de  $c_h$ , o coeficiente de permeabilidade horizontal encontra-se representado na Figura 3.7 b) conjuntamente com os resultados respeitantes ao coeficiente de permeabilidade vertical, determinados por Coelho (2000) tendo por base resultados de ensaios edométricos conduzidos sobre amostras intactas. Os resultados são consistentes com o esperado para este tipo de solos, com fracção argilosa significativa, sendo  $k_h$  em geral superior a  $k_v$  pelas mesmas razões atrás apontadas para a justificação da relação  $c_h > c_v$ . O elevado valor encontrado para  $k_h$  à profundidade de 16m pode ser explicado pela proximidade da camada de silte arenoso a areia siltosa que ocorre entre os 15,1 e os 15,8m, camada com melhores propriedades drenantes. Os maiores valores de  $k_h$  e de  $k_v$  que ocorrem às profundidades de 3 e 4m são o reflexo da natureza mais granular da camada (argila siltosa a silte argiloso), o que se traduz por uma relação  $k_h/k_v \approx 1,0$ .

### 3.4.1.3 – Ensaios sísmicos (avaliação de $V_S$ )

A determinação da velocidade de propagação das ondas de corte ( $V_S$ ) foi efectuada a partir de ensaios sísmicos tipo *downhole*, após ter terminado o ensaio CPTu, já na fase ascendente durante a remoção das varas (anulando-se desta forma a perturbação do excesso da pressão intersticial sobre as leituras da velocidade das ondas de corte). Para a sua avaliação é necessário conhecer a distância entre a fonte sísmica e o receptor, bem como o tempo de percurso correspondente à primeira chegada das ondas de corte, ondas S. A velocidade de propagação das ondas de corte é por fim a razão entre a distância percorrida pelo respectivo tempo de percurso. A distância entre a fonte sísmica e o receptor é função da profundidade e da distância em planta entre o alinhamento vertical das varas e a fonte sísmica (medida no início de cada ensaio).

As solicitações sísmicas foram promovidas por martelo sísmico de 5,47kg à custa de pancadas na fonte sísmica de madeira gerando-se ondas de corte com elevada amplitude, com pouca ou nenhuma componente compressiva, tendo-se a preocupação de, na medida do possível, gerar a mesma energia de impacto. As medições foram efectuadas com recurso ao software SC1-DAC/1.5 “*Seismic Cone Data Acquisition*” e o tratamento da informação foi realizado com recurso ao software SC1-RAV/6.5 “*Seismic Cone Data Reduction, Analysis, and Display*”, (Baziw, 1993; Baziw, 2008). O registo dos sinais sísmicos encontra-se representado no Anexo B para os dois ensaios de piezocone sísmico, SCPTu-1 e SCPTu-2.

Para avaliação da velocidade de propagação das ondas de corte ( $V_S$ ) foram utilizados dois métodos interpretativos: a técnica de correlação-cruzada (CC) e a técnica da polaridade inversa (RP), cujos resultados se apresentam na Figura 3.8. Tomou-se para velocidade das ondas de corte caracterizador do solo o valor de  $V_S$  da correlação-cruzada que gerasse o maior factor de correlação ( $R^2$ ), considerando-se apenas os resultados se o coeficiente de correlação for superior a 0,85 (Figura 3.8). Nos casos em que o coeficiente de correlação evidenciou valores inferiores a 0,85, foram admitidos os valores de  $V_S$  provenientes da aplicação da técnica de polaridade inversa sempre que a informação se revelou consistente.

Da análise dos resultados (Figura 3.9 a)) pode-se constatar que  $V_S$  cresce em profundidade, desde 50m/s para 1,5m de profundidade até aos 140m/s aos 19,5m de profundidade, reflectindo a reduzida heterogeneidade do depósito (argila siltosa com intercalações de finas camadas de silte arenoso a areia siltosa). Entre os 21 e os 23,6m de profundidade, os resultados da  $V_S$  poderão estar afectados de erro devido à presença do estrato rígido (o qual ocorre aos 23,6m de profundidade), podendo-se verificar fenómeno de reflexão das ondas de corte no estrato de elevada rigidez.

O objectivo final do conhecimento da velocidade de propagação das ondas de corte é estimar a magnitude do módulo de distorção no domínio das muito pequenas deformações ( $G_0$ ), isto é, na região onde se pode assumir que o comportamento do solo é quase elástico.

Tal é possível desde que se conheça, adicionalmente a  $V_S$ , a massa ou o peso volúmico do material, pois sabe-se que:

$$G_0 = \rho \times V_S^2 \quad (3.9)$$

Admitindo para o depósito um valor de peso volúmico de  $14,6 \text{ kN/m}^3$  (conforme Coelho, 2000, e secção 3.4.3.1), o valor de  $G_0$  situa-se no intervalo 3 a 30 MPa, sendo o valor médio  $\approx 15 \text{ MPa}$  (Figura 3.9 b)). Estes valores são o reflexo da componente marcadamente siltosa do depósito, com presença significativa de fracção arenosa ( $\pm 20\%$ ), tal como o identificado na Figura 3.2. Os valores de  $G_0$  obtidos para o depósito aluvionar do Baixo Mondego, estão em concordância com os valores típicos de outras baixas aluvionares de Portugal, sendo disso exemplo o depósito aluvionar do Baixo Tejo, geologicamente

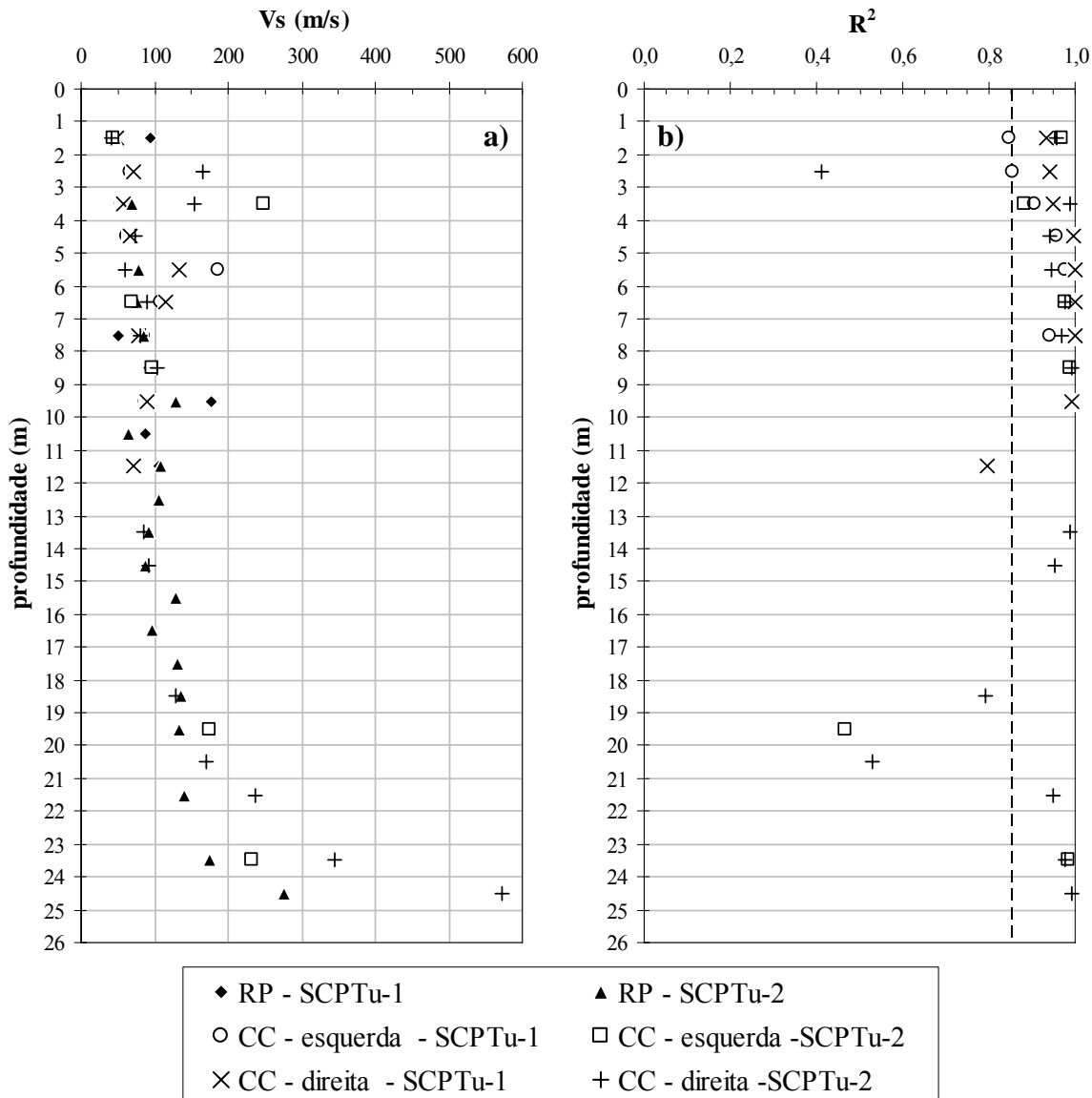


Figura 3.8 – Velocidade das ondas de corte ( $V_S$ ) avaliadas por dois métodos: correlação-cruzada (CC) com polarização à esquerda e à direita; polaridade inversa (RP).



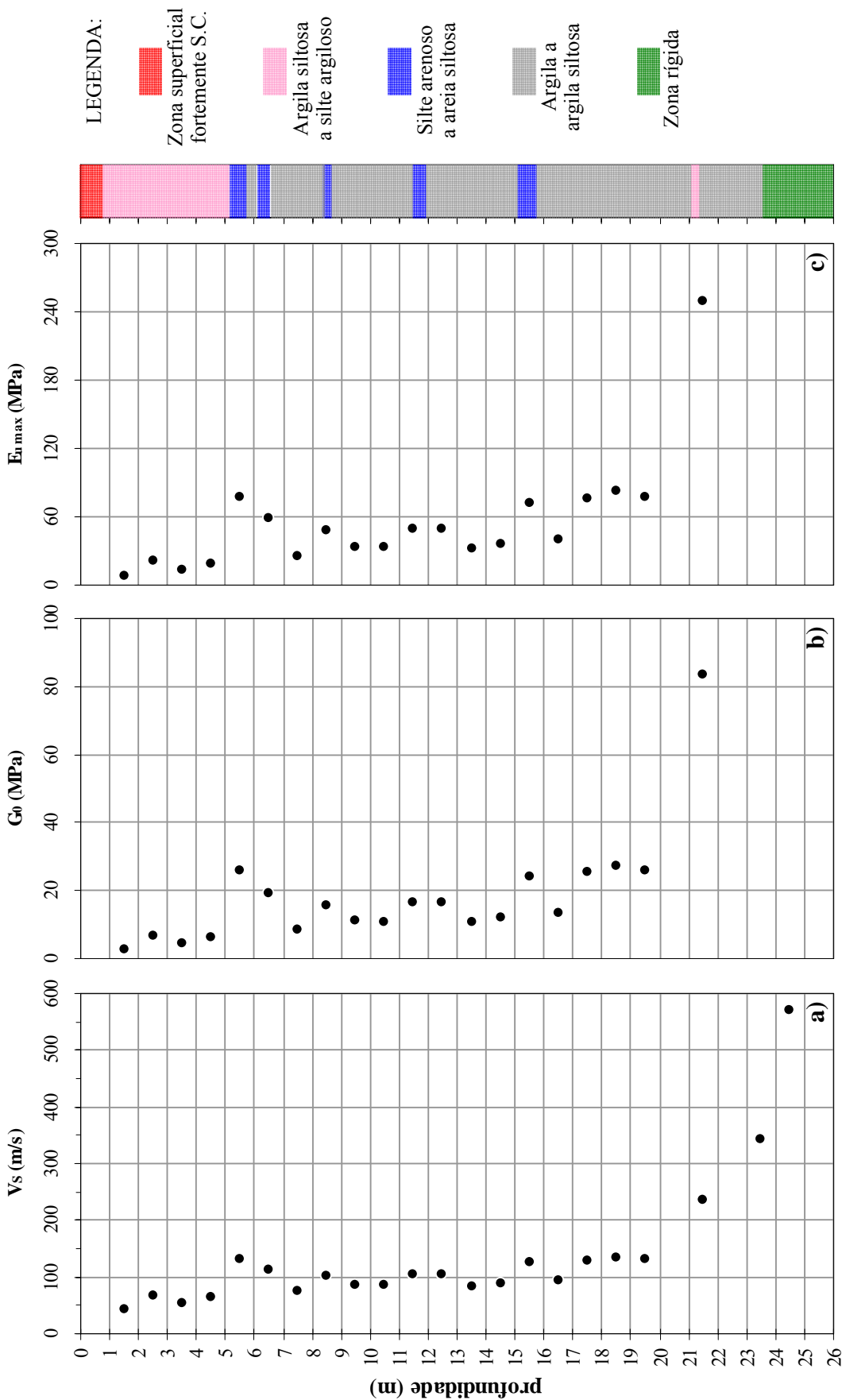


Figura 3.9 – a) Velocidade das ondas de corte; b) módulo de distorção; c) módulo de deformabilidade não drenado máximo.

semelhante ao depósito do Baixo Mondego (Coelho, 2000), tendo Santos (1999) medido valores de  $G_0$  na ordem dos 30 a 40 MPa, por meio de ensaios de campo tipo *cross-hole* e *down-hole*.

Uma vez conhecido  $G_0$ , pode-se estimar o valor do módulo de deformabilidade do solo ( $E_{max}$ ) também no domínio das muito pequenas deformações, desde que se conheça o valor do coeficiente de Poisson ( $\nu = 0,5$  para condições não drenadas; nos restantes casos, e para a generalidade dos solos,  $0,2 < \nu < 0,5$  (Leroueil *et al.*, 1990)):

$$E_{max} = 2 \times G_0 \times (1 + \nu) \quad (3.10)$$

Considerando condições não drenadas, o valor de  $E_{u\ max}$  para o depósito varia entre os 11 e os 90 MPa, podendo-se tomar como valor médio  $\approx 45$  MPa (Figura 3.9 c)). Tal como enunciado para  $G_0$ , estes valores de  $E_{u\ max}$  são o reflexo natural da granulometria do depósito, predominantemente siltosa e com fracção arenosa expressiva ( $\pm 20\%$ ).

### 3.4.1.4 – Correlações empíricas

Tendo por base os resultados obtidos dos ensaios SCPTu, é possível estimar uma série de parâmetros geotécnicos por via de correlações empíricas. O recurso a correlações deve ser feita com cuidado, atendendo-se ao campo de aplicabilidade das correlações, mas também à adequabilidade do ensaio (neste estudo, ensaio de piezocone sísmico, SCPTu) na definição dos parâmetros geotécnicos. O Quadro 3.3 apresenta uma classificação qualitativa acerca da adequabilidade do ensaio CPTu na determinação de parâmetros geotécnicos.

Quadro 3.3 – Graus de confiança do ensaio CPTu na avaliação de parâmetros geotécnicos (Lunne *et al.*, 1997b).

Tipo de solo	Parâmetro de estado inicial				Resistência		Deformabilidade			Permeabilidade	
	$\gamma$ , $D_r$	$\Psi$	$K_0$	OCR	$c_u$	$\phi'$	E, G	$1/m_v$	$G_0$	k	$c_h$
Argilas	3 - 4	-	4 - 5	2 - 3	1 - 2	3 - 4	4 - 5	4 - 5	4 - 5	2 - 4	2 - 3
Areias	2 - 3	2	4 - 5	4 - 5	-	2	2 - 4	2 - 4	2 - 3	-	-

Grau de confiança: 1- elevado; 2- elevado a moderado; 3- moderado; 4- moderado a reduzido; 5- reduzido.

Usualmente, avalia-se a história de tensões ( $OCR$ ,  $\sigma'_p$ ,  $K_0$ ), a resistência ao corte não drenada ( $c_u$ ), as características de deformabilidade ( $G_0$ ,  $E_u$ ) e compressibilidade ( $m_v$ ). De entre as inúmeras correlações existentes na bibliografia, optou-se pelas apresentadas no Quadro 3.4, por serem de grande divulgação entre a comunidade geotécnica e por fornecem resultados de boa qualidade. Os resultados da aplicação destas correlações ao depósito de solos moles do Baixo Mondego no local experimental da Quinta da Foja podem ser visualizados nas Figuras 3.10 a 3.12, devendo ter-se presente aquando da sua análise as condições particulares de cada correlação (campo de aplicação), bem como o grau de confiança acerca do parâmetro

geotécnico avaliado (adequabilidade, Quadro 3.3). Incluído nestas figuras estão também os resultados respeitantes ao OCR,  $\sigma'_p$  e  $m_v$  obtidos em ensaios edométricos realizados sob amostras intactas, bem como a evolução média de  $c_u$  avaliada em ensaios triaxiais realizados sob amostras reconstituídas, ambos calculados por Coelho (2000) e apresentados na Figura 3.2.

Quadro 3.4 – Correlações com o ensaio SCPTu e diversos parâmetros geotécnicos (parte I).

$OCR = 2 \times \left[ \frac{I}{1,95 \times M + I} \times \left( \frac{q_t - u_2}{\sigma'_{v0}} \right) \right]^{1,33}$	Mayne, 1991 <sup>(1)</sup> (válida apenas em solos coesivos)	(3.11)
onde, M é o parâmetro definidor da linha de estado crítico, igual a 1,5071 (Capítulo 5).		
$OCR = 0,305 \times \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}$	Chen e Mayne, 1996 (válida apenas em solos coesivos)	(3.12)
$OCR = 0,53 \times \frac{q_t - u_2}{\sigma'_{v0}}$	Chen e Mayne, 1996 (válida apenas em solos coesivos)	(3.13)
$\sigma'_p = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{\sigma t}}$	Demers e Leroueil, 2002	(3.14)
com, $N_{\sigma t} = 3,4$		
$\sigma'_p = 0,33 \times (q_t - \sigma_{v0})$	Demers e Leroueil, 2002 (válida apenas em solos coesivos)	(3.15)
$\sigma'_p = 0,53 \times (u_2 - u_0)$	Chen e Mayne, 1996 (válida apenas em solos coesivos)	(3.16)
$\sigma'_p = 0,60 \times (q_t - u_2)$	Mayne, 2005 (válida apenas em solos coesivos)	(3.17)
$\sigma'_p = 0,101 \times \sigma_{atm}^{0,102} \times G_0^{0,478} \times \sigma'_{v0}{}^{0,420}$	Mayne e Brown, 2003 <sup>(1)</sup>	(3.18)
onde, $\sigma_{atm}$ é a pressão atmosférica.		
$K_0 = 0,1 \times \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}$	Kulhawy e Mayne, 1990 (válida apenas em solos coesivos)	(3.19)
$c_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}}$	Kleven, 1981 <sup>(1)</sup> (válida apenas em solos coesivos) <sup>(2)</sup>	(3.20)
com, $N_{kt} = 17$ <sup>(2)</sup>		
$c_u = 0,22 \times \sigma'_p$	Trak <i>et al.</i> , 1980 e Terzaghi <i>et al.</i> , 1996 <sup>(1)</sup> (válida apenas em solos coesivos e para OCR < 2, ou seja, para profundidades acima dos $\pm 4m$ )	(3.21)

(1) – citado em Mayne, 2007;

(2) – para o valor de  $N_{kt}$  indicado, a expressão é apenas válida para solos normalmente consolidados, ou seja, no caso em estudo para profundidades superiores a  $\pm 7m$ .

Quadro 3.4 – Correlações com o ensaio SCPTu e diversos parâmetros geotécnicos (parte II).

$\frac{I}{m_v} = M = \alpha_m \times q_c$	Mitchel e Garner, 1975 (válida apenas em solos coesivos)	(3.22)
onde, $\alpha_m$ é um factor empírico, igual a 4		
$\frac{I}{m_v} = M = 8,25 \times (q_t - \sigma_{v0})$	Kulhawy e Mayne, 1990 (válida apenas em solos coesivos)	(3.23)
$E_u = n \times c_u$	Duncan e Buchignani, 1976 <sup>(1)</sup> (válida apenas em solos coesivos)	(3.24)
onde, para solos normal/te consolidados e sendo IP = 28% (secção 3.4.3.2.3), n é igual a 650.		
$G_0 = 45 \times (q_t - \sigma_{v0})$	Tanaka <i>et al.</i> , 1994 <sup>(1)</sup> ; Mayne, 2001 <sup>(1)</sup> ; Shibuya e Tamrakar, 2002 <sup>(1)</sup> ; Leroueil <i>et al.</i> , 2002 <sup>(1)</sup> (válida apenas em solos coesivos)	(3.25)
$V_S = 1,75 \times q_t^{0,627}$	Mayne e Rix, 1995 (válida apenas em solos coesivos)	(3.26)
$V_S = (10,1 \times \log q_t - 11,4)^{1,67} \times \left( \frac{f_s}{q_t} \times 100 \right)^{0,3}$	Hegazy e Mayne, 1995	(3.27)
$V_S = 118,8 \times \log f_s + 18,5$	Mayne, 2006 <sup>(1)</sup>	(3.28)

(1) – citado em Mayne, 2007.

Da análise da evolução do OCR em profundidade (Figura 3.10 a)), conclui-se que as correlações apresentadas fornecem resultados que no geral se adequam bem aos valores medidos por Coelho (2000), podendo-se afirmar que os resultados das correlações são de elevada a moderada confiança. De entre as várias correlações apresentadas, a que fornece melhores resultados é a proposta por Chen e Mayne (1996), expressão 3.12. No que respeita à tensão de pré-consolidação,  $\sigma'_p$  (Figura 3.10 b)), verifica-se que, no geral, as correlações reproduzem bem a evolução de  $\sigma'_p$  em profundidade medida por ensaios laboratoriais (Coelho, 2000). As correlações que melhor se adaptam aos resultados laboratoriais são as propostas por Demers e Leroueil (2002), tanto a expressão 3.14 como a 3.15, e a de Mayne (2005), na zona sobreconsolidada ( $\pm$  até aos 7m de profundidade), enquanto que para maiores profundidades a melhor correlação parece ser a proposta por Chen e Mayne (1996).

Constata-se da evolução em profundidade de  $K_0$  (Figura 3.10 c)), que a partir dos 7m de profundidade (zona normalmente consolidada) o seu valor se situa próximo de 0,4, valor este igual ao medido em ensaios triaxiais conduzidos sob amostras reconstituídas (Capítulo 5), bem como, ao igualmente avaliado por Coelho (2000) sob idênticas condições de ensaio.

A evolução em profundidade da  $c_u$  é apresentada na Figura 3.11 a). Constata-se existir boa concordância entre os resultados experimentais obtidos por Coelho (2000) e os fornecidos pelas correlações apresentadas, assegurando-se assim um elevado grau de confiança quanto aos valores estimados por estas correlações.

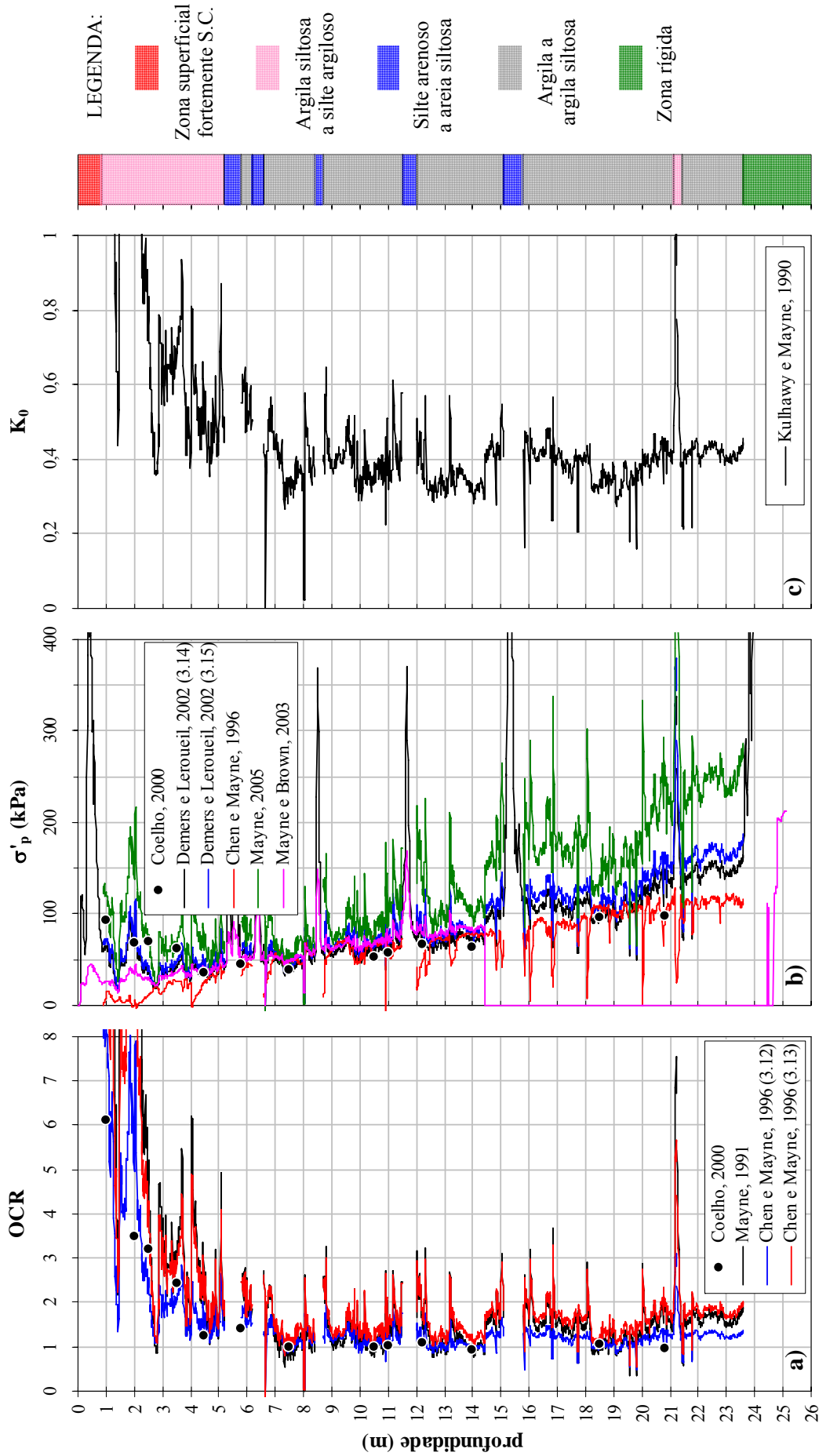


Figura 3.10 – Correlações com o ensaio SCPTu e os parâmetros geotécnicos: OCR,  $\sigma'_p$  e  $K_0$ .

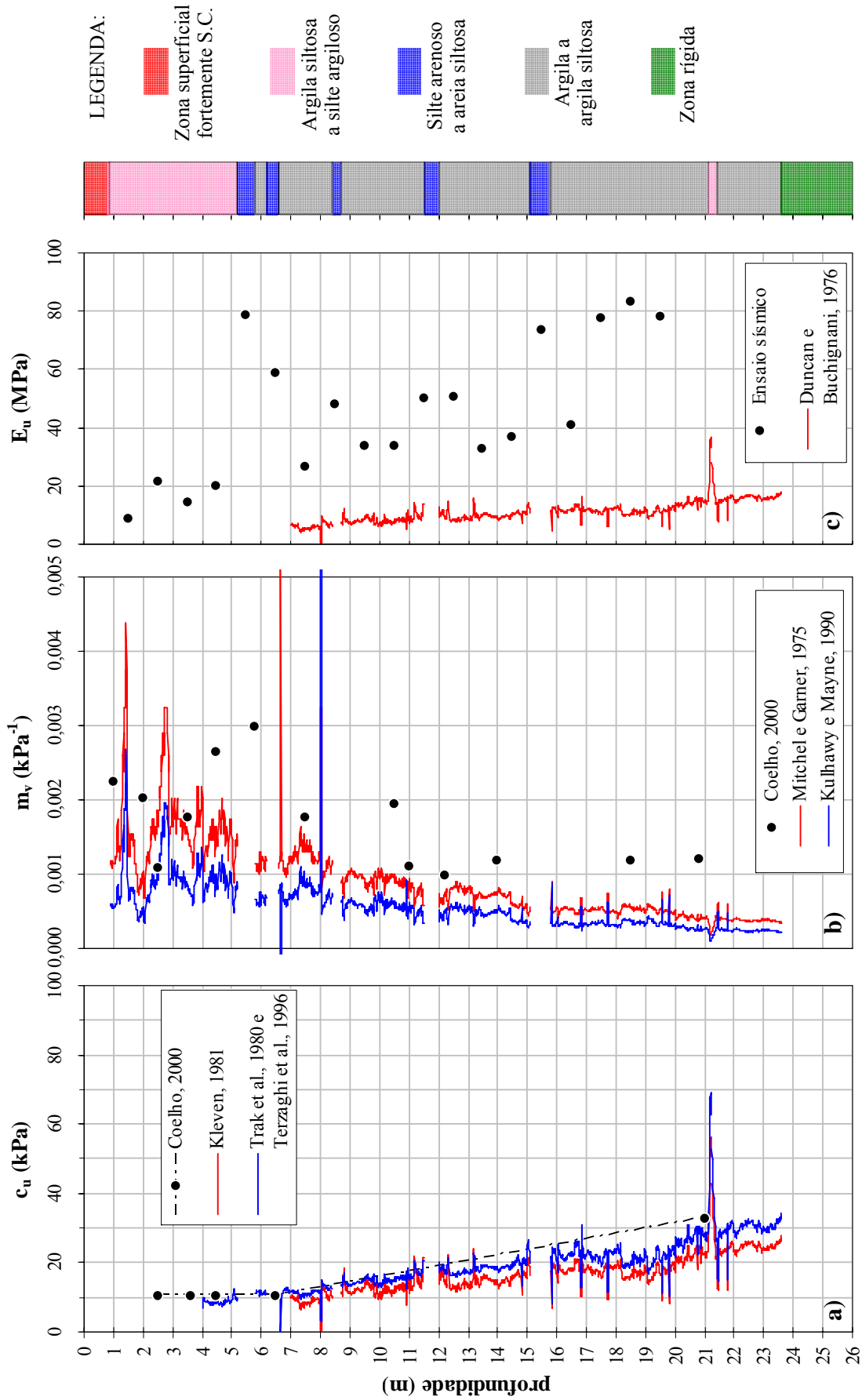


Figura 3.11 – Correlações com o ensaio SCPTu e os parâmetros geotécnicos:  $c_u$ ,  $m_v$  e  $E_u$ .

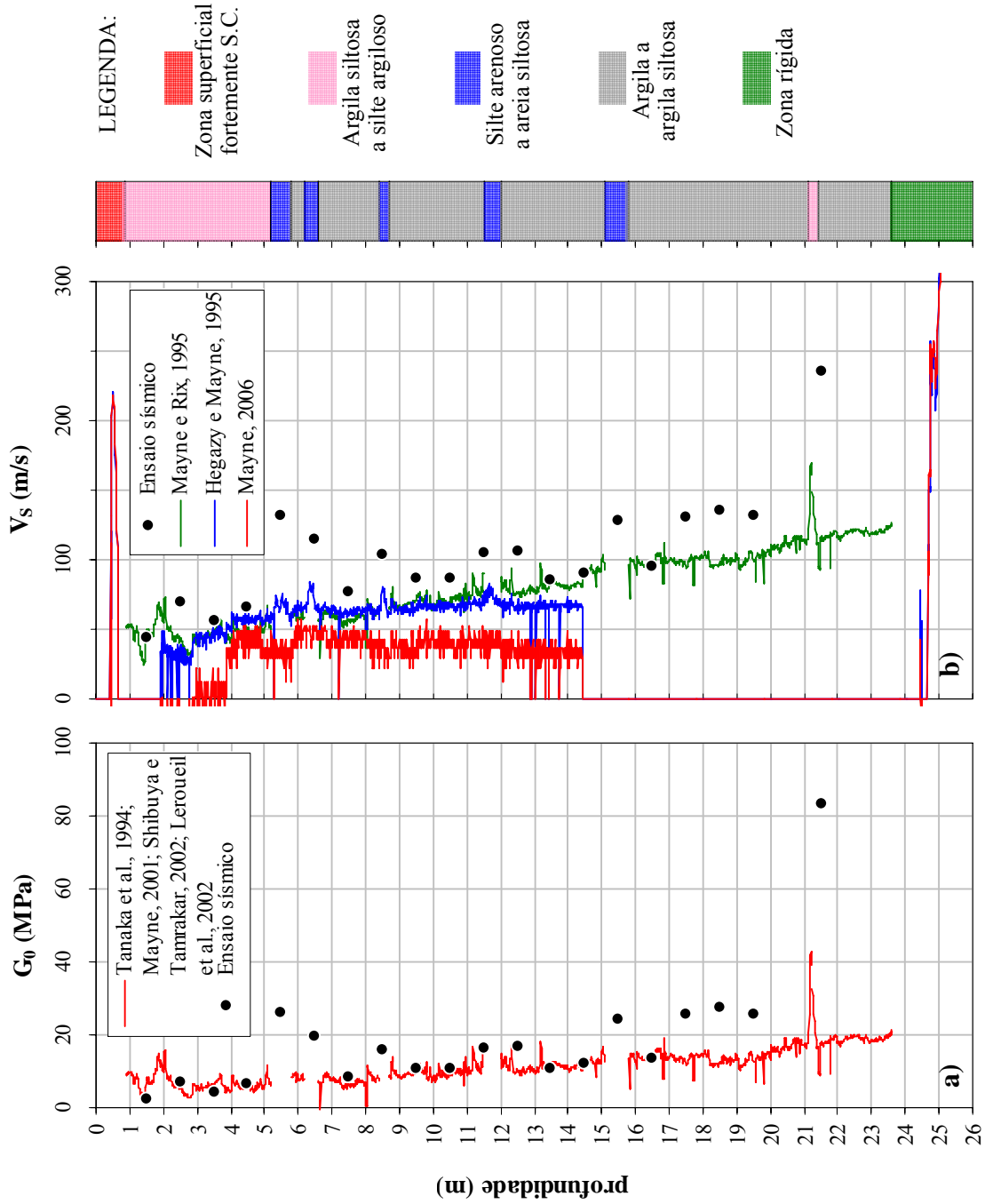


Figura 3.12 – Correlações com o ensaio SCPTu e os parâmetros geotécnicos:  $G_0$  e  $V_s$ .

Relativamente ao coeficiente de compressibilidade volumétrica,  $m_v$  (Figura 3.11 b)), os valores fornecidos pelas correlações apresentadas subestimam, em geral, o valor medido laboratorialmente em ensaios edométricos conduzidos sobre amostras intactas (Coelho, 2000). Os resultados espelham o pequeno grau de confiança acerca da determinação deste parâmetro geotécnico por meio do ensaio SCPTu (Quadro 3.3).

Os valores do módulo de deformabilidade não drenada,  $E_u$ , apresentados na Figura 3.11 c), não tendo valores experimentais para confrontação, são de difícil interpretação, quer qualitativa, quer quantitativa. A análise da figura permite tão só concluir que a correlação apresentada fornece resultados inferiores aos valores estimados a partir dos ensaios sísmicos (Figura 3.9). Da análise da Figura 3.12 a) constata-se que os resultados de  $G_0$  propostos pela correlação subestimam, em geral, os valores experimentais obtidos através do ensaio sísmico (Figura 3.9). Esta fraca adequabilidade é o reflexo das limitações do ensaio SCPTu na determinação das características de deformabilidade dos solos atravessados, devido ao nível de deformação sofrido pelo solo na cravação da ponteira.

Os resultados das correlações respeitantes à evolução em profundidade da  $V_s$  são apresentados na Figura 3.12 b), conjuntamente com os valores medidos por meio de ensaio sísmico (Figura 3.9). Da sua análise pode-se concluir que a proposta de Mayne e Rix (1995) é a que se adequa melhor aos valores medidos experimentalmente, embora subestimando os valores de  $V_s$ , observando-se, em geral, um andamento linear em profundidade típico de um depósito homogéneo.

### 3.4.2 – Recolha de amostras

Tendo por objectivo o estudo laboratorial acerca da aplicabilidade da estabilização química do solo por mistura com ligantes, foi decidido recolher em campo dois tipos de amostras:

- remexida de grande volume ( $\approx 2\text{m}^3$ ), a qual após homogeneização em laboratório servirá de base a todos os ensaios de caracterização da estabilização química do solo;
- intactas, com o objectivo de caracterizar exhaustivamente o local de “origem” do solo a ser usado no estudo laboratorial da estabilização química do solo.

Para tal, procedeu-se à abertura de vala não escorada até à profundidade de 3m (era objectivo inicial efectuar abertura de vala até aos 4m de profundidade, mas dadas as características locais julgou-se ser mais prudente e seguro ficar aquém desse valor). Imediatamente de seguida, recolheram-se amostras intactas (de grande qualidade) à profundidade de 2,5m, quer na direcção vertical quer na horizontal, com medição sistemática do teor em água. Especiais cuidados foram tidos durante esta fase, com o objectivo de minimizar as perturbações induzidas às amostras intactas.

Relativamente às amostras intactas, estas foram recolhidas em tubo amostrador aberto de paredes finas, por cravação estática e a velocidade constante, sem rotação, obrigando o



solo a deslocar-se para o seu interior. De seguida, e com o intuito de minimizar a perturbação transmitida à amostra (garantindo 100% de recuperação), cravam-se as mãos no solo mole para além da extremidade inferior do tubo amostrador, recolhendo-se cuidadosamente o conjunto (esta operação era auxiliada pela válvula de retenção existente ao nível da cabeça do tubo amostrador, Figura 3.13). Por último, retira-se a vara de cravação e a ponta biselada, rectificam-se se necessário as extremidades com auxílio de espátula, limpa-se o tubo amostrador e envolve-se a amostra em parafina.

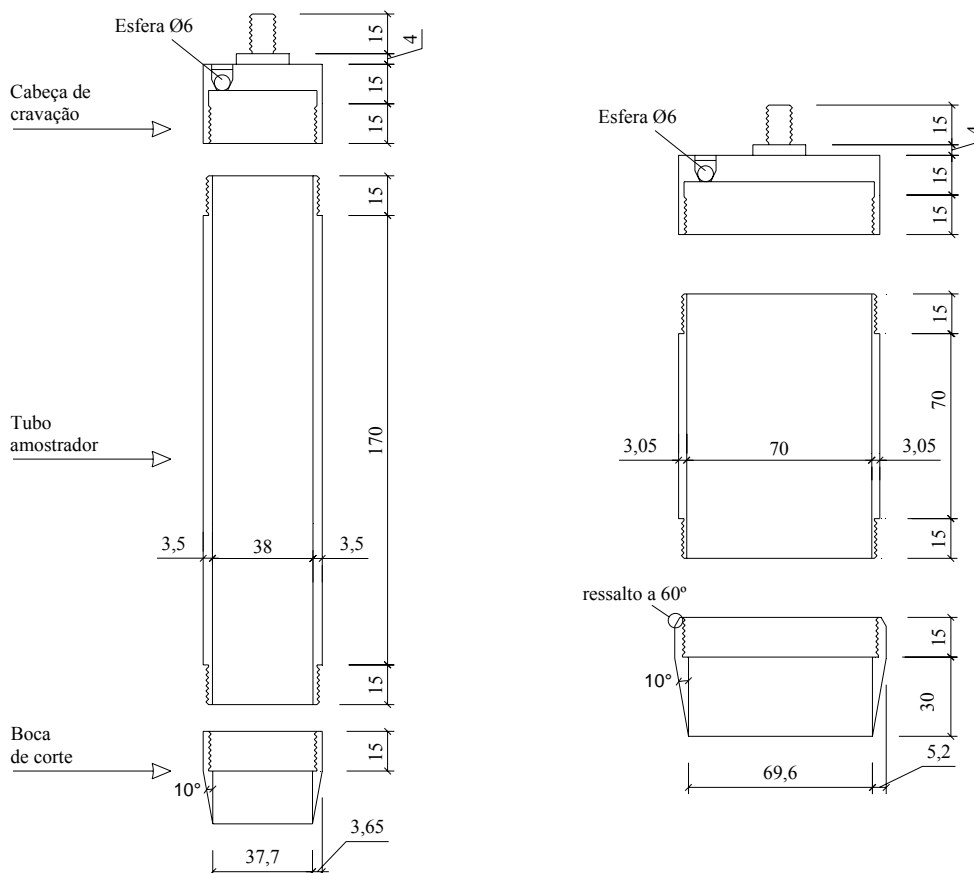


Figura 3.13 – Tubos amostradores (todas as dimensões em mm, excepto as angulares).

De modo a minimizar as perturbações associadas à amostragem, procedeu-se a ajustes das dimensões dos tubos amostradores, nomeadamente, índice de área (Expressão 3.29), índice de folga interior (Expressão 3.30), relação comprimento/diâmetro interno (Expressão 3.31), relação diâmetro externo/espessura (Expressão 3.32), ângulo do bisel da boca cortante e atrito nas paredes internas.

$$\text{Índice de área} = \frac{D_e^2 - D_c^2}{D_c^2} \quad (3.29)$$

$$\text{Índice de folga interior} = \frac{D_i - D_c}{D_c} \quad (3.30)$$

$$\text{Relação comprimento / diâmetro} = \frac{L}{D_i} \quad (3.31)$$

$$\text{Relação diâmetro / espessura} = \frac{B}{t} \quad (3.32)$$

onde,  $D_e$  é o diâmetro externo da boca cortante,  $D_c$  é o diâmetro interno da boca cortante,  $B$  é o diâmetro externo do tubo amostrador,  $D_i$  é o diâmetro interno do tubo amostrador,  $t$  é a espessura das paredes do tubo amostrador e  $L$  é comprimento do tubo amostrador.

As características dos tubos amostradores produzidos para a recolha das amostras intactas são as seguidamente descritas (Figura 3.13). O índice de área é de aproximadamente 30%, valor aceite pela norma britânica BS 5930 (1999). Quer o índice de folga interior, compreendido entre os 0,5 e 1%, quer a relação comprimento/diâmetro, respeitam as indicações da ISSMFE (1965) e Clayton e Siddique (1999). Para o tubo de diâmetro interior de 70mm, a relação diâmetro externo/espessura (25,0) é considerada como boa, enquanto que no caso do tubo de diâmetro interior de 38mm esta relação (12,9) é apenas razoável (Clayton *et al.*, 1995), face ao nível máximo de deformação a que o solo fica sujeito quando amostrado por estes tubos amostradores. O ângulo do bisel da boca cortante é de 10°, valor tido por muito bom em Clayton e Siddique (1999). As paredes interiores dos tubos amostradores foram rectificadas de modo a minimizar o atrito lateral (tensões de corte) aquando do deslocamento do solo no tubo (amostragem e extrusão em laboratório). Os tubos foram construídos em aço inox, evitando-se oxidações (indutoras de atrito lateral aquando da extrusão em laboratório).

As amostras intactas foram transportadas e armazenadas em caixas, deitadas sobre colchão de esferovite. Uma vez no laboratório, as amostras ficaram armazenadas em câmara termohigrométrica à temperatura de  $20 \pm 2^\circ\text{C}$  e humidade relativa de  $95 \pm 5\%$ , até à sua utilização.

Após a recolha das amostras intactas, o processo de amostragem prosseguiu com a colheita de amostra da água natural à profundidade de 2,5m, para posterior análise química laboratorial. Por fim, recolheu-se amostra remexida de grande volume ( $\approx 2\text{m}^3$ ) à profundidade de 2,5m com auxílio de retroescavadora.

### 3.4.3 – Características físicas e de identificação

O estudo do solo à profundidade de 2,5m, no local experimental da Quinta da Foja, depósito de solos moles do Baixo Mondego (de agora em diante, simplesmente designado por solo em estudo), iniciou-se pela avaliação das características físicas e de identificação, com as quais se procedeu à classificação do solo. Foram avaliadas experimentalmente as principais propriedades físicas do solo, a distribuição granulométrica das partículas do solo de acordo com as suas dimensões, a sua composição mineralógica e química, bem como a plasticidade e

o teor em matéria orgânica presente no solo. De seguida, analisam-se em detalhe cada uma destas características do solo.

### 3.4.3.1 – Propriedades físicas

Relativamente às características físicas, foram determinados os principais índices físicos, a saber, o teor em água, o peso volúmico e a densidade das partículas sólidas. A partir do conhecimento destes 3 índices físicos básicos, foram estimadas outras propriedades físicas do solo, nomeadamente, o índice de vazios e o grau de saturação.

O teor em água natural,  $w_{nat}$ , foi avaliado a partir de 11 amostras de campo recolhidas à profundidade de 2,5m, aquando da colheita das amostras intactas. O método utilizado foi o descrito na NP 84 (1965) (método da secagem em estufa a 105°C até massa constante). O valor médio obtido foi de 80,87%.

O peso volúmico *in situ*,  $\gamma$ , foi determinado a partir de 9 amostras intactas, por meio de registo da massa de solo húmido e do volume interno do tubo amostrador. O valor médio para a profundidade de 2,5m foi de 14,56kN/m<sup>3</sup>, em concordância com a natureza do solo e o elevado teor em água.

O terceiro índice físico básico do solo avaliado foi a densidade das partículas sólidas,  $G_s$ . A sua determinação foi feita de acordo com o procedimento descrito na NP 83 (1965). Com base em 5 amostras de campo, definiu-se o valor médio da densidade das partículas sólidas pelo valor 2,555. A análise do valor obtido necessita do conhecimento da composição mineralógica do solo, devendo ter-se presente que o solo contém matéria orgânica em proporções significativas (Coelho, 2000), facto que poderá justificar o baixo valor medido.

Com base nos valores médios das 3 propriedades físicas básicas do solo determinadas experimentalmente, estimaram-se outras propriedades físicas do solo a partir de relações matemáticas estabelecidas entre si, obtendo-se para o índice de vazios natural,  $e_{nat}$ , o valor de 2,11, para o grau de saturação *in situ*,  $S$ , o valor de 97,95%, e, para o peso volúmico seco de campo,  $\gamma_d$ , o valor de 8,05kN/m<sup>3</sup>.

Qualquer uma das propriedades físicas do solo ( $w_{nat}=80,87\%$ ;  $\gamma=14,56\text{kN/m}^3$ ;  $G_s=2,555$ ;  $e_{nat}=2,11$ ;  $S=97,97\%$ ,  $\gamma_d=8,05\text{kN/m}^3$ ) encontra-se dentro dos limites de variação determinados por Coelho (2000) para o solo em estudo à profundidade de 2,5m (Figura 3.2). No global, poder-se-á dizer que o solo se encontra saturado (reflexo da posição do nível freático à profundidade de 0,3m), apresenta teor em água elevado, o que a par da reduzida densidade das partículas sólidas se traduz em baixo peso volúmico e elevado índice de vazios. Estas características são típicas de depósitos aluvionares orgânicos recentes.

### 3.4.3.2 – Características de identificação

No presente trabalho foram investigadas as características de identificação do solo em estudo, por se acreditar que as mesmas são determinantes no comportamento do solo, com ou sem estabilização química.

As características de identificação analisadas são a composição granulométrica, mineralógica e química, a plasticidade e o teor em matéria orgânica do solo. Os principais resultados obtidos e a sua discussão são apresentados de seguida.

#### 3.4.3.2.1 – Composição granulométrica

A distribuição granulométrica das partículas do solo de acordo com as suas dimensões foi laboratorialmente avaliada sobre amostras de solo resultantes, quer de resíduos de amostras intactas, quer de pequenas tomas da amostra remexida de grande volume. Embora não sendo de esperar variações significativas da composição granulométrica do solo à profundidade de 2,5m, foram ensaiadas ao todo 14 amostras, 7 intactas e 7 remexidas.

Conhecida a influência da granulometria sobre o comportamento do solo quimicamente estabilizado, foi decidido avaliar, o mais rigoroso quanto possível, a distribuição granulométrica do solo, tendo-se recorrido ao ensaio em granulómetro laser. O equipamento utilizado foi o granulómetro laser Coulter LS-230, do Laboratório de Sedimentologia do Departamento de Ciências da Terra da Universidade de Coimbra.

Antes dos ensaios propriamente ditos, um estudo foi conduzido com o objectivo de definir o estado das amostras no início do ensaio (em pasta, em suspensão ou em pó), assim como avaliar a influência do pré-tratamento da amostra (eliminação da matéria orgânica e dos compostos de cálcio, secagem em estufa a 105°C, adição de solução antifloculante, conforme procedimentos de ensaio descritos na especificação E196, 1966, do LNEC). Desse estudo, cujos resultados se apresentam no Anexo C, concluiu-se que idealmente as amostras deveriam se encontrar no estado natural (em pasta) e sem qualquer pré-tratamento.

Os resultados obtidos nas análises granulométricas encontram-se apresentados nas Figuras 3.14 e 3.15, identificando-se as amostras intactas pela designação AI, e as remexidas pela designação ARm, ambas seguidas do número da amostra. Analisando os mesmos, verifica-se que todas as amostras se encontram num fuso granulométrico bem definido, existindo contudo uma ligeira variação quanto ao tipo de amostra considerada, intacta ou remexida. Verifica-se que o fuso granulométrico das amostras remexidas é muito estreito, reflexo da homogeneização a que a amostra remexida de grande volume foi sujeita em laboratório. As amostras remexidas possuem um pouco mais de fracção argilosa e, menos de fracção siltosa do que as amostras intactas (Figura 3.15). Tal circunstância pode estar associada ao facto de a amostra remexida de grande volume ter sido colhida por retroescavadora, não se podendo garantir de todo que a amostra corresponde ao solo existente

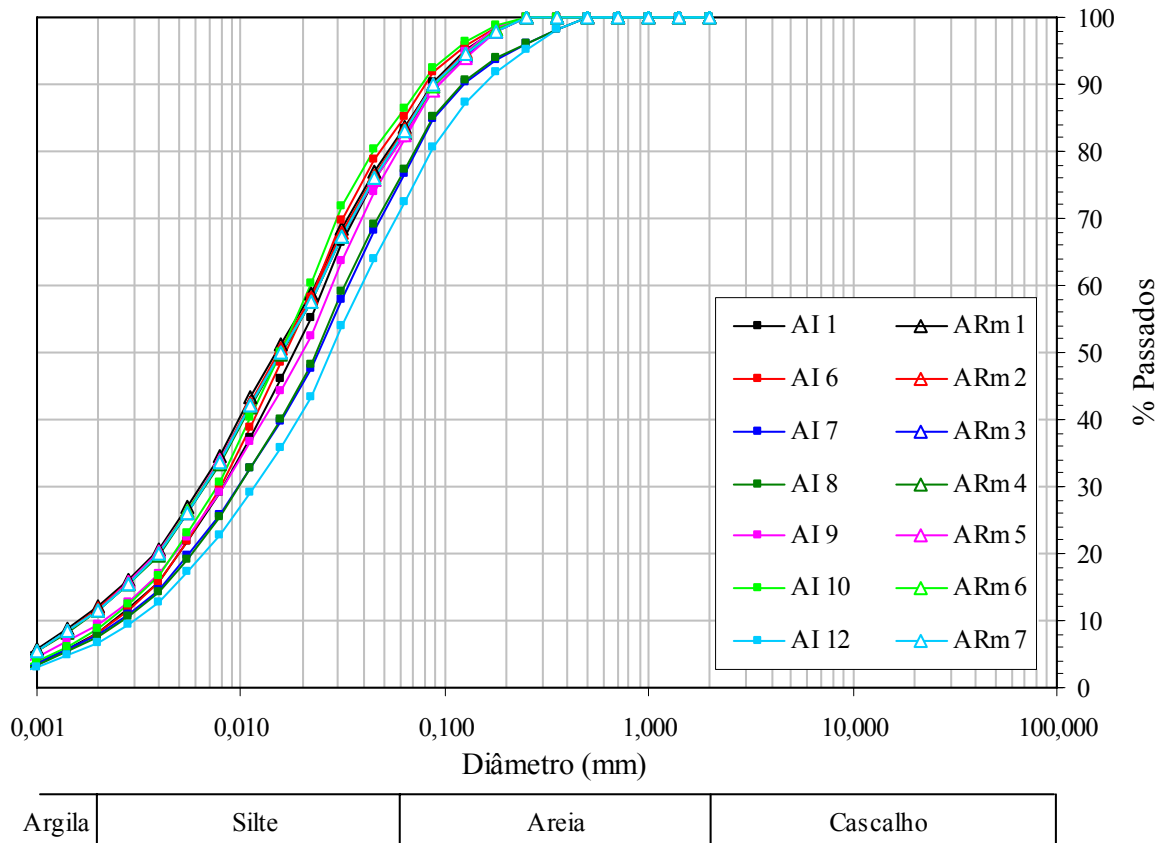


Figura 3.14 – Curvas granulométricas para o solo à profundidade de 2,5m.

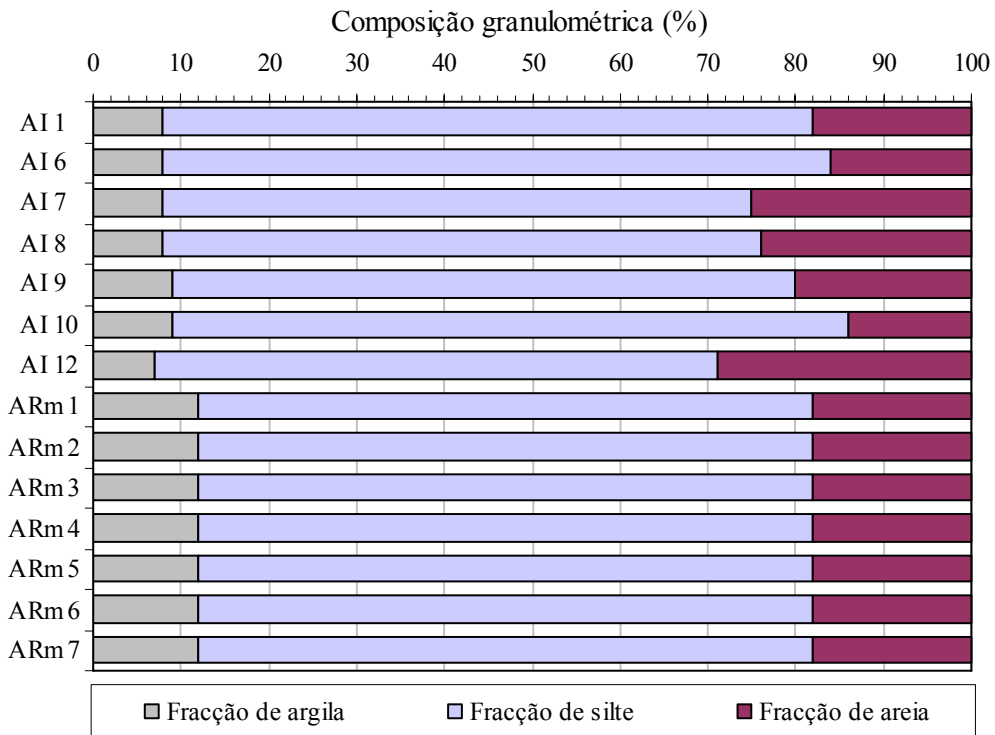


Figura 3.15 – Variação da composição granulométrica com o tipo de amostra.

exactamente aos 2,5m de profundidade, podendo ter existido contaminação por solo de outras profundidades. Contudo, pode-se assegurar que a amostra remexida é representativa do solo existente à profundidade de 2,5m.

Em resumo, pode dizer-se que, em termos médios, o solo à profundidade de 2,5m exibe um fuso granulométrico marcado pela predominância da fracção siltosa ( $\approx 71\%$ ), com a fracção argilosa a variar de 8 a 12%, e, a arenosa compreendida entre os 17 e os 21% (composta essencialmente por areia fina). Estas características são coerentes com as condições de deposição observadas durante a formação geológica do depósito e, comuns a outros depósitos aluvionares orgânicos recentes.

#### **3.4.3.2.2 – Composição mineralógica**

O conhecimento da composição mineralógica do solo, em particular da sua fracção argilosa, pode fornecer indicações preciosas sobre a sua génese e sua aptidão para a estabilização química, assim como facilitar a previsão de algumas das suas propriedades físicas e mecânicas. Dados os benefícios que podem advir do conhecimento da composição mineralógica, optou-se por efectuar a sua avaliação por via directa, por meio de ensaios de identificação mineralógica, em vez da tradicional determinação indirecta através dos limites de consistência (os quais apenas fornecem indicações, por vezes ambíguas, quanto à fracção argilosa predominante).

A identificação mineralógica do solo em estudo foi realizada num difractómetro de raios-X, Philips PW3710, do Laboratório de Difracção de Raios-X do Departamento de Ciências da Terra da Universidade de Coimbra. A interpretação de resultados foi facilitada pela utilização de software próprio ao equipamento, complementado por software desenvolvido pelo autor. Os difractogramas obtidos dos ensaios podem ser consultados no Anexo D, secção D.2.

Da análise dos resultados pode-se concluir que as amostras ensaiadas do solo em estudo, são constituídas mineralogicamente por quartzo, feldspato (predominantemente potássico), micas (ilite e muscovite) e por clorite de ferro (vermiculite e caulinite). As difracções de raios-X (DRX) do mineral quartzo, o mais abundante nas amostras, mascaram as difracções dos minerais de argila. Daí resulta que a identificação dos minerais de argila deve ser realizada a partir de ensaios específicos, a partir de lâminas constituídas exclusivamente por partículas de dimensão inferior a  $2\mu\text{m}$  (partículas de argila). Da interpretação desses resultados (Anexo D, secção D.2), auxiliada no que diz respeito à análise quantitativa pelos trabalhos de Cunha (1993), concluiu-se que a fracção argilosa era composta por vermiculite (46%), ilite (24%), caulinite (15%) e clorite de ferro (15%).

Os resultados relativos à composição mineralógica do solo reflectem a história geológica do depósito, nomeadamente o tipo de rocha-mãe e o ambiente de deposição. Assim, atravessando o rio Mondego a montante uma zona granítica, é de esperar que

mineralogicamente o depósito apresenta quartzo, micas (ilite e muscovite), algum feldspato e caulinite resultante da alteração deste último. Quanto à avaliação quantitativa dos minerais de argila presentes, os resultados podem ser transpostos para a globalidade do solo pois sabe-se da composição granulométrica que a fracção argilosa representa cerca de 10% das partículas constituintes do solo. Deste modo, a vermiculite ocorre no solo com uma percentagem média global de 4,6%, a ilite com 2,4%, a caulinite e a clorite de ferro com 1,5% cada.

Se atendermos aos valores da densidade média dos principais minerais identificados no solo (Quadro 3.5), podemos retirar conclusões acerca da densidade das partículas sólidas. O valor médio medido para a densidade das partículas sólidas do solo foi de 2,555 (secção 3.4.3.1), ligeiramente inferior à densidade do mineral predominante no solo, quartzo. Tal facto é explicado pela predominância da vermiculite como mineral argiloso, assim como pela presença de matéria orgânica no solo (cuja densidade é  $\approx 1,1$ ).

Quadro 3.5 – Densidade média dos principais minerais identificados no solo (Deer *et al.*, 2008).

Mineral	Densidade média
Quartzo	2,65
Micas (muscovite)	2,8
Micas (ilite)	2,8
Feldspato potássico	2,57
Vermiculite	2,3
Caulinite	2,6

### 3.4.3.2.3 – Plasticidade

A caracterização da plasticidade de solos orgânicos, como é disso exemplo o solo em estudo, envolve uma série de particularidades, nem sempre totalmente compreendidas, e que conduzem, nesse caso, a interpretações incorrectas dos resultados fornecidos pelos ensaios. Coelho (2000) conduziu um estudo laboratorial onde foram exaustivamente investigados os factores capazes de influenciar significativamente os resultados da plasticidade do solo, nomeadamente o processo de preparação das amostras (no estado natural ou com secagem em estufa a 100 ou 400°C) e o método de ensaio utilizado (Concha de Casagrande ou Cone Penetrómetro). Constatou o referido autor existir forte influência da matéria orgânica sobre as características de plasticidade do solo, fruto da sua capacidade de retenção de água. Daí resulta que a plasticidade de um solo orgânico deve ser avaliada com amostras no estado natural, não sujeitas a qualquer processo de secagem. A secagem a 100°C poderá ser utilizada para efeitos de classificação do solo segundo a Classificação Unificada (ASTM D2487, 1998). Já a secagem a 400°C poderá ser útil na identificação indirecta da fracção argilosa presente no solo por meio da actividade. Quanto ao método de ensaio a adoptar na determinação do limite de liquidez (Concha de Casagrande ou Cone Penetrómetro), Coelho (2000) verificou que os resultados fornecidos por ambos os métodos eram muito semelhantes, não sendo de destacar

preferência por qualquer dos métodos. Contudo, o Cone Penetrómetro apresenta as vantagens de independência em relação ao operador e maior versatilidade para solos de muito baixa plasticidade.

As características de plasticidade do solo em estudo, foram avaliadas através de ensaios realizados sobre 3 amostras no estado natural (obtidas a partir dos resíduos de amostras intactas). Os valores médios caracterizadores da plasticidade do solo são: limite de liquidez,  $w_L$ , igual a 71,03% pela concha de Casagrande (NP 143, 1969), ou 69,36% pelo cone Penetrómetro (BS 1377-2, 1990); limite de plasticidade,  $w_P$ , igual a 42,80 % (NP 143, 1969); resultando num índice de plasticidade, IP, de 28,23%.

Se atendermos ao valor medido para o teor em água natural, 80,87% (secção 3.4.3.1), o índice de liquidez do solo é de 1,35. Conhecida a percentagem da fracção argilosa presente no solo (cerca de 10%, conforme secção 3.4.3.2.1), é possível estimar o valor da actividade do solo no estado natural, 2,82, valor este em nada condizente com o tipo de fracção argilosa identificada, uma vez que a actividade no estado natural reflecte não apenas a plasticidade associada aos minerais de argila, mas também a associada à matéria orgânica, tal como o observado por Coelho (2000). Após secagem em estufa a 400°C, as novas características de plasticidade do solo são:  $w_L$  igual a 39,15% (concha de Casagrande),  $w_P$ , igual a 27,23%, e IP igual a 11,92%. Neste caso, o novo valor da actividade, 1,19, reflecte a composição da fracção argilosa predominante no solo, ou seja, a vermiculite e a ilite. Note-se que, mesmo após a secagem a 400°C continua a existir alguma matéria orgânica no solo, justificando um ligeiro acréscimo do valor da actividade avaliada aos 400°C. A matéria orgânica poderia ser totalmente eliminada por temperaturas de ignição mais elevadas, contudo este procedimento é desaconselhável uma vez que pode suscitar alterações irreversíveis nos minerais que compõem o solo e, consequentemente, na sua plasticidade (Coelho, 2000).

#### **3.4.3.2.4 – Teor em matéria orgânica**

Conforme tem sido registado, a matéria orgânica (OM) exerce enorme influência sobre as características físicas e de plasticidade do depósito, sendo de esperar que esta determine, em grande medida, o comportamento mecânico do solo não estabilizado e quimicamente estabilizado, na medida em que a sua presença pode inibir o desenvolvimento das reacções físico-químicas que se estabelecem entre o solo e os ligantes adicionados. Deste modo, a quantificação da matéria orgânica presente no depósito assume especial importância na caracterização geotécnica.

Não existindo um método unanimemente aceite para a determinação do teor em matéria orgânica do solo, tomou-se por referência o estudo laboratorial realizado por Coelho (2000) onde foram investigados 3 diferentes métodos para a sua avaliação, a saber, método oxidimétrico (proposto na especificação E 201, 1967), o método das perdas na ignição e, o método de oxidação húmida (proposto na especificação E 196, 1966). Do estudo, concluiu o



referido autor, que o método oxidimétrico era inadequado quanto à aplicação prática devido às dificuldades inerentes à técnica do ensaio, e que o método de oxidação húmida era pouco preciso devido à dificuldade em eliminar a matéria orgânica por água oxigenada. O método de ignição aplicado ao intervalo de temperaturas 50-400°C foi o que se mostrou mais eficaz para o presente depósito. A ignição do solo não deve ser realizada a temperaturas acima dos 400°C pois acima deste valor começa a ser assinalável a perda de água de hidratação dos minerais de argila (Coelho, 2000).

O teor em matéria orgânica do solo em estudo foi avaliado com base nos resultados de 6 amostras de campo (obtidas a partir dos resíduos de amostras intactas). O método aplicado na sua determinação foi o das perdas na ignição, tomando-se por temperatura de referência os 50°C e por temperatura de ignição os 400°C, aplicados às amostras durante períodos normalizados de 24h. O teor em matéria orgânica médio obtido foi de 7,96%, variando entre os 6,87 e os 9,22%, valores estes perfeitamente enquadrados para a profundidade do depósito em estudo (Figura 3.2). Embora o valor do teor em matéria orgânica do solo seja relativamente modesto, a sua importância no comportamento do solo é elevada.

#### 3.4.3.2.5 – Teor em carbonato de cálcio

O depósito aluvionar do Baixo Mondego contém carbonato de cálcio (calcite), a qual ocorre sob a forma de fragmentos de conchas de organismos marinhos visíveis macroscopicamente, os quais surgem a partir dos 3 a 4m de profundidade, ocorrendo em quantidades mais significativas entre os 6 e os 12m de profundidade (Coelho, 2000). De acordo com Soares (1966), foram identificadas nessa zona duas espécies, a *Cardium edule L.* e a *Mytilus edulis L.*, que atestam a influência marinha na formação do depósito.

A presença de carbonatos de cálcio no solo pode ser detectada pela reacção com solução de ácido clorídrico a 8,9%. Este é alias o método recomendado pela especificação E 196 (1966) para eliminação dos carbonatos na fase de pré-tratamento das amostras a serem utilizadas em análises granulométricas. No caso particular do solo em estudo, os fragmentos de conchas de organismos marinhos são visíveis macroscopicamente (a olho nu), e ocorrem muito raramente, tendo sido facilmente removidos à mão. Não se optou pela sua eliminação por adição de solução de ácido clorídrico, por duas razões: primeiro por que estes ocorrem em reduzida quantidade à profundidade de 2,5m; segundo, por que após a sua remoção à mão não se verificava existir reacção química (efervescência) significativa à solução de ácido clorídrico. O processo adoptado para a sua eliminação mostrou-se conveniente, com a vantagem de não ocorrer perda de fracção não desprezável de partículas finas a muito finas aquando da filtragem em papel de filtro com água quente (procedimento requerido quando se adiciona solução de ácido clorídrico ao solo).

Dado não ter existido a quantificação do teor em carbonato de cálcio, apenas se pode dizer que qualitativamente o solo em estudo, apresenta carbonato de cálcio em quantidades

muito reduzidas e visíveis macroscopicamente. Este facto é corroborado pela análise mineralógica, na qual não foram detectados minerais de calcite, bem como pelos estudos de Coelho (2000) onde estes apenas foram detectados de forma significativa a partir de profundidades superiores a 3 a 4m.

#### 3.4.3.2.6 – Composição química

A composição química de um solo, reflexo dos constituintes químicos dos minerais presentes do solo, fornece informações valiosas para a caracterização e previsão do comportamento do solo em certas aplicações. Contudo, estes dados e interpretações, só por si, podem ser insuficientes se as características cristal químicas das espécies minerais presentes, bem como as suas quantidades relativas, não forem conhecidas. Por tal motivo, os resultados das análises químicas devem ser analisados em paralelo com resultados provenientes de outras técnicas, tais como, difracção de raios-X (Gomes, 1988).

Da análise química podem-se retirar importantes indicações acerca da aptidão e capacidade de um solo para ser quimicamente estabilizado, uma vez que as reacções físico-químicas que se estabelecem entre o solo e os ligantes dependem em grande medida dos seus constituintes químicos. Outro aspecto que condiciona o desenvolvimento destas reacções físico-químicas é o valor de pH do solo, sendo que quanto maior o seu valor tanto melhor uma vez que estas reacções se desenvolvem em meio alcalino. Do conhecimento das propriedades químicas do solo podem-se retirar importantes indicações acerca dos melhores ligantes, e suas dosagens, a serem utilizados na estabilização química do solo (Eurosoilstab, 2001). O comportamento do solo estabilizado, tanto em termos mecânicos como hidráulicos, é fortemente condicionado pela composição química do solo original.

Para o solo em estudo, foi avaliada a composição química pelo método da espectometria de fluorescência de raios-X no Laboratório de Análise de Materiais do Centro Tecnológico da Cerâmica e do Vidro em Coimbra. O valor de pH, carbono orgânico total (TOC) e a capacidade de troca catiónica efectiva ( $CTC_{ef}$ ) foram avaliadas no Laboratório de Solos e Fertilidade da Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro, exceptuando a determinação do pH pelo procedimento descrito na BS 1377-3 (1990), ensaio conduzido pelo autor. Estes ensaios foram realizados sobre a mesma amostra intacta. Paralelamente, e tendo por base uma amostra de água recolhida em campo à profundidade de 2,5m no local experimental, foi efectuada análise química à água de campo, tendo este ensaio sido realizado no Centro de Investigação em Engenharia dos Processos Químicos e dos Produtos da Floresta do Departamento de Engenharia Química da Universidade de Coimbra. Ambos os resultados encontram-se resumidos no Quadro 3.6.

Quadro 3.6 – Composição química do solo e da água natural.

Solo		Água	
Perda ao rubro (%)	11	pH (-)	7,83
SiO <sub>2</sub> (%)	62	Teor de Cloretos, Cl <sup>-</sup> (mg/l)	114,41
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	16	TOC (mg/l)	210,70
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	4,8	N (%)	0,32
CaO (%)	0,74	S (%)	0,00
MgO (%)	1,1	Na (mg/l)	90,40
Na <sub>2</sub> O (%)	0,9	K (mg/l)	25,79
K <sub>2</sub> O (%)	3	Ca (mg/l)	176,24
TiO <sub>2</sub> (%)	0,69	Mg (mg/l)	50,87
MnO (%)	< 0,3	Al (mg/l)	0,33
P <sub>2</sub> O <sub>5</sub> (%)	< 0,5	Fe (mg/l)	0,43
pH <sup>(1)</sup> (-)	3,5	Mn (mg/l)	1,20
pH <sup>(2)</sup> (-)	3,2	Pb (mg/l)	≤ 0,05
pH <sup>(3)</sup> (-)	3,6	Zn (mg/l)	≤ 0,06
TOC (%)	2,79	Ba (mg/l)	≤ 0,37
CTC <sub>ef</sub> (cmol(+)/kg) <sup>(4)</sup>	11,00	Cd (mg/l)	≤ 0,01
		Cr (mg/l)	≤ 0,04
		Cu (mg/l)	≤ 0,03
		Ni (mg/l)	≤ 0,10

(1) em solução de H<sub>2</sub>O

(2) em solução de HCl

(3) pela BS 1377-3 (1990)

(4) cmol(+)/kg = meq/100g

Os resultados evidenciam uma elevada presença de óxidos de sílica e de alumínio no solo, os quais, como se verá mais adiante, são importantes no desenvolvimento de reacções pozolânicas secundárias. O solo natural apresenta-se num estado ácido (pH ≈ 3,5), o que pode conduzir à inibição e/ou retardamento de algumas reacções físico-químicas associadas à estabilização química do solo.

O carbono orgânico total (TOC) é uma medida do material derivado da decomposição de plantas, do crescimento bacteriano e das actividades metabólicas de organismos vivos, ou de compostos químicos presentes no solo. O TOC é definido pela quantidade de gás carbónico produzido na oxidação completa (a 1 100°C), em condições especiais, de uma amostra de solo. O seu valor reflecte a matéria orgânica presente no solo, sendo frequentemente inferior ao valor da matéria orgânica devido ao facto de alguns compostos orgânicos não sofrerem oxidação (Costa, 1991).

Quanto à capacidade de troca catiónica efectiva, ela é o reflexo dos minerais de argila e da matéria orgânica presente no solo. Atendendo ao valor médio da CTC<sub>ef</sub> dos principais minerais de argila identificados no solo e da matéria orgânica (Quadro 3.7), e, à percentagem com que os mesmos ocorrem no solo (vermiculite ≈ 4,6%, ilite ≈ 2,4%, caulinite = clorite ≈ 1,5%, OM ≈ 8%), pode-se concluir que o valor medido é o reflexo dessas características.

Quadro 3.7 – Capacidade de troca catiónica efectiva média dos principais minerais argilosos identificados no solo e da matéria orgânica (Gomes, 1988; Appelo e Postma, 1993, Andrews *et al.*, 2004).

Mineral	CTC <sub>ef</sub> (cmol(+)/kg) <sup>(1)</sup>
Vermiculite	100-200
Illite	10-40
Caulinite	3-10
Clorite	10-40
Matéria orgânica	150-500

(1) cmol(+)/kg = meq/100g

No que á agua natural diz respeito, verifica-se que o seu pH é elevado não estando em equilíbrio com o solo. Este elevado valor é o reflexo de alguma salinidade introduzida pela influência marinha (actual ou passada), e/ou pela dissolução de conchas presentes no depósito. O elevado valor de cloretos é também sintomático da influência marinha, ao passo que o elevado valor de TOC está associado à matéria orgânica presente no solo (alguma da qual se encontra dissolvida na água). A água é muito mineralizada, com grande quantidade dos elementos principais constituintes da água (Cl<sup>-</sup>, Na, K, Ca, Mg).

### 3.4.4 – Classificação

Mediante a classificação de um solo é possível prever algumas características do seu comportamento, e desta forma auxiliar à definição da solução em problemas geotécnicos. A classificação tem por base uma série de ensaios normalizados, realizados preferencialmente sobre o solo no estado natural, dependendo o tipo e número de ensaios do solo em estudo, das condições geológicas locais e da experiência acumulada. Existem diversas classificações de solos, sendo realizadas, em geral, com base num de 4 critérios (Hansbo, 1994):

- origem geológica;
- composição, tendo por base uma ou um conjunto de características do solo;
- propriedades geotécnicas, baseando-se em pelo menos uma propriedade geotécnica do solo;
- com base em pelo menos dois dos critérios acima indicados, designando-se esta por sistema de classificação.

De entre as várias classificações de solos actualmente conhecidas, algumas foram aplicadas ao solo em estudo, tendo presidido à sua escolha as informações que possam advir da sua aplicação, relacionadas nomeadamente com o comportamento e algumas propriedades do solo. Seguidamente apresentam-se os resultados da classificação do solo em estudo.

#### 3.4.4.1 – Classificação quanto à origem geológica

A classificação quanto à origem geológica do solo em estudo foi efectuada com base

na informação geológica conhecida (secção 3.2), classificando-se o solo como tendo origem sedimentar (aluvião recente), sendo misto o ambiente de sedimentação, do tipo fluvio-marinho em estuário.

### 3.4.4.2 – Classificação quanto à sua composição

A classificação do solo quanto à sua composição pode ser realizada com base em várias características do solo, tais como, a composição granulométrica, teor em carbonato de cálcio e teor em matéria orgânica.

#### i) Classificação de acordo com a composição granulométrica

A classificação de um solo pelo triângulo de Feret permite caracterizá-lo em função da dimensão das suas partículas, isto é, em função da sua granulometria. Num depósito aluvionar, como é disso exemplo o depósito do Baixo Mondego, esta classificação pode ser útil na caracterização do ambiente sedimentar que esteve na base da sua formação, ao identificar a fracção granulométrica predominante.

A classificação granulométrica do solo em estudo foi realizada a partir da informação granulométrica de várias amostras, intactas e remexidas, conforme o apresentado nas Figuras 3.14 e 3.15. Na Figura 3.16 apresenta-se o resultado dessa classificação, sendo o solo classificado como silte arenoso, confirmando a importância relativa da fracção siltosa na composição granulométrica do solo.

A granulometria do solo em estudo, sugere que o ambiente sedimentar que presidiu à sua formação manteve características relativamente constantes ao longo do tempo. Por outro lado, o facto de ser o silte a fracção granulométrica dominante na composição do solo, sugere que a velocidade da corrente no local seria relativamente reduzida.

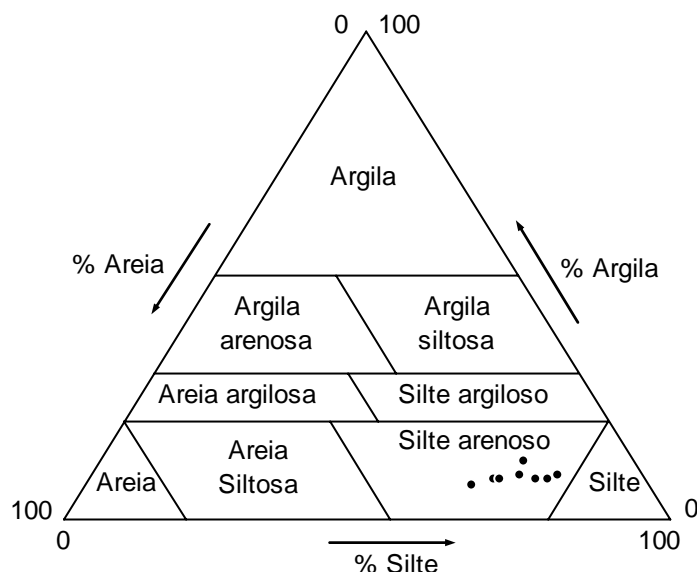


Figura 3.16 – Classificação granulométrica do solo pelo triângulo de Feret (E219, 1968).

### ii) Classificação de acordo com o teor em carbonato de cálcio

A classificação de um solo quanto ao teor em carbonato de cálcio pode ser efectuada qualitativamente, analisando a reacção química resultante da adição ao solo de solução de ácido clorídrico a 8,9%, ou quantitativamente com base nas propostas de Schön (1965) ou Hansbo (1994). Uma vez que à profundidade de 2,5m do depósito aluvionar em estudo, os compostos de cálcio ocorrem muito raramente, e não originam reacção química (efervescência) significativa ao ácido clorídrico a 8,9%, o solo em estudo classifica-se como não calcário.

### iii) Classificação de acordo com o teor em matéria orgânica

A classificação de um solo quanto ao teor em matéria orgânica pode ser efectuada com base em duas propostas, uma da *Swedish Geotechnical Society* (SGS), outra do *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* (LCPC), de acordo com o Quadro 3.8. Na presença de solos com significativo teor em matéria orgânica (> 20 ou 10% segundo a SGS ou o LCPC, respectivamente), deve ser aplicada a classificação especial baseada no teste de humificação de Van Post (Leroueil *et al.*, 1990) desenvolvida para turfas.

Atendendo ao valor de matéria orgânica presente no solo ( $\approx 8\%$ , secção 3.4.3.2.4), este classifica-se como moderadamente orgânico segundo a classificação da SGS, e, levemente orgânico segundo a classificação do LCPC. Face a estas classificações, é de prever uma relevante influência da matéria orgânica sobre as propriedades do solo.

Quadro 3.8 – Classificação de um solo quanto ao teor em matéria orgânica (Hansbo, 1994; Leroueil *et al.*, 1990).

OM (%)	classificação da SGS	OM (%)	classificação do LCPC
< 2	inorgânico	< 3	inorgânico
2 a 6	levemente orgânico	3 a 10	levemente orgânico
6 a 20	moderadamente orgânico	10 a 30	moderadamente orgânico
> 20	altamente orgânico	> 30	muito orgânico

### 3.4.4.3 – Classificação quanto às propriedades geotécnicas

A classificação de um solo de acordo com as suas propriedades geotécnicas é realizada atendendo-se à natureza do solo em análise, granular ou coesiva. No caso do solo em estudo, de natureza coesiva, o solo foi classificado de acordo com a sua plasticidade, consistência e resistência ao corte não drenada.

#### i) Classificação com base na plasticidade

A classificação de um solo com base na sua plasticidade, traduzida pela proximidade

relativa do teor em água natural aos limites de consistência, fornece indicações qualitativas preciosas sobre o comportamento mecânico de solos plásticos quando na presença de água.

O solo em estudo exhibe limite de liquidez igual a 71,03%, e um índice de plasticidade de 28,23% (secção 3.4.3.2.3), classificando-se como um solo de alta plasticidade (Quadro 3.9).

Quadro 3.9 – Classificação de um solo quanto à sua plasticidade (Hansbo, 1994).

$w_L$ (%)	IP (%)	classificação
-	< 1	não plástico
< 35	1 a 7	baixa plasticidade
35 a 50	7 a 17	média plasticidade
50 a 70	17 a 35	alta plasticidade
70 a 90	35 a 50	muito alta plasticidade
> 90	> 50	extremamente alta plasticidade

### ii) Classificação com base na consistência relativa

A classificação de um solo com base na sua consistência relativa, traduzida pelo índice de consistência ou de liquidez, fornece indicações qualitativas preciosas sobre o comportamento mecânico de solos plásticos.

O solo em estudo exhibe um índice de liquidez igual a 1,35 (secção 3.4.3.2.3), típico de um solo com consistência relativa muito baixa, ou seja, o solo classifica-se como muito mole (Matos Fernandes, 2002). Esta classificação do solo permite perspectivar um comportamento mecânico do solo *in situ* pior do que as características granulométricas fariam supor.

### iii) Classificação com base na resistência ao corte não drenada

A classificação de um solo com base na resistência ao corte não drenada permite retirar informações qualitativas importantes acerca do seu comportamento mecânico.

O solo em estudo exhibe uma resistência ao corte não drenada,  $c_u$ , relativamente baixa ao longo da espessura do depósito, com valor médio de 20 kPa (Figura 3.11 a)). De acordo com o Quadro 3.10, o solo classifica-se como muito mole a mole, antevendo-se um fraco comportamento mecânico do depósito

Quadro 3.10 – Classificação de um solo quanto à sua resistência ao corte não drenada (Hansbo, 1994).

$c_u$ (kPa)	classificação
$\leq 20$	muito mole
$> 20$ e $\leq 40$	mole
$> 40$ e $\leq 75$	firme
$> 75$ e $\leq 150$	duro
$> 150$	muito duro

#### 3.4.4.4 – Sistema de classificação unificada

A Classificação Unificada (ASTM D2487, 1998) é a classificação mais completa para solos plásticos, fornecendo preciosas informações qualitativas sobre algumas das suas características. Dado o carácter plástico do solo em estudo, justifica-se plenamente a aplicação deste sistema de classificação.

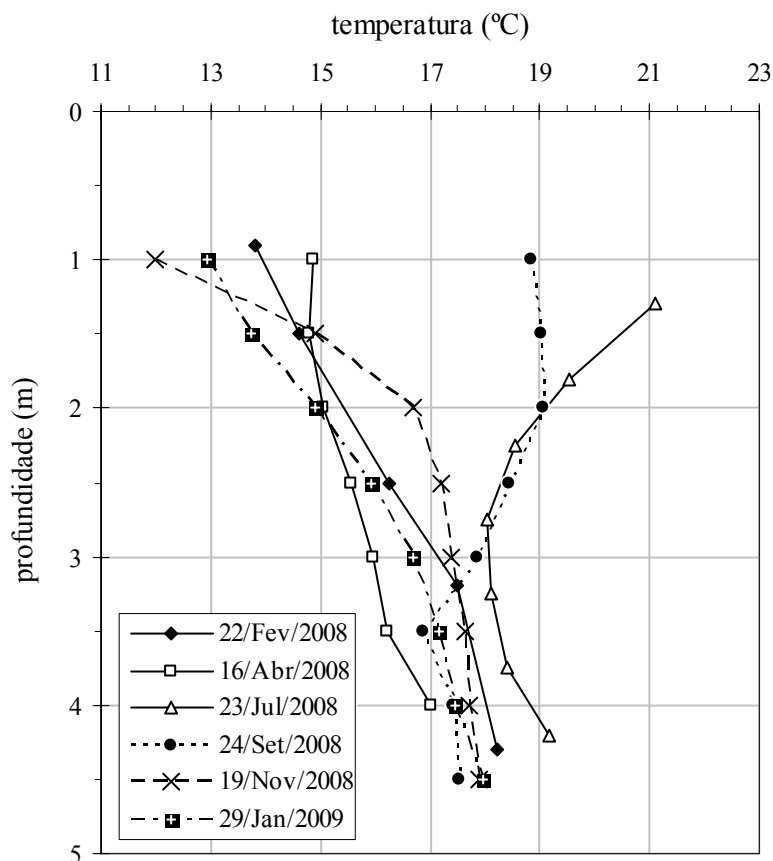
Tendo por base a composição granulométrica (secção 3.4.3.2.1) e as características de plasticidade (secção 3.4.3.2.3) do solo em estudo, este é classificado como silte orgânico de alta plasticidade, sendo-lhe atribuído o símbolo de grupo OH. À classificação deve ser juntado a designação “com areia” dada a presença significativa (> 15%) da fracção arenosa no solo. Atendendo à classificação do solo, é possível antever um comportamento mecânico *in situ* relativamente deficiente, tanto em termos de resistência como de deformabilidade.

#### 3.4.5 – Temperatura

Sendo o objectivo principal deste trabalho o estudo da aplicabilidade da técnica de estabilização química ao solo mole do Baixo Mondego, e, sabendo que a temperatura do solo é um dos factores que condiciona a velocidade com que se desenvolvem as reacções físico-químicas que se estabelecem entre o solo e os ligantes neste misturados, é de todo conveniente conhecer a variação da temperatura no interior do solo.

Sabe-se que a temperatura no solo apresenta não apenas variação espacial (nomeadamente em profundidade), como também variação temporal (durante o dia e ao longo do ano). Por conseguinte, para o conhecimento da temperatura de campo no local experimental da Quinta da Foja, elaborou-se um plano de monitorização com medições intercaladas de aproximadamente 2 meses ao longo de 1 ano (entre Fevereiro de 2008 e Janeiro de 2009), segundo um alinhamento vertical até à profundidade de 4,5m, e, sempre efectuadas à mesma hora do dia para poderem mais facilmente serem comparadas entre si. As medições foram realizadas por recurso à cravação estática (manual) no terreno de vara com comprimento de 5,5m, à qual estava acoplado, pelo interior da mesma, termopar tipo K. O registo da temperatura era efectuado a cada 0,5m durante a fase de cravação, registando-se a temperatura pelo período necessário à estabilização da mesma (em geral, 5 minutos). Da observação da Figura 3.17 constata-se que a variação anual da temperatura no solo aumenta com a diminuição da profundidade, traduzindo a influência das condições atmosféricas locais à data, as quais se fazem sentir quanto mais próximo se está da superfície do terreno. A partir dos 4m de profundidade a temperatura no solo situa-se entre os 17 e os 19°C, valor que se admite manter aproximadamente constante até aos 50m de profundidade (Brandl, 2006), sendo este valor típico para os solos dos países do Sul da Europa. Abaixo dos 50m de profundidade, é de prever um ligeiro aumento da temperatura com a profundidade (2 a 4°C por cada 100m, Christopher e Armstead, 1981).





Descrição das condições atmosféricas locais (entre as 15 e as 17h).

(fonte: Instituto de Meteorologia – estação meteorológica da Figueira da Foz, Vila Verde)

Data	Estado do clima	T <sub>média ar</sub> (°C)
22/Fev/2008	Céu nublado com algumas abertas	16
16/Abr/2008	Céu pouco nublado. Aguaceiros fracos e pouco frequentes	20
23/Jul/2008	Céu pouco nublado ou limpo	26
24/Set/2008	Céu pouco nublado. Aguaceiros fracos e pouco frequentes	23
19/Nov/2008	Céu pouco nublado ou limpo	18
29/Jan/2009	Céu geralmente muito nublado. Períodos de chuva.	14

Figura 3.17 – Evolução da temperatura no solo ao longo de um ano e segundo um alinhamento vertical até à profundidade de 4,5m.

### 3.5 – Principais conclusões do Capítulo 3

A partir da nova campanha de prospecção geotécnica do local experimental da Quinta da Foja, depósito de solos moles do Baixo Mondego, foi possível incrementar o conhecimento actualmente existente acerca das características do depósito, com particular destaque para a profundidade de 2,5m.

Os resultados provenientes dos ensaios de piezocone sísmico (SCPTu) permitiram determinar a provável sequência estratigráfica assim como identificar os materiais presentes. Globalmente trata-se de um depósito essencialmente homogéneo em profundidade (argila siltosa), reflexo do processo de formação se ter mantido sensivelmente constante ao longo da história do depósito, com intercalações de finas camadas de silte arenoso a areia siltosa, fruto da variação das condições hidrológicas e da influência marinha devidas, essencialmente, à alteração do nível do mar. O depósito apresenta-se em geral num estado normalmente consolidado ou muito pouco sobreconsolidado, excepto nos extremos do depósito onde ocorrem duas camadas sobreconsolidadas, consequência directa da dessecação potenciada por alterações sazonais da posição do nível freático (camada superficial), e do possível efeito causado pelo degelo aquando do início da formação do depósito (camada mais profunda).

Os ensaios de dissipação realizados permitem concluir que os coeficientes de consolidação e de permeabilidade horizontais exibem valores consistentes com o esperado para este tipo de solos, com fracção argilosa significativa, sendo os valores de  $c_h$  e  $k_h$  superiores aos respectivos  $c_v$  e  $k_v$ . Por seu lado, os resultados dos ensaios sísmicos reflectem a reduzida heterogeneidade do depósito, apresentando valores da velocidade das ondas de corte levemente crescentes em profundidade. Complementarmente, diversos parâmetros geotécnicos foram estimados por via de correlações empíricas com os resultados dos ensaios SCPTu, algumas das quais exibem boa adequabilidade quando confrontadas com os resultados de outros ensaios.

O intenso estudo laboratorial conduzido sobre amostras intactas e remexidas, recolhidas à profundidade de 2,5m, permitiu caracterizar o estado físico e avaliar as principais características de identificação do solo em estudo. Conclui-se que a presença de matéria orgânica (num teor próximo dos 8%) condiciona sobremaneira as características e comportamento do solo, em particular as singularidades do estado físico e características de plasticidade. O solo a esta profundidade apresenta-se no estado saturado, com elevado teor em água (80,87%), o que a par da reduzida densidade das partículas sólidas (2,555) se traduz em baixo peso volúmico ( $14,56\text{kN/m}^3$ ) e elevado índice de vazios (2,11), características típicas de um depósito aluvionar orgânico recente. Granulometricamente o solo é dominado pela fracção siltosa ( $\approx 71\%$ ), com a fracção argilosa a variar de 8 a 12%, e a arenosa compreendida entre os 17 e os 21% (composta essencialmente por areia fina). Do ponto de vista mineralógico, o solo é constituído por quartzo, micas, algum feldspato e clorite de ferro, tendo sido identificado como principal mineral argiloso a vermiculite. As características de plasticidade (avaliadas no estado natural:  $w_L = 71,03\%$ ;  $w_P = 42,80\%$ ;  $IP = 28,23\%$ ) reflectem os minerais argilosos presentes e a forte influência da matéria orgânica. A composição química do solo indica que este se apresenta num estado ácido ( $\text{pH} \approx 3,5$ ), rico em óxidos de sílica (62%) e de alumínio (16%), e uma capacidade de troca catiónica efectiva ( $11\text{ cmol}(+)/\text{kg}$ ) reflexo dos minerais de argila e da matéria orgânica presente no solo.

Tendo em conta os aspectos referidos, não é de estranhar que a classificação do solo em estudo dê destaque à existência de matéria orgânica na sua composição, como são disso exemplo a classificação da SGS (solo moderadamente orgânico) e a Classificação Unificada (OH, silte orgânico de alta plasticidade). Atente-se que a matéria orgânica ocorre no solo com um teor relativamente moderado (valendo em média 8%), facto que contribui ainda mais para realçar a poderosa influência da matéria orgânica sobre as características físicas e de plasticidade do solo.

Atendendo às principais características e à classificação do solo em estudo, é possível antever um comportamento mecânico *in situ* relativamente deficiente, quer em termos de resistência, quer de deformabilidade.



## COMPRESSIBILIDADE E CONSOLIDAÇÃO

### 4.1 – Introdução

A caracterização do depósito de solo mole do Baixo Mondego em termos de história de tensões e características de compressibilidade e consolidação, foi analisada detalhadamente por Coelho (2000) por meio de ensaios edométricos realizados sobre amostras intactas. Esse estudo foi complementado através do trabalho experimental de campo descrito no Capítulo 3, nomeadamente, dois ensaios SCPTu com ensaios de dissipação a várias profundidades, e recolha de amostras à profundidade de 2,5m, tanto intactas como remexidas. As amostras intactas constituem a base do estudo apresentado neste capítulo, onde se analisam com detalhe as características de compressibilidade e consolidação para a profundidade de 2,5m, local de “origem” do solo a ser usado em laboratório no estudo da aplicabilidade da estabilização química do solo por mistura com ligantes.

As características de compressibilidade e consolidação para o solo em estudo, são investigadas tendo por base ensaios edométricos realizados sobre amostras intactas, recolhidas na direcção vertical e horizontal (com o intuito de caracterizar a anisotropia do solo em termos de compressibilidade e permeabilidade). No decurso do capítulo, e como complemento, apresentam-se os resultados respeitantes a amostras reconstituídas em laboratório em edómetro de grandes dimensões. O recurso a amostras reconstituídas visa estudar o comportamento do solo isento das heterogeneidades presentes no solo natural, permitindo o confronto com as amostras intactas, avaliar a semelhança entre os comportamentos exibidos pelo solo natural e reconstituído.

## 4.2 – Preparação das amostras

### 4.2.1 – Amostras intactas

As amostras intactas utilizadas neste estudo foram alvo de diversos cuidados desde a sua colheita, passando pelo transporte e armazenamento, até à sua transferência para o anel edométrico, com o objectivo último de minimizar a perturbação das amostras.

A primeira preocupação passou pela definição das dimensões do tubo amostrador, nomeadamente, índice de área, índice de folga interior, relação comprimento/diâmetro interno, relação diâmetro externo/espessura, ângulo do bisel da boca cortante e atrito nas paredes internas, conforme descrito na secção 3.4.2.

Quanto à técnica de colheita das amostras intactas por tubo amostrador aberto de paredes finas, ela consistiu na cravação estática, sem rotação do tubo amostrador, obrigando o solo a deslocar-se para o seu interior. De seguida, e com o intuito de minimizar a perturbação transmitida à amostra (garantindo 100% de recuperação), cravam-se as mãos no solo mole para além da extremidade inferior do tubo amostrador, recolhendo-se cuidadosamente o conjunto. Por último, retira-se a vara de cravação e a ponta biselada, rectifica-se se necessário as extremidades com auxílio de espátula, limpa-se o tubo amostrador e envolve-se a amostra com parafina.

As amostras intactas foram transportadas e armazenadas em caixas, encontrando-se as mesmas deitadas sobre colchão de esferovite. Uma vez no laboratório, as amostras ficaram armazenadas em câmara termohigrométrica à temperatura de  $20\pm 2^\circ\text{C}$  e humidade relativa de  $95\pm 5\%$ .

A transferência da amostra “indeformada” para o anel edométrico foi auxiliada por peça de transferência de modo a minimizar a perturbação transmitida à amostra. A peça de transferência consta de um conjunto de elementos de igual diâmetro interno ao do tubo amostrador e ao anel edométrico, representados na Figura 4.1, tendo sido idealizada por Rodrigues (2003). O conjunto consta de uma peça inferior, roscada num dos extremos, para permitir a ligação ao tubo amostrador, e ranhurada no outro extremo, de forma a poder encaixar o anel edométrico e a peça de ligação intermédia, esta constituída por duas meias canas. Esta peça intermédia contém um ressalto interno onde se fixa o anel edométrico e um encaixe superior onde se adapta uma outra peça pertencente ao conjunto. As peças inferior, intermédia e superior contêm furos roscados por onde passam parafusos que servem para solidarizar o conjunto, de modo a que a amostra, quando passa no seu interior, não provoque o levantamento de nenhum destes componentes, mantendo o anel edométrico fixo e alinhado. Refira-se ainda que o anel edométrico encaixa nos diversos elementos sem ressaltos internos. A peça de transferência foi construída em aço ferroso, protegida de oxidações por meio de cromagem, a qual confere um acabamento perfeitamente liso à face interior dos diversos elementos da peça de transferência (minimizando-se desta forma o atrito lateral aquando da

extrusão da amostra do tubo amostrador). O interior do anel edométrico e da peça de transferência encontram-se lubrificadas por fina camada de vaselina esterilizada. A Figura 4.2 mostra as diversas fases de extrusão da amostra do tubo amostrador para o anel edométrico através da peça de transferência.

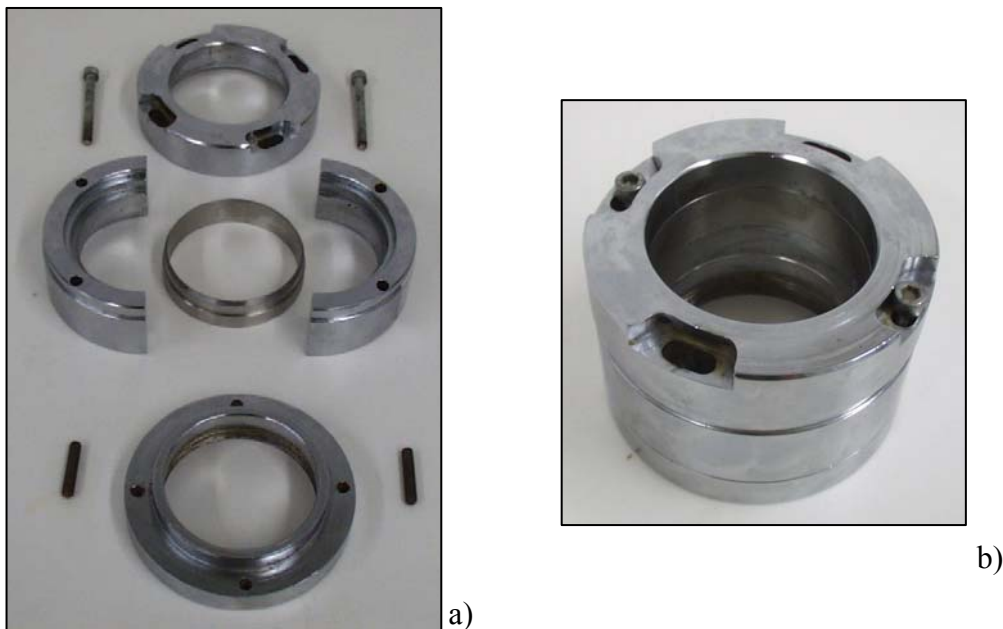


Figura 4.1 – Peça de transferência da amostra do tubo amostrador para o anel edométrico: a) componentes; b) peça montada com anel edométrico.

Após a saída da amostra intacta da câmara termohigrométrica (Figura 4.2 a)), procede-se à abertura dos topos do tubo amostrador (Figura 4.2 b)) e à medição da sua massa. A peça auxiliar de transferência, onde se encontra colocado o anel edométrico, é encaixada por ligação roscada a um dos topos do tubo amostrador, sendo o conjunto montado num extractor hidráulico (a extrusão é realizada no mesmo sentido de recolha da amostra). A extrusão do provete decorre até a amostra sair da peça superior (Figura 4.2 c)). Nesse momento, retira-se os parafusos de ligação e desencaixa-se a peça superior, ficando normalmente de fora do anel edométrico 5 cm de solo (Figura 4.2 d)). Este material é cuidadosamente retirado por meio de serra de fio de aço (Figuras 4.2 e) e f)). Seguidamente, remove-se a peça intermédia, o que se faz de forma simples devido à sua constituição em meia cana, ficando abaixo do anel edométrico aproximadamente 2 cm de solo (Figura 4.2 g)). Esta altura de solo ( $\approx 2$ cm) sofre descompressão lateral após remoção da peça intermédia, sendo por conseguinte cuidadosamente eliminada por corte do provete com serra de fio de aço. Transfere-se o conjunto anel edométrico-amostra para uma base em borracha, sobre a qual se procede à cuidada rectificação das faces da amostra (Figura 4.2 h)).

No final do processo de preparação das amostras descrito, estas apresentavam um diâmetro de 70mm e uma altura de 19mm, preenchendo na totalidade o interior do anel edométrico.



Figura 4.2 – Preparação de amostras provenientes de tubo amostrador para o ensaio edométrico - diferentes fases: a) a h).



### 4.2.2 – Amostras Reconstituídas

Tal como anteriormente referido, o recurso a amostras reconstituídas visa estudar o comportamento do solo isento das heterogeneidades presentes no solo natural.

Antes de nos referirmos à preparação das amostras edométricas propriamente ditas, descreve-se o modo de preparação em laboratório das amostras reconstituídas.

As amostras reconstituídas foram preparadas com base no solo recolhido a 2,5m de profundidade, proveniente da amostra remexida de grande volume ( $\approx 2\text{m}^3$ ). O solo respeitante à amostra remexida de grande volume encontrava-se armazenado em 12 caixas, 10 de  $0,05\text{m}^3$  e 2 de  $\pm 1\text{m}^3$  de capacidade, e protegido da perda de água mediante a aplicação de filme plástico isolante e armazenamento em câmara húmida até à data da reconstituição. O procedimento adoptado permite considerar que, embora perturbado, o solo mantém a composição granulométrica, mineralógica e orgânica do solo natural, não tendo sido sujeito a variações significativas do seu teor em água.

Foram preparadas 4 amostras reconstituídas no edómetro de grandes dimensões existente no laboratório de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra (Venda Oliveira, 1992). As amostras reconstituídas são identificadas pelas letras AR, seguidas do número 1 a 4. As várias fases de preparação das amostras reconstituídas são seguidamente descritas.

Tomaram-se cerca de 90kg de solo, o qual foi dividido em dois baldes (Figura 4.3). Para facilitar a desagregação do solo e garantir a sua correcta homogeneização, foi adicionada água destilada à mistura, tendo-se alternado, durante vários dias, períodos de repouso e mistura vigorosa. Na fase posterior, fez-se passar a mistura pelo peneiro n.º 8 da série ASTM (malha de 2,36mm de abertura), conforme ilustrado na Figura 4.3 b). Esta operação, para além de promover a destruição dos grânulos de solo ainda presentes na mistura, permitiu eliminar os fragmentos de conchas de organismos marinhos com dimensão significativa. Tal como referido por Coelho (2000), estes fragmentos, embora capazes de inviabilizar a realização de alguns ensaios e prejudicar a homogeneidade das amostras, não parecem contudo influenciar decisivamente o comportamento do solo natural.

Seguidamente, a massa de solo resultante, de aspecto fino e homogéneo, foi de novo sujeita, durante alguns dias, a fases alternadas de mistura e repouso com adição de água destilada quando necessário, misturando-se também a massa existente nos dois baldes num terceiro balde auxiliar, produzindo-se deste modo uma só massa de solo homogénea. No final, a massa fluida de solo apresentava as seguintes características físicas e de identificação:

- teor em água,  $w = 123,14\%$ ;
- densidade das partículas sólidas,  $G_s = 2,56$ ;
- composição granulométrica: areia = 17%; silte = 71%; argila = 12%;
- limites de consistência (no estado natural):  $w_L = 70,8\%$ ;  $w_P = 42,7\%$ ;  $IP = 28,1\%$ ;  
 $I_L = 2,86$ ;

- teor em matéria orgânica,  $OM_{(ignição\ 50-400^{\circ}C)} = 7,40\%$ .

Com a excepção do teor em água, a massa de solo reconstituída reflecte as características particulares do solo natural em estudo, conforme analisado na secção 3.4.3. O elevado teor em água inicial é justificado pela necessidade de garantir uma correcta homogeneidade da massa de solo reconstituída.

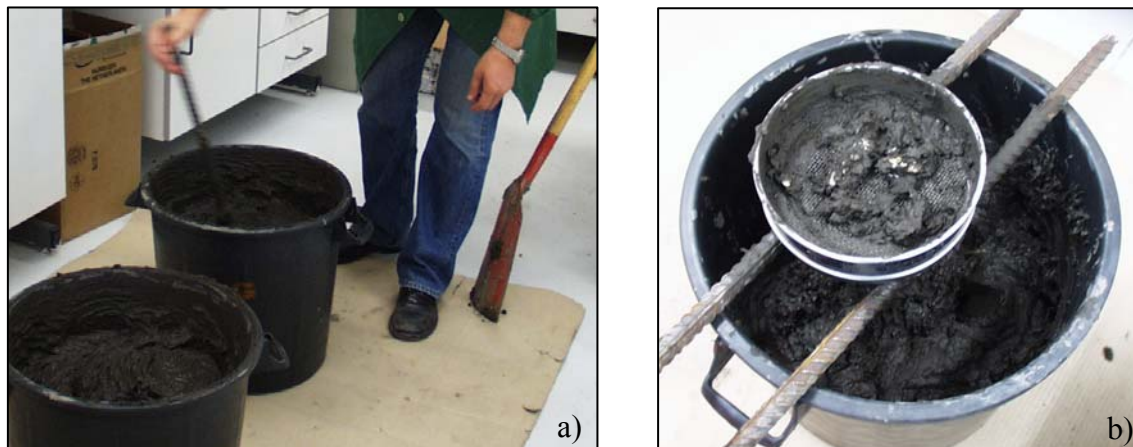


Figura 4.3 – Fases preliminares de preparação de amostras reconstituídas: a) mistura vigorosa da massa; b) eliminação de conchas pelo peneiro n.º 8 da série ASTM.

Uma vez garantida a homogeneidade da massa de solo, procedeu-se à sua consolidação no edómetro de grandes dimensões (Figura 4.4), de acordo com os seguintes passos:

- aplicação do sistema de drenagem da base (geotêxtil não tecido e papel de filtro) e radial (papel de filtro);
- enchimento da célula de consolidação, tendo o cuidado de remover as bolhas de ar que possam ficar no seu interior, Figuras 4.4 a) e b) (dimensões internas da câmara de consolidação edométrica: diâmetro = 230mm; altura = 315mm);
- colocação do sistema de drenagem do topo (geotêxtil não tecido e papel de filtro), do prato superior e ajuste do sistema de carga, Figuras 4.4 c), d) e e);
- submersão da amostra com água destilada;
- aumento progressivo da massa aplicada no braço de carga, utilizando incrementos de carga e tempos de consolidação compatíveis com a estabilidade do prato superior (a relação de carga do braço do edómetro de grandes dimensões é de 1 para 33);
- extracção do bloco reconstituído.

De referir ainda que a saída de água pela base e pelo topo da amostra é garantida por furos existentes na base da célula de consolidação e no prato superior, respectivamente. No que se refere ao plano de carregamento da amostra, ele contemplou a aplicação da massa do prato superior (8,8kg) actuante durante 18dias, acrescida de 6kg aplicados no braço de carregamento do edómetro de grandes dimensões em incrementos de 2kg, actuante durante 15 dias cada, num total de 63 dias de consolidação. No final, a amostra foi reconstituída para

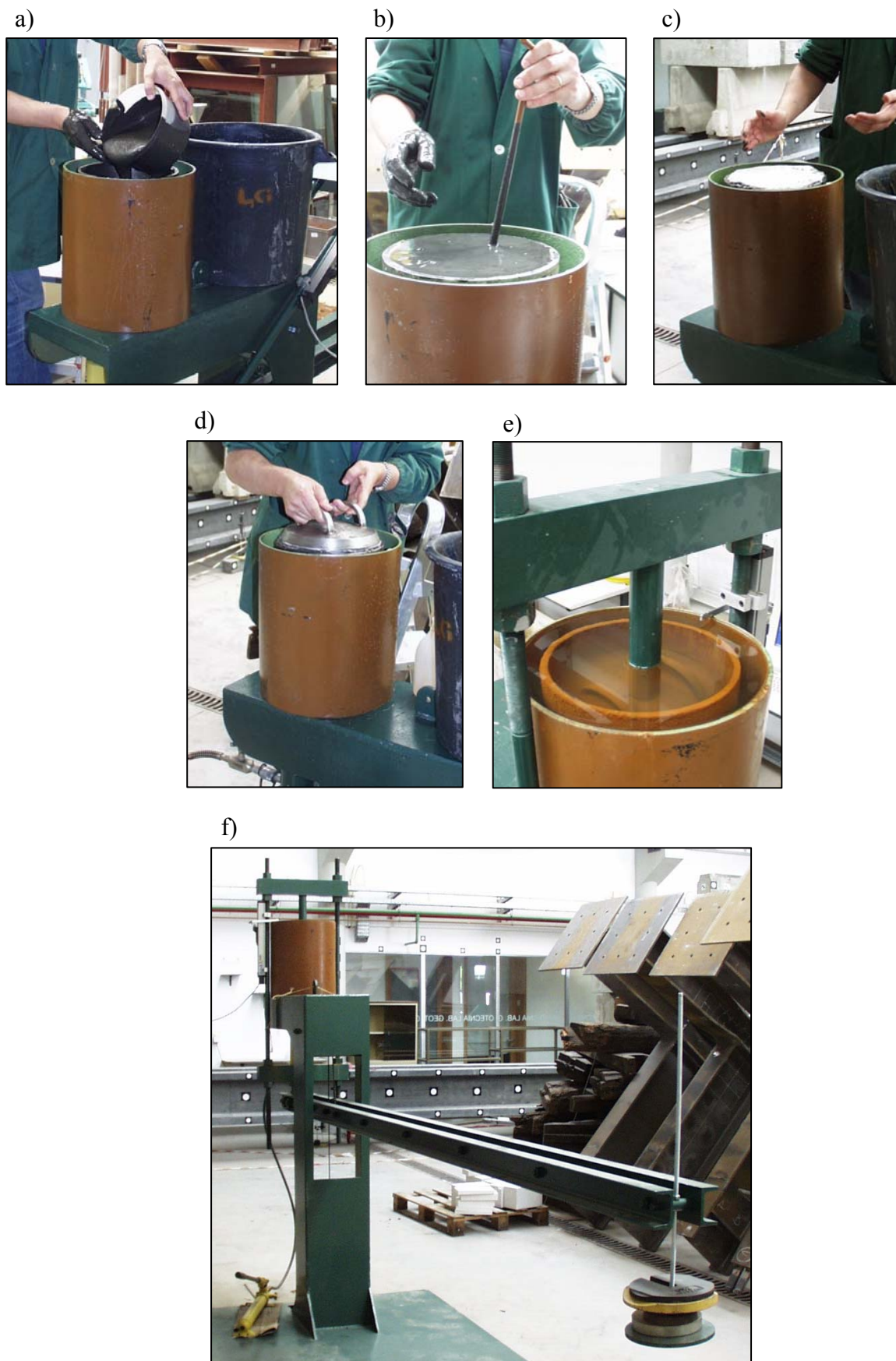


Figura 4.4 – Consolidação da amostra reconstituída no edômetro de grandes dimensões: diferentes fases: a) a f).

uma tensão vertical de 48,8 kPa.

Após a extracção da amostra reconstituída, esta foi subdividida em parcelas com auxílio de serra de fio de aço (Figuras 4.5 a), b) e c)). O teor em água final médio, após reconstituição das 4 amostras, era de 71,01% (com variação compreendida de 69,35 a 73,19%). Com o intuito de preservar intactas as propriedades da amostra reconstituída, cada uma das várias parcelas foi imediatamente envolvida por filme plástico aderente e impermeabilizada por parafina liquefeita por suave aquecimento (Figura 4.5 d)). A amostra reconstituída em parcelas foi armazenada em câmara termohigrométrica à temperatura de  $20\pm 2^{\circ}\text{C}$  e humidade relativa de  $95\pm 5\%$ , até à sua utilização. De referir ainda que as parcelas para os ensaios edométricos apresentam maiores dimensões, correspondendo a 2/8 da subdivisão apresentada na Figura 4.5.

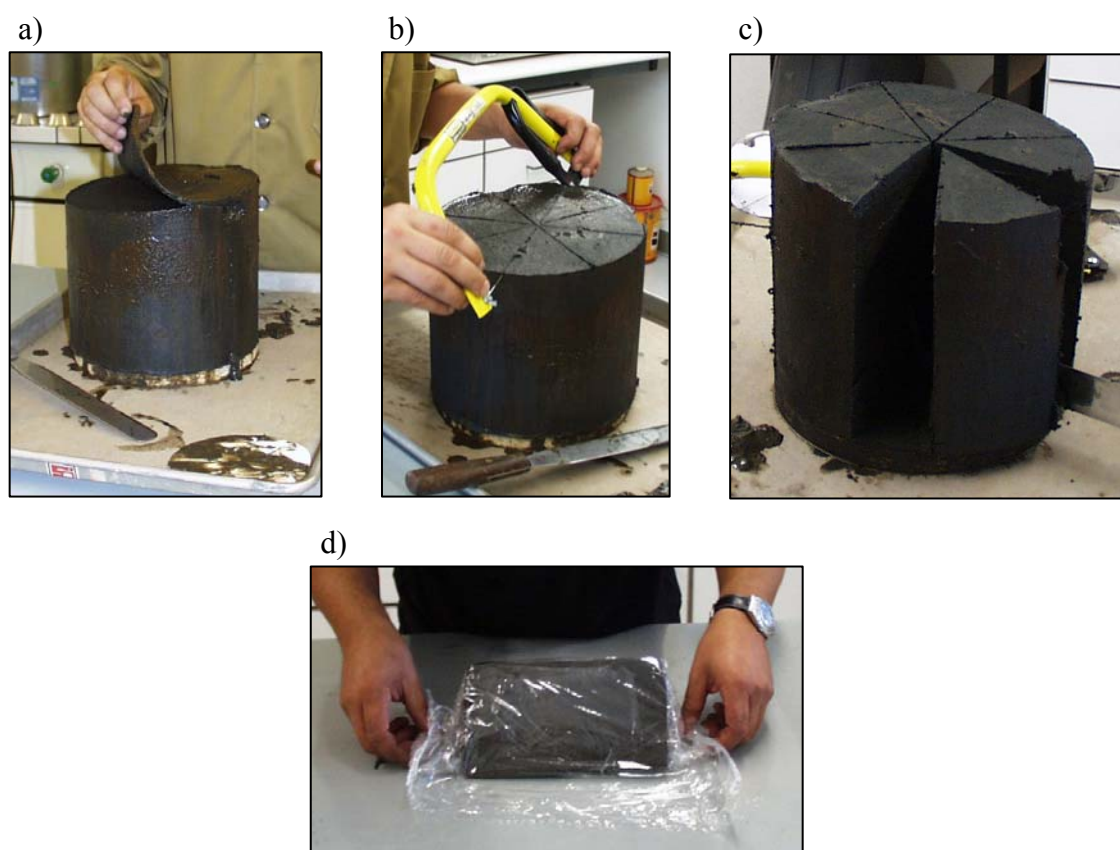


Figura 4.5 – Subdivisão em parcelas da amostra reconstituída: diferentes fases: a) a d).

Apresenta-se de seguida o modo de preparação das amostras reconstituídas sujeitas a ensaio edométrico, dado diferirem das amostras intactas na medida em que não se tem a amostra no interior de tubo amostrador.

Após a saída da parcela da amostra reconstituída da câmara termohigrométrica, remove-se com cuidado o invólucro de filme plástico aderente, deixando-se a amostra sobre base em borracha. Proceda-se à suave e cuidada cravação estática do anel edométrico, operação facilitada pela aresta cortante do anel e pelo facto de o interior do mesmo estar lubrificado por vaselina esterilizada. Elimina-se o solo em excesso na lateral e, rectificam-se

cuidadosamente as faces da amostra com o auxílio de serra de fio de aço e espátula. No final do processo de preparação das amostras reconstituídas, estas apresentavam um diâmetro de 70mm e uma altura de 19mm, preenchendo na totalidade o interior do anel edométrico.

### 4.3 – Técnica de ensaio

Os 12 ensaios edométricos realizados neste trabalho foram conduzidos de forma idêntica, obedecendo aos procedimentos habitualmente seguidos neste tipo de ensaio e descritos na norma BS 1377:5 (1990). Os ensaios foram realizados sobre amostras de 70mm de diâmetro, em edômetros de Casagrande clássicos, com sistema de carregamento por massas, colocadas num braço de carga com factor multiplicativo de 11,04.

Ambos os topos das amostras foram cobertos por círculos de papel de filtro de igual diâmetro, a fim de impedir a contaminação das pedras porosas com os finos do solo. A capacidade drenante das pedras porosas foi igualmente assegurada pela eliminação das bolhas de ar nelas contidas, por fervura, antes do início de cada ensaio. Após a colocação do conjunto anel edométrico-amostra no aparelho, e ajuste dos sistemas de carga e medição de deformações verticais, a amostra foi submersa e submetida apenas à acção do prato superior de carga durante 24 horas. Durante este período, destinado a submergir a amostra, não se observaram variações significativas da altura da amostra em qualquer sentido. De referir que esta fase, usualmente designada de saturação da amostra, corresponde apenas e tão só à inundação da amostra, não se podendo de todo garantir a saturação uma vez que as pressões intersticiais aplicadas à amostra são quase nulas (a altura de água acima da amostra é da ordem de poucos milímetros). A saturação da amostra poderá estar assegurada quando na presença de solos eminentemente granulares, o que não é o caso do solo em estudo. Não obstante o referido, a saturação das amostras ensaiadas está assegurada uma vez que o grau de saturação inicial é, para todas amostras ensaiadas, superior a 97% (definido com base em,  $w_0$ ,  $\gamma$  e  $G_s$ ).

O processo de carregamento das amostras foi condicionado pelas expectativas acerca dos valores das tensões efectivas e de pré-consolidação *in situ* (à profundidade de 2,5m). Deste modo, o carregamento foi iniciado com tensões muito baixas, mais concretamente com uma carga de 250g colocada no braço que, adicionada à massa do prato superior, consolidava a amostra sob uma tensão vertical igual a 8,5kPa. A sequência de carregamento consistiu na utilização de um incremento de carga igual à carga aplicada, isto é, na duplicação da carga em cada novo ciclo, até atingir valores da ordem de 200kPa, seguramente superior ao esperado para a tensão de pré-consolidação. Uma vez alcançada esta tensão, executou-se um ciclo de descarga-recarga, realizado com incrementos de descarga e recarga duplos dos referidos, destinado a avaliar as características dos ramos de expansão e recompressão do solo em condições de reduzida perturbação. De seguida as amostras foram submetidas a tensões mais

elevadas, de modo a definir convenientemente o ramo virgem. As tensões máximas atingidas em cada ensaio ( $\approx 3\ 600\text{kPa}$ ) foram estabelecidas em função do valor limite de carga do aparelho. Cada ensaio foi concluído com uma fase final de descarga realizada gradualmente até tensões quase nulas (actuação apenas da massa correspondente ao prato superior) e com a sequência já referida, obtendo-se no final um teor em água e um índice de vazios correspondentes à tensão efectiva aplicada. Embora a consolidação primária das amostras se encontrasse em geral concluída em menos de 20 minutos, os escalões de carga e descarga foram mantidos por períodos mínimos de 24 horas. Em alguns ensaios foram utilizados períodos de carga mais longos (72 horas), de modo a melhor caracterizar o processo de consolidação secundária do solo.

Alguns dos ensaios realizados tiveram por objectivo o estudo de fluência sob uma tensão efectiva específica (em geral, correspondente à tensão efectiva de repouso actuante a 10m de profundidade no depósito, acrescida de um aterro de 4m de altura). Nestes casos, o carregamento iniciou-se com a aplicação da massa do prato superior por um período de 24h, seguido do escalão associado à tensão efectiva vertical de repouso correspondente aos 10m de profundidade (actuante durante 24h). Imediatamente a seguir, aplicou-se o acréscimo de tensão efectiva associado à construção de um aterro de grandes dimensões com 4m de altura ( $\gamma = 22\text{kN/m}^3$ ), actuando por um período de 14 dias. Desta forma é possível caracterizar pormenorizadamente o fenómeno de consolidação secundária (fluência) do solo. Ainda que este seja o procedimento padrão adoptado na generalidade dos ensaios de fluência, alguns destes ensaios seguiram planos de carregamento ligeiramente diferentes, com objectivos específicos, explicados em detalhe aquando da análise dos referidos ensaios.

A medição das deformações verticais foi efectuada por sistema automático de aquisição de leituras, constituído por transdutores de deslocamento eléctricos ligados a um computador através de um conversor de sinal analógico/digital (A/D). Os valores registados foram convertidos em deslocamentos mediante a aplicação de uma calibração prévia. O sistema permite o controlo contínuo do ensaio, sendo registados, em períodos de tempo estabelecidos, a deformação vertical das amostras. No início de cada escalão de carga/descarga, adoptou-se um tempo de registo de 3 segundos, o qual era incrementado para 30 segundos passados os 5 primeiros minutos; após 15 minutos, o tempo de registo passava a ser de 5 minutos, tempo este que aumentava para 30 minutos após os 60 primeiros minutos, mantendo-se este tempo de registo até ao final do escalão de carga/descarga.

#### **4.4 – Descrição dos ensaios**

Nesta secção apresenta-se a descrição dos 12 ensaios edométricos realizados. Dez dos ensaios foram conduzidos sob amostras intactas (AI) recolhidas a 2,5m de profundidade, no depósito de solos moles do Baixo Mondego, local experimental da Quinta da Foja,

correspondendo dois destes ensaios a amostras recolhidas na direcção horizontal. Os restantes dois ensaios foram realizados sob amostras reconstituídas (AR) em laboratório a partir de solo perturbado colhida à mesma profundidade. O Quadro 4.1 apresenta uma descrição dos ensaios edométricos realizados, adoptando-se para designação dos ensaios a letra E seguida do número 1 a 12. Dois tipos de ensaios foram executados, clássicos (escalões de carga/descarga consecutivos), ou de fluência (para um dado escalão de carga, e durante um período de tempo longo, análise pormenorizada da consolidação secundária). De referir ainda que os dois primeiros ensaios (E1 e E2) se constituíram apenas como ensaios teste, não sendo aqui apresentados os seus resultados. O ensaio edométrico E6 foi dado por nulo uma vez que se perderam grande parte dos resultados em virtude de falha de energia eléctrica, não se apresentando também os resultados para este ensaio. O Quadro 4.2 resume as principais propriedades físicas e o teor em matéria orgânica de cada amostra, avaliadas com base nas próprias amostras edométricas ou nos resíduos resultantes da sua preparação. O grau de saturação,  $S$ , e o índice de vazios inicial,  $e_0$ , foram avaliados indirectamente a partir das relações matemáticas estabelecidas com os índices físicos básicos,  $w_0$ ,  $\gamma$  e  $G_s$  (para a densidade das partículas sólidas considerou-se o valor médio avaliado na subsecção 3.4.3.1).

Quadro 4.1 – Descrição dos ensaios edométricos.

Ensaio edométrico		Características da amostra			Fluência		Observações
N.º	tipo	Duração dos escalões	Identificação <sup>1</sup>	Direcção	Tensão (kPa)	Duração (dias)	
E1	clássico	Variável 24 a 72h	AI 1	vertical	-	-	TESTE
E2							
E3	clássico	72h	AI 8	vertical	-	-	Base
E4	clássico		AI 9		114	21	
E5	/fluência		226		199		
E6			AI 6		112		ANULADO
E7	fluência	24h	AI 7		136	14	
E8						188	
E9	clássico	72h	AI 10	horizontal	-	-	Base
E10	fluência	24h	AI 12		54,4	14	
E11	clássico	24h	AR 4	vertical	-	-	Base
E12	fluência				136	14	

1 – AI = amostra intacta (secção 3.4.3.2.1); AR = amostra reconstituída (secção 4.2.2).

As propriedades físicas das amostras intactas indicam que o solo em estudo se encontra saturado e com elevado índice de vazios natural, reflexo do elevado teor em água, baixo peso volúmico e considerável teor em matéria orgânica.

Os resultados dos ensaios edométricos realizados são analisados seguidamente, dando especial relevo à compressibilidade primária e secundária. Inicia-se a análise pelo exame à

Quadro 4.2 – Propriedades físicas das amostras sujeitas a ensaios edométricos.

Ensaio edométrico n.º	Características da amostra							
	Identificação <sup>1</sup>	Direcção	w <sub>0</sub> (%)	γ (kN/m <sup>3</sup> )	G <sub>s</sub>	S (%)	e <sub>0</sub>	OM (%)
E1	AI 1	vertical	TESTE					
E2								
E3	AI 8	vertical	77,15	14,777	2,555	98,50	2,002	6,87
E4	AI 9		75,65	14,690	2,555	96,94	1,994	8,30
E5			78,20	14,570	2,555	96,88	2,063	8,30
E6	AI 6		ANULADO					
E7	AI 7		82,37	14,427	2,555	97,20	2,165	-
E8		79,48	14,763	2,555	99,34	2,044	-	
E9	AI 10	horizontal	76,10	14,790	2,555	98,13	1,981	8,13
E10	AI 12		75,30	14,850	2,555	98,37	1,956	-
E11	AR 4	vertical	73,19	14,970	2,555	98,59	1,897	8,86
E12			73,15	14,840	2,555	97,27	1,921	8,86

1 – AI = amostra intacta (secção 3.4.3.2.1); AR = amostra reconstituída (secção 4.2.2).

qualidade das amostras, factor decisivo na interpretação dos resultados. Segue-se o estudo da história de tensões do solo, mediante a determinação do grau de sobreconsolidação.

#### 4.5 – Qualidade das amostras

O estudo do comportamento mecânico de um solo é fortemente dependente da qualidade das amostras intactas disponíveis. De facto, em maior ou menor escala, os parâmetros de deformabilidade e resistência obtidos nos diversos ensaios são influenciados pelo grau de perturbação das amostras. Este deverá ser controlado, e sê-lo tanto menor quanto possível, de modo a garantir que o comportamento exibido pelas amostras intactas é representativo do solo onde foram recolhidas.

Tendo estes princípios presentes, e atendendo à composição granulométrica predominantemente siltosa, agravada pela consistência muito mole que apresenta o solo em estudo, facilmente se entende as preocupações tidas aquando da recolha das amostras intactas, e descritas na secção 3.4.2. A comprovada presença de matéria orgânica, enquanto agente que aumenta a plasticidade do solo, pode desempenhar um papel benéfico em relação à qualidade das amostras recolhidas, minimizando os potenciais efeitos negativos introduzidos pela sua composição granulométrica. Contudo, o eventual acréscimo de permeabilidade associado à presença de matéria orgânica pode constituir um factor adicional de perturbação (Coelho, 2000). Em termos gerais, é de esperar que as amostras exibam qualidade razoável a muito boa, devido ao facto de a sua recolha ser facilitada pela proximidade da superfície (2,5m de profundidade), pela sobreconsolidação do solo (Figura 3.10 a)) e pelo facto de ser previsivelmente menor a presença de fragmentos de conchas de organismos marinhos.



A aferição da qualidade das amostras sujeitas a ensaios edométricos pode ser materializada por diversos critérios, amplamente divulgados na literatura. No presente trabalho adoptaram-se 3 desses critérios, um qualitativo (Mieussens *et al.*, 1985) baseado na representação  $e$ - $\log\sigma'_v$ , e dois quantitativos (Josseaume *et al.*, 1991; Lunne *et al.*, 1997a) baseados na deformação vertical das amostras. A opção por estes critérios em detrimento de outros justifica-se pela sua simplicidade e grande difusão.

#### 4.5.1 – Critério qualitativo

O critério para avaliação qualitativa da perturbação das amostras proposto por Mieussens *et al.* (1985), baseia-se na representação  $e$ - $\log\sigma'_v$ , comparando a inclinação do ramo inicial de carga com a linha média definida a partir dos ramos de descarga e recarga. O grau de perturbação das amostras será tanto menor quanto menor for a diferença entre as inclinações referidas.

Duas observações se impõem fazer quanto à aplicação do critério de Mieussens *et al.* (1985): o critério não tem aplicação no caso de ensaios edométricos do tipo fluência (conforme identificação no Quadro 4.1), uma vez que não se realizaram ciclos de descarga/recarga para este tipo de ensaios; no caso dos ensaios edométricos conduzidos sob amostras reconstituídas, apenas se está a aferir o grau de perturbação face à amostra reconstituída em laboratório. Nas Figuras 4.6 a 4.10 apresentam-se as curvas  $e$ - $\log\sigma'_v$  respeitantes aos vários ensaios edométricos para os quais é possível aplicar o critério de Mieussens *et al.* (1985), ou seja, ensaios E3, E4, E5, E9 e E11. As curvas apresentadas nas

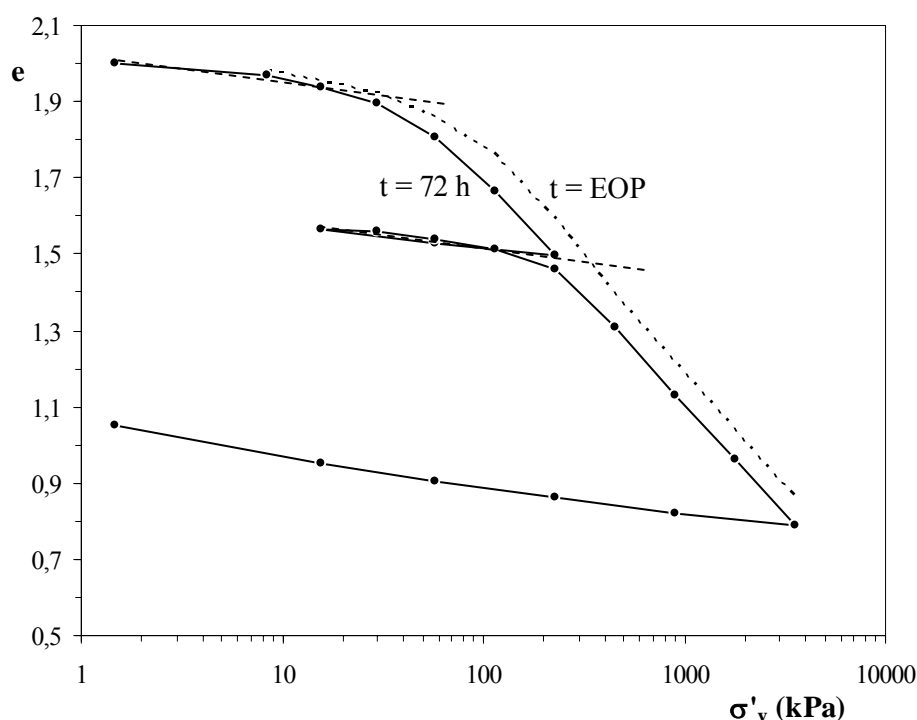


Figura 4.6 – Resultados do ensaio edométrico clássico E3 (amostra intacta, direcção vertical).

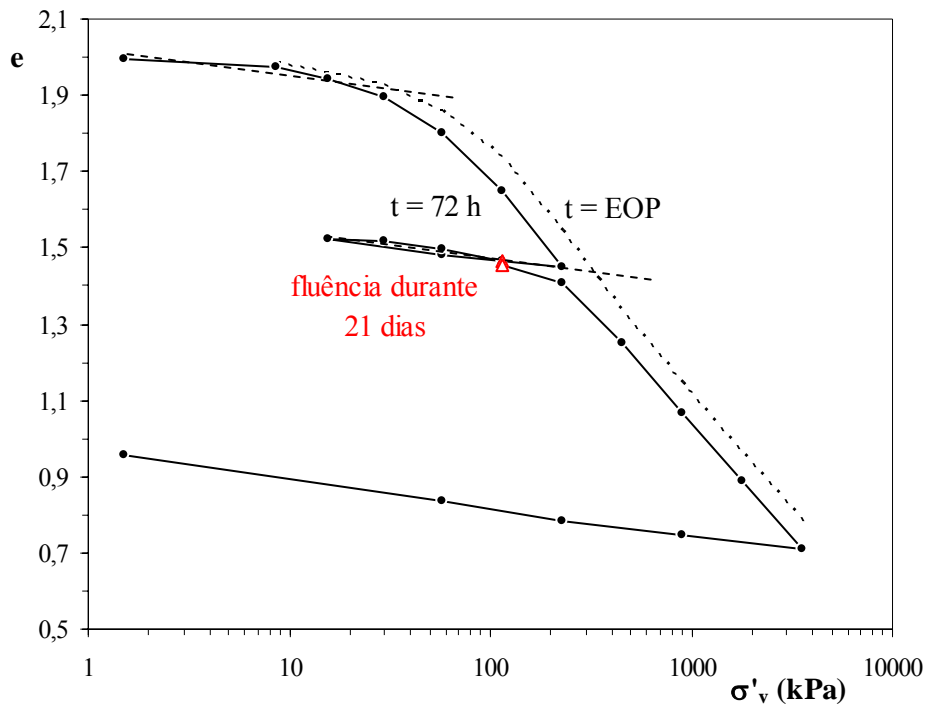


Figura 4.7 – Resultados do ensaio edométrico clássico/fluência E4 (amostra intacta, direcção vertical).

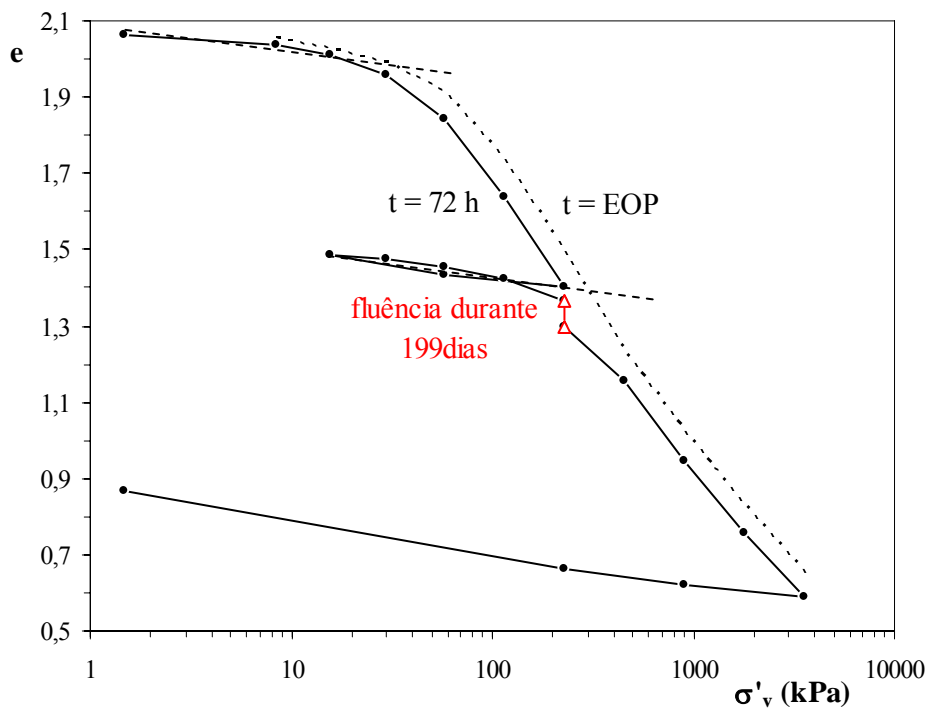


Figura 4.8 – Resultados do ensaio edométrico clássico/fluência E5 (amostra intacta, direcção vertical).

Figuras 4.6 a 4.10 correspondem ao fim da consolidação primária (EOP) e ao fim do período de duração dos escalões de carga/descarga (variável entre 24 a 72h).

Relativamente à escolha da curva a empregar na análise, é de referir que sendo distintas as curvas correspondentes a instantes diferentes, como aliás era de esperar, as Figuras 4.6 a 4.10 mostram que a sua forma é ainda assim muito semelhante. De facto, a curva correspondente ao fim do período de duração dos escalões carga/descarga (variável

entre 24 a 72h) parece resultar da curva correspondente ao fim da consolidação primária (EOP) por uma simples translação vertical, em consequência do fenómeno da consolidação secundária.

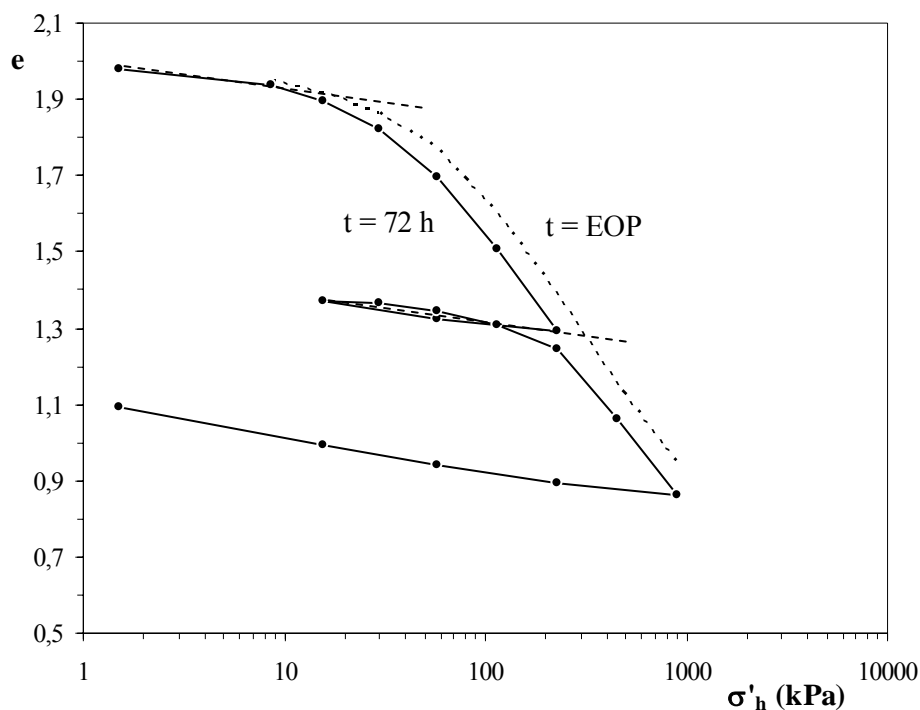


Figura 4.9 – Resultados do ensaio edométrico clássico E9 (amostra intacta, direcção horizontal).

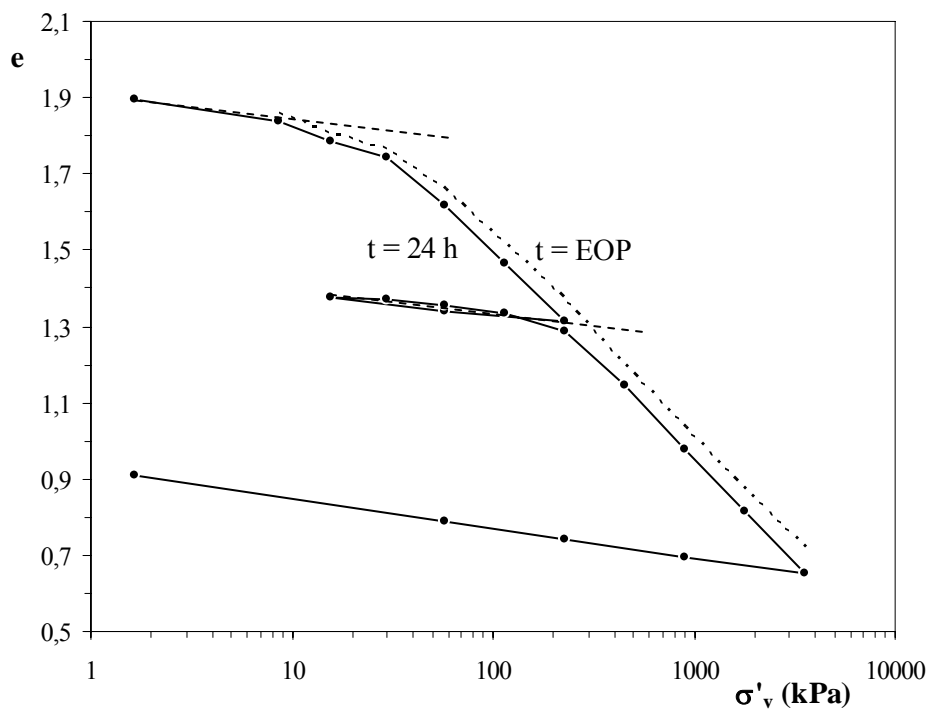


Figura 4.10 – Resultados do ensaio edométrico clássico E11 (amostra reconstituída, direcção vertical).

No que se refere à avaliação da qualidade das amostras pelo critério de Mieussens *et al.* (1985), a leitura das Figuras 4.6 a 4.10 indica que o grau de perturbação presente nas amostras

é reduzido a moderado. Analisando o conjunto dos resultados das amostras intactas, pode-se classificar qualitativamente as amostras ensaiadas como de qualidade boa a muito boa. No caso da amostra reconstituída, esta exibe qualidade boa.

No geral, as amostras submetidas a ensaio edométrico revelaram possuir uma qualidade boa a muito boa, reflectindo os meios e os cuidados tidos na prospecção geotécnica, transporte e preparação das amostras, assim como o facto de o solo aos 2,5m de profundidade se encontrar sobreconsolidado, e, exibir menor presença de fragmentos de conchas de organismos marinhos. Relativamente aos ensaios edométricos do tipo fluência (E7, E8, E10 e E12), para os quais o critério de Mieussens *et al.* (1985) não tem aplicação, é de esperar que a qualidade das amostras seja igualmente boa a muito boa dado terem sido adoptados idênticos procedimentos de ensaio.

#### 4.5.2 – Critério de deformação

A avaliação quantitativa da perturbação das amostras pode ser efectuada com base na aplicação de dois critérios, ambos baseados no valor das deformações volumétricas ( $\epsilon_{v0}$  ou  $\Delta V/V_0$ ), experimentadas pelas amostras durante a reconsolidação para uma tensão igual à tensão efectiva *in situ*. No primeiro dos critérios (Josseaume *et al.*, 1991), a qualidade das amostras é avaliada a partir da leitura directa das deformações volumétricas ( $\epsilon_{v0}$ ) observadas no ensaio edométrico durante a reconsolidação para a tensão efectiva vertical *in situ*, sendo as amostras classificadas segundo o Quadro 4.3. Com base no valor das deformações volumétricas apresentado no Quadro 4.4, as amostras intactas em estudo classificam-se quanto à sua qualidade em boas a excelentes. Atenção deve ser tida na interpretação dos resultados respeitantes às amostras intactas colhidas na direcção horizontal, onde as deformações volumétricas foram avaliadas para a tensão efectiva horizontal *in situ*, tensão esta avaliada a partir do conhecimento do coeficiente de impulso em repouso numa situação sobreconsolidada,  $K_0^{(OC)}$ .

No caso das amostras reconstituídas (ensaios E11 e E12), os valores apresentados no Quadro 4.4 foram avaliados para uma tensão efectiva vertical igual à que ocorre *in situ* a 2,5m de profundidade no depósito de solos moles do Baixo Mondego, local experimental da Quinta da Foja, possibilitando desta forma o confronto directo com os resultados provenientes das amostras intactas. Ainda que os resultados tenham apenas significado académico, o grau de perturbação nas amostras reconstituídas é superior ao das amostras intactas. Este facto pode encontrar justificação no procedimento de preparação das amostras edométricas, uma vez que no caso das amostras reconstituídas, estas sofreram descompressão lateral dado não se encontram no interior de tubo amostrador. Acresce ainda o facto de a amostra edométrica ter sido obtida por cravação estática do anel edométrico numa parcela da amostra em bloco reconstituída.

O segundo critério de deformação aferidor da qualidade das amostras, tem por base o trabalho de Lunne *et al.* (1997a), sendo as amostras classificadas de acordo com a variação de índice de vazios ( $\Delta e$ ) que ocorre na recompressão da amostra para a tensão efectiva *in situ*, dividida pelo índice de vazios inicial da amostra ( $e_0$ ) (Quadro 4.5). Segundo Lunne *et al.* (1997a), é preferível aferir o grau de perturbação das amostras pela relação  $\Delta e/e_0$  em detrimento da deformação volumétrica ( $\varepsilon_v = \Delta V/V_0$ ), uma vez que a perturbação introduzida pela amostragem é directamente traduzida pelo índice de vazios inicial.

Quadro 4.3 – Qualidade de amostras de argilas sensíveis (Josseume *et al.*, 1991).

$\varepsilon_{v0}$ (%)	Qualidade da amostra
< 1	muito boa a excelente
1 - 2	boa
2 - 4	admissível
4 - 8	fraca
> 8	muito fraca

Quadro 4.4 – Estudo da qualidade das amostras com base no critério de deformação.

Ensaio edométrico	Tipo de amostra	$\varepsilon_{v0}$ (%) para $\sigma'_{o}$	$\Delta e/e_0$	OCR
E3	Intacta - vertical	1,57	0,023	3,4
E4		1,19	0,018	3,4
E5		1,22	0,018	3,4
E7		0,31	0,004	3,4
E8		0,64	0,010	3,4
E9	Intacta - horizontal	1,35 <sup>(1)</sup>	0,020 <sup>(1)</sup>	3,4 <sup>(1,2)</sup>
E10		0,39 <sup>(1)</sup>	0,006 <sup>(1)</sup>	3,4 <sup>(1,2)</sup>
E11	Reconstituída - vertical	2,84 <sup>(3)</sup>	0,043 <sup>(3)</sup>	3,3 <sup>(3)</sup>
E12		2,22 <sup>(3)</sup>	0,032 <sup>(3)</sup>	3,3 <sup>(3)</sup>

(1) – amostra colhida na direcção horizontal, pelo que os valores referem-se à tensão efectiva horizontal *in situ* ( $K_0^{(OC)} = K_0^{(NC)} \times OCR^a = 0,4 \times 3,4^{0,4} = 0,65$ ).

(2) – OCR definido com base em amostras intactas colhidas na direcção vertical.

(3) – avaliado para uma tensão igual à tensão efectiva vertical *in situ* a 2,5m de profundidade.

Quadro 4.5 – Qualidade da amostragem para efeitos de caracterização mecânica (Lunne *et al.*, 1997a).

OCR	$\Delta e/e_0$			
1 - 2	< 0,04	0,04 - 0,07	0,07 - 0,14	> 0,14
2 - 4	< 0,03	0,03 - 0,05	0,05 - 0,10	> 0,10
Qualidade	Muito boa a excelente	Boa a média	Fraca	Muito fraca

Com base no valor do parâmetro  $\Delta e/e_0$  apresentado no Quadro 4.4, as amostras intactas classificam-se quanto à sua qualidade em muito boas a excelentes, enquanto que as amostras reconstituídas se classificam como boas a médias. Tal como o referido para o critério de deformação proposto por Josseume *et al.* (1991), idênticos cuidados devem ser

tidos na interpretação dos resultados respeitantes às amostras intactas colhidas na direcção horizontal, assim como para as amostras reconstituídas.

### 4.5.3 – Observações finais

Em termos globais pode-se considerar que o nível de perturbação das amostras intactas é reduzido, originando amostras que se podem classificar quanto à sua qualidade como boas a excelentes. A isso não será estranho o facto de o índice de vazios inicial das amostras intactas (Quadro 4.2) exhibir reduzida variação, ainda que este parâmetro por si só nada permita concluir quanto ao grau de perturbação das amostras. Contudo, o facto de os índices de vazios iniciais das várias amostras intactas serem bastantes próximos é indicador da boa reprodutibilidade do processo de amostragem, transporte e preparação das amostras edométricas em laboratório.

## 4.6 – História de tensões

A caracterização da história de tensões do solo em estudo consiste na determinação do grau de sobreconsolidação (OCR) do solo, parâmetro fundamental na interpretação e previsão do seu comportamento mecânico. A determinação do OCR do solo passa pela avaliação da tensão de pré-consolidação ( $\sigma'_p$ ), a qual é fortemente condicionada pela qualidade das amostras (questão analisada na secção precedente), bem como pelo método utilizado na sua determinação.

### 4.6.1 – Determinação da tensão de pré-consolidação ( $\sigma'_p$ )

Inúmeros métodos existem para avaliar a  $\sigma'_p$  a partir dos resultados de ensaios edométricos (Şenol e Sağlam, 2000), constituindo-se, sem dúvida, a construção gráfica de Casagrande como o método mais divulgado. Não obstante a sua enorme simplicidade, existem algumas dificuldades aquando da sua aplicação.

Uma dessas contrariedades está relacionada com a dificuldade em definir com precisão o ponto de maior curvatura da curva de compressão, devida à suave transição do ramo de recompressão inicial para o ramo virgem. Este facto é tanto mais frequente quanto maior for o grau de perturbação das amostras. Nestes casos, Lancellotta (1995) recomenda que o método de Casagrande deva ser utilizado unicamente para determinar o provável intervalo de variação da tensão de pré-consolidação.

Uma segunda limitação relacionada com aplicação do método de Casagrande diz respeito à não linearidade do ramo virgem da curva de compressão no plano  $e$ - $\log \sigma'$ . Este facto, frequentemente referido como particular de solos orgânicos e sensíveis com elevados

índices de liquidez, traduz-se pela ligeira curvatura do ramo virgem com concavidade voltada para cima. Nestes casos, onde a aplicação do método de Casagrande é de todo inadequado, alguns autores recomendam a utilização de um método alternativo, baseado na representação dos resultados do ensaio edométrico no plano bilogarítmico,  $\log(1+e)-\log\sigma'$ . Este novo método, designado pelo nome do seu autor, Butterfield, é indiferentemente aplicável a qualquer solo, definindo-se a  $\sigma'_p$  pela intersecção das duas rectas características dos ramos de recompressão inicial e virgem (Butterfield, 1979).

Conjugando a informação proveniente dos ensaios edométricos conduzidos, com os métodos de Casagrande e Butterfield, é possível determinar a  $\sigma'_p$  para as várias amostras ensaiadas. As Figuras 4.11 a 4.15 resumem os resultados obtidos, patenteando a boa eficiência na aplicação do método de Butterfield, uma vez que os ramos de recompressão inicial e virgem apresentam linearidade quase perfeita no plano bilogarítmico, definindo univocamente a  $\sigma'_p$ .

Analisando os resultados respeitantes às amostras intactas recolhidas na direcção vertical (ensaio E3, E4 e E5, Figuras 4.11 a 4.13, respectivamente) verifica-se que a tensão de pré-consolidação é 40kPa qualquer que seja o ensaio considerado, comprovando a reprodutibilidade de resultados no que respeita ao processo de prospecção e preparação das amostras (ainda que os ensaios E4 e E5 tenham por origem a mesma amostra intacta).

Ainda que o conceito de tensão de pré-consolidação tenha sido desenvolvido para a direcção vertical, o mesmo pode também ser aplicado na direcção horizontal. Neste caso, a tensão de pré-consolidação horizontal,  $\sigma'_{ph}$ , pode estar associada a toda e qualquer alteração que possa ter ocorrido na tensão efectiva vertical, a movimentos tectónicos, à precipitação de agentes cimentícios, entre outros. Por aplicação dos mesmos métodos, verifica-se que a amostra intacta recolhida na direcção horizontal (ensaio E9, Figura 4.14) exhibe uma  $\sigma'_{ph}$  igual a 26kPa. Interessante é notar que a relação entre as duas tensões de pré-consolidação,  $\sigma'_{ph}/\sigma'_p = 0,65$ , apresenta um valor muito próximo do coeficiente de impulso em repouso,  $K_0$ , avaliado pela correlação empírica de Kulhawy e Mayne (1990) (expressão 3.19, Figura 3.10c)), assim como próximo do valor fornecido pela expressão empírica amplamente divulgada para solos sobreconsolidados (Schmidt, 1966):

$$K_0^{OC} = K_0^{NC} \times OCR^\alpha = 0,4 \times 3,4^{0,4} = 0,653 \quad (4.1)$$

onde  $\alpha$ , constante para um dado solo, varia entre 0,32 para argilas de alta plasticidade, a 0,42 para argilas de baixa plasticidade (Ladd *et al.*, 1977). Para o solo em estudo,  $\alpha$ , toma o valor de 0,4 (Coelho, 2000). Atendendo ao valor de OCR apresentado na subsecção 4.6.2, e ao valor do coeficiente de impulso em repouso numa condição normalmente consolidado,  $K_0^{NC}$  (Capítulo 5), a expressão 4.1 devolve como coeficiente de impulso em repouso o valor de 0,653.

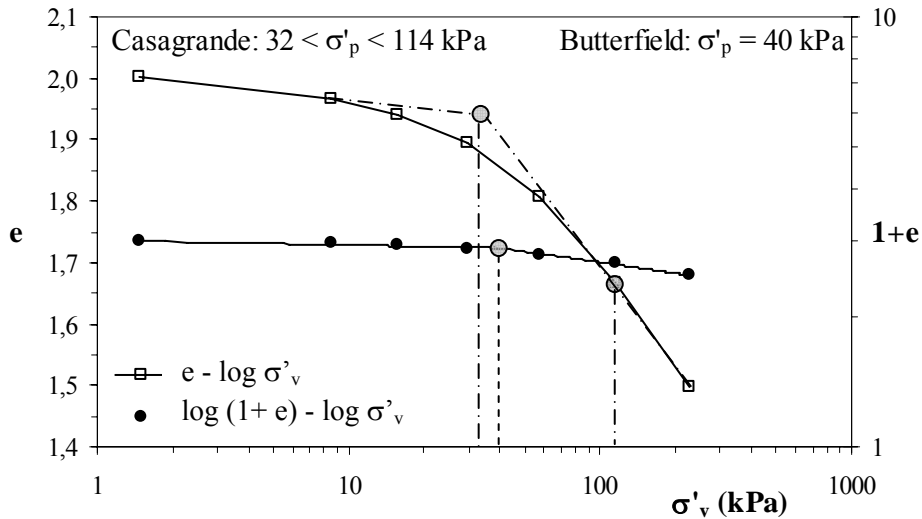


Figura 4.11 – Avaliação da tensão de pré-consolidação para o ensaio edométrico clássico E3 (amostra intacta, direcção vertical).

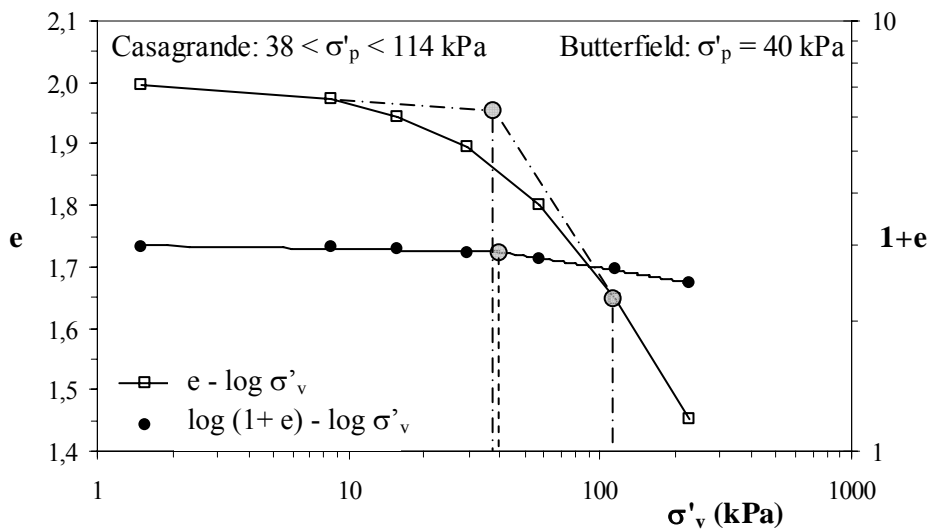


Figura 4.12 – Avaliação da tensão de pré-consolidação para o ensaio edométrico clássico/fluência E4 (amostra intacta, direcção vertical).

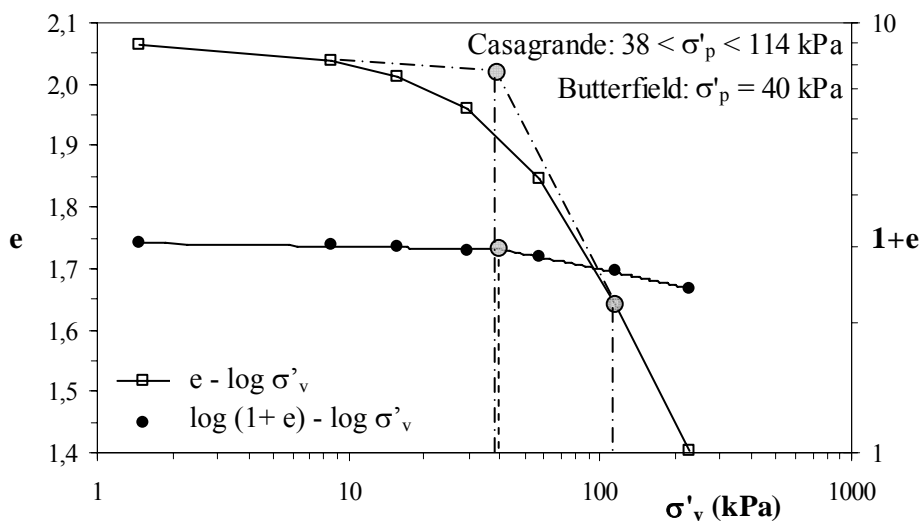


Figura 4.13 – Avaliação da tensão de pré-consolidação para o ensaio edométrico clássico/fluência E5 (amostra intacta, direcção vertical).



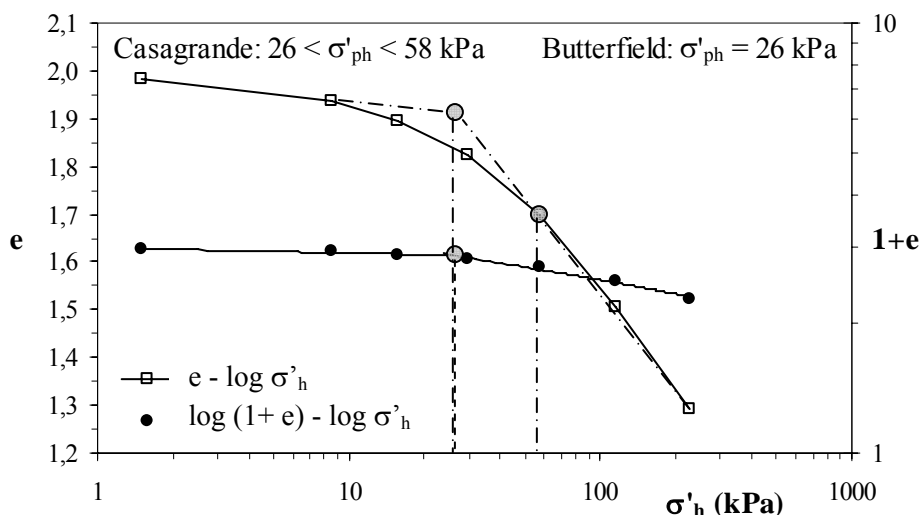


Figura 4.14 – Avaliação da tensão de pré-consolidação para o ensaio edométrico clássico E9 (amostra intacta, direcção horizontal).

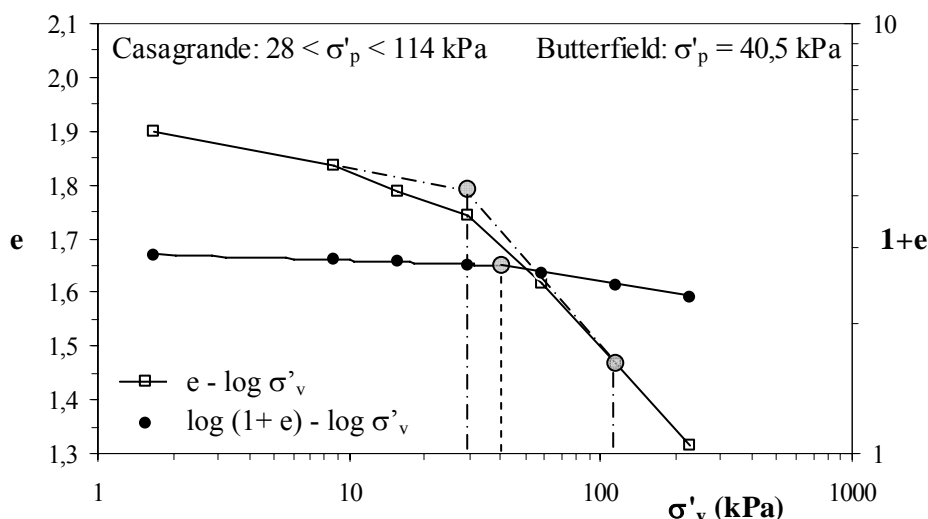


Figura 4.15 – Avaliação da tensão de pré-consolidação para o ensaio edométrico clássico E11 (amostra reconstituída, direcção vertical).

Relativamente à amostra reconstituída (Ensaio E11, Figura 4.15), a sua tensão de pré-consolidação, 40,5 kPa, é próxima da tensão efectiva vertical aplicada durante a reconstituição da amostra em laboratório a menos de efeitos associados ao atrito existente entre o prato superior de aplicação de cargas e o interior da câmara de consolidação edométrica (revestido com papel de filtro). No que respeita à tensão de pré-consolidação, pode-se afirmar que a amostra reconstituída reproduz o observado em campo através de amostras intactas.

#### 4.6.2 – Grau de sobreconsolidação (OCR)

O grau de sobreconsolidação do solo estabelece a razão entre a tensão de pré-consolidação e a tensão efectiva vertical actual. Uma vez conhecida a  $\sigma'_p$ , para se definir o OCR é necessário avaliar a tensão efectiva vertical *in situ*. Esta foi definida com base na informação recolhida na prospecção geotécnica realizada, e descrita na secção 3.4. Por fim, o

valor de OCR para o solo em estudo é 3,4 (à profundidade de 2,5m), valor este perfeitamente enquadrado nos resultados de Coelho (2000) e nas correlações estabelecidas com o ensaio SCPTu, apresentadas no Capítulo 3 (Figura 3.10 a)). Conforme já referido, esta sobreconsolidação é o reflexo dos processos de dessecação mais ou menos extensos ocorrentes à superfície, potenciada por variações do nível freático (as quais podem ser particularmente severas no local em estudo em virtude da drenagem forçada dos terrenos por motivos agrícolas). Uma outra provável causa justificadora da sobreconsolidação é a consolidação secundária do solo, assunto que será analisado em maior detalhe nas secções seguintes.

## **4.7 – Compressibilidade e consolidação primária**

### **4.7.1 – Introdução**

Tal como em qualquer outro material, um solo quando sujeito a uma determinada solitação sofre deformações no sentido de a absorver. Embora as deformações de solos moles englobem diversas parcelas, algumas das quais ocorrendo imediatamente após o carregamento, as mais importantes, quer pela sua magnitude, quer pelos seus efeitos, estão associadas à redução do índice de vazios no tempo. A evolução das deformações no tempo é controlada por 2 mecanismos completamente distintos. Um relacionado com a transferência de tensões ao longo do tempo, da fase líquida para o esqueleto sólido, até que se anule o excesso de pressão de água nos poros, e designado por consolidação hidrodinâmica ou primária. O outro mecanismo é determinado pela natureza viscosa da estrutura do solo, correspondendo a um gradual reajustamento das partículas do solo para posições de equilíbrio mais estáveis sob tensão efectiva constante (Mesri e Castro, 1987), sendo usualmente designado por fluência ou consolidação secundária. Ainda que a terminologia utilizada, consolidação primária e secundária, possa sugerir uma ordem de ocorrência, os dois mecanismos desenvolvem-se em paralelo, embora a fluência do solo seja detectada experimentalmente somente após o término da consolidação primária.

As deformações que ocorrem num solo mole são, no essencial, o somatório das deformações por consolidação primária e secundária. A quantificação da magnitude das deformações (compressibilidade) é tão importante quanto o conhecimento da sua evolução no tempo (consolidação). Nesta secção analisam-se estas duas características do solo (compressibilidade e consolidação) apenas no que respeita ao mecanismo de consolidação primária. As deformações associadas à consolidação secundária serão analisadas na secção 4.8.

### 4.7.2 – Parâmetros de compressibilidade

A compressibilidade de um solo associada ao processo de consolidação primária pode ser caracterizada por diversos parâmetros, sendo os mais utilizados os coeficientes de compressibilidade,  $a_v$ , e compressibilidade volumétrica,  $m_v$ , e ainda os índices de compressibilidade,  $C_c$ , recompressibilidade,  $C_r$ , e expansibilidade,  $C_s$ , permitindo qualquer um deles quantificar os assentamentos produzidos em consequência de uma determinada solicitação. Estes parâmetros são definidos pelas expressões 4.2 a 4.4. Os valores destes parâmetros foram determinados para o solo em estudo a partir dos resultados de ensaios edométricos realizados sobre amostras intactas e reconstituídas. Alguns cuidados devem ser observados aquando da determinação dos parâmetros de compressibilidade, tal como a seguir enunciado.

$$a_v = -\frac{\Delta e}{\Delta \sigma'_v} \quad (4.2)$$

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e_0} \quad (4.3)$$

$$C_c \quad \text{ou} \quad C_r \approx C_s = -\frac{\Delta e}{\Delta \log(\sigma')} \quad (4.4)$$

De entre os vários ensaios edométricos realizados, apenas será dada atenção aos ensaios edométricos do tipo clássico (E3, E9 e E11) uma vez que os ensaios do tipo fluência não seguiram esquemas de carregamento compatíveis com as determinações em análise nesta secção.

Os coeficientes de compressibilidade e compressibilidade volumétrica variam com a tensão efectiva, pelo que devem ser avaliados para o escalão de carga que contem a tensão efectiva expectável (o valor de repouso ou o valor final devido a um carregamento externo). No presente estudo adoptaram-se dois valores, um correspondente à tensão efectiva de repouso ( $\approx 12\text{kPa}$  para a direcção vertical, conforme descrição na secção 3.4.3, e  $\approx 8\text{kPa}$  para a direcção horizontal), outro correspondente à tensão efectiva de repouso acrescida da tensão transmitida por um aterro de grandes dimensões em planta com 4m de altura e  $22\text{kN/m}^3$  de peso volúmico, ou seja,  $\approx 100\text{kPa}$  ou  $\approx 65\text{kPa}$ , respectivamente, para a direcção vertical ou horizontal. Os valores dos coeficientes de compressibilidade e compressibilidade volumétrica encontram-se representados no Quadro 4.6. Para além dos resultados respeitantes aos 3 ensaios edométricos do tipo clássico, incluem-se também os resultados respeitantes ao ensaio edométrico E4, como forma de demonstrar a reprodutibilidade de resultados (os resultados respeitantes ao ensaio E5 são em tudo idênticos).

No geral, os valores encontrados são elevados, reflexo do elevado teor em água (Coelho, 2000) e elevado índice de vazios natural das amostras. O  $a_v$  e o  $m_v$  associados às tensões efectivas de repouso são naturalmente superiores aos que ocorrem para o escalão de

carga correspondente à construção do aterro, reflexo do maior índice de vazios das amostras para as condições de repouso. Atendendo à natureza sedimentar do solo e à sua composição granulométrica (nomeadamente devido à presença de partículas de dimensão argila, de forma lamelar, as quais no tempo tendem a assumir a posição horizontal de maior equilíbrio), era já esperado que as características de compressibilidade do solo na direcção horizontal fossem superiores às que ocorrem na direcção vertical (Quadro 4.6). Ao se comparar o comportamento das amostras intactas e reconstituída, verifica-se que ainda que a compressibilidade para a tensão efectiva de repouso seja superior na amostra reconstituída, esta tende a ser igual com o aumento de tensões. Tal facto pode encontrar explicação na consolidação secundária ocorrida em campo ao longo da história geológica do solo, facto não reproduzido em laboratório na amostra reconstituída. Contudo, uma vez excedida a tensão de pré-consolidação (ramo virgem), anulando-se em parte os efeitos da consolidação secundária, as compressibilidades de ambas as amostras, intacta e reconstituída, são muito semelhantes conforme ilustra a Figura 4.16 (apenas se apresentam os resultados para o  $m_v$ , dado os resultados respeitantes ao  $a_v$  serem em tudo semelhantes).

Quadro 4.6 – Coeficientes de compressibilidade e compressibilidade volumétrica.

Ensaio edométrico			$\sigma'_{v0} \approx 12\text{kPa}$ ou $\sigma'_{h0} \approx 8\text{kPa}$		$\sigma'_v \approx 100\text{kPa}$ ou $\sigma'_h \approx 65\text{kPa}$	
n.º	Identificação	Direcção	$a_v$ ou $a_h$	$m_v$ ou $m_h$	$a_v$ ou $a_h$	$m_v$ ou $m_h$
			$(\times 10^{-4} \text{kPa}^{-1})$		$(\times 10^{-4} \text{kPa}^{-1})$	
E3	AI 8	vertical	39,2	13,2	24,9	8,9
E4	AI 9		40,7	13,7	26,9	9,6
E9	AI 10	horizontal	65,4	21,9	33,8	12,5
E11	AR 4	vertical	69,1	24,4	26,5	10,1

Da análise da Figura 4.16, constata-se que o  $m_v$  diminui com a tensão efectiva, excepção feita para o escalão de carga que contem a tensão de pré-consolidação, facto indicador da muito boa qualidade das amostras, o que corrobora a análise efectuada na secção 4.5. No que respeita à direcção horizontal,  $m_h$  apresenta idêntica evolução mas não se verifica o acréscimo do seu valor para o escalão de carga que contém a tensão de pré-consolidação horizontal, ainda que a amostra tenha sido classificada como de muito boa qualidade na secção 4.5. Tal facto pode ser explicado pelo diferente comportamento exibido na direcção horizontal, traduzido pela ocorrência de maiores deformações. Este aspecto deverá merecer análise mais cuidada em futuros estudos.

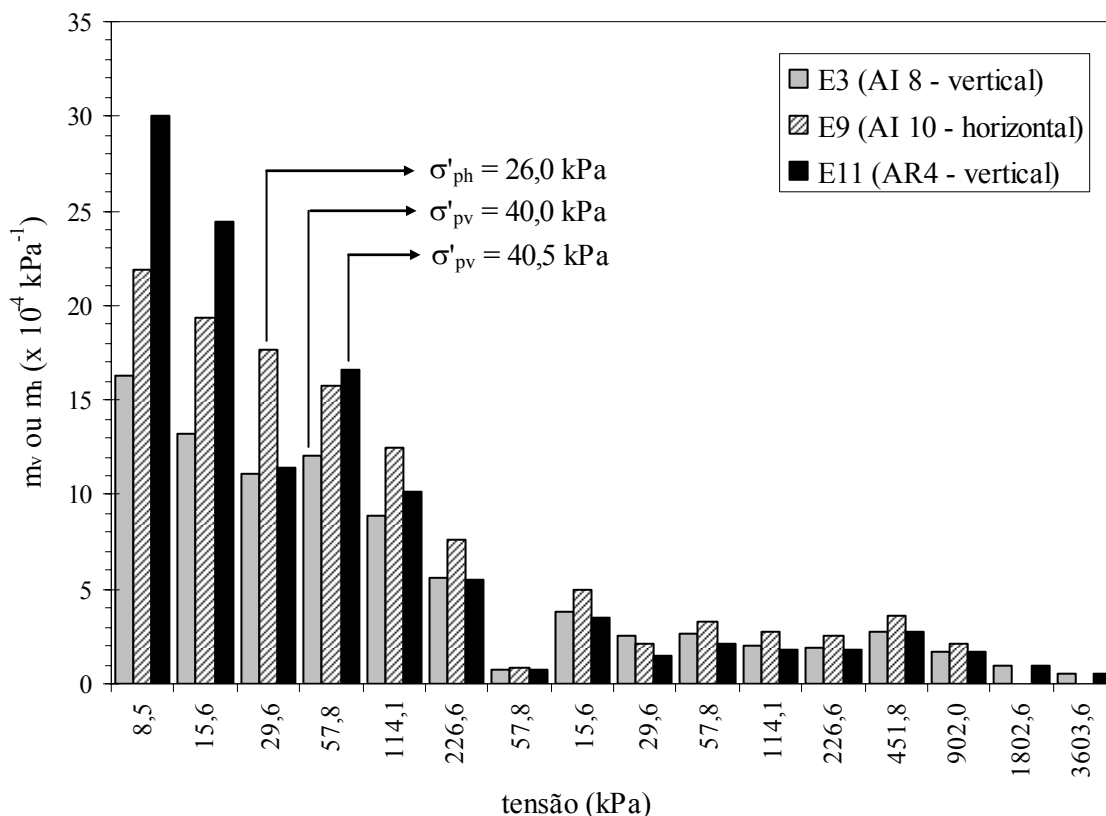


Figura 4.16 – Variação do coeficiente de compressibilidade volumétrica com a tensão efectiva.

Os índices  $C_c$ ,  $C_r$  e  $C_s$  são, por definição, parâmetros independentes do valor da tensão efectiva, isto é, são parâmetros característicos do solo, pelo que em cada ensaio edométrico deverá ser possível definir univocamente cada um destes parâmetros a partir da representação no plano  $e$ - $\log \sigma'$ . O índice de compressibilidade é definido pelo declive da recta que melhor aproxima os pontos do ramo virgem. Os índices caracterizadores dos ramos de descarga e recarga são, por sua vez, definidos por um único valor correspondente ao declive do ramo médio fictício definido no ciclo descarga/recarga. A consideração de valores iguais para  $C_r$  e  $C_s$  justifica-se pelas pequenas deformações envolvidas nestes ramos. Dada a boa qualidade das amostras, conforme o exposto na secção 4.5, toma-se igual valor para o índice de recarga associada à primeira carga. O Quadro 4.7 resume os resultados obtidos para os 3 ensaios edométricos do tipo clássico em estudo (Figuras 4.6, 4.9 e 4.10).

Quadro 4.7 – Índices de compressibilidade e recompressibilidade.

Ensaio edométrico			$C_r \approx C_s$	$C_c$	$C_r/C_c$
n.º	Identificação	Direcção			
E3	AI 8	vertical	0,065	0,57	0,114
E9	AI 10	horizontal	0,075	0,75	0,100
E11	AR 4	vertical	0,074	0,55	0,134

No geral, os valores encontrados para  $C_c$ ,  $C_r$  e  $C_s$  são elevados, indicando elevada compressibilidade intrínseca do solo, uma vez mais reflexo do elevado teor em água (Coelho, 2000) e elevado índice de vazios natural das amostras. Tal como o referido para os coeficientes  $a_v$  e  $m_v$ , a compressibilidade na direcção horizontal é superior à da direcção vertical, sendo semelhante a compressibilidade exibida pelas amostras intactas e reconstituídas uma vez ultrapassada a tensão de pré-consolidação. A relação  $C_r/C_c$  apresenta valores situados no tradicional intervalo de 0,1 a 0,2, sendo um bom indicador da correcta execução e interpretação dos ensaios.

Para a amostra intacta ensaiada na direcção vertical (ensaio E3), os valores determinados para os diversos parâmetros caracterizadores da compressibilidade diferem dos obtidos por Coelho (2000), podendo estas diferenças estarem associadas, fundamentalmente, ao grau de perturbação das amostras (classificadas como razoáveis a boas em Coelho, 2000).

Do exposto conclui-se que o solo em estudo exhibe compressibilidade que se pode considerar elevada, fruto do elevado teor em água (o qual reflecte o teor e o tipo de matéria orgânica, bem como a quantidade e qualidade da argila presente), e elevado índice de vazios natural. O solo em estudo exhibe anisotropia de compressibilidade, podendo esta ser caracterizada pela relação entre os índices de compressibilidade (independentes da tensão efectiva e exclusivamente determinados pelas características intrínsecas do solo), ou com base na relação entre os módulos de deformabilidade elásticos, avaliados a partir do coeficiente de compressibilidade volumétrica pela expressão:

$$\frac{1}{m_v} = \frac{E'_v(1-\nu)}{(1+\nu) \times (1-2\nu)} \quad (4.5)$$

onde,  $E'_v$  é o módulo de deformabilidade elástico vertical em tensões efectivas, e,  $\nu$  o coeficiente de Poisson. O Quadro 4.8 resume os resultados obtidos por ambas as relações. A relação entre os módulos de deformabilidade elásticos,  $E'_h/E'_v$ , foi estabelecida para um coeficiente de Poisson igual a 0,3 (Venda Oliveira *et al.*, 2009; Correia *et al.*, 2009). A anisotropia de compressibilidade do solo em estudo exhibe valores perfeitamente enquadrados em referências bibliográficas respeitantes a solos similares, sendo disso exemplo a argila mole de Leda-Gloucester ( $E'_h/E'_v = 0,55$  a  $0,88$ ; Lo *et al.*, 1977) e a argila mole de Cubzac-les-Ponts ( $E'_h/E'_v = 0,63$  a  $0,96$ ; Piyal, 1984).

Quadro 4.8 – Caracterização da anisotropia de compressibilidade.

	$\sigma'_{v0} \approx 12\text{kPa}$ ou $\sigma'_{h0} \approx 8\text{kPa}$	$\sigma'_v \approx 100\text{kPa}$ ou $\sigma'_h \approx 65\text{kPa}$	Observações	$C_{rh}/C_{rv} =$ 1,15
$E'_h/E'_v$	0,60	0,71	( $\nu = 0,3$ )	$C_{ch}/C_{cv} =$ 1,32

### 4.7.3 – Consolidação primária

A previsão das deformações no tempo, assim como a interpretação de observações de obras executadas, baseiam-se no conhecimento dos parâmetros capazes de influenciar o processo de consolidação do solo, nomeadamente o seu coeficiente de consolidação,  $c_v$ . Este parâmetro pode ser determinado a partir dos resultados de ensaios edométricos por aplicação do método de Casagrande (baseado na interpretação da curva  $H\text{-}logt$ ) ou de Taylor (baseado na interpretação da curva  $H - \sqrt{t}$ ). Não deve porém ignorar-se a reconhecida incapacidade da generalidade dos ensaios laboratoriais para caracterizar com rigor as características de consolidação de um depósito, quer pela incontornável e significativa influência da perturbação das amostras, quer pela reduzida dimensão destas face à espessura das camadas *in situ*, não englobando por isso características fundamentais da macroestrutura do depósito, quer ainda pela impossibilidade de caracterizar a anisotropia de permeabilidade (Coelho, 2000).

O coeficiente de consolidação foi determinado para o solo em estudo a partir dos resultados de ensaios edométricos realizados sobre amostras intactas e reconstituídas, por aplicação do método de Casagrande (apenas se recorreu ao método de Taylor quando o método de Casagrande mostrou algumas limitações no cálculo de  $c_v$ ). Dado o coeficiente de consolidação variar com a tensão efectiva, reflectindo as respectivas variações de permeabilidade e deformabilidade, este foi avaliado para os dois níveis de tensão efectiva atrás descritos (associados ao repouso e à construção de um aterro, conforme secção 4.7.2). O Quadro 4.9 e a Figura 4.17 resumem os resultados obtidos.

Quadro 4.9 – Coeficiente de consolidação.

Ensaio edométrico			$c_v$ ou $c_h$ (m <sup>2</sup> /ano)	
n.º	Identificação	Direcção	$\sigma'_{v0} \approx 12\text{kPa}$ ou $\sigma'_{h0} \approx 8\text{kPa}$	$\sigma'_v \approx 100\text{kPa}$ ou $\sigma'_h \approx 65\text{kPa}$
E3	AI 8	vertical	96,7	62,9
E9	AI 10	horizontal	33,5	9,8
E11	AR 4	vertical	18,1	10,1

O  $c_v$  (ou  $c_h$ ) associado à tensão efectiva de repouso é superior ao que ocorre para o escalão de carga correspondente à construção do aterro, o que não é mais do que o reflexo da sobreconsolidação existente para o nível de tensão efectiva de repouso. Atendendo à natureza sedimentar do solo e à sua composição granulométrica (nomeadamente devido à presença de partículas de dimensão argila, de forma lamelar, as quais no tempo tendem a assumir a posição horizontal de maior equilíbrio), era expectável que as características de consolidação do solo na direcção horizontal fossem superiores às que ocorrem na direcção vertical (Quadro 4.9 e Figura 4.17). Contudo, o solo exhibe comportamento marcadamente distinto, justificável

pela presença de fibras vegetais (mais ou menos decompostas) que atravessam as amostras intactas segundo alinhamentos quase verticais (identificados por círculos a vermelho na Figura 4.18). Estas fibras vegetais constituem-se como que pequenos drenos, caminhos preferenciais de percolação, na direcção vertical originando um incremento da permeabilidade e, conseqüentemente, do coeficiente de consolidação segundo a direcção vertical.

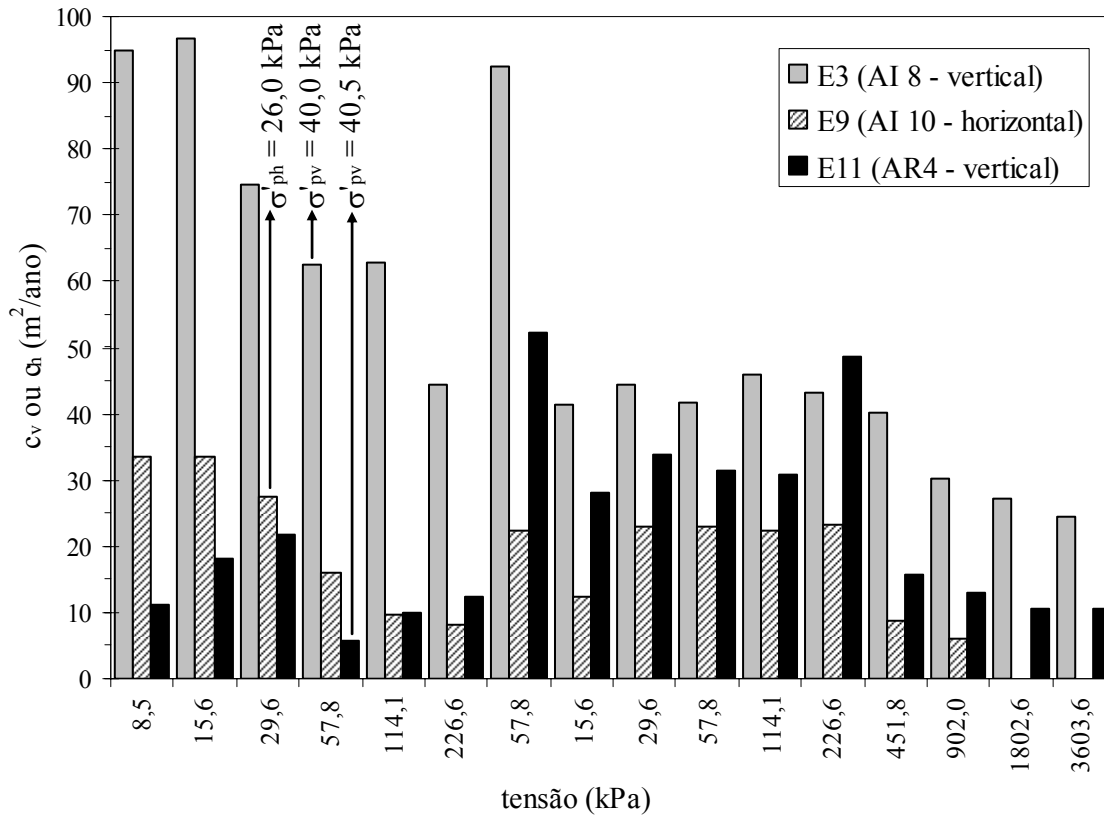


Figura 4.17 – Variação do coeficiente de consolidação com a tensão efectiva.



Figura 4.18 – Identificação de caminhos preferenciais de percolação (materializados por fibras vegetais) na amostra intacta AI 9 (colhida na direcção vertical).



Ao se comparar o comportamento das amostras intactas com a amostra reconstituída, segundo a direcção vertical, verifica-se que as características de consolidação da amostra intacta são muito superiores às da amostra reconstituída, dado esta última não exibir caminhos preferências de percolação segundo a direcção vertical.

Da análise da Figura 4.17 pode-se também constatar que o coeficiente de consolidação sofre uma redução brusca para o escalão de carga que contem a tensão efectiva de pré-consolidação. Verifica-se ainda que, para ambos os ramos de carga, o coeficiente de consolidação apresenta uma tendência de diminuição com o aumento da tensão efectiva. Estes dois comportamentos são típicos de amostras com baixo grau de perturbação.

Ao confrontar-se os resultados laboratoriais com os de campo segundo a direcção horizontal (Figura 3.7) verifica-se um bom ajuste entre os valores, facto indicador da boa qualidade das amostras intactas.

Analisando os resultados respeitantes à amostra intacta ensaiada na direcção vertical (E3), com os obtidos por Coelho (2000) em idênticas condições, verifica-se que o valor do coeficiente de consolidação agora avaliado é consideravelmente superior ao valor apresentado por Coelho (2000) ( $\approx 30 \text{ m}^2/\text{ano}$  para a situação de repouso;  $\approx 15 \text{ m}^2/\text{ano}$  para a situação da existência de aterro). Esta discrepância poderá estar associada, fundamentalmente, ao grau de perturbação das amostras (classificadas como razoáveis a boas em Coelho, 2000). Não obstante o referido, Coelho (2000) verificou que para profundidades entre os 2 e os 4m (onde se inclui a profundidade em estudo, 2,5m) as características de consolidação do solo eram muito superiores às do restante depósito, tendo apontado como possíveis causas a existência de um teor em matéria orgânica superior a esta profundidade, e/ou a existência de fendas de tracção desenvolvidas durante os processos de dessecação, e/ou a ocorrência de intercalações arenosas e/ou a existência de fibras vegetais mais ou menos decompostas que atravessam as amostras. Como se constata do estudo agora realizado, a análise visual das várias amostras intactas colhidas na direcção vertical (sendo disso exemplo a Figura 4.18) permitem indicar como causa principal a existência de fibras vegetais mais ou menos decompostas que atravessam o solo a esta profundidade.

A permeabilidade das amostras ensaiadas no edómetro pode ser estimada indirectamente (admitindo por válidas as hipóteses da teoria de consolidação unidimensional de Terzaghi) a partir do conhecimento dos coeficientes de consolidação e de compressibilidade volumétrico. O Quadro 4.10 e a Figura 4.19 resumem os resultados obtidos.

Quadro 4.10 – Coeficientes de permeabilidade.

Ensaio edométrico			$k_v$ ou $k_h$ ( $\times 10^{-9}$ m/s)	
n.º	Identificação	Direcção	$\sigma'_{v0} \approx 12\text{kPa}$ ou $\sigma'_{h0} \approx 8\text{kPa}$	$\sigma'_v \approx 100\text{kPa}$ ou $\sigma'_h \approx 65\text{kPa}$
E3	AI 8	vertical	39,6	17,4
E9	AI 10	horizontal	22,8	3,8
E11	AR 4	vertical	13,7	3,2

Os valores obtidos para o coeficiente de permeabilidade são relativamente baixos tendo em conta a composição predominantemente granular do solo em estudo. A constituição predominantemente siltosa do solo poderia sugerir uma maior permeabilidade, mas a fracção argilosa presente será responsável por uma redução apreciável desta propriedade. A presença de matéria orgânica no solo contribui para o aumento da permeabilidade (Hight *et al.*, 1987) na medida em que a matéria orgânica origina um incremento do teor em água e, conseqüentemente, do índice de vazios, sendo contudo este efeito contrariado, uma vez mais, pela presença de fracção argilosa no solo.

No geral, o coeficiente de permeabilidade sofre uma contínua redução com o incremento da tensão efectiva, reflectindo a correspondente diminuição do índice de vazios durante o ensaio edométrico. Nas amostras intactas verifica-se ocorrer uma forte redução da permeabilidade com o aumento da tensão efectiva, comportamento típico de solos orgânicos (Hight *et al.*, 1987). Face à natureza sedimentar do solo e à sua composição granulométrica, seria de esperar que a permeabilidade horizontal fosse superior à vertical, facto que não ocorre no solo em estudo devido à existência de caminhos de percolação preferenciais segundo a direcção vertical (materializados por fibras vegetais mais ou menos decompostas, Figura 4.18). Este facto justifica também as enormes discrepâncias observadas no coeficiente de permeabilidade vertical para as amostras intactas e reconstituídas.

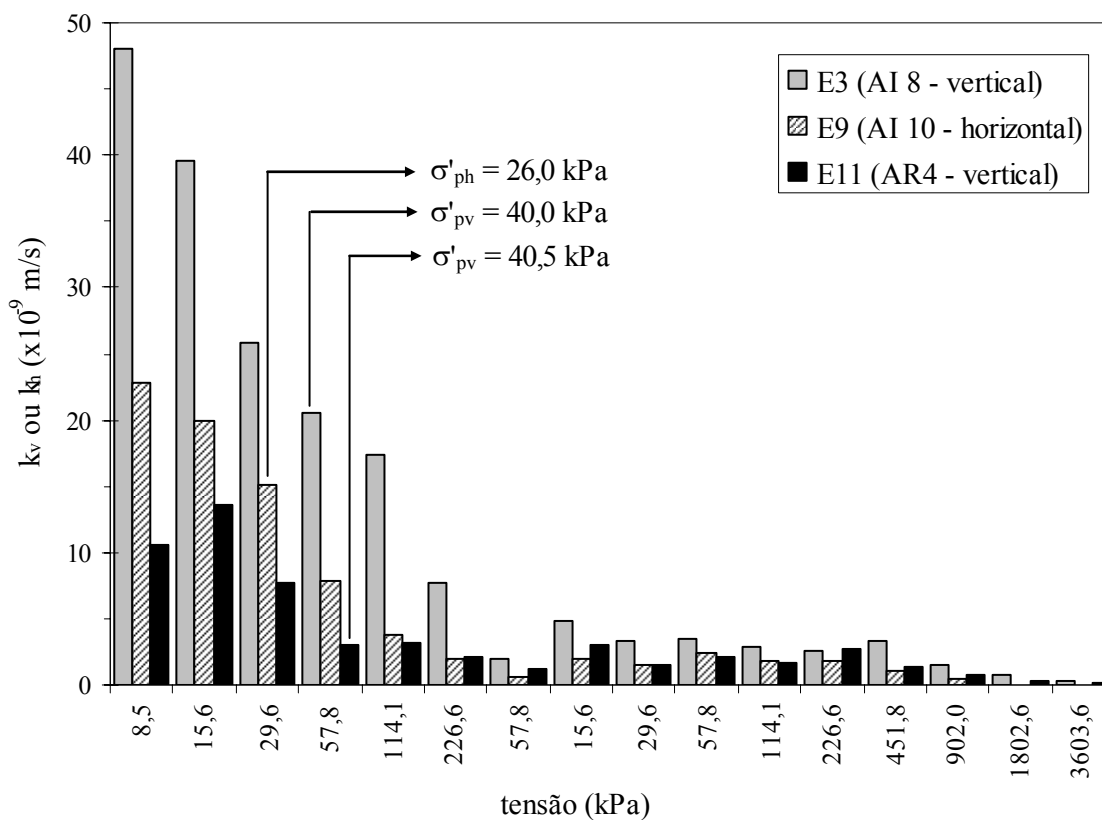


Figura 4.19 – Variação do coeficiente de permeabilidade com a tensão efectiva.

A Figura 4.20 apresenta as relações do índice de vazios com o logaritmo da tensão efectiva e com o logaritmo do coeficiente de permeabilidade. Verifica-se que a permeabilidade diminui com o índice de vazios, sendo a relação quase linear na representação semi-logarítmica, estando perfeitamente enquadrados pelos valores medidos por Mesri e Rokhsar (1974) e Tavenas *et al.* (1983) num grande número de solos moles ( $\Delta e/\Delta \log(k_v) \approx 0,5$ ). Para a amostra reconstituída (E11) existem alguns pontos que se afastam da relação linear fruto, essencialmente, de alguma perturbação da amostra. Um facto interessante é a constatação de que para a mesma variação de tensões efectivas, a variação do índice de vazios é maior no caso da amostra intacta respeitante à direcção horizontal, facto que corrobora as expectativas iniciais relativamente à compressibilidade horizontal *versus* vertical.

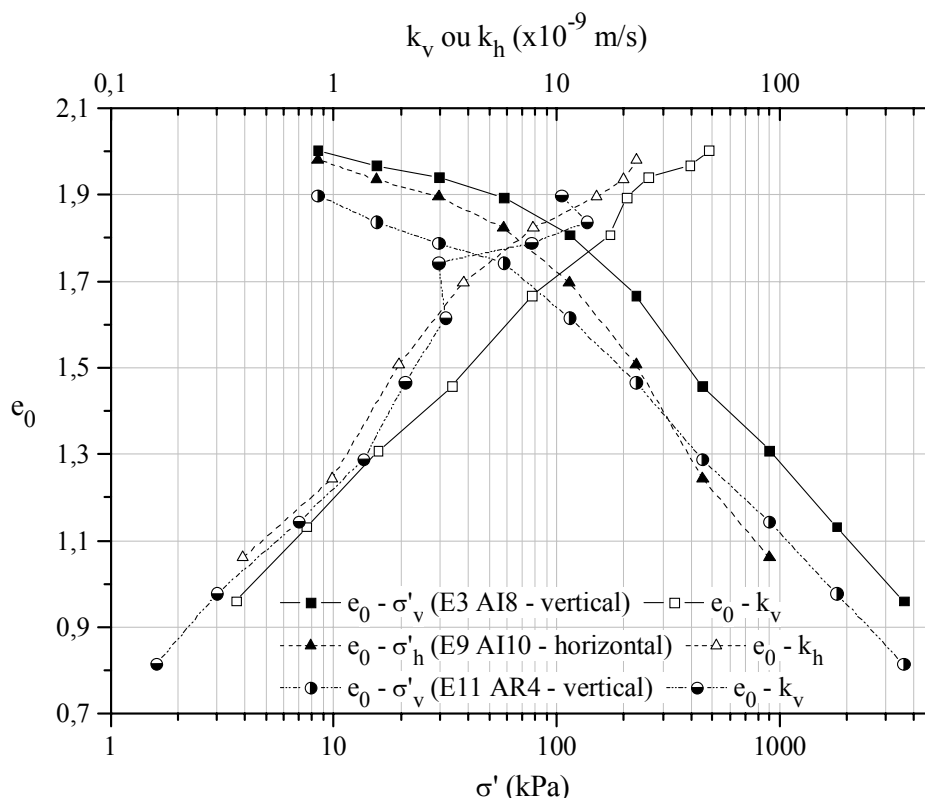


Figura 4.20 – Relação do índice de vazios com o logaritmo da tensão efectiva e com o logaritmo do coeficiente de permeabilidade.

Do exposto, conclui-se que o solo em estudo exhibe anisotropia de permeabilidade, sendo a mesma caracterizada pela relação apresentada no Quadro 4.11. Convém referir uma vez mais que a relação é fortemente condicionada pelo facto de o solo à profundidade em estudo exhibir caminhos preferenciais de percolação segundo a direcção vertical, justificando-se deste modo os reduzidos valores obtidos ( $k_h/k_v$ ), não enquadrados nas relações típicas de

Quadro 4.11 – Caracterização da anisotropia de permeabilidade.

	$\sigma'_{v0} \approx 12\text{kPa}$ ou $\sigma'_{h0} \approx 8\text{kPa}$	$\sigma'_v \approx 100\text{kPa}$ ou $\sigma'_h \approx 65\text{kPa}$	Ramo virgem ( $K_0 = 0,4$ )
$k_h/k_v$	0,58	0,45	0,53

solos similares apresentadas na bibliografia (Jamiolkowski *et al.*, 1985; Mesri *et al.*, 1994).

No que se refere às características de consolidação e permeabilidade determinadas, a informação obtida diz unicamente respeito à profundidade em estudo (2,5m), encontrando-se afectados dos efeitos associados quer à perturbação das amostras (minimizados dada a boa qualidade das mesmas), quer à reduzida dimensão destas face à espessura das camadas *in situ*, não englobando por isso características fundamentais da macroestrutura do depósito.

## 4.8 – Compressibilidade por consolidação secundária

### 4.8.1 – Introdução

Nesta secção analisa-se a compressibilidade que resulta do gradual reajustamento das partículas do solo para posições de equilíbrio mais estáveis sob tensão efectiva constante, fenómeno associado à natureza viscosa da estrutura do solo. Este fenómeno, habitualmente designado por consolidação secundária ou fluência, assume importância acrescida em depósitos orgânicos.

Este fenómeno pode ser experimentalmente observado em amostras submetidas a ensaios edométricos, caracterizando-se pela evolução das deformações no tempo após o término da consolidação primária. A compressibilidade por consolidação secundária pode ser caracterizada pelo índice de consolidação secundária,  $C_\alpha$ , definido como o declive da curva  $e$ - $\log t$  (expressão 4.6), após a conclusão da consolidação primária. Com base no conhecimento de  $C_\alpha$  é possível quantificar as deformações por fluência produzidas até ao instante  $t$  em consequência de uma determinada solicitação.

$$C_\alpha = -\frac{\Delta e}{\Delta \log(t)} \quad (4.6)$$

Este parâmetro foi avaliado para o solo em estudo a partir dos resultados de ensaios edométricos realizados sobre amostras intactas e reconstituídas. Alguns cuidados devem ser observados aquando da sua determinação, tal como o a seguir enunciado.

Dada a natureza orgânica do solo em estudo, e, atendendo aos resultados obtidos por Coelho (2000), onde se verificou ser de grande importância este fenómeno, foi decidido conduzir um estudo mais pormenorizado acerca da consolidação secundária. Para tal, os ensaios edométricos do tipo clássico (E3 e E9) foram realizados em escalões de carga/descarga com a duração de 72h (em vez das usuais 24h), á excepção ao ensaio realizado sobre a amostra reconstituída (E11, onde se utilizaram as usuais 24h). Acresce a realização de ensaios edométricos do tipo fluência, onde se estudou com maior detalhe a evolução das deformações no tempo (14 dias), sob tensão efectiva constante (ensaios E7, E8, E10 e E12) igual à definida aquando do estudo do solo quimicamente estabilizado (Capítulo 8).

Seguidamente apresenta-se o estudo da consolidação secundária, dividindo o mesmo em 2 fases: uma respeitante ao comportamento do solo a 2,5m de profundidade, obtida a partir

dos resultados de ensaios edométricos do tipo clássico (E3, E9 e E11); numa segunda fase, analisa-se com maior detalhe o fenómeno de consolidação secundária para tensões efectivas específicas (definidas no Capítulo 8) a partir dos resultados de ensaios edométricos do tipo fluência (E7, E8, E10 e E12).

#### 4.8.2 – Compressibilidade secundária – comportamento a 2,5m de profundidade

O comportamento geral do solo em estudo é apresentado nas Figuras 4.21, 4.22, 4.23 e 4.24. Na Figura 4.21 apresentam-se as curvas  $e$ -log $t$  obtidas em cada escalão de carga/descarga para a amostra intacta ensaiada na direcção vertical (ensaio E3). A Figura 4.22 diz respeito à mesma amostra, mas agora o índice de vazios está normalizado pelo índice de vazios inicial. A representação  $e/e_0$ -log $t$  apresenta a vantagem de visualmente facilitar a comparação das curvas dos diferentes escalões de carga/descarga. As Figuras 4.23 e 4.24 dizem respeito, respectivamente, à amostra intacta ensaiada na direcção horizontal (ensaio E9), e à amostra reconstituída ensaiada na direcção vertical (ensaio E11). As curvas respeitantes aos escalões de carga aquém ou que contenham  $\sigma'_p$  estão representados nas várias figuras a tracejado. O ponto correspondente ao fim da consolidação primária (EOP) encontra-se identificado nas figuras sempre que foi possível proceder à sua determinação. As curvas respeitantes aos escalões de descarga (Figuras 4.21 b) e 4.22b)) não são apresentadas para os outros dois ensaios edométricos (E9 e E11), contudo os resultados da consolidação secundária (neste caso designados por expansão secundária) encontram-se apresentados no Quadro 4.12. O Quadro 4.12 apresenta os valores de  $C_\alpha$  respeitantes aos 3 ensaios edométricos em análise, incluindo-se também o valor correspondente ao fim da consolidação primária,  $C_{\alpha \text{ EOP}}$  (declive da curva  $e$ -log $t$  para o instante EOP). Os valores de  $C_\alpha$  correspondentes ao ramo virgem encontram-se identificados a **negrito**.

A leitura das figuras e do Quadro 4.12 permite confirmar a ocorrência, em todas as amostras, de consolidação secundária (ou expansão secundária no caso dos escalões de descarga). Constata-se que o parâmetro que caracteriza a consolidação secundária,  $C_\alpha$ , é extremamente dependente da tensão efectiva (Mesri e Godlewski, 1977; Mesri e Castro, 1987). Nos escalões de carga,  $C_\alpha$  cresce com a tensão efectiva até se atingir  $\sigma'_p$ , mantendo-se sensivelmente constante para tensões superiores a esta. Nos escalões de descarga, verifica-se que  $C_\alpha$  cresce, em valor absoluto, ao longo do tempo, confirmando a hipótese sugerida por Mesri e Castro (1987).

Comparando as amostras intactas, verifica-se que  $C_\alpha$  é superior para a amostra ensaiada na direcção horizontal, facto explicado pela natureza sedimentar e composição granulométrica do solo em estudo. Face ao comportamento observado, são de esperar importantes deformações por fluência lateral, conforme o observado em Venda Oliveira (2000). Ao se comparar o comportamento da amostra intacta com a amostra reconstituída,

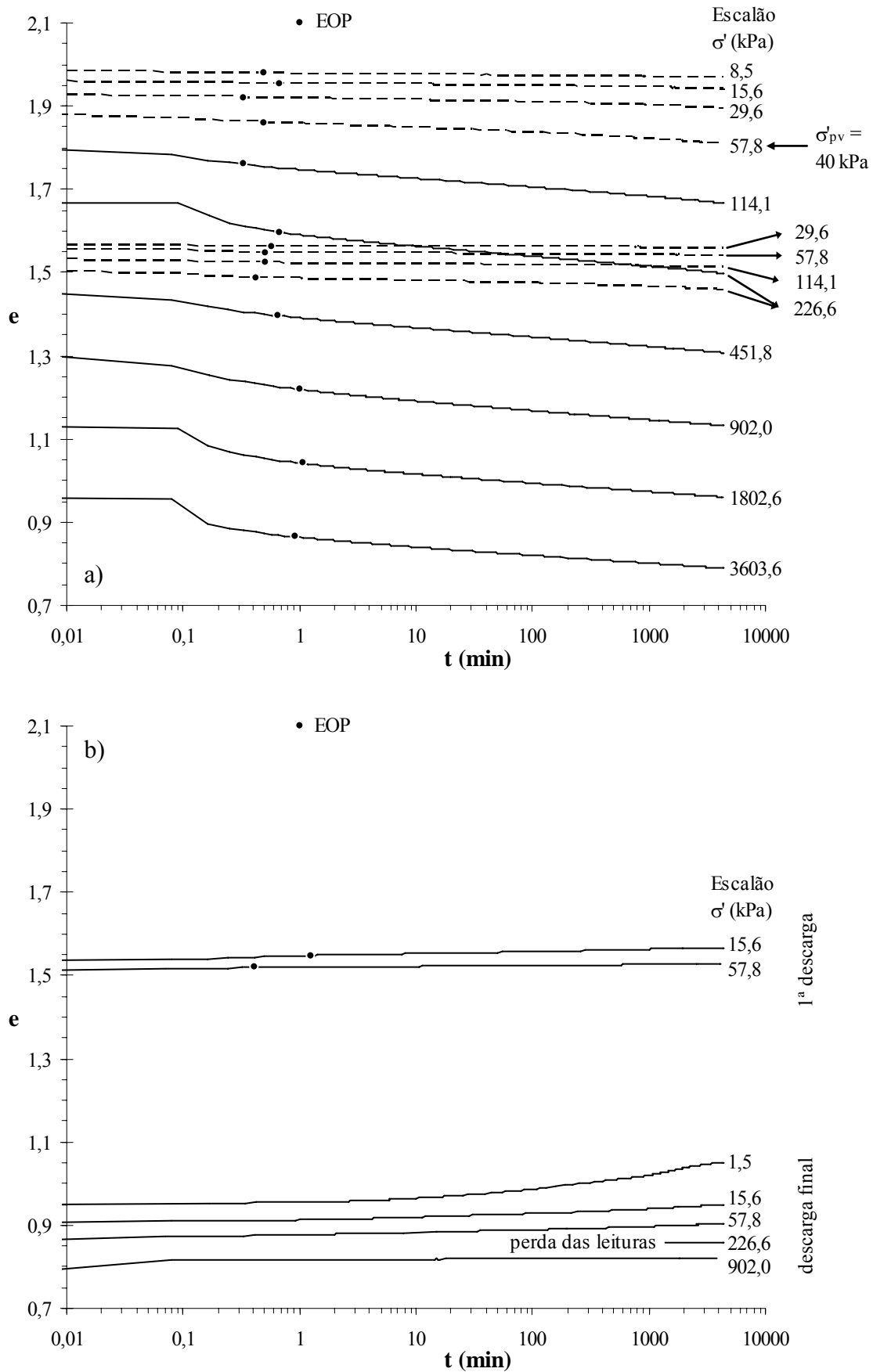


Figura 4.21 – Curvas e-logt para o ensaio edométrico clássico E3 (amostra intacta, direcção vertical): a) escalões de carga; b) escalões de descarga.

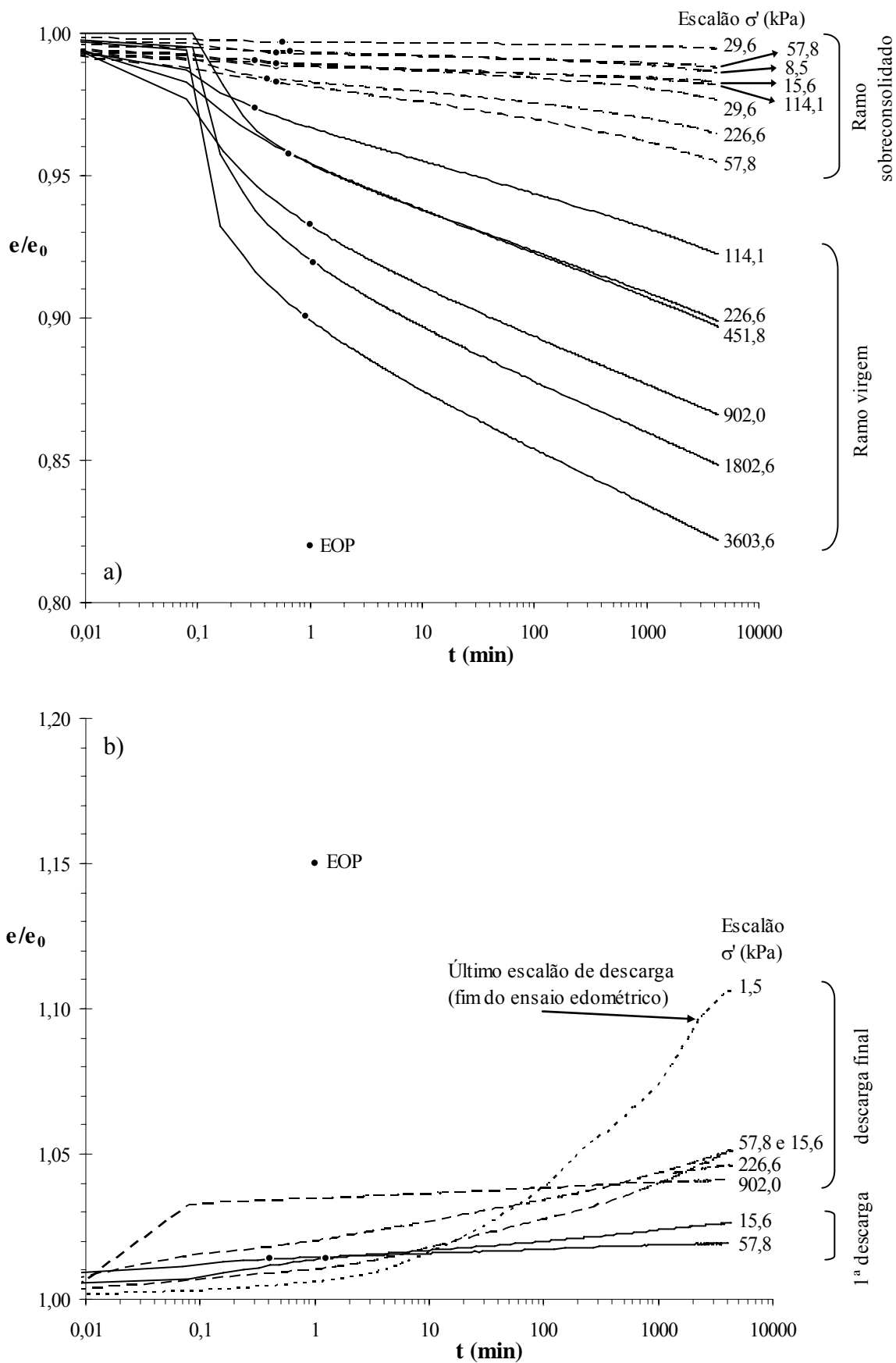


Figura 4.22 – Curvas  $e/e_0$ -log $t$  para o ensaio edométrico clássico E3 (amostra intacta, direcção vertical): a) escalões de carga; b) escalões de descarga.

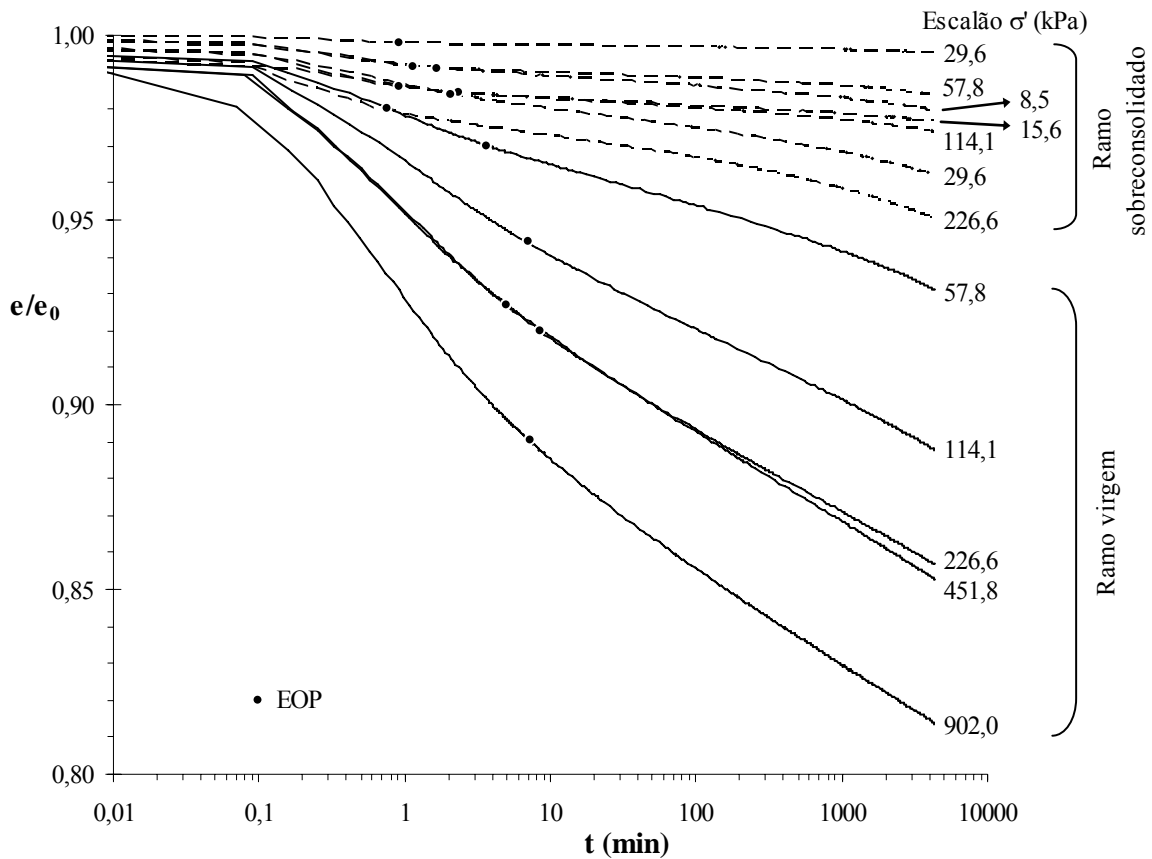


Figura 4.23 – Curvas  $e/e_0$ -logt para o ensaio edométrico clássico E9 (amostra intacta, direcção horizontal): escalões de carga.

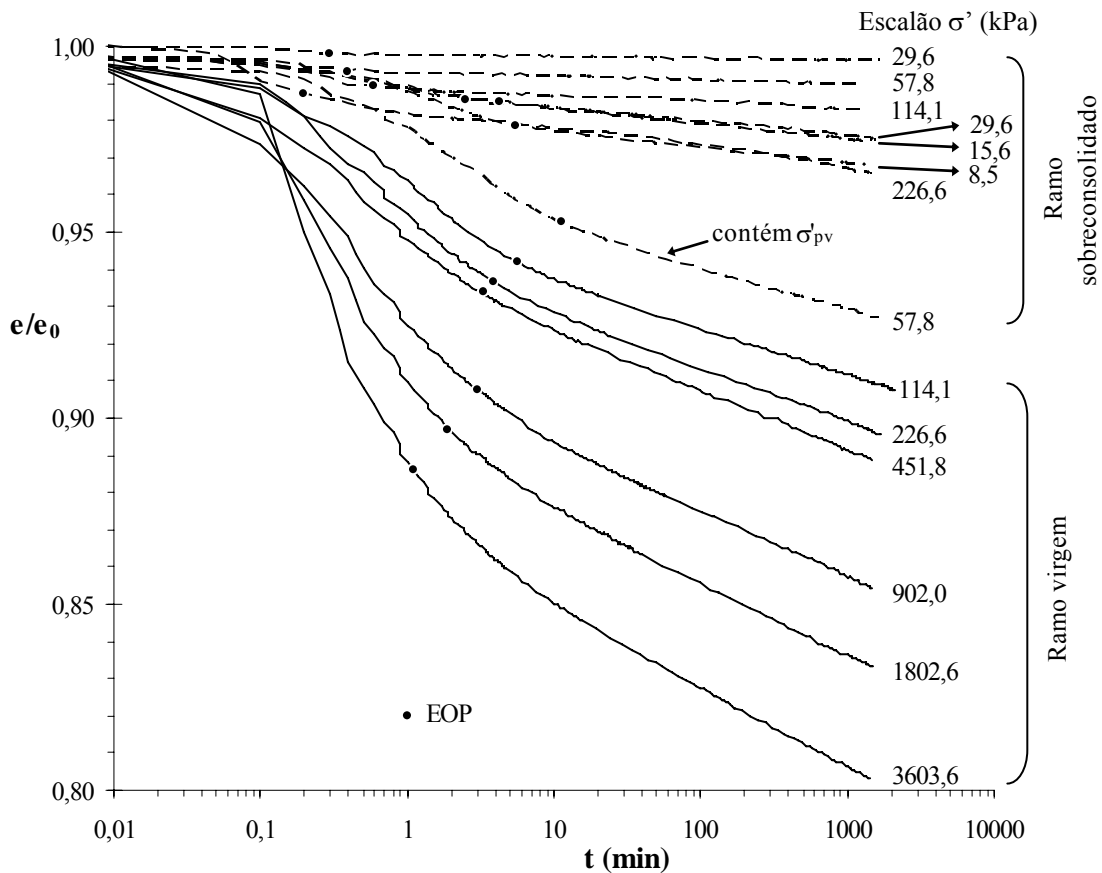


Figura 4.24 – Curvas  $e/e_0$ -logt para o ensaio edométrico clássico E11 (amostra reconstituída, direcção vertical): escalões de carga.



Quadro 4.12 – Índices de consolidação secundária.

Ensaio	E3		E9		E11	
	amostra intacta (AI 8)		amostra intacta (AI 10)		amostra reconstituída (AR 4)	
	direcção vertical		direcção horizontal		direcção vertical	
Tensão (kPa)	$C_{\alpha \text{ EOP}}$	$C_{\alpha}$	$C_{\alpha \text{ EOP}}$	$C_{\alpha}$	$C_{\alpha \text{ EOP}}$	$C_{\alpha}$
1,5	-	-	-	-	-	-
8,5	0,0230	0,0030 <sup>(2)</sup>	0,0043	0,0045 <sup>(2)</sup>	0,0090	0,0090 <sup>(2)</sup>
15,6	0,0190	0,0040 <sup>(2)</sup>	0,0050	0,0060 <sup>(2)</sup>	0,0080	0,0080 <sup>(2)</sup>
29,6	0,0046	0,0070 <sup>(2)</sup>	0,0100	0,0100 <sup>(2)</sup>	0,0070	0,0070 <sup>(2)</sup>
57,8	0,0100	0,0140 <sup>(2)</sup>	0,0210	<b>0,0210</b> <sup>(2)</sup>	0,0230	0,0210
114,1	0,0210	<b>0,0220</b>	0,0350	<b>0,0320</b>	0,0245	<b>0,0200</b>
226,6	0,0240	<b>0,0240</b>	0,0390	<b>0,0330</b>	0,0090	<b>0,0220</b>
57,8	-0,0021	-0,0020	-0,0030	-0,0030	-0,0025	-0,0024
15,6	-0,0044	-0,0053	-0,0080	-0,0085	-0,0056	-0,0060
29,6	0,0006	0,0010 <sup>(2)</sup>	0,00080	0,0008 <sup>(2)</sup>	0,0004	0,0003
57,8	0,0015	0,0015 <sup>(2)</sup>	0,0020	0,0021 <sup>(2)</sup>	0,0013	0,0013
114,1	0,0022	0,0022 <sup>(2)</sup>	0,0033	0,0035 <sup>(2)</sup>	0,0020	0,0030 <sup>(2)</sup>
226,6	0,0050	0,0055 <sup>(2)</sup>	0,0074	0,0080 <sup>(2)</sup>	0,0050	0,0065 <sup>(2)</sup>
451,8	0,0220	<b>0,0220</b>	0,0340	<b>0,0300</b>	0,0240	<b>0,0210</b>
902,0	0,0230	<b>0,0210</b>	0,0340	<b>0,0270</b>	0,0250	<b>0,0200</b>
1802,6	0,0215	<b>0,0200</b>	<sup>(1)</sup>	<sup>(1)</sup>	0,0250	<b>0,0190</b>
3603,6	0,0195	<b>0,0190</b>	<sup>(1)</sup>	<sup>(1)</sup>	0,0240	<b>0,0180</b>
902,0	??	-0,0015	<sup>(1)</sup>	<sup>(1)</sup>	??	-0,0020
226,6	??	-0,0040	-0,0026	-0,0024 <sup>(2)</sup>	-0,0050	-0,0050
57,8	??	-0,0090	-0,0075	-0,0071	??	-0,0100
15,6	??	-0,0100	??	??	<sup>(1)</sup>	<sup>(1)</sup>
1,5	??	-0,0270	??	??	??	-0,0340

(1) – escalão não realizado.

(2) – crescente (em valor absoluto) ao longo do tempo.

segundo a direcção vertical, verifica-se que os valores de  $C_{\alpha}$  são diferentes para tensões aquém de  $\sigma'_p$ , sendo superiores no caso da amostra reconstituída. Este facto pode encontrar explicação na consolidação secundária ocorrida em campo ao longo da história geológica do solo, facto não reproduzido em laboratório na amostra reconstituída. Uma vez excedida  $\sigma'_p$ , ou seja, anulando-se em parte os efeitos da consolidação secundária de campo, os valores de  $C_{\alpha}$  convergem para um valor comum ( $\pm 0,0210$ ).

Para os escalões de carga situados no ramo sobreconsolidado verifica-se que  $C_{\alpha}$  cresce ao longo do tempo. Este facto não é tão expressivo no caso da amostra reconstituída (ensaio E11) uma vez que a duração dos escalões de carga/descarga foi neste caso particular de apenas 24h, ao invés da 72h dos outros dois ensaios. Mesri e Godlewski (1977) verificaram que o  $C_{\alpha}$  cresce ao longo do tempo para tensões efectivas no intervalo  $0,5 \times \sigma'_p$  a  $1,5 \times \sigma'_p$ , determinado pela ocorrência de uma relação constante  $C_{\alpha i} / C_i$  (onde  $C_{\alpha i}$  e  $C_i$  representam, respectivamente, o declive da curva e-logt e e-log $\sigma'$  para o instante i, Figura 4.25). Para verificar esta relação, foi decidido realizar dois ensaios edométricos (E4 e E5) onde se

analisaram durante longos períodos de tempo (21 e 199 dias, respectivamente) o fenómeno de consolidação secundária. Estes ensaios (E4 e E5) encontram-se descritos nos Quadros 4.1 e 4.2, bem como nas Figuras 4.7 e 4.8, sendo designados por ensaios do tipo clássico/fluência. O escalão de fluência foi aplicado após ciclo de descarga, o que permitiu a identificação exacta da  $\sigma'_p$ . A Figura 4.26 apresenta os resultados respeitantes aos dois escalões de fluência em estudo, identificados nas Figuras 4.7 e 4.8 a vermelho. Tal como o referido por Mesri e Godlewski (1977) e Mesri e Vardhanabhuti (2005), constata-se que para tensões aquém de  $\sigma'_p$  o parâmetro  $C_\alpha$  não é constante, crescendo no tempo, sendo contudo constante a relação  $C_{\alpha i}/C_i$ .

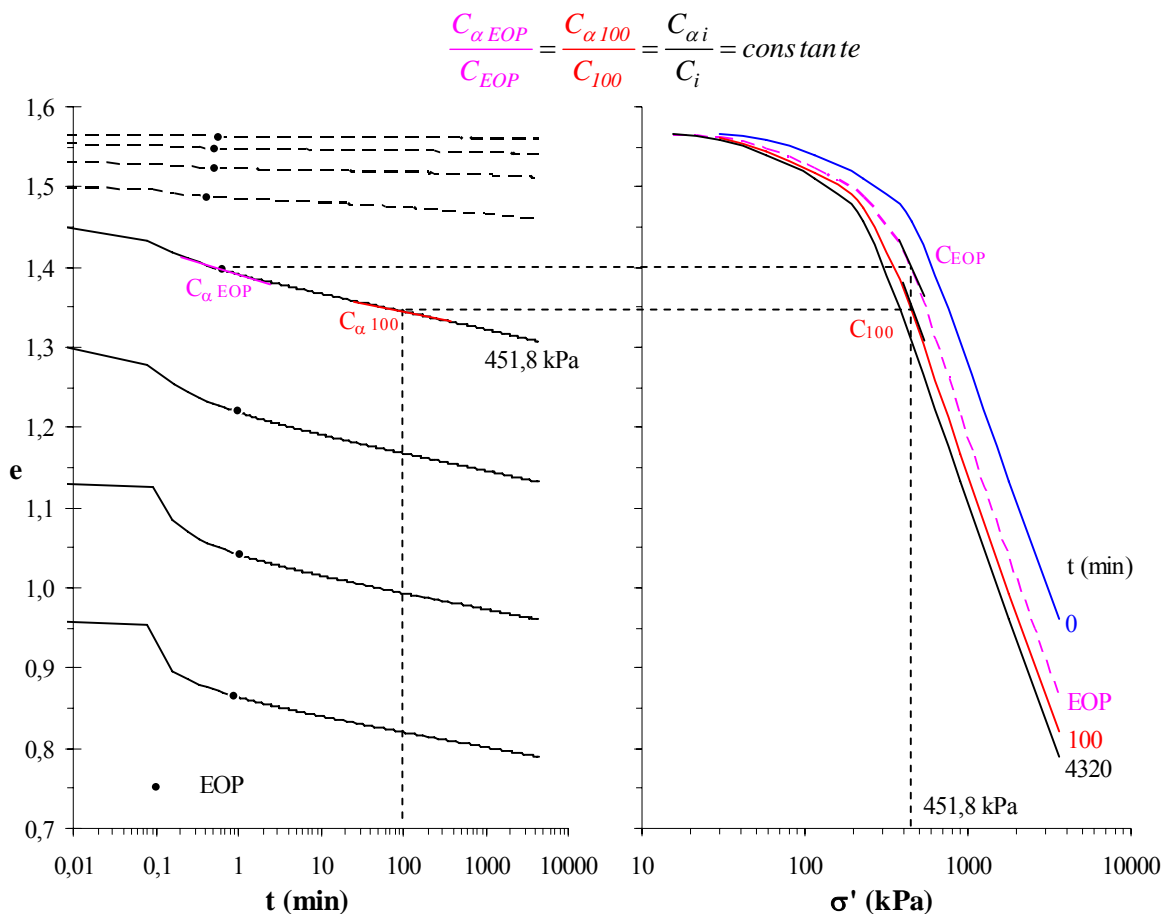


Figura 4.25 – Determinação dos parâmetros  $C_{\alpha i}$  e  $C_i$  a partir dos resultados do ensaio edométrico clássico E3 (representam-se apenas os escalões referentes ao 2º ciclo de carga).

A fim de verificar a validade do conceito  $C_{\alpha i}/C_i$  constante, quando aplicado ao solo em estudo, foram analisadas as relações existentes entre  $C_{\alpha i}$  e  $C_i$  para os 3 ensaios edométricos E3, E9 e E11. Da análise excluíram-se os dados referentes à expansão secundária, onde não é possível estabelecer tal relação (Mesri *et al.*, 1978). As relações  $C_{\alpha i}/C_i$  obtidas encontram-se representadas na Figura 4.27. Os valores encontrados para a direcção vertical, amostra intacta e reconstituída, diferem muito provavelmente devido à consolidação secundária ocorrida em campo ao longo da história geológica do solo, facto não reproduzido em laboratório na amostra reconstituída. Contudo os valores encontrados situam-se dentro do intervalo

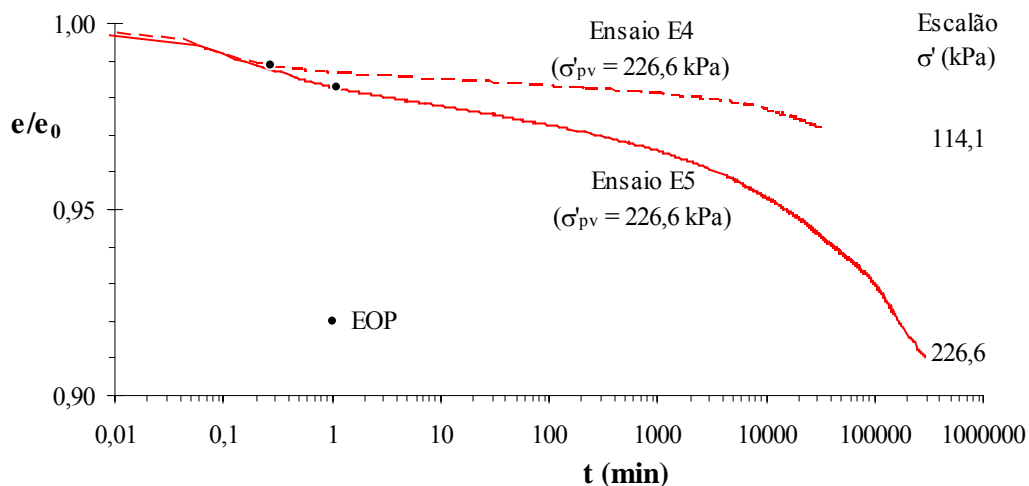


Figura 4.26 - Curvas  $e/e_0$ -log  $t$  para os ensaios edométricos E4 e E5 (escalões de carga de fluência).

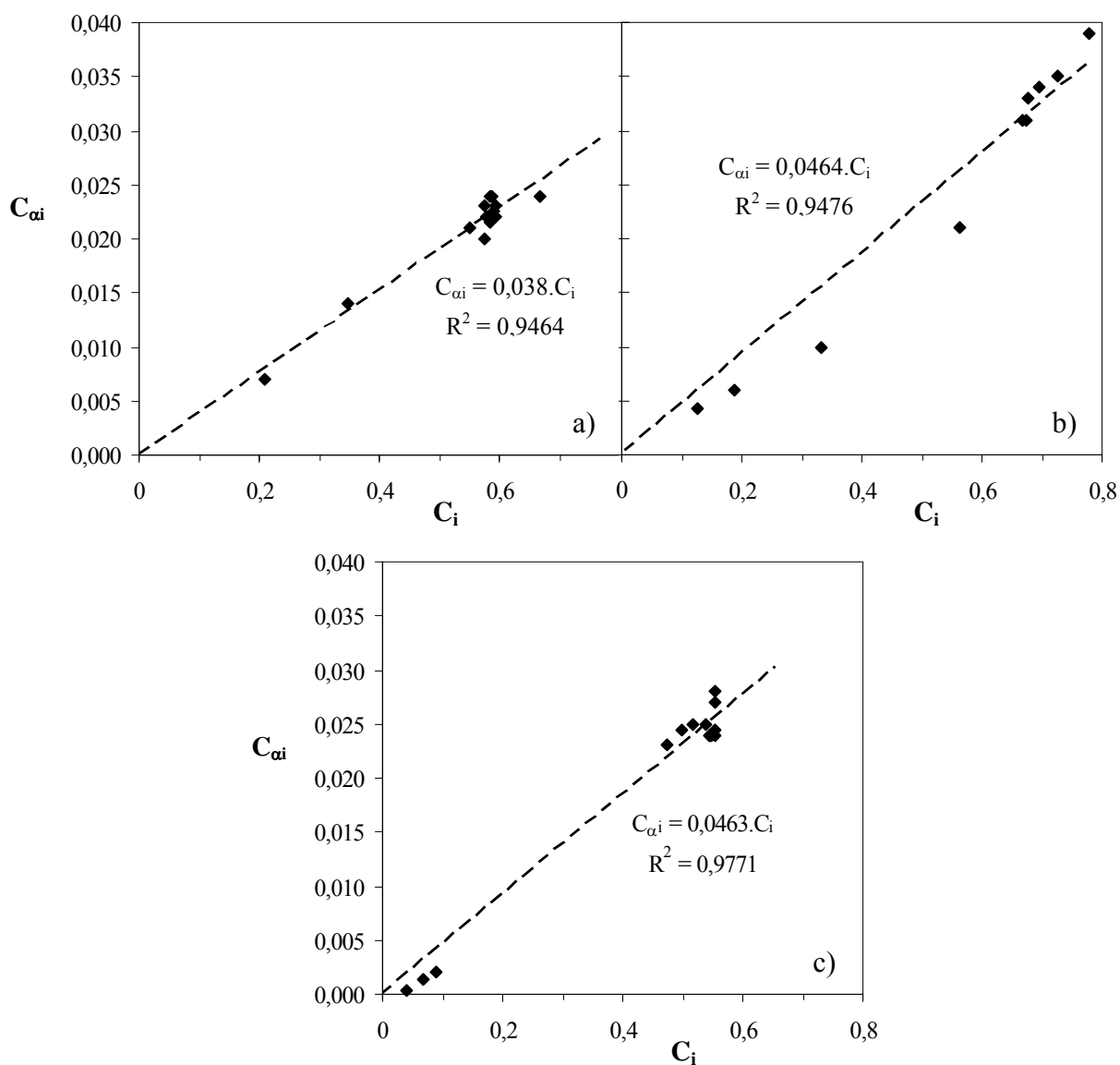


Figura 4.27 – Relação  $C_{oi}/C_i$  para o ensaio edométrico: a) E3 (amostra intacta, direcção vertical); b) E9 (amostra intacta, direcção horizontal); c) E11 (amostra reconstituída, direcção vertical).

0,05±0,01, típico de argilas orgânicas de alta plasticidade (Mesri e Castro, 1987). A relação  $C_{\alpha i}/C_i$  estabelecida para a direcção horizontal encontra-se também dentro do intervalo típico para estes solos, sendo ligeiramente superior à estabelecida para a direcção vertical devido à natureza sedimentar e composição granulométrica do solo em estudo.

Para a amostra intacta ensaiada na direcção vertical (ensaio E3), os valores determinados para os diversos parâmetros caracterizadores da compressibilidade secundária diferem dos obtidos por Coelho (2000), podendo estas diferenças estarem associadas, fundamentalmente, ao grau de perturbação das amostras (classificadas como razoáveis a boas em Coelho, 2000).

### 4.8.3 – Compressibilidade secundária – comportamento a outras profundidades

Tendo por objectivo o confronto do comportamento em fluência do solo não estabilizado com o do solo quimicamente estabilizado, foram realizados 4 ensaios edométricos do tipo fluência (E7, E8, E10 e E12) sobre o solo não estabilizado para níveis de tensão efectiva iguais aos definidos para o solo estabilizado (Capítulo 8). Nesta secção apenas se analisam os resultados respeitantes ao do solo não estabilizado, deixando o estudo do solo estabilizado e a comparação entre ambos para o Capítulo 8.

O estudo de fluência nos ensaios E7, E10 e E12 foi realizado para uma tensão efectiva igual à que se verifica a 10m de profundidade (correspondendo sensivelmente a meio do depósito de solos moles do Baixo Mondego, local experimental da Quinta da Foja) acrescida da tensão associada à construção de um aterro, de grandes dimensões em planta, com 4m de altura ( $\gamma_{\text{aterro}} = 22\text{kN/m}^3$ ). Assim, nos ensaios E7 e E12 temos como tensão efectiva de fluência o valor de 136kPa (= 48 + 88kPa), enquanto que para o ensaio E10, conduzido sobre amostra colhida na direcção horizontal, o valor da tensão efectiva de fluência é agora de 54,4kPa (=  $K_0^{(NC)} \times 48 + K_0^{(NC)} \times 88\text{kPa}$ , com  $K_0^{(NC)} = 0,4$ ). Um quarto ensaio edométrico de fluência foi realizado (E8), procurando simular a tensão efectiva instalada próximo da base do depósito de solos moles ( $\pm 20\text{m}$  de profundidade), isto é, 188kPa (= 100 + 88kPa).

Os ensaios edométricos do tipo fluência foram realizados com escalões de carga com a duração de 24h, excepção feita ao escalão correspondente à tensão efectiva de fluência o qual se prolongou por 14 dias, conforme descrição apresentada no Quadro 4.1. Após a fase de saturação da amostra ( $\pm 24\text{h}$ ), aplicou-se o escalão de carga correspondente à tensão efectiva de “repouso”, imediatamente seguido do escalão de fluência (actuante durante 14 dias). Seguiu-se ciclo de carga até se esgotar a capacidade de carregamento do edométrico, finalizando-se o ensaio com ciclo de descarga.

A interpretação dos resultados dos ensaios edométricos do tipo fluência deve ser feita com cuidado pois baseiam-se em amostras intactas colhidas a 2,5m de profundidade, diferente da profundidade em estudo nos referidos ensaios. Deste modo estão inviabilizadas

interpretações quantitativas, sendo contudo possível elaborar extrapolações qualitativas quanto ao comportamento de campo.

A Figura 4.28 e o Quadro 4.13 resumem os resultados obtidos. Relativamente aos escalões de carga conduzidos sob tensão efectiva de fluência equivalente (ensaios E7, E10 e E12), verifica-se que  $C_\alpha$  segundo a direcção horizontal (ensaio E10) é inferior ao que se regista na direcção vertical (ensaio E7), indicando que para um ponto localizado sensivelmente a 10m de profundidade no depósito de solos moles do Baixo Mondego, são de esperar maiores deformações por fluência na direcção vertical do que na horizontal. Esta conclusão está em contradição com o comportamento referido para o solo em estudo (secção 4.8.2), ainda que as tensões efectivas de fluência actuantes segundo as duas direcções sejam diferentes. Em ambos os ensaios (E7 e E10), para o nível de tensão efectiva de fluência actuante as amostras encontram-se na condição normalmente consolidadas, pelo que seriam de esperar valores de  $C_\alpha$  iguais aos identificados no Quadro 4.13 por ramo virgem (definidos a partir de escalões de carga correspondentes a tensões efectivas muito distantes de  $\sigma'_p$ ). A discrepância de valores registada segundo a direcção horizontal (ensaio E10) parece estar associada à sequência de carregamento do ensaio (secção 4.3): este teve por início a instalação da tensão efectiva de repouso ( $\sigma'_{h0} = 0,4 \times 48 = 19,2\text{kPa}$ ), para a qual a amostra se encontra sobreconsolidada ( $\sigma'_{ph} = 26\text{kPa}$ ), seguido da aplicação da tensão efectiva de fluência ( $54,4\text{kPa}$ ), encontrando-se agora a amostra numa condição normalmente consolidada. Verifica-se que o escalão de carga de fluência ( $54,4\text{kPa}$ ) contem a tensão de pré-consolidação original da amostra ( $\sigma'_{ph}$ ), sendo o escalão de transição entre a condição sobreconsolidada e normalmente consolidada, facto este que parece justificar o reduzido valor encontrado para  $C_\alpha$ . Este facto está também visível no Quadro 4.12 para os escalões de carga que contêm a  $\sigma'_p$  original, para os quais se verifica que, qualquer que seja o ensaio (E3, E9 e E11), o valor de  $C_\alpha$  é inferior ao que se regista para os escalões de carga correspondentes a tensões efectivas muito distantes de  $\sigma'_p$ . Face ao exposto, é convicção do autor que, a aplicação da tensão efectiva de fluência ( $54,4\text{kPa}$ ) com a correcta sequência de carregamento conduziria ao resultado de as deformações por fluência na direcção horizontal serem superiores às registadas segundo a direcção vertical, tal como o verificado na secção 4.8.2. Contudo esta conclusão carece de confirmação experimental. Não obstante o referido, cuidados devem ser tidos na interpretação dos resultados pois estamos a analisar o comportamento do solo a uma profundidade de 10m com base em amostras recolhidas a 2,5m de profundidade.

Ao se comparar o comportamento da amostra intacta (ensaio E7) com o da amostra reconstituída (ensaio E12) sob igual tensão efectiva de fluência (Figura 4.28 e Quadro 4.13), verifica-se que o  $C_\alpha$  é sensivelmente igual para ambas as amostras, o que se deve em grande medida ao facto de o nível de tensão efectiva instalado ( $136\text{kPa}$ ) ser superior à  $\sigma'_p$ , isto é, encontram-se anulados em parte os efeitos da consolidação secundária de campo. Ao se aumentar a tensão efectiva de fluência (comparar ensaios E7 e E8) assiste-se a um aumento do  $C_\alpha$ . Ainda que à partida esta conclusão pudesse parecer lógica, ela contradiz a análise acima

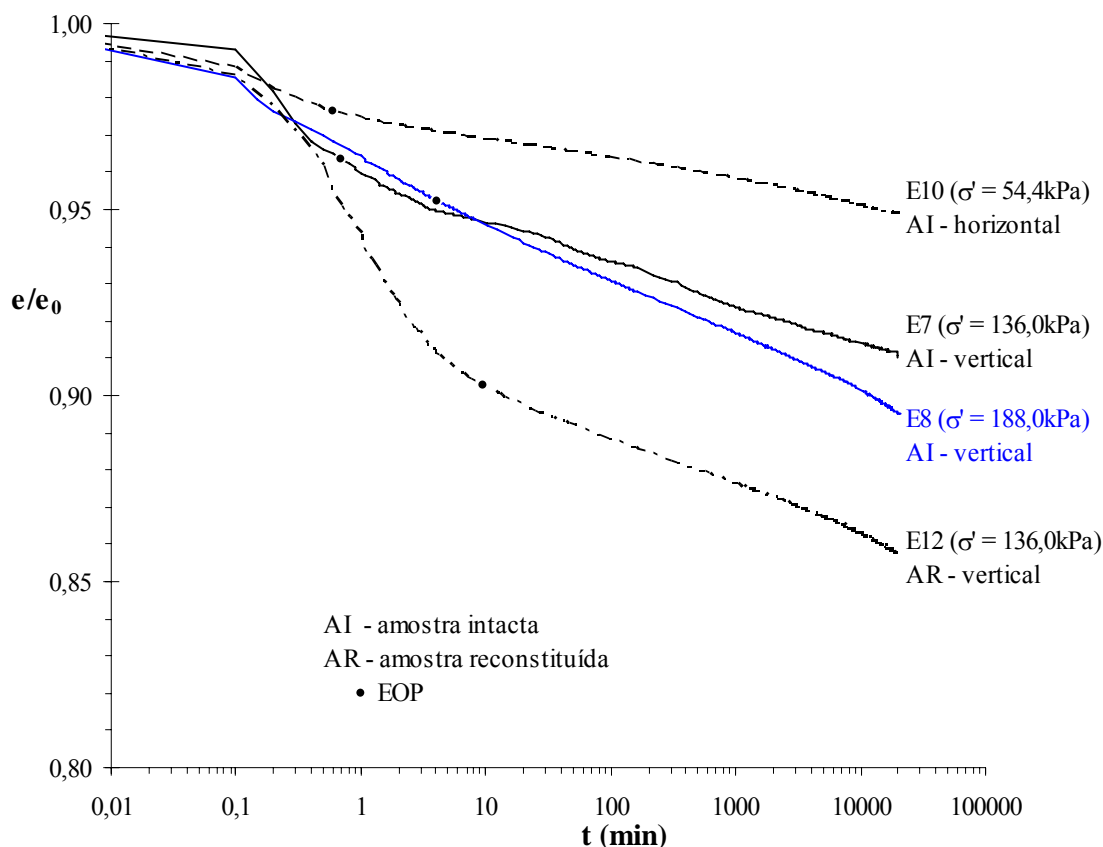


Figura 4.28 - Curvas  $e/e_0$ -log $t$  referente aos escalões de carga de fluência dos ensaios edométricos E7, E8, E10 e E12.

Quadro 4.13 – Valores do índice de consolidação secundária para os ensaios do tipo fluência.

Ensaio	$C_\alpha$			Ramo Virgem
	tensão de fluência (kPa)			
	54,4	136,0	188,0	
E7 (AI 7 – vertical)	-	0,023	-	0,022
E8 (AI 7 – vertical)	-	-	0,028	0,022
E10 (AI 12 – horizontal)	0,012	-	-	0,025
E12 (AR 4 – vertical)	-	0,022	-	0,019

apresentada para o solo em estudo, onde se referiu que uma vez no ramo virgem, o  $C_\alpha$  é constante e independente da tensão efectiva. De facto é isso que se obtém quando se analisam os escalões de carga correspondentes a tensões efectivas muito distantes da  $\sigma'_p$  (escalões de carga identificados no Quadro 4.13 por ramo virgem), os quais estão em concordância com os obtidos no Quadro 4.12. O elevado valor de  $C_\alpha$  exibido no ensaio E8 para o escalão de fluência pode ser explicado pela sequência de carregamento do ensaio, uma vez que se instalou inicialmente 100kPa (passando esta a ser a nova  $\sigma'_p$ ), aumentando-se de seguida a tensão para os 188kPa, pouco acima da relação  $1,5 \times \sigma'_p$ , até à qual se verifica um acréscimo de  $C_\alpha$  no tempo (Mesri e Godlewski, 1977; Mesri e Vardhanabhuti, 2005).

## 4.9 – Principais conclusões do Capítulo 4

A caracterização do solo em estudo (recolhido a 2,5m de profundidade no depósito de solos moles do Baixo Mondego, local experimental da Quinta da Foja) em termos de história de tensões e características de compressibilidade e consolidação, foi efectuada a partir de ensaios edométricos realizados sobre amostras intactas (recolhidas na direcção vertical e horizontal), as quais revelaram possuir uma qualidade boa a excelente. O reduzido grau de perturbação das amostras é reflexo dos meios e cuidados tidos na prospecção geotécnica, transporte e preparação das amostras, assim como no facto de o solo a esta profundidade se encontrar sobreconsolidado, e exibir menor presença de fragmentos de conchas de organismos marinhos. A isso não será estranho o facto de os índices de vazios iniciais das várias amostras intactas serem bastantes próximos.

No que se refere à história de tensões, o solo em estudo apresenta-se no estado sobreconsolidado ( $OCR = 3,4$ ), reflexo dos processos de dessecação mais ou menos extensos ocorrentes à superfície, potenciado por variações do nível freático (as quais podem ser particularmente severas no local em estudo em virtude da drenagem forçada dos terrenos por motivos agrícolas), e pela provável consolidação secundária do solo. Para a profundidade em estudo, o solo é caracterizado por um coeficiente de impulso em repouso igual a 0,65 (valor obtido através quer de correlações empíricas, quer de ensaios edométricos realizados sobre amostras recolhidas na direcção vertical e horizontal).

O estudo conduzido ao longo do capítulo permite concluir que o solo em estudo exibe elevada compressibilidade intrínseca, em muito justificada pelo elevado teor em água (relacionado com o tipo de matéria orgânica e minerais de argila presentes), e elevado índice de vazios natural das amostras. O solo exibe anisotropia de compressibilidade em consequência da natureza sedimentar do solo e da sua composição granulométrica (nomeadamente devido à presença de partículas de dimensão argila, de forma lamelar, as quais no tempo tendem a assumir a posição horizontal de maior equilíbrio), exibindo maiores características de compressibilidade segundo a direcção horizontal.

Relativamente às características de consolidação e permeabilidade determinadas, a informação obtida diz unicamente respeito à profundidade em estudo (2,5m), encontrando-se afectados dos efeitos associados quer à perturbação das amostras (minimizados dada a boa qualidade das mesmas), quer à reduzida dimensão destas face à espessura das camadas *in situ*, não englobando por isso características fundamentais da macroestrutura do depósito. Tanto as características de consolidação como as de permeabilidade são fortemente condicionadas pelo facto de o solo à profundidade em estudo exibir caminhos preferenciais de percolação segundo a direcção vertical (fibras vegetais que atravessam as amostras segundo alinhamentos quase verticais), justificando-se deste modo os reduzidos valores obtidos ( $c_h/c_v$  e  $k_h/k_v$ ), não enquadrados nas relações típicas de solos similares. Os valores obtidos para o coeficiente de

permeabilidade são relativamente baixos ( $10^{-9}$  a  $10^{-8}$  m/s) tendo em conta a composição predominantemente granular do solo em estudo, o que se poderá explicar pela fracção argilosa presente. Verificou-se que a permeabilidade diminui com o índice de vazios, sendo a relação quase linear na representação semi-logarítmica ( $\Delta e / \Delta \log(k_v) \approx 0,5$ ).

O estudo conduzido ao longo do capítulo permite igualmente concluir que a compressibilidade por consolidação secundária do solo é relativamente importante, não obstante o facto de o solo se encontrar sobreconsolidado, devendo ser tida em consideração nas análises de deformação. Verificou-se que o índice de consolidação secundária,  $C_{\alpha}$ , é extremamente dependente da tensão efectiva, crescendo até se atingir a  $\sigma'_p$ , e mantendo-se sensivelmente constante no ramo virgem, sendo no entanto constante a relação  $C_{\alpha i} / C_i$  (a qual assume valores situados dentro do intervalo  $0,05 \pm 0,01$ ). Os resultados indicam que as características de compressibilidade por consolidação secundária são superiores segundo a direcção horizontal, facto explicado pela natureza sedimentar e composição granulométrica do solo em estudo. Face ao comportamento observado, são de esperar importantes deformações por fluência lateral.

No decurso do capítulo, e como complemento, apresentam-se também os resultados respeitantes a amostras reconstituídas em laboratório, as quais permitem, a partir do confronto com as amostras intactas, avaliar a semelhança entre os comportamentos exibidos pelo solo natural (amostras intactas) e reconstituído. Conclui-se que, no geral, existe muito boa concordância de comportamentos, não obstante o facto de a consolidação secundária ocorrida em campo ao longo da história geológica do solo, não ser reproduzível em laboratório na amostra reconstituída.



## COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO-RESISTÊNCIA AO CORTE

### 5.1 – Introdução

A caracterização laboratorial do depósito de solos moles do Baixo Mondego, em termos de comportamento tensão-deformação-resistência ao corte, foi analisada detalhadamente por Coelho (2000), por meio de um vasto programa de ensaios triaxiais não drenados, com trajectórias de compressão e extensão, com consolidação isotrópica e anisotrópica, normalmente consolidados e sobreconsolidados (OCR a avariar de 1 a 6), realizados sobre amostras intactas e reconstituídas. Desse estudo, Coelho (2000) concluiu ser idêntico, em termos gerais, o comportamento exibido pelas amostras intactas e reconstituídas, tendo registado que a interpretação do comportamento exibido pelas amostras intactas é bastante mais complexo dadas as maiores incertezas envolvidas, quer no que respeita à perturbação, quer quanto à variabilidade de composição e propriedades das amostras intactas. Face aos resultados obtidos por Coelho (2000), foi decidido complementar esse estudo mediante o recurso a amostras reconstituídas a partir do solo recolhido à profundidade de 2,5m, local experimental da Quinta da Foja.

O programa de ensaios contemplou a realização de ensaios triaxiais não drenados, com trajectórias de compressão e extensão, com consolidação isotrópica e anisotrópica, executados sobre amostras reconstituídas. Os ensaios foram executados nas duas células de caminhos de tensões disponíveis no Laboratório de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra (DEC-UC). O estudo apenas incidiu sobre amostras no estado normalmente consolidado ( $OCR = 1$ ) dada ser esta a situação geral do depósito em estudo (Figura 3.10 a)). Ao invés do procedimento utilizado por Coelho (2000), onde o corte triaxial foi executado com tensão controlada, neste estudo a fase de corte foi realizada sob deformação controlada (com velocidade de deformação constante), o que permite uma melhoria apreciável dos resultados, em especial, quando próximo do estado crítico.

Inicia-se o capítulo pela descrição do processo de execução dos ensaios triaxiais, bem como dos procedimentos laboratoriais adoptados com o intuito de limitar ou eliminar os erros capazes de afectar os resultados medidos nos ensaios. A interpretação dos resultados dos diversos ensaios triaxiais é efectuada por meio de uma grande diversidade de parâmetros capazes de descrever o comportamento do solo. Por fim, e dada a importância relativa das deformações por fluência no solo em estudo, analisa-se o comportamento do solo quando sujeito a fluência drenada.

## 5.2 – Descrição dos ensaios

### 5.2.1 – Introdução

Os ensaios triaxiais do presente trabalho foram realizados nas duas células de caminho de tensões disponíveis no Laboratório de Geotecnia do DEC-UC, nas quais se encontram instalados sistemas automáticos de controle e aquisição de dados. Estes equipamentos são controlados por computador, através do software “*Triax*”, desenvolvido na Universidade de Durham, em Inglaterra (Toll, 1990). A descrição detalhada do funcionamento do equipamento encontra-se apresentada em Venda Oliveira (1992) e Coelho (2000).

Resumidamente, as células de caminho de tensões disponíveis permitem o controlo independente da pressão na célula (radial), pressão no pistão (axial) e pressão intersticial. A medição destas pressões, assim como das deformações verticais e volumétricas da amostra é efectuada por sistema automático de aquisição de leituras, constituído por uma célula de carga, transdutores de pressão e de deslocamento eléctricos, ligados a um computador através de um conversor de sinal analógico/digital (A/D). Os valores registados, em períodos de tempo estabelecidos, são convertidos em força, pressões, deslocamentos e variação volumétrica mediante a aplicação de calibrações prévias.

### 5.2.2 – Qualidade das amostras

As amostras para ensaio triaxial foram preparadas com base em parcelas de amostras reconstituídas (estas últimas descritas na subsecção 4.2.2), por moldagem até à obtenção da geometria cilíndrica final (76mm de altura e 38mm de diâmetro). No processo de moldagem foi utilizada a técnica de corte de finas fatias de solo com serra de fio de aço, dado esta técnica conduzir a uma menor perturbação do solo, quando comparada com a técnica de cravação estática de cilindro oco de aresta cortante (Atkinson *et al.*, 1992). As amostras possuem duas faces planas e perpendiculares ao seu eixo longitudinal, condição geralmente descrita como fundamental para a obtenção de resultados precisos em ensaios triaxiais (Kézdi, 1980 e Campos, 1984).

Dada a caracterização do comportamento tensão-deformação-resistência ao corte do solo em estudo se basear em amostras reconstituídas, constitui aspecto importante da análise a aferição da qualidade das amostras envolvidas. Esta é, porém, uma tarefa difícil, regendo-se essencialmente por critérios qualitativos, como sejam a conservação da estrutura e homogeneidade. No que se refere à estrutura do solo reconstituído, dado as diversas amostras reconstituídas (AR1 a AR4) terem por base a mesma massa fluida de solo e terem sido sujeitas a iguais processos de preparação, pode-se admitir que qualitativamente a sua estrutura se manteve inalterada. A preservação da estrutura é condição importante na análise conjunta dos vários ensaios, ainda que essa estrutura possa não reflectir a presente no solo natural. A homogeneidade das amostras reconstituídas, objectivo almejado na reconstituição de amostras, pode ser assegurada quer visualmente, durante a preparação das amostras, quer através da reduzida variação de alguns índices físicos das amostras, como o teor em água, peso volúmico e grau de saturação. Conforme o referido na subsecção 4.2.2, o teor em água das 4 amostras reconstituídas apresenta uma variação máxima de 3% em torno do seu valor médio, 71,01%. O peso volúmico, avaliado a partir da massa e da geometria das amostras triaxiais, apresenta por valor médio  $15,29\text{kN/m}^3$ , variando entre  $15,18$  e  $15,40\text{kN/m}^3$ . No que se refere ao grau de saturação, todas as amostras encontravam-se quase totalmente saturadas, como se pode verificar pelos valores do grau de saturação,  $98,8\% \leq S \leq 100\%$  (avaliados a partir dos índices  $w_0$ ,  $\gamma$  e  $G_s$ ), e comprovado pelos valores do parâmetro B de Skempton medidos nos ensaios, os quais apresentam variação entre 0,98 e 1,00. Do exposto, pode-se considerar que as amostras reconstituídas são homogéneas, assegurando-se deste modo que as técnicas empregues no isolamento e conservação a médio prazo das parcelas das amostras reconstituídas são adequadas. Por fim, pode-se admitir que as amostras sujeitas a ensaios triaxiais são qualitativamente idênticas, validando deste modo a análise conjunta de resultados.

### 5.2.3 – Técnica de ensaio

Os 27 ensaios triaxiais realizados sobre amostras reconstituídas do solo em estudo foram conduzidos obedecendo aos procedimentos laboratoriais habitualmente seguidos neste tipo de ensaios e, descritos na norma BS 1377:8 (1990), e Head (1985). O procedimento adoptado na realização dos ensaios compreendeu, de forma genérica, uma série de fases, as quais se descrevem brevemente de seguida.

A primeira fase consiste na preparação do ensaio, englobando os procedimentos intercalares entre os instantes em que se dispõe da amostra cilíndrica com a geometria adequada e aquele em que se inicia a consolidação desta. Com o intuito de minimizar a perturbação das amostras, especiais cuidados foram tidos face à elevada deformabilidade exibida pelas amostras. Sobre o topo do pistão colocou-se uma pedra porosa, sobre a qual se apoiou a amostra triaxial, interpondo-se entre a pedra porosa e a amostra um papel de filtro de modo a impedir a contaminação da pedra porosa pelas partículas finas do solo. De seguida,

procedeu-se à colocação do papel de filtro e pedra porosa no topo da amostra, finalizando-se a montagem na câmara triaxial com a instalação da membrana envolvente à amostra e placa de topo. A impermeabilização da amostra é garantida pela aplicação de *o-rings* na base e no topo da amostra. Tanto as pedras porosas como os papéis de filtro encontravam-se previamente saturados, evitando-se deste modo a absorção de água da amostra. Procedeu-se sempre ao ajuste perfeito da membrana à amostra de modo a evitar a acumulação de bolhas de ar no seu interior.

A placa de topo adoptada na quase generalidade dos ensaios triaxiais realizados corresponde à versão requerida pelos ensaios em extensão, e descrita em Coelho (2000), dado os resultados assim obtidos não estarem afectados de erros provocados por mau contacto inicial com a célula de carga.

De seguida procedeu-se ao fecho da câmara triaxial, a qual foi completamente cheia com água. Iniciou-se então a fase de saturação e medição do parâmetro B de Skempton. Para tal, começou-se por aplicar um pequeno valor de pressão na célula (25kPa) e um valor ligeiramente inferior (20kPa) na pressão intersticial da amostra (através de ligações existentes com a base e o topo da amostra). Estas pressões foram aumentadas a uma velocidade de 20kPa/h até se atingir o valor de 200kPa na pressão intersticial (o valor desta pressão, em geral designada por contrapressão, garante, em princípio, a dissolução do ar restante existente no sistema, Head, 1985). Procedeu-se então à medição do parâmetro B de Skempton, o qual, tal como anteriormente referido, apresenta variação compreendida entre 0,98 e 1,00. Uma vez que o seu valor é superior a 0,95, assume-se que as amostras se encontram inicialmente saturadas. Esta fase teve a duração máxima de um dia.

Segue-se a fase de consolidação, tendo-se aplicado estados de tensão efectiva isotrópicos e anisotrópicos (segundo  $K_0$ ), todos eles correspondentes à condição normalmente consolidado ( $OCR = 1,0$ ). Dada a elevada deformabilidade apresentada pelas amostras, a velocidade de crescimento das tensões aplicadas foi muito lenta (5kPa/h para a pressão na célula), e os estados de tensão efectiva finais de consolidação foram definidos de modo a garantir que a deformação das amostras nesta fase não compromettesse a validade dos ensaios. Após se atingir o estado de tensão efectivo requerido, deixava-se dissipar os acréscimos de pressão intersticial. Esta fase estendeu-se por 4 dias. Nos casos de consolidação anisotrópica, seguiu-se uma trajectória de tensões correspondente à linha  $K_0$ , tendo sido necessário prolongar a consolidação por 7 dias (a velocidade de crescimento da pressão na célula foi de 2,5kPa/h). No ensaio realizado para avaliação do coeficiente de impulso em repouso,  $K_0$ , a subida de tensões foi controlada indirectamente impondo a condição de deformação radial nula, calculada com base nas deformações axial e volumétrica (a tolerância considerada para a deformação radial foi de 0,05%).

A última fase corresponde ao corte não drenado da amostra sob deformação controlada, impondo-se uma velocidade de deformação axial constante de 1%/h (0,012(6)mm/min). No caso do ensaio com o corte realizado sob forma drenada, utilizou-se uma menor velocidade de

deformação axial, 0,2%/h (0,0025(3)mm/min), com o intuito de dissipar os excessos de pressão intersticial gerados durante o corte. Os valores considerados para a velocidade de deformação axial estão perfeitamente enquadrados na bibliografia respeitante a solos similares ao em estudo (Bishop e Henkel, 1962; Head, 1985; Sheahan *et al.*, 1996). No corte realizado em compressão, a amostra foi conduzida à rotura por aumento da pressão no pistão (axial) mantendo-se constante a pressão da célula (radial). Quando em extensão, o corte foi realizado por diminuição da pressão no pistão (axial) mantendo-se constante a pressão da célula (radial). Em qualquer dos casos, a fase de corte cessava ao se atingir, em geral, uma deformação axial de 20%. Uma vez concluído o ensaio triaxial, procedeu-se à descida controlada das tensões e à remoção da amostra da câmara triaxial, medindo-se o teor em água final da amostra.

Alguns dos ensaios triaxiais tiveram por objectivo o estudo da fluência drenada do solo sob uma tensão de desvio específica (definida pelo nível de tensão de desvio,  $\bar{D}$ , o qual é a razão entre o valor pretendido da tensão de desvio,  $q$ , e o correspondente à rotura,  $q_{ult}$ , previamente avaliado através de ensaio triaxial convencional). Optou-se pelo estudo da fluência sob condições drenadas uma vez que esta é a condição que mais se aproxima da situação de campo, tal como o recomendado por Tavenas *et al.* (1978). Nestes ensaios, uma vez iniciada a fase de corte não drenado, esta parava ao se atingir a tensão de desvio especificada, após o que se abriam imediatamente as linhas de drenagem da pressão intersticial da amostra, permitindo-se deste modo a dissipação do excesso de pressão intersticial gerado no corte não drenado. Após a consolidação da amostra, a mesma entra em fluência drenada, registando-se a evolução no tempo das deformações axial e volumétrica. A fase de fluência drenada estendeu-se por 7 dias, após o que se procedeu ao corte final da amostra sob condição não drenada.

Todos os ensaios foram conduzidos em sala climatizada, com temperatura de  $20 \pm 2^\circ\text{C}$  e humidade relativa do ar de  $50 \pm 10\%$ . Foram excluídos os dispositivos de medição interna das deformações axial e radial uma vez que a baixa consistência das amostras em estudo inviabiliza a sua montagem (facto também referido por Coelho, 2000).

#### 5.2.4 – Identificação dos ensaios

Dos 27 ensaios triaxiais realizados sobre amostras reconstituídas, 18 correspondem a ensaios triaxiais convencionais e, 9 a ensaios triaxiais de fluência drenada executados para um dado nível da tensão de desvio,  $\bar{D}$ . Os Quadros 5.1 e 5.2 apresentam uma descrição dos ensaios triaxiais, adoptando-se para designação dos mesmos a nomenclatura constituída pela letra T seguida do número 1 a 27.

Dos 18 ensaios triaxiais convencionais (Quadro 5.1), 2 destes constituíram-se como ensaios testes, e, em 2 dos ensaios ocorreram problemas diversos que conduziram à anulação dos mesmos, pelo que não são apresentados os resultados respeitantes a estes 4 ensaios. Dos

ensaios válidos, 6 foram realizados com consolidação isotrópica e corte não drenado (3 em compressão, CIUC, e 3 em extensão, CIUE), um ensaio teve por objectivo a determinação do

Quadro 5.1 – Descrição dos ensaios triaxiais convencionais.

Ensaio Triaxial		Identificação da amostra <sup>1</sup>	Consolidação		Trajectória no corte	Observações
N.º	tipo		$\sigma'_v$ (kPa)	$K_0$		
T1	CIUC	AR3	100	1	Compressão <sup>2</sup>	TESTE
T2	CIUE		100	1		
T3	CIUC	AR3	100	1	Compressão <sup>2</sup>	Placa de topo <sup>4</sup>
T4			100	1		ANULADO
T5			200	1		Placa de topo <sup>4</sup>
T6			300	1		
T7	CIUE	AR3	100	1	Extensão <sup>3</sup>	ANULADO
T8			200	1		
T9			200	1		
T10			300	1		
T11	CK <sub>0</sub>	AR1	-	-	-	Avaliação de K <sub>0</sub>
T12	CK <sub>0</sub> UC	AR3	100	0,4	Compressão <sup>2</sup>	Cons. incompleta
T13			200	0,4		
T14			300	0,4		
T15	CK <sub>0</sub> UE	AR1	100	0,4	Extensão <sup>3</sup>	
T16		AR2	100	0,4		
T17		AR1	200	0,4		
T18	CIDC	AR2	100	1	Compressão <sup>2</sup>	Drenado

1 –AR = amostra reconstituída (secção 4.2.2 e 5.2.2).

2 –Compressão = ensaio realizado com aumento da tensão média.

3 –Extensão = ensaio realizado com diminuição da tensão média.

4 –Ensaio realizado sem a placa de topo padrão (secção 5.2.3).

Quadro 5.2 – Descrição dos ensaios triaxiais de fluência.

Ensaio Triaxial		Identificação da amostra <sup>1</sup>	Consolidação e corte idênticas às do ensaio base	Fluência		Observações
N.º	tipo			$\bar{D}$ (%)	Duração (dias)	
T19	CIUC- $\bar{D}$	AR4	T4 (CIUC)	80	-	TESTE
T20	CIUE- $\bar{D}$			60	-	
T21	CIUC- $\bar{D} = 40\%$	AR4		40		
T22	CIUC- $\bar{D} = 54\%$	AR1	T4 (CIUC)	54	7	
T23	CIUC- $\bar{D} = 66\%$	AR4		66		
T24	CIUE- $\bar{D} = 47\%$	AR4	T7 (CIUE)	47	7	
T25	CIUE- $\bar{D}$			80	-	ANULADO
T26	CIUE- $\bar{D}$	AR1		60	-	ANULADO
T27	CIUE- $\bar{D} = 77\%$	AR2		77	7	

1 –AR = amostra reconstituída (secção 4.2.2 e 5.2.2).

valor  $K_0$ , tendo sido realizado com deformação radial nula ( $CK_0$ ), 6 ensaios foram executados sob consolidação anisotrópica e corte não drenado (3 em compressão,  $CK_0UC$ , e 3 em extensão,  $CK_0UE$ ), e, um ensaio foi realizado com consolidação isotrópica e corte drenado em compressão (CIDC). O ensaio de corte drenado visou a identificação do tipo de comportamento do solo sob condições drenadas, com o objectivo final de auxiliar a interpretação de resultados dos ensaios triaxiais de fluência.

Relativamente aos 9 ensaios de fluência (Quadro 5.2), 2 dos ensaios são testes, e outros 2 ensaios foram dados por nulos dado ter havido falha no abastecimento de ar comprimido. Uma vez mais, não são apresentados os resultados referentes a estes 4 ensaios. Dos ensaios de fluência válidos, 3 foram executados em compressão ( $CIUC-\bar{D}$ ) e 2 em extensão ( $CIUE-\bar{D}$ ).

### 5.3 – Análise de erros

Nesta secção descrevem-se os procedimentos laboratoriais adoptados com o intuito de limitar ou eliminar os erros capazes de afectar os resultados medidos nos ensaios triaxiais. De entre os vários factores capazes de afectar os resultados, destaque será dado aos mais expressivos, onde se incluem a extensão e tensão axial, a extensão volumétrica (particularmente importante nos ensaios de fluência), a resistência da membrana e, o contacto célula de carga-placa de topo.

#### 5.3.1 – Extensão axial

A extensão axial da amostra é avaliada, em cada instante do ensaio triaxial, a partir da variação do deslocamento externo e assumindo-se a hipótese simplificativa de distribuição uniforme da deformação na amostra. O seu cálculo pode assim estar afectado da deformabilidade do equipamento (contabilizada no deslocamento externo), bem como da não uniformidade da deformação na amostra.

Face á magnitude das deformações axiais das amostras ensaiadas e à elevada rigidez do equipamento, o erro resultante da medição externa do deslocamento axial não deve afectar os resultados de forma significativa. No que se refere à uniformidade da deformação axial da amostra, se, em compressão, a mobilização da rotura parece englobar quase toda a amostra, em extensão, pelo contrário, existe uma concentração evidente de deformações numa zona reduzida da amostra. Assim, as extensões axiais calculadas nos ensaios de extensão, em particular para os instantes próximos e posteriores ao de rotura, tenderão a subestimar fortemente os valores reais presentes na zona de rotura (Coelho, 2000). O recurso a dispositivos de medição de deformações internas poderá minimizar o problema, mas sem nunca o eliminar totalmente.

Não obstante o referido, neste trabalho tomou-se por válida a hipótese simplificativa de distribuição uniforme da deformação na amostra, o que poderá conduzir a erros, por defeito, mais importantes nos ensaios com corte em extensão.

### 5.3.2 – Tensão axial

A tensão axial avaliada em cada instante do ensaio triaxial é dependente da força medida na célula de carga e da área da secção transversal. Quanto à força medida directamente na célula de carga, assume-se que o erro resultante da sua leitura é desprezável. No que se refere à área transversal da amostra, esta deve ser corrigida fruto das deformações radiais que ocorrem durante o ensaio. Neste trabalho adoptou-se o modelo de deformação apresentado por Head (1985), onde se assume que a deformação da amostra é do tipo embarrilamento em compressão, e do tipo adelgaçamento em extensão. Simplificadamente, em qualquer dos casos, a amostra deformada é aproximada por uma amostra cilíndrica equivalente de igual volume (Head, 1985 e BS 1377:8, 1990). A área da secção transversal da amostra cilíndrica equivalente, aqui designada por área corrigida,  $A_{corr}$ , é dada por:

$$A_{corr} = \frac{1 - \varepsilon_{vol}}{1 - \varepsilon_a} \times A_{0\ corte} \quad (5.1)$$

onde,  $\varepsilon_{vol}$  é a extensão volumétrica,  $\varepsilon_a$  é a extensão axial, e,  $A_{0\ corte}$  a área inicial da secção transversal da amostra no início da fase de corte.

Nos ensaios triaxiais, com a evolução da fase de corte, a amostra deformada tende a afastar-se da forma cilíndrica idealizada, em especial na zona central (concentração de deformações radiais), o que poderá introduzir algumas incertezas na interpretação dos resultados. No corte em compressão, o erro cometido é aceitável uma vez que este facto apenas assume proporções substanciais no final do ensaio, após a rotura. Contudo, quando o corte é em extensão, o problema assume uma proporção muito maior, uma vez que a deformação radial na zona central é consideravelmente maior do que junto aos extremos da amostra, facto com expressão desde o início da fase de corte. Neste caso, a hipótese simplificativa de deformação cilíndrica da amostra é susceptível de erros significativos, em especial para deformações elevadas. Tal como o referido por Coelho (2000), não existem soluções ideais para este problema, pois nem mesmo a utilização de dispositivo de medição interna da deformação radial poderá garantir a medição precisa da secção transversal, uma vez que só por coincidência este se localizaria na secção onde se forma o adelgaçamento.

Do exposto conclui-se que, o modelo considerado para a correcção da área da secção transversal da amostra deformada melhora a qualidade dos resultados, excepto nos ensaios de extensão, onde a redução significativa e localizada da secção transversal da amostra pode conduzir a erros importantes no valor da tensão axial, em especial para deformações elevadas.



### 5.3.3 – Extensão volumétrica

A extensão volumétrica da amostra é avaliada, em cada instante do ensaio triaxial, a partir da variação do volume de água que entra ou sai da amostra uma vez garantida a sua saturação, e, tomando-se por válidas as hipóteses de incompressibilidade das partículas sólidas e da água. No que respeita à saturação das amostras ensaiadas, face aos valores do parâmetro  $B$  de Skempton medidos nos ensaios triaxiais (subsecção 5.2.2) pode-se assumir que as amostras se encontram saturadas. Ainda que as partículas sólidas e a água exibam alguma compressibilidade, esta é geralmente desprezada nas análises geotécnicas dada a grandeza relativamente insignificante quando comparada com outras fontes de incertezas. Deste modo, os erros com expressão no cálculo da extensão volumétrica estão associados à medição do volume de água que entra ou sai da amostra. Nas duas células de caminhos de tensões disponíveis, o medidor de volume é materializado por um interface ar/água que também permite o controlo da pressão intersticial, pelo que poderão surgir erros na extensão volumétrica fruto das perdas de água que possam ocorrer através da membrana deste interface. Outra possível fonte de erro para a extensão volumétrica está relacionada com o eventual fluxo de água através da membrana que envolve a amostra, dadas as diferentes pressões de água instaladas no exterior da amostra (pressão na célula), e no interior da mesma (pressão intersticial).

A avaliação das perdas de água através do interface ar/água,  $\Delta Vol_{interface}$ , foi efectuada impondo-se uma pressão intersticial igual à contrapressão (200kPa), a qual permaneceu constante, e mantendo fechadas as válvulas da linha de pressão intersticial. O volume de água assim perdido (equivalente à entrada de água na amostra, isto é, a uma extensão volumétrica negativa segundo a tradicional convenção adoptada na Mecânica dos Solos) deve ser contabilizado no cálculo da extensão volumétrica. Estas perdas têm apenas expressão durante as fases de consolidação e de fluência drenada. Na Figura 5.1 apresenta-se a correcção considerada para ambas as células de caminhos de tensões disponíveis (*stress-path cell*, SPC, 1 e 2).

No caso das perdas de água através da membrana que envolve a amostra,  $\Delta Vol_{membrana}$ , estas foram contabilizadas para um diferencial de pressões de 100kPa (pressão na célula de 300kPa e pressão intersticial, igual à contrapressão, de 200kPa), aplicado num provete de aço inox, envolvido por duas folhas de papel de filtro saturadas e por uma membrana. O volume de água percolado através da membrana (equivalente à saída de água da amostra, isto é, a uma extensão volumétrica positiva) deverá ser contabilizado no cálculo da extensão volumétrica, nomeadamente durante as fases de consolidação e de fluência drenada. A Figura 5.1 apresenta a correcção considerada (após prévia aplicação da correcção relativa a  $\Delta Vol_{interface}$ ).

Ainda que as correcções apresentadas para a extensão volumétrica sejam pequenas, estas podem assumir particular importância na fase de fluência drenada, onde se analisa o comportamento das amostras durante longos períodos de tempo.

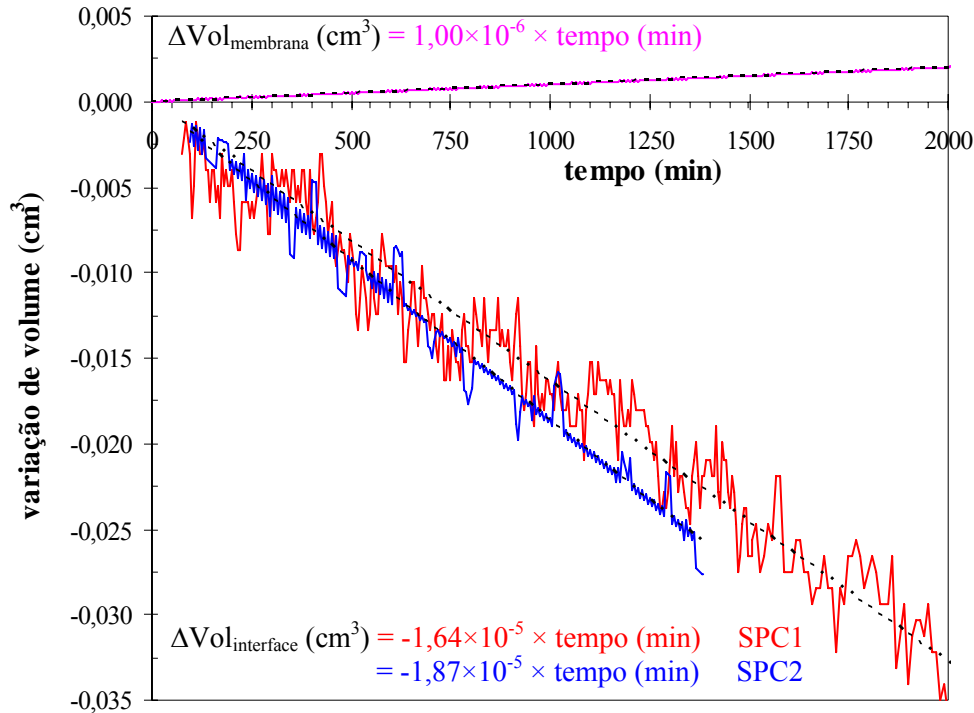


Figura 5.1 – Correção das perdas de volume de água (contrapressão = 200kPa).

### 5.3.4 – Resistência da membrana

A influência que a resistência da membrana exerce sobre os resultados de ensaios triaxiais é habitualmente considerada como insignificante (Head, 1985 e BS 1377:8, 1990). Tal conclusão é sustentada por diversos trabalhos experimentais (Wesley, 1975; Sandroni, 1977 e Gens, 1982), principalmente relativos a ensaios de compressão, assim como no facto de, em ensaios de extensão, as deformações das membranas serem relativamente modestas, sobretudo se for tido em conta o seu encolhimento durante a fase de consolidação. Não obstante o referido, foi decidido neste trabalho quantificar com mais pormenor a influência da resistência da membrana sobre os resultados dos ensaios triaxiais dada a magnitude das deformações observadas nos ensaios e, pelo facto de Coelho (2000) ter registado uma melhoria significativa dos resultados em extensão por aplicação da correção da resistência da membrana.

Nos ensaios de compressão realizados, as deformações na rotura apresentam valores considerados por Gens (1982) como exigindo correções muito pouco significativas da tensão axial devido à resistência da membrana. Além disso, os resultados não evidenciam a presença de erros grosseiros. Em extensão, pelo contrário, as deformações na rotura são enormes, devido ao facto de se concentram numa pequena secção da amostra, sendo evidente a grande extensão da membrana.

A resistência da membrana é traduzida por uma força de tracção resultante da extensão axial da mesma, dando origem a uma compressão vertical adicional da amostra, não sendo

esta força medida pela célula de carga, uma vez que esta apenas contabiliza a força deviatória aplicada exteriormente ao conjunto constituído pela amostra, a membrana e a placa de topo. Assim, nos ensaios em extensão a correcção dos efeitos da membrana deve ser traduzida pelo aumento da força vertical de compressão da amostra de um valor determinado pela deformação da membrana.

De modo a caracterizar o comportamento tensão-deformação da membrana em tracção, foram realizados 2 ensaios de tracção com medição da força e deformação axial da membrana. Os ensaios foram conduzidos na máquina universal de ensaios mecânicos, da marca Shinadzu, modelo AG-IS 100kN, existente no Laboratório de Ensaios e Desgaste de Materiais do Instituto Pedro Nunes. Ambos os ensaios foram realizados com uma velocidade de deformação constante de 0,7mm/min, diferindo apenas no valor do comprimento livre de deformação (76mm no primeiro dos ensaios; 25mm $\approx$ 76/3 no segundo dos ensaios). Da análise dos resultados (Figura 5.2) pode-se concluir que a membrana exibe um comportamento quase linear, traduzido pela relação:

$$F_{memb} \approx 0,25 \times \varepsilon_a \quad (5.2)$$

onde,  $F_{memb}$  é a força axial na membrana (em N) e,  $\varepsilon_a$  é a deformação axial na membrana (em %).

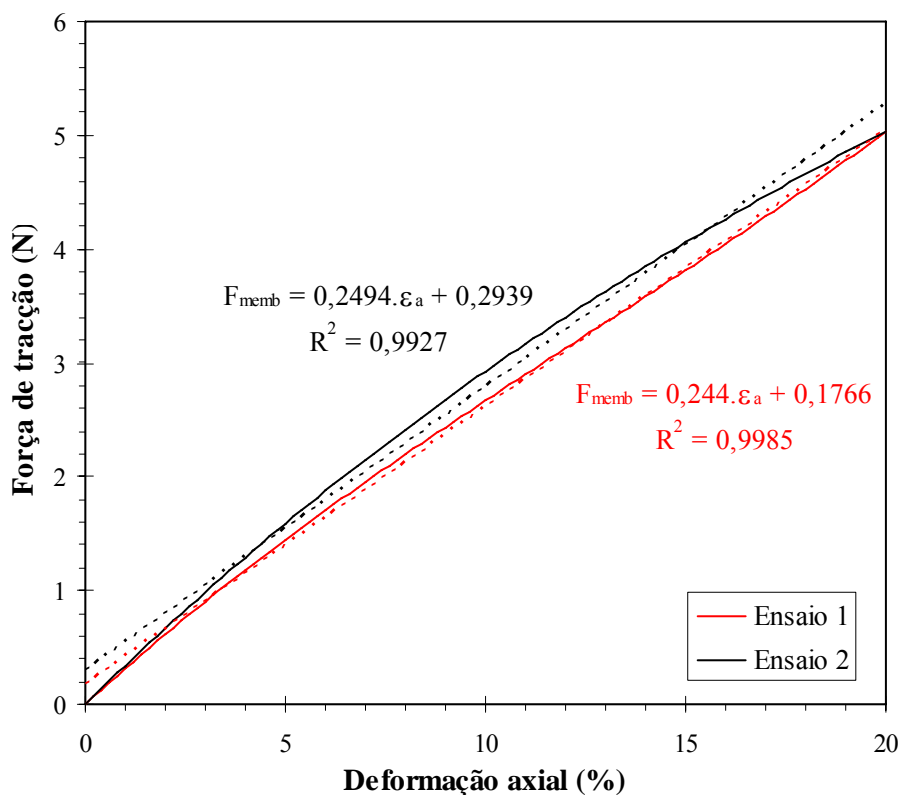


Figura 5.2 – Comportamento força-deformação da membrana utilizada nos ensaios.

A correcção da força vertical nos ensaios de extensão é feita a partir da relação linear simplificada traduzida pela expressão 5.2 e, atendendo-se aos princípios enunciados por Coelho (2000):

- a resistência da membrana influencia apenas o valor da tensão axial;
- durante a fase de consolidação, a membrana sofre um encolhimento uniforme em toda a amostra;
- durante a fase de corte, em extensão, as deformações são acumuladas num pequeno troço da amostra (considera-se que o adelgaçamento da amostra corresponde a 1/3 da sua altura), surgindo forças na membrana logo que esta aumente o seu comprimento, nesse troço, para além do comprimento inicial.

Deste modo, a expressão 5.2 é reescrita na forma:

$$F_{memb\ i}(N) = 0,25 \times \frac{(H_{cons} - H_i) - (H_0 - H_{cons})/3}{H_0/3} \times 100 \quad (5.3)$$

onde,  $H_i$ ,  $H_{cons}$  e  $H_0$  são as alturas da amostra no instante  $i$ , no final da consolidação e no início do ensaio ( $H_0 = 76$  mm), respectivamente. A correcção agora apresentada apenas tem significado quando a expressão 5.3 assume um valor positivo, pois, caso contrário, a membrana ainda não se encontra traccionada, isto é, ainda não recuperou totalmente o seu comprimento inicial.

A consideração da expressão 5.3 permite a correcção dos efeitos da membrana nos ensaios triaxiais de extensão. Contudo, deve ter-se presente que as hipóteses consideradas no seu estabelecimento envolvem incertezas que não devem ser ignoradas na interpretação dos resultados. De facto, embora importante, a correcção dos efeitos da membrana deve ser vista como uma mera aproximação.

### 5.3.5 – Contacto entre a célula de carga e a placa de topo

Não obstante os cuidados tidos durante a preparação e montagem da amostra na câmara triaxial (conforme referido em 5.2.3), não é de todo possível garantir a perfeita verticalidade da amostra, existindo uma ligeira excentricidade inicial relativamente ao centro da célula de carga. Esta excentricidade pode originar a flexão da amostra, com a consequente geração de pressões intersticiais.

No procedimento de montagem tradicional em ensaios triaxiais de compressão (ensaio T3, Figura 5.3 a)), o contacto entre a célula de carga e a placa de topo sobre a amostra faz-se por meio de espigão esférico que encaixa na concavidade existente na placa de topo. No início do corte em compressão, a excentricidade existente origina ligeira flexão, com a consequente geração de pressões intersticiais, facto que se reflecte na trajectória de tensões efectivas (Figura 5.4). No sentido de eliminar este erro, foi realizado idêntico ensaio mas adoptando-se agora um diferente procedimento de montagem no que se refere ao contacto entre a célula de

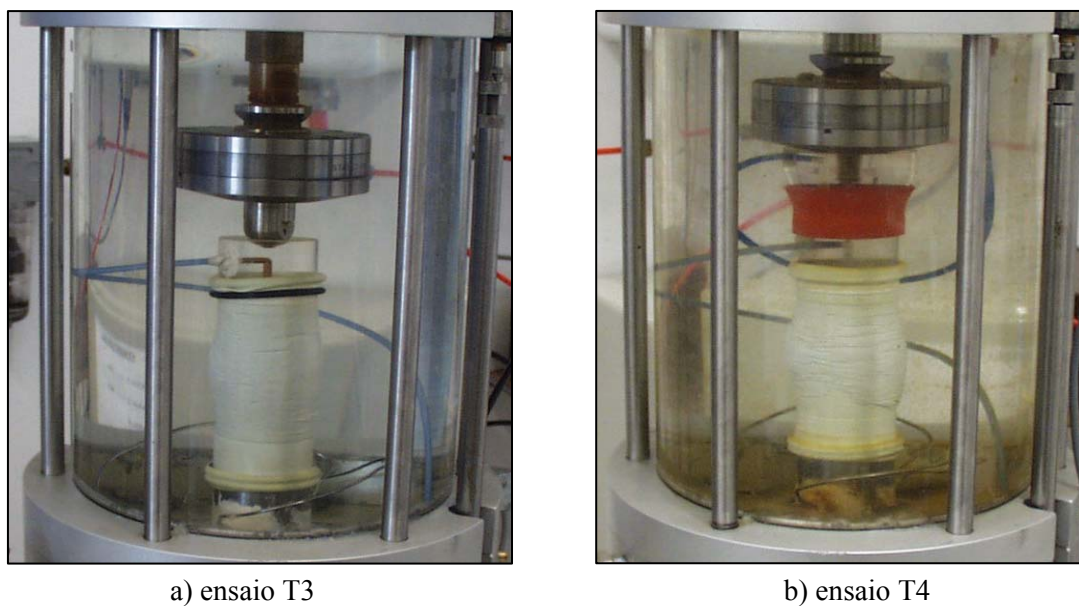


Figura 5.3 – Contacto entre a célula de carga e a placa de topo sobre a amostra, em 2 ensaios do tipo CIUC, com amostra deformada no final da fase de corte.

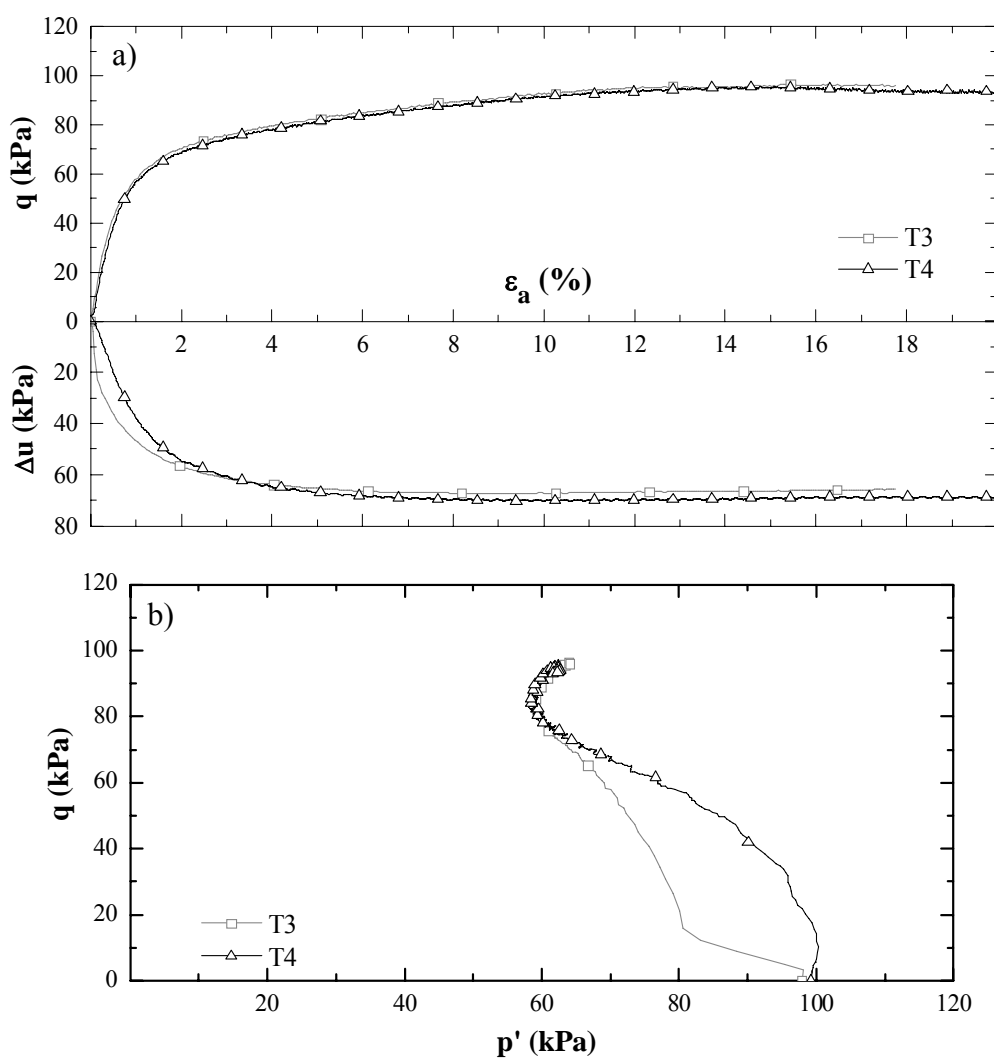


Figura 5.4 – Resultados dos ensaios T3 e T4 do tipo CIUC ( $\sigma'_v = 100\text{kPa}$ ): a) curvas ( $q$ - $\varepsilon_a$ ) e ( $\Delta u$ - $\varepsilon_a$ ); b) trajetória de tensões efectivas no plano ( $q$ - $p'$ ).

carga e a placa de topo sobre a amostra (ensaio T4, Figura 5.3 b): a placa de topo é “solidarizada” à célula de carga por meio de sucção aplicada através de uma manga em borracha que liga a placa de topo ao encaixe em perspex que se encontra roscado à célula de carga. Conforme os resultados indicam (Figura 5.4), a trajectória de tensões efectivas segue agora um andamento suave, consentânea com a trajectória tradicional para ensaios deste tipo.

Ainda que este facto não pareça afectar a qualidade dos resultados quer ao nível da rotura, quer ao nível das grandes deformações, foi decidido adoptar em todos os ensaios triaxiais o procedimento de montagem respeitante ao ensaio T4 (típico de ensaios com corte em extensão). Excepção feita para o ensaio T6, o qual decorreu em paralelo ao ensaio T3 na outra célula de caminho de tensões.

## 5.4 – Ensaios triaxiais convencionais

Nesta secção analisam-se os resultados respeitantes aos ensaios triaxiais convencionais, identificados no Quadro 5.1. Identificam-se as características gerais do comportamento tensão-deformação-resistência ao corte exibido pelas amostras reconstituídas a partir do solo recolhido à profundidade de 2,5m, local experimental da Quinta da Foja, verificando se tal comportamento é normalizável e se enquadra nos princípios da Teoria do Estado Crítico (TEC), tal como o indicado por Coelho (2000).

Dado a TEC ter sido originalmente estabelecida para condições de consolidação isotrópica, e não sendo esta a situação predominante no depósito em estudo, o programa de ensaios estabelecido incluiu ensaios realizados com consolidação isotrópica (CI) e anisotrópica ( $CK_0$ ), de modo a avaliar experimentalmente a influência do tipo de consolidação sobre o comportamento do solo reconstituído. O programa de ensaios envolveu ainda a consideração de diferentes tipos de solicitação, de compressão (com aumento da tensão média), e de extensão (com diminuição da tensão média), com o objectivo de investigar a anisotropia de comportamento. Tal como anteriormente referido (secção 5.1), todas as amostras ensaiadas encontram-se num estado normalmente consolidado ( $OCR = 1$ ). Isso foi assegurado impondo-se um valor mínimo à tensão efectiva vertical de consolidação, 100kPa, bem superior à tensão efectiva vertical máxima de reconstituição das amostras (48,8kPa, secção 4.2.2).

### 5.4.1 – Avaliação do coeficiente de impulso em repouso, $K_0$

Nos ensaios triaxiais com consolidação anisotrópica, esta foi realizada segundo a linha  $K_0$ , pelo que é necessário à partida conhecer o seu valor. Para a sua determinação realizou-se um ensaio triaxial com consolidação  $K_0$ , isto é, com deformação radial nula (ensaio T11, tipo  $CK_0$ ), cujos resultados se ilustram na Figura 5.5. Da análise desta, é possível concluir que o

solo reconstituído normalmente consolidado apresenta um valor de  $K_0$  próximo de 0,38. Este valor encontra-se muito próximo do sugerido pela correlação empírica proposta por Kulhawy e Mayne (1990) estabelecida a partir dos resultados da prospecção de campo (expressão 3.19, Figura 3.10 c)), bem como do valor referido na bibliografia como caracterizador do depósito em estudo e apresentado no Quadro 3.1 (Phillipson, 1994; Soares, 1995; Lemos e Soares, 1995; Coelho, 2000). A correlação empírica proposta por Alpan (1967), válida para solos inorgânicos normalmente consolidados, quando aplicada ao solo em estudo fornece para  $K_0$  o valor de:

$$K_0 = 0,19 + 0,233 \times \log IP = 0,19 + 0,233 \times \log 11,92 = 0,44 \quad (5.4)$$

onde, IP é o índice de plasticidade do solo em estudo após eliminação da matéria orgânica por secagem a 400°C (secção 3.4.3.2.3).

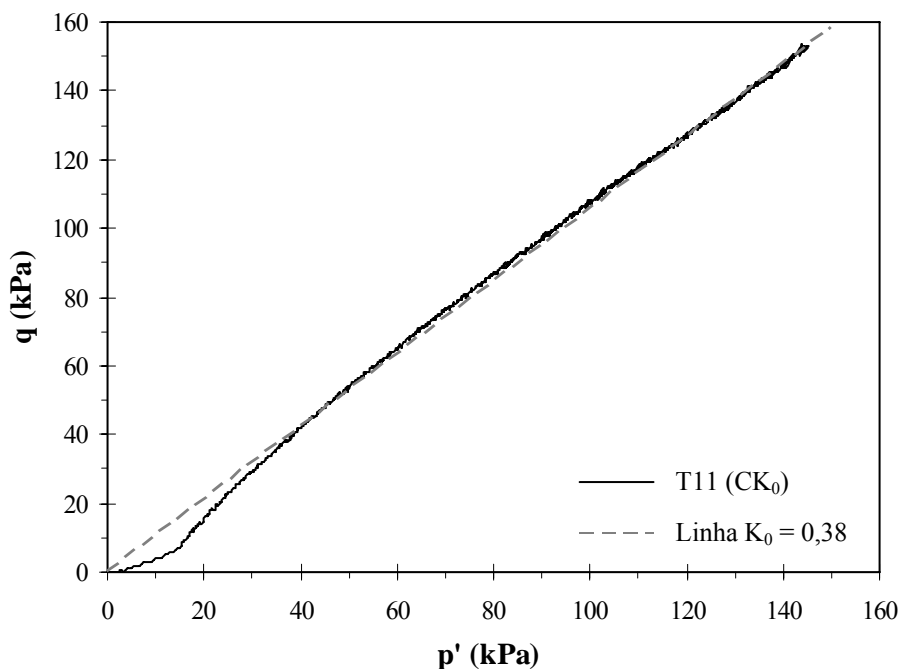


Figura 5.5 – Ensaio realizado com consolidação  $K_0$  (ensaio T11, tipo  $CK_0$ ).

Atendendo ao resultado laboratorial obtido, às correlações empíricas e aos anteriores trabalhos de investigação relativos ao depósito em estudo, é aceitável considerar para coeficiente de impulso em repouso do solo reconstituído quando normalmente consolidado o valor 0,4. Interessante é a constatação da boa concordância entre os resultados fornecidos pelas amostras reconstituídas e os obtidos tendo por base ensaios de campo ou amostras intactas, assegurando-se desta forma a reprodutibilidade de comportamento por parte das amostras reconstituídas, pelo menos no que ao  $K_0$  diz respeito.

### 5.4.2 – Ensaios triaxiais com consolidação isotrópica

Nesta secção analisam-se os resultados de 6 ensaios triaxiais realizados sobre amostras normalmente consolidadas de solo reconstituído sujeitas a consolidação isotrópica. Destes ensaios, 3 foram sujeitos ao corte em compressão (ensaios T3, T4 e T6), e os restantes 3 ao corte em extensão (ensaios T7, T9 e T10). O Quadro 5.1 resume as principais características de cada ensaio.

Nas Figuras 5.6 e 5.7 apresentam-se os resultados dos 6 ensaios referidos. As figuras

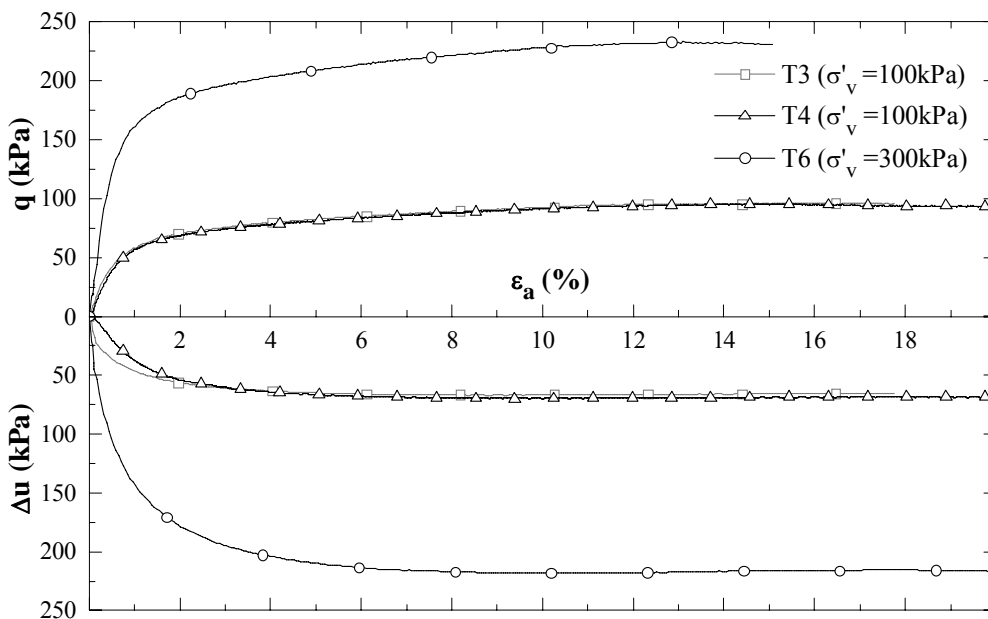


Figura 5.6 – Curvas ( $q$ - $\epsilon_a$ ) e ( $\Delta u$ -  $\epsilon_a$ ) para os ensaios do tipo CIUC realizados sobre amostras normalmente consolidadas.

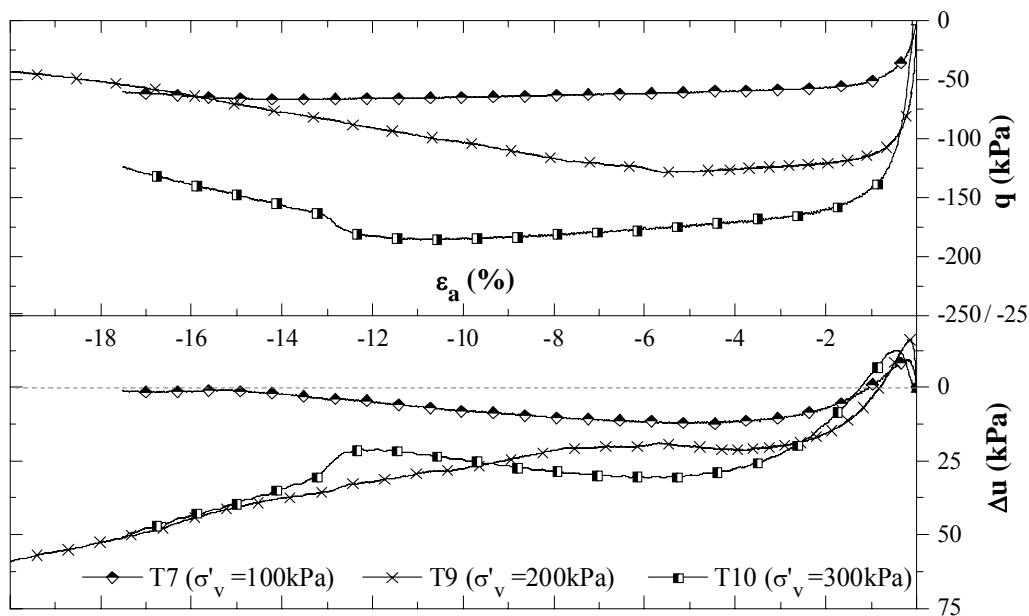


Figura 5.7 – Curvas ( $q$ - $\epsilon_a$ ) e ( $\Delta u$ -  $\epsilon_a$ ) para os ensaios do tipo CIUE realizados sobre amostras normalmente consolidadas.



ilustram as variações da tensão de desvio,  $q$ , e do excesso de pressão intersticial,  $\Delta u$ , com a extensão axial,  $\varepsilon_a$ , registadas nos ensaios triaxiais com o corte em compressão e extensão, respectivamente. Os valores máximos (em módulo) de  $q$  e  $\Delta u$  crescem com o nível de tensão aplicada na fase de consolidação ( $\sigma'_v$ ), sendo de assinalar que os valores de  $q$  observados em compressão superam, em idênticas condições, os registados em extensão. Durante o corte não drenado, em virtude de as amostras estarem impedidas de variar de volume, geram-se excessos de pressão intersticial. Sendo as amostras do tipo normalmente consolidadas, os  $\Delta u$  gerados durante o corte são positivos, evoluindo a trajectória de tensões efectivas para a rotura. Contudo, nos ensaios em extensão, verifica-se inicialmente a geração de  $\Delta u$  negativos indicativos que as amostras queriam aumentar de volume fruto do tipo de solicitação aplicada. Como não é permitida qualquer variação de volume dado o corte ser não drenado, as amostras só podem evoluir para o estado crítico gerando excessos de pressão intersticial positivos.

Para os ensaios em extensão, o comportamento das amostras ao nível das grandes deformações parece estar afectado de alguns erros relacionados com a concentração de deformações na zona de adelgaçamento das amostras. O valor de  $q$  está afectado da correcção dos efeitos da membrana, podendo originar uma ligeira redução ao nível das grandes deformações (facto registado nos ensaios T9 e T10). Uma vez formada a zona de adelgaçamento, e dado que a medição da pressão intersticial é efectuada nas fronteiras da amostra (no topo e na base), o valor de  $\Delta u$  medido deve ser entendido como uma aproximação ao valor real. Por fim, as extensões axiais avaliadas estão afectadas de erro em virtude do modelo de deformação uniforme adoptado, o qual não contabiliza a concentração de deformações na zona de adelgaçamento das amostras.

À excepção do comportamento observado ao nível das grandes deformações nos ensaios em extensão, as curvas ( $q-\varepsilon_a$ ) e ( $\Delta u-\varepsilon_a$ ) exibem forma similar, independente do nível de tensão de consolidação considerado, sugerindo que, em qualquer dos casos o solo apresenta comportamento normalizável. Na Figura 5.8 exibem-se os resultados que advêm da normalização relativamente à tensão média de consolidação ( $p'_e = \sigma'_v$  no corte não drenado). Conclui-se facilmente pela leitura da figura que o solo exhibe comportamento normalizável. Outros parâmetros podem ser utilizados para realçar este facto, tais como o módulo de deformabilidade secante não drenado,  $E_u$ . As Figuras 5.9 e 5.10 ilustram, respectivamente, as variações de  $E_u$  e de  $E_u/p'_e$  com a extensão axial observadas durante os ensaios de compressão e extensão de amostras normalmente consolidadas. Conclui-se que  $E_u$  cresce com o nível de tensão de consolidação, exibindo redução contínua e acentuada com a extensão axial, segundo curvas ( $E_u-\varepsilon_a$ ) semelhantes na forma. Este parâmetro é também normalizável relativamente a  $p'_e$ . Cuidados devem ser tidos na interpretação dos resultados de  $E_u$  no caso dos ensaios em extensão, os quais podem estar afectados de erros acentuados fruto da concentração de deformações na zona de adelgaçamento das amostras, tal como acima referido.

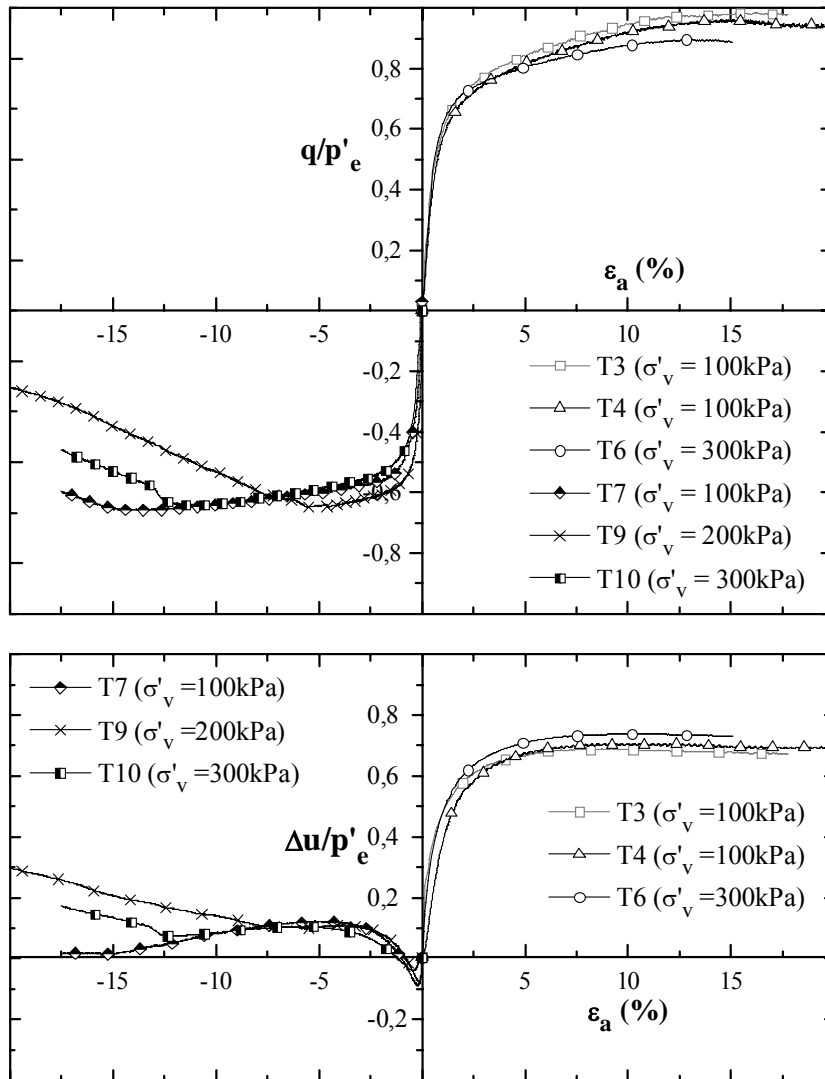


Figura 5.8 – Resultados da normalização da tensão de desvio ( $q$ ) e do excesso de pressão intersticial ( $\Delta u$ ) para os ensaios do tipo CIUC e CIUE realizados sobre amostras normalmente consolidadas.

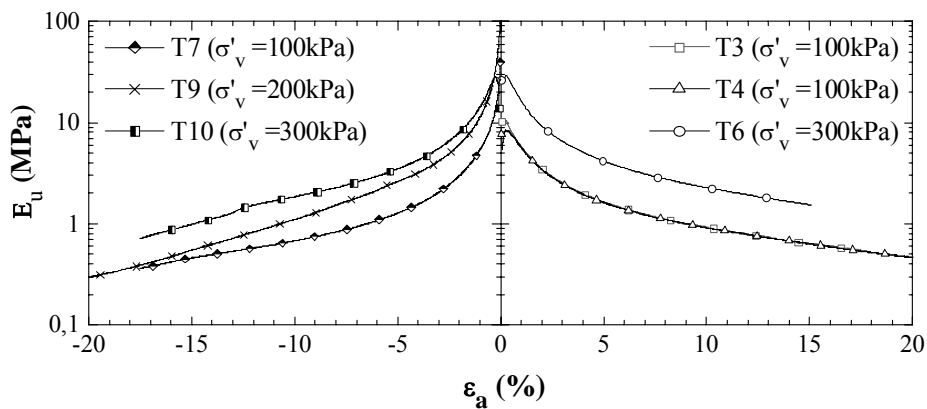


Figura 5.9 – Variação de  $E_u$  com a extensão axial para os ensaios do tipo CIUC e CIUE realizados sobre amostras normalmente consolidadas.

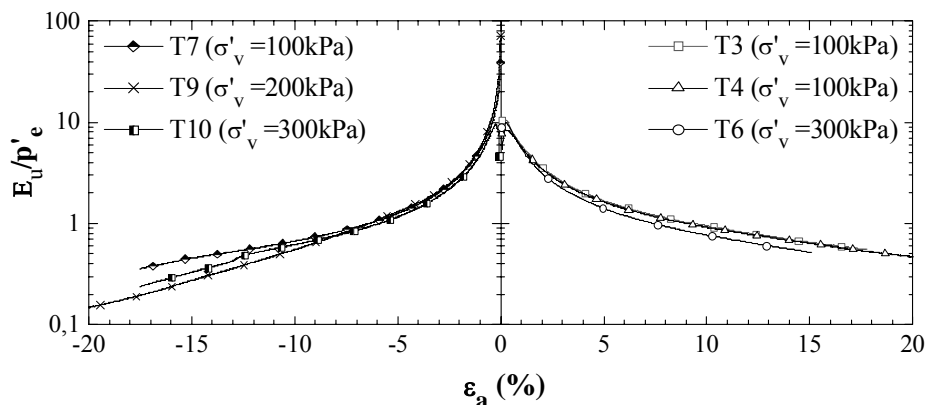


Figura 5.10 – Variação de  $E_u/p'_e$  com a extensão axial para os ensaios do tipo CIUC e CIUE realizados sobre amostras normalmente consolidadas.

### 5.4.3 – Ensaios triaxiais com consolidação anisotrópica

Paralelamente aos ensaios de consolidação isotrópica, o programa de ensaios contemplou a realização de 6 ensaios triaxiais com consolidação anisotrópica, conduzidos sobre amostras reconstituídas. As amostras de solo reconstituído foram consolidadas anisotropicamente segundo a linha  $K_0$ , para a condição normalmente consolidada ( $OCR = 1$ ). Três dos ensaios foram sujeitos ao corte em compressão (ensaios T12, T13 e T14), e outros tantos ao corte em extensão (ensaios T15, T16 e T17). O Quadro 5.1 resume as principais características de cada ensaio.

Antes de se iniciar a análise dos resultados, é de todo conveniente tecer alguns comentários relativamente aos ensaios T12 e T16. Tal como o indicado no Quadro 5.1, no ensaio T12 iniciou-se o corte não drenado antes da completa consolidação da amostra (Figura 5.11). A fase de consolidação teve por duração 5 dias, tempo este que se revelou insuficiente, pelo que foi decidido estender a fase de consolidação nas séries de ensaios com consolidação

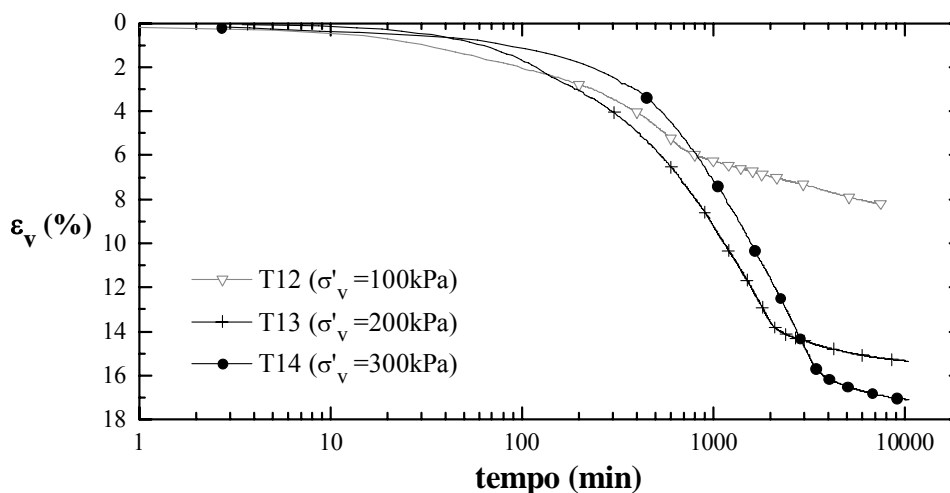


Figura 5.11 – Deformação volumétrica durante a fase de consolidação na série de ensaios  $CK_0UC$ .

anisotrópica (CK<sub>0</sub>UC e CK<sub>0</sub>UE) por mais 2 dias (7 dias no total, conforme o referido na secção 5.2.3). O facto de a consolidação do ensaio T12 estar incompleta tem obviamente repercussão nos resultados, bem evidente, como se verá aquando da normalização de resultados e análise da trajectória de tensões efectivas. Quanto ao ensaio T16, este teve por base uma amostra obtida a partir da amostra reconstituída 2, diferente das amostras utilizadas na restante série de ensaios CK<sub>0</sub>UE. À partida este facto não terá influência nos resultados dado estar assegurada a homogeneidade das várias amostras reconstituídas (secção 5.2.2). Contudo, existe sempre alguma variabilidade entre as amostras reconstituídas, ainda que muito pequena, a qual poderá justificar pequenas discrepâncias quantitativas nos resultados obtidos neste ensaio quando comparados com os 2 outros ensaios da série CK<sub>0</sub>UE. Qualitativamente, os resultados do ensaio T16 estão de acordo com os da respectiva série. Não obstante o referido, os ensaios em questão (T12 e T16) são apresentados conjuntamente com os demais, devendo ter-se presente na análise e interpretação dos resultados os factos agora mencionados.

As Figuras 5.12 e 5.13 ilustram as variações da tensão de desvio,  $q$ , e do excesso de pressão intersticial,  $\Delta u$ , com a extensão axial,  $\varepsilon_a$ , registadas nos ensaios triaxiais com o corte em compressão e extensão, respectivamente. Tal como acontece no caso da consolidação isotrópica, os valores máximos (em módulo) de  $q$  e  $\Delta u$  crescem com o nível de tensão aplicada na fase de consolidação ( $\sigma'_v$ ), sendo porém, neste caso, muito mais acentuadas as diferenças entre os valores de  $q$  observados no corte em compressão e em extensão.

No início do ensaio, o solo exibe elevada rigidez em compressão atingindo-se um pico na curva ( $q$ - $\varepsilon_a$ ) para uma  $\varepsilon_a$  inferior a 1% (Figura 5.12). Pós pico, assiste-se a um ligeiro

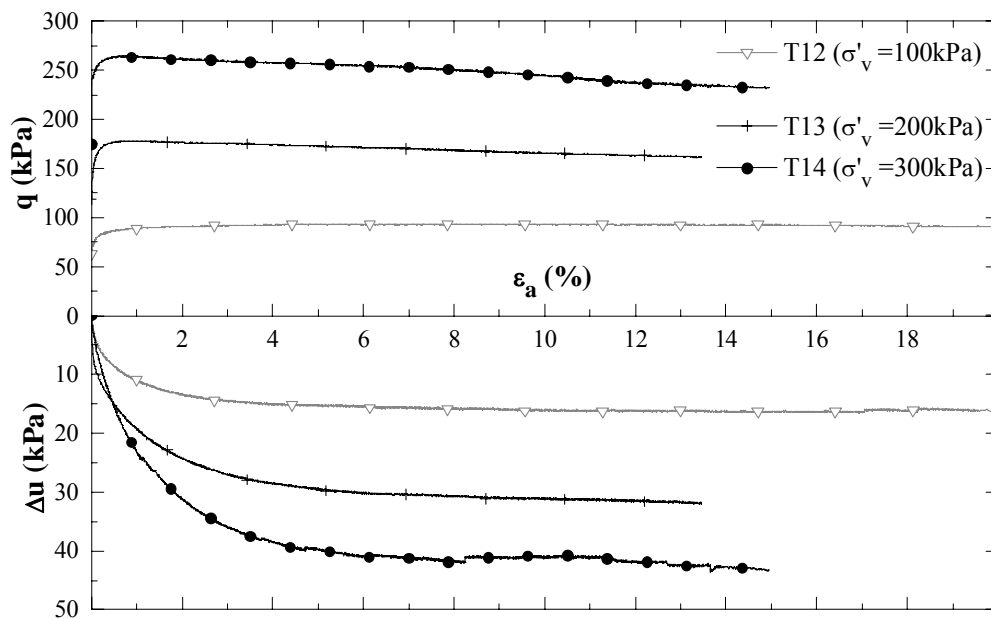


Figura 5.12 – Curvas ( $q$ - $\varepsilon_a$ ) e ( $\Delta u$ -  $\varepsilon_a$ ) para os ensaios do tipo CK<sub>0</sub>UC realizados sobre amostras normalmente consolidadas.

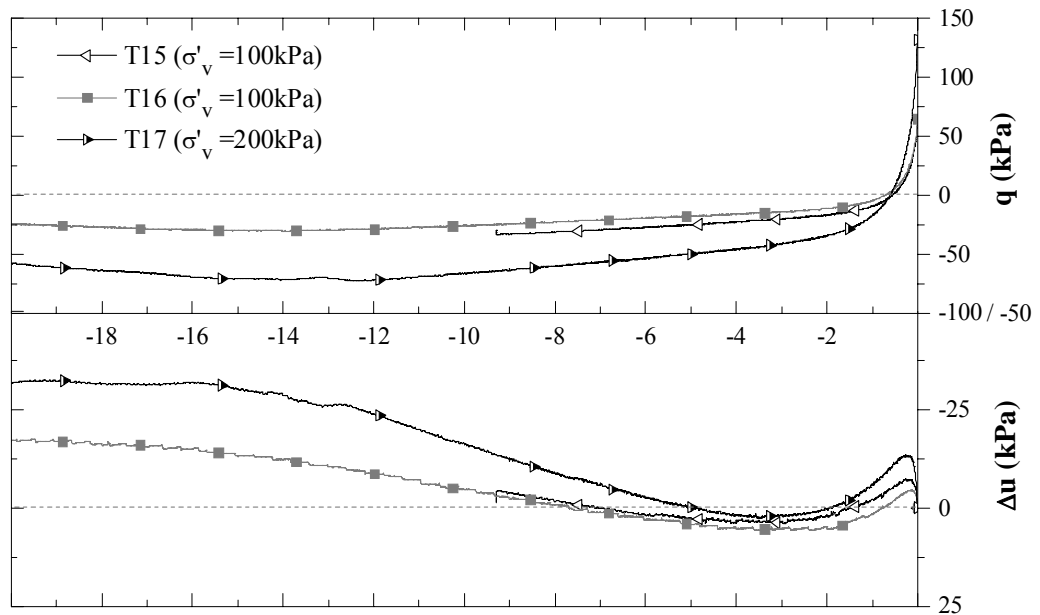


Figura 5.13 – Curvas  $(q-\varepsilon_a)$  e  $(\Delta u-\varepsilon_a)$  para os ensaios do tipo  $CK_0UE$  realizados sobre amostras normalmente consolidadas.

decréscimo da resistência (amolecimento). Convém referir que este tipo de comportamento apenas é possível de registar quando o ensaio é executado com deformação controlada. Quando o corte é realizado em extensão, as curvas  $(q-\varepsilon_a)$  tendem a estabilizar para grandes deformações (Figura 5.13). O ligeiro pico exibido é mero resultado das correcções introduzidas nos ensaios em extensão, tal como o referido para a consolidação isotrópica.

A evolução dos  $\Delta u$  gerados durante o corte não drenado, quer em compressão quer em extensão, seguem andamento idêntico ao observado aquando da consolidação isotrópica, excepção feita ao comportamento observado ao nível das grandes deformações nos ensaios com corte em extensão. Neste caso particular (Figura 5.13), com o aumento da  $\varepsilon_a$ , os  $\Delta u$  gerados passam de positivos a negativos o que é explicado pelo facto de a trajectória de tensões efectivas evoluir sobre a linha de estado crítico (conforme se verá na secção 5.4.4). Apesar da justificação física agora apresentada, deve ter-se presente que o comportamento em extensão para grandes deformações pode estar afectado de erros relacionados com a concentração de deformações na zona de adelgaçamento das amostras, tal como o referido aquando do estudo da consolidação isotrópica.

Da leitura das Figuras 5.12 e 5.13, observa-se que as curvas  $(q-\varepsilon_a)$  e  $(\Delta u-\varepsilon_a)$  possuem formas muito semelhantes, independentes do nível de tensão de consolidação considerado, sugerindo que, em qualquer dos modos de solicitação no corte o solo apresenta comportamento normalizável. As Figuras 5.14 e 5.15 exibem os resultados que advêm da normalização relativamente a  $p'_e$ , evidenciando que, à semelhança do registado para a consolidação isotrópica, o solo normalmente consolidado submetido a consolidação anisotrópica exhibe comportamento normalizável.

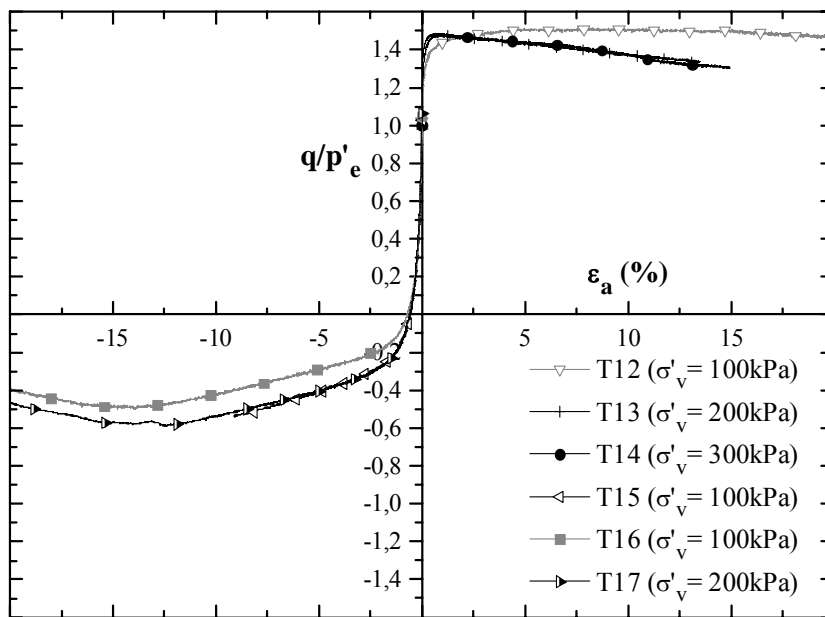


Figura 5.14 – Resultados da normalização da tensão de desvio ( $q$ ) para os ensaios do tipo  $CK_0UC$  e  $CK_0UE$  realizados sobre amostras normalmente consolidadas.

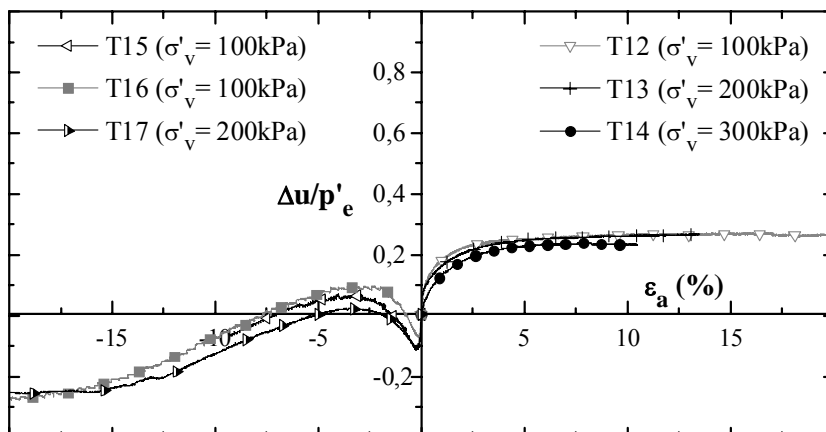


Figura 5.15 – Resultados da normalização do excesso de pressão intersticial ( $\Delta u$ ) para os ensaios do tipo  $CK_0UC$  e  $CK_0UE$  realizados sobre amostras normalmente consolidadas.

O estudo das variações de  $E_u$  e de  $E_u/p'_e$  com a extensão axial observadas durante os ensaios das séries  $CK_0UC$  e  $CK_0UE$  de amostras normalmente consolidadas é apresentado na Figura 5.16. Desprezando os efeitos potencialmente graves dos erros na avaliação de  $\epsilon_a$  (especialmente importantes nos ensaios em extensão), observa-se que:  $E_u$  cresce com o nível de tensão de consolidação; à exceção das pequenas deformações ( $\epsilon_a < 0,1\%$ ), verifica-se que para igual nível de deformação,  $E_u$  é superior nos ensaios em extensão; e, em qualquer dos casos,  $E_u$  diminui fortemente com a  $\epsilon_a$ . Desprezando os resultados relativos ao ensaio T12, pelas razões acima referidas, a normalização de  $E_u$  relativamente a  $p'_e$  é muito boa. Porém, e ao contrário do observado no caso da consolidação isotrópica, agora são bastante diferentes os valores de  $E_u/p'_e$  registados, para igual  $\epsilon_a$ , nos ensaios em compressão e e em extensão.

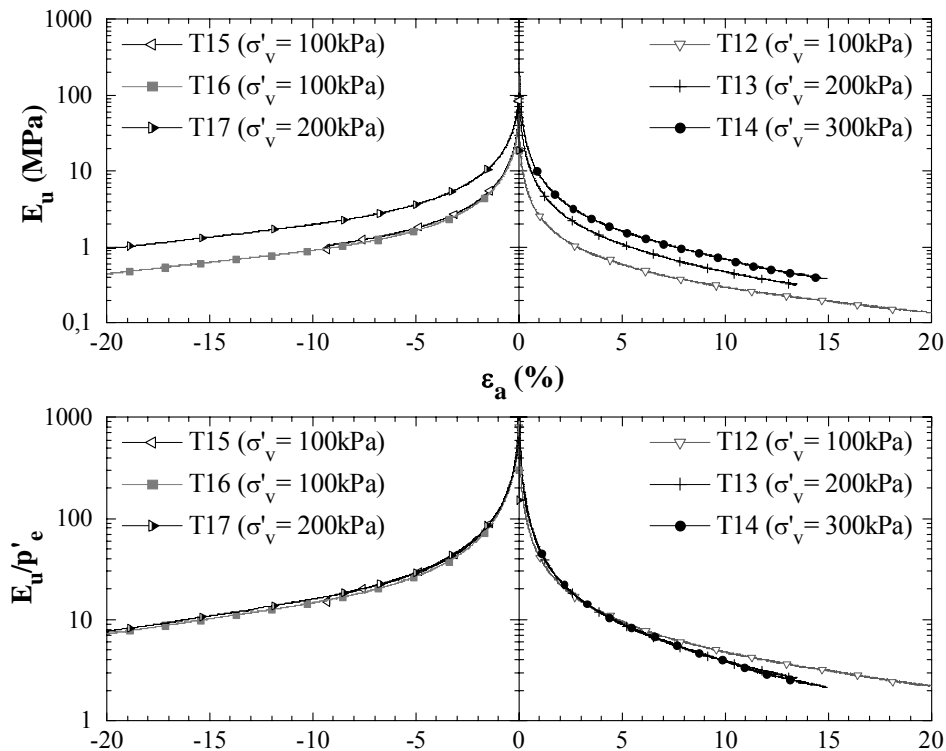


Figura 5.16 – Variação de  $E_u$  e de  $E_u/p'_e$  com a extensão axial para os ensaios do tipo  $CK_0UC$  e  $CK_0UE$  realizadas sobre amostras normalmente consolidadas.

#### 5.4.4 – Interpretação dos resultados com base na Teoria do Estado Crítico

Nesta secção investiga-se a concordância do comportamento tensão-deformação-resistência ao corte dos ensaios triaxiais realizados sobre amostras reconstituídas com o estabelecido pela Teoria do Estado Crítico (TEC). Deste modo, procurar-se-á identificar a linha de estado crítico (LEC) e a superfície de estado limite (SEL). Não será possível definir por completo a SEL, nomeadamente o troço respeitante à superfície de Hvorslev, outro elemento característico da TEC, uma vez que todos os ensaios triaxiais foram realizados sobre amostras normalmente consolidadas. Não obstante esta limitação, o facto de as amostras se encontrarem numa condição normalmente consolidadas apresenta a vantagem de permitir uma clara e fácil identificação da LEC e de parte da SEL. De acordo com os princípios da TEC, as trajectórias de tensões efectivas de ensaios triaxiais não drenados de amostras normalmente consolidadas são coincidentes com a SEL, ocorrendo a rotura sobre a LEC (coincidente neste caso com a envolvente de rotura de Mohr-Coulomb).

##### 5.4.4.1 – Linha de estado crítico (LEC)

A LEC pode ser definida a partir da projecção dos resultados dos diversos ensaios no plano  $q-p'$  ou  $v-\ln(p')$  (onde,  $v = 1+e$ , é designado por volume específico). A representação

das trajectórias de tensões efectivas no plano  $q$ - $p'$  permite a definição gráfica da LEC, sem a necessidade de definição de um critério de rotura. Já a representação de resultados no plano  $v$ - $\ln(p')$  requer, em geral, a adopção de um critério de rotura, garantida que esteja a condição de estado crítico ( $\Delta Vol = 0$ ). De entre os 2 critérios de rotura clássicos,  $q_{max}$  e  $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ , a escolha recaiu sobre o critério  $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ , por ser o que melhor se adapta aos resultados obtidos, nomeadamente à série de resultados  $CK_0UC$ .

A representação no plano  $q$ - $p'$  das trajectórias de tensões efectivas de ensaios triaxiais não drenados de amostras normalmente consolidadas é apresentada nas Figuras 5.17 e 5.18, para a consolidação isotrópica e anisotrópica, respectivamente. A LEC, definida pela expressão 5.5, é determinada pelo parâmetro  $M$ , o qual se relaciona com o ângulo de resistência ao corte, no estado crítico  $\phi'_{ec}$ , através da expressão 5.6.

$$q = M \times p' \quad (5.5)$$

$$M_C = \frac{6 \times \text{sen}\phi'_{ec}}{3 - \text{sen}\phi'_{ec}} \quad (\text{compressão}); \quad M_E = \frac{6 \times \text{sen}\phi'_{ec}}{3 + \text{sen}\phi'_{ec}} \quad (\text{extensão}) \quad (5.6)$$

Nas Figuras 5.17 e 5.18 encontra-se também representada a LEC, caracterizada pelos respectivos parâmetros. Verifica-se não existir uma LEC global, independente do tipo de consolidação e do tipo de solicitação no corte, tal como o preconizado pela TEC. Contudo, regista-se que a LEC é independente do tipo de consolidação considerada (isotrópica ou anisotrópica), apresentando uma coincidência notável nos ensaios em extensão, e uma ligeira diferença nos ensaios em compressão. Do exposto, conclui-se existir anisotropia de comportamento tensão-deformação-resistência ao corte quanto ao tipo de solicitação no corte (compressão ou extensão). Relativamente ao ângulo de resistência ao corte, no estado crítico, os valores encontrados ( $37^\circ$  em compressão;  $32^\circ$  em extensão) parecem elevados face à plasticidade do solo, sendo, contudo, perfeitamente justificados pela composição granulométrica predominantemente siltosa com areia, responsável pela elevada componente atritiva da resistência ao corte. O facto de o ângulo de resistência ao corte, no estado crítico, em extensão ser inferior 14% ao seu equivalente em compressão encontra algum suporte na bibliografia (Hight *et al.*, 1992; Whittle, 1993), ainda que esta relação seja atípica face ao comportamento referido para a generalidade dos solos. Contudo, é de todo conveniente referir que não foi estabelecida com clareza uma relação universal para estes parâmetros.

Para a completa definição da LEC característica de um solo é necessário conhecer igualmente a sua projecção no plano  $v$ - $\ln(p')$ , o que implica a representação do par de valores  $(v$ - $\ln p')$  associados ao estado crítico, aqui definido pelo critério  $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$  garantida que esteja a condição  $\Delta Vol = 0$ . Como o corte é do tipo não drenado, não existe variação do índice de vazios, logo do volume específico, durante o corte. Conjuntamente representam-se os pares de valores  $(v$ - $\ln p')$  associados ao fim da consolidação, os quais permitem definir a linha de consolidação virgem isotrópica (LCVI) ou anisotrópica (LCVA). Nas Figuras 5.19 e 5.20 encontram-se representadas as linhas LEC e LCVI ou LCVA, consoante a consolidação seja



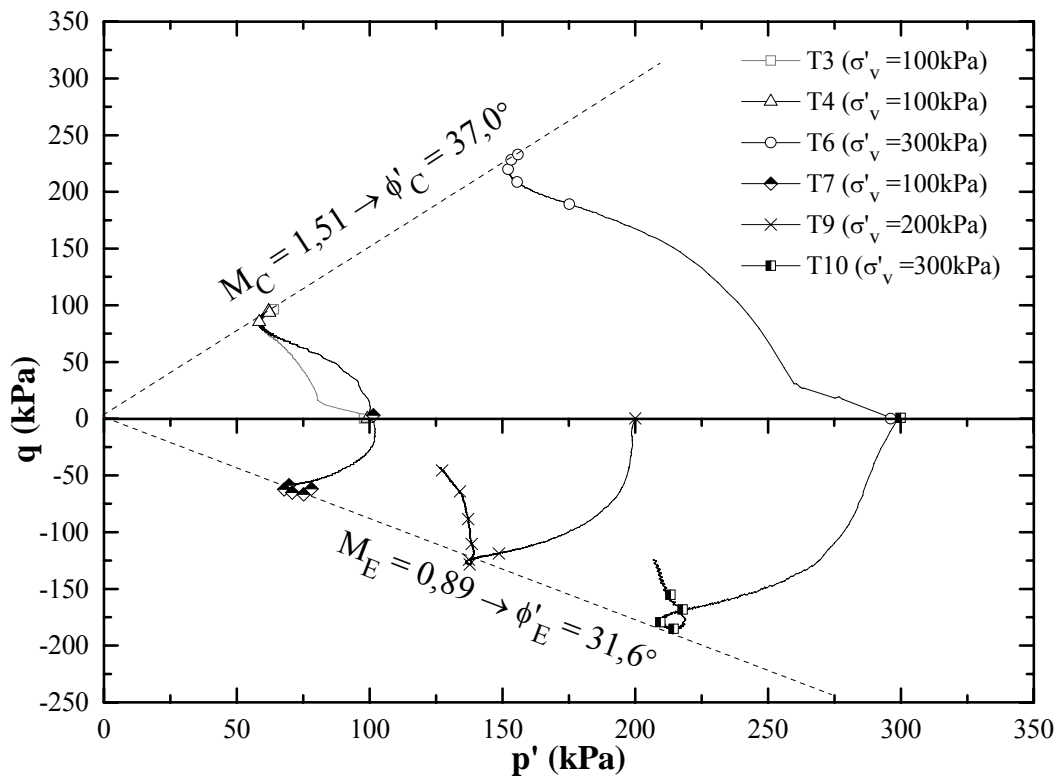


Figura 5.17 - Trajetórias de tensões efetivas de ensaios triaxiais não drenados de amostras normalmente consolidadas sob consolidação isotrópica (CIUC e CIUE).

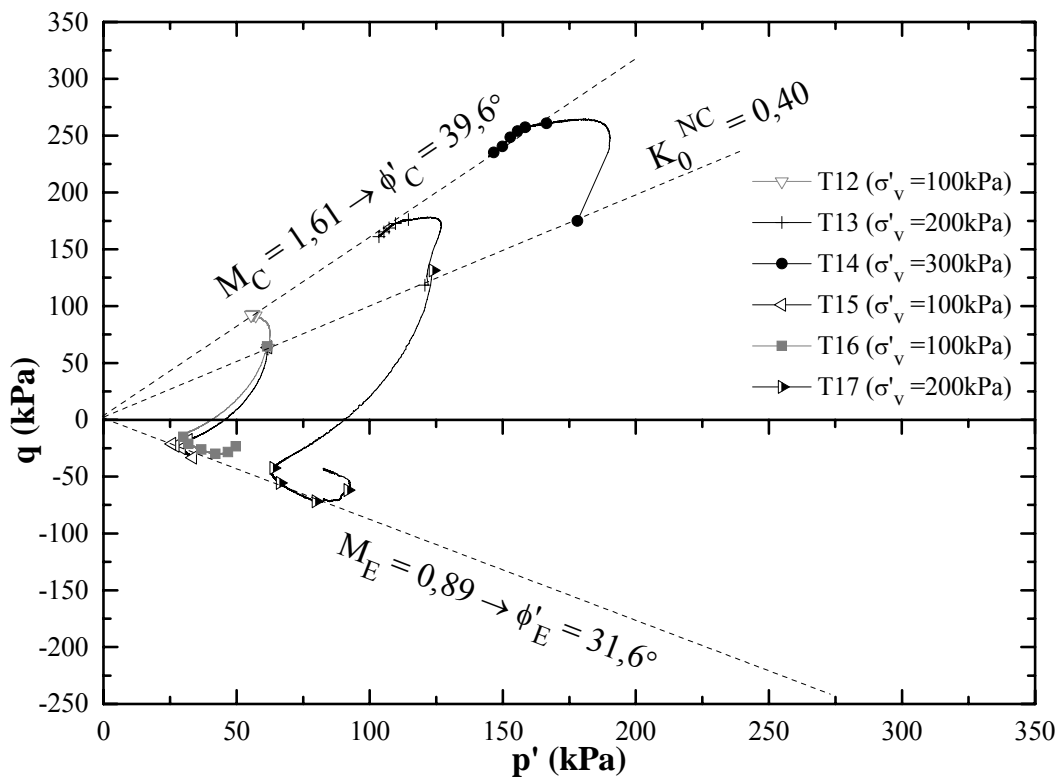


Figura 5.18 - Trajetórias de tensões efetivas de ensaios triaxiais não drenados de amostras normalmente consolidadas sob consolidação anisotrópica ( $CK_0UC$  e  $CK_0UE$ ).

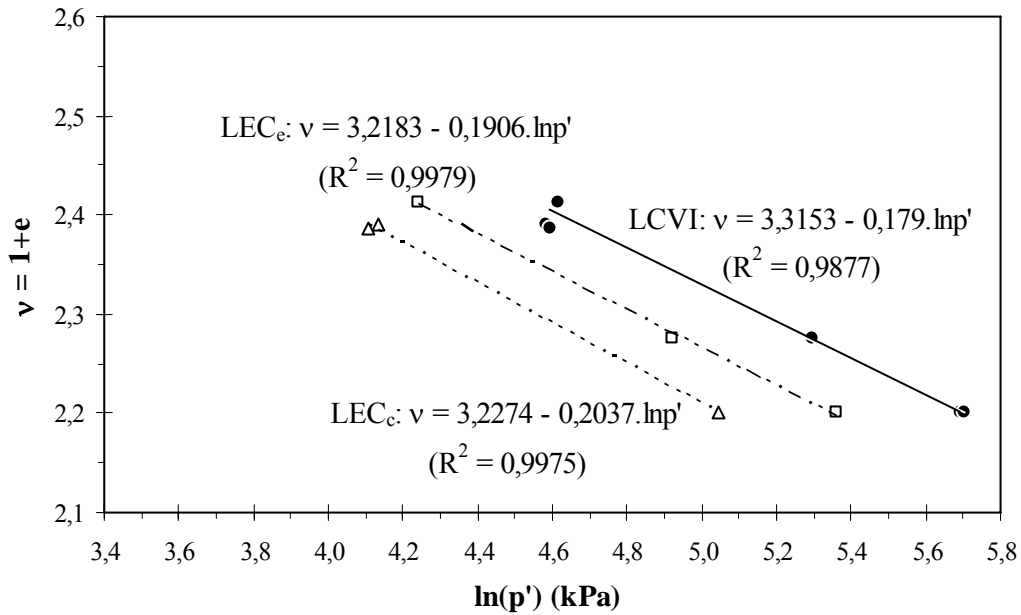


Figura 5.19 – Representação dos ensaios triaxiais não drenados de amostras normalmente consolidadas sob consolidação isotrópica (CIUC e CIUE) no plano  $v$ - $\ln(p')$ .

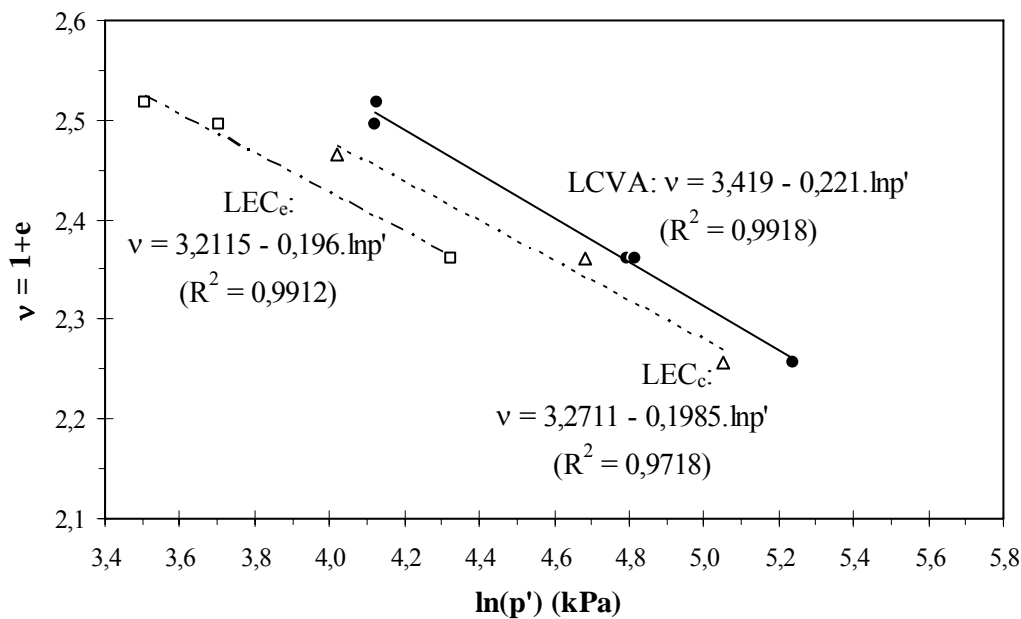


Figura 5.20 – Representação dos ensaios triaxiais não drenados de amostras normalmente consolidadas sob consolidação anisotrópica (CK<sub>0</sub>UC e CK<sub>0</sub>UE) no plano  $v$ - $\ln(p')$ .

isotrópica ou anisotrópica, respectivamente. Cada uma destas linhas é definida pelo seu declive ( $\lambda$ ) e pela ordenada na origem ( $N_0$  ou  $\Gamma$ ) (correspondente à tensão hidrostática,  $p' = 1$ ), de acordo com as expressões 5.7 e 5.8. O Quadro 5.3 resume os parâmetros caracterizadores da LEC e da LCVI ou LCVA.

$$LEC: \quad v = \Gamma - \lambda \times \ln p' \quad (5.7)$$

$$LCVI \quad \text{ou} \quad LCVA: \quad v = N_0 - \lambda \times \ln p' \quad (5.8)$$

Quadro 5.3 – Parâmetros característicos da LEC, LCVI e LCVA para amostras normalmente consolidadas do solo reconstituído.

Tipo de consolidação	Parâmetros da LCV(I*/A)		Parâmetros da LEC			
	$N_0$	$\lambda$	corte em compressão		corte em extensão	
			$\Gamma_c$	$\lambda_c$	$\Gamma_e$	$\lambda_e$
Isotrópica	3,315	0,179	3,227	0,204	3,218	0,191
Anisotrópica	3,419	0,221	3,271	0,198	3,211	0,196

\* - na definição da LCVI incluíram-se também os ensaios triaxiais de fluência.

Tal como o estabelecido pela TEC, a LEC e a LCVI ou LCVA deverão ser paralelas, ou seja, devem apresentar igual declive,  $\lambda$ . Da leitura das Figuras 5.19 e 5.20, ou do Quadro 5.3, as referidas linhas podem ser tomadas como paralelas a menos das inevitáveis incertezas experimentais, podendo ser caracterizadas por  $\lambda = 0,20$ . Interessante é a verificação da relação existente entre este declive,  $\lambda$ , definido no plano  $v-\ln(p')$ , e o índice de compressibilidade,  $C_c$ , definido no plano  $e-\log\sigma'_v$ , os quais, segundo os pressupostos da TEC serão iguais a menos da diferença entre logaritmos (Atkinson e Bransby, 1978):

$$C_c = 2,303 \times \lambda = 2,303 \times 0,20 = 0,46 \quad (5.9)$$

O valor agora determinado está relativamente próximo do avaliado experimentalmente para o ensaio edométrico E11 ( $C_c = 0,55$ , Quadro 4.7).

Um outro princípio da TEC, estabelece que a LEC é independente do tipo de consolidação e do tipo de solicitação no corte. Em qualquer dos casos aqui analisados não se verifica a validade deste princípio geral, existindo uma dependência face ao tipo de solicitação no corte. Atente-se contudo que, a LEC no plano  $v-\ln(p')$  é independente do tipo de consolidação considerada, apresentando uma coincidência notável nos ensaios em extensão, e uma ligeira diferença nos ensaios em compressão, uma vez mais explicadas pelas inevitáveis variabilidades experimentais.

Os resultados obtidos mostram a não existência de uma LEC única para as várias condições de consolidação e solicitação consideradas, ainda que tenha sido possível definir, a menos das inevitáveis incertezas experimentais, uma LEC em compressão, e outra em extensão, independentes do tipo de consolidação.

Quando se confrontam os resultados agora obtidos com os de Coelho (2000), sob idênticas condições (Quadro 5.4), verifica-se a existência de assinaláveis diferenças, as quais merecem análise cuidada. Em qualquer dos casos, o estudo teve por base ensaios triaxiais não drenados realizados sobre amostras normalmente consolidadas de solo reconstituído.

Ainda que o solo de base à reconstituição laboratorial das amostras tenha a mesma origem (depósito de solos moles do Baixo Mondego, local experimental da Quinta da Foja), o mesmo foi recolhido a diferentes profundidades (2,5m no presente estudo; entre os 6 e os 7m no trabalho conduzido por Coelho, 2000), o que tem impacto nas suas características físicas e de identificação, nomeadamente, teor em água inicial, composição granulométrica e índices

Quadro 5.4 – Parâmetros característicos da LEC, LCVI e LCVA para amostras normalmente consolidadas do solo reconstituído obtidos por Coelho (2000).

Tipo de consolidação	Parâmetros da LCV(I/A)		Parâmetros da LEC							
			corte em compressão				corte em extensão			
	$N_0$	$\lambda$	$\Gamma_c$	$\lambda_c$	$M_c$	$\phi'_c$	$\Gamma_e$	$\lambda_e$	$M_e$	$\phi'_e$
Isotrópica	2,686	0,140	2,634	0,143	1,48→36,4°	2,633	0,143	1,09→41,5°		
Anisotrópica	2,772	0,163	2,675	0,145	1,54→37,8°	2,669	0,159	0,99→36,3°		

de plasticidade. Comparem-se os valores referidos na secção 4.2.2, com os de Coelho (2000):

- teor em água,  $w = 80,1\%$ ;
- densidade das partículas sólidas,  $G_s = 2,62$ ;
- composição granulométrica: areia = 35%; silte = 48%; argila = 17%;
- limites de consistência (no estado natural):  $w_L = 62,8\%$ ;  $w_P = 29,9\%$ ;  $IP = 32,9\%$ ;  
 $I_L = 1,53$ ;
- teor em matéria orgânica,  $OM_{(ignição\ 50-400^\circ C)} = 4,3\%$ .

Outro facto que contribui para as diferenças encontradas, está relacionado com a tensão vertical aplicada na fase de reconsolidação das amostras no edómetro de grandes dimensões: 48,8kPa no presente estudo,  $\approx 80$ kPa no trabalho conduzido por Coelho (2000).

Um terceiro facto que poderá ajudar a explicar as divergências obtidas, está relacionado com o tipo de controlo utilizado na fase de corte dos ensaios triaxiais: deformação controlada no presente estudo ao invés da tensão controlada no trabalho conduzido por Coelho (2000).

Do exposto, facilmente se conclui que à partida estamos perante amostras diferentes, pelo que as diferenças encontradas são naturais. Atente-se que no presente estudo se utilizaram amostras com maior teor em água inicial e, menor tensão vertical de reconstituição, pelo que serão de esperar maiores índices de vazios, ou seja, maiores  $v$ . Face às amostras utilizadas no presente trabalho, o facto de as amostras que serviram de base ao estudo realizado por Coelho (2000) exibirem um menor índice de vazios inicial  $e$ , uma granulometria mais grosseira, conduzirá inevitavelmente a resistências superiores, tal como espelham os valores encontrados para o ângulo de resistência ao corte, no estado crítico, nomeadamente em extensão.

A grandeza das tensões de consolidação pode exercer influência sobre os resultados obtidos, nomeadamente o seu afastamento relativamente à tensão vertical de reconstituição das amostras. As tensões verticais de consolidação em ambos os estudos são iguais, nunca inferiores a 100kPa, pelo que a grandeza em si mesmo não é justificativa da diferença de comportamentos observada. Contudo, o afastamento da tensão vertical de consolidação à tensão vertical de reconstituição das amostras é claramente diferente nos 2 estudos: no presente estudo, essa diferença é no mínimo 1:2 (tensão vertical de reconstituição: tensão vertical de consolidação), enquanto que no trabalho de Coelho (2000) essa diferença é, em

alguns casos, 1:1,2, bem inferior ao valor mínimo, 1:2, preconizado por Ladd e Foott (1974), para que se possam desprezar os efeitos relacionados com a tensão de reconstituição.

O tipo de controlo utilizado na fase de corte dos ensaios triaxiais tem especial expressão nos ensaios da série  $CK_0UC$ . Tendo Coelho (2000) realizado tais ensaios com tensão controlada, as trajectórias de tensões efectivas obtidas são bastante diferentes das do presente estudo, nomeadamente nas proximidades da LEC.

Em conclusão, e face às diferenças aqui assinaladas, entre pequenas outras, são de esperar resultados distintos entre o estudo agora apresentado e o conduzido por Coelho (2000), uma vez serem diferentes as amostras que lhes serviram de base.

#### 5.4.4.2 – Superfície de estado limite (SEL)

A normalização relativamente a  $p'_e$  das trajectórias de tensões efectivas de ensaios triaxiais não drenados de amostras normalmente consolidadas é apresentada nas Figuras 5.21 e 5.22, para a consolidação isotrópica e anisotrópica, respectivamente. As figuras confirmam o comportamento normalizável do solo, sugerindo, tal como o estabelecido pela TEC, a existência de uma SEL que define, no seu interior, os estados de tensão possíveis para o solo. De facto, as trajectórias normalizáveis dos ensaios não drenados de amostras normalmente consolidadas são coincidentes, definindo uma superfície comparável à superfície de Roscoe.

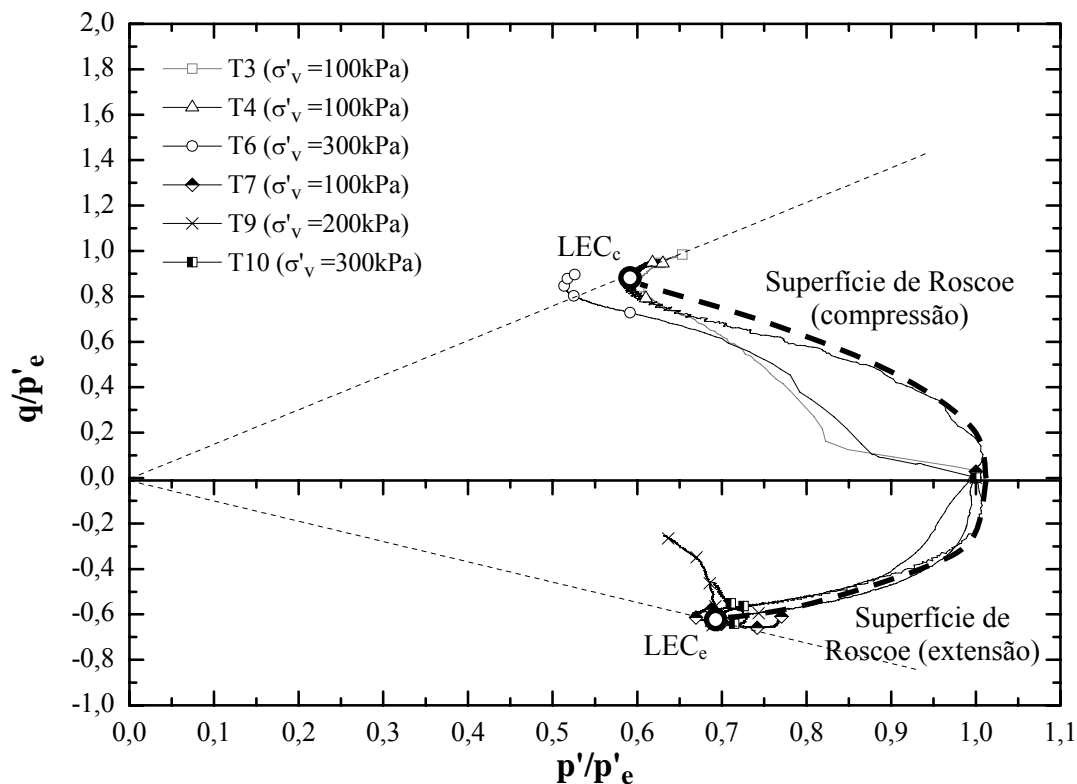


Figura 5.21 – Trajectórias de tensões efectivas normalizadas, e possível superfície de Roscoe, para amostras reconstituídas normalmente consolidadas sujeitas a consolidação isotrópica.

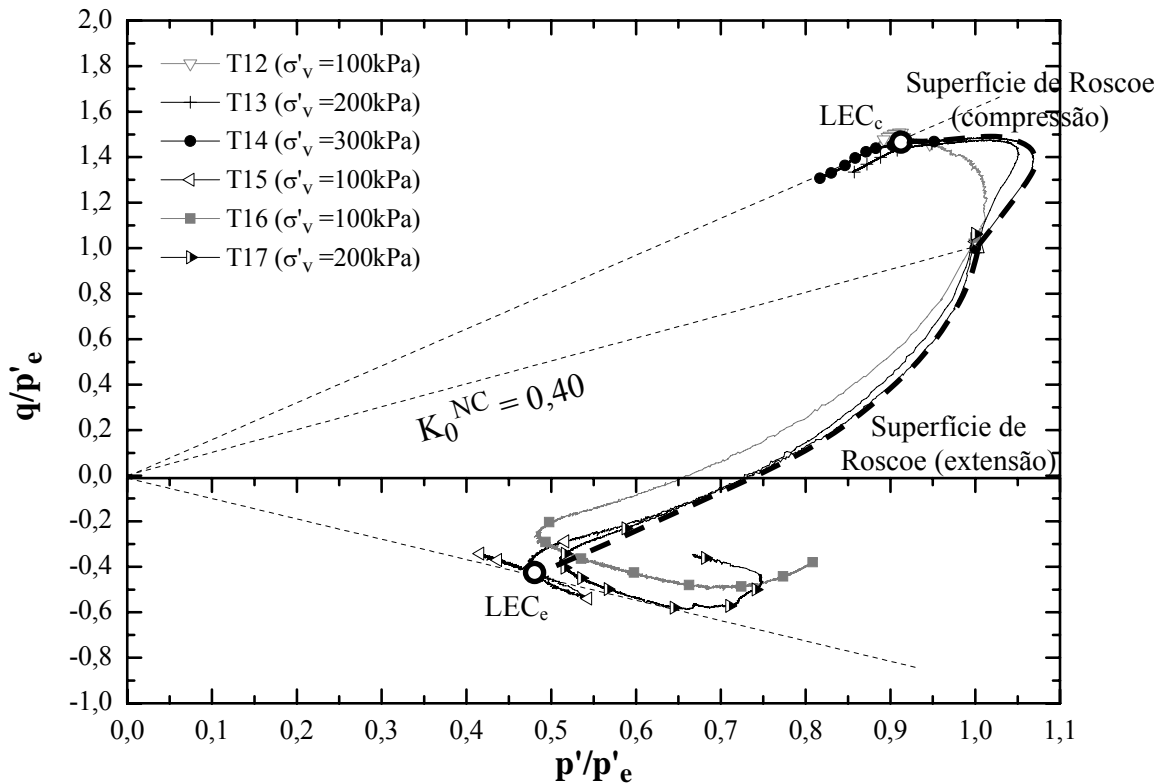


Figura 5.22 – Trajectórias de tensões efectivas normalizadas, e possível superfície de Roscoe, para amostras reconstituídas normalmente consolidadas sujeitas a consolidação anisotrópica.

Nas Figuras 5.21 e 5.22 apresenta-se um esboço da possível superfície de Roscoe, parte da SEL. A SEL não é totalmente definida no plano  $(q-p')$  por não ser possível, com os ensaios realizados sobre amostras normalmente consolidadas, definir a superfície de Hvorslev.

Os resultados apresentados permitem concluir que a SEL, na parte respeitante a amostras normalmente consolidadas, isto é, a superfície de Roscoe, depende do tipo de consolidação, tal como o estabelecido experimentalmente por Hight *et al.* (1987), Leroueil e Hight (2003) e Coelho (2000), entre outros. Assim sendo, não se comprova a existência de uma única SEL que englobe todos os tipos de consolidação e solitação, conforme o idealmente proposto por Atkinson e Bransby (1978).

## 5.5 – Ensaio triaxiais de fluência

O estudo das deformações por fluência é particularmente importante em solos moles com elevado teor em matéria orgânica, onde estas deformações podem assumir valores consideráveis, podendo em alguns casos, comprometer a funcionalidade da obra geotécnica (Borja e Kavazanjian, 1985). As deformações por fluência resultam do gradual reajustamento das partículas do solo para posições de equilíbrio mais estáveis sob tensão efectiva constante, fenómeno associado à natureza viscosa da estrutura do solo. O comportamento viscoso do solo é então dependente do tempo, podendo ser descrito por vários modelos (Singh e Mitchell, 1968; Tavenas e Leroueil, 1977; Mesri *et al.*, 1981; Janbu, 1985; Svanø *et al.*, 1991; Lin e

Wang, 1998; entre outros). Em qualquer dos casos, as deformações por fluência são geralmente divididas em duas componentes (Tavenas *et al.*, 1978; Kavazanjian e Mitchell, 1980), uma associada às variações de volume (designada por componente volumétrica), e outra associada às tensões de corte ou de desvio aplicadas (designada por componente deviatória). A primeira destas componentes foi já analisada no Capítulo 4 (secção 4.8), onde se estudou o fenómeno de compressibilidade secundária associado a variações de volume. A segunda componente das deformações por fluência será objecto de estudo pormenorizado nesta secção.

Para tal, foram realizados ensaios triaxiais com fluência para uma dada tensão de desvio (caracterizada pelo nível de tensão de desvio,  $\bar{D}$ ). Tal como anteriormente referido, a fase de fluência foi estudada sob condições drenadas por esta ser a condição que mais se aproxima da situação de campo (Tavenas *et al.*, 1978). Diferentes níveis de tensão de desvio foram aplicados, o que permitirá estudar a influência do nível de tensão de desvio aplicada sobre as deformações de fluência. Os níveis de tensão de desvio aplicados,  $\bar{D}$ , foram definidos a partir dos trabalhos de Singh e Mitchell (1968) e, Borja e Kavazanjian (1985), tendo estes autores verificado existir uma relação linear entre o nível de tensão de desvio e a velocidade de deformação por corte, relação esta válida no intervalo,  $0,2 < \bar{D} < 0,9$ . Todos os ensaios triaxiais têm por base amostras reconstituídas normalmente consolidadas submetidas a consolidação isotrópica para uma tensão efectiva vertical de 100kPa. O programa de ensaios envolveu ainda a consideração de diferentes tipos de solitação, de compressão e de extensão, com o objectivo de investigar a isotropia de comportamento em relação ao eixo hidrostático. O Quadro 5.2 resume as principais características de cada ensaio.

Paralelamente a estes ensaios, foi realizado um ensaio triaxial com corte drenado, onde se estudaram as deformações volumétrica, radial e de corte, tendo por objectivo último auxiliar na interpretação dos resultados respeitantes à fase de fluência drenada. Inicia-se a secção com a apresentação dos resultados referentes a este ensaio drenado.

### 5.5.1 – Ensaio triaxial drenado

As principais características do ensaio triaxial com corte drenado em compressão (ensaio T18) encontram-se descritas no Quadro 5.1. O ensaio teve por base uma amostra reconstituída consolidada isotropicamente para uma tensão efectiva vertical de 100kPa, encontrando-se a amostra numa condição normalmente consolidada. Dados os objectivos do ensaio, associado ao facto de o corte ser drenado, ou seja, realizado com baixa velocidade de deformação (0,2%/h), a fase de corte foi interrompida quando a deformação axial era de  $\pm 15\%$ , não se tendo alcançado o estado crítico.

A Figura 5.23 apresenta os resultados com interesse para o presente trabalho, nomeadamente a evolução das extensões volumétrica,  $\varepsilon_{vol}$ , radial,  $\varepsilon_r$ , e de corte,  $\varepsilon_s$  (ou distorção,  $\gamma$ ). As extensões axial e volumétrica são quantificadas a partir de medições directas

durante a realização do ensaio triaxial (aplicando-se as correcções descritas na secção 5.3), enquanto que as extensões radial e de corte são avaliadas a partir das relações que se estabelecem com as primeiras, traduzidas pelas seguintes expressões:

$$\varepsilon_r = \frac{\varepsilon_{vol} - \varepsilon_a}{2} \quad (5.10)$$

$$\varepsilon_s \equiv \gamma = \frac{2}{3} \times (\varepsilon_a - \varepsilon_r) = \varepsilon_a - \frac{\varepsilon_{vol}}{3} \quad (5.11)$$

Da análise da Figura 5.23, pode-se constatar que não foi alcançada a condição de estado crítico, caracterizada pela não variação de volume, contudo esse não era o objectivo do ensaio. Da análise da evolução das diversas extensões durante o corte drenado, pode-se concluir que:

- em termos de extensão axial,  $\varepsilon_a$ , a compressão axial ocorrida durante o corte drenado conduz a deformações de sinal positivo (segundo a tradicional convenção adoptada na Mecânica dos Solos), compressão esta responsável pelo crescimento assintótico de tensão de corte durante o ensaio;
- em termos de extensão radial,  $\varepsilon_r$ , o corte drenado em compressão caracteriza-se pelo aumento do diâmetro da amostra (traduzido pelo sinal negativo segundo a convenção adoptada), induzido pela compressão axial ocorrida durante o corte;
- em termos de extensão volumétrica,  $\varepsilon_{vol}$ , a compressão da amostra normalmente consolidada sob condições drenadas relaciona-se com a geração de excessos de pressão intersticial positivos, o que conduz à saída de água que preenche os vazios da amostra, logo a uma redução do seu volume (contração ou dilatância negativa, traduzida por sinal positivo segundo a convenção adoptada);

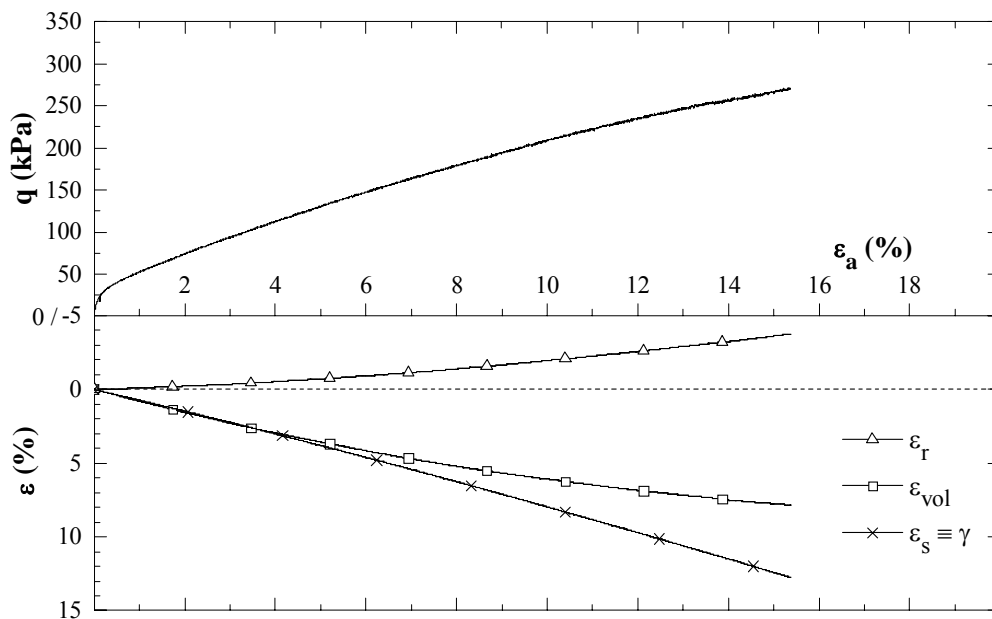


Figura 5.23 – Curvas ( $q - \varepsilon_a$ ), ( $\varepsilon_{vol} - \varepsilon_a$ ), ( $\varepsilon_r - \varepsilon_a$ ) e ( $\varepsilon_s - \varepsilon_a$ ) para o ensaio CIDC realizado sobre amostra normalmente consolidada.



- em termos de extensão de corte,  $\varepsilon_s$ , o corte drenado em compressão origina extensões de corte de sinal positivo, isto é, dois alinhamentos da amostra inicialmente perpendiculares sofrem aumento de ângulo nos quadrantes positivos, segundo a convenção adoptada.

Estas conclusões irão auxiliar na interpretação das deformações que ocorrem durante a fase de fluência drenada nos ensaios triaxiais de fluência, os quais se passam de seguida a analisar.

### 5.5.2 – Ensaios triaxiais de compressão com fluência drenada

Nesta secção analisam-se os resultados de 3 ensaios triaxiais realizados sobre amostras normalmente consolidadas de solo reconstituído sujeitas a consolidação isotrópica ( $\sigma'_v = 100\text{kPa}$ ), tendo o corte sido realizado em compressão com fase intermédia de fluência drenada para 3 diferentes níveis de tensão de desvio,  $\bar{D}$ . À excepção da fase de fluência drenada, estes ensaios são em tudo idênticos ao ensaio triaxial convencional T4, de agora em diante designado por ensaio base, permitindo o confronto de resultados tecer algumas conclusões acerca da influência da fluência no comportamento do solo.

Os valores de  $\bar{D}$  foram definidos a partir do conhecimento da tensão de corte na rotura,  $q_{ult}$ , do ensaio base (caracterizada pelo critério de rotura  $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ ), cujo valor é  $94,26 \approx 95$  kPa. Deste modo, os valores da tensão de corte para os quais se realizaram as fases de fluência drenada foram: no ensaio T21,  $q = 38,0\text{kPa}$  ( $\bar{D}=40\%$ ); ensaio T22,  $q = 51,3\text{kPa}$  ( $\bar{D}=54\%$ ); ensaio T23,  $q = 62,7\text{kPa}$  ( $\bar{D}=66\%$ ). O Quadro 5.2 resume as principais características de cada ensaio.

Nas Figuras 5.24, 5.25 e 5.26 apresentam-se os resultados dos 3 ensaios em estudo, incluindo-se também os resultados referentes ao ensaio base. A primeira fase de corte não drenado origina um aumento da tensão de desvio,  $q$ , com a conseqüente geração de excessos de pressão intersticial positivos (Figuras 5.24 e 5.26). A fase de fluência drenada inicia-se uma vez alcançada a tensão de desvio pretendida. Esta fase pode ser interpretada como a sobreposição de dois fenómenos, a consolidação primária (caracterizada pela anulação dos excessos de pressão intersticial), e, a consolidação secundária ou fluência propriamente dita. A consolidação primária (indicada a tracejado pequeno nas Figura 5.24 e 5.26) origina o aumento das tensões efectivas instaladas na amostra (traduzido pelo aumento de  $p'$  nos planos  $q-p'$  e  $v-p'$ , Figura 5.26). A fluência origina a redução do índice de vazios da amostra (plano  $v-p'$ , Figura 5.26), induzindo um estado de ligeira sobreconsolidação (Shen *et al.*, 1973; Leroueil e Hight, 2003). Pelo que, ao se iniciar a última fase de corte não drenado, a amostra exhibe uma resposta inicial mais rígida (típica de um solo sobreconsolidado), ou seja,  $E_u$  cresce face ao comportamento inicial (Figura 5.25), e a trajectória de tensões efectivas sobe quase na vertical até à nova SEL (associada ao novo índice de vazios da amostra), evoluindo de seguida para o estado crítico (Figura 5.26). Como se constata da análise da Figura 5.26, a fase

de fluência drenada não origina alterações na LEC inicial. Este comportamento foi também observado por Shen *et al.* (1973), Leroueil e Hight (2003), e, Mitchell e Soga (2005).

Na Figura 5.26 verifica-se que a trajetória  $v$ - $p'$  respeitante à fase de fluência drenada cruza a LCVI, facto fisicamente não possível de ocorrer. Contudo, deve ter-se presente que a localização precisa da verdadeira LCVI é desconhecida, sabendo-se apenas a localização de uma provável linha obtida nas condições dos ensaios triaxiais realizados (os quais, tal como anteriormente referido, são susceptíveis de conter diversos erros). Do exposto, é coerente considerar que a LCVI se possa localizar na zona indicada a cinzento na Figura 5.26.

Da análise das Figuras 5.24 e 5.26, verifica-se que quanto maior for a tensão de desvio na fluência drenada, maiores são os valores da tensão de desvio na rotura. Este facto está associado à redução de índice de vazios que ocorre durante a fluência drenada, redução que será tanto maior quanto maior a tensão de desvio aplicada.

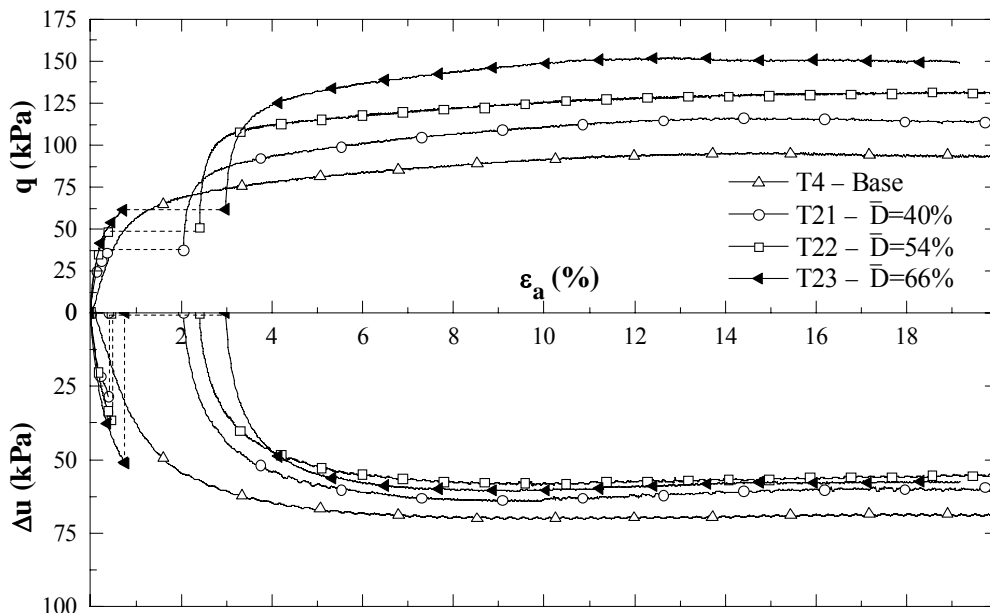


Figura 5.24 - Curvas  $(q-\varepsilon_a)$  e  $(\Delta u-\varepsilon_a)$  para os ensaios do tipo CIUC- $\bar{D}$  realizados sobre amostras inicialmente normalmente consolidadas.

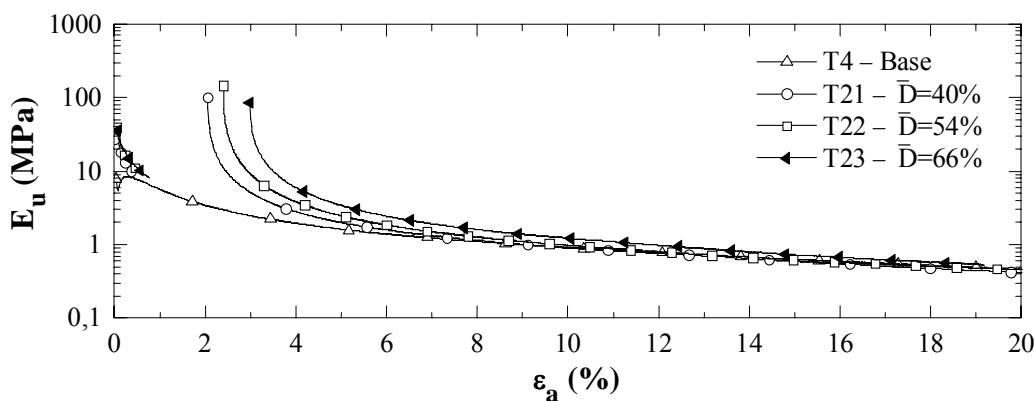


Figura 5.25 - Variação de  $E_u$  com a extensão axial para os ensaios do tipo CIUC- $\bar{D}$  realizados sobre amostras inicialmente normalmente consolidadas.

Na Figura 5.24, pode-se observar que o  $\Delta u$  após fluência drenada tende para um valor constante, muito próximo nos 3 ensaios, e inferior ao do ensaio base, reflectindo a ligeira sobreconsolidação das amostras na última fase de corte não drenado.

A Figura 5.25 apresenta a evolução de  $E_u$  com a  $\varepsilon_a$ , verificando-se que para grandes deformações, o módulo de deformabilidade secante não drenado é essencialmente dependente do estado de tensão de consolidação inicial, quase independente do nível de tensão de desvio aplicado na fluência drenada. A fluência drenada expressa a sua influência ao nível das pequenas deformações.

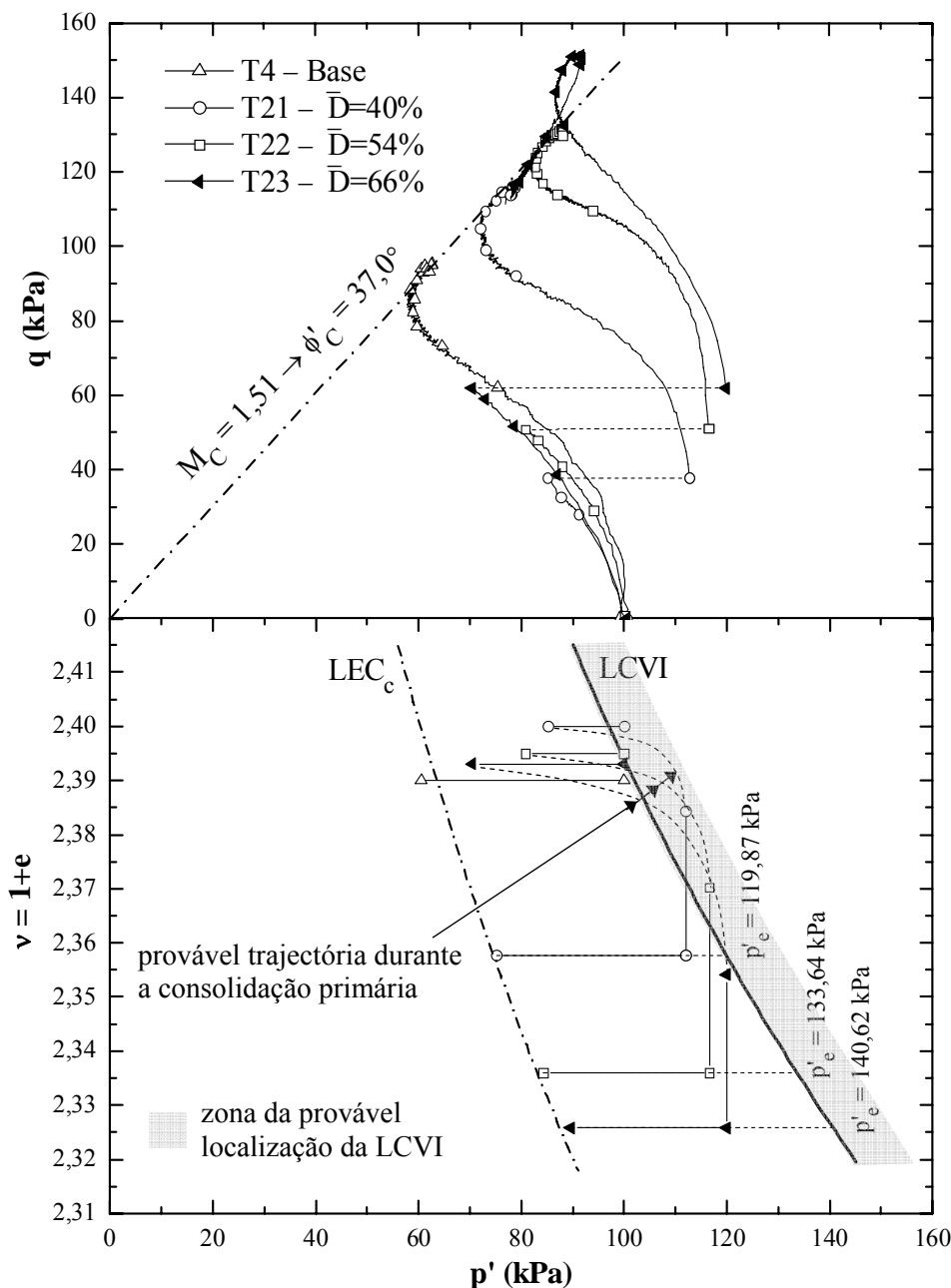


Figura 5.26 - Trajectórias nos planos  $q$ - $p'$  e  $v$ - $p'$  de ensaios triaxiais não drenados (base), e não drenados com fluência drenada (CIUC- $D$ ), realizados sobre amostras inicialmente normalmente consolidadas isotropicamente.

Duas observações finais merecem ser tecidas. A primeira está relacionada com as ligeiras discrepâncias observadas na primeira fase de corte não drenado entre os resultados dos 3 ensaios triaxiais de fluência e o ensaio base. Tais discrepâncias, dever-se-ão em grande parte às inevitáveis incertezas experimentais, associadas ao facto de as amostras reconstituídas terem por base diferentes amostras reconstituídas (Quadro 5.2). Tal como anteriormente referido, não obstante estar assegurada a homogeneidade entre as diversas amostras reconstituídas, alguma variabilidade estará sempre presente, podendo justificar as pequenas discrepâncias quantitativas observadas.

A segunda está relacionada com a forma das diversas curvas  $(q-\varepsilon_a)$ ,  $(\Delta u-\varepsilon_a)$ ,  $(E_u-\varepsilon_a)$  e  $(q-p')$ , bastante similar independentemente do nível de tensão de desvio, indicando que o solo após fluência exhibe comportamento normalizável por  $p'_e$  (Figuras 5.27, 5.28 e 5.29). A redução de índice de vazios suscitada pela fase de fluência drenada origina o aumento de  $p'_e$  da primeira para a segunda fase de corte não drenado, facto que justifica o decréscimo verificado nas trajectórias  $(q/p'_e-\varepsilon_a)$  e  $(q/p'_e-p'/p'_e)$  aquando do início da última fase de corte não drenado. Verifica-se existir uma má normalização das diversas curvas na parte inicial da última fase de corte não drenado, tal como o esperado, reflexo da ligeira sobreconsolidação das amostras. Globalmente pode-se considerar que o comportamento das amostras pós fluência é normalizável por  $p'_e$  a menos das inevitáveis variabilidades experimentais. Este facto corrobora as conclusões enunciadas de que o solo após fluência drenada exhibe comportamento que se enquadra na TEC.

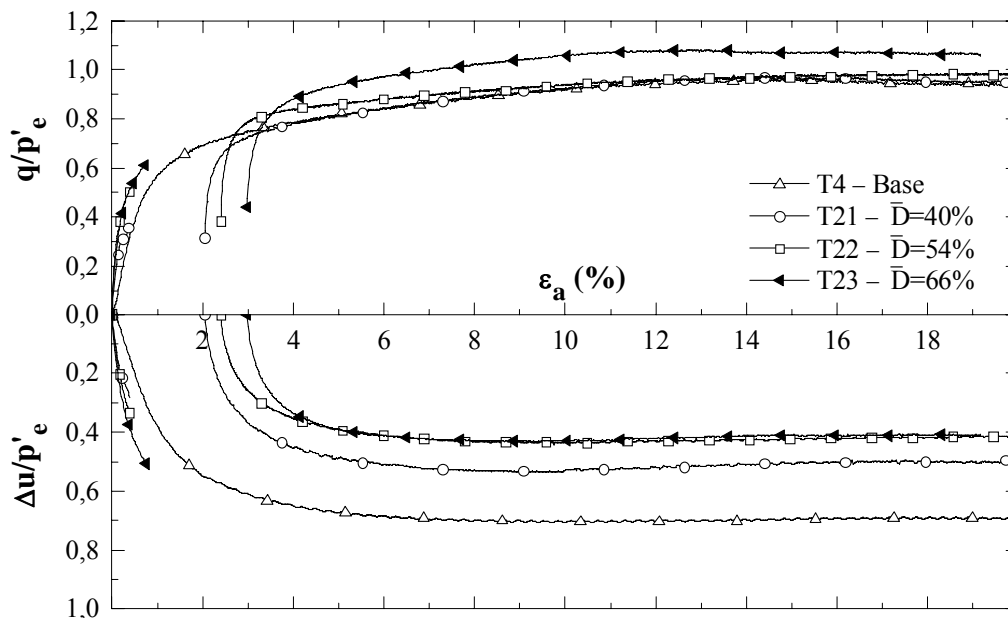


Figura 5.27 – Resultados da normalização das curvas  $(q-\varepsilon_a)$  e  $(\Delta u-\varepsilon_a)$  para os ensaios base e do tipo CIUC- $\bar{D}$  realizados sobre amostras inicialmente normalmente consolidadas.

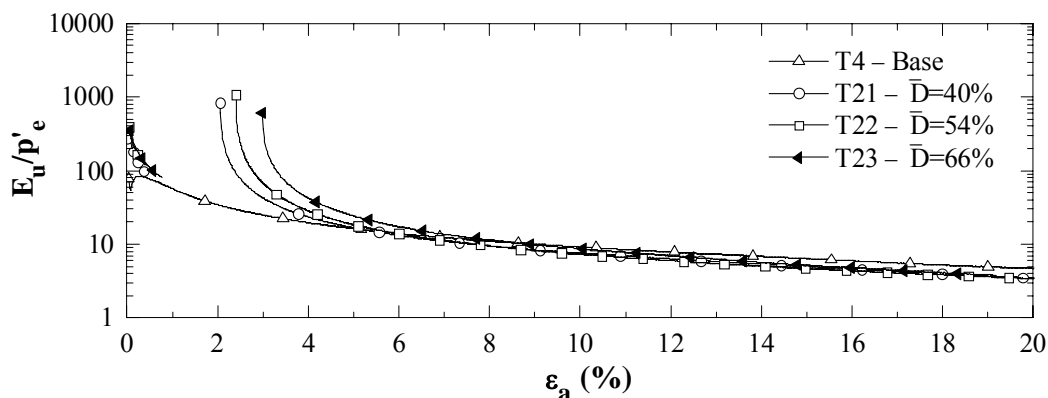


Figura 5.28 - Resultados da normalização da curva ( $E_u - \epsilon_a$ ) para os ensaios base e do tipo CIUC- $\bar{D}$  realizados sobre amostras inicialmente normalmente consolidadas.

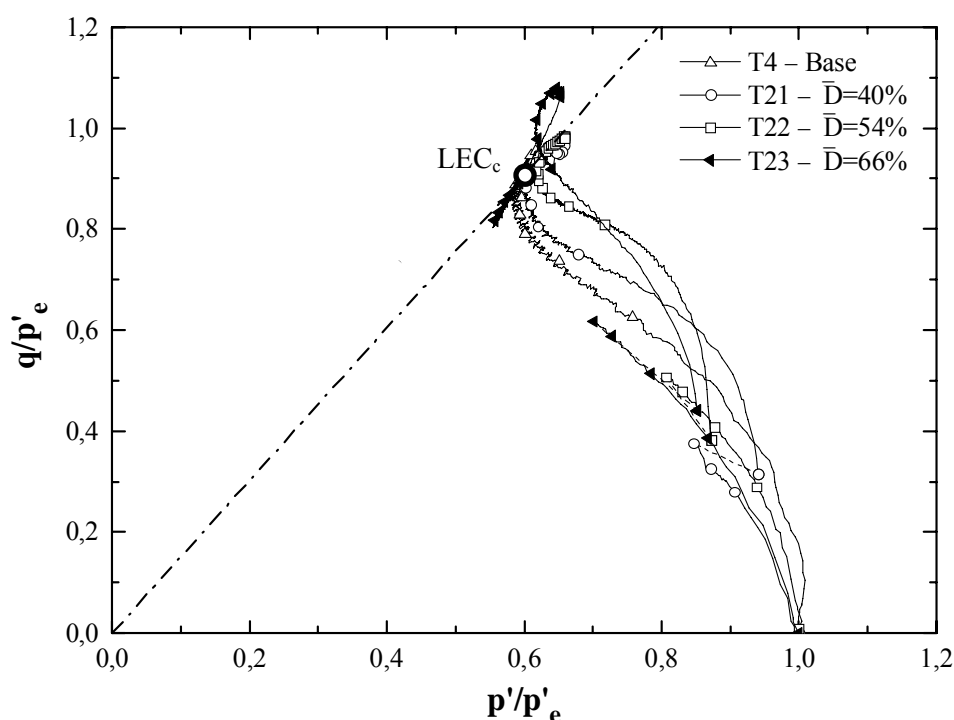


Figura 5.29 - Resultados da normalização da curva ( $q-p'$ ) para os ensaios base e do tipo CIUC- $\bar{D}$  realizados sobre amostras inicialmente normalmente consolidadas.

Seguidamente analisam-se as deformações ocorridas durante a fase de fluência drenada (que comporta a consolidação primária e a fluência propriamente dita). As Figuras 5.30 e 5.31 apresentam a evolução das extensões axial, volumétrica, radial e de corte com o tempo e com o logaritmo do tempo, respectivamente. Pode-se observar que as extensões, e por conseguinte, as deformações crescem com o nível de tensão de desvio aplicado na fase de fluência drenada. Durante a fluência drenada ocorrem deformações volumétricas positivas, a que corresponde, segundo a convenção adoptada, uma redução do volume conseguida à custa da expulsão de água que ocupa os vazios do solo, ou seja, dá-se uma redução do índice de vazios. A esta redução de volume, está associada uma contracção global da amostra, quer em termos axiais, quer radiais (expressão 5.10). As extensões de corte foram obtidas por aplicação da expressão 5.11.

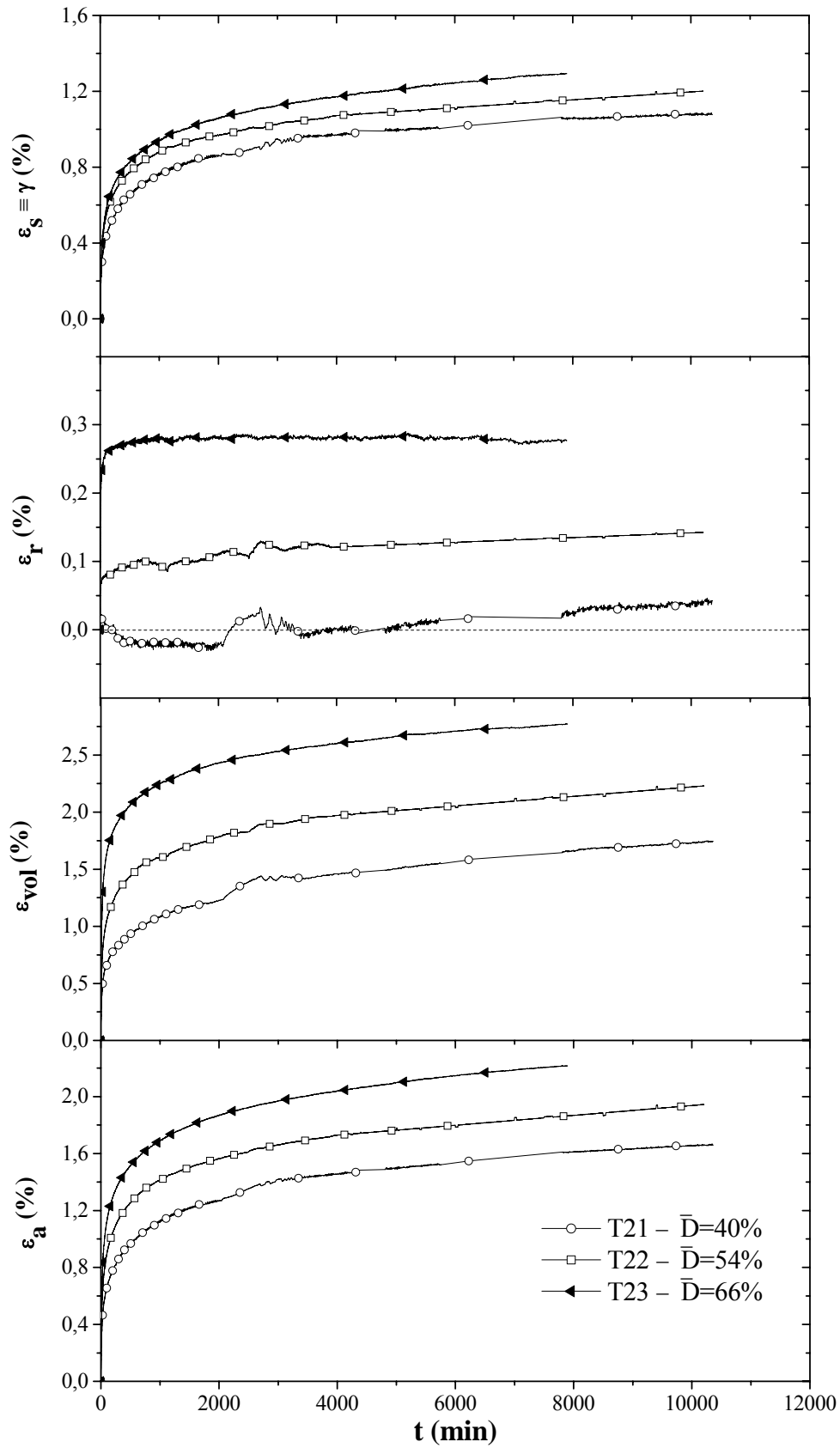


Figura 5.30 – Curvas  $(\varepsilon_a-t)$ ,  $(\varepsilon_{vol}-t)$ ,  $(\varepsilon_r-t)$  e  $(\varepsilon_s-t)$  observadas durante a fluência drenada nos ensaios tipo CIUC- $\bar{D}$ .

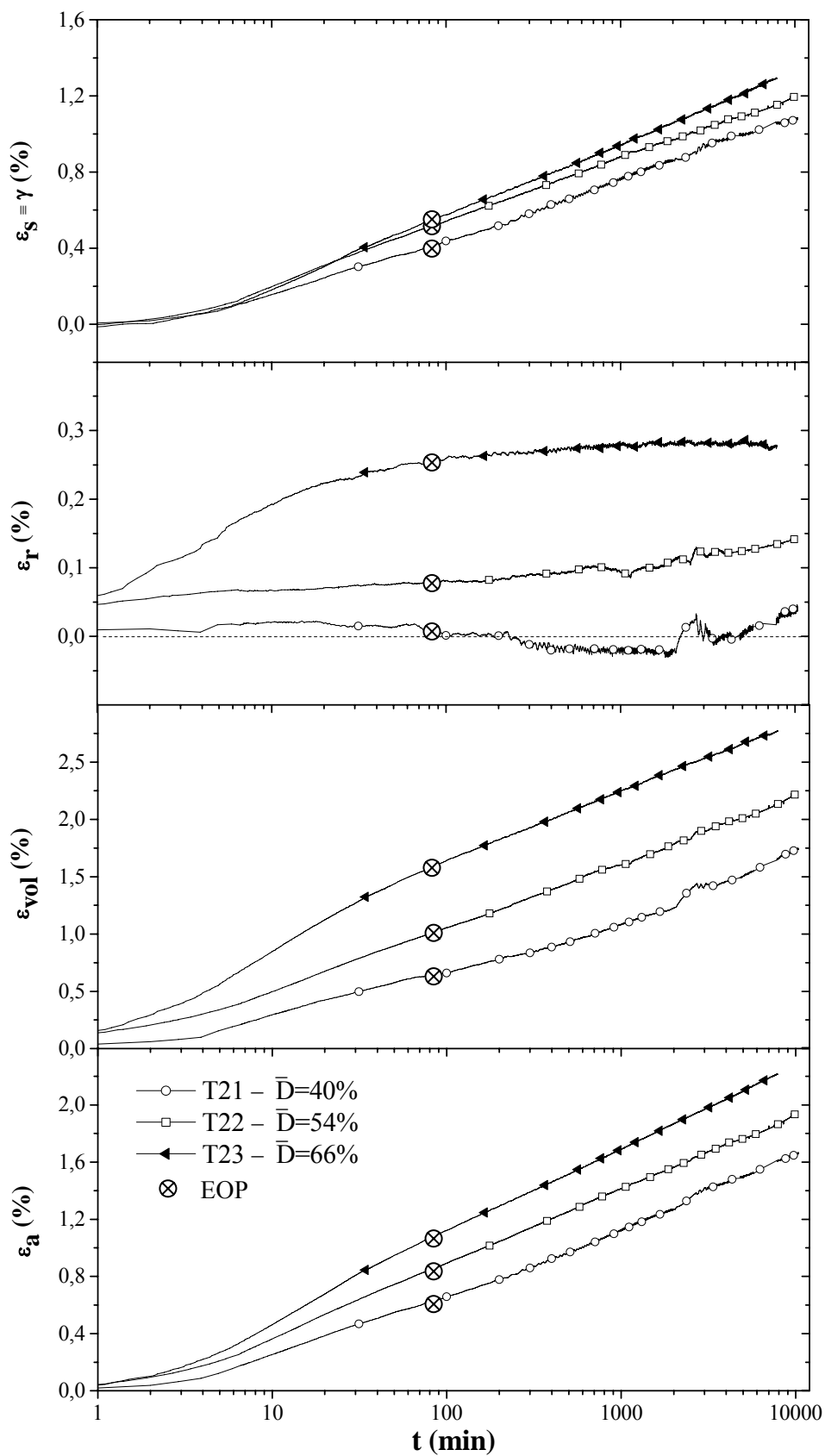


Figura 5.31 – Curvas  $(\varepsilon_a\text{-log}t)$ ,  $(\varepsilon_{vol}\text{-log}t)$ ,  $(\varepsilon_r\text{-log}t)$  e  $(\varepsilon_s\text{-log}t)$  observadas durante a fluência drenada nos ensaios tipo CIUC- $D$ .

A Figura 5.30 ilustra o andamento no tempo das extensões, verificando-se que, à excepção da extensão radial, a taxa de variação das deformações decai no tempo, isto é, a velocidade de deformação diminui com o tempo. A representação da Figura 5.31 apresenta duas vantagens relativamente à figura anterior. A primeira está relacionada com a clara representação do fim da consolidação primária (EOP), ponto este determinado para um grau de consolidação médio de 95% e considerando o valor de  $c_v$  avaliado no Capítulo 4 (secção 4.7.3,  $c_v = 10,1 \text{ m}^2/\text{ano}$ ). A segunda, e principal das vantagens, é a indicação de que, à excepção da extensão radial, a taxa de variação das deformações com o logaritmo do tempo tende para um valor constante e independente do nível de tensão de desvio, tal como o observado em Mesri *et al.* (1981) e, Lin e Wang (1998). Este facto é de extrema importância no estudo da fluência, pois permite a sua modelação tendo por base ensaios de fluência de duração limitada.

### 5.5.3 – Ensaios triaxiais de extensão com fluência drenada

À semelhança do estudo anteriormente apresentado, analisam-se nesta secção os resultados de 2 ensaios triaxiais realizados sobre amostras normalmente consolidadas de solo reconstituído sujeitas a consolidação isotrópica ( $\sigma'_v = 100\text{kPa}$ ), tendo o corte sido agora realizado em extensão com fase intermédia de fluência drenada para 2 diferentes níveis de tensão de desvio,  $\bar{D}$ . À excepção da fase de fluência drenada, estes ensaios são em tudo idênticos ao ensaio triaxial convencional T7, de agora em diante designado por ensaio base, permitindo o confronto de resultados tecer algumas conclusões acerca da influência da fluência no comportamento do solo em extensão.

O ensaio base permitiu a identificação da tensão de corte na rotura,  $q_{ult}$ , cujo valor é  $-64,25 \approx -64 \text{ kPa}$ , com o qual se definiram os valores da tensão de corte para os quais se realizaram as fases de fluência drenada: ensaio T24,  $q = -30,2\text{kPa}$  ( $\bar{D}=47\%$ ); ensaio T27,  $q = -49.2\text{kPa}$  ( $\bar{D}=77\%$ ). O Quadro 5.2 resume as principais características de cada ensaio.

As Figuras 5.32, 5.33 e 5.34 apresentam os resultados respeitantes aos 2 ensaios em estudo, acrescido do ensaio base. A primeira fase de corte não drenado em extensão origina um decréscimo da tensão de desvio,  $q$ , acompanhada da geração de excessos de pressão intersticial. Observe-se que o sinal do excesso de pressão intersticial é dependente do nível de tensão de desvio aplicado, sendo negativo para o ensaio T24, e positivo no ensaio T27, encontrando-se de acordo com o ensaio base (Figura 5.32). Este facto tem óbvio reflexo na trajectória de tensões efectivas, pois uma vez iniciada a fase de fluência drenada anulam-se os excessos de pressão intersticial iniciais, o que se traduz pela redução, ou pelo aumento de  $p'$ , consoante o ensaio tenha gerado inicialmente excessos de pressão intersticial negativos ou positivos, respectivamente (Figura 5.34). Durante a consolidação primária (indicada a tracejado nas Figuras 5.32 e 5.34), no ensaio T24 ocorre aumento do índice de vazios (a anulação do excesso de pressão intersticial negativo implica a entrada de água na amostra,



com o consequente aumento de volume), enquanto que no ensaio T27 existe redução do índice de vazios (por idêntico processo, mas agora de sinal contrário). Concluída a consolidação primária, inicia-se a fluência propriamente dita, traduzida pela redução do índice de vazios com  $p'$  constante, conduzindo as amostras a um estado de ligeira sobreconsolidação.

Uma vez iniciada a última fase de corte não drenado, os excessos de pressão intersticial gerados no ensaio T24 seguem andamento idêntico ao do ensaio base, enquanto que no caso do ensaio T27, os  $\Delta u$  são sempre negativos, os quais são justificativos do ligeiro incremento (em módulo) do valor de  $q$  na rotura. O facto de no ensaio T27 os  $\Delta u$  gerados não seguirem o andamento do ensaio base parece estar associado ao elevado valor do nível de tensão de desvio aplicado (77%) na fluência drenada, com repercussões ao nível da trajetória de tensões efectivas (Figura 5.34).

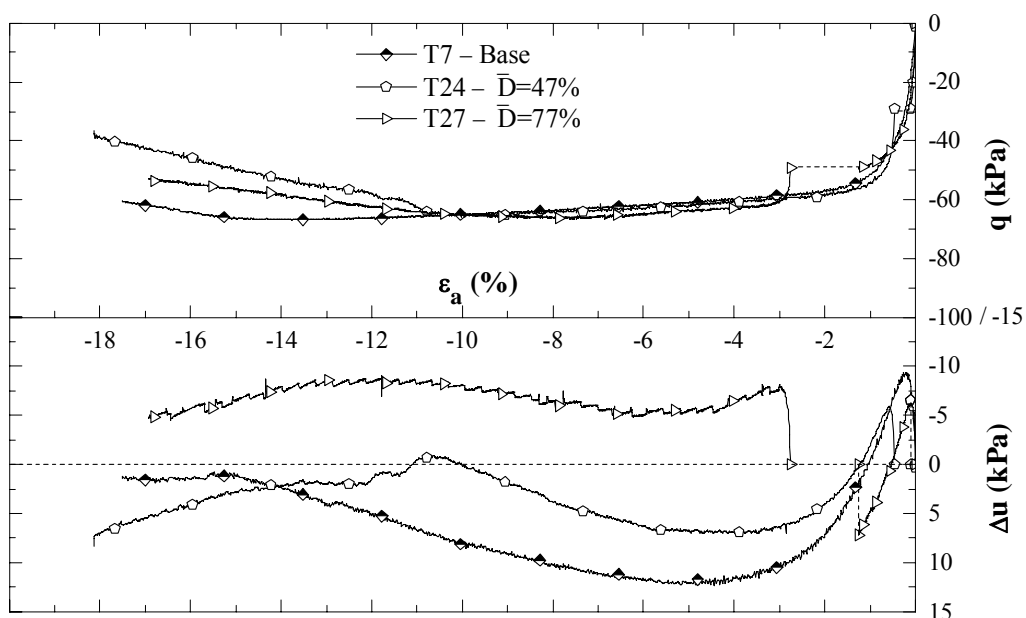


Figura 5.32 - Curvas ( $q$ - $\epsilon_a$ ) e ( $\Delta u$ -  $\epsilon_a$ ) para os ensaios do tipo CIUE- $\bar{D}$  realizados sobre amostras inicialmente normalmente consolidadas.

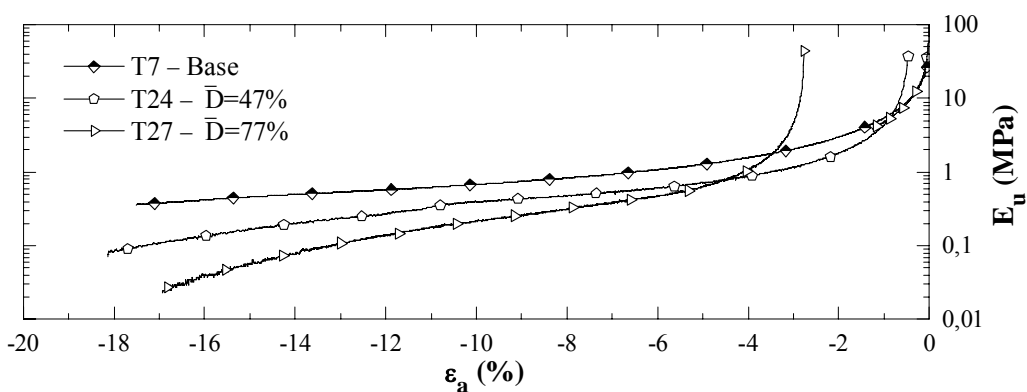


Figura 5.33 - Variação de  $E_u$  com a extensão axial para os ensaios do tipo CIUE- $\bar{D}$  realizados sobre amostras inicialmente normalmente consolidadas.

A partir dos ensaios realizados, pode-se constatar que o valor de  $q$  na rotura é aproximadamente constante, independentemente do nível de tensão de desvio aplicado, não reflectindo a redução do índice de vazios ocorrida durante a fase de fluência drenada. Dever-se-á ter presente que o valor de  $q$  avaliado está eventualmente afectado de erros associados à redução significativa e localizada da secção transversal da amostra, especialmente importantes ao nível das grandes deformações.

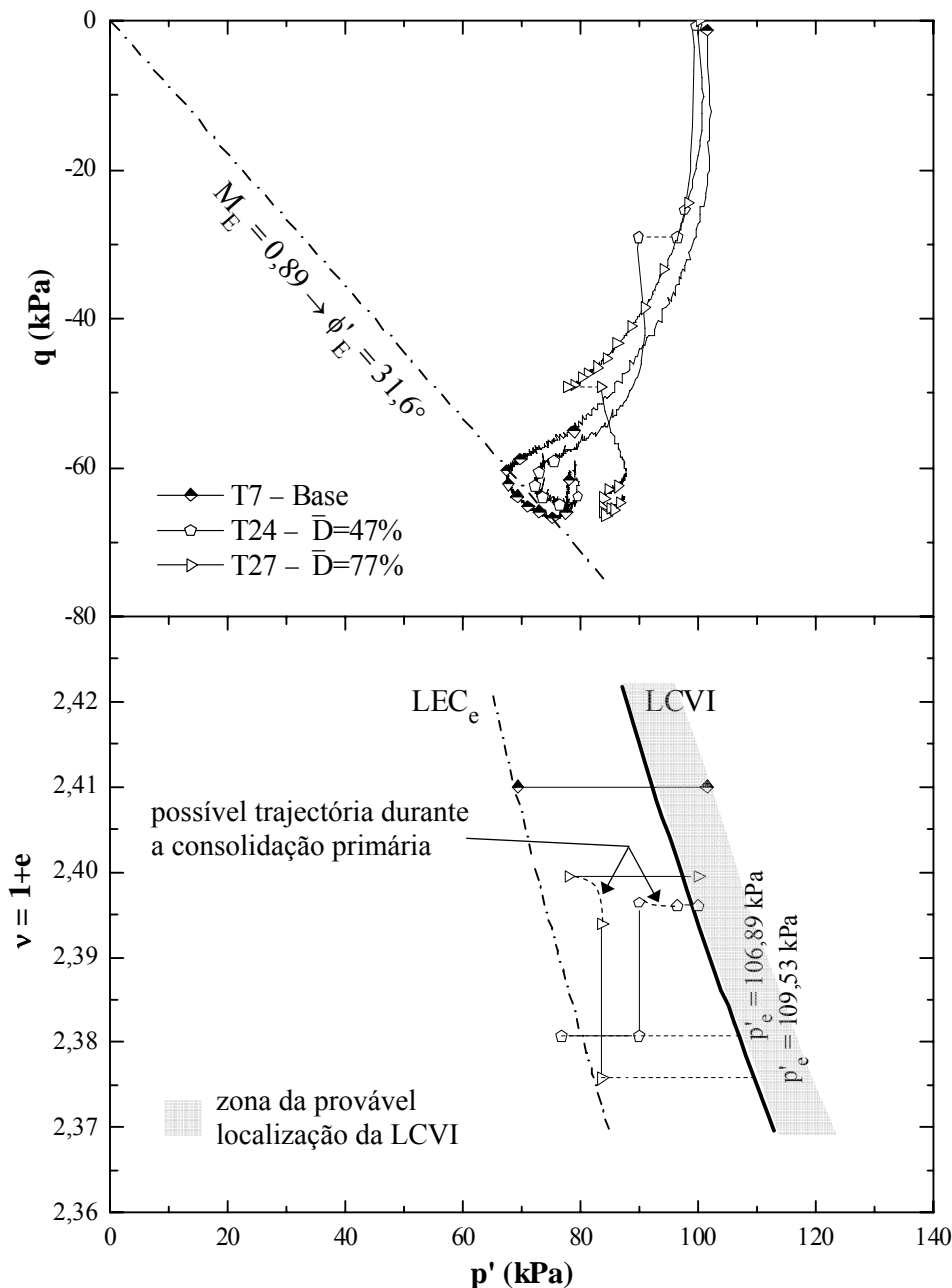


Figura 5.34 - Trajectórias nos planos  $q$ - $p'$  e  $v$ - $p'$  de ensaios triaxiais não drenados (base), e não drenados com fluência drenada (CIUE- $D$ ), realizados sobre amostras inicialmente normalmente consolidadas isotropicamente.

Em termos de módulo de deformabilidade secante não drenado,  $E_u$ , ao se iniciar a última fase de corte não drenado, a amostra exhibe uma resposta inicial mais rígida (típica de

um solo sobreconsolidado), ou seja,  $E_u$  cresce face ao comportamento inicial (Figura 5.33). Este facto não é tão expressivo no caso do ensaio T24 pelo facto da reduzida deformação axial da amostra ocorrida durante a primeira fase de corte não drenado. Ao nível das grandes deformações,  $E_u$  diverge dos resultados relativos ao ensaio base, manifestando uma redução com o aumento do nível de tensão de desvio aplicado durante a fluência drenada.

A Figura 5.34 parece indiciar que, à semelhança do verificado nos ensaios triaxiais de compressão com fluência drenada, existe manutenção da LEC inicial, contudo, este facto carece de investigação mais pormenorizada (com mais ensaios) no sentido de validar o mesmo. Uma vez mais desconhece-se a localização precisa da verdadeira LCVI, sabendo-se contudo que a mesma se localiza na faixa assinalada a cinzento claro na Figura 5.34.

Tal como o referido para os ensaios triaxiais de compressão com fluência drenada, também aqui se registam ligeiras diferenças quantitativas durante a primeira fase de corte não drenado entre os resultados dos 2 ensaios triaxiais de fluência e o ensaio base. Igual comentário se impõe como justificativo de tais discrepâncias.

Exceptuando as curvas  $(\Delta u - \varepsilon_a)$ , todas as restantes apresentam uma forma similar, independente do nível de tensão de desvio, indicando que o comportamento do solo após fluência drenada parece ser normalizável por  $p'_e$  (Figuras 5.35, 5.36 e 5.37). A redução de índice de vazios suscitada pela fase de fluência drenada origina o aumento de  $p'_e$  da primeira para a segunda fase de corte não drenado, facto que origina o decréscimo registado nas trajectórias  $(q/p'_e - \varepsilon_a)$  e  $(q/p'_e - p'/p'_e)$  aquando do início da última fase de corte não drenado. A normalização das curvas  $(\Delta u/p'_e - \varepsilon_a)$  e  $(E_u/p'_e - \varepsilon_a)$  é de má qualidade, contrariamente ao verificado com as curvas  $(q/p'_e - \varepsilon_a)$  e  $(q/p'_e - p'/p'_e)$ . À semelhança do verificado nos ensaios triaxiais de compressão com fluência drenada, também para os ensaios em extensão se

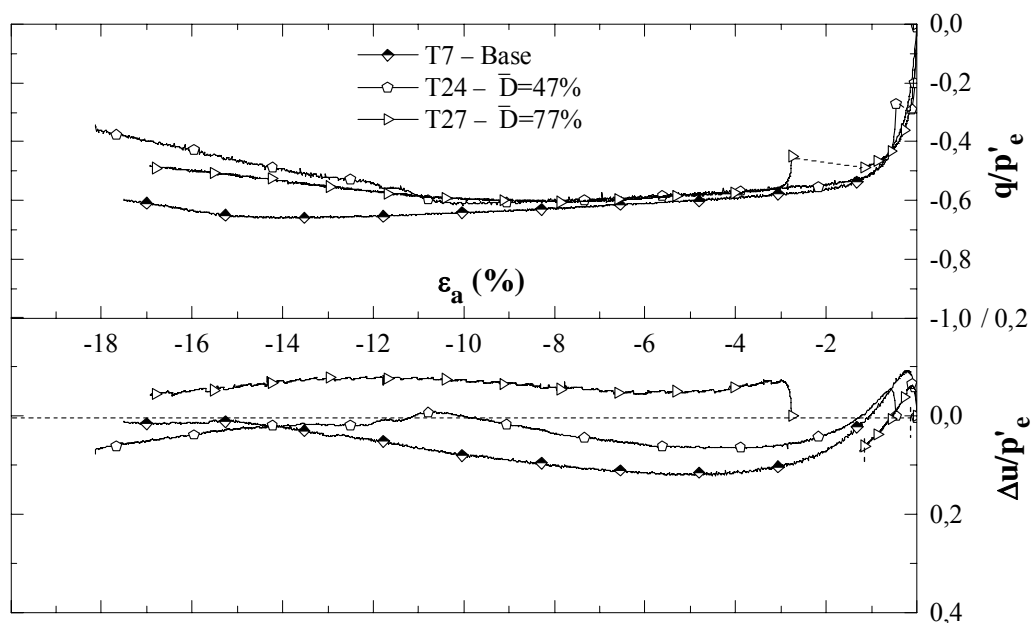


Figura 5.35 - Resultados da normalização das curvas  $(q - \varepsilon_a)$  e  $(\Delta u - \varepsilon_a)$  para os ensaios base e do tipo CIUE- $\bar{D}$  realizados sobre amostras inicialmente normalmente consolidadas.

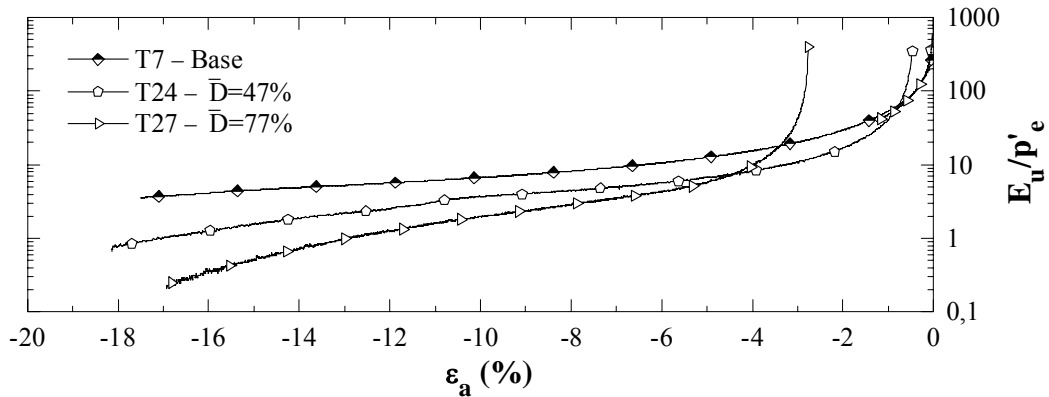


Figura 5.36 - Resultados da normalização da curva ( $E_u - \epsilon_a$ ) para os ensaios base e do tipo CIUE- $\bar{D}$  realizados sobre amostras inicialmente normalmente consolidadas.

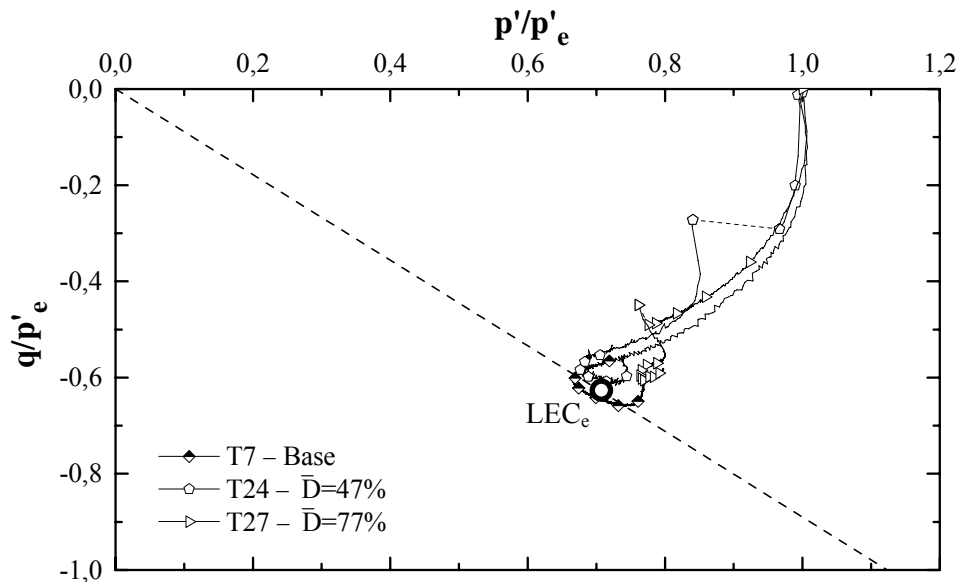


Figura 5.37 - Resultados da normalização da curva ( $q-p'$ ) para os ensaios base e do tipo CIUE- $\bar{D}$  realizados sobre amostras inicialmente normalmente consolidadas.

verifica existir uma má normalização das diversas curvas na parte inicial da última fase de corte não drenado, tal como o esperado, reflexo da ligeira sobreconsolidação das amostras. Ainda que os resultados pareçam indicar que o comportamento das amostras após fluência é normalizável por  $p'_e$ , a menos das inevitáveis variabilidades experimentais, enquadrando-se nos princípios da TEC, o mesmo não pode ser claramente afirmado dadas as incongruências obtidas nas curvas  $(\Delta u/p'_e - \epsilon_a)$  e  $(E_u/p'_e - \epsilon_a)$ . Este aspecto deverá merecer investigação mais aprofundada.

As Figuras 5.38 e 5.39 exibem o andamento das extensões axial, volumétrica, radial e de corte com o tempo e com o logaritmo do tempo, respectivamente, ocorridas durante a fase de fluência drenada nos ensaios triaxiais de extensão. Pode-se constatar que as extensões, e por conseguinte, as deformações, aumentam (em módulo) com o nível de tensão de desvio aplicado na fase de fluência drenada. Durante esta fase ocorrem deformações volumétricas

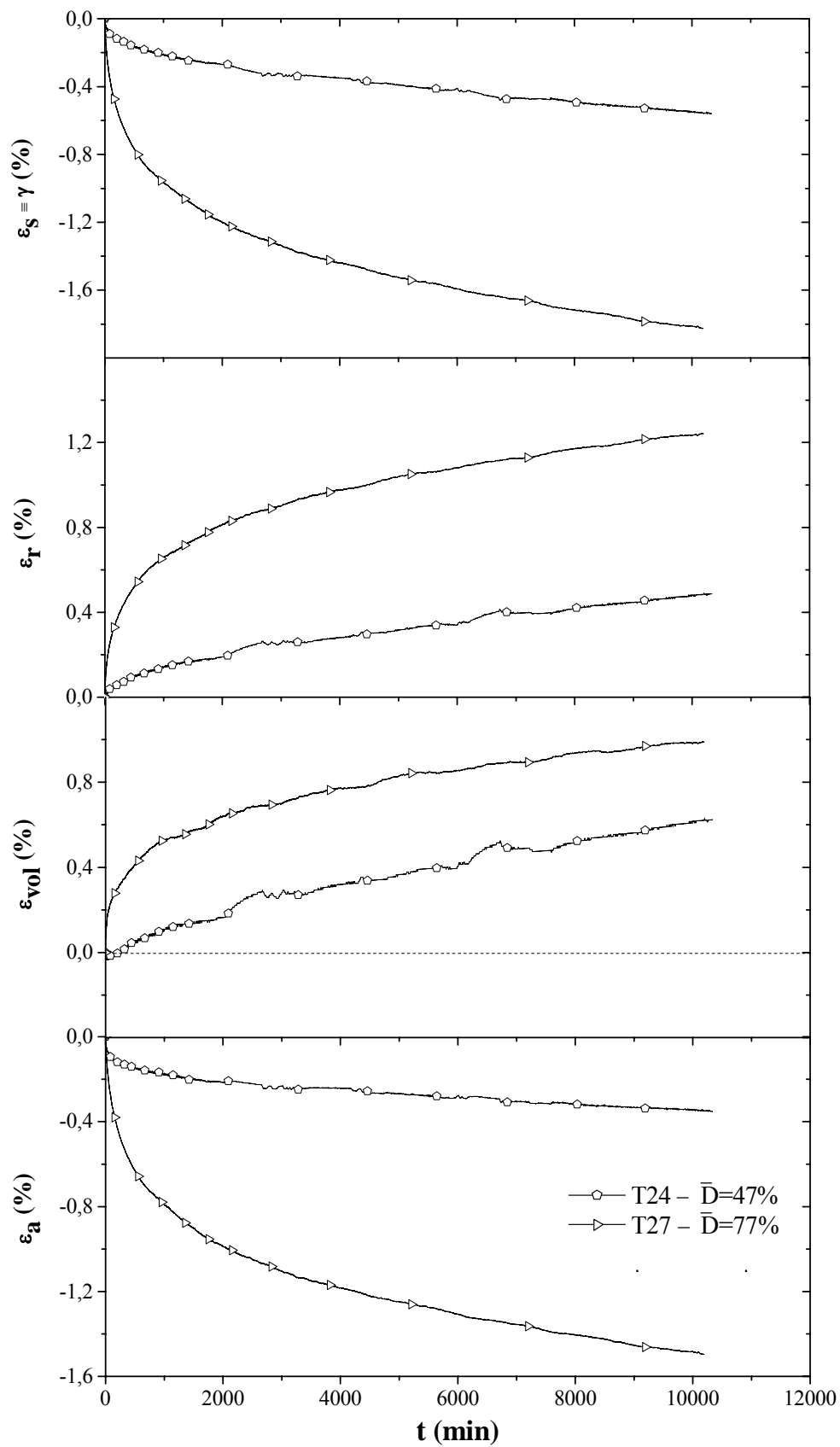


Figura 5.38 - Curvas  $(\varepsilon_a-t)$ ,  $(\varepsilon_{vol}-t)$ ,  $(\varepsilon_r-t)$  e  $(\varepsilon_s-t)$  observadas durante a fluência drenada nos ensaios tipo CIUE- $\bar{D}$ .

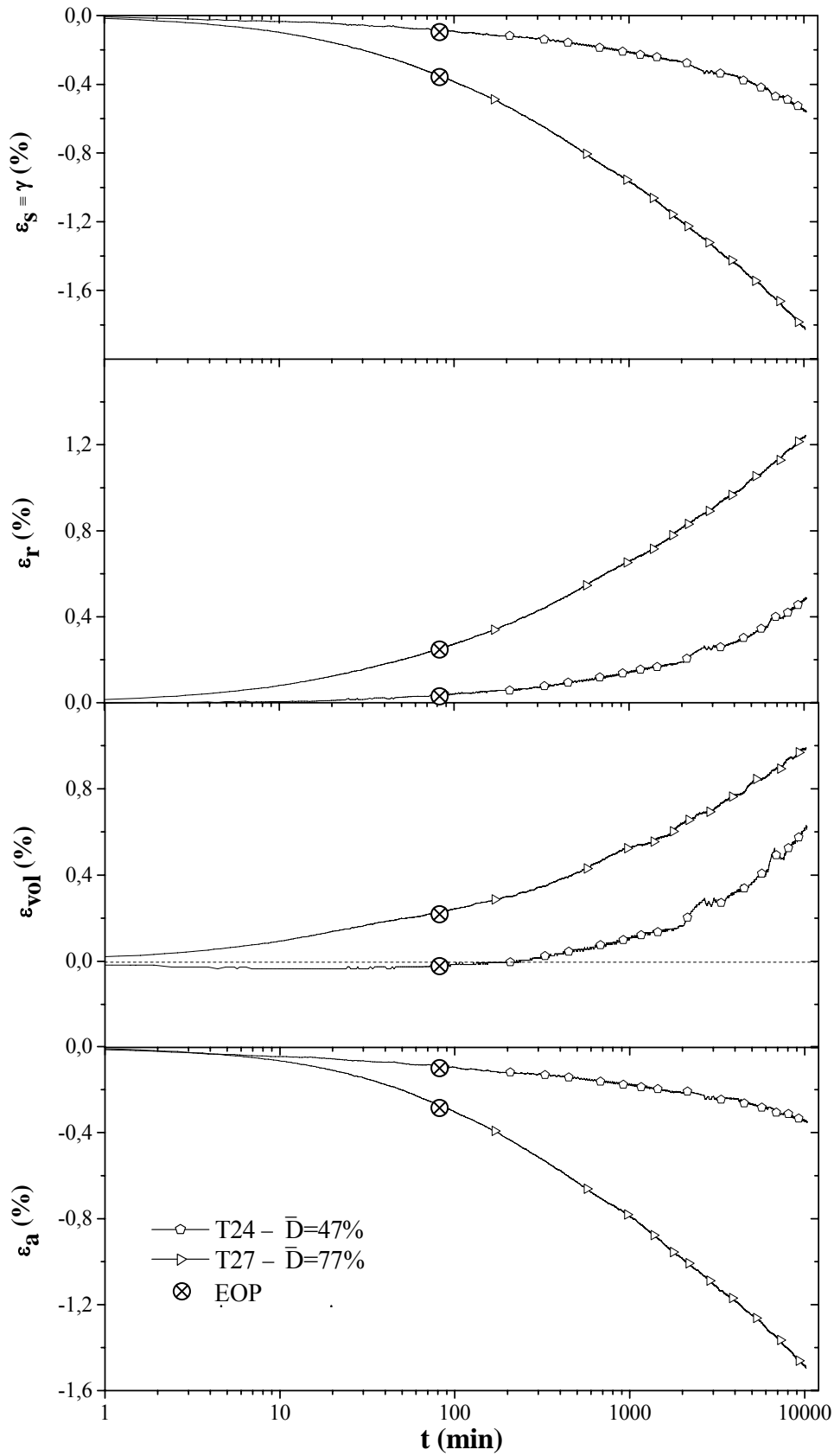


Figura 5.39 - Curvas  $(\varepsilon_a\text{-log}t)$ ,  $(\varepsilon_{vol}\text{-log}t)$ ,  $(\varepsilon_r\text{-log}t)$  e  $(\varepsilon_s\text{-log}t)$  observadas durante a fluência drenada nos ensaios tipo CIUE- $\bar{D}$ .

positivas (à exceção da fase de consolidação primária do ensaio T24), a que corresponde, segundo a convenção adoptada, uma redução do volume conseguida à custa da expulsão de água que ocupa os vazios do solo, ou seja, a fluência drenada é caracterizada globalmente por uma redução do índice de vazios. A esta redução de volume está essencialmente associada uma contracção radial (expressão 5.10), ainda que ocorra uma expansão axial. As extensões de corte foram obtidas por aplicação da expressão 5.11.

Tal como nos ensaios triaxiais de compressão com fluência drenada, também aqui se verifica que o módulo da taxa de variação das deformações decai no tempo, isto é, a velocidade de deformação diminui no tempo (Figura 5.38), tendendo para um valor constante e, ao que parece independente do nível de tensão de desvio aplicado na fase de fluência. Este facto não é tão expressivo na Figura 5.39, onde se regista que a taxa de variação das deformações com o logaritmo do tempo (em módulo) parece tender para um valor constante, e também agora independente do nível de tensão de desvio aplicado (sendo este facto mais expressivo na extensão volumétrica). Contudo, a comprovação desta tendência necessita de ensaios triaxiais de extensão com fase de fluência drenada de maior duração temporal. O ponto correspondente ao fim da consolidação primária (indicado na Figura 5.39 por EOP), foi determinado aproximadamente tomando-se por válidas as condições consideradas para os ensaios triaxiais de compressão com fluência drenada.

Não obstante o comportamento observado nos ensaios triaxiais de extensão com fluência drenada, dever-se-ão ter presentes as limitações inerentes aos ensaios triaxiais de extensão, nomeadamente os erros relacionados com a concentração de deformações na zona de adelgaçamento das amostras, tal como o referido na secção 5.4.2.

## 5.6 – Principais conclusões do Capítulo 5

A avaliação do comportamento tensão-deformação-resistência ao corte do depósito de solos moles do Baixo Mondego, foi realizada mediante o recurso a amostras reconstituídas em laboratório (a partir do solo recolhido à profundidade de 2,5m, local experimental da Quinta da Foja), não obstante os óbvios condicionalismos inerentes a esta opção. Contudo, tendo presente o estudo conduzido por Coelho (2000) sobre amostras intactas e reconstituídas, onde se concluiu ser idêntico, em termos gerais, o comportamento exibido por ambas as amostras, é aceitável a opção tomada (com as vantagens adicionais de redução das incertezas envolvidas, quer no que respeita à perturbação, quer quanto à variabilidade de composição e propriedades das amostras). O estudo apenas incidiu sobre amostras no estado normalmente consolidado ( $OCR = 1$ ) dada ser esta a situação geral do depósito em estudo. O corte triaxial foi executado com deformação controlada, o que permite uma melhoria apreciável dos resultados, em especial, quando próximo do estado crítico.

As amostras utilizadas nos ensaios triaxiais apresentam reduzida variabilidade em termos de estado físico e características de identificação, podendo-se tomar por qualitativamente idênticas, ou seja, é válida a análise conjunta de resultados. O solo reconstituído no estado normalmente consolidado é caracterizado por um coeficiente de impulso em repouso próximo de 0,4, valor este em perfeita sintonia com os obtidos em ensaios de campo (Capítulo 3), assegurando-se desta forma a reprodutibilidade de comportamento por parte das amostras reconstituídas, pelo menos no que ao  $K_0$  diz respeito.

O estudo conduzido ao longo do capítulo permite concluir que o solo apresenta uma resistência, em termos de tensões efectivas ( $\phi'_{cc} = 37^\circ$  em compressão;  $32^\circ$  em extensão), muito superior à que seria de esperar face às suas características de plasticidade, sendo, contudo, perfeitamente justificada pela composição granulométrica predominantemente siltosa com areia, responsável pela elevada componente atritiva da resistência ao corte. Os resultados obtidos mostram a não existência de uma linha de estado crítico global, ainda que tenha sido possível definir, a menos das inevitáveis incertezas experimentais, uma linha de estado crítico em compressão ( $\Gamma_c = 3,24$ ;  $\lambda_c = 0,20$ ), e outra em extensão ( $\Gamma_e = 3,21$ ;  $\lambda_e = 0,20$ ), independentes do tipo de consolidação. As trajectórias de tensões efectivas seguidas nos diversos ensaios triaxiais realizados definem superfícies de estado limite dependentes do tipo de consolidação e de solicitação. Assim sendo, não se comprova a existência de uma única superfície de estado limite que englobe todos os tipos de consolidação e solicitação, conforme o idealmente proposto por Atkinson e Bransby (1978).

Quando as amostras de solo reconstituído são submetidas a fluência drenada, verifica-se existir a manutenção da linha de estado crítico, ocorrendo um aumento da tensão de corte na rotura fruto da redução do índice de vazios suscitada pela fluência drenada (crescendo este efeito com a tensão de desvio aplicada na fluência). Durante a fluência drenada, verificou-se que as deformações aumentam com o nível de tensão de desvio aplicado. A taxa de variação das deformações decai no tempo, tendendo para um valor constante e independente do nível de tensão de desvio aplicado (na representação semi-logarítmica), possibilitando deste modo a sua fácil modelação (ainda que para os ensaios de fluência drenada em extensão seja necessário incrementar o tempo de análise).



## parte II

### **ESTUDO DA ESTABILIZAÇÃO DO SOLO MOLE DO BAIXO MONDEGO PELA TÉCNICA DE *DEEP MIXING***



## DEFINIÇÃO DE PROCEDIMENTO LABORATORIAL DE PREPARAÇÃO DE AMOSTRAS

### 6.1 – Introdução

Com este capítulo inicia-se o estudo do comportamento mecânico do solo mole do Baixo Mondego melhorado quimicamente pela mistura *in situ* com ligantes (técnica designada na literatura inglesa por *deep mixing*). Fruto das interações de natureza físico-química que se estabelecem entre as partículas do solo, o(s) ligante(s) e a água, surge um novo material de comportamento mecânico diferente do solo original. Tal como referido no Capítulo 2 (Quadro 2.3), são vários os factores que determinam o comportamento mecânico deste novo material, nomeadamente as características do(s) ligante(s) e do solo original, assim como as condições de mistura e de cura. Dada a complexidade das interações físico-químicas e o elevado número de factores que influenciam a mistura *in situ* do solo com ligantes, não é possível prever, à luz do actual estado do conhecimento, qual o comportamento mecânico do solo melhorado sem o recurso a estudo laboratorial (EuroSoilStab, 2001; EN 14679, 2005).

O objectivo último da investigação laboratorial é a identificação do(s) melhor(es) ligante(s) a misturar com o solo em estudo, assim como definir a dosagem com que este(s) participa(m) na mistura, tendo por base critérios técnico-económico-ambientais. Os ensaios laboratoriais a serem realizados dependem das exigências funcionais especificadas para o solo melhorado quimicamente, podendo englobar a caracterização de propriedades como a resistência, a rigidez, a compressibilidade e a permeabilidade. Estes ensaios laboratoriais são conduzidos sobre amostras preparadas em laboratório, devendo a sua preparação obedecer a determinados critérios de modo a garantir a homogeneidade e reprodutibilidade das amostras, bem como assegurar, na medida do possível, a reprodução das condições de campo (Correia *et al.*, 2008).

Neste capítulo, foca-se a atenção nos aspectos relacionados com a definição do

procedimento laboratorial a adoptar na preparação de amostras de solo mole do Baixo Mondego melhorado quimicamente pela mistura com ligantes, por forma a se obterem amostras qualitativa e quantitativamente semelhantes entre si. Sendo o solo original parte integrante da técnica de melhoramento, o solo em estudo deverá ser objecto de intensa caracterização geológica-geotécnica, a partir da qual se podem retirar importantes indicações acerca dos ligantes, e respectivas dosagens, que potencialmente melhor interagem com o solo no processo de melhoramento (EuroSoilStab, 2001). Assim sendo, o capítulo inicia-se com a descrição dos materiais interessados no melhoramento químico do solo mole do Baixo Mondego, nomeadamente o solo original e os ligantes utilizados no estudo.

Uma clarificação é devida quanto à aplicação em laboratório da técnica de melhoramento químico de um solo pela sua mistura com ligante(s), a qual pode ser classificada como de estabilização ou de reforço (Capítulo 2). Uma vez que em laboratório todo o volume da amostra é melhorado, a técnica é classificada como técnica de estabilização. Assim sendo, de agora em diante, a aplicação laboratorial da técnica de melhoramento químico de um solo será designada simplesmente por técnica de estabilização e, o novo material daí resultante será designado por solo estabilizado.

## 6.2 – Descrição dos materiais

A aplicabilidade da técnica de *deep mixing* ao solo mole do Baixo Mondego é fortemente dependente das características intrínsecas dos materiais envolvidos, nomeadamente, solo e água natural, bem como do(s) ligante(s) a misturar, devendo os mesmos ser devidamente caracterizados, conforme o especificado em Carlsten e Ekström (1997), JGS 0821 (2000), EuroSoilStab (2001), Kitazume e Terashi (2002) e EN 14679 (2005). Seguidamente apresentam-se as principais características dos diversos materiais envolvidos na estabilização do solo mole do Baixo Mondego.

### 6.2.1 – Solo natural

O depósito de solos moles do Baixo Mondego, local experimental da Quinta da Foja, foi objecto de extensa caracterização geológica-geotécnica conforme o descrito nos Capítulos 3, 4 e 5. Trata-se de um depósito aluvionar geologicamente muito recente, com uma espessura na ordem dos 23m, apresentando uma composição mineralógica relativamente uniforme em profundidade mas com algumas variações granulométricas fruto da alteração das condições hidrológicas e, conseqüentemente, de deposição ao longo dos tempos. Face à relativa uniformidade do depósito e a constrangimentos de natureza económica, foi decidido proceder à recolha de uma amostra de grande volume ( $\approx 2\text{m}^3$ ) à profundidade de 2,5m, em detrimento da recolha a diferentes profundidades de amostras de volume significativo. Esta amostra de

grande volume constitui a base para o estudo da estabilização do solo mole do Baixo Mondego pela técnica de *deep mixing*.

O solo à profundidade de 2,5m foi exaustivamente estudado mediante o recurso a ensaios de campo e de laboratório, estes últimos baseados tanto em amostras intactas, como em amostras reconstituídas. Desses estudos, apresentados ao longo dos Capítulos 3, 4 e 5, um resumo dos parâmetros mais importantes sob o ponto de vista da estabilização do solo é apresentado no Quadro 6.1.

Quadro 6.1 – Principais características físicas e composição química do solo em estudo.

<b>Características Físicas</b>										
Composição mineralógica	$G_s$	$w_{nat}$ (%)	$e_{nat}$	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	Granulometria (%)	Plasticidade (%) (estado natural)	OM (%)			
quartzo, feldspato K, micas, vermiculite, ilite e clorite de ferro	2,555	80,87	2,11	14,56	argila = 8 a 12 silte $\approx$ 71 areia = 17 a 21	$w_L$ = 71,0 $w_P$ = 42,8 IP = 28,2	8			
<b>Composição química</b>										
Perda ao rubro	SiO <sub>2</sub> (%)	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	CaO (%)	MgO (%)	Na <sub>2</sub> O (%)	K <sub>2</sub> O (%)	pH (-)	TOC (%)	CTC <sub>ef</sub> (cmol(+)/kg)
11	62	16	4,8	0,74	1,1	0,9	3	3,5	2,79	11

Embora não sendo de esperar variações significativas das principais características do solo à profundidade de 2,5m, procedeu-se à homogeneização da amostra antes de se iniciar o estudo relativo à estabilização do solo, tal como o preconizado em Carlsten e Ekström (1997), JGS 0821 (2000), EuroSoilStab (2001), Kitazume e Terashi (2002) e EN 14679 (2005).

A amostra de grande volume foi transportada para laboratório em duas caixas de aproximadamente 1m<sup>3</sup> cada, encontrando-se protegidas da perda de água por filme plástico e manga plástica. Uma vez em laboratório, procedeu-se à imediata homogeneização de parte da amostra de grande volume, procurando deste modo evitar alterações significativas das principais características do solo natural. Tomaram-se cerca de 1 000kg de solo, o qual foi dividido em duas partes (Figura 6.1). Tendo por objectivo facilitar a desagregação do solo e garantir a sua correcta homogeneização, procedeu-se, numa primeira fase, à mistura manual, alternando períodos de mistura de cada uma das partes, com a mistura de ambas as partes numa terceira caixa auxiliar. Numa segunda fase, a massa de solo foi sujeita a mistura mecânica em betoneira<sup>1</sup> de eixo vertical, produzindo-se a massa de solo homogeneizada apresentada na Figura 6.1 g). Esta massa de solo foi armazenada em 7 caixas, 5 de 0,05m<sup>3</sup> e 2 de 0,3m<sup>3</sup> de capacidade, encontrando-se protegida da perda de água mediante a aplicação de filme plástico isolante e, armazenamento em câmara termohigrométrica à temperatura de

<sup>1</sup> Betoneira de eixo vertical da marca IMER, modelo MIX 240, tendo sido utilizada na mistura uma velocidade de rotação de 52 rpm.

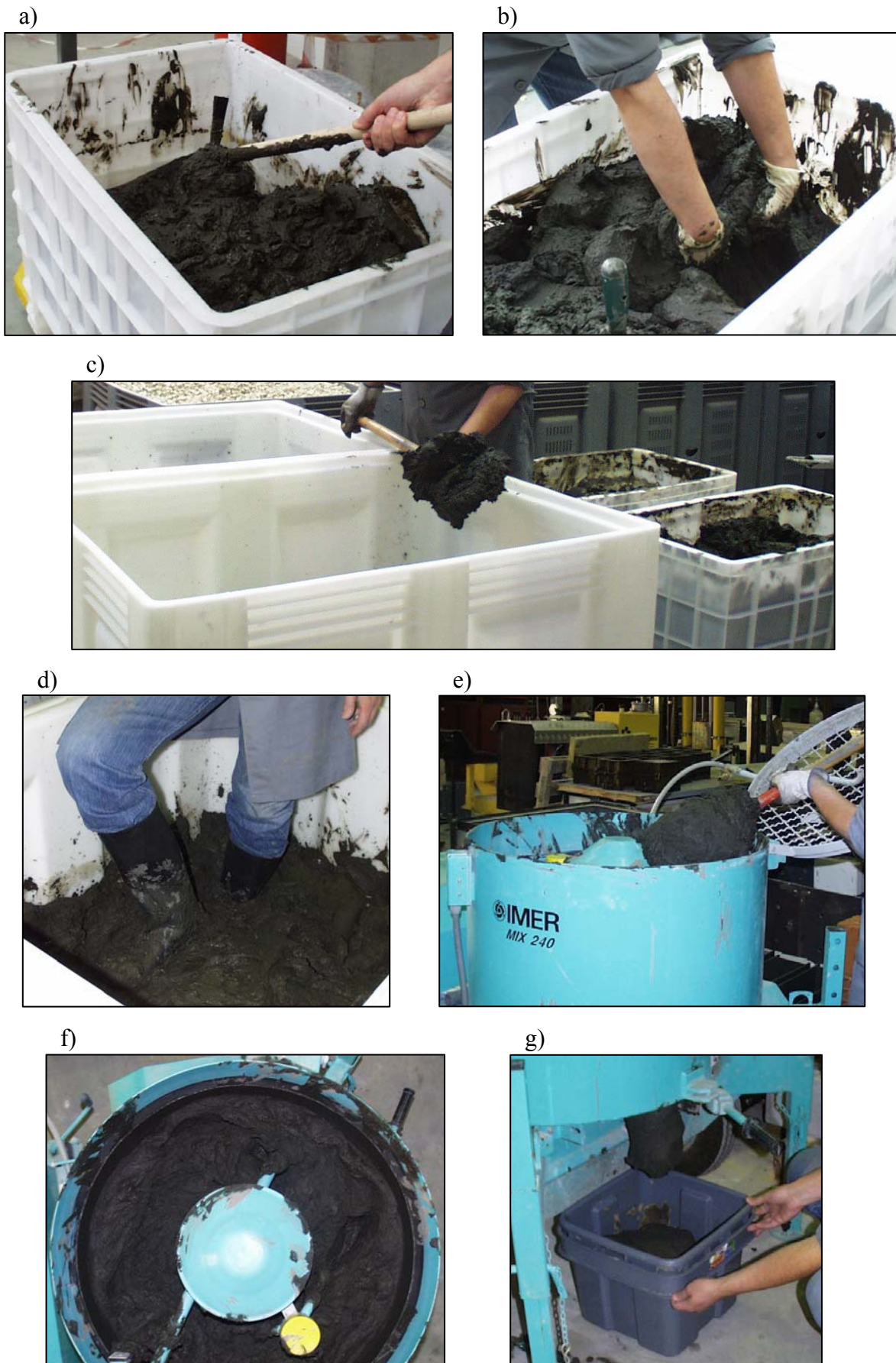


Figura 6.1 – Homogeneização do solo – diferentes fases: a) a g).

20±2°C e humidade relativa de 95±5%, até à data da sua utilização. Durante todo o processo de homogeneização procedeu-se ao controlo do teor em água, tendo-se adicionado água da rede pública sempre que o mesmo foi requerido (o que aconteceu na fase inicial e numa pequena quantidade).

Imediatamente a seguir à produção da amostra homogeneizada procedeu-se à recolha de pequenas tomas de solo, a partir das 7 caixas de armazenamento, para aferir a qualidade da homogeneização, tendo para tal utilizado como critérios o teor em água e a análise granulométrica. Relativamente ao teor em água, avaliado segundo a NP 84 (1965), os valores medidos apresentaram variações face ao teor em água natural do solo inferiores a 1%. Quanto à composição granulométrica, as amostras analisadas exibem um fuso granulométrico muito estreito, conforme o apresentado nas Figuras 3.14 e 3.15 (amostras identificadas por ARm). Em resumo, pode-se considerar que, com base nos critérios adoptados, a amostra é de muito boa qualidade no que respeita à homogeneização.

Convém referir que imediatamente antes da utilização do solo homogeneizado armazenado em cada uma das caixas, se procedeu sempre ao controlo do teor em água (tendo-se adicionado água de rede pública sempre que tal se justificou). Deste modo, garante-se que todas as amostras de solo exibem igual teor em água antes da aplicação da técnica de estabilização, servindo também este controlo como meio de aferição das condições de armazenamento no tempo. Dos valores medidos, a variação máxima, por defeito, foi inferior a 2% relativamente ao teor em água natural do solo, aumentando a variação com o tempo de armazenamento (o qual atingiu o valor de 2 anos). Face às pequenas variações encontradas, pode-se tomar por boas as condições de armazenamento da amostra homogeneizada.

### **6.2.2 – Água natural**

A água existente num solo desempenha um papel fundamental no processo de estabilização do mesmo. A sua importância advém do facto de as reacções de hidratação dos ligantes “consumirem” água livre existente nos vazios do solo, assim como do facto de sais e matéria orgânica nela dissolvida influenciarem as interacções físico-químicas que se estabelecem entre os ligantes e as partículas sólidas do solo.

No estudo laboratorial de estabilização do solo mole do Baixo Mondego à profundidade de 2,5m foi utilizada a água existente no solo natural, tendo sido adicionada água da rede pública quando tal foi requerido. Optou-se por este procedimento, em detrimento da adição de água natural, uma vez que é de enorme dificuldade garantir a manutenção das características da água natural armazenada por longos períodos de tempo. O procedimento adoptado encontra-se em conformidade com o disposto em JGS 0821 (2000) e EuroSoilStab (2001), admitindo-se que a água da rede pública adicionada (em pequena quantidade) não influencia sobremaneira o processo de estabilização do solo.

As principais características da água natural e da água da rede pública utilizada encontram-se descritas no Quadro 6.2, tendo por base o estudo apresentado no Capítulo 3 e, análises da qualidade da água publicadas pela empresa “Águas de Coimbra” referente ao período 01-07-2007 a 30-06-2009.

Quadro 6.2 – Principais características da água natural e da água da rede pública.

<b>Água natural</b>										
pH (-)	Cl <sup>-</sup> (mg/l)	TOC (mg/l)	N (%)	Na (mg/l)	K (mg/l)	Ca (mg/l)	Mg (mg/l)	Al (mg/l)	Fe (mg/l)	Mn (mg/l)
7,83	114,41	210,70	0,32	90,40	25,79	176,24	50,87	0,33	0,43	1,20

<b>Água da rede pública</b> (análises publicadas pela empresa “Águas de Coimbra”: 01/Jun/07 a 30/Jun/09)										
pH (-)	Cl <sup>-</sup> (mg/l)	TOC (mg/l)	N (mg/l)	Na (mg/l)	Ca (mg/l)	Mg (mg/l)	Al (mg/l)	Fe (mg/l)	Mn (mg/l)	
6,7-8,7	10,6-13,1	0,2-2,7	< 0,05	8,7-10,1	2,7-11,3	2,5-6,4	< 0,02	< 0,4	< 0,1	

### 6.2.3 – Ligantes

Os ligantes adicionados ao solo no processo de melhoramento químico desempenham papel primordial, uma vez que desencadeiam interações de natureza físico-química com as partículas do solo e a água envolvente, conduzindo à alteração do comportamento mecânico do material daí resultante. A escolha dos ligantes a utilizar no processo de melhoramento químico deve atender às características físicas e composição química do solo original (EuroSoilStab, 2001), às exigências especificadas em projecto e, não menos importante, a critérios de natureza económica e ambientais.

Os ligantes tradicionalmente utilizados na prática são, na grande maioria dos casos, o cimento Portland e a cal viva. Contudo, desde os anos 90 do século passado tem-se assistido a um crescente desenvolvimento e aplicação de novos ligantes, motivado por razões de natureza técnico-económicas e/ou ambientais (Kitazume e Terashi, 2002; Janz e Johansson, 2002; Edil e Staab, 2005), sendo hoje frequente a aplicação de cinzas volantes, ou escórias granuladas de alto forno entre outros, em combinação com o cimento Portland.

Dada a natureza científica do presente trabalho, e uma vez que à data da realização do presente estudo, a técnica de *deep mixing* não havia sido aplicada ao depósito de solos Moles do Baixo Mondego, foi decidido basear a escolha dos ligantes a utilizar num critério bastante amplo, procurando englobar a generalidade dos ligantes identificados na bibliografia e para os quais exista disponibilidade no mercado nacional.

Atendendo às características físicas e composição química do solo em estudo e aos trabalhos apresentados por Åhnberg *et al.* (1995), Carlsten e Ekström (1997), JGS 0821 (2000), EuroSoilStab (2001), Axelsson *et al.* (2002), Janz e Johansson (2002), Kitazume e Terashi (2002), Åhnberg *et al.* (2003), Edil e Staab (2005) e EN 14679 (2005), é expectável



que os ligantes que potencialmente melhor estabilizem o solo sejam o cimento Portland, isolado ou misturado com escória granulada de alto forno ou cinzas volantes, aplicado em dosagens compreendidas entre os 100 a 200kg/m<sup>3</sup>. Dada a natureza orgânica do solo em estudo, é de esperar que as cais (viva ou hidráulica) exibam pequeno efeito estabilizador, o qual se reduz com o aumento do teor em matéria orgânica (EuroSoilStab, 2001; Axelsson *et al.* 2002; Janz e Johansson, 2002; Edil e Staab, 2005; EN 14679, 2005). A lista de ligantes considerados no estudo engloba outros aditivos, ou substitutos parciais do cimento Portland, tais como a pozolana natural, a sílica de fumo e o filer de calcário, com as vantagens técnicas, económicas e ambientais apontadas no Capítulo 2 (Anexo A). No Quadro 6.3 apresentam-se os 14 diferentes tipos de ligantes considerados no presente estudo, caracterizando-se os mesmos sob o ponto de vista das propriedades mais relevantes para a técnica de melhoramento químico do solo em análise, ou seja, composição química e superfície específica (esta última correntemente designada na literatura dos cimentos por superfície específica Blaine). No Anexo E encontra-se uma descrição mais pormenorizada dos ligantes em análise.

Quadro 6.3 – Principal composição química e superfície específica Blaine dos ligantes em estudo (baseado em ensaios de controlo de qualidade do fabricante).

Ligante	Simbologia	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)
Cimento Portland CEM II/B-L 32,5 N	C32,5	58,58	16,52	4,40	2,38	2,24	3,26	459,7
Cimento Portland CEM I 42,5 R	CI42,5	63,02	19,70	5,23	2,99	2,38	3,18	321,5
Cimento Portland CEM II/A-L 42,5 R	CII42,5	60,84	18,03	4,80	2,78	2,30	3,49	433,4
Cimento Portland CEM I 52,5 R	C52,5	63,29	18,54	5,56	3,38	1,78	3,43	388,5
Cal Viva CL 90-Q	CV	≥ 95	≤ 0,5	≤ 0,2	< 0,2	≤ 1,0	-	-
Cal Hidráulica Natural 5 – NHL5	CH	-	-	-	-	-	2,99	-
Escória Granulada de Alto Forno	E	37,02	38,74	11,59	0,85	6,75	0,33	363,0
Cinzas Volantes de Compostilla	CZc	2,91	49,39	24,81	8,40	1,67	0,20	266,0
Cinzas Volantes do Pêgo	CZp	6,87	←	85,12	→	2,25	0,53	-
Cinzas Volantes de Sines	CZs	4,25	54,97	22,13	6,66	2,17	0,48	310,0
Pozolana Natural dos Açores	P	1,74	55,00	16,43	4,31	0,57	0,08	-
Sílica de Fumo Meyco MS610	SF-M	0,34	94,50	0,16	0,14	0,14	0	21 612,5
Sílica de Fumo Sikacrete P *	SF-S	*	*	*	*	*	*	*
Filer de Calcário Micro 100 AB	F	-	-	< 0,22	< 0,03	-	-	-

\* dados não fornecidos pelo fabricante.

No estudo foram considerados 4 diferentes tipos de cimentos Portland, correspondentes às 3 classes de resistência mecânica à compressão comuns no mercado nacional (32,5, 42,5 e 52,5 MPa). A incorporação no estudo do cimento Portland II/A-L 42,5 R visa a análise do efeito da incorporação de filler de calcário no fabrico do cimento em oposição à sua adição à *posteriori*. Estudaram-se 3 diferentes cinzas volantes, correspondentes a outras tantas diferentes origens, com o objectivo de analisar possíveis influências da sua composição química na estabilização do solo. A incorporação no estudo da sílica de fumo Sikacrete P, a qual contém na sua composição aditivos especiais superplastificantes, visa o estudo dos eventuais efeitos associados à adição de plastificantes no melhoramento químico do solo.

Os ligantes foram armazenados em local seco, no interior de barricas hermeticamente fechadas, encontrando-se protegidos da exposição à humidade, mesmo da existente no ar ambiente, e da exposição a elevadas temperaturas. As quantidades de ligantes que participam nas misturas foram apenas preparadas imediatamente antes da estabilização laboratorial do solo, evitando-se deste modo a degradação das suas propriedades fruto da exposição prolongada às condições ambiente.

## 6.3 – Procedimento laboratorial de preparação de amostras

### 6.3.1 – Introdução

A caracterização mecânica do solo mole do Baixo Mondego estabilizado pela técnica de *deep mixing* será realizada a partir de ensaios laboratoriais conduzidos sobre amostras preparadas em laboratório. A preparação destas amostras deve obedecer a determinados critérios de modo a garantir a homogeneidade e reprodutibilidade entre amostras (Correia *et al.*, 2008). Seguidamente apresenta-se o estudo conducente à definição do procedimento laboratorial a adoptar na preparação de amostras de solo estabilizado.

Actualmente existem vários documentos normativos que definem o procedimento laboratorial de preparação de amostras de solos estabilizados, sendo disso exemplo o documento de Carlsten e Ekström (1997) editado pela Sociedade Sueca de Geotecnia, a norma japonesa JGS 0821 (2000), as normas norte-americanas ASTM D 3551 (2002), ASTM D 4609 (2002), ASTM D 6236 (2004), e a norma europeia EN 14679 (2005). Dado não constituir objecto de estudo do presente trabalho a análise crítica dos diferentes procedimentos laboratoriais apresentados nos vários documentos normativos, apenas se apresentará com detalhe o procedimento laboratorial de preparação de amostras de solos estabilizados descrito na norma actualmente em vigor em Portugal, EN 14679 (2005) – “*Execution of special geotechnical works – Deep Mixing*”. Esta norma estabelece os princípios de execução, ensaio e controlo de trabalhos geotécnicos relativos à estabilização de solos. O anexo B da norma remete a preparação laboratorial de amostras para o documento

EuroSoilStab (2001) – “*Development of design and construction methods to stabilise soft organic soils. Design guide soft soil stabilization*”. O procedimento laboratorial de preparação de amostras aí descrito aplica-se a solos moles, com ou sem matéria orgânica, podendo ser estendido a solos siltosos ou arenosos. Nestes últimos casos, poderá ser necessário introduzir modificações ao procedimento laboratorial de preparação de amostras aí descrito com vista à garantia de produção de amostras de boa qualidade (quer em termos qualitativos, quer quantitativos).

Seguidamente apresenta-se em detalhe o procedimento laboratorial de preparação de amostras de solos estabilizados descrito na secção 6.4 do documento EuroSoilStab (2001).

### 6.3.2 – Procedimento laboratorial EuroSoilStab (2001)

O procedimento laboratorial de preparação de amostras de solo estabilizado descrito no documento EuroSoilStab (2001) é simples, consistindo na mistura mecanizada do solo com ligante(s) seguida da sua compactação estática em molde cilíndrico. Os materiais envolvidos na estabilização laboratorial, solo natural, água e ligantes, encontram-se descritos ao longo da secção anterior (6.2). O equipamento requerido à preparação laboratorial de amostras de solo estabilizado encontra-se sumariado no Quadro 6.4.

Quadro 6.4 - Equipamento para a preparação laboratorial de amostras de solo estabilizado (adaptado de EuroSoilStab, 2001).

Equipamento	Notas
Misturadora de grande capacidade	Homogeneização de todo o solo a ser usado no estudo laboratorial
Misturadora	Capacidade suficiente para a preparação de pelo menos uma amostra
Molde cilíndrico	A altura do molde deverá ser pelo menos o dobro do diâmetro interno. Os topos devem ser planos e perpendiculares ao eixo do molde. O molde pode ser cortado em duas partes segundo o alinhamento longitudinal, ou em alternativa, pode ser untado interiormente com vaselina desde que esta não influencie as propriedades da amostra estabilizada
Garfo	Com os dentes dobrados tal que façam um ângulo recto entre si
Peça compactadora	Placa circular em aço capaz de aplicar a pressão de compactação (100 kPa). Deverá existir uma folga de 5 mm entre o diâmetro da placa e o diâmetro interno do molde (valor este definido para um molde de diâmetro interno igual a 50mm, a que corresponde uma relação de áreas de 0,81).
Elementos porosos	Pedra porosa ou geossintético com a função de drenagem

O procedimento laboratorial referente à preparação de amostras de solo estabilizado descrito no documento EuroSoilStab (2001) comporta as seguintes fases, encontrando-se o mesmo exemplificado na Figura 6.2.

- 1) homogeneização do solo em misturadora de grande capacidade (tal como o referido na secção 6.2.1);

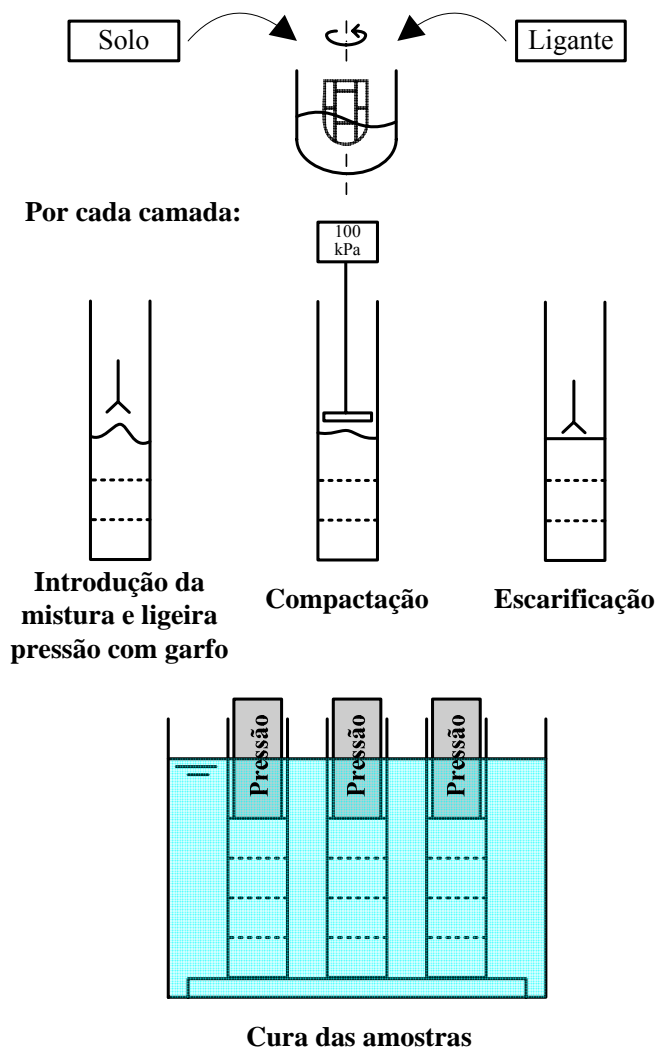


Figura 6.2 – Procedimento laboratorial de preparação de amostras de solo estabilizado segundo EuroSoilStab (2001) (adaptado de Correia *et al.*, 2008).

- 2) preparação do ligante: quando este consiste na mistura de 2 ou mais ligantes, a mistura deverá ser efectuada com os ligantes a seco na quantidade requerida. No caso de se recorrer à mistura húmida, após a prévia mistura a seco dos ligantes, adiciona-se a água requerida na razão água/ligante especificada produzindo-se uma calda;
- 3) mistura: transfere-se para o balde misturador a quantidade de solo respeitante a pelo menos uma amostra, adicionando-se de seguida o ligante na dosagem pretendida. A mistura é efectuada até que a massa se apresente visualmente homogénea, anotando-se o tempo de mistura e a velocidade de rotação da pá misturadora. No final da mistura, controla-se o teor em água da mesma. Cuidados devem ser tidos de modo a se evitar a secagem da mistura antes da sua introdução no molde, o que deve acontecer nos 30 minutos imediatamente seguintes ao fim da mistura;
- 4) compactação da mistura no molde: colocação de um elemento poroso na base do molde seguido da introdução no molde da mistura em camadas, tal que a espessura de cada camada seja no máximo metade do diâmetro interno do molde (em geral 4 a 6

camadas são suficientes). Para cada camada procede-se da seguinte forma: introdução da mistura no molde; aplicação de leve pressão por meio de garfo, procurando-se eliminar bolhas e bolsas de ar existentes na mistura; com a peça compactadora aplicação estática da pressão de 100 kPa durante 2 segundos por 3 vezes; leve escarificação da superfície da camada com garfo, passando-se à camada seguinte. Após a construção das diversas camadas, limpa-se o interior do molde remanescente e aplica-se o elemento poroso de topo. Caso a mistura se apresente num estado fluído, esta poderá ser introduzida no molde de uma só vez e sem qualquer compactação;

- 5) armazenamento do molde com a amostra: durante o período especificado para a cura, o molde com a amostra são armazenados em câmara com temperatura controlada (18 a 22 °C), ou em alternativa, depositados na posição vertical num tanque cheio com água e à temperatura de 18 a 22 °C. Pode-se aplicar uma pressão no topo da amostra, registando-se a deformação vertical imediatamente após a aplicação da carga, e depois, uma vez por dia até que cesse a deformação.

A aplicação, o mais cedo quanto possível, de uma pressão (sobrecarga) ao solo estabilizado resulta em geral numa melhoria da resistência, pelo que, tanto em laboratório como em obra tal procedimento deve ser adoptado (EuroSoilStab, 2001). A sua materialização em laboratório é, em geral, efectuada mediante a aplicação de cargas às amostras estabilizadas durante o processo de cura, enquanto que em campo, pode-se recorrer à construção de uma camada de aterro com espessura tal que não coloque em causa a estabilidade do conjunto.

- 6) extracção da amostra: após o período de cura especificado, remove-se a amostra do interior do molde, operação que deve ser efectuada com especiais cuidados de modo a minimizar a perturbação da amostra. Corta-se um provete com a altura desejada, corte esse feito segundo a perpendicular ao eixo da amostra, rectificando se necessário os seus topos (por exemplo, mediante a aplicação de fina camada de gesso de endurecimento rápido);
- 7) elaboração de um relatório onde se especifica todas as condições de preparação da amostra.

Para a produção de amostras conforme o procedimento especificado no documento EuroSoilStab (2001), foi necessário adquirir e fabricar diversos equipamentos laboratoriais auxiliares, os quais se passam de seguida a descrever.

Para se proceder à mistura solo-ligante adquiriu-se uma batedeira-misturadora profissional de eixo vertical tipo planetário, da marca Sammic, modelo BM11 (II) (Figura 6.3), com a potência de 550W, a qual permite a adopção de 7 diferentes velocidades de rotação (85, 114, 142, 171, 200, 228 e 257 rpm). A mistura é realizada com pá misturadora do tipo paleta (em alumínio) em balde misturador (em aço inox) de 10 litros capacidade. Quer a pá, quer o balde misturador são fabricados em materiais que asseguram a não reactividade com os materiais envolvidos na estabilização do solo, nomeadamente os ligantes.



Figura 6.3 - Batedeira-misturadora da marca Sammic, modelo BM11 (II).

As amostras exibem um diâmetro de 101,6mm definido pelo diâmetro interno do tubo em PVC utilizado na produção dos moldes, os quais possuem uma altura total de 600mm. A altura dos moldes foi definida com base na altura inicial das amostras, a qual se estimou não ultrapassar os 400mm, acrescida de pelo menos 200mm livres os quais servirão de guia para a aplicação de pressões verticais às amostras durante a cura. Entre os 400 e os 500mm efectuou-se um corte longitudinal nos moldes com uma abertura de 5mm, o qual permite a inundação da amostra pelo topo quando imersa em tanque cheio com água (Figuras 6.4 e 6.5).

A compactação da mistura no molde é realizada por meio da vara em aço com 92mm de diâmetro (definida para igual relação de áreas conforme EuroSoilStab, 2001, Quadro 6.4, a que corresponde um folga lateral de  $\approx 10$ mm), a qual possui um sistema de guias com ajuste ao molde em PVC. Sobre esta vara é aplicada uma carga de 80kg, accionados por guincho eléctrico, correspondente à pressão estática de 100kPa. De forma a se garantir a verticalidade do conjunto, foi desenvolvido um sistema de encaixe entre a vara de aço e a carga de 80kg, bem como um tripé onde se fixa o molde em PVC (Figura 6.5).

Os moldes com as amostras são armazenados durante a cura no interior de um tanque cheio com água à temperatura de  $20 \pm 2$  °C. Recorreu-se a um contentor-paleta em PVC com as dimensões internas de 1120mm×920mm×605mm (comprimento×largura×altura). No seu interior construiu-se uma estrutura em aço inox, a qual possui na base uma chapa perfurada onde repousam os moldes com as amostras, existindo a diferentes alturas duas chapas que servem de guia para a manutenção das amostras na posição vertical durante o período de cura (Figuras 6.4 e 6.5). O tanque encontra-se no interior de sala com controlo termohigrométrico

(temperatura igual a  $20 \pm 2$  °C, e humidade relativa do ar igual a  $50 \pm 10\%$ ), sendo a temperatura da água monitorizada mediante o recurso a termopar tipo K, ligado a computador, com aquisição de leituras a cada 1 hora.

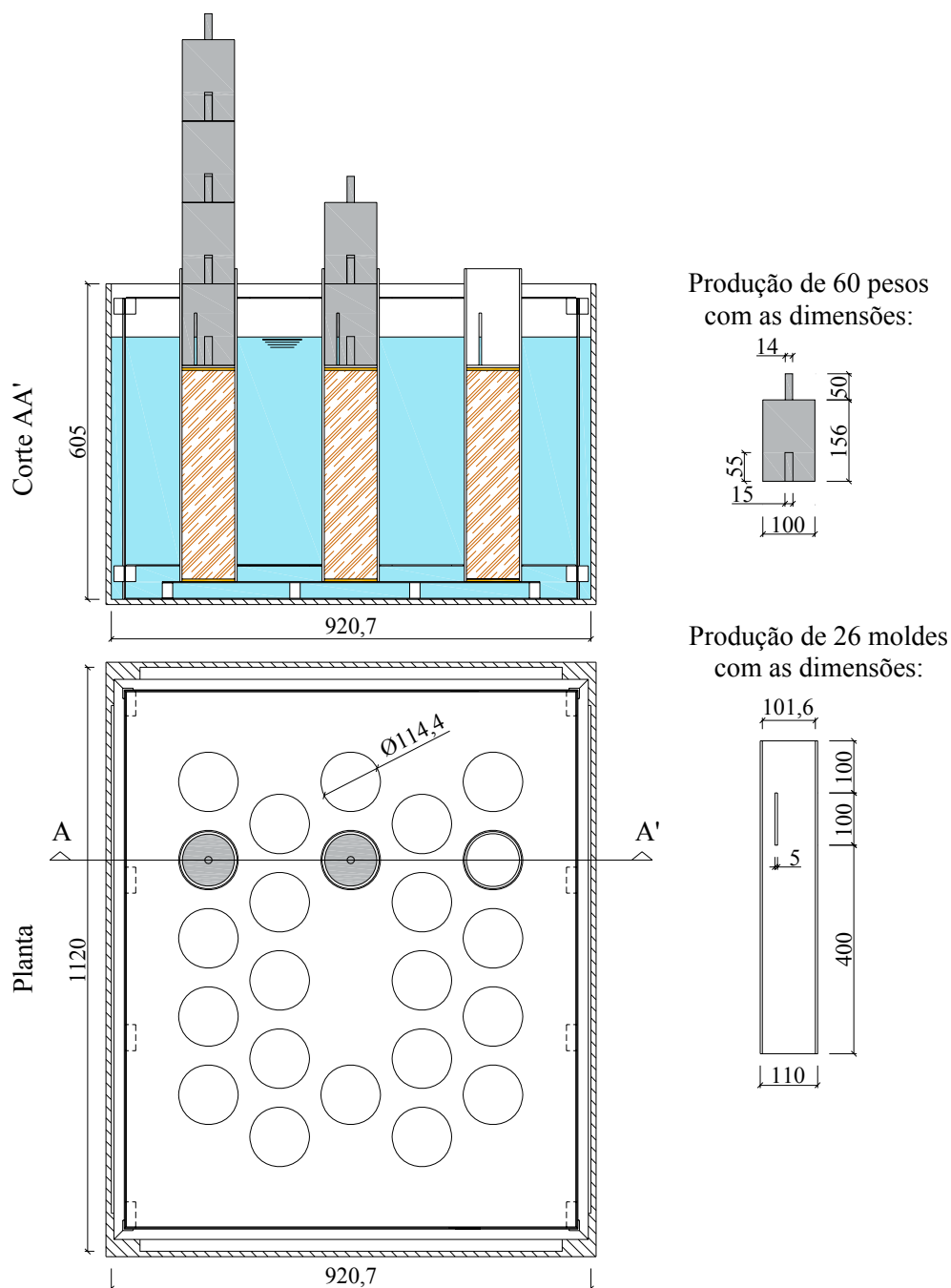


Figura 6.4 – Tanque de cura, moldes em PVC e pesos (todas as dimensões em mm).

Às amostras é possível aplicar uma pressão vertical durante o processo de cura, a qual é materializada por pesos cilíndricos em aço ferroso, protegidos da oxidação com a água por pintura com tinta Multipoxi, da Barbot. Cada peso cilíndrico possui um diâmetro de 100mm e uma altura de  $\approx 156$ mm, tendo-se construído um simples sistema de equilíbrio materializado por um perno no topo (com diâmetro de 14mm e um altura de 50mm), o qual encaixa no furo

existente na base do peso sobreposto (Figuras 6.4 e 6.5). O peso de cada cilindro foi controlado tal que o valor final fosse de  $9,670 \pm 0,010$  kg, a que corresponde uma pressão vertical sobre a amostra de aproximadamente 12kPa, igual à tensão efectiva vertical actuante aos 2,5m de profundidade no depósito de solos moles do Baixo Mondego, local experimental da Quinta da Foja. O sistema de encaixe e o comprimento livre do molde em PVC foram dimensionados para a sobreposição de até 4 pesos, o que permite a aplicação adicional das seguintes pressões: 24, 36 e 48 kPa, correspondentes, respectivamente, às profundidades 5, 7,5 e 10 m.

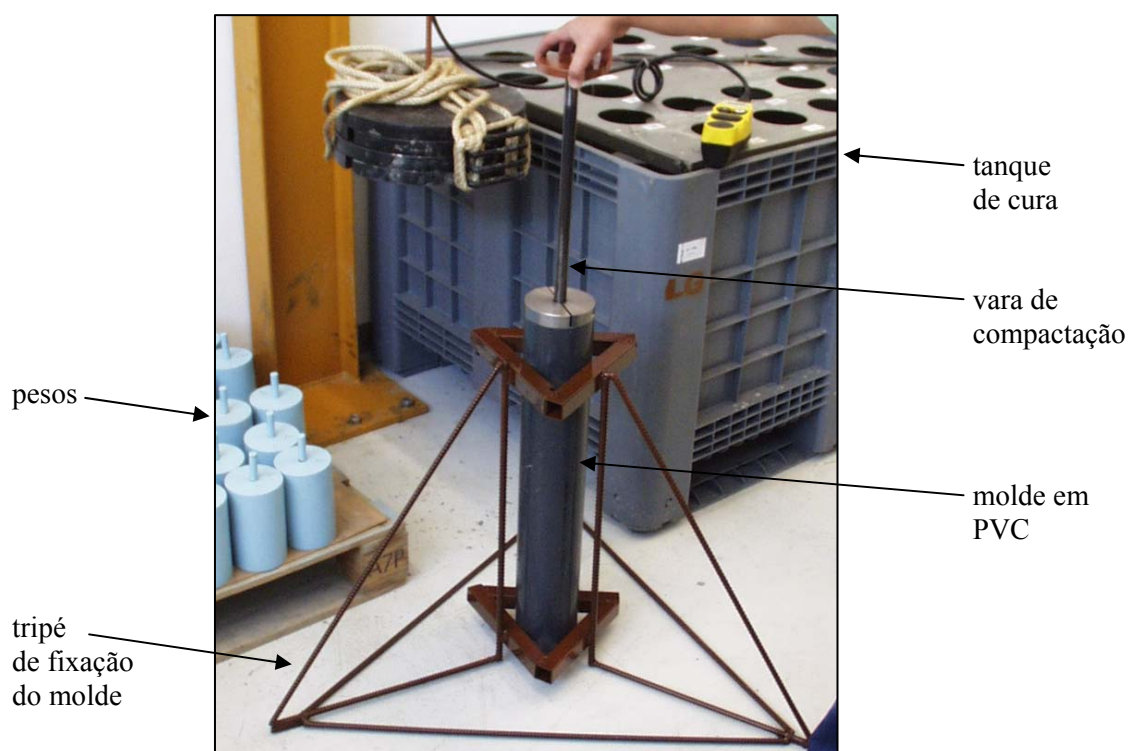


Figura 6.5 – Tripé, vara de compactação, tanque de cura, molde em PVC e pesos.

Seguidamente apresentam-se e discutem-se os resultados obtidos por aplicação directa do procedimento laboratorial acima descrito na estabilização do solo em estudo, focando a atenção na qualidade das amostras assim produzidas. Os critérios considerados na aferição da qualidade das amostras são a inspecção visual das mesmas, quer da sua face externa como do seu interior, o peso volúmico e a resistência à compressão não confinada ( $q_u$ ) avaliada em ensaios de compressão não confinada (UCS). Ainda que o tipo e quantidade de ligante possam influenciar a qualidade do procedimento laboratorial, esta foi aferida tendo por base apenas uma mistura de ligantes (a escolha dos ligantes baseou-se na quantidade armazenada em laboratório e na facilidade da sua obtenção).

O solo utilizado tem por base a amostra homogeneizada de grande volume (secção 6.2.1), caracterizada por um teor em água inicial de aproximadamente 80,87%. A quantidade de solo requerida na preparação de uma amostra é de aproximadamente 3,3 kg ( $\approx 0,0022\text{m}^3$ ). O ligante utilizado corresponde à mistura de dois ligantes, cimento Portland II/B-L 32,5 N e



cal viva, numa proporção 75/25, adicionado ao solo na quantidade de  $125\text{kg/m}^3$ , ou seja, na preparação de cada amostra são adicionadas  $0,274\text{kg}$  de ligante. A mistura foi realizada na bateadeira-misturadora Sammic, tendo-se adoptado uma velocidade de rotação (142 rpm) e um tempo de mistura (3 min) compatíveis com a produção de uma massa visualmente homogénea (EuroSoilStab, 2001). A mistura foi interrompida decorridos 1,5 min para soltar, com auxílio de espátula, a massa que entretanto tinha aderido à pá e às paredes internas do balde misturador. No final da mistura, a massa de solo assim produzida foi transferida para o interior de molde em PVC, com diâmetro interno de 101,6mm, o qual se encontrava untando pelo interior com vaselina, possuía na sua base uma fita em tecido perfurada (da marca Tesa) e um elemento drenante materializado por um geotêxtil não tecido (Polytex GF-150). A quantidade de solo estabilizado foi introduzida no molde em 6 camadas, com uma altura cada de aproximadamente 45mm, perfazendo uma amostra com altura total de 270mm. Sobre a amostra aplica-se um elemento drenante, igual ao da base, e 2 pesos cilíndricos, a que corresponde uma pressão de 24kPa (nesta fase não se procedeu ao registo da deformação vertical no tempo). Os moldes com as amostras foram armazenados durante o período de cura (variável entre 1 e 28 dias) na posição vertical no interior do tanque cheio com água e à temperatura de  $20\pm 2$  °C. Após o período de cura, procedeu-se à extracção das amostras recorrendo-se a um extractor hidráulico. Imediatamente de seguida moldou-se mediante corte uma amostra com altura de 200mm. O corte foi executado manualmente por serra de aço, auxiliado por molde em aço bipartido o qual serve de guia. Os topos da amostra são rectificadas por meio de espátula. Cada amostra é submetida a pesagem e inspecção visual, procedendo-se à avaliação do teor em água a partir das partes remanescente de cada provete. Para as amostras com 28 dias de cura realizaram-se também ensaios de compressão não confinada (caracterizados pela resistência à compressão não confinada,  $q_u$ ). Os resultados das amostras assim preparadas (EuroSoilStab, 2001) apresentam-se no Quadro 6.5 e na Figura 6.6.

Quadro 6.5 – Algumas características das amostras laboratoriais preparadas segundo o procedimento descrito no EuroSoilStab (2001).

<b>Inspeção Visual</b>	<b><math>\gamma</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b><math>q_u^{28 \text{ dias}}</math> (kPa)</b>
Superfície lateral: qualidade muito má a má Interior: qualidade muito boa	15,01 – 15,17	204 - 320

A aplicação do procedimento laboratorial de preparação de amostras apresentado no documento EuroSoilStab (2001), quando aplicado ao solo em estudo revelou-se pouco satisfatório, quer pela fraca reprodutibilidade (veja-se no Quadro 6.5 a grande variabilidade dos valores  $\gamma$  e  $q_u$ ), quer pela fraca qualidade das amostras obtidas, as quais apresentam elevada heterogeneidade caracterizada por cavidades de dimensões consideráveis na superfície lateral (Figura 6.6). A explicação para a fraca qualidade das amostras assim preparadas está relacionada com as características do solo em estudo, o qual difere dos solos

que serviram de base à elaboração do procedimento laboratorial apresentado no EuroSoilStab (2001), solos moles orgânicos homogêneos com elevados teores em água, nomeadamente turfas e lodos. Este facto encontra-se claramente exemplificado no trabalho de Åhnberg *et al.* (2003) aquando da estabilização de dois solos, a argila de Linköping ( $w_{\text{nat}} = 78\%$ ;  $w_L = 70\%$ ;  $w_P = 24\%$ ), solo com características muito semelhantes às do solo em estudo, e a turfa de Holma Mosse ( $w_{\text{nat}} = 220\%$ ;  $w_L = 170\%$ ;  $w_P = 64\%$ ). No primeiro caso, as amostras produzidas exibiam cavidades de dimensões consideráveis na superfície lateral, enquanto que no caso da turfa de Holma Mosse as amostras apresentavam visualmente a superfície lateral isenta de irregularidades.

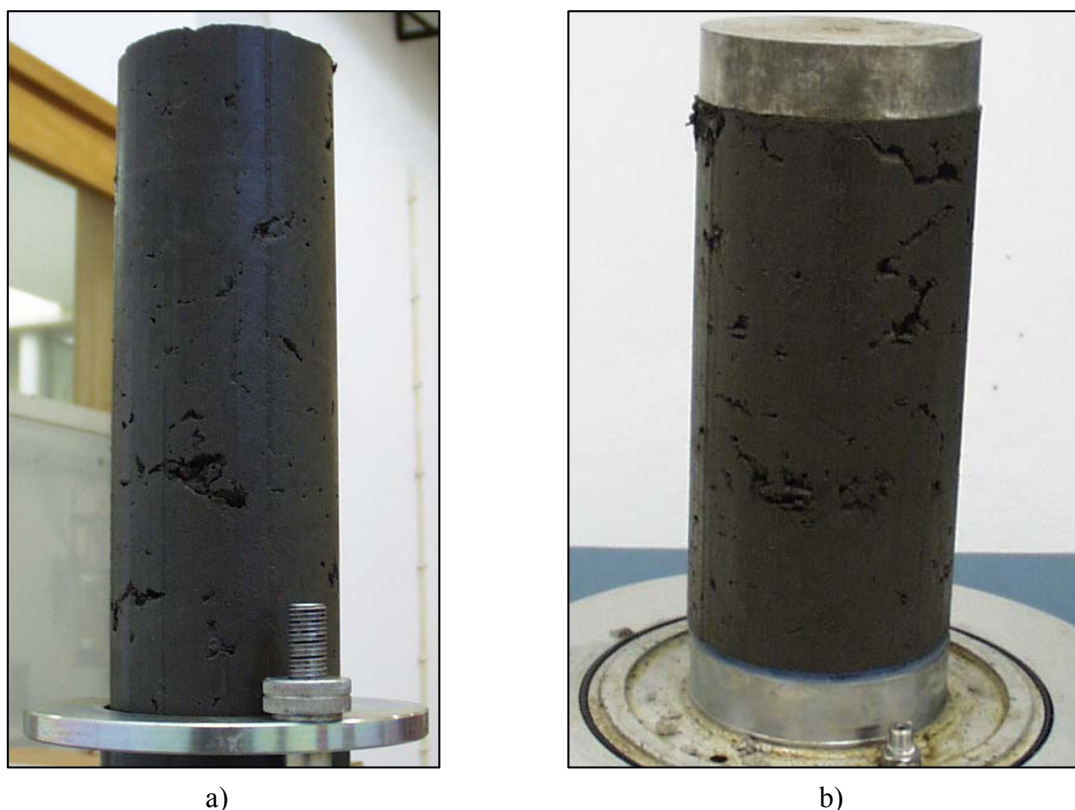


Figura 6.6 – Amostras laboratoriais preparadas segundo o procedimento descrito no EuroSoilStab (2001): a) amostra com 3 dias de cura; b) amostra com 28 dias de cura.

Outro aspecto que contribui para as deficiências encontradas prende-se com as dimensões da amostra (101,6 mm de diâmetro interno em vez dos 50 mm referenciados no EuroSoilStab, 2001), e a diferença existente ( $\approx 10$  mm) entre o diâmetro da peça compactadora e o diâmetro interno do molde, a qual é responsável por elevada perda de massa durante a aplicação da pressão de compactação (Correia *et al.*, 2008).

Para além das deficiências já referidas, acresce uma outra associada à perda de algum ligante ocorrida aquando do início da mistura mecânica (relacionada com o facto de o ligante adicionado se encontrar no estado seco).

Como consequência da fraca qualidade e reprodutibilidade das amostras, foi decidido realizar um estudo laboratorial complementar com vista à definição de um novo procedimento

laboratorial que conduza a resultados mais satisfatórios. Na secção seguinte apresenta-se esse estudo.

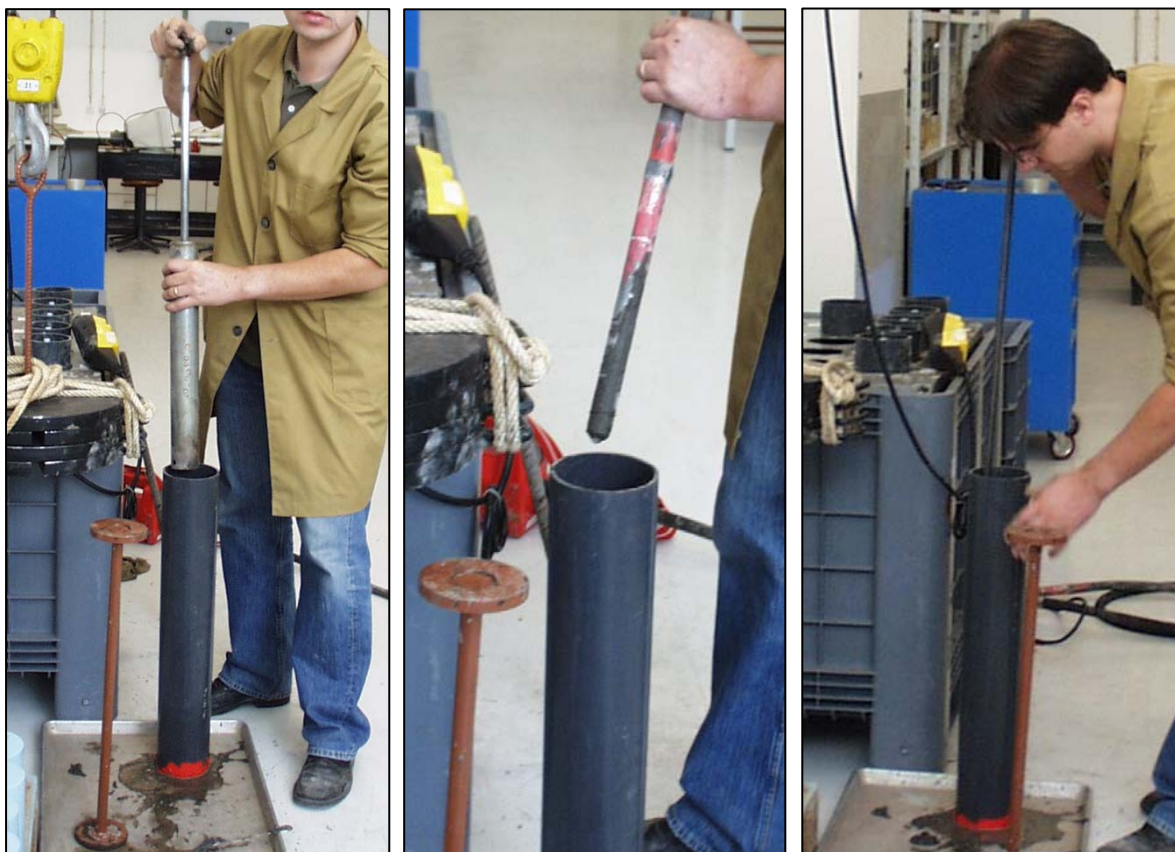
### 6.3.3 – Novo procedimento laboratorial

Foram várias as técnicas testadas com vista a reduzir a variabilidade e incrementar a qualidade das amostras estabilizadas preparadas em laboratório. Uma vez que a principal insuficiência associada ao procedimento descrito no EuroSoilStab (2001), se relaciona com a existência de cavidades de dimensões consideráveis na superfície lateral das amostras, dispersas de uma forma aleatória, foi decidido investigar novas técnicas de introdução e compactação da mistura no molde (fase 4 do procedimento atrás indicado). Uma das outras deficiências identificadas encontra-se associada à perda de ligante ocorrida no início da mistura mecânica, a qual foi corrigida por simples mistura manual prévia do solo com o ligante, a qual se prolongou até se verificar que o ligante não se encontrava no estado livre. Excepto quando referido, todas as restantes fases do procedimento laboratorial de preparação de amostras descrito no EuroSoilStab (2001) foram mantidas.

As novas técnicas de introdução e compactação da mistura no molde ensaiadas têm por base a fase 4 do procedimento descrito no EuroSoilStab (2001), com as seguintes alterações:

- 4.i) aplicação da pressão de compactação por meio de nova peça compactadora, na qual se reduziu a diferença entre o diâmetro interno do molde e o da peça compactadora para 2,5mm (esta nova vara compactadora foi também utilizada nas demais técnicas), a que corresponde uma relação de áreas de 0,95;
- 4.ii) aplicação a cada camada de diferentes pressões de compactação (50, 75, 100, 125 e 150 kPa);
- 4.iii) compactação de cada camada com o pilão de compactação leve do ensaio Proctor (E197, 1966) (Figura 6.7 a), dispensando-se neste caso a compactação com os 100kPa;
- 4.iv) aplicação de sonda vibratória imediatamente após a conclusão da fase 4 do procedimento descrito no EuroSoilStab (2001) (Figura 6.7 b);
- 4.v) construção do provete de forma invertida;
- 4.vi) antes da compactação, apiloamento de cada camada com varão de aço (Figura 6.7 c);
- 4.vii) imediatamente após a introdução da mistura respeitante a cada camada, ajuste da massa por meio de pressão exercida manualmente em 3 batidas de uma placa de ajuste (a qual possui uma folga lateral de 4mm);
- 4.viii) após 4.vii), apiloamento de cada camada com varão de aço aplicado apenas junto da superfície interna do molde;
- 4.ix) após 4.vii), aplicação de leve pressão por meio de garfo apenas junto da superfície interna do molde;

- 4.x) conjugar 4.ix) com a aplicação de ligeira vibração junto da superfície interna do molde por meio de varão de aço ligado a um berbequim Black&Decker de 500W;
- 4.xi) conjugar 4.x) com a compactação de cada camada com 100kPa aplicados durante 10 segundos, uma ou três vezes.



a) técnica 4.iii)

b) técnica 4.iv)

c) técnica 4.vi)

Figura 6.7 – Exemplo de algumas das técnicas de introdução e compactação da mistura no molde ensaiadas: a) pilão de compactação leve; b) sonda vibratória; c) apiloamento.

Com a primeira das técnicas (4.i) pretende-se avaliar o impacto que a redução da folga lateral da peça compactadora, e por conseguinte do volume de massa que se escapa por esta folga, tem na qualidade das amostras assim preparadas. A segunda (4.ii) e a décima primeira (4.xi) das técnicas visam, respectivamente, a análise da influência do nível da pressão de compactação e do tempo de actuação da mesma, enquanto que a técnica 4.iii) tem por objectivo estudar um processo alternativo de compactação de cada camada, analisando os seus efeitos sobre a qualidade das amostras.

A norma japonesa (JGS 0821, 2000) permite que a amostra possa ser submetida a vibrações (por meio de mesa vibratória) para eliminação de bolhas de ar que possam ficar aprisionadas durante a introdução e compactação da mistura no molde. Uma vez que no Laboratório de Geotécnica do DEC-UC não existe mesa vibratória, aplicou-se à amostra vibração por duas técnicas diferentes: uma (4.iv) por recurso a uma sonda vibratória (replicando processo comum ao betão); outra (4.x) recorrendo a varão de aço ligado a um

berbequim.

Uma vez que as irregularidades observadas nas amostras se localizavam na superfície externa, foram testadas 2 outras técnicas (4.viii e 4.ix) com aplicação exclusiva junto da superfície interna do molde. Tendo por objectivo a observação de perto da construção de cada camada, foi testada uma nova técnica em que a construção do provete se fez de forma invertida (4.v), isto é, o molde encontra-se na posição invertida, existindo uma peça auxiliar que obtura o molde deixando-o apenas livre num comprimento igual ao da altura da camada, sendo desta forma construída a camada junto da extremidade do molde; seguidamente a peça auxiliar desce no comprimento igual à altura de nova camada, passando-se à camada seguinte.

Adicionalmente foram analisados os efeitos sobre a qualidade das amostras preparadas por duas novas técnicas de introdução e compactação da mistura no molde: uma (4.vi) onde se recorre ao apiloamento de toda a camada antes da sua compactação; outra (4.vii) onde se procede ao ajuste da massa da camada por meio de pressão exercida manualmente através de uma placa auxiliar.

Seguidamente apresentam-se os resultados associados à aplicação de cada uma das diferentes técnicas acima indicadas. Convém referir que numa primeira etapa do estudo, a caracterização da qualidade da face externa das amostras foi realizada mediante inspecção visual de amostras com apenas 7 dias de cura (tempo considerado suficiente face ao critério em análise), tendo-se complementado o estudo com a avaliação do teor em água e do peso volúmico de cada amostra. Numa segunda etapa, e uma vez identificada a melhor técnica de introdução e compactação da mistura no molde, realizaram-se ensaios UCS sobre as amostras assim preparadas e com 28 dias de cura, tendo-se caracterizado adicionalmente estas amostras em termos de teor em água e peso volúmico.

O Quadro 6.6 sumariza as diferentes técnicas, indicando-se alguns dos principais resultados da inspecção visual de amostras com 7 dias de cura. Os resultados permitem estabelecer o novo procedimento de introdução e compactação da mistura no molde, o qual pode ser descrito da seguinte forma: i) introdução no molde da mistura por 6 camadas, tal que a espessura de cada camada seja no máximo metade do diâmetro interno do molde (o qual se encontra untado pelo interior com vaselina); ii) para cada uma das camadas, e imediatamente após introdução da mistura respeitante à camada, procede-se ao ajuste da massa por meio de pressão exercida manualmente em 3 batidas de uma placa de ajuste (a qual possui um diâmetro 4mm inferior ao diâmetro interno do molde); iii) segue-se a aplicação de leve pressão por meio de garfo apenas junto da superfície interna do molde; iv) sucede-se a aplicação de ligeira vibração junto da superfície interna do molde por meio de varão de aço ligado a um berbequim Black&Decker de 500W; v) com a nova peça compactadora, aplica-se uma pressão estática de 100 kPa durante 10 segundos por 3 vezes; vi) por último realiza-se leve escarificação da superfície da camada com garfo, passando-se à camada seguinte; vii) após a construção das 6 camadas que compõem o provete, limpa-se o interior do molde e aplica-se o elemento poroso de topo.

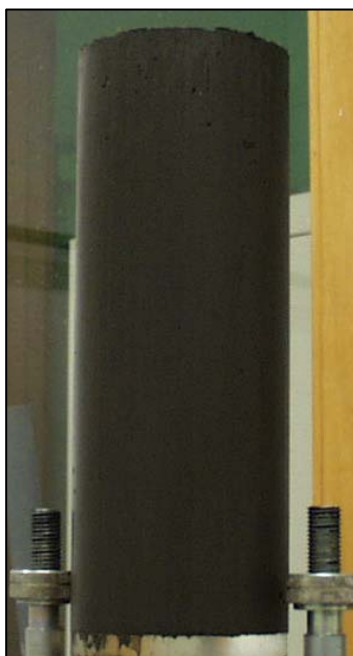
Quadro 6.6 – Alguns comentários respeitantes às técnicas de introdução e compactação da mistura no molde ensaiadas.

<b>Técnica</b>	<b>Inspecção visual</b>	<b>Notas</b>
4.i) nova peça compactadora	Redução muito significativa do número e tamanho das bolsas de ar	Redução do volume de massa que se escapa pela folga lateral; adoptada
4.ii) nível da pressão de compactação	Sem impacto significativo na qualidade da superfície lateral das amostras	Não adoptada
4.iii) pilão de compactação leve	Sem impacto significativo na qualidade da superfície lateral das amostras	Problemas relacionados com a adesão da massa ao pilão. Não adoptada
4.iv) sonda vibratória	Superfície lateral isenta de irregularidades	Problemas associados à segregação de partículas, densificação e liquefacção. Não adoptada
4.v) construção invertida	Sem impacto	Dificuldade na extracção do apoio auxiliar à técnica. Não adoptada
4.vi) apiloamento	Sem impacto	Problemas relacionados com a adesão da massa ao varão de apiloamento. Não adoptada
4.vii) placa de ajuste	Redução significativa do número e tamanho das bolsas de ar	Adoptada
4.viii) 4.vii + apiloamento na lateral	Face à técnica 4.vii, existe uma diminuição de eficácia	Problemas relacionados com a adesão da massa ao varão de apiloamento. Não adoptada
4.ix) 4.vii + garfo na lateral	Face à técnica 4.vii, existe uma melhoria de eficácia	Adoptada
4.x) 4.ix + vibração na lateral	Face à técnica 4.ix, existe uma melhoria significativa de eficácia	Adoptada
4.xi) 4.x + compactação 10s ou 3×10s	Melhoria da qualidade da superfície lateral com o aumento do tempo de exposição à pressão de compactação	Adoptada a aplicação da pressão de compactação (100kPa) durante 10 segundos por 3 vezes

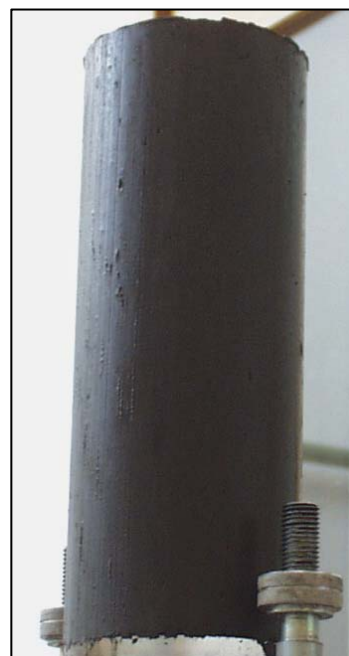
O procedimento agora descrito foi aplicado na preparação de 6 amostras utilizadas na segunda etapa do estudo, as quais se deixaram em cura por um período de 28 dias. O Quadro 6.7 e a Figura 6.8 sumarizam os principais resultados obtidos. As amostras produzidas por recurso ao novo procedimento laboratorial mostraram ser de grande qualidade, quer em termos de homogeneidade, como de reprodutibilidade. Registe-se a redução da variabilidade dos valores de  $\gamma$  e  $q_u$ , assim como o aumento da resistência à compressão não confinada, factos que atestam as melhorias obtidas com a introdução das alterações ao procedimento laboratorial inicialmente descrito no EuroSoilStab (2001) (Quadro 6.5). Como consequência dos excelentes resultados obtidos, foi adoptado no presente trabalho o procedimento laboratorial de preparação de amostras baseado no documento EuroSoilStab (2001) com as alterações acima referidas, procedimento que será de agora em diante referenciado por procedimento base.

Quadro 6.7 – Algumas características das amostras laboratoriais preparadas segundo o novo procedimento laboratorial de preparação de amostras estabilizadas.

Inspeção Visual	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$q_u$ <sup>28 dias</sup> (kPa)
Superfície lateral: qualidade muito boa Interior: qualidade muito boa	15,18 – 15,21	301 - 330



a) 7 dias de cura



b) 28 dias de cura

Figura 6.8 - Amostras laboratoriais preparadas segundo o novo procedimento laboratorial de preparação de amostras estabilizadas.

Relativamente à reprodutibilidade de resultados, convém referir que na norma EN 14679 (2005) e no documento EuroSoilStab (2001) não se define o número mínimo de amostras a preparar aquando do estudo de uma dada variável, seja ela a técnica de preparação de amostras, o tipo ou a quantidade de ligante, o tempo de cura, etc., nem tão pouco a dispersão de valores admitida. Assim sendo, até este ponto do trabalho a reprodutibilidade foi assegurada pela produção de 2 amostras por cada variável em estudo, valor este indicado no documento EuroSoilStab (2001) como o mínimo a considerar no caso de estudo da técnica de estabilização em massa (*mass stabilization*). Contudo, os resultados obtidos com as 6 amostras preparadas segundo o procedimento base (Quadro 6.7), as quais permaneceram em cura por um período de 28 dias, indicam que a dispersão face ao valor médio do peso volumico (< 1%) e da resistência à compressão não confinada (< 5%) é bastante reduzida. Deste modo, e em virtude do elevado número de variáveis a analisar no presente trabalho, foi decidido para todo o trabalho subsequente tomar por referência o resultado obtido a partir de uma só amostra, tendo-se repetido o ensaio sempre que o mesmo se mostrou adequado. O procedimento adoptado encontra-se em consonância com os trabalhos de Uddin *et al.* (1997), Horpibulsuk (2001), Kamruzzaman (2002), Ghee (2006) e Lorenzo e Bergado (2004 e 2006).

### 6.3.4 – Análise complementar ao procedimento base

Uma vez definido o procedimento laboratorial a adoptar na preparação de amostras de solo estabilizado, convém ter presente que o estudo de estabilização do solo mole do Baixo Mondego implicará a análise de variáveis que, em si mesmo, podem ser englobadas no procedimento laboratorial de preparação de amostras. Variáveis como o tempo e a velocidade de rotação na mistura, o estado do ligante (seco ou em calda) aquando da adição ao solo, as dimensões das amostras, as condições de cura das amostras (se imersas em tanque com água ou emersas em câmara termohigrométrica), ou a localização de termopar para registo no tempo da evolução da temperatura no interior das amostras, deverão merecer análise. A influência de cada uma destas variáveis é interpretada a partir do ensaio UCS, o qual é considerado ensaio de referência no estudo laboratorial da estabilização de um solo (Carlsten e Ekström, 1997; JGS 0821, 2000; EuroSoilStab, 2001 e Kitazume e Terashi, 2002). Resulta daqui a necessidade de analisar uma nova variável, a velocidade de deformação a considerar no ensaio UCS. Seguidamente apresentam-se os resultados do estudo de cada uma destas variáveis, respeitando-se no restante as demais fases do procedimento base de preparação laboratorial de amostras. Salvo indicação em contrário, amostras com 101,6mm de diâmetro foram preparadas a partir da mistura de ligantes atrás indicada (mistura de C32,5 e CV na proporção 75/25, com uma dosagem de 125 kg/m<sup>3</sup>, e adicionados ao solo no estado seco), e deixadas em cura durante 28 dias em tanque cheio com água (20±2°C) sob a acção de uma pressão de 24kPa.

#### 6.3.4.1 – Tempo e velocidade de rotação na mistura

Apesar de não referido em nenhum documento normativo, antes de se começar o estudo laboratorial da estabilização propriamente dito, dever-se-ão ajustar alguns parâmetros iniciais, tais como o tempo e a velocidade de rotação na mistura, os quais podem ter influência sobre a qualidade da mistura produzida, traduzida pela sua homogeneização. Deste modo, analisaram-se 5 tempos de mistura diferentes (TM = 1, 3, 5, 7 e 9 minutos), bem como 7 velocidades de rotação de mistura (VR = 85, 114, 142, 171, 200, 228 e 257 rpm). Seguidamente discutem-se os resultados obtidos.

A Figura 6.9 exhibe o aspecto que a mistura apresenta para os diferentes tempos de mistura considerados. Inclui-se na figura a imagem respeitante ao tempo de mistura de 1,5 min, uma vez que, segundo o procedimento base, a mistura é interrompida para desprender, com auxílio de espátula, a massa aderente à pá e às paredes internas do balde misturador. Este procedimento foi igualmente aplicado aos demais casos em estudo decorridos cada 1,5 min. Da análise da Figura 6.9 constata-se que a mistura de 1 min origina uma massa não homogénea em termos de distribuição do ligante, pelo que se deve considerar insuficiente este



tempo de mistura. Os casos em que o tempo de mistura é igual ou superior a 3 min exibem uma massa homogénea, não se tendo registado visualmente uma melhoria significativa da homogeneização com o aumento do tempo de mistura.



a) TM = 1 min



b) TM = 1,5 min



c) TM = 3 min



d) TM = 5 min



e) TM = 7 min



f) TM = 9 min

Figura 6.9 – Aspecto da massa produzida para diferentes tempos de mistura: a) a f).

Os resultados dos ensaios UCS realizados sobre as amostras com 28 dias de cura, Figura 6.10, reforçam as conclusões acima referidas, nomeadamente o facto de o tempo de

mistura de 1 min ser insuficiente (traduzido por uma menor resistência e maior deformabilidade), e que o tempo de mistura de 3 min é compatível com a produção de amostras bem homogêneas. Regista-se também a não existência de uma tendência na variação da resistência à compressão não confinada,  $q_u$ , com o tempo de mistura (Figura 6.10 b)). Face aos resultados obtidos, adoptou-se como tempo de mistura padrão o valor 3 min, valor este considerado em todas as misturas laboratoriais subsequentes.

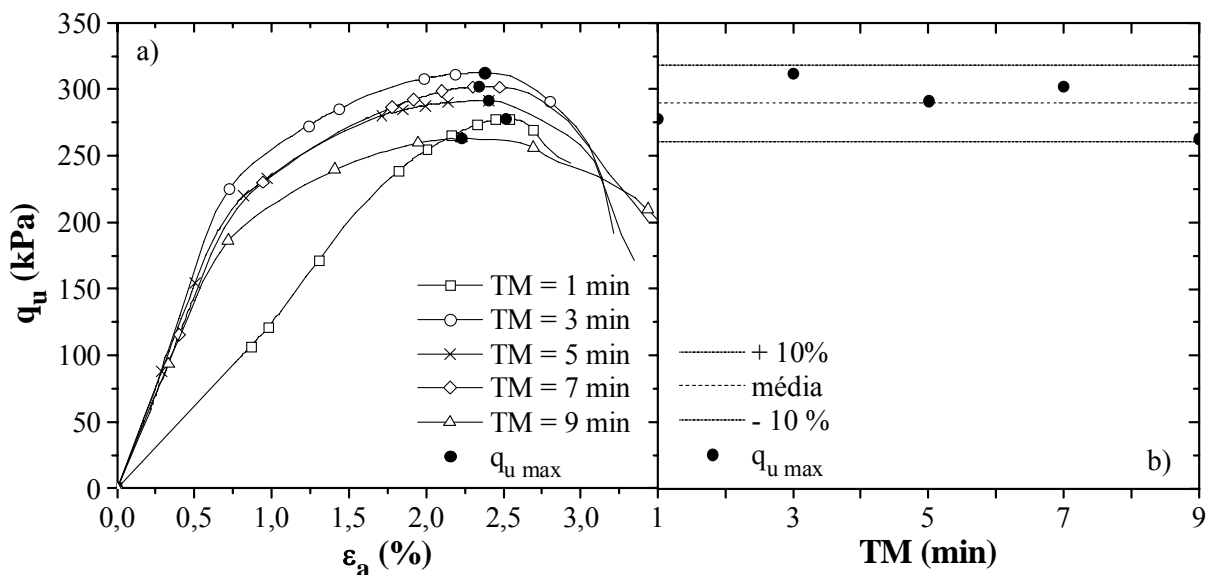


Figura 6.10 – Estudo do tempo de mistura: a) ensaio UCS; b) variação de  $q_u$  com o TM.

Na Figura 6.11 apresentam-se os resultados dos ensaios UCS realizados sobre as amostras onde a mistura foi realizada com diferentes velocidades de rotação (VR). Todos os ensaios se reportam a amostras com 28 dias de cura. Da análise da figura constata-se não existir uma influência expressiva da velocidade de rotação adoptada na mistura sobre o

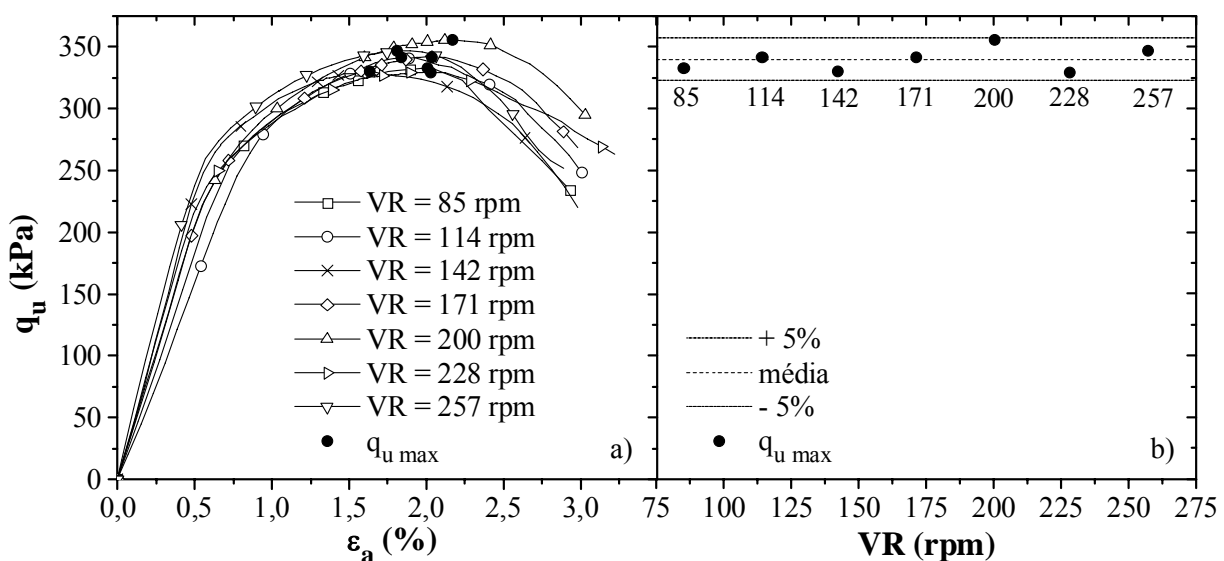


Figura 6.11 – Estudo da velocidade de rotação na mistura: a) ensaio UCS; b) variação de  $q_u$  com VR.

comportamento mecânico das amostras quando submetidas a ensaio UCS. Isso mesmo é comprovado pelo facto de o valor da resistência à compressão não confinada máximo,  $q_{u \max}$ , para qualquer dos ensaios se encontrar no interior de uma banda muito estreita ( $\pm 5\%$  face ao valor médio), reforçado pela não existência de um padrão de variação de  $q_{u \max}$  com a velocidade de rotação (Figura 6.11 b)). Face aos resultados obtidos, adoptou-se para velocidade de rotação padrão na mistura um dos valores intermédios, tendo-se decidido manter o valor inicialmente utilizado aquando da definição do procedimento base, ou seja, 142 rpm. De referir que este será o valor considerado em todas as misturas laboratoriais subsequentes.

#### 6.3.4.2 – Estado do ligante aquando da adição ao solo

Sabe-se que a técnica de *deep mixing* pode ser aplicada por duas vias, seca ou húmida, consoante o estado do ligante quando adicionado ao solo, o qual se pode encontrar, respectivamente, na forma seca ou sob a forma de calda (correspondente à sua mistura com água). Tendo o presente trabalho por objectivo o estudo da aplicabilidade desta técnica ao solo mole do Baixo Mondego, à partida é de todo conveniente estudar as duas vias de aplicação, facto que será detalhadamente analisado no Capítulo 7. Nesta secção discutem-se apenas as eventuais alterações necessárias introduzir no procedimento base de preparação laboratorial de amostras com vista ao estudo de ambas as vias.

Ainda que na fase de preparação do ligante do procedimento base se tenha referido as alterações respeitantes à via húmida, em todo o resto, o procedimento base foi desenvolvido especificamente para a técnica de *deep mixing* por via seca. O estudo laboratorial da via húmida poderá requerer a introdução de alterações ao procedimento base de preparação de amostras, conforme o seguidamente discutido. Toda e qualquer alteração introduzida deverá respeitar os critérios de homogeneidade e reprodutibilidade entre amostras, condição necessária à sua aceitação.

O estudo da técnica de *deep mixing* por via húmida passa, primeiro, pela definição da quantidade de água a adicionar, a qual foi estabelecida mediante aumento do índice de liquidez ( $I_L$ ) do solo. O solo natural exhibe um  $I_L = 1,35$ , associado a um teor em água de 80,87%. Quatro outros índices de liquidez (1,66; 1,96; 2,24 e 2,49) foram considerados no estudo, aos quais correspondem os seguintes teores em água iniciais (89,56%; 98,17%; 105,96%; e 113,05%, respectivamente). A quantidade de água assim definida foi adicionada à mistura de ligantes constituída por cimento Portland I 42,5 R e escória granulada de alto forno, na proporção 75/25, e na dosagem de 125 kg/m<sup>3</sup>.

Uma vez pronta a calda de ligante, preparou-se uma amostra laboratorial segundo o procedimento base. Concluiu-se que o mesmo era apenas extensível ao caso de  $I_L = 1,66$ . Nas amostras que exibem um maior valor de  $I_L$  ocorreram diversas dificuldades durante a introdução e compactação da mistura no molde, inviabilizando o processo. Aquando da

aplicação da pressão de compactação (100kPa) à primeira camada, ocorreu a perda total da massa através da folga existente entre a peça compactadora e o molde. Este facto é explicado pelo elevado grau de fluidez da mistura (Figura 6.12). Nestes casos, a introdução e compactação da mistura no molde foi conduzida segundo um novo procedimento, consistindo na introdução da mistura no molde por 6 camadas (tal que a espessura de cada camada seja no máximo metade do diâmetro interno do molde), procedendo-se em cada camada da seguinte forma: introdução da mistura no molde; ajuste da massa por meio de pressão exercida manualmente em 3 batidas de uma placa de ajuste (a qual possui uma folga lateral de 4mm relativamente às dimensões internas do molde); aplicação de ligeira vibração junto da superfície interna do molde por meio de varão de aço ligado a um berbequim Black&Decker de 500W; passa-se à camada seguinte. A não aplicação de compactação é referida no EuroSoilStab (2001) como o procedimento recomendado quando na presença de massas fluidas. O procedimento agora descrito foi o adoptado na preparação laboratorial de amostras aquando do estudo da técnica de *deep mixing* por via húmida.

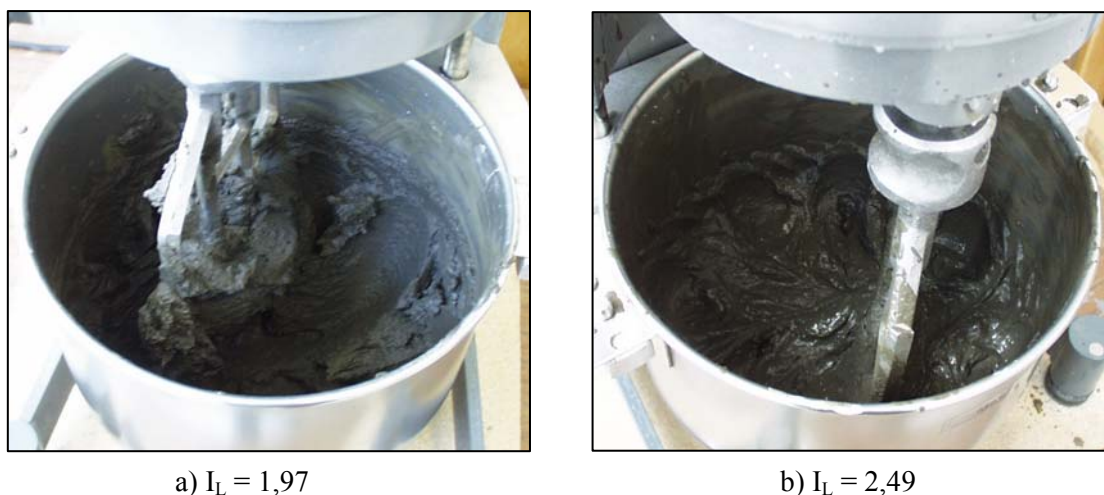


Figura 6.12 – Aspecto da massa produzida para diferentes índices de liquidez.

Em alternativa foi testado um outro procedimento, idêntico ao agora descrito mas no qual se introduzia a mistura no molde de uma só vez. Este procedimento deu origem a amostras de qualidade inferior, caracterizadas pela ocorrência de algumas irregularidades na superfície lateral, muito possivelmente explicadas pela fraca eficácia da vibração aplicada (atente-se que neste caso a amostra exibia uma altura próxima dos 270mm quando sujeita a vibração), facto que justificou a sua não adopção.

### 6.3.4.3 – Condições de cura

No procedimento base de preparação laboratorial de amostras estabilizadas, é considerado que a cura das amostras se processa com as mesmas imersas em tanque cheio com água ( $20 \pm 2^\circ\text{C}$ ). Contudo, e tal como o referido anteriormente aquando da descrição do

procedimento estabelecido no EuroSoilStab (2001), a cura das amostras pode ser realizada mediante o simples armazenamento em câmara com temperatura controlada (18 a 22 °C). Ainda que não indicado no EuroSoilStab (2001), neste último caso, as amostras podem permanecer em cura no interior do molde (à semelhança do referido por Lorenzo e Bergado, 2004 e 2006), ou em alternativa, serem extraídas do molde decorridas as primeiras 24 horas após a sua preparação, aguardando o restante período no interior de saco plástico (tal como o referido em Horpibulsuk, 2001; Horpibulsuk *et al.*, 2005; Miura *et al.*, 2001, e à semelhança do procedimento de preparação de amostras de solo-cimento, E264, 1972, e ASTM D1632, 2007). O procedimento usualmente adoptado consiste na extracção das amostras do molde decorridas as primeiras 24 horas, ainda que o mesmo apresente a desvantagem do não confinamento lateral da amostra durante a cura, não reproduzindo neste aspecto as condições de campo. Este facto, inviabilizou o estudo desta última opção, pelo que a investigação conduzida sobre a influência das condições de cura no comportamento mecânico das amostras estabilizadas laboratorialmente contemplou apenas o estudo de amostras no interior de molde, podendo o conjunto se encontrar imerso em tanque cheio com água ou emerso com armazenamento em câmara termohigrométrica (temperatura =  $20 \pm 2^\circ\text{C}$ , humidade relativa do ar =  $95 \pm 5\%$ ). Seguidamente apresentam-se os resultados deste estudo, identificando-se os dois tipos de amostras por imersas e emersas, consoante a cura das amostras se faça debaixo de água ou não, respectivamente.

Neste estudo foi utilizada uma mistura de ligantes composta por cimento Portland I 42,5 R e escória granulada de alto forno, na proporção 75/25, e na dosagem de  $125 \text{ kg/m}^3$ . No caso das amostras emersas, o molde com a amostra encontra-se envolvido por saco plástico, devidamente fechado, tendo sido armazenado durante a cura em câmara termohigrométrica. Em todo o resto é respeitado o procedimento base de preparação de amostras.

Os resultados dos ensaios UCS realizados sobre as amostras com 28 dias de cura, Figura 6.13, permitem concluir que as condições de cura têm algum impacto no comportamento mecânico das amostras estabilizadas. As amostras com a cura realizada debaixo de água (amostra imersa) são caracterizadas por uma maior resistência e rigidez, reflexo de interacções de natureza físico-químicas mais intensas e em maior número. Sabe-se que o desenvolvimento destas interacções é favorecido quando em ambiente “rico” em água livre, facto possibilitado apenas no caso das amostras imersas em tanque cheio com água.

Face aos resultados obtidos foi decidido manter as condições de cura descritas no procedimento base, ou seja, as amostras permanecem em cura no interior do molde e imersas em tanque cheio com água (simulando melhor as condições de campo).

#### 6.3.4.4 – Velocidade de deformação no ensaio UCS

A velocidade de deformação considerada para o ensaio UCS terá óbvios reflexos no valor da resistência à compressão não confinada, verificando-se em geral o seu crescimento

com o aumento da velocidade de deformação no ensaio (Head, 1985; Young e Mullins, 1991). Os valores usualmente recomendados situam-se no intervalo 0,5 a 2%/min, referido à altura da amostra, variando de acordo com o tipo de solo (em solos rígidos pode-se considerar uma velocidade de deformação no ensaio UCS menor do que no caso de solos de menor rigidez) (Head, 1985; BS 1377-7, 1990; ASTM D 2166, 2000).

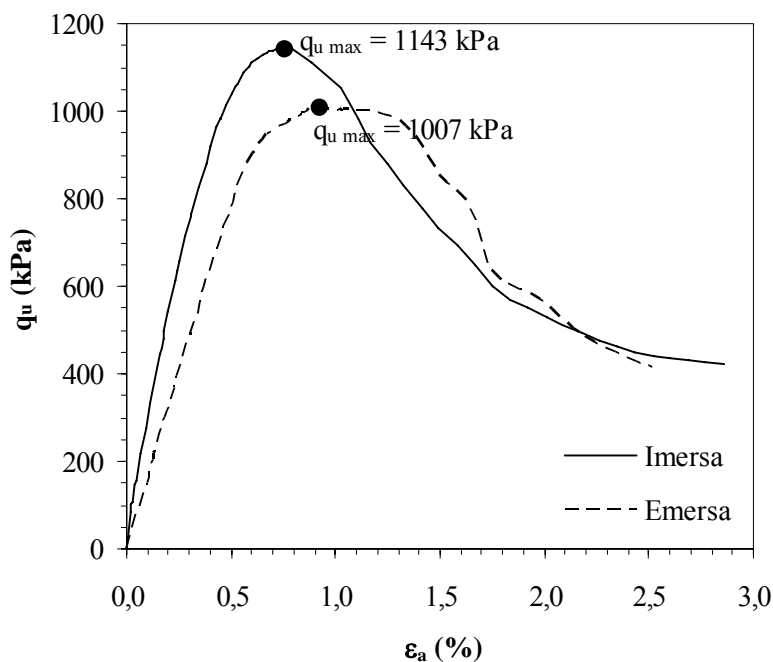


Figura 6.13 – Estudo das condições de cura – resultados de ensaio UCS.

Com o intuito de analisar a influência que a velocidade de deformação (VD) pode exercer sobre os resultados do ensaio UCS, foi conduzido um estudo para 11 diferentes valores da velocidade de deformação (VD = 0,05; 0,25; 0,5; 0,75; 1; 1,25; 1,5; 1,75; 2; 2,25 e 2,5 %/min). As amostras foram preparadas segundo o procedimento base, tendo os ensaios UCS sido realizados sobre amostras com 28 dias de cura. Os resultados encontram-se resumidos na Figura 6.14.

À exceção dos valores referentes às velocidades de deformação de 0,50 e 0,75 %/min, todos os demais resultados indicam a existência de uma relação muito clara entre a resistência à compressão não confinada,  $q_{u \max}$ , e a velocidade de deformação, traduzida por uma regressão do tipo linear. Não foi encontrada nenhuma explicação para os resultados anormalmente elevados dos ensaios respeitantes a VD = 0,50 e 0,75 %/min. Contudo, na análise dos dados deve ser tido em consideração que os valores dizem respeito a uma só amostra, pelo que, no caso de se considerar uma variação de  $\pm 10\%$  para todos os ensaios, os resultados poderiam já ser tomados como aceitáveis. Por fim, refira-se que, em termos de módulo de deformabilidade não foi detectada nenhuma tendência de variação deste com a velocidade de deformação.

Face aos resultados obtidos, adoptou-se para velocidade de deformação padrão no ensaio UCS um valor intermédio dos analisados, 1%/min, valor que se encontra no interior do

intervalo de variação recomendado nos documentos normativos BS 1377-7 (1990) e ASTM D 2166 (2000). Salvo indicação em contrário, este foi o valor considerado em todas as misturas anteriores, assim como será o valor adoptado em todas as misturas laboratoriais subsequentes.

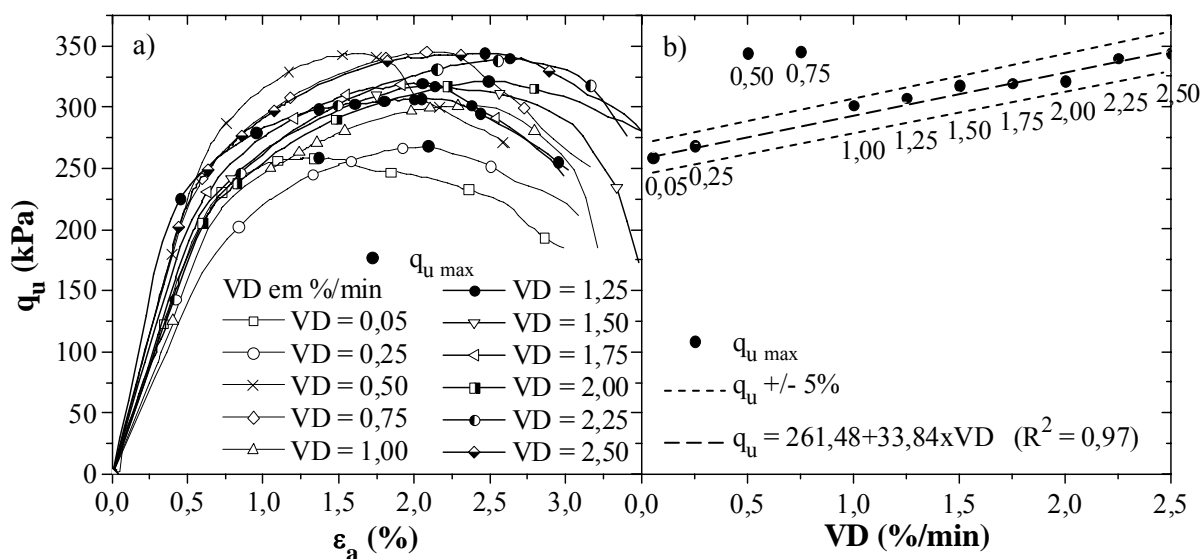


Figura 6.14 – Estudo da velocidade de deformação: a) ensaio UCS; b) variação de  $q_u$  com VD.

### 6.3.4.5 – Dimensões da amostra

O ensaio de compressão não confinada (UCS) deverá ser realizado sobre amostra cilíndrica, com diâmetro compreendido entre os 30 e os 100mm (BS 1377-7, 1990; ASTM D 2166, 2000). A relação altura:diâmetro usual é de 2:1, podendo-se adoptar relações superiores mas sempre inferiores a 3:1 de modo a se evitar problemas de instabilidade relacionados com possível encurvadura (Head, 1985; ASTM D 2166, 2000). Amostras em que a relação altura:diâmetro seja inferior a 2:1 também não devem ser consideradas uma vez que nestes casos os resultados podem ser afectados pelos efeitos de fronteira (Head, 1985; Petchgate *et al.*, 2000).

Pretendendo-se investigar a possível influência das dimensões das amostras sobre os resultados do ensaio UCS, foi realizado um estudo com amostras de dois diâmetros, 37 e 101,6mm, utilizando-se em qualquer dos casos uma relação altura:diâmetro de 2:1. Foi utilizado um diâmetro de 37mm em vez dos tradicionais 38mm, pelo facto de ser esta a dimensão interna de tubos em PVC disponíveis no mercado nacional. O recurso a amostras com 37mm de diâmetro visa dois objectivos, por um lado a economia de solo face ao elevado número de ensaios a realizar, e, por outro lado a preparação de amostras para ensaio triaxial nas células de caminhos de tensões com o objectivo último de complementar a caracterização mecânica do solo estabilizado.

As amostras com diâmetro de 101,6mm foram preparadas segundo o procedimento

base, enquanto que as amostras com 37mm de diâmetro foram sujeitas a novo estudo acerca do procedimento laboratorial a adoptar na sua preparação. Esse estudo envolveu a análise de 5 procedimentos laboratoriais de preparação de amostras, todos baseados no procedimento base considerado no caso das amostras com 101,6mm de diâmetro. Um dos procedimentos laboratoriais de preparação de amostras com 37mm de diâmetro corresponde ao procedimento base tendo em consideração a diferença de dimensões. Nos restantes 4 procedimentos laboratoriais foram introduzidas as seguintes alterações relativas à fase 4 (introdução e compactação da mistura no molde) do procedimento base:

- i) introdução da mistura no molde por 4 camadas, e sem aplicação da pressão de compactação;
- ii) introdução da mistura no molde por 6 camadas, e sem aplicação de ligeira vibração junto da superfície interna do molde por meio de varão de aço ligado a um berbequim;
- iii) redução da folga lateral da placa de ajuste para 1,5 mm;
- iv) alternar a cada camada a aplicação de ligeira pressão exercida manualmente em 3 batidas de uma placa de ajuste, com a aplicação de leve pressão por meio de garfo apenas junto da superfície interna do molde.

Para a produção de tais amostras foi necessário proceder à aquisição e produção de diversos equipamentos laboratoriais auxiliares, tais como, batedeira-misturadora (Figura 6.15), moldes em PVC e peças para a sua fixação e posterior montagem da amostra (Figura 6.16), peso de compactação estática de  $\approx 10\text{kg}$  (correspondente a uma pressão de  $100\text{kPa}$ ), pesos para aplicação de pressão vertical durante o processo de cura ( $24$  ou  $48\text{ kPa}$ ), e tanque de cura (Figura 6.17). Na sua produção recorreu-se a técnicas e a materiais idênticos aos utilizados nas amostras de 101,6mm (secção 6.3.2 e 6.3.3).



Figura 6.15 - Batedeira-misturadora da marca Hobart, modelo N50.





Figura 6.16 – Preparação laboratorial de amostra com 37mm de diâmetro.

A mistura mecânica foi realizada em bateadeira-misturadora de uso doméstico de eixo vertical tipo planetário, da marca Hobart, modelo N50 (Figura 6.15), com a potência de 124W, a qual permite a adoção de 3 diferentes velocidades de rotação (136, 281 e 580 rpm, tendo-se adoptado uma velocidade de rotação similar à considerada no procedimento base, ou seja, 136 rpm). A mistura é realizada com pá misturadora do tipo paleta (em alumínio) em balde misturador (em aço inox) de 4,7 litros de capacidade. Quer a pá, quer o balde misturador são fabricados em materiais que asseguram a não reactividade com os materiais envolvidos na estabilização do solo, nomeadamente os ligantes.

Uma vez realizada a mistura, esta foi transferida para o interior dos moldes em PVC segundo um dos 5 procedimentos laboratoriais em estudo. As amostras assim produzidas foram sujeitas a uma pressão de 24 kPa aguardando em cura por um dia no interior de tanque cheio com água, em condições de temperatura e humidade iguais às do procedimento base, sendo a temperatura da água do tanque de cura monitorizada mediante o recurso a termopar tipo K, ligado a computador, com aquisição de leituras a cada 1 hora.

A análise dos resultados respeitantes aos 5 procedimentos laboratoriais em estudo foi elaborada a partir da simples inspecção visual das amostras, tendo-se concluído que o procedimento laboratorial a adoptar na preparação de amostras com 37mm de diâmetro é em tudo similar ao procedimento base com as modificações requeridas pela diferença dimensional, acrescido do recurso a uma placa de ajuste com menor folga lateral (1,5mm).

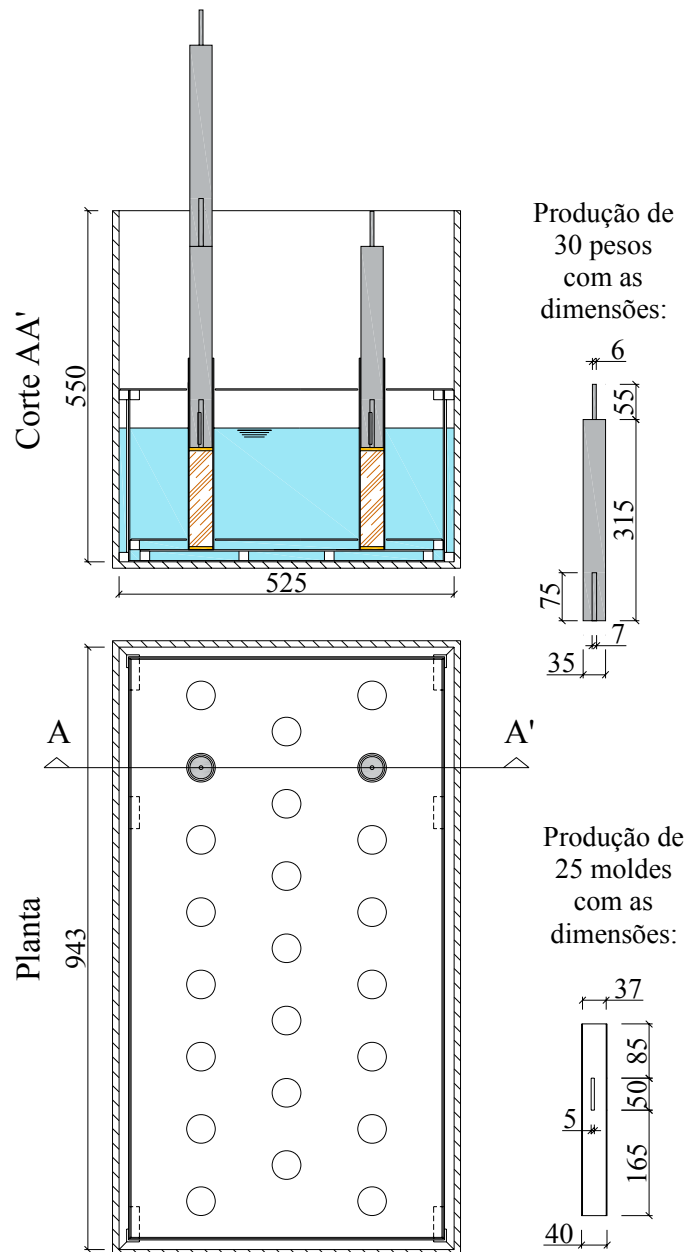


Figura 6.17 – Tanque de cura, moldes em PVC e pesos (todas as dimensões em mm).

Regressando ao estudo da possível influência das dimensões das amostras sobre os ensaios UCS, na Figura 6.18 apresentam-se os resultados obtidos sobre amostras com 101,6 e 37mm de diâmetro, preparadas segundo os procedimentos acima indicados, após 28 dias de cura e sob uma pressão vertical de 24kPa. Os ligantes utilizados foram o cimento Portland I 42,5 R aplicado isoladamente ou misturado na proporção 75/25 com escória granulada de alto forno. Em qualquer dos casos a dosagem foi de  $125 \text{ kg/m}^3$ . Da análise da Figura 6.18 pode-se concluir que as dimensões da amostra exercem pequena influência (sem expressão assinalável) sobre os resultados do ensaio UCS, caracterizando-se pelo ligeiro aumento da resistência à compressão não confinada com a redução do diâmetro da amostra (tal como o obtido por O'Rourke *et al.*, 1997, em ensaios UCS realizados sobre amostras com 75 e

150mm de diâmetro), mantendo-se praticamente inalterada a deformabilidade (à semelhança do obtido por Petchgate *et al.*, 2000, em ensaios UCS realizados sobre a argila de Bangucoque estabilizada com cimento Portland). Face aos resultados obtidos, em todas as misturas laboratoriais subsequentes recorrer-se-á de forma indiferenciada a ambas as dimensões, sendo contudo sempre referido o diâmetro das amostras em estudo.

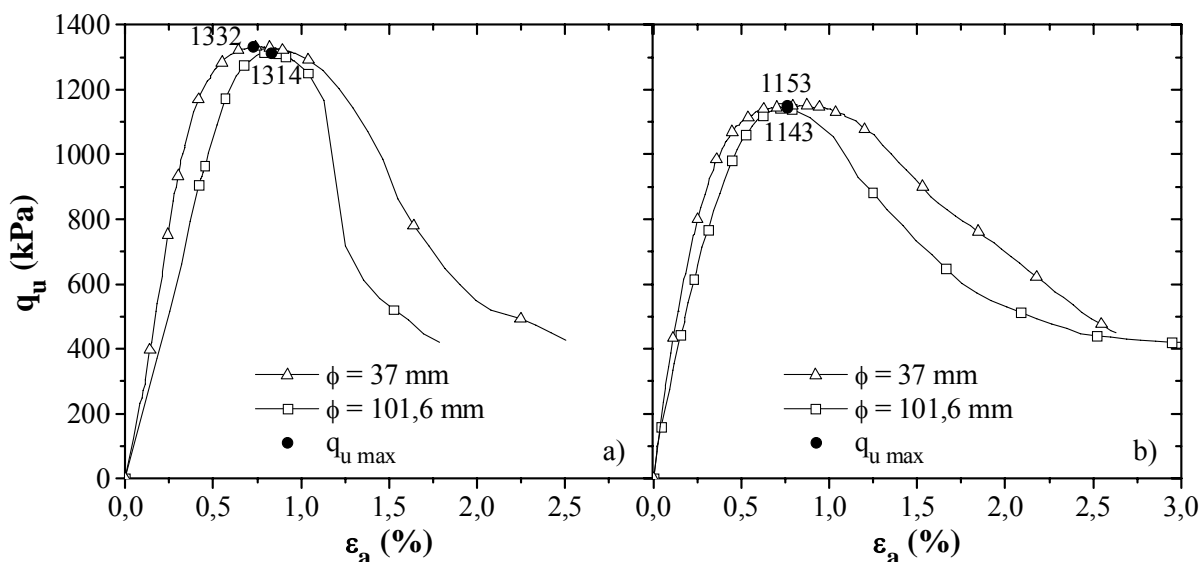


Figura 6.18 – Estudo da influência das dimensões da amostra sobre o ensaio UCS, para o caso da dosagem de  $125\text{kg/m}^3$  e dos ligantes: a) CI42,5; b) CI42,5 (75%) misturado com E (25%).

#### 6.3.4.6 – Localização de termopar

As reacções químicas que se estabelecem entre as partículas do solo, o(s) ligante(s) e a água, são na generalidade dos casos reacções do tipo exotérmico, responsáveis pelo aumento da temperatura da massa estabilizada. Esta variação da temperatura pode ser monitorizada no tempo mediante o recurso a termopares, por exemplo. Os termopares são dispositivos eléctricos (na forma de fio) produzidos a partir da junção de dois metais, os quais geram uma tensão eléctrica dependente da temperatura. A sua aplicação é comum devido ao seu baixo custo e à vasta gama de temperaturas que podem medir ( $-270$  a  $1900^\circ\text{C}$ ).

Tendo por objectivo monitorizar no tempo a evolução da temperatura no interior das amostras, foi conduzido um estudo para a definição da localização de termopar a introduzir nas amostras. Para tal recorreu-se a termopares do tipo K ( $-75$  a  $400^\circ\text{C}$ ) com protecção em fibra de vidro, os quais podem ser introduzidos na amostra imediatamente a seguir à sua preparação através de pequeno orifício existente na parede do molde em PVC. A aquisição de leituras é feita mediante *data logger* ligado a um computador, registando-se as leituras no intervalo de tempo especificado (a cada minuto nas primeiras 24h, seguido de leituras horárias), Figura 6.19.

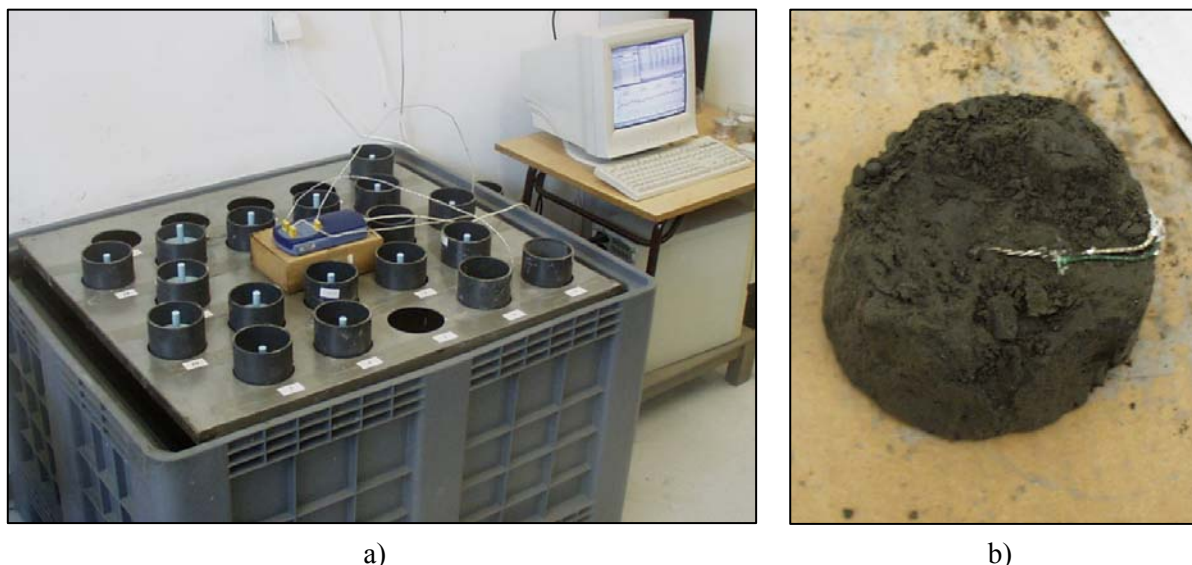


Figura 6.19 – Registo no tempo da temperatura no interior das amostras: a) vista geral do equipamento; b) pormenor de termopar no interior da amostra.

Neste estudo utilizaram-se amostras com 101,6mm de diâmetro, preparadas segundo o procedimento base, tendo sido analisadas 3 possíveis localizações para os termopares, a 2, 4 e 12cm de distância à base do molde. Tal como o apresentado no Capítulo 2, sabe-se que o calor produzido durante as reacções químicas de estabilização é tanto maior quanto maior for a dosagem em ligante, e que, de entre os vários ligantes em estudo a cal viva é aquele que origina reacções químicas com maior libertação de calor, pelo que foi decidido aumentar a dosagem para os  $250\text{kg/m}^3$  e incluir a cal viva nos ligantes a analisar. Em resumo, foram preparadas 7 amostras por recurso a dois ligantes aplicados de forma isolada (cimento Portland II/B-L 32,5 N e cal viva) na quantidade de  $250\text{kg/m}^3$ , tendo-se variado a localização dos termopares. As amostras aguardaram em cura por períodos de 2, 3 e 7 dias, tendo-se variado as condições de cura: amostras imersas em tanque cheio com água (à temperatura de  $20\pm 2^\circ\text{C}$ ) *versus* amostras emersas em sala com controlo termohigrométrico (temperatura de  $20\pm 2^\circ\text{C}$  e humidade relativa do ar de  $50\pm 10\%$ ).

A Figura 6.20 apresenta a evolução no tempo da temperatura no interior das amostras para diferentes localizações dos termopares. No caso das amostras preparadas com C32,5, as primeiras leituras correspondem aos valores máximos registados para a temperatura no interior das amostras, assistindo-se ao seu decaimento no tempo, convergindo para a temperatura da água envolvente. Já no caso das amostras preparadas com CV, fruto do tipo de reacções químicas que se desenvolvem, as temperaturas máximas no interior das amostras são atingidas após o decurso de alguns minutos, decaindo de seguida para a temperatura da água envolvente. Independentemente do tipo de ligante, pode-se considerar que, decorridas as primeiras 24h, são idênticas as temperaturas no interior da amostra e na água envolvente.

A Figura 6.20 permite também constatar que o registo da temperatura no interior das amostras é influenciado pela localização dos termopares, verificando-se que os registos são

mais baixos e decaem mais rapidamente no tempo à medida que diminui a distância entre o ponto de medição e a base do molde, reflectindo a influência da fronteira drenante da base. Também se constata que as amostras quando emersas exibem valores de temperatura mais elevados e, após pico, assiste-se a um menor decréscimo da temperatura no tempo, reflectindo condições de cura caracterizadas por menor humidade e menor condutividade térmica do fluido envolvente (ar neste caso particular).

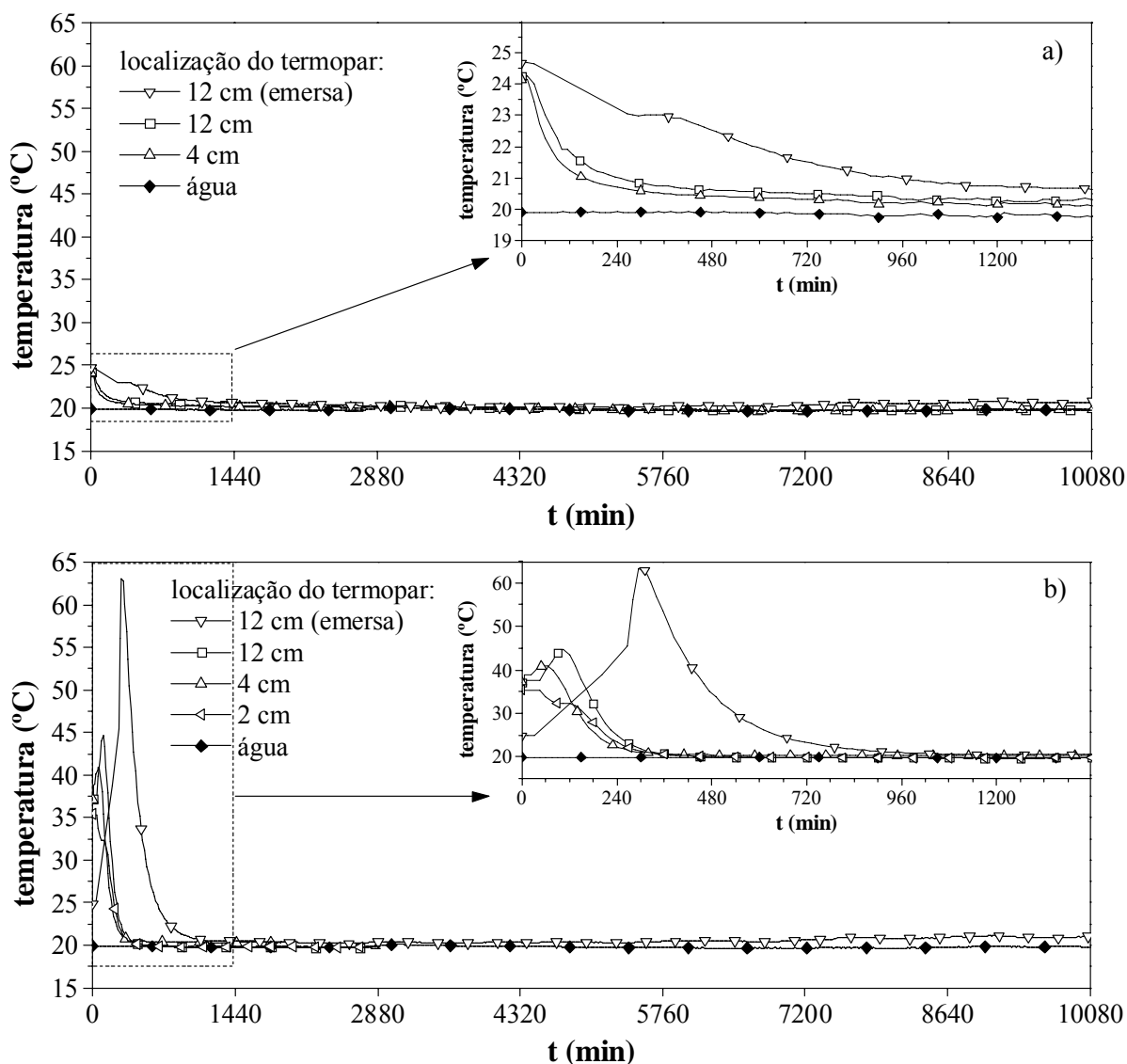


Figura 6.20 – Evolução no tempo da temperatura no interior de amostras estabilizadas com: a) cimento Portland II/B-L 32,5 N (dosagem de 250kg/m<sup>3</sup>); b) cal viva (dosagem de 250kg/m<sup>3</sup>).

Face aos resultados obtidos, para todas as misturas laboratoriais subsequentes tomou-se para padrão de monitorização da evolução no tempo da temperatura no interior de amostras o recurso a termopares localizados a 12cm da base do molde, valor para o qual se admite não ser expressiva a influência da presença da fronteira drenante.

## 6.4 – Principais conclusões do Capítulo 6

Dada a complexidade das interações físico-químicas e o elevado número de factores que influenciam a estabilização do solo mole do Baixo Mondego, não é possível prever, à luz do actual estado do conhecimento, qual o seu comportamento mecânico sem o recurso a estudo laboratorial (EuroSoilStab, 2001; EN 14679, 2005). Para esse estudo é necessário preparar em laboratório amostras, devendo a sua preparação obedecer a determinados critérios de modo a garantir a homogeneidade e reprodutibilidade das amostras, quer em termos qualitativos, quer quantitativos.

No decurso do capítulo apresentou-se um estudo conducente à definição de um procedimento laboratorial de preparação de amostras aplicável com sucesso à estabilização do solo mole do Baixo Mondego. O procedimento segue em parte o disposto no documento EuroSoilStab (2001), com algumas modificações requeridas face às características do solo em estudo. Tal como o demonstrado, eventuais alterações impostas ao solo, como sejam a variação do seu teor em água, poderão exigir novas alterações ao procedimento adoptado. As amostras permanecem em cura no interior de molde em PVC (confinamento lateral) e imersas em tanque cheio com água, simulando “melhor” as condições de campo a que um elemento (coluna ou painel) de *deep mixing* está sujeito.

Complementarmente realizou-se um estudo com vista à definição de alguns parâmetros iniciais, os quais poderão ter impacto sobre a qualidade da mistura produzida (traduzida pela sua homogeneização), e por conseguinte na resistência. Desse estudo, concluiu-se que a adopção de um tempo de mistura de 3min e uma velocidade de rotação de mistura de 142rpm são compatíveis com a produção de amostras bem homogeneizadas (não se registou a existência de uma tendência de variação da resistência à compressão não confinada com qualquer uma destas variáveis). Relativamente ao ensaio de compressão não confinada, UCS, verificou-se que a resistência à compressão não confinada cresce quase linearmente com a velocidade de deformação imposta durante o ensaio UCS, tendo-se adoptado como velocidade padrão o valor 1%/min.

Do estudo realizado ao longo do capítulo é igualmente possível concluir não haver dependência assinalável do comportamento mecânico, pelo menos no que ao ensaio UCS diz respeito, face às dimensões das amostras estabilizadas preparadas em laboratório (atente-se que a mistura mecânica origina a total destruição da estrutura do solo).

Adoptou-se para monitorização da evolução no tempo da temperatura no interior de amostras a instalação de termopares localizados a 12cm da base do molde, valor para o qual se admite não ser expressiva a influência da presença da fronteira drenante.

## OPTIMIZAÇÃO DA ESTABILIZAÇÃO – ESTUDO PARAMÉTRICO

---

### 7.1 – Introdução

O estudo do comportamento mecânico do solo mole do Baixo Mondego estabilizado pela técnica de *deep mixing*, envolve a caracterização de propriedades tais como a resistência, a compressibilidade e a permeabilidade. Conforme o referido no Capítulo 6, a caracterização destas propriedades deve passar pela realização de ensaios laboratoriais (EuroSoilStab, 2001; EN 14679, 2005), servindo os ensaios de campo, essencialmente, para controlo de qualidade e verificação dos requisitos de projecto.

Tal como referido no Capítulo 2 (Quadro 2.3), o comportamento mecânico de um solo estabilizado depende de uma vasta série de parâmetros, os quais devem ser considerados aquando do estudo laboratorial conducente à optimização da estabilização. O estudo laboratorial envolve a identificação e caracterização mecânica de amostras de solo estabilizado (preparadas segundo procedimento padronizado), recorrendo-se a ensaios de compressão não confinada (UCS), edométricos, triaxiais, célula de Rowe, ensaios de difracção de raios-X, microscopia electrónica de varrimento, ensaios químicos, entre outros. Numa primeira fase do estudo laboratorial, o efeito associado à estabilização do solo é caracterizado apenas pela resistência à compressão não confinada, avaliada em ensaios UCS, ensaio usualmente considerado como referência dada a sua simplicidade e rapidez (Carlsten e Ekström, 1997; JGS 0821, 2000; EuroSoilStab, 2001 e Kitazume e Terashi, 2002).

Tendo o presente capítulo como principal propósito a optimização da estabilização do solo mole do Baixo Mondego, na primeira parte do capítulo procede-se à identificação da mistura que melhor estabiliza o solo, caracterizando-se a mistura pelo(s) ligante(s), dosagem e estado com que se apresenta (seco ou em calda). A optimização da mistura será realizada a partir de critérios técnico-económicos, atendendo-se, fundamentalmente, aos resultados de ensaios UCS e ao custo unitário do(s) ligante(s).

Na segunda parte do capítulo, e tendo por base uma das misturas que melhor estabiliza o solo mole do Baixo Mondego, apresenta-se um estudo paramétrico conducente à análise da evolução da resistência mecânica, avaliada através de ensaios UCS, com:

- o tempo de cura (3, 7, 14, 21, 28, 60, 90, 180 e 360 dias);
- a temperatura durante a cura (13, 16 e 20°C);
- a pressão vertical actuante sobre as amostras durante a cura (0, 12, 24, 36 e 48kPa);
- o teor em matéria orgânica (“0” e 7,96%, sendo o último dos valores o teor em matéria orgânica natural médio);
- a granulometria, e para um teor em matéria orgânica “nulo” (partículas com dimensões inferiores e superiores a 0,074mm, assim como a amostra global);
- a presença de fina camada de areia (estudando-se três composições diferentes de areia (fina, média, fina/média na proporção 95/5); 2 localizações relativas para a fina camada de areia (a meia altura ou junto a um dos topos da amostra); e 4 diferentes espessuras da camada de areia (10, 15, 20 e 30mm)).

À excepção da última das variáveis acima indicadas, todas as restantes fazem parte da lista de parâmetros que potencialmente influenciam o comportamento mecânico de um solo estabilizado (Quadro 2.3), daí a sua inclusão no estudo paramétrico. Relativamente à última das variáveis, convém ter presente os resultados da prospecção geotécnica (Capítulo 3), os quais permitiram identificar que o solo em estudo é proveniente de um depósito essencialmente homogéneo em profundidade, com intercalações de finas camadas de silte arenoso a areia siltosa. Tendo por objectivo estudar o impacto que estas finas camadas de silte arenoso a areia siltosa têm sobre o comportamento mecânico do solo estabilizado, foi decidido produzir em laboratório amostras de solo estabilizado com a inclusão de fina camada de areia estabilizada, daí a inclusão desta variável no estudo paramétrico.

Todos os ensaios seguidamente apresentados têm por base amostras preparadas laboratorialmente segundo o procedimento base exposto no Capítulo 6. Cada uma das estabilizações encontra-se caracterizada: i) pela curva tensão-extensão do ensaio UCS; ii) pela resistência à compressão não confinada máxima ( $q_{u\ max}$ ), considerada como caracterizadora da rotura; iii) pela extensão axial de rotura ( $\epsilon_{rot}$ ); iv) pelo módulo de deformabilidade secante definido para 50% de  $q_{u\ max}$  ( $E_{50\%}$ ); v) pelo teor em água final avaliado imediatamente após a realização do ensaio UCS ( $w_f$ ); vi) pelo peso volúmico ( $\gamma$ ) da amostra; vii) pela deformação vertical ocorrida durante a cura ( $\Delta H$ ); viii) pela temperatura máxima medida no interior da amostra ( $T_{max}$ ); ix) e pelo instante em que a temperatura no interior da amostra iguala a temperatura do meio envolvente, ou seja, a água do tanque de cura ( $t_{\acute{a}gua}$ ), tempo este contabilizado a partir do momento da instalação da amostra no tanque de cura. Relativamente à deformação vertical ocorrida durante a cura ( $\Delta H$ ), é de realçar que a mesma foi obtida mediante procedimento expedito mas pouco preciso (simples medição com paquímetro segundo alinhamento  $\pm$  vertical), devendo os valores indicados serem considerados apenas a título qualitativo. Uma outra observação final, diz respeito ao tempo para se atingir a



temperatura do meio envolvente ( $t_{\text{água}}$ ), uma vez que ao valor indicado deve ser adicionado o tempo decorrido entre o fim da mistura na bateadeira-misturadora e a instalação da amostra no tanque de cura, tempo este variável entre 15 a 30 minutos.

Ainda que não incluído nos resultados, alguns dos ensaios foram repetidos dada a surpresa face a alguns dos valores obtidos, surpresa esta em muito justificada pela ausência de experiência.

## 7.2 – Optimização da mistura

A optimização da estabilização passa em primeiro lugar pela identificação da mistura que melhor estabiliza o solo mole do Baixo Mondego, sendo a mistura caracterizada pelo(s) ligante(s), dosagem e estado com que se apresenta (seco ou em calda). Assim sendo, nas próximas secções apresentam-se os resultados do estudo conducente à escolha do(s) melhor(es) ligante(s) a misturar com o solo, à identificação da dosagem com que este deve participar na mistura, e à definição do estado do ligante aquando da sua mistura com o solo.

### 7.2.1 – Tipo de ligante

A escolha do melhor ligante, de entre os 14 ligantes descritos no Capítulo 6 e no Anexo E, a misturar com o solo em estudo passou por diversas fases, atendendo à classificação dos ligantes quanto à sua reactividade com a água. O procedimento adoptado é plenamente justificado uma vez que as interacções físico-químicas ligante-solo-água dependem em muito do tipo de ligante. O desenvolvimento e a velocidade das reacções de hidratação, pozolânicas e troca iónica, são em grande medida influenciadas pelo tipo de ligante (Åhnberg *et al.*, 2003; Åhnberg, 2006). Assim, numa primeira fase estudam-se os ligantes que exibem propriedades hidráulicas quando misturados isoladamente com o solo. Esta fase inclui também análises da estabilização do solo com ligantes constituídos por misturas de cimento Portland e cal viva, ainda que à partida fosse de excluir a inclusão de cal devido ao carácter orgânico do solo. Contudo, a sua inclusão é plenamente justificada pela bibliografia, onde é comum encontrar referências à aplicação conjunta do cimento Portland com cal viva, mesmo quando na presença de solos orgânicos (Carlsten e Ekström, 1997; EuroSoilStab, 2001; Axelsson *et al.*, 2002; Janz e Johansson, 2002; Åhnberg *et al.*, 2003; Åhnberg e Johansson, 2005; Edil e Staab, 2005; EN 14679, 2005; Åhnberg, 2006; Hernandez-Martinez, 2006; entre outros). Numa segunda fase, o estudo é estendido aos ligantes com propriedades hidráulicas latentes, pozolânicas e inertes, os quais são misturados com o melhor dos ligantes identificados na primeira fase.

### 7.2.1.1 – Ligantes aplicados isoladamente

O Quadro 7.1 e a Figura 7.1 resumem os resultados obtidos quando da estabilização do solo em estudo mediante mistura com ligante hidráulico, aplicado isoladamente e na dosagem de  $125\text{kg/m}^3$ . As amostras aguardaram em cura por um período de 28 dias e sob uma pressão vertical de  $24\text{kPa}$ .

Quadro 7.1 – Estabilização do solo com ligante hidráulico aplicado isoladamente (dosagem =  $125\text{kg/m}^3$ ; tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura =  $24\text{kPa}$ ).

Identificação	$q_{u\text{ max}}$ (kPa)	$\epsilon_{\text{rot}}$ (%)	$E_{50\%}$ (MPa)	$w_f$ (%)	$\gamma$ ( $\text{kN/m}^3$ )	$\Delta H^{(1)}$ (mm)	$T_{\text{max}}$ ( $^{\circ}\text{C}$ )	$t_{\text{água}}^{(2)}$ (min)
C32,5	973	0,732	216	66,2	15,2	5,2	22,73	195
CI42,5	1314	0,745	277	65,9	15,2	4,9	23,24	346
CII42,5	1153	0,858	211	64,4	15,2	4,2	23,06	392
C52,5	853	0,810	160	63,0	15,2	4,1	23,17	256
CV	68	1,612	9	59,3	15,1	3,8	30,74	517
CH	40	4,039	8	63,9	15,1	7,9	22,66	97

(1) – o valor deverá ser interpretado a título qualitativo dado o procedimento utilizado na sua leitura;

(2) – a este valor deve ser adicionado um tempo variável entre 15 a 30 minutos, associado à preparação da amostra.

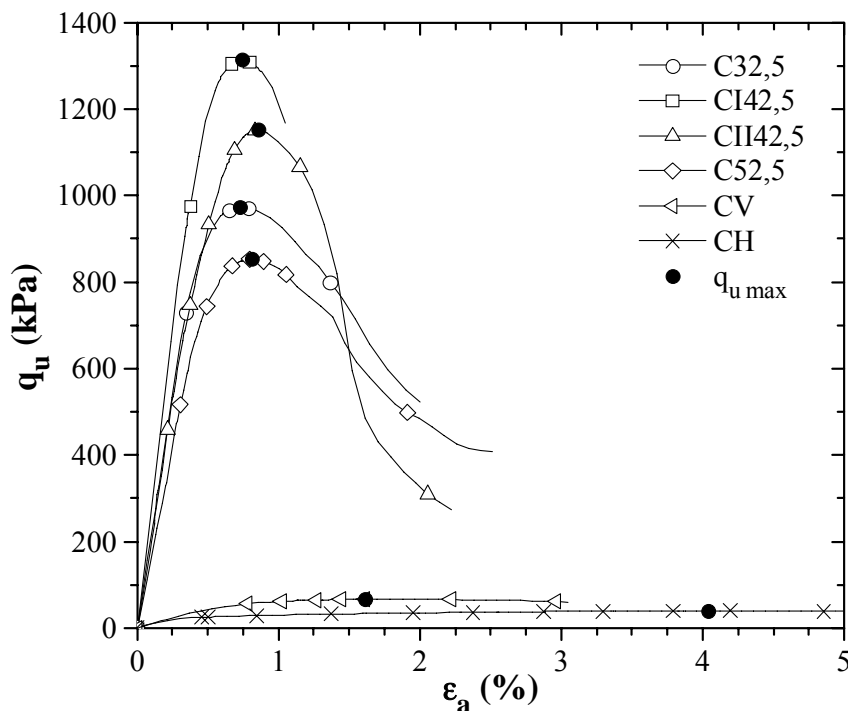


Figura 7.1 – Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre amostras estabilizadas com ligantes aplicados isoladamente (estabilizações descritas no Quadro 7.1).

Analisando os resultados em termos de resistência à compressão não confinada máxima ( $q_{u\text{ max}}$ ), pode-se concluir que de entre os 4 cimentos Portland analisados, o que produz maior efeito estabilizador é o cimento Portland I 42,5R (CI42,5). Ao contrário do esperado, a  $q_{u\text{ max}}$  não varia em concordância com a resistência mecânica dos cimentos

(Quadro E.1), tendo-se observado que o cimento Portland I 52,5R (C52,5) origina a menor  $q_{u\max}$ . Tal como o referido por Taylor (1997) e Coutinho (1988), o ganho de resistência mecânica dos ligantes está associado ao teor de CaO, SiO<sub>2</sub> e Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, sendo usualmente descrita a partir de relações entre estes óxidos (CaO/SiO<sub>2</sub> ; (SiO<sub>2</sub> + Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>)/CaO ; CaO + SiO<sub>2</sub> + Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>). Contudo, a aplicação de tais relações ao caso em estudo não justifica os resultados obtidos, espelhando desta forma a complexidade dos produtos produzidos nas reacções de hidratação (Taylor, 1997), assim como a natureza orgânica do solo, a qual condiciona em grande medida o desenvolvimento e a velocidade das reacções de hidratação, pozolânicas e troca iónica. Quer a superfície específica (que controla a velocidade das reacções de hidratação), quer a perda ao fogo (medida indirecta da superfície específica uma vez que traduz a quantidade de filler presente no ligante), também são ambíguos na interpretação dos resultados (Quadro E.1).

Contudo, a análise mais atenta da composição química dos ligantes (Quadro 6.3), permite identificar um parâmetro, óxido de magnésio (MgO), que reflecte convenientemente os resultados dos ensaios UCS. De facto, o MgO presente nos cimentos pode originar dois efeitos contraditórios, um associado à expansibilidade e outro relacionado com a quantidade de silicato tricálcico (C<sub>3</sub>S). A hidratação do óxido de magnésio pode conduzir à expansibilidade, com impacto negativo sobre a resistência mecânica da mistura. Este fenómeno pode facilmente ser evitado desde que o teor em MgO não seja superior a 5% (Coutinho, 1988; NP EN 197-1:2001), tal como acontece para os 4 cimentos Portland em estudo (Quadro 6.3). O segundo dos efeitos associado à presença do óxido de magnésio está indirectamente relacionado com a quantidade de silicato tricálcico (C<sub>3</sub>S), mineral mais activo do clínquer (Capítulo 2, Anexo A), e por conseguinte, com o ganho de resistência mecânica da mistura. O MgO presente nos cimentos Portland está directamente relacionado com a viscosidade da parte líquida (fundida) do clínquer durante a sua cozedura, sendo a viscosidade tanto maior quanto maior o teor em MgO. Em meios de maior viscosidade e elevada concentração de óxido de cálcio, este irá precipitar-se sobre os cristais de silicato bicálcico (C<sub>2</sub>S) transformando-os em grandes cristais de silicato tricálcico (C<sub>3</sub>S) (Coutinho, 1988). Por conseguinte, é de esperar que nos cimentos Portland com maior teor em MgO, seja maior a concentração potencial de silicato tricálcico (C<sub>3</sub>S)<sup>1</sup>, isto é, seja maior a resistência mecânica da mistura produzida a partir de tal cimento Portland.

Do exposto facilmente se conclui que a presença do MgO nos teores referidos no Quadro 6.3 é benéfica em termos de resistência mecânica das misturas. A aplicação conjugada deste parâmetro com a relação (SiO<sub>2</sub> + Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>)/CaO, permite definir um novo parâmetro, [(SiO<sub>2</sub> + Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>)/CaO].MgO, designado por *efeito MgO*, calculado a partir da composição química dos cimentos Portland (Quadro 6.3), o qual se ajusta adequadamente aos resultados dos ensaios UCS (Figura 7.2).

<sup>1</sup> Convém referir que não foi possível estimar as quantidades potenciais dos diferentes componentes dos cimentos Portland (C<sub>3</sub>S; C<sub>2</sub>S; C<sub>3</sub>A; C<sub>4</sub>AF), uma vez que as mesmas são calculadas no clínquer e não no cimento Portland (o qual possui outros constituintes na sua composição, em particular os cimentos tipo II).

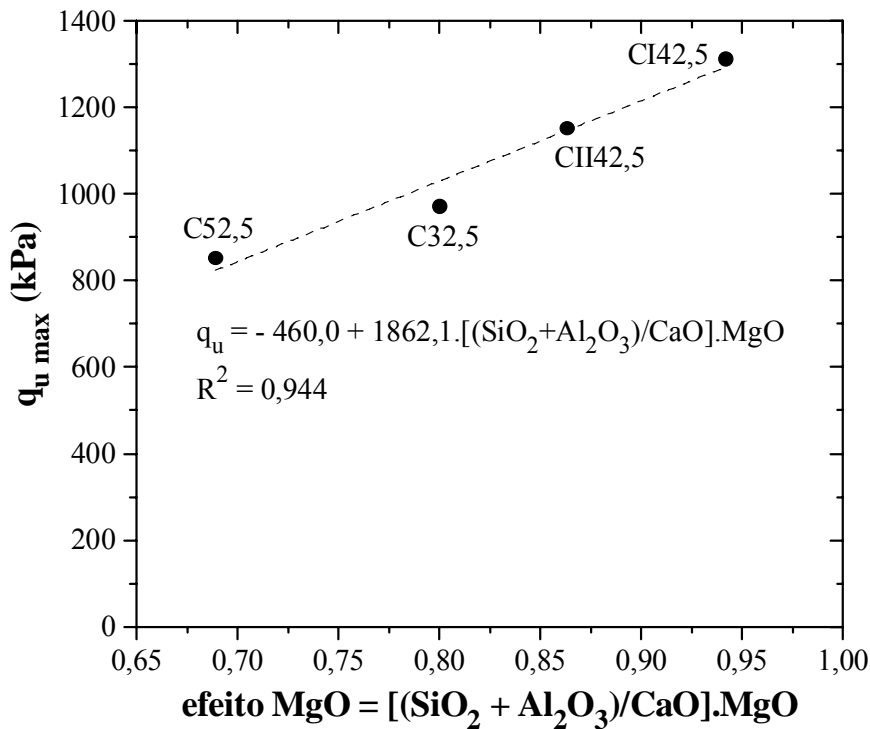


Figura 7.2 – Relação entre  $q_{u \max}$  obtida nos ensaios UCS e o parâmetro que traduz a influência potencial do MgO.

Para atestar a validade deste novo parâmetro (*efeito MgO*), este foi aplicado aos resultados de um solo orgânico estabilizado com 4 diferentes tipos de cimentos Portland (Åhnberg *et al.*, 2003). O solo em causa é a turfa de Holma Mosse ( $w_{\text{nat}} = 220\%$ ;  $w_L = 170\%$ ;  $w_P = 64\%$ ;  $OM = 10,3\%$ ). A Figura 7.3 resume os resultados obtidos, comprovando-se a boa adequação do parâmetro agora definido aos resultados dos ensaios UCS realizados sobre amostras com 28 dias de cura. A aplicação deste novo parâmetro não foi estendida a demais solos orgânicos dada a escassez de estudos similares publicados na bibliografia consultada,

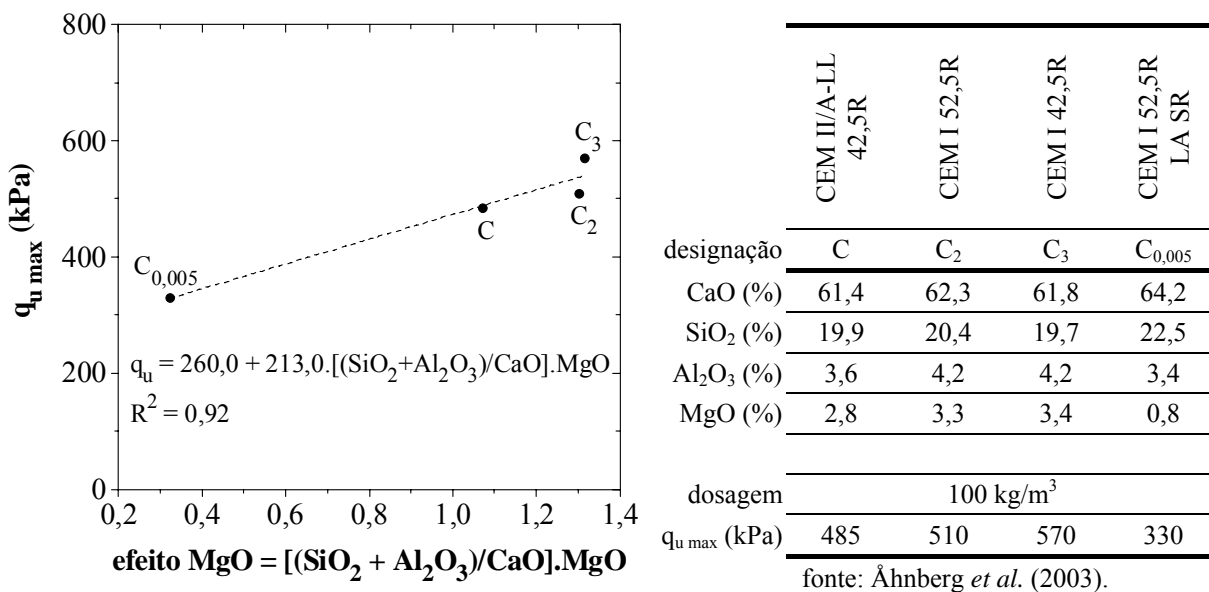


Figura 7.3 – Aplicação do parâmetro *efeito MgO* aos resultados da turfa de Holma Mosse.

acrescida da falta de caracterização química dos ligantes. Não obstante o referido, pode-se afirmar que independentemente da origem do solo e do ligante, o parâmetro *efeito MgO* parece mostrar-se adequado na escolha do cimento Portland que otimiza a estabilização de solos orgânicos em termos de resistência à compressão não confinada.

Regressando à análise dos resultados dos ensaios UCS (Quadro 7.1 e Figura 7.1), verifica-se que o efeito estabilizador resultante da mistura do solo com cais é praticamente negligenciável quando comparado com o efeito obtido com os cimentos Portland. Estes resultados eram já esperados devido à natureza orgânica do solo, a qual exerce forte impacto negativo nos produtos e na velocidade das reacções químicas estabelecidas entre o ligante, o solo e a água (EuroSoilStab, 2001; Axelsson *et al.*, 2002; Janz e Johansson, 2002; Kitazume e Terashi, 2002; EN 14679, 2005; Edil e Staab, 2005).

Analisando os resultados em termos de extensão axial de rotura ( $\epsilon_{rot}$ ), constata-se que esta é praticamente imutável para os 4 cimentos Portland analisados, aumentando nas cais com a diminuição de  $q_{u\ max}$ . Relativamente ao módulo de deformabilidade,  $E_{50\%}$ , verifica-se que, nos cimentos Portland, o seu valor está limitado superiormente pelo cimento Portland I 42,5R (C42,5), e inferiormente pelo cimento Portland I 52,5R (C52,5), em boa correspondência com a resistência à compressão não confinada de tais estabilizações. As duas cais exibem um módulo de deformabilidade significativamente inferior, reflectindo o carácter mais dúctil da estabilização proporcionada por estes ligantes.

Relativamente ao teor em água final ( $w_f$ ), é de realçar o reduzido valor obtido aquando da estabilização com a cal viva (CV), em grande parte justificado pela rápida reactividade da cal quando em contacto com a água, libertando grande quantidade de calor (a máxima temperatura no interior das amostras é registada aquando da utilização deste ligante).

O peso volúmico do solo estabilizado é praticamente constante, sendo ligeiramente superior ao do solo natural. Tal deve-se ao facto de grande parte da água ser “consumida” nas reacções químicas, dando origem a novos produtos de massa volúmica mais elevada que a água. O menor valor obtido nas estabilizações produzidas a partir das cais é justificado pelo facto de estes ligantes apresentarem menor massa volúmica e, originarem menor quantidade de produtos das reacções. Em princípio, ao aumento da deformação vertical durante a cura ( $\Delta H$ ) deveria corresponder um peso volúmico superior. Contudo, as variações registadas para o peso volúmico são muito ligeiras, ao que acresce o facto de, as deformações medidas serem pouco precisas devido ao procedimento adoptado na sua leitura, não devendo serem retiradas conclusões a partir deste parâmetro.

O último dos parâmetros incluídos no Quadro 7.1 ( $t_{\text{água}}$ ) permite avaliar, em termos qualitativos, a quantidade de energia libertada pelas reacções químicas ocorridas no interior do solo estabilizado no estágio inicial da estabilização. Quanto maior o seu valor, maior é a reactividade inicial do ligante quando em contacto com a água, originando reacções químicas mais exotérmicas, ou seja, maior é o calor gerado no interior da amostra. Convém referir que, a uma maior libertação de energia (sob a forma de calor) não corresponde directamente uma

maior quantidade de produtos de reacção, facto bem patente aquando da análise da estabilização com cal viva. A quantidade de produtos de reacção depende de outros factores, conforme o descrito no Capítulo 2.

Do estudo da estabilização do solo mole do Baixo Mondego com ligante hidráulico aplicado isoladamente, conclui-se ser o cimento Portland I 42,5R o ligante que maiores benefícios mecânicos confere ao material estabilizado.

### 7.2.1.2 – Cimento Portland misturado com cal viva

Ainda que os resultados anteriores invalidem a aplicação da cal viva, foi decidido avançar com este estudo dadas as inúmeras referências na bibliografia à aplicação conjunta do cimento Portland com cal viva, tal como anteriormente referido.

O Quadro 7.2 e a Figura 7.4 resumem os resultados obtidos aquando da estabilização do solo em estudo com uma mistura de ligantes composta por cimento Portland e cal viva, aplicada nas proporções 90/10, 75/25 e 50/50, referida em termos percentuais à massa seca dos ligantes. Em qualquer dos casos a dosagem utilizada foi de 125kg/m<sup>3</sup>, tendo as amostras aguardado em cura por um período de 28 dias e sob uma pressão vertical de 24kPa. Com o intuito de auxiliar a análise, na Figura 7.4 incluem-se também os resultados respeitantes às estabilizações com os cimentos Portland aplicados isoladamente.

Quadro 7.2 – Estabilização do solo com mistura de ligantes composta por cimento Portland e cal viva (dosagem = 125kg/m<sup>3</sup>; tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa).

Identificação <sup>(1)</sup>	q <sub>u max</sub> (kPa)	ε <sub>rot</sub> (%)	E <sub>50%</sub> (MPa)	w <sub>r</sub> (%)	γ (kN/m <sup>3</sup> )	ΔH <sup>(2)</sup> (mm)	T <sub>max</sub> (°C)	t <sub>água</sub> <sup>(3)</sup> (min)
C32,5-CV10%	344	1,117	71	63,32	15,2	7,4	24,06	271
C32,5-CV25%	311	2,286	34	63,14	15,2	7,3	25,36	278
C32,5-CV50%	130	2,613	10	62,81	15,2	5,4	27,08	>327
CI42,5-CV10%	572	0,994	112	64,25	15,2	7,8	23,43	-
CI42,5-CV25%	482	1,722	82	62,00	15,3	7,1	25,11	-
CI42,5-CV50%	193	2,991	10	62,33	15,3	7,1	26,51	-
CII42,5-CV10%	607	1,612	66	64,04	15,2	1,4	23,97	-
CII42,5-CV25%	516	1,609	77	61,21	15,4	5,9	25,97	-
CII42,5-CV50%	212	2,384	14	59,98	15,4	5,2	28,55	-
C52,5-CV10%	779	0,837	161	62,36	15,3	8,9	24,56	308
C52,5-CV25%	547	1,442	63	64,58	15,2	3,8	25,98	314
C52,5-CV50%	282	2,137	21	61,85	15,3	6,4	27,85	419

(1) – na identificação dos ligantes, apenas se refere a proporção respeitante à cal viva, sendo a proporção de cimento Portland igual ao remanescente para completar 100%;

(2) – o valor deverá ser interpretado a título qualitativo dado o procedimento utilizado na sua leitura;

(3) – a este valor deve ser adicionado um tempo variável entre 15 a 30 minutos, associado à preparação da amostra.

Analisando os resultados em termos de resistência à compressão não confinada máxima ( $q_{u \max}$ ), pode-se concluir que a adição de cal viva ao cimento Portland, mesmo quando em pequenas quantidades, origina uma degradação acentuada das características mecânicas das amostras (redução de  $q_{u \max}$ , aumento da extensão axial de rotura,  $\epsilon_{\text{rot}}$ , e diminuição do módulo de deformabilidade,  $E_{50\%}$ ). Não obstante esta degradação, o comportamento mecânico das amostras estabilizadas está em boa concordância com a resistência mecânica dos cimentos (Quadro E.1), qualquer que seja o valor da adição de cal viva. Contudo, a influência da cal viva sobre o comportamento mecânico das amostras estabilizadas é tanto maior quanto menor for a resistência mecânica dos cimentos.

Analisando em conjunto os resultados do teor em água final ( $w_f$ ) e da temperatura máxima no interior das amostras ( $T_{\text{max}}$ ), verifica-se que, em geral, à medida que aumenta a proporção de cal no ligante, aumenta o valor da  $T_{\text{max}}$  e decresce o  $w_f$ , reflectindo o forte carácter exotérmico das reacções químicas estabelecidas com a cal viva.

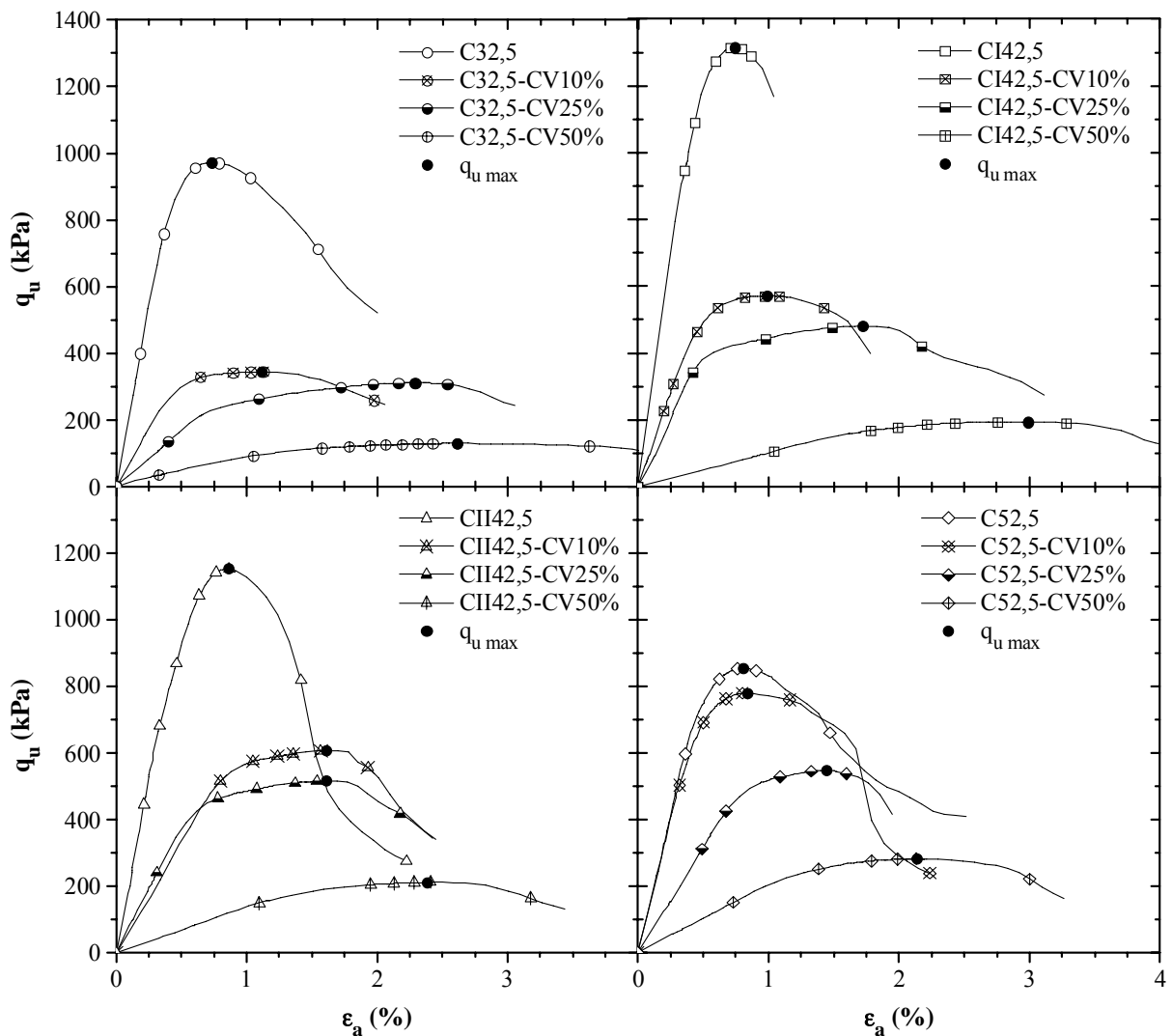


Figura 7.4 – Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre amostras estabilizadas com mistura de ligantes composta por cimento Portland e cal viva (dosagem = 125kg/m<sup>3</sup>; tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa).

Relativamente ao peso volúmico do solo estabilizado, este mantém-se praticamente constante, sendo ligeiramente superior ao do solo natural. Tal como anteriormente referido, este facto é em grande medida explicado pela substituição da água “consumida” nas reacções químicas por novos produtos de massa volúmica mais elevada que a água.

As leituras da deformação vertical durante a cura ( $\Delta H$ ) não apresentam uma tendência definida, em muito explicado pela pouca precisão do procedimento adoptado na sua leitura.

O último dos parâmetros incluídos no Quadro 7.2 ( $t_{\text{água}}$ ), quando comparado com os resultados obtidos aquando da não inclusão da cal viva no ligante (Quadro 7.1), permite concluir que a presença de cal viva na estabilização origina reacções químicas com maior libertação de energia, tanto maior quanto maior a adição de cal viva. Convém referir que, a uma maior libertação de energia não corresponde directamente uma maior quantidade de produtos de reacção (esta depende essencialmente de outros factores, Capítulo 2).

Os resultados mostram claramente que os produtos resultantes das reacções que se estabelecem com os cimentos Portland são distintos dos obtidos com a cal viva, não sendo benéfica a substituição de parte do cimento Portland por cal viva. Tal facto evidencia que a presença de cal viva é contraproducente, facto já esperado atendendo à natureza orgânica do solo (EuroSoilStab, 2001; Axelsson *et al.*, 2002; Janz e Johansson, 2002; Kitazume e Terashi, 2002; EN 14679, 2005; Edil e Staab, 2005).

### 7.2.1.3 – Cimento Portland I 42,5R misturado com outros ligantes

Da primeira fase do estudo respeitante à optimização do ligante, concluiu-se ser o cimento Portland I 42,5R (CI42,5) o ligante que melhor estabiliza o solo. Assim sendo, a análise da estabilização dos ligantes com propriedades hidráulicas latentes, pozolânicas e inertes, será realizada a partir da mistura destes com o cimento Portland I 42,5R (ligante base). Os ligantes são aplicados nas proporções 90/10, 75/25 e 50/50, referida em termos percentuais à massa seca dos ligantes, sendo o primeiro dos valores referente ao ligante base. Em qualquer dos casos a dosagem utilizada foi de  $125\text{kg/m}^3$ , tendo as amostras aguardado em cura por um período de 28 dias e sob uma pressão vertical de 24kPa.

O Quadro 7.3 resume os resultados obtidos aquando da incorporação na mistura de um segundo ligante com propriedades hidráulicas latentes (escória granulada de alto forno, E; Figura 7.5), pozolânicas (cinzas volantes de Compostilla, CZc, ou do Pêgo, CZp, ou de Sines, CZs; pozolana natural dos Açores, P; e sílica de fumo Meyco MS610, SF-M, ou Sikacrete P, SF-S; Figuras 7.6 e 7.7) e inertes (filer de calcário Micro 100 AB, F; Figura 7.8). Com o intuito de facilitar a análise, nos resultados inclui-se também a estabilização com o cimento Portland I 42,5R quando aplicado isoladamente.

Uma primeira análise global aos resultados permite constatar que a substituição de parte do cimento CI42,5 por qualquer outro dos ligantes, origina um decréscimo das propriedades mecânicas, nomeadamente, redução da resistência à compressão não confinada



Quadro 7.3 – Estabilização do solo com mistura de ligantes composta por cimento Portland I 42,5R e ligantes com propriedades hidráulicas latentes, pozolânicas e inertes (dosagem = 125kg/m<sup>3</sup>; tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa).

Identificação <sup>(1)</sup>	q <sub>u max</sub> (kPa)	ε <sub>rot</sub> (%)	E <sub>50%</sub> (MPa)	w <sub>f</sub> (%)	γ (kN/m <sup>3</sup> )	ΔH <sup>(2)</sup> (mm)	T <sub>max</sub> (°C)	t <sub>água</sub> <sup>(3)</sup> (min)
<b>Base</b>								
CI42,5	1314	0,745	277	65,90	15,22	4,9	23,24	346
<b>Base + ligante com propriedades hidráulicas latentes</b>								
CI42,5-E10%	1245	0,668	282	65,29	15,22	5,1	23,66	197
CI42,5-E25%	1143	0,757	274	64,40	15,31	8,2	23,74	236
CI42,5-E50%	425	1,610	69	65,21	15,12	6,1	23,04	195
<b>Base + ligante com propriedades pozolânicas</b>								
CI42,5-CZc10%	1144	0,885	192	65,06	15,93	5,3	23,75	291
CI42,5-CZc25%	853	0,953	154	64,40	15,04	5,8	23,79	292
CI42,5-CZc50%	242	1,855	42	64,47	16,22	6,2	23,21	201
CI42,5-CZp10%	1154	0,813	241	65,39	15,39	4,9	22,75	177
CI42,5-CZp25%	844	0,821	167	65,41	15,39	5,0	22,86	166
CI42,5-CZp50%	241	2,064	35	65,66	14,67	7,2	22,40	152
CI42,5-CZs10%	1150	0,834	211	65,04	15,33	4,8	23,29	256
CI42,5-CZs25%	833	0,736	204	65,36	14,84	5,4	22,97	300
CI42,5-CZs50%	249	2,160	35	65,00	15,44	6,4	22,66	225
CI42,5-P10%	1151	0,913	179	64,01	15,15	3,6	23,82	313
CI42,5-P25%	883	0,853	148	64,67	15,11	4,3	23,52	240
CI42,5-P50%	195	2,690	21	65,25	15,10	6,3	22,73	150
CI42,5-SF-M10%	1148	0,794	239	65,30	15,11	5,2	23,15	177
CI42,5-SF-M25%	812	0,867	129	65,89	15,05	5,1	23,17	199
CI42,5-SF-M50%	173	3,076	19	66,22	15,01	6,1	23,51	212
CI42,5-SF-S10%	1187	0,843	171	63,99	15,51	6,4	22,72	277
CI42,5-SF-S25%	798	0,730	167	64,23	15,17	5,7	22,92	171
CI42,5-SF-S50%	153	2,109	16	64,40	15,06	7,2	22,52	150
<b>Base + ligante com propriedades inertes</b>								
CI42,5-F10%	1226	0,721	231	65,26	15,20	6,7	23,91	229
CI42,5-F25%	840	0,639	216	65,06	15,13	7,9	23,22	186
CI42,5-F50%	227	1,834	34	64,25	15,17	10,4	22,77	150

(1) – na identificação dos ligantes, apenas se refere a proporção respeitante ao segundo ligante, sendo a proporção de cimento Portland I 42,5R igual ao remanescente para completar 100%;

(2) – o valor deverá ser interpretado a título qualitativo dado o procedimento utilizado na sua leitura;

(3) – a este valor deve ser adicionado um tempo variável entre 15 a 30 minutos, associado à preparação da amostra.

(q<sub>u max</sub>), aumento da extensão axial de rotura (ε<sub>rot</sub>), e redução do módulo de deformabilidade (E<sub>50%</sub>). Relativamente ao módulo de deformabilidade, em termos gerais, verifica-se não haver redução expressiva face ao valor da estabilização base quando na mistura se substitui apenas

10% de CI42,5 por outro ligante. Quanto aos demais parâmetros do Quadro 7.3, constata-se que, independentemente do ligante, à medida que aumenta a proporção do segundo ligante na mistura (ou seja, redução do CI42,5), existe um aumento da deformação vertical ocorrida durante a cura ( $\Delta H$ ), o que é sintomático da menor reactividade dos ligantes, com evidente reflexo na degradação das propriedades mecânicas das amostras. À medida que aumenta a proporção do segundo ligante na mistura, regista-se existir uma ligeira tendência de redução da temperatura máxima ( $T_{max}$ ), o que se repercute no tempo para que a temperatura no interior das amostras iguale a do meio envolvente ( $t_{\text{água}}$ ). A substituição de parte do CI42,5 por escória granulada de alto forno (E) é, de entre os diversos ligantes analisados, a mistura que origina menor degradação das características mecânicas face à estabilização do solo com CI42,5 aplicado isoladamente.

Analisando com maior detalhe a estabilização por incorporação de ligantes com propriedades hidráulicas latentes (escória granulada de alto forno, E), Quadro 7.3 e Figura 7.5, verifica-se que, à excepção dos parâmetros mecânicos ( $q_{u\ max}$ ,  $\epsilon_{rot}$ ,  $E_{50\%}$ ), a generalidade dos demais parâmetros não varia relativamente à estabilização base (aplicação isolada de CI42,5). A redução das características mecânicas por incorporação da escória é apenas significativa para a estabilização realizada com uma mistura de ligantes com partes iguais de CI42,5 e E. De facto, a redução das características mecânicas associadas à introdução de 10 e 25% de escória apenas se faz sentir na redução de  $q_{u\ max}$ , em 5 e 13%, respectivamente. Contudo, é de esperar que esta diferença se atenua no tempo uma vez que as reacções de hidratação da

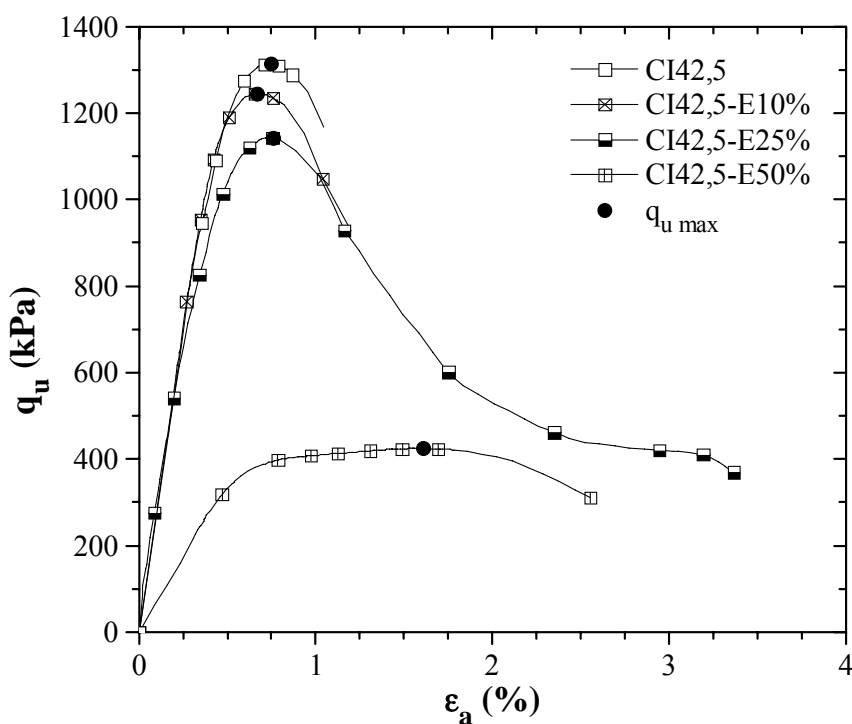


Figura 7.5 – Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre amostras estabilizadas com mistura de ligantes composta por cimento Portland e escória granulada de alto forno (dosagem = 125kg/m<sup>3</sup>; tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa).

escória são mais lentas do que as que ocorrem no cimento Portland (Anexo A). Acresce o facto de as reacções associadas à escória serem também menos exotérmicas, fazendo com a temperatura no interior da amostra atinja mais rapidamente a temperatura do meio envolvente (Quadro 7.3), o que não favorece o ganho de resistência mecânica nos primeiros tempos.

Tendo em consideração, para além de critérios técnicos, critérios económicos relacionados com o preço por tonelada de ligante (Quadros E.1 e E.2), e as vantagens ambientais associadas à substituição parcial do cimento Portland por escórias (Capítulo 2, Anexo A), facilmente se conclui ser benéfica a adopção de uma mistura de ligantes composta por CI42,5 e E, na proporção 75/25. Refira-se que esta conclusão é válida para a dosagem e nas condições indicadas, ainda que a mesma possa ser tomada como base de partida em estudo para outras dosagens e condições.

Reportando aos resultados da estabilização por incorporação de ligantes com propriedades pozolânicas, Quadro 7.3 e Figura 7.6, verifica-se não haver diferenças significativas em termos de comportamento mecânico qualquer que seja o segundo dos ligantes considerado, e para igual proporção de ligantes. A substituição de 10% do CI42,5 por um dos ligantes com propriedades pozolânicas origina um decréscimo de  $q_{u\ max}$  de 12% em termos médios, face à estabilização base (aplicação isolada de CI42,5), subindo este valor para os 36% quando a substituição do CI42,5 atinge os 25%. Estes valores sobem, respectivamente, para os 26 e 42% quando se analisa a redução registada no  $E_{50\%}$ .

Analisando em particular as três cinzas volantes, provenientes de origens distintas, verifica-se que todas são cinzas volantes siliciosas ( $CaO < 10\%$ ), ou seja, apresentam propriedades pozolânicas. Sabendo que as reacções pozolânicas decorrem com velocidades muito lentas, é de esperar que a substituição parcial do cimento Portland por estas cinzas origine um lento ganho de resistência mecânica no tempo, caracterizado por baixas resistências iniciais. Contudo, e tal como referido no Anexo A, é de esperar que com o tempo a resistência mecânica iguale, pelo menos, a do cimento Portland.

É interessante notar que a origem das cinzas volantes não exerce influência sobre a estabilização obtida (Quadro 7.3 e Figura 7.7), indicando que as diferenças de composição química não têm expressão em termos da estabilização final. Este facto era já esperado dado as três cinzas volantes serem todas do tipo siliciosas. Deste modo, a escolha da melhor das cinzas volantes a utilizar na estabilização poderá ser efectuada a partir da perda ao fogo (conforme descrição no Anexo A), e do preço por tonelada (Quadro E.3), recaindo a escolha na cinza volante com origem em Sines.

A substituição parcial do cimento Portland por pozolana natural dos Açores traduz-se por um comportamento muito similar ao obtido com as cinzas volantes, uma vez que as reacções que se estabelecem com o pozolana são da mesma natureza, isto é, pozolânicas. São de esperar aumentos no tempo da resistência mecânica, podendo mesmo exceder a do cimento Portland. O grande inconveniente associado à sua aplicação relaciona-se com o facto da não comercialização da pozolana natural dos Açores (ligante exclusivo da Cimentaçor, grupo

Cimpor), o que combinado com a inexistência de mais valias técnicas face às cinzas volantes, justifica a sua exclusão dos estudos subsequentes.

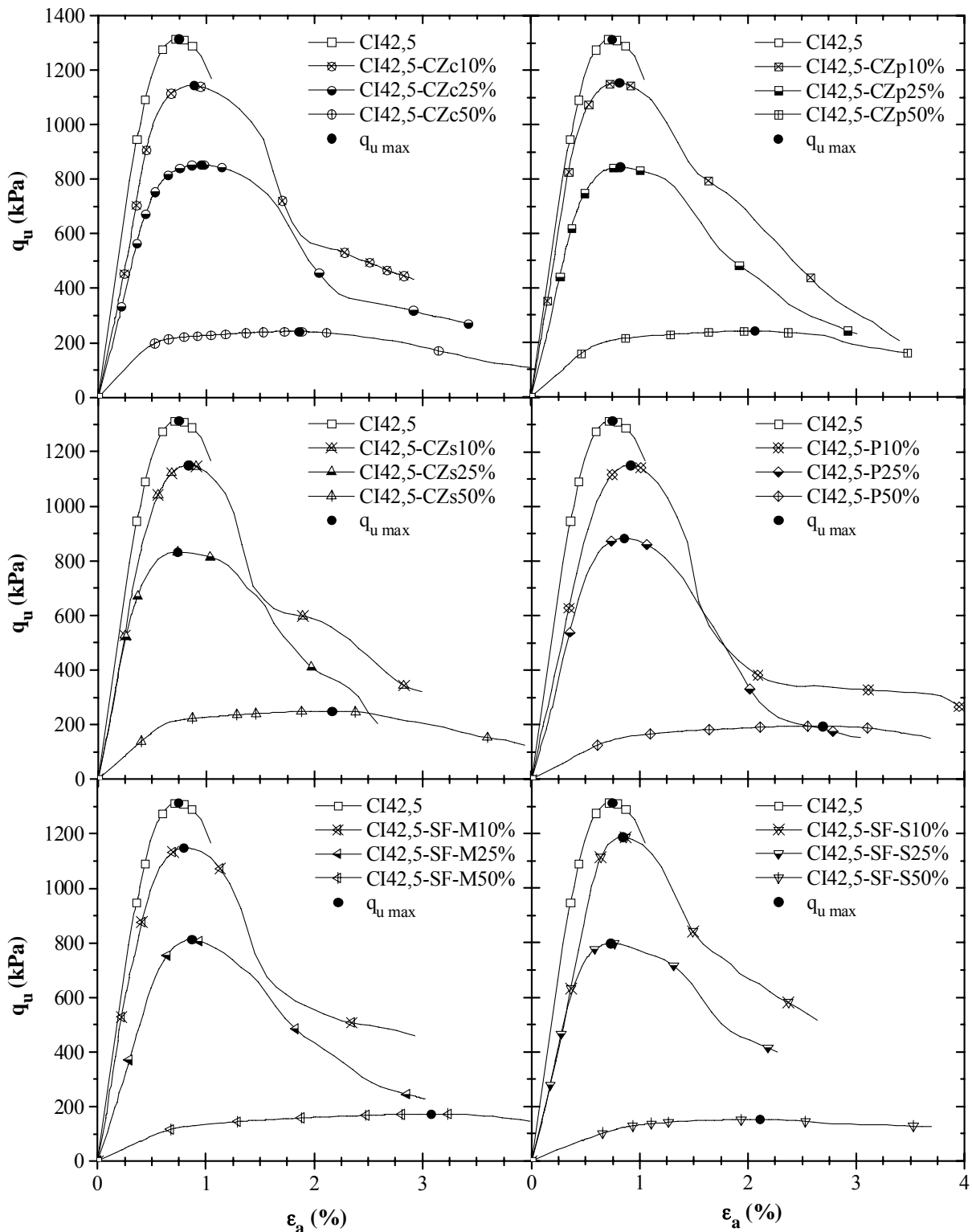


Figura 7.6 – Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre amostras estabilizadas com mistura de ligantes composta por cimento Portland e um ligante com propriedades pozolânicas (dosagem = 125kg/m<sup>3</sup>; tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa).

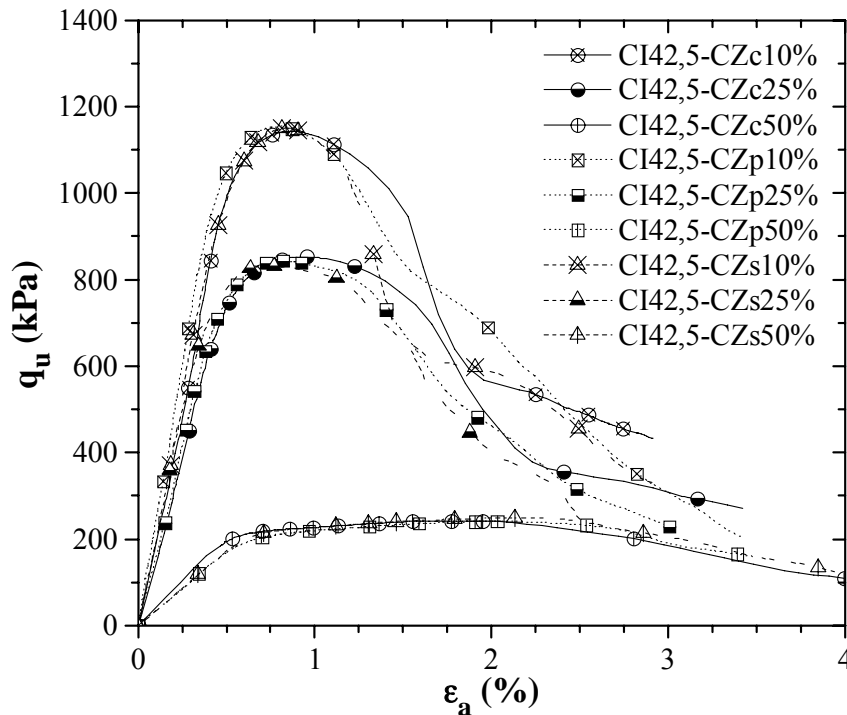


Figura 7.7 – Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre amostras estabilizadas com CI42,5 e cinzas volantes de diferente origem (dosagem = 125kg/m<sup>3</sup>; tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa).

A introdução de sílica de fumo em substituição parcial do cimento Portland origina um efeito de filler (o qual pode conduzir a um aumento da resistência mecânica, conforme descrição no Anexo A), e desencadeia reacções pozolânicas. Tal como anteriormente referido, ainda que estas reacções inicialmente originem resistências mecânicas inferiores à do cimento Portland, no tempo, podem conduzir o material estabilizado a resistências mecânicas superiores à do cimento Portland. Não obstante as vantagens ambientais resultantes da substituição parcial do cimento Portland por sílica de fumo (Capítulo 2, Anexo A), o seu elevadíssimo preço (Quadro E.3) inviabiliza a sua consideração nos estudos subsequentes.

Do exposto, facilmente se conclui que de entre os 6 ligantes com propriedades pozolânicas, o que apresenta maiores benefícios técnico-económicos na substituição parcial do cimento Portland I 42,5R é a cinza volante de Sines, aplicada numa proporção 90/10 (CI42,5/CZs). À semelhança do já referido para a escória, esta conclusão é válida para a dosagem e nas condições indicadas, ainda que a mesma possa ser tomada como base de partida em estudo para outras dosagens e condições.

Analisando agora a estabilização por incorporação de ligantes com propriedades inertes (filer de calcário Micro 100 AB, F), Quadro 7.3 e Figura 7.8, verifica-se que para a menor (10%) das substituições do CI42,5 por filer de calcário, a degradação das propriedades mecânicas é reduzida, traduzindo-se numa redução em 7 e 17% de  $q_{u \max}$  e  $E_{50\%}$ , respectivamente. Quando a incorporação do filer de calcário atinge os 25%, estas reduções sobem para valores de 36 e 22%, respectivamente para  $q_{u \max}$  e  $E_{50\%}$ . Quando a substituição do CI42,5 atinge os 50%, a estabilização passa a ter um efeito pouco expressivo em comparação

com a estabilização base. De facto, a introdução de filer de calcário visa aumentar o número de partículas presente no solo, permitindo que o cimento Portland se possa unir a mais partículas, construindo um esqueleto sólido mais denso e resistente. Este efeito é altamente dependente da quantidade de filer de substituição, assistindo-se a um forte decréscimo da resistência mecânica para quantidades acima dos 10%. Atendendo ao comportamento agora reportado, e ao preço por tonelada do ligante (Quadro E.4), poderá ser vantajosa a substituição de parte do CI42,5 por filer de calcário.

A inclusão na Figura 7.8 da curva tensão-extensão referente à estabilização com CII42,5 (o qual possui na sua composição filer de calcário numa percentagem em massa entre 6 a 20%, NP EN 197-1: 2001), visa o estudo do efeito da incorporação de filer de calcário no fabrico do cimento Portland em oposição à sua adição à *posteriori*. Pelo facto de ser desconhecida a quantidade exacta de filer de calcário adicionada durante o fabrico do cimento Portland tipo II/A-L 42,5R (dado não revelado pelo fabricante do ligante), os resultados da Figura 7.8 apenas sugerem que a quantidade de filer de calcário incorporada no fabrico do cimento Portland é superior a 10% e inferior a 25%, nada sendo possível concluir quanto aos benefícios da adição prévia ou à *posteriori* de filer de calcário ao cimento Portland.

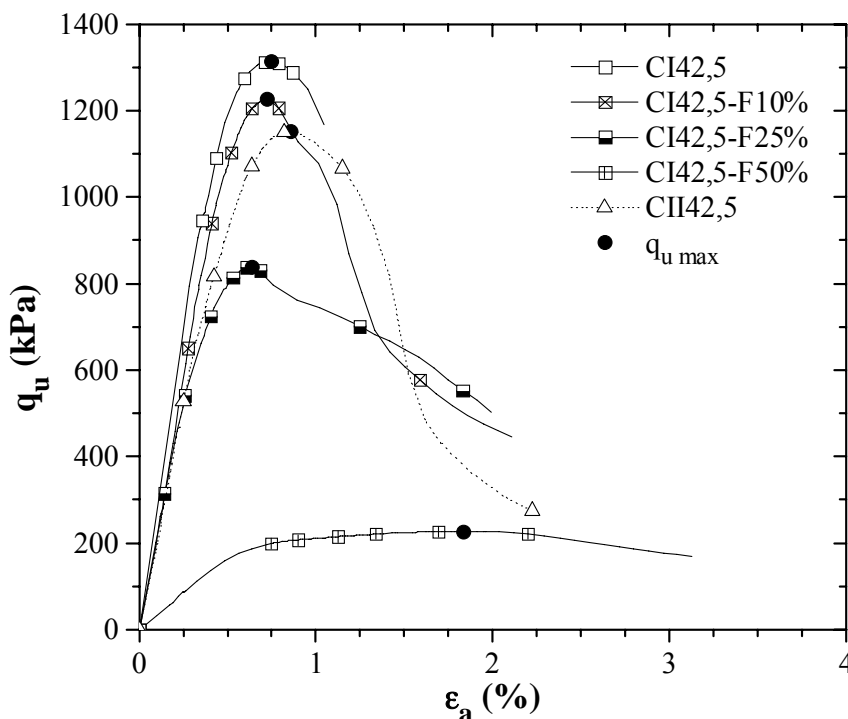


Figura 7.8 – Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre amostras estabilizadas com mistura de ligantes composta por cimento Portland e filer de calcário (dosagem = 125kg/m<sup>3</sup>; tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa).

Tendo por base as principais conclusões respeitante à escolha do(s) ligante(s) que melhor estabiliza(m) o solo em estudo, a saber, o cimento Portland I 42,5R (CI42,5) aplicado isoladamente ou misturado com escória granulada de alto forno (E), numa proporção em massa não inferior a 75% de cimento, e atendendo ao preço por tonelada do filer de calcário

(F), o qual é consideravelmente inferior ao da escória, foi decidido estender o estudo da optimização do ligante a misturas constituídas por CI42,5, E e F. Paralelamente estudaram-se estabilizações com misturas constituídas por CI42,5, E e CZs, onde se procurou analisar o efeito da substituição do fíler de calcário (ligante inerte) por um ligante com propriedades pozolânicas (cinza volante de Sines). O Quadro 7.4 e a Figura 7.9 resumem os resultados obtidos. Com o intuito de facilitar a análise, nos resultados inclui-se também a estabilização com o cimento Portland I 42,5R aplicado isoladamente.

Quadro 7.4 – Estabilização do solo com mistura de ligantes composta por cimento Portland I 42,5R, escória granulada de alto forno e cinza volante de Sines ou fíler de calcário (dosagem = 125kg/m<sup>3</sup>; tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa).

Identificação <sup>(1)</sup>	q <sub>u max</sub> (kPa)	ε <sub>rot</sub> (%)	E <sub>50%</sub> (MPa)	w <sub>f</sub> (%)	γ (kN/m <sup>3</sup> )	ΔH <sup>(2)</sup> (mm)	T <sub>max</sub> (°C)	t <sub>água</sub> <sup>(3)</sup> (min)
<b>Base</b>								
CI42,5	1314	0,745	277	65,90	15,22	4,9	23,24	346
<b>Base + Escória + Cinzas volantes de Sines</b>								
CI42,5-E5%-CZs5%	1194	1,052	153	63,32	15,23	6,1	22,85	271
CI42,5-E10%-CZs5%	1185	0,839	299	63,49	15,23	7,0	23,13	365
CI42,5-E10%-CZs10%	1058	0,865	159	63,23	15,24	7,8	23,41	315
CI42,5-E15%-CZs10%	972	0,849	177	64,98	15,18	4,6	23,68	334
<b>Base + Escória + Fíler de calcário</b>								
CI42,5-E5%-F5%	1240	0,793	236	64,21	15,23	7,6	23,55	320
CI42,5-E10%-F5%	1202	0,814	208	63,50	15,29	6,1	24,05	270
CI42,5-E10%-F10%	1082	0,937	159	63,79	15,29	7,1	23,09	200
CI42,5-E15%-F10%	998	0,880	160	62,64	15,33	6,9	23,33	180

(1) – na identificação dos ligantes, apenas se refere a proporção respeitante aos segundo e terceiro ligantes, sendo a proporção de cimento Portland I 42,5R igual ao remanescente para completar 100%;

(2) – o valor deverá ser interpretado a título qualitativo dado o procedimento utilizado na sua leitura;

(3) – a este valor deve ser adicionado um tempo variável entre 15 a 30 minutos, associado à preparação da amostra.

A análise dos resultados em termos globais permite constatar que a substituição parcial do cimento CI42,5 por qualquer outro dos ligantes, origina um decréscimo das propriedades mecânicas, nomeadamente, redução da resistência à compressão não confinada (q<sub>u max</sub>), aumento da extensão axial de rotura (ε<sub>rot</sub>), e redução do módulo de deformabilidade (E<sub>50%</sub>). Essa redução é tanto mais acentuada, quanto maior a substituição do cimento Portland. O elevado, e estranho, valor do módulo de deformabilidade obtido aquando da estabilização do solo com CI42,5-E10%-CZs5% é justificado pela correcção do *bedding error* introduzida na curva tensão-extensão. Uma outra conclusão global é a de que a substituição do fíler de calcário por cinza volante de Sines não tem grande impacto em termos de propriedades mecânicas. Contudo, o comportamento mecânico pode sofrer alteração no tempo devido à

reduzida velocidade com que se desencadeiam as reacções pozolânicas na cinza volante. Relativamente aos demais parâmetros do Quadro 7.4, constata-se pela não existência de tendências claras de comportamento, exceptuando o caso das estabilizações com CI42,5, E e F, onde se observa que à medida que diminui a proporção do cimento Portland, diminui o tempo para que a temperatura no interior das amostras atinja a do meio envolvente, reflectindo a menor libertação de energia das reacções químicas (a escória desenvolve reacções de hidratação menos exotérmicas, e o filler de calcário é inerte), com óbvias repercussões no comportamento mecânico das amostras.

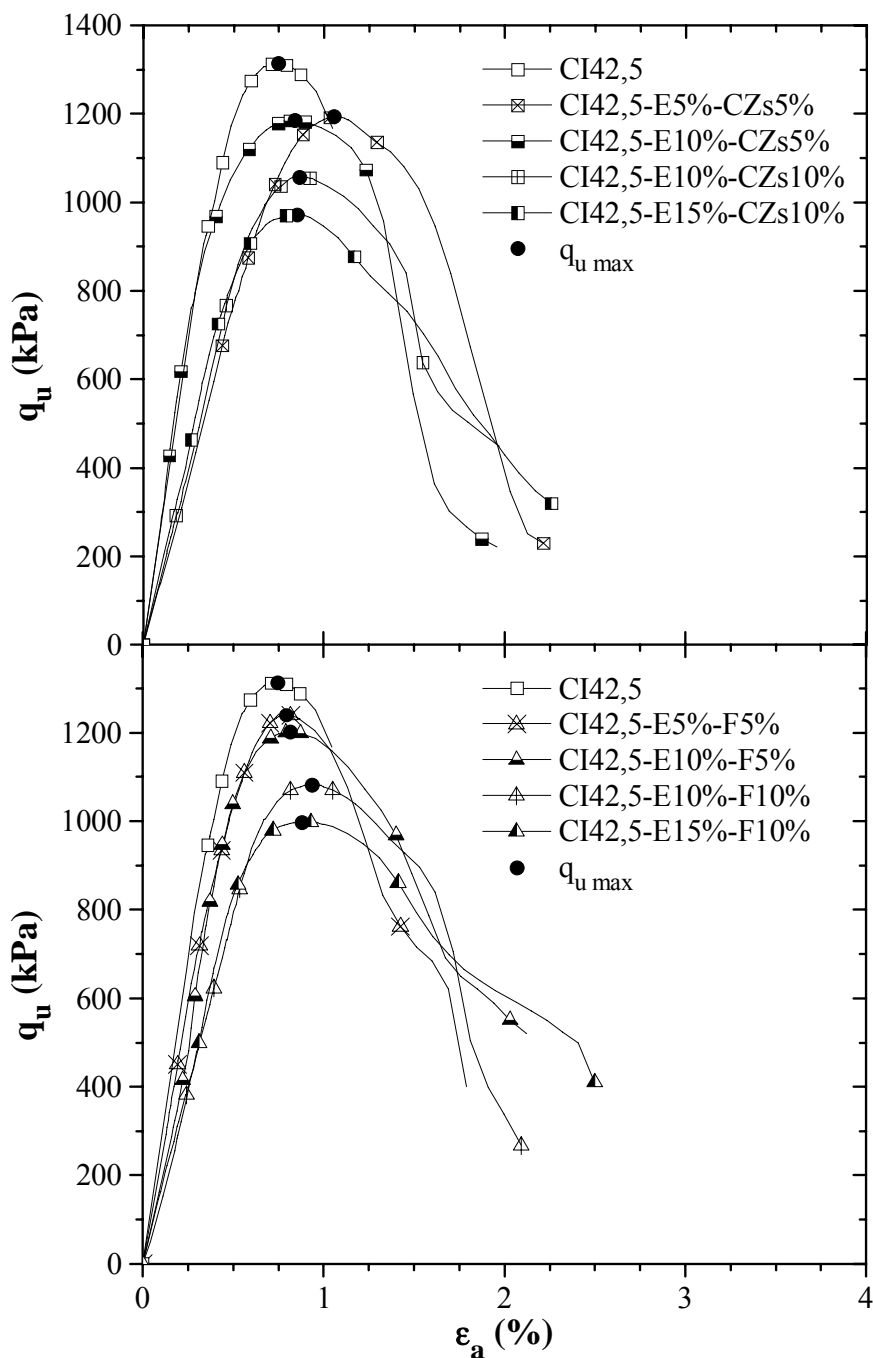


Figura 7.9 – Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre amostras estabilizadas com mistura de ligantes composta por CI42,5-E-CZs e CI42,5-E-F (dosagem = 125kg/m<sup>3</sup>; tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa).



Na Figura 7.10 apresentam-se as curvas tensão-extensão referentes aos ensaios UCS realizados sobre estabilizações onde se substituiu 25% em massa do cimento Portland I 42,5R por um segundo ligante (escória granulada de alto forno aplicada isoladamente, ou misturada com cinza volante de Sines ou filer de calcário). A figura permite concluir que a substituição de 10% da escória por cinza volante de Sines ou filer de calcário origina uma degradação das propriedades mecânicas face à estabilização CI42,5-E25%. No caso da estabilização com CI42,5-E15%-F10%, a redução atinge os 13 e os 42% de  $q_{u \max}$  e  $E_{50\%}$ , respectivamente. Mas se compararmos os valores com a estabilização base, realizada apenas com cimento Portland, a redução de  $q_{u \max}$  cresce para os 24%. Face ao comportamento obtido, é tecnicamente recomendável rejeitar a substituição parcial da escória, seja por cinzas volantes ou por filer de calcário.

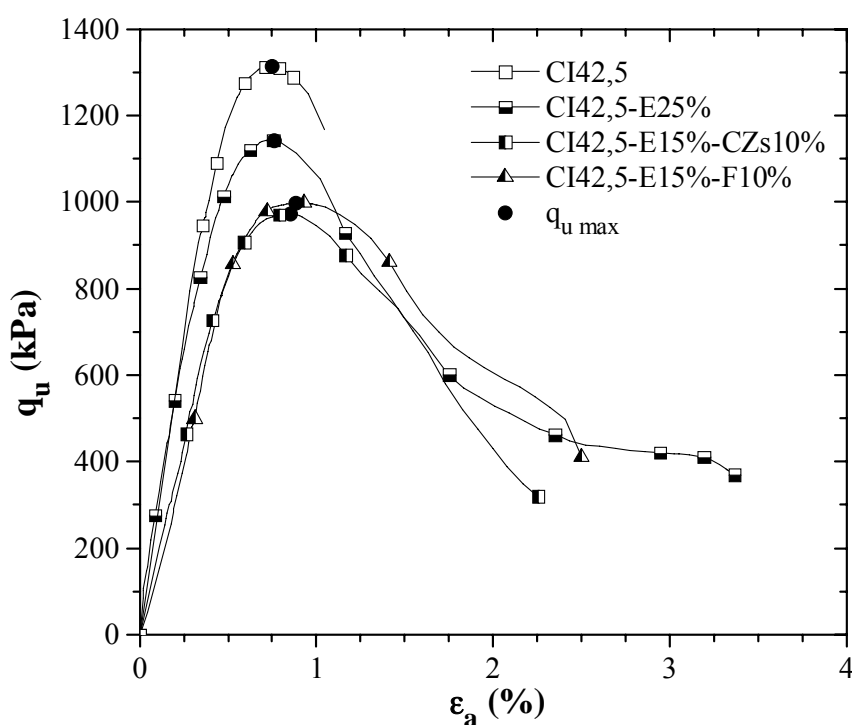


Figura 7.10 – Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre amostras estabilizadas para uma substituição de 25% do CI42,5 (dosagem = 125kg/m<sup>3</sup>; tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa).

De entre todos os ligantes em estudo conclui-se que, do ponto de vista técnico, o ligante que melhor estabiliza o solo mole do Baixo Mondego é o cimento Portland I 42,5R, aplicado isoladamente. Contudo, tendo em consideração, para além de critérios técnicos, critérios económicos, a mistura que melhor estabiliza o solo é composta por cimento Portland I 42,5R e escória granulada de alto forno (com as vantagens ambientais inerentes à substituição parcial do cimento Portland por escórias), aplicados na proporção 75/25 referida à massa seca dos ligantes. Refira-se que esta conclusão é válida para a dosagem e nas condições indicadas, ainda que a mesma possa ser tomada como base de partida em estudo para outras dosagens e condições.

Assim sendo, em todos os estudos subsequentes será adoptada como estabilização base a realizada a partir da mistura do solo com cimento Portland I 42,5R e escória granulada de alto forno, aplicada na proporção 75/25 referida à massa seca dos ligantes, e na dosagem de  $125\text{kg/m}^3$ .

### 7.2.2 – Dosagem

Uma vez identificado o(s) ligante(s) que melhor estabiliza(m) o solo em estudo, é chegada a fase de analisar qual a dosagem com que este deve participar na mistura por forma a otimizar a estabilização. Tal como o referido no Capítulo 2, a dosagem exerce enorme influência sobre o comportamento mecânico do material estabilizado. Existe uma dosagem mínima para que a estabilização produza efeitos em termos mecânicos, a qual se situa na ordem dos  $30\text{-}50\text{kg/m}^3$  para solos argilosos (Terashi *et al.*, 1980; Uddin, 1994; Horpibulsuk, 2001; Horpibulsuk *et al.*, 2003), subindo para os  $50\text{-}70\text{kg/m}^3$  quando na presença de solos orgânicos (Babasaki *et al.*, 1980; Axelsson *et al.*, 2002). Com base nestes resultados, e atendendo à natureza orgânica do solo em estudo, definiu-se a gama de dosagens a analisar, investigando-se 8 diferentes dosagens: 75, 100, 125, 150, 175, 200, 225 e  $250\text{kg/m}^3$ . Uma dosagem suplementar de  $750\text{kg/m}^3$  foi igualmente considerada, procurando desta forma avaliar a estabilização do solo para uma dosagem típica da tecnologia de *jet-grouting*. Convém referir que tal dosagem é garantida apenas em laboratório, uma vez que a técnica de *deep mixing* quando aplicada em campo não é compatível com dosagens tão elevadas (as pressões de injeção do ligante pela técnica de *deep mixing* são consideravelmente inferiores às do *jet-grouting*).

O Quadro 7.5 resume as condições de preparação dos ensaios, identificando-se cada estabilização pela letra D, de dosagem, seguida da dosagem expressa em  $\text{kg/m}^3$ . No quadro o parâmetro dosagem encontra-se expresso pela quantidade de massa seca de ligante adicionada a  $1\text{m}^3$  de solo, e expressa em  $\text{kg/m}^3$ , ou através do teor em ligante,  $a_w$ , definido como a razão entre as massas secas de ligante e de solo. Conhecido o teor em água inicial do solo (80,87%), pode-se definir a relação entre este e o teor em cimento,  $w/a_w$ , usualmente designada por W/C na literatura dos cimentos. No Quadro 7.5 também se inclui o teor em água medido imediatamente após a conclusão da mistura na batedeira-misturadora, aqui designado por  $w_i$ , o qual é uma medida da quantidade de água “consumida” pelo ligante nas primeiras reacções de hidratação. Conforme o esperado, com o aumento da dosagem existe uma redução gradual do  $w_i$ .

O Quadro 7.6 e a Figura 7.11 resumem os resultados obtidos aquando da estabilização do solo em estudo com uma mistura de ligantes CI42,5-E (75/25), aplicada em diferentes dosagens. Uma primeira análise global aos resultados permite constatar que com o aumento da dosagem existe uma melhoria do comportamento mecânico, traduzida pelo crescimento da resistência à compressão não confinada ( $q_{u\text{ max}}$ ), redução da extensão axial de rotura ( $\epsilon_{\text{rot}}$ ), e

Quadro 7.5 – Caracterização inicial da estabilização do solo com CI42,5-E (75/25) aplicado em diferentes dosagens (tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa).

Identificação	Dosagem		w/a <sub>w</sub> (-)	w <sub>i</sub> (%)
	(kg/m <sup>3</sup> )	a <sub>w</sub> (%)		
D75	75	9	9,0	72,29
D100	100	12	6,7	70,40
D125	125	15	5,4	68,10
D150	150	18	4,5	66,70
D175	175	21	3,8	64,10
D200	200	24	3,4	62,70
D225	225	27	3,0	61,21
D250	250	30	2,7	59,85
D750	750	90	0,9	40,30

Quadro 7.6 – Estabilização do solo com CI42,5-E (75/25) aplicado em diferentes dosagens (tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa).

Identificação	Q <sub>u max</sub> (kPa)	ε <sub>rot</sub> (%)	E <sub>50%</sub> (MPa)	w <sub>f</sub> (%)	γ (kN/m <sup>3</sup> )	ΔH <sup>(1)</sup> (mm)	T <sub>max</sub> (°C)	t <sub>água</sub> <sup>(2)</sup> (min)
D75	209	2,376	24	66,80	15,11	4,4 (?)	23,51	132
D100	644	0,865	159	66,26	15,16	8,4	23,99	162
D125	1143	0,757	274	64,40	15,31	8,2	23,74	236
D150	1618	1,110	253	62,22	15,41	7,8	24,52	346
D175	1831	0,767	354	61,84	15,50	6,7	24,81	356
D200	1936	0,827	310	59,07	15,53	6,3	24,40	397
D225	1995	0,892	308	58,31	15,61	3,7	25,45	366
D250	2050	0,809	364	56,14	15,71	3,7	24,32 (?)	<sup>(3)</sup>
D750	6163	0,703	918	33,60	17,69	1,8	24,36 (?)	<sup>(3)</sup>

(1) – o valor deverá ser interpretado a título qualitativo dado o procedimento utilizado na sua leitura;

(2) – a este valor deve ser adicionado um tempo variável entre 15 a 30 minutos, associado à preparação da amostra;

(3) – ocorreu perda de dados.

aumento do módulo de deformabilidade (E<sub>50%</sub>). Este comportamento é reflexo da maior quantidade de ligante presente, permitindo o desenvolvimento de um maior número de reacções cimentícias. A um maior número de reacções cimentícias corresponde um maior “consumo” de água, facto bem patente nos valores do teor em água finais (w<sub>f</sub>), os quais decrescem com o aumento da dosagem. A água “consumida” é substituída por produtos de reacção de maior massa volúmica, originando o crescimento do peso volúmico (γ) com o aumento da dosagem. Ao maior número de reacções cimentícias corresponde o desenvolvimento de uma matriz mais densa e rígida, responsável pela melhoria das propriedades mecânicas, facto bem reflectido na redução da deformação vertical ocorrida durante a cura (ΔH). Sendo as reacções de hidratação exotérmicas, o crescimento do número

de reacções de hidratação com a dosagem, conduzirá ao aumento, ainda que ligeiro, da temperatura no interior das amostras ( $T_{max}$ ), e ao crescimento do tempo para que esta iguale a temperatura do meio envolvente ( $t_{\text{água}}$ ).

Os valores erráticos encontrados para  $\epsilon_{rot}$  e  $E_{50\%}$  referentes às estabilizações D150, D200 e D225 são justificados pela correcção do *bedding error* introduzida na curva tensão-extensão. A reduzida deformação vertical ( $\Delta H$ ) medida para a estabilização D75 é explicada pela deformação instantânea que terá certamente ocorrida concomitantemente com a aplicação da carga, e que para esta dosagem terá sido considerável dada a sua baixa rigidez inicial. Para as estabilizações D250 e D750 ocorreram alguns problemas relacionados com o início das leituras da temperatura no interior das amostras, pelo que as temperaturas indicadas não são fidedignas. Acresce o facto de ter havido perda de dados após alteração do intervalo de leitura, daí que não se tenha o registo de  $t_{\text{água}}$  para estas estabilizações.

Os resultados indicam que o comportamento mecânico tende a estabilizar para as dosagens compreendidas entre D175 e D250, indiciando uma degradação do compromisso técnico-económico resultante do aumento da dosagem.

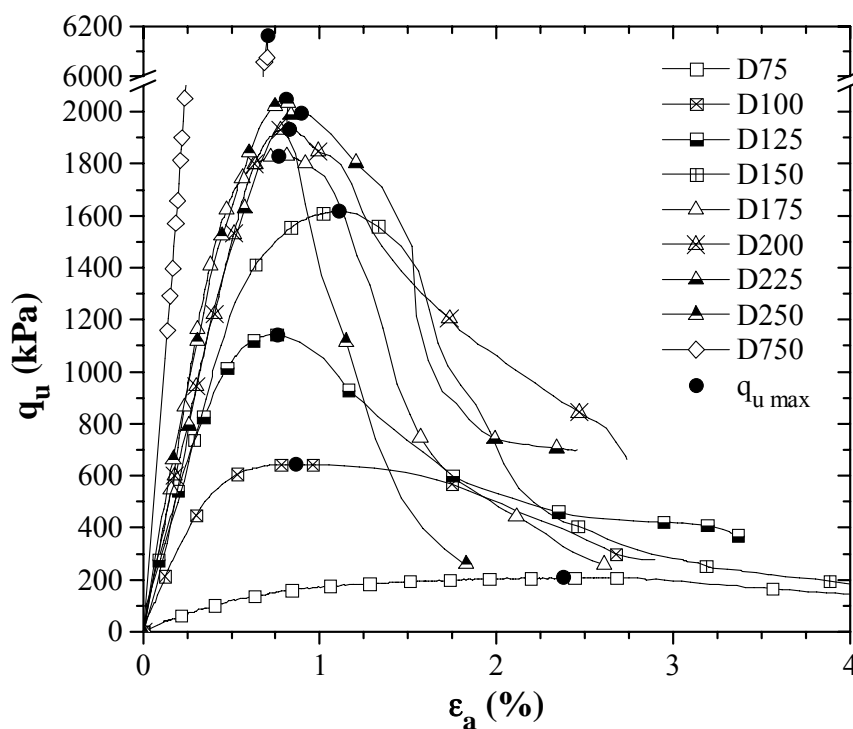


Figura 7.11 – Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre amostras estabilizadas com CI42,5-E (75/25) aplicado em diferentes dosagens (tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa).

Na Figura 7.12 apresenta-se a evolução da resistência à compressão não confinada com a dosagem. Tendo por base os trabalhos de Uddin (1994) e Horpibulsuk (2001), é possível identificar 4 zonas caracterizadas por distintos comportamentos. A primeira zona, designada por inactiva, é caracterizada por reduzido efeito estabilizador. A segunda zona é descrita pela matriz do solo, funcionando o ligante como agente cimentício. Nesta zona existe

continuidade da fábrica do solo, enquanto que a pasta de ligante apresenta estrutura descontínua, daí a designação zona de interacção solo-ligante (Horpibulsuk, 2001). Segue-se a zona de transição, onde a resistência cresce marginalmente com o aumento da dosagem. Esta zona é caracterizada pela completa cimentação da matriz do solo, pelo que o aumento da dosagem apenas produzirá um avolumar da pasta de ligante, sem expressão significativa em termos de resistência mecânica. Contudo, a partir de certa dosagem, o ligante passa a desempenhar o papel principal, exibindo uma estrutura contínua na qual se encontram embebidas as partículas do solo (Horpibulsuk, 2001). Deixa-se de ter um solo e passa-se a ter uma argamassa. Esta é a zona de interacção ligante-solo, caracterizada por um acentuado crescimento da resistência mecânica com o aumento da dosagem. Tal como indicado na Figura 7.12, com os ensaios realizados não é possível identificar o limite de separação entre as zonas de transição e de interacção ligante-solo, nem tão pouco a correcta evolução de  $q_{u\ max}$  com a dosagem nestas zonas. Não obstante o referido, na figura é apresentada uma provável variação de  $q_{u\ max}$  com a dosagem, assim como o provável limite de separação entre as duas últimas zonas.

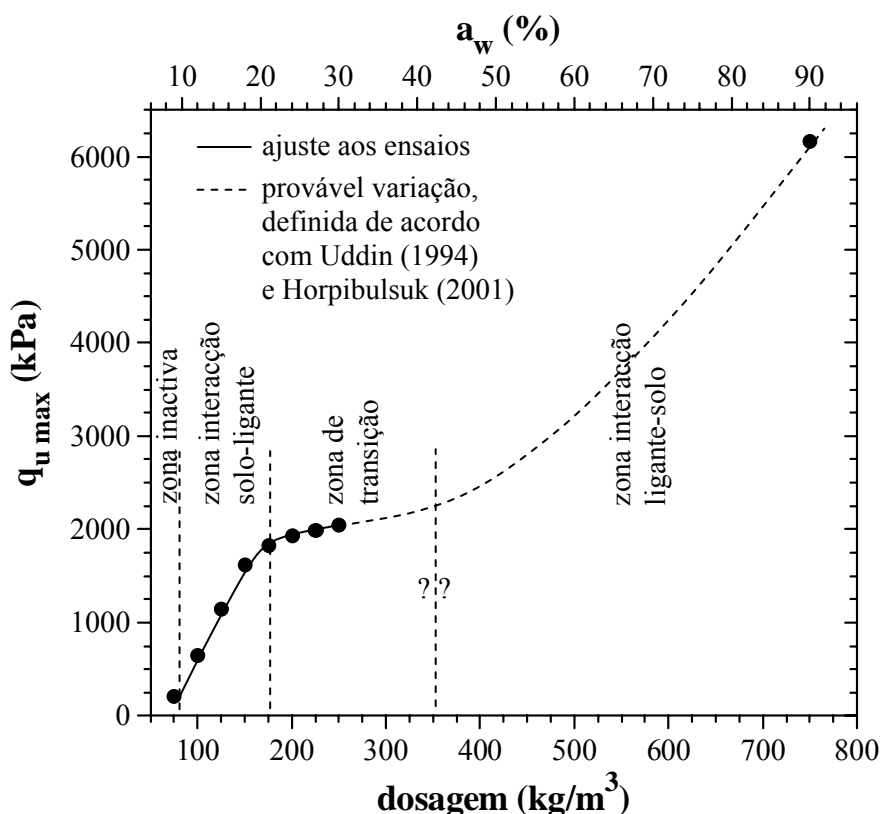


Figura 7.12 – Relação entre  $q_{u\ max}$  de ensaios UCS e a dosagem para amostras estabilizadas com CI42,5-E (75/25) (tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa).

Tendo por base a análise da Figura 7.12, e sabendo-se que a aplicação em campo da técnica de *deep mixing* não é compatível com elevadas dosagens, facilmente se conclui que a dosagem que melhor estabiliza o solo mole do Baixo Mondego deverá estar contida na zona de interacção solo-ligante, onde se potencia a relação entre os critérios técnico e económico.

Desta forma, a escolha da melhor dosagem recai sobre a estabilização D150 ou D175. Refira-se que, à semelhança do anteriormente referido, esta conclusão é somente válida para os ligantes e nas condições indicadas, ainda que a mesma possa ser tomada como base de partida em estudo para outros ligantes e condições.

Não obstante a conclusão agora enunciada, a dosagem adoptada em todos os estudos subsequentes será a correspondente a  $125\text{kg/m}^3$ , justificada pela pequena disponibilidade de ligantes em laboratório face ao volume de amostras ainda a preparar.

### 7.2.3 – Estado do ligante (seco ou em calda)

Uma vez identificado o(s) ligante(s) e a dosagem que melhor estabiliza(m) o solo em estudo, é chegada a fase de analisar o estado com que se apresenta o ligante aquando da mistura com o solo, ou seja, o ligante é adicionado no estado seco ou sob a forma de calda (correspondente à mistura prévia do ligante com água). A introdução de água no sistema solo-ligante corresponde na prática a um aumento do teor em água inicial do solo, com óbvios impactos sobre a estabilização (Capítulo 2). Existindo mais água livre no sistema, as reacções cimentícias dos ligantes poderão ser potenciadas, alterando consequentemente o comportamento mecânico das amostras estabilizadas (Terashi *et al.*, 1977; CDIT, 1999; Horpibulsuk, 2001; Kitazume e Terashi, 2002; Lindh, 2004; Hernandez-Martinez, 2006). Para além da análise deste aspecto, a optimização do estado do ligante permitirá identificar qual das duas variantes da técnica de *deep mixing*, seca ou húmida, fornece melhores resultados em termos de estabilização do solo.

O estudo quanto ao estado do ligante foi realizado a partir da variação do teor em água inicial da estabilização. A quantidade de água adicionada foi estabelecida a partir do índice de liquidez ( $I_L$ ) do solo. As primeiras estabilizações foram preparadas para o teor em água natural do solo, 80,87%, a que corresponde um  $I_L = 1,35$ , portanto, o ligante foi adicionado no estado seco (os resultados encontram-se apresentados nos Quadros 7.5 e 7.6, e na Figura 7.11). Nas restantes estabilizações, o ligante encontra-se na forma de calda, tendo-se variado a quantidade de água adicionada. Foram definidos 4 outros índices de liquidez (1,66; 1,96; 2,24 e 2,49), aos quais correspondem os seguintes teores em água iniciais (89,56%; 98,17%; 105,96% e 113,05%, respectivamente). A quantidade de água assim definida foi adicionada à mistura de ligantes constituída por cimento Portland I 42,5 R e escória granulada de alto forno, preparada na proporção 75/25, e nas dosagens de 75, 125, 175 e  $225\text{kg/m}^3$ . As amostras foram preparadas segundo o procedimento base referido no Capítulo 6, com as alterações introduzidas na secção 6.3.4.2. As amostras utilizadas nesta fase do estudo apresentam um diâmetro de 37mm.

O Quadro 7.7 resume as condições de preparação dos ensaios, identificando-se cada estabilização pelo valor do índice de liquidez adstrito ao seu símbolo,  $I_L$ , seguido do valor da dosagem expressa em  $\text{kg/m}^3$ . No quadro o parâmetro  $w_0$  indica o teor em água inicial do solo

equivalente à quantidade de água adicionada à estabilização (a diferença entre este e o teor em água natural do solo corresponde à quantidade de água utilizada na preparação da calda de ligante). Os demais parâmetros do quadro foram anteriormente descritos (secção 7.2.2).

Quadro 7.7 – Caracterização inicial da estabilização do solo com CI42,5-E (75/25) por variação do teor em água inicial e dosagem (tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa).

Identificação	$w_o^{(1)}$	$I_L$	Dosagem		$w/a_w$	$w_i$
	(%)		(-)	(Kg/m <sup>3</sup> )		
I <sub>L</sub> 1,66 (D125)	89,56	1,66	125	15	6,0	73,53
I <sub>L</sub> 1,96 (D75)	98,17	1,96	75	9	10,9	86,72
I <sub>L</sub> 1,96 (D125)			125	15	6,5	81,11
I <sub>L</sub> 1,96 (D175)			175	21	4,7	78,39
I <sub>L</sub> 1,96 (D225)			225	27	3,6	74,17
I <sub>L</sub> 2,24 (D125)	105,96	2,24	125	15	7,1	87,90
I <sub>L</sub> 2,49 (D75)	113,05	2,49	75	9	12,6	103,23
I <sub>L</sub> 2,49 (D125)			125	15	7,5	97,03
I <sub>L</sub> 2,49 (D175)			175	21	5,4	90,92
I <sub>L</sub> 2,49 (D225)			225	27	4,2	85,30

(1) – teor em água inicial do solo equivalente à quantidade de água adicionada à estabilização (a diferença para o  $w_{nat}$  do solo corresponde à quantidade de água utilizada na preparação da calda de ligante);

(2) – definido para as condições iniciais do solo.

Quadro 7.8 – Estabilização do solo com CI42,5-E (75/25) por variação do teor em água inicial e dosagem (tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa).

Identificação	$q_{u\ max}$	$\epsilon_{rot}$	$E_{50\%}$	$w_f$	$\gamma$	$\Delta H^{(1)}$	$T_{max}$	$t_{\acute{a}gua}^{(2)}$
	(kPa)	(%)	(MPa)	(%)	(kN/m <sup>3</sup> )	(mm)	(°C)	(min)
I <sub>L</sub> 1,66 (D125)	847	0,713	175	68,79	14,96	8,5	24,31	290
I <sub>L</sub> 1,96 (D75)	118	2,328	33	76,12	14,40	10,5	-	-
I <sub>L</sub> 1,96 (D125)	694	0,648	167	75,90	14,82	13,8	-	-
I <sub>L</sub> 1,96 (D175)	1266	0,555	372	72,32	14,79	7,9	-	-
I <sub>L</sub> 1,96 (D225)	1383	0,587	323	66,90	15,13	6,1	-	-
I <sub>L</sub> 2,24 (D125)	636	0,769	145	80,26	14,70	20,0	24,86	246
I <sub>L</sub> 2,49 (D75)	90	2,711	13	87,66	14,56	16,3	-	-
I <sub>L</sub> 2,49 (D125)	552	0,717	122	84,18	14,52	15,0	-	-
I <sub>L</sub> 2,49 (D175)	965	0,483	398	80,88	14,75	12,0	-	-
I <sub>L</sub> 2,49 (D225)	1032	0,491	435	74,40	14,63	12,1	-	-

(1) – o valor deverá ser interpretado a título qualitativo dado o procedimento utilizado na sua leitura;

(2) – a este valor deve ser adicionado um tempo variável entre 15 a 30 minutos, associado à preparação da amostra.

Conjugando os resultados dos Quadros 7.5 ( $I_L = 1,35$ ) e 7.7, constata-se que, tal como o esperado, com o aumento do  $I_L$  existe um aumento do  $w_i$ , reflectindo a maior quantidade de água livre presente. Verifica-se igualmente que para  $I_L$  constante, ocorre uma redução gradual do  $w_i$  com o aumento da dosagem, facto associado à quantidade de água “consumida” inicialmente nas reacções de hidratação de uma maior dosagem de ligante.

O Quadro 7.8 e as Figuras 7.13 a 7.15 resumem os resultados obtidos. Uma primeira análise global aos resultados (incluindo-se o Quadro 7.6,  $I_L = 1,35$ ) permite constatar que, para uma dada dosagem, com o aumento do  $I_L$  existe uma degradação do comportamento mecânico, traduzida pela redução da resistência à compressão não confinada ( $q_{u\ max}$ ), sendo esta redução tanto menor quanto menor a dosagem, Figura 7.14 (em termos percentuais, verifica-se que esta redução é aproximadamente constante, independentemente da dosagem). A partir do Quadro 7.8 e das Figuras 7.13 e 7.14 b), é possível concluir que, para um dado  $I_L$ , com o aumento da dosagem, existe uma melhoria do comportamento mecânico, traduzida pelo aumento da resistência à compressão não confinada ( $q_{u\ max}$ ), verificando-se que este incremento é tanto maior quanto menor é o  $I_L$  (em termos percentuais, verifica-se que este aumento é aproximadamente constante, independentemente do  $I_L$ ).

Em termos de módulo de deformabilidade ( $E_{50\%}$ ), assiste-se à sua gradual redução com o aumento de  $I_L$  para dosagens inferiores a  $175\text{kg/m}^3$ , valor a partir do qual o  $E_{50\%}$  cresce com  $I_L$ . Este inesperado comportamento de  $E_{50\%}$ , o qual não se encontra de acordo com a variação de  $q_{u\ max}$ , pode ser justificado pelo facto de ao aumento de  $I_L$ , corresponder um aumento do volume de vazios do solo, e por conseguinte, uma estrutura mais aberta (registre-se a redução do  $\gamma$  e o aumento do  $w_f$  com o aumento do  $I_L$ ), responsável pela redução de  $q_{u\ max}$ ; com o aumento da dosagem de ligante ocorre um melhor preenchimento destes vazios, contudo muitos dos produtos das reacções cimentícias não se ligam às partículas do solo, mas antes a outros produtos da pasta de ligante, a qual é caracterizada por maior rigidez; apesar de existir um maior volume de pasta de ligante, esta ainda ocorre de forma descontínua, continuando o comportamento do sistema solo-ligante a ser controlado pela fábrica do solo. Em resumo, para elevadas dosagens, verifica-se que à medida que  $I_L$  aumenta, a resistência à compressão começa a ser fundamentalmente controlada pela fábrica do solo (relacionada com o volume de vazios do solo), enquanto que a rigidez parece depender da dosagem de ligante. Atente-se, para estas estabilizações, nos valores de  $\epsilon_{rot}$  (Quadro 7.8), os quais evidenciam um comportamento mais frágil, típico de materiais com maior rigidez.

Relativamente aos demais parâmetros dos Quadros 7.6 e 7.8, é possível constatar que qualquer que seja a dosagem considerada, o teor em água final ( $w_f$ ) aumenta com  $I_L$ , o peso volúmico ( $\gamma$ ) reduz-se com  $I_L$ , e a deformação vertical ocorrida durante a cura ( $\Delta H$ ) aumenta com  $I_L$ , reflectindo em qualquer dos casos a água adicionada no início da estabilização. Os dados permitem igualmente concluir que, para um dado  $I_L$ , ao aumento da dosagem corresponde um menor  $w_f$ , um maior  $\gamma$  e uma menor  $\Delta H$ . Este comportamento é reflexo da maior quantidade de ligante presente, tal como o referido na secção 7.2.2. Relativamente à



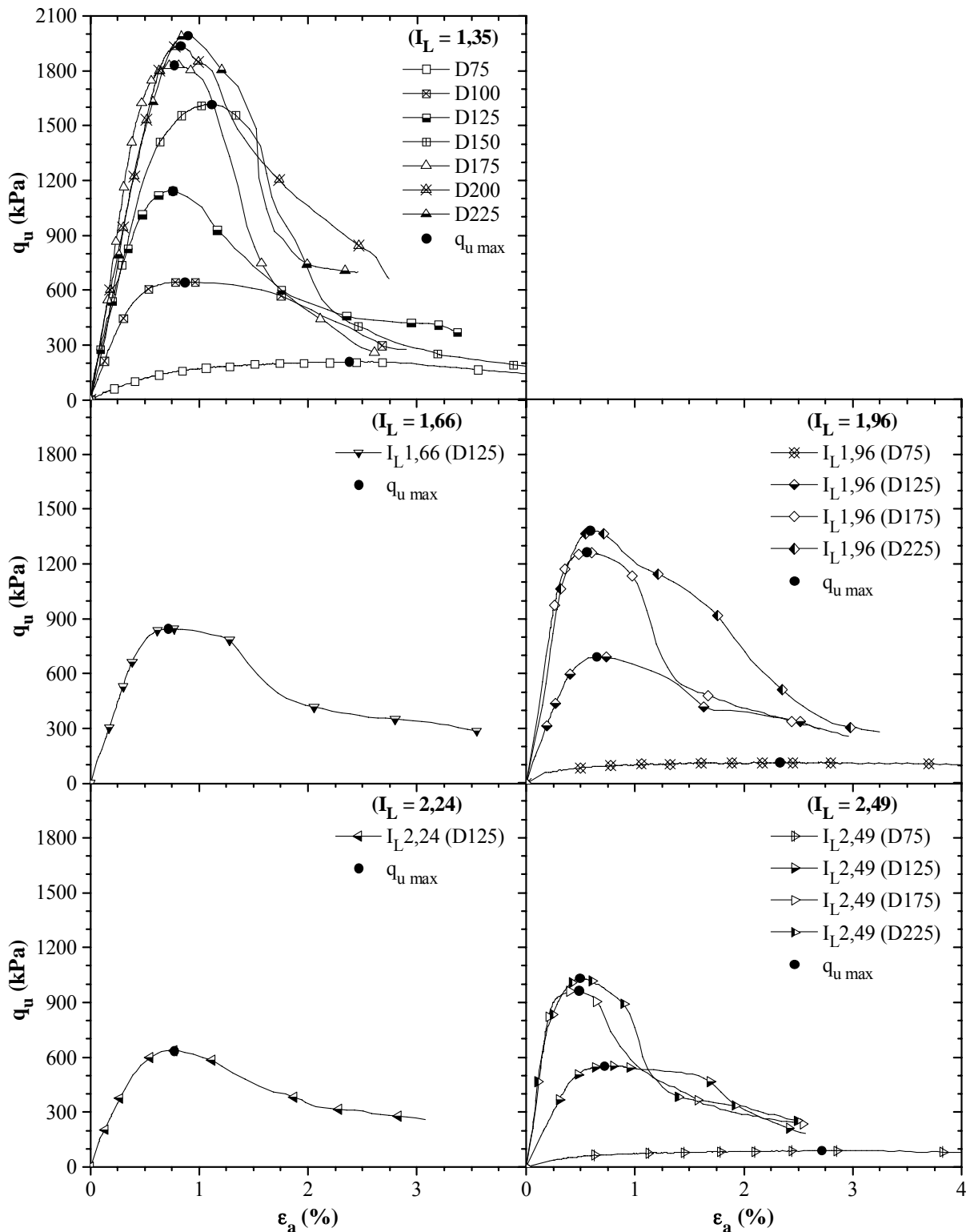


Figura 7.13 – Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre amostras estabilizadas com CI42,5-E (75/25) por variação do teor em água inicial (traduzido por  $I_L$ ) e dosagem (tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa).

temperatura no interior das amostras ( $T_{max}$ ), e ao tempo necessário para que esta iguale a temperatura do meio envolvente ( $t_{água}$ ), não é possível retirar conclusões dado não haver registos para a generalidade das estabilizações incluídas no Quadro 7.8 (tal deve-se ao facto de essas amostras terem sido preparadas em molde pequeno, com diâmetro interno de 37mm).

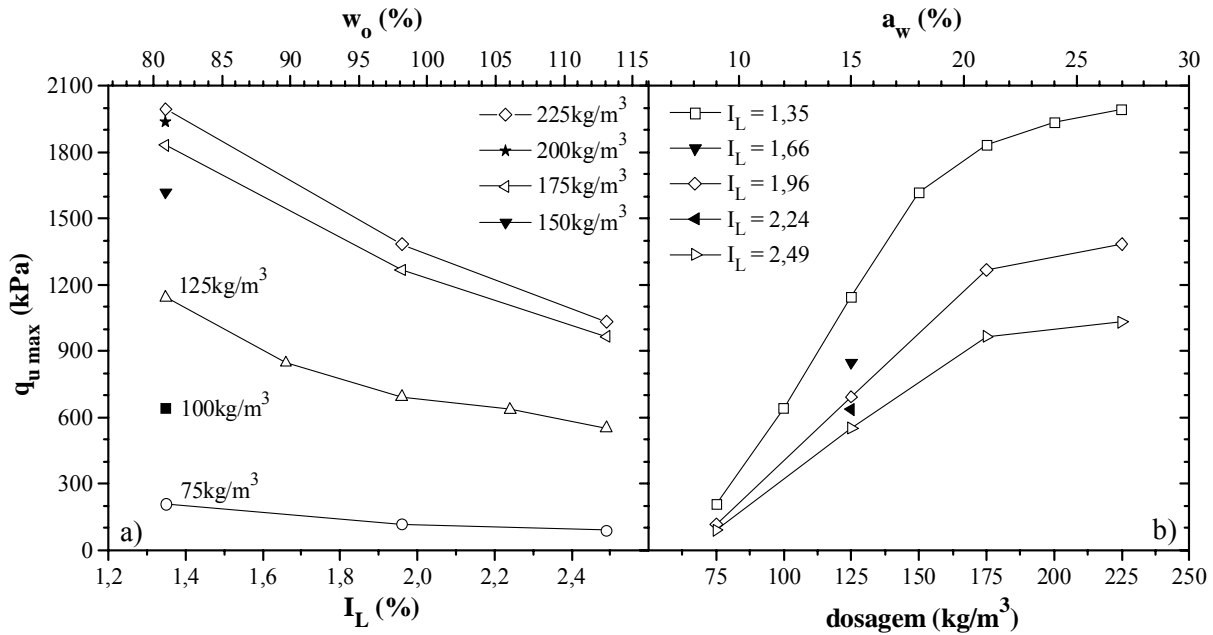


Figura 7.14 – Relação entre  $q_{u \max}$  de ensaios UCS e: a) o  $I_L$  para diferentes dosagens; b) a dosagem para diferentes  $I_L$  (em qualquer dos casos as amostras foram estabilizadas com CI42,5-E (75/25); tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa).

A Figura 7.15 engloba os resultados das Figuras 7.14 a) e b), possibilitando a representação tridimensional a análise conjunta da variação da resistência à compressão não confinada ( $q_{u \max}$ ) com as variáveis índice de liquidez ( $I_L$ ) e dosagem.

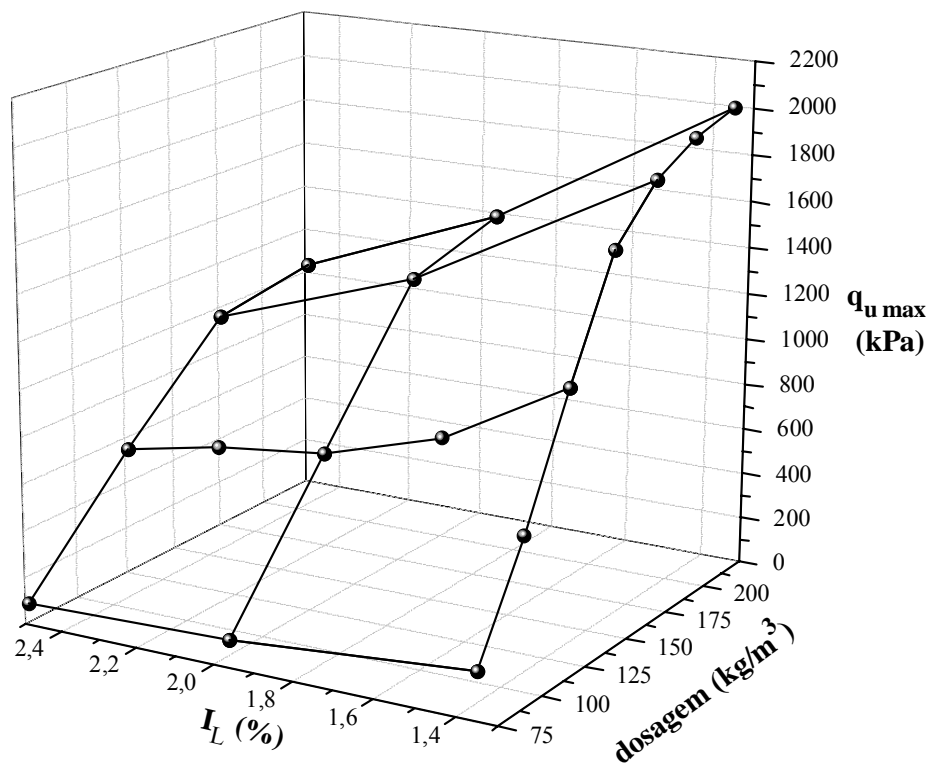


Figura 7.15 – Relação entre  $q_{u \max}$  de ensaios UCS, a dosagem e o  $I_L$  inicial de amostras estabilizadas com CI42,5-E (75/25) (tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa).

A análise dos resultados permite concluir que a estabilização do solo em estudo deverá ser efectuada tendo por base o solo no estado natural ( $I_L = 1,35$ ). Esta conclusão está de acordo com os resultados obtidos por CDIT (1999) (Figura 2.3), onde se verificou que o efeito induzido pela estabilização é maximizado para teores em água próximos do  $w_L$ . No caso particular do solo mole do Baixo Mondego, o teor em água natural (80,87%) corresponde ao valor mais próximo do  $w_L$  (71,03%), daí os melhores resultados terem sido obtidos com o solo no estado natural. Face à conclusão agora enunciada, a estabilização em campo do solo mole do Baixo Mondego deverá ser preferencialmente realizada mediante o recurso à variante seca da técnica de *deep mixing*.

Em termos de conclusão final, verifica-se que a mistura que optimiza a estabilização do solo em estudo é composta por cimento Portland I 42,5R e escória granulada de alto forno, aplicados na proporção 75/25 referida à massa seca dos ligantes, e na dosagem de 150 a 175kg/m<sup>3</sup>, sendo a mistura com o solo realizada sem a adição de água (os ligantes encontram-se no estado seco e o solo no estado natural).

#### 7.2.4 – Métodos expeditos de previsão de $q_{u \max}$

Seguidamente apresentam-se dois estudos complementares, os quais têm por objectivo fornecer ao engenheiro métodos simples de previsão da resistência à compressão não confinada, permitindo desta forma reduzir o número de ensaios do estudo laboratorial.

O primeiro dos métodos tem por base os trabalhos de Nagaraj e Banu (1996), Horpibulsuk (2001) e Horpibulsuk *et al.* (2003), correspondendo à extensão da lei de Abrams a solos estabilizados. A lei de Abrams (1918), definida para o betão, estabelece que o desenvolvimento da resistência em materiais cimentados é dependente de um único parâmetro, a relação W/C, sendo dada pela expressão:

$$q_u = \frac{A}{B^{(W/C)}} \quad (7.1)$$

onde,  $q_u$  é a resistência à compressão não confinada do betão para um dado período de cura, W/C traduz a relação de massas água:ligante da mistura (igual à relação  $w/a_w$  adoptada), e os parâmetros A e B são constantes empíricas. Horpibulsuk *et al.* (2003) demonstraram que, no caso particular de solos estabilizados, o parâmetro A é dependente do tipo de solo, da relação  $w/a_w$  (a qual traduz a influência da dosagem e do teor em água inicial), e do tempo de cura, sendo o parâmetro B praticamente constante para um dado solo (com variação compreendida entre 1,21 a 1,24, para os 2 solos analisados pelos autores).

A aplicação deste método de análise aos resultados da estabilização do solo mole do Baixo Mondego (Quadros 7.5 a 7.8), permite obter a relação apresentada na Figura 7.16, a qual é caracterizada pelos parâmetros,  $A = 4942,47$ , e  $B = 1,34$ . Sendo o parâmetro A dependente de diversos parâmetros, incluindo o número de ensaios realizados, é vantajosa a

sua eliminação da análise, o que pode ser efectuado mediante a divisão das resistências definidas para diferentes razões  $w/a_w$  :

$$\frac{q_{u \max (w/a_w)_1}}{q_{u \max (w/a_w)_2}} = \frac{A/B^{(w/a_w)_1}}{A/B^{(w/a_w)_2}} = B^{[(w/a_w)_2 - (w/a_w)_1]} = 1,34^{[(w/a_w)_2 - (w/a_w)_1]} \quad (7.2)$$

sendo  $q_{u \max (w/a_w)_1}$  a previsão da resistência à compressão não confinada para a razão  $(w/a_w)_1$ , e  $q_{u \max (w/a_w)_2}$  é o valor da resistência à compressão não confinada avaliada para a razão  $(w/a_w)_2$ . É de todo conveniente referir que a relação agora apresentada é apenas válida para o solo em estudo quando estabilizado pelos mesmos ligantes, aplicados numa qualquer dosagem e no estado seco ou em calda (para um  $I_L$  inicial do solo compreendido entre 1,35 e 2,49), e para um tempo de cura de 28 dias. A principal vantagem da expressão 7.2 reside no facto de com apenas um ensaio UCS, realizado para uma dada razão  $w/a_w$  e após um período de cura de 28 dias, ser possível prever a resistência à compressão não confinada aos 28 dias de cura para uma qualquer relação  $w/a_w$ , ou seja, qualquer que seja a dosagem e o teor em água inicial. Esta conclusão é válida desde que se conheça o parâmetro B, o qual, quando desconhecido requer a realização de, pelo menos, 3 ensaios UCS para diferentes razões  $w/a_w$ .

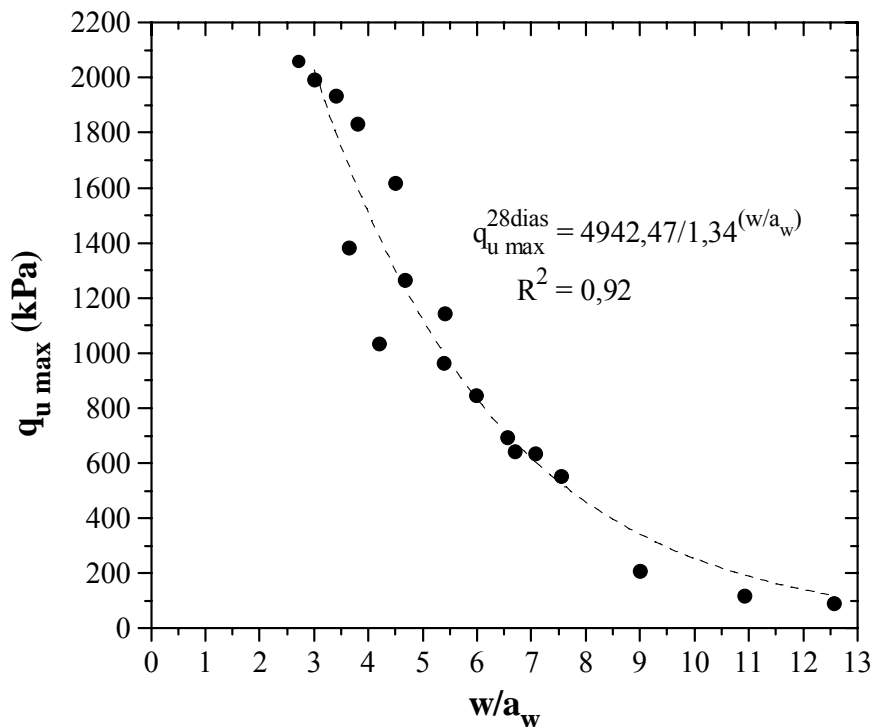


Figura 7.16 – Variação de  $q_{u \max}$  com a razão  $w/a_w$  definida para 28 dias de cura de amostras do solo mole do Baixo Mondego estabilizadas com CI42,5-E (75/25) (pressão vertical na cura = 24kPa).

O segundo dos métodos baseia-se na inspeção detalhada dos resultados da estabilização do solo mole do Baixo Mondego. A partir da análise da Figura 7.14 b) constatou-se que as curvas que relacionam a resistência à compressão não confinada ( $q_{u \max}$ ) com o teor em ligante ( $a_w$ ) ou dosagem, definidas para diferentes valores do índice de liquidez ( $I_L$ ), são homotéticas entre si a menos de um efeito de escala dependente da razão entre os

respectivos  $I_L$ . Deste modo, a  $q_{u\ max}$  pode ser “normalizada” mediante a sua multiplicação pelo respectivo  $I_L$  (Figura 7.17), designando o novo parâmetro por  $q_I$  ( $q_I = q_{u\ max} \times I_L$ ). Os resultados assim manipulados encontram-se dispostos segundo uma linha bem definida, sendo ajustados por uma aproximação polinomial do 2º grau (Figura 7.17 a) ou por uma aproximação linear do tipo logarítmica (Figura 7.17 b).

Apesar de a aproximação linear do tipo logarítmica apresentar um menor coeficiente de correlação, apresenta a vantagem de requerer um menor número de ensaios UCS para a sua definição (apenas 2), enquanto na aproximação polinomial, o número mínimo de ensaios UCS sobe para 3 (em qualquer dos casos, o número mínimo de ensaios apresentado é apenas válido desde que realizados para diferentes dosagens).

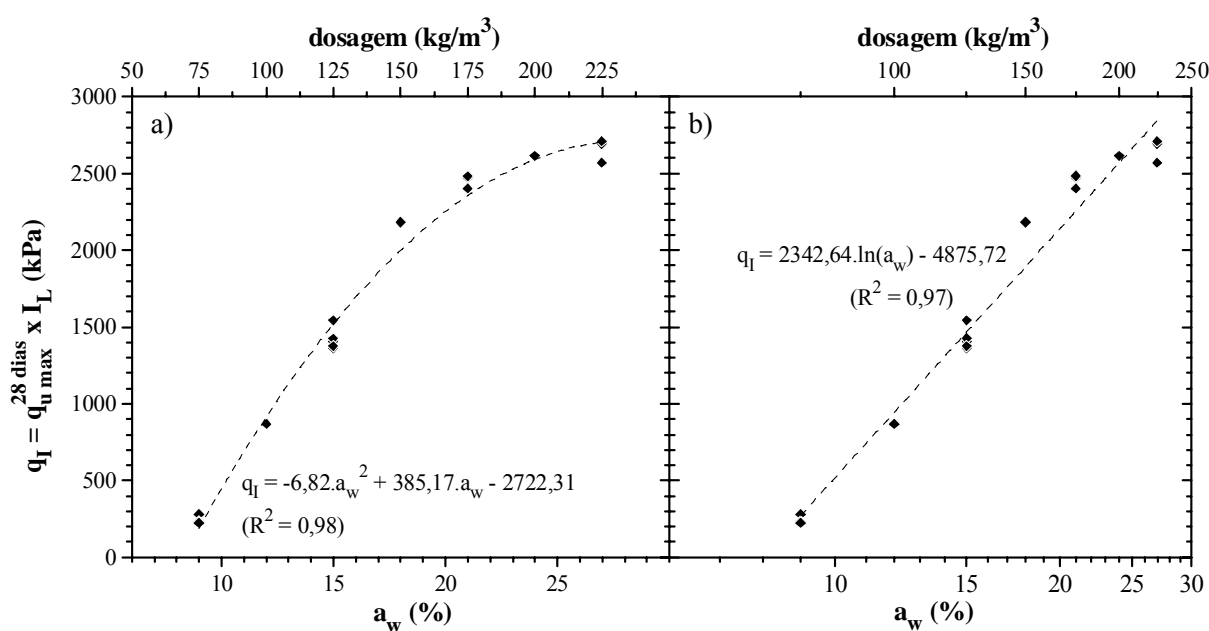


Figura 7.17 – Variação de  $q_I$  com o teor em ligante ( $a_w$ ) definida para 28 dias de cura de amostras do solo mole do Baixo Mondego estabilizadas com CI42,5-E (75/25) (pressão vertical na cura = 24kPa): a)  $a_w$  em escala decimal; b)  $a_w$  em escala logarítmica.

De forma a validar o método agora apresentado, procedeu-se à sua aplicação a uma vasta gama de diferentes solos estabilizados com cimento Portland, e descritos na bibliografia. A caracterização dos solos é apresentada no Quadro 7.9 (refira-se que alguns dos parâmetros não se encontram descritos na bibliografia consultada). No Quadro 7.10 encontram-se os resultados dos ensaios UCS realizados sobre amostras com 28 dias de cura, estabilizadas com cimento Portland aplicado com diferentes teores em ligante ( $a_w$ ) e em diferentes estados (seco ou em calda, traduzido pelo valor do  $I_L$ ).

Com base nos resultados de  $q_{u\ max}$  descritos no Quadro 7.10, e por aplicação do método acima descrito é possível avaliar o parâmetro  $q_I$ , conforme ilustrado na Figura 7.18. Os resultados podem ser ajustados por uma aproximação do tipo polinomial do 2º grau (optou-se por esta em detrimento da aproximação linear do tipo logarítmico, uma vez que a primeira fornece um melhor coeficiente de correlação). Os resultados evidenciam que o

Quadro 7.9 – Caracterização de alguns solos.

Identificação do solo	areia (%)	silte (%)	argila (%)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$w_{nat}$ (%)	OM (%)	$w_L$ (%)	$w_P$ (%)
Argila de Ariake <sup>(1)</sup>	1	44	55	14,1	130	-	120	57
Argila de Tóquio <sup>(2)</sup>	1	-	-	-	99,6	-	90,5	35,2
Argila de Chiba <sup>(2)</sup>	44	-	-	-	61	-	55,8	24
Argila de Kangawa <sup>(2)</sup>	16	-	-	-	109,7	-	91,0	31,5
Argila de Aichi <sup>(2)</sup>	5	-	-	-	99,3	-	83,4	23,4
Argila de Osaka <sup>(2)</sup>	5	-	-	-	113,0	-	95,0	29,9
Argila de Hiroshima <sup>(2)</sup>	3	-	-	-	136,3	-	121,0	36,1
Argila de Bangna- Bangpakong <sup>(1)</sup>	(z=3m)	-	-	13,85	120,5	4,98	115,92	32,41
	(z=6m)	-	-	13,36	137,5	5,59	120,46	39,98
	(z=12m)	-	-	14,46	99,5	5,89	85,73	34,43
	(z=15m)	-	-	15,21	79,5	5,31	85,87	25,99

(1) – Horpibulsuk (2001);

(2) – Kawasaki *et al.* (1981).

Quadro 7.10 – Caracterização da estabilização com cimento Portland dos solos descritos no Quadro 7.9 com base em ensaios UCS realizados aos 28 dias de cura.

$I_L$ (-)	$a_w$ (%)	$q_{u\ max}$ (kPa)	$I_L$ (-)	$a_w$ (%)	$q_{u\ max}$ (kPa)	$I_L$ (-)	$a_w$ (%)	$q_{u\ max}$ (kPa)
Argila de Ariake <sup>(1)</sup>			Argila de Aichi <sup>(2)</sup>			Argila de Bangna- Bangpakong <sup>(1)</sup> (z=3m)		
1,0	10	833	1,0	10	887	1,41	19,9	488
	15	1798		20	1889	1,48	23,9	574
1,5	10	434		30	2159	1,63	31,8	644
	15	1286	Argila de Osaka <sup>(2)</sup>			1,70	39,8	757
	20	2343				(z=6m)		
2,0	15	839	1,0	10	595	1,62	22,2	371
	20	1736		20	1707	1,71	26,7	441
Argila de Tóquio <sup>(2)</sup>				30	1976	1,87	35,6	524
1,0	10	1085	Argila de Hiroshima <sup>(2)</sup>			2,04	44,4	597
	20	4941	1,0	10	748	(z=12m)		
	30	6072		20	2436	1,77	17,2	262
Argila de Chiba <sup>(2)</sup>				30	3952	1,87	20,7	282
1,0	10	2063				2,07	27,6	345
	20	4189				2,28	34,5	436
	30	5894				(z=15m)		
Argila de Kangawa <sup>(2)</sup>						1,26	14,8	390
1,0	10	1068				1,34	17,7	443
	20	3120				1,48	23,6	482
	30	5047				1,63	29,5	509

(1) – Horpibulsuk (2001);

(2) – Kawasaki *et al.* (1981).

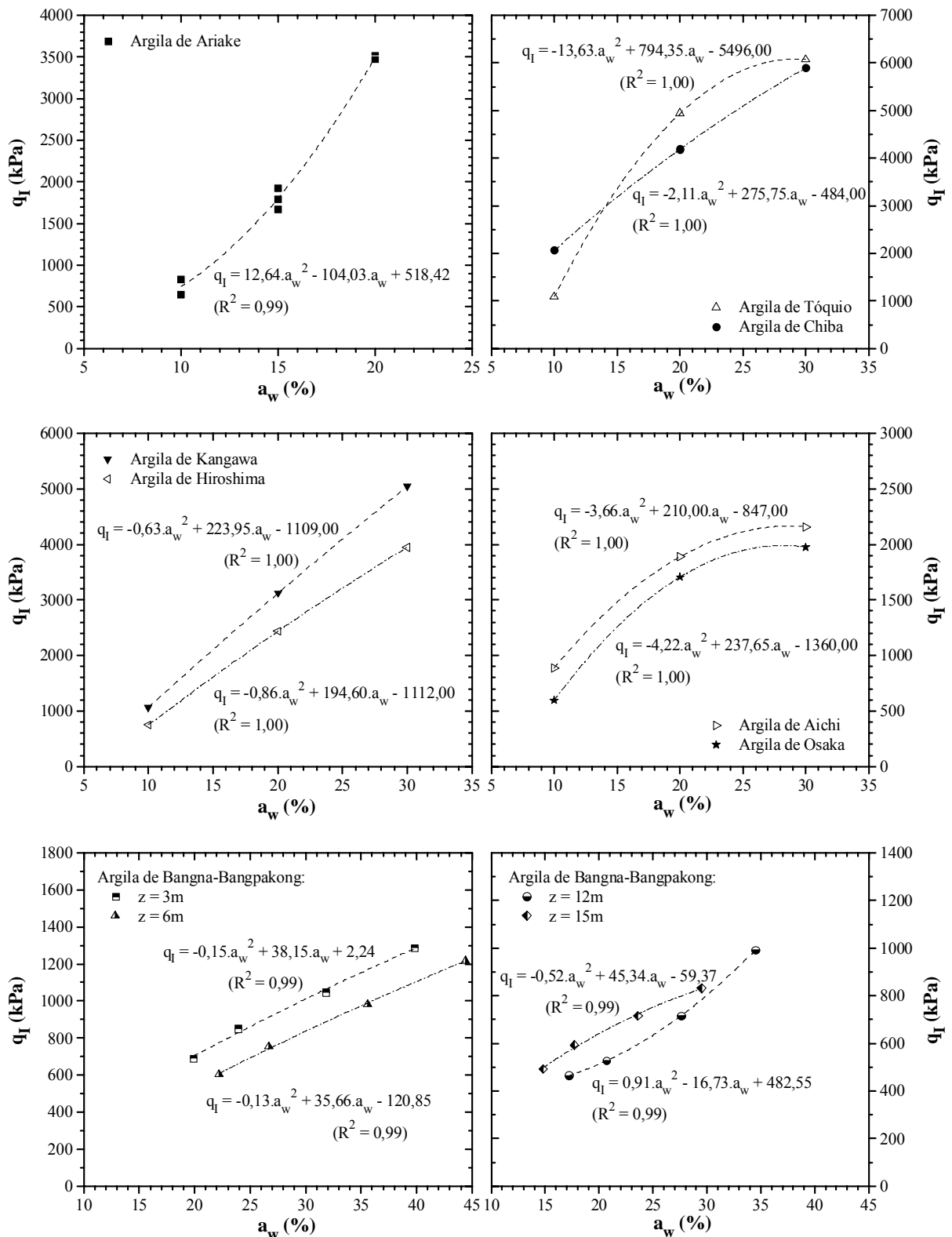


Figura 7.18 – Variação de  $q_I$  com o teor em ligante ( $a_w$ ) definida para 28 dias de cura por estabilização com cimento Portland dos solos: a) argila de Ariake; b) argilas de Tóquio e de Chiba; c) argilas de Kangawa e Hiroshima; d) argilas de Aichi e Osaka; e) argila de Bangna-Bangpakong para  $z = 3$  e  $6$ m; f) argila de Bangna-Bangpakong para  $z = 12$  e  $15$ m.

método apresentado é extensível aos solos analisados, indicando a independência do método quanto ao tipo de solo. Esta constatação induziu a procura de uma relação generalizada, que ateste de facto a independência do método quanto ao tipo de solo. Para tal, normalizou-se o parâmetro  $q_I$  de cada solo pela resistência à compressão não confinada definida para um índice de liquidez unitário e para um teor de ligante constante, tendo-se adoptado o valor 18% [ $q_I$  ( $I_L = 1$ ;  $a_w = 18\%$ )]. Esta última foi calculada com base nas aproximações indicadas na Figura 7.18. Os resultados obtidos estão representados na Figura 7.19, podendo-se observar que os mesmos se encontram alinhados segundo uma banda estreita, relativamente bem ajustados por uma aproximação linear do tipo logarítmica ( $R^2 = 0,92$ ). Do exposto, pode-se concluir que o método agora apresentado é independente do tipo de solo, sendo válido para ligantes constituídos à base de cimento Portland, aplicados numa qualquer dosagem e estado (seco ou em calda).

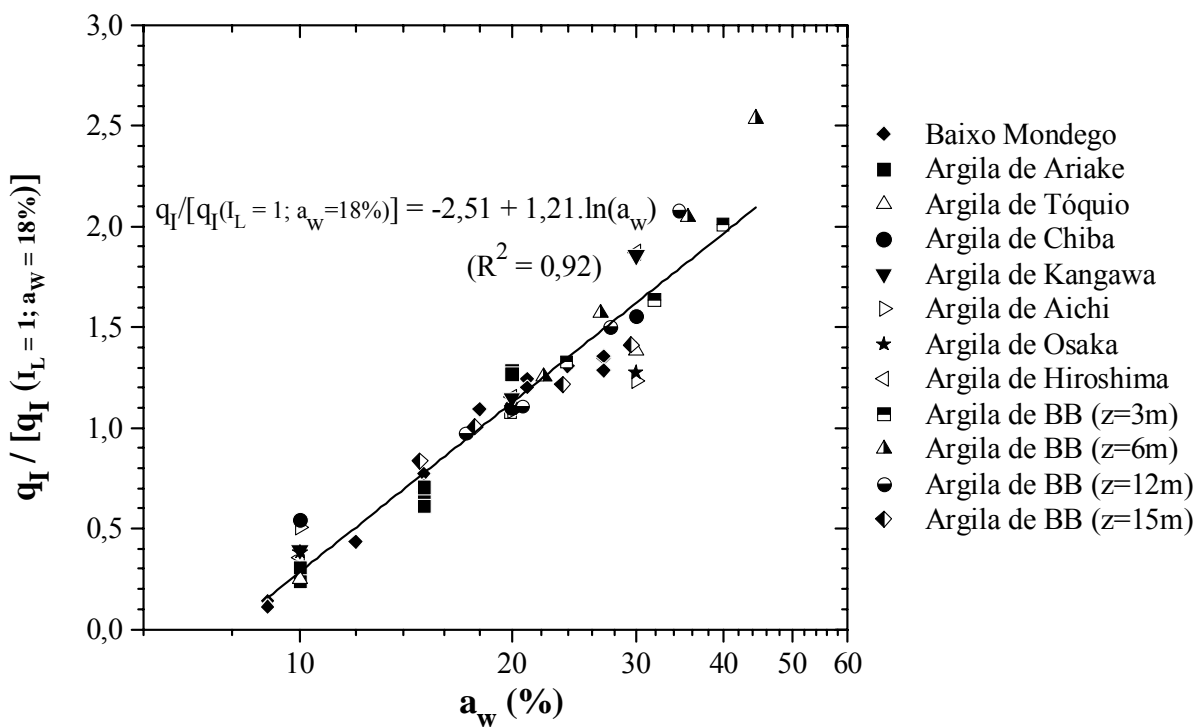


Figura 7.19 – Variação de  $q_I$  normalizado com o teor em ligante ( $a_w$ ) definida para 28 dias de cura de amostras de vários solos estabilizados com ligantes constituídos à base de cimento Portland.

A principal vantagem deste método reside no facto de permitir efectuar previsões da resistência à compressão não confinada aos 28 dias de cura a partir de um reduzido número de ensaios UCS, realizados para diferentes teores em ligante. No limite, o número de ensaios pode ser reduzido a um se optar-se pela aplicação da relação generalizada do método, Figura 7.19 (neste caso, o ensaio UCS deverá ser realizado para o teor em ligante de 18%, e para um qualquer índice de liquidez inicial). Estas conclusões poderão ser muito úteis na elaboração do estudo laboratorial conducente à optimização da estabilização.



### 7.2.5 – Ensaios de difracção de raios-X e microscópio electrónico de varrimento

Conjuntamente com o estudo da dosagem e do estado do ligante, foi realizada análise para identificar a composição mineralógica e analisar as eventuais alterações estruturais das diferentes estabilizações. Para tal, recorreu-se a ensaios de difracção de raios-X (DRX) e ao microscópio electrónico de varrimento (SEM, do inglês *scanning electron microscopy*). A informação daí resultante poderá auxiliar na interpretação dos resultados obtidos com as diferentes estabilizações.

Os ensaios de difracção de raios-X realizados sobre as amostras estabilizadas D125, D250, D750, I<sub>L</sub>1,66 (D125), I<sub>L</sub>1,96 (D125), I<sub>L</sub>2,24 (D125) e I<sub>L</sub>2,29 (D125) (conforme identificação nos Quadros 7.5 a 7.8) encontram-se descritos no Anexo D, secção D.3. Os resultados da identificação mineralógica das amostras de solo estabilizado permitem concluir que os produtos resultantes das reacções dos ligantes envolvidos (cimento Portland I 42,5R e escória granulada de alto forno) são, no geral, estruturas amorfas (Taylor *et al.*, 2002), portanto, de muito difícil identificação através dos ensaios de DRX. À composição mineralógica do solo apenas foi possível acrescentar a identificação do silicato de cálcio hidratado. Face à fraca qualidade de resultados, foi decidido abdicar da realização de ensaios de DRX nos demais estudos subsequentes.

A investigação conduzida com o objectivo de averiguar as alterações ocorridas ao nível da microestrutura do solo estabilizado encontra-se detalhadamente apresentada no Anexo F. A partir das imagens SEM das amostras estabilizadas D75, D125, D175, D225, D750, I<sub>L</sub>1,66 (D125), I<sub>L</sub>1,96 (D75), I<sub>L</sub>1,96 (D125), I<sub>L</sub>1,96 (D175), I<sub>L</sub>1,96 (D225) e I<sub>L</sub>2,24 (D125), foi possível concluir que a melhoria do comportamento mecânico associada ao aumento da dosagem é explicada pelo aumento da densidade da microestrutura, reflectindo a produção de maior quantidade de produtos de reacção dos ligantes. Não foi possível elaborar mais conclusões devido a alguns erros ocorridos durante a realização dos ensaios SEM, a que não é alheia a questão de se saber até que ponto as imagens SEM são representativas da microestrutura do solo estabilizado. Perante estes factos, e não obstante as potencialidades do ensaio SEM, foi decidido não estender este tipo de análise a outras amostras de solo estabilizado.

## 7.3 – Estudo paramétrico

Ao longo da secção 7.2 procedeu-se à optimização da estabilização do solo em estudo no que à caracterização da mistura diz respeito, nomeadamente, identificou-se o melhor ligante a misturar com o solo (mistura de cimento Portland I 42,5R com escória granulada de alto forno, na proporção 75/25 referida à massa seca dos ligantes), a dosagem ideal (150 a

175kg/m<sup>3</sup>), e finalmente, as condições da sua mistura com o solo (o ligante deve ser adicionado por via seca). Nesta secção, estende-se o estudo da optimização da estabilização a outros parâmetros (tempo de cura, temperatura, pressão vertical na cura, teor em matéria orgânica, granulometria e presença de fina camada de areia) que potencialmente possam influenciar o comportamento mecânico do solo estabilizado.

Seguidamente apresentam-se os resultados do estudo paramétrico conduzido, focando a análise na evolução da resistência mecânica, avaliada através de ensaios UCS. Todo o estudo paramétrico é realizado tendo por base a mistura óptima a menos da dosagem (contudo, deste facto não são de esperar alterações qualitativas nas conclusões a apresentar), tendo sido adoptada uma dosagem ligeiramente inferior, 125kg/m<sup>3</sup>, justificada pelas razões anteriormente apresentadas.

### 7.3.1 – Tempo de cura

Sabe-se do Capítulo 2, que as interacções solo-ligante-água se desenvolvem no tempo (ao longo de dias, meses, e até por vezes, anos), com impacto sobre as características mecânicas do solo estabilizado. Daí a inclusão no estudo paramétrico da variável tempo de cura, com a qual se procurará definir a evolução no tempo do comportamento mecânico do solo estabilizado, caracterizado pela resistência à compressão não confinada,  $q_u$ .

O estudo da variável tempo de cura foi conduzido a partir de iguais estabilizações, mas onde o processo de cura foi interrompido para diferentes instantes temporais: 3, 7, 14, 21, 28, 60, 90, 180 e 360 dias. O Quadro 7.11 e a Figura 7.20 resumem os resultados obtidos, identificando-se cada estabilização pelas letras TC, de tempo de cura, seguido do número de dias em que a amostra esteve em cura. No Quadro 7.11 não se incluem os dados referentes quer à temperatura no interior das amostras ( $T_{max}$ ), quer ao tempo para o qual a temperatura no interior das amostras iguala a do meio envolvente ( $t_{água}$ ), uma vez que os resultados da amostra D125 (Quadro 7.6) são aplicáveis a todas as amostras em análise (para tempos superiores a 28 dias não se registou qualquer alteração na temperatura no interior das amostras face à temperatura do meio envolvente, 20±2°C).

Uma primeira análise global aos resultados permite concluir que, com o aumento do tempo de cura das estabilizações existe uma melhoria do comportamento mecânico, traduzida pelo crescimento da resistência à compressão não confinada ( $q_{u\ max}$ ), e aumento do módulo de deformabilidade ( $E_{50\%}$ ). Em termos de extensão axial de rotura ( $\epsilon_{rot}$ ), constata-se que a mesma é praticamente constante, o que sugere a sua dependência quanto às características do ligante (tipo, dosagem e estado). Verifica-se também que o comportamento das amostras é tanto mais frágil quanto maior é o tempo de cura, ocorrendo uma brusca perda de resistência mecânica após rotura para tempos de cura acima dos 90 dias.

A melhoria do comportamento mecânico observada está relacionada com as interacções entre o solo, os ligantes e a água, as quais se desenvolvem no tempo, conferindo

Quadro 7.11 – Estabilização do solo com CI42,5-E (75/25; dosagem = 125kg/m<sup>3</sup>; pressão vertical na cura = 24kPa) por variação do tempo de cura.

Identificação	$q_{u \max}$ (kPa)	$\epsilon_{rot}$ (%)	$E_{50\%}$ (MPa)	$w_f$ (%)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\Delta H^{(1)}$ (mm)
TC3	520	0,643	150	65,76	15,19	5,0
TC7	775	0,734	175	65,62	15,24	6,2
TC14	960	0,768	190	65,17	15,25	6,4
TC21	1089	0,808	242	64,77	15,23	7,1
TC28 = D125	1143	0,757	274	64,40	15,31	8,2
TC60	1433	0,737	292	64,05	15,31	6,1
TC90	1586	0,864	324	62,94	15,31	5,8
TC180	1948	0,692	356	63,45	15,24	6,1
TC360	2094	0,691	370	64,73	15,24	7,9

(1) – o valor deverá ser interpretado a título qualitativo dado o procedimento utilizado na sua leitura.

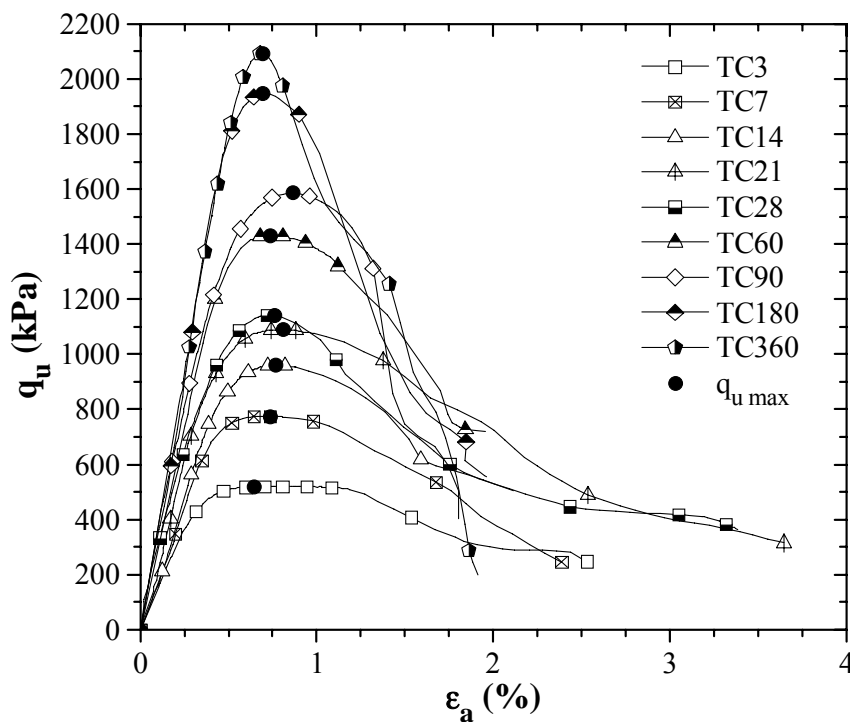


Figura 7.20 – Curvas tensão-elongação de ensaios UCS realizados sobre amostras estabilizadas com CI42,5-E (75/25; dosagem = 125kg/m<sup>3</sup>; pressão vertical na cura = 24kPa) por variação do tempo de cura.

ao solo estabilizado uma matriz mais resistente e rígida. Este facto é bem traduzido através dos parâmetros  $w_f$  e  $\gamma$ , verificando-se que à medida que o tempo de cura aumenta ocorre uma diminuição do  $w_f$  (fruto do maior “consumo” de água por parte das reacções cimentícias), ao que corresponde um ligeiro aumento do peso volúmico (a água “consumida” é substituída por produtos de reacção de maior massa volúmica). Contudo, estas tendências ( $w_f$  e  $\gamma$ ) alteram-se para tempos de cura acima dos 90 dias, não obstante as significativas melhorias em termos de comportamento mecânico. Estes resultados parecem indicar que para tempos de cura acima de

90 dias, começa a existir uma redução acentuada da velocidade das reacções pozolânicas, ocorrendo concomitantemente a rehidratação/saturação do solo estabilizado. Em termos de deformação vertical ocorrida durante a cura ( $\Delta H$ ), os valores indicados no Quadro 7.11 não traduzem nenhuma tendência, facto a que não será alheio a fraca qualidade do procedimento adoptado na sua leitura.

Representando a resistência à compressão não confinada ( $q_{u\ max}$ ) com o logaritmo do tempo de cura (Figura 7.21), é possível concluir que esta ( $q_{u\ max}$ ) cresce quase linearmente com o logaritmo do tempo de cura, à semelhança do comportamento observado por Terashi *et al.* (1977), Terashi e Kitazume (1992), Yoshida *et al.* (1992), CDIT (1999), Horpibulsuk (2001) e Horpibulsuk *et al.* (2003), e indicado na Figura 2.8. A regressão indicada na Figura 7.21 apresenta um bom ajuste, podendo ser aplicada na previsão da resistência à compressão não confinada no tempo. A expressão é válida para o solo em estudo quando estabilizado com CI42,5-E, aplicado na proporção 75/25 e na dosagem de  $125\text{kg/m}^3$ .

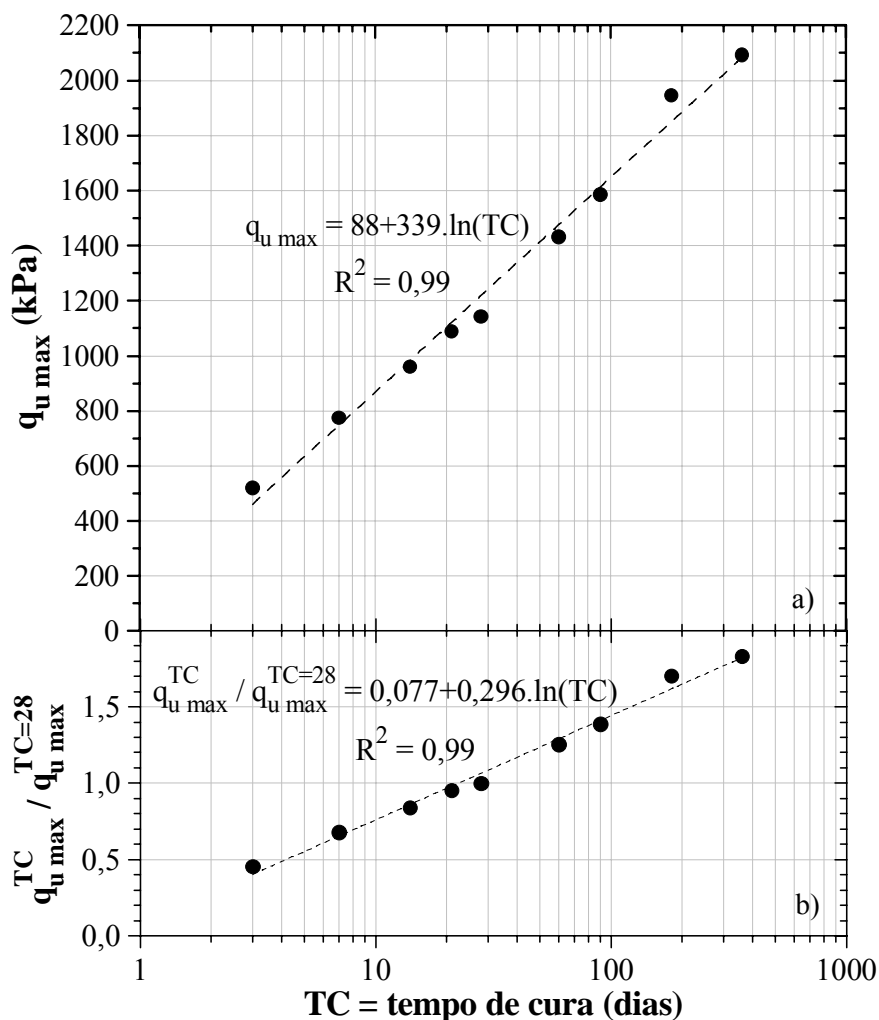


Figura 7.21 – Evolução de  $q_{u\ max}$  com o tempo de cura para amostras do solo em estudo estabilizadas com CI42,5-E (75/25; dosagem =  $125\text{kg/m}^3$ ; pressão vertical na cura = 24kPa).

Os resultados da normalização da  $q_{u\ max}$ , definida para um qualquer tempo de cura, pela  $q_{u\ max}$  corresponde ao tempo de cura de 28 dias (Figura 7.21 b), quando comparados com os obtidos por Horpibulsuk (2001) e Horpibulsuk *et al.* (2003), indicam uma diferente correlação, sugerindo a existência de dependência quanto ao tipo de solo, contrariando o referido pelos citados autores. Baseado nos trabalhos de Horpibulsuk (2001) e Horpibulsuk *et al.* (2003), a relação normalizada agora obtida poderá ser aplicável a qualquer dosagem, contudo, esta observação carece de validação experimental para o solo em estudo.

### 7.3.2 – Temperatura

A temperatura exerce influência sobre a velocidade com que se desenvolvem as interacções físico-químicas entre as partículas do solo, o(s) ligante(s) e a água, sendo esta potenciada em ambientes de maior temperatura. Contudo, este efeito tende a desvanecer-se no tempo, tal como o referido no Capítulo 2. Estes aspectos justificam a inclusão no estudo paramétrico da variável temperatura, por meio da qual se procurará analisar a influência potencial da temperatura sobre a velocidade com que se estabelecem as interacções solo-ligante-água, traduzida pela variação da resistência à compressão não confinada,  $q_u$ .

O estudo da variável temperatura foi conduzido a partir de iguais estabilizações, mas sujeitas a condições de cura com diferente temperatura: 20, 16 e 13°C. Os 20±2°C correspondem às condições de aplicação do procedimento laboratorial base, tidas por padrão, enquanto que as temperaturas de 16±1°C e 13±1°C foram estabelecidas atendendo aos valores da temperatura medidos em campo (Figura 3.17). Com o objectivo de investigar o efeito da temperatura no tempo, o processo de cura das amostras foi interrompido para diferentes instantes temporais: 3, 7 e 28 dias. Em qualquer dos casos, durante o período de cura as amostras encontravam-se imersas em água, estando sujeitas a uma pressão vertical de 24kPa, tendo sido monitorizada a temperatura, quer da água, quer no interior das amostras, mediante o recurso a termopares tipo K, ligados a computador, com aquisição de leituras a cada 1 hora.

Os ensaios correspondentes à temperatura de 20±2°C decorreram no interior de sala com controlo termohigrométrico (em condições de temperatura e humidade iguais às do procedimento base), enquanto que as amostras sujeitas às temperaturas de 16±1°C e 13±1°C aguardaram cura no interior de câmara climática<sup>2</sup> (Figura 7.22), nas condições de temperatura especificadas e humidade relativa do ar de 75±5%.

O Quadro 7.12 e a Figura 7.23 resumem os resultados obtidos, identificando-se cada estabilização pela letra T, de temperatura, imediatamente seguida do valor da temperatura e do número de dias de cura (este último representado dentro de parêntesis). Os resultados referentes às estabilizações realizadas sob temperatura de 20±2°C encontram-se representados no Quadro 7.11, designadas por TC3, TC7 e TC28, as quais passam a ser identificadas por

<sup>2</sup> Câmara climática da marca ARALAB, modelo Fitoclima 1000 EDTU, de dimensões internas 0,90m × 0,98m × 1,00m (altura×largura×profundidade).

T20 (3), T20 (7) e T20 (28), respectivamente (os seus resultados repetem-se no Quadro 7.12 com o objectivo de facilitar a interpretação dos resultados).



Figura 7.22 – Vista geral do equipamento para realização dos ensaios sob temperatura de 16 e 13°C, com pormenor da vista interior.

Quadro 7.12 – Estabilização do solo com CI42,5-E (75/25) por variação da temperatura na cura (dosagem = 125kg/m<sup>3</sup>; tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa).

Identificação	$q_{u\ max}$ (kPa)	$\epsilon_{rot}$ (%)	$E_{50\%}$ (MPa)	$w_f$ (%)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\Delta H^{(1)}$ (mm)	$T_{max}$ (°C)	$t_{\acute{a}gua}^{(2)}$ (min)
T20 (3) = TC3	520	0,643	150	65,76	15,19	5,0		
T20 (7) = TC7	775	0,734	175	65,62	15,24	6,2	23,74	236
T20 (28) = TC28	1143	0,757	274	64,40	15,31	8,2		
T16 (3)	399	1,163	136	64,01	15,25	6,6		
T16 (7)	756	0,790	161	66,14	15,22	8,2	22,11	260
T16 (28)	1112	0,769	251	65,93	15,18	7,3 (?)		(43) <sup>(3)</sup>
T13 (3)	283	1,655	72	64,58	15,29	9,5		
T13 (7)	669	0,849	128	65,25	15,30	10,1	21,97	342
T13 (28)	1031	0,832	173	65,35	15,19	10,2		(22) <sup>(3)</sup>

(1) – o valor deverá ser interpretado a título qualitativo dado o procedimento utilizado na sua leitura;

(2) – a este valor deve ser adicionado um tempo variável entre 15 a 30 minutos, associado à preparação da amostra;

(3) – tempo para o qual a temperatura no interior da amostra é igual a 20°C.

Os resultados permitem concluir que a redução da temperatura de cura origina uma degradação do comportamento mecânico, a qual é tanto maior quanto menor for a temperatura de cura. De facto, verifica-se que com o decréscimo da temperatura de cura ocorre uma redução quer da resistência à compressão não confinada ( $q_{u \max}$ ), quer do módulo de deformabilidade ( $E_{50\%}$ ), enquanto que a extensão axial de rotura ( $\epsilon_{rot}$ ) aumenta, indicando que o comportamento do solo estabilizado se torna menos resistente e mais dúctil.

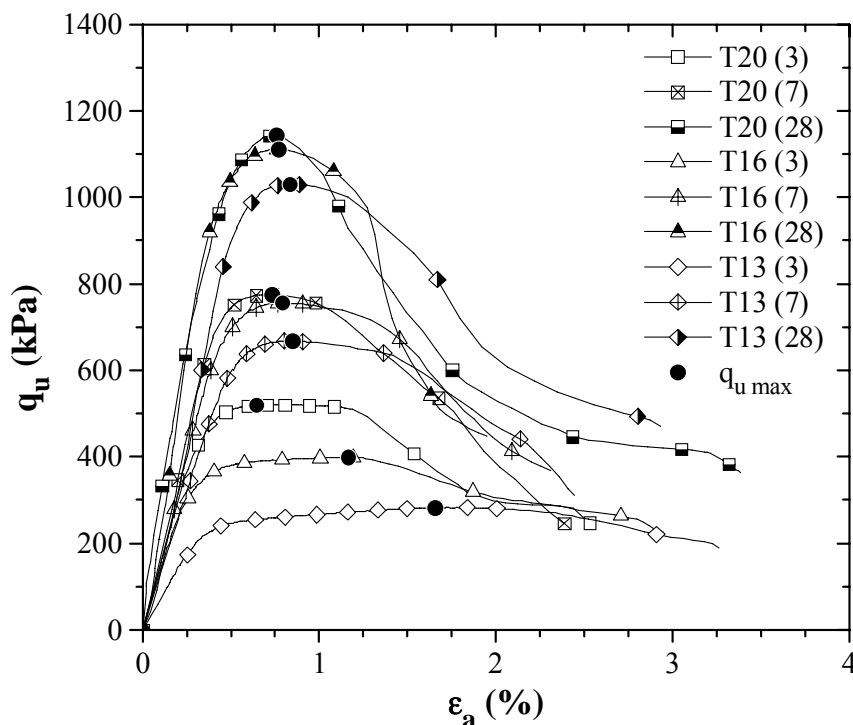


Figura 7.23 – Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre amostras estabilizadas com CI42,5-E (75/25; dosagem =  $125\text{kg/m}^3$ ; pressão vertical na cura =  $24\text{kPa}$ ) por variação da temperatura na cura.

Esta variação do comportamento mecânico ocorrida com a temperatura de cura é consequência da alteração das condições de cura. À medida que a temperatura de cura se reduz, menor é a temperatura máxima ( $T_{\max}$ ) desenvolvida no interior das amostras, indicando que as reacções cimentícias dos ligantes se desenvolvem com menor velocidade. Relativamente ao tempo necessário para que a temperatura no interior da amostra iguale a do meio envolvente ( $T_{\text{cura}} = 20$  ou  $16$  ou  $13^\circ\text{C}$ ), verifica-se o seu crescimento com a redução da temperatura, o que se explica pelo aumento do diferencial térmico ( $T_{\max} - T_{\text{cura}}$ ) à medida que se diminui a temperatura de cura. No Quadro 7.12 inclui-se também o tempo para o qual a temperatura no interior das amostras iguale os  $20^\circ\text{C}$ , verificando-se que, relativamente às estabilizações sob temperatura de cura de  $20^\circ\text{C}$ , existe uma acentuada redução deste tempo à medida que se reduz a temperatura, reflectindo a menor  $T_{\max}$  inicial e o maior gradiente térmico. Em termos de deformação vertical ocorrida durante a cura ( $\Delta H$ ), esta tende a aumentar com a redução da temperatura, indicando que nos estágios iniciais a estrutura do solo estabilizado exhibe maior deformabilidade em consequência da menor produção de

produtos de reacção. Os restantes parâmetros do Quadro 7.12, ( $w_f$  e  $\gamma$ ) não evidenciam a existência de uma tendência definida, sendo contudo de observar que relativamente à estabilização T20 (28), a redução da temperatura origina o aumento do teor em água final ( $w_f$ ), fruto do menor número de reacções cimentícias dos ligantes, com a consequente redução do peso volúmico final ( $\gamma$ ).

Na Figura 7.24 representa-se a evolução no tempo da resistência à compressão máxima para uma dada temperatura ( $q_{u\ max}^T$ ), normalizada pela  $q_{u\ max}$  definida para a temperatura de 20°C. A figura evidencia que a degradação do comportamento mecânico ocorrida em consequência da redução da temperatura, tende a desvanecer-se com o aumento do tempo de cura, à semelhança do observado por Saitoh *et al.* (1980). Este facto sugere que a temperatura de cura retarda, mas não inibe, o desenvolvimento das interacções físico-químicas solo-ligante-água. Este aspecto carece de validação experimental para tempos de cura elevados (superiores a 28 dias).

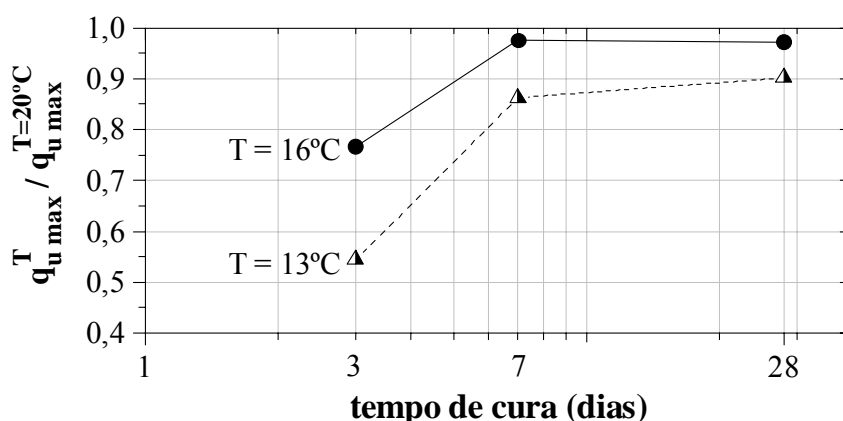


Figura 7.24 – Evolução no tempo da normalização de  $q_{u\ max}$  para a temperatura T pela temperatura a 20°C, de amostras do solo em estudo quando estabilizadas com CI42,5-E (75/25; dosagem = 125kg/m<sup>3</sup>; pressão vertical na cura = 24kPa).

### 7.3.3 – Pressão vertical na cura

O estudo da variável pressão vertical actuante sobre as amostras durante a cura tem por objectivo atestar a melhoria do comportamento mecânico, traduzido pelo aumento da resistência à compressão não confinada,  $q_{u\ max}$ , que se espera vir a ocorrer com o aumento da pressão vertical (Åhnberg *et al.*, 2001; EuroSoilStab, 2001; Åhnberg, 2006), conforme o apresentado no Capítulo 2.

O estudo da variável pressão vertical na cura foi conduzido a partir de iguais estabilizações, mas sujeitas a diferentes pressões verticais durante o processo de cura (0, 12, 24, 36 e 48kPa), mediante variação do número de pesos actuante sobre as amostras (0, 1, 2, 3 e 4, respectivamente). Estas pressões foram aplicadas às amostras imediatamente após a sua introdução no tanque de cura.



O Quadro 7.13 e a Figura 7.25 resumem os resultados obtidos, identificando-se cada estabilização pelas letras PC, de pressão na cura, seguido do valor da pressão vertical actuante expresso em kPa. Os resultados permitem concluir que com o aumento da pressão vertical na cura existe uma melhoria do comportamento mecânico das estabilizações, expressa pelo aumento da resistência à compressão não confinada,  $q_{u \max}$ . Em termos de módulo de deformabilidade ( $E_{50\%}$ ), este cresce até pressões de 24kPa, parecendo depois estabilizar (excepção feita à amostra PC36 que exhibe um baixo valor, o qual pode ser justificado por questões relacionados com a correcção de *bedding error* introduzida). A extensão axial na rotura ( $\epsilon_{rot}$ ) exhibe um andamento inesperado com o aumento da pressão vertical na cura,

Quadro 7.13 – Estabilização do solo com CI42,5-E (75/25) por variação da pressão vertical na cura (dosagem = 125kg/m<sup>3</sup>; tempo de cura = 28 dias).

Identificação	$q_{u \max}$ (kPa)	$\epsilon_{rot}$ (%)	$E_{50\%}$ (MPa)	$w_f$ (%)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\Delta H^{(1)}$ (mm)	$T_{max}$ (°C)	$t_{\acute{a}gua}^{(2)}$ (min)
PC0	907	0,814	182	64,91	15,02	0	23,73	319
PC12	1055	0,815	195	64,61	15,14	4	23,80	324
PC24 = D125	1143	0,757	274	64,40	15,31	8,2	23,74	236
PC36	1166	0,883	200	62,87	15,31	8,7	23,15	171
PC48	1246	0,955	248	61,77	15,38	10,8	23,61	165

(1) – o valor deverá ser interpretado a título qualitativo dado o procedimento utilizado na sua leitura;

(2) – a este valor deve ser adicionado um tempo variável entre 15 a 30 minutos, associado à preparação da amostra.

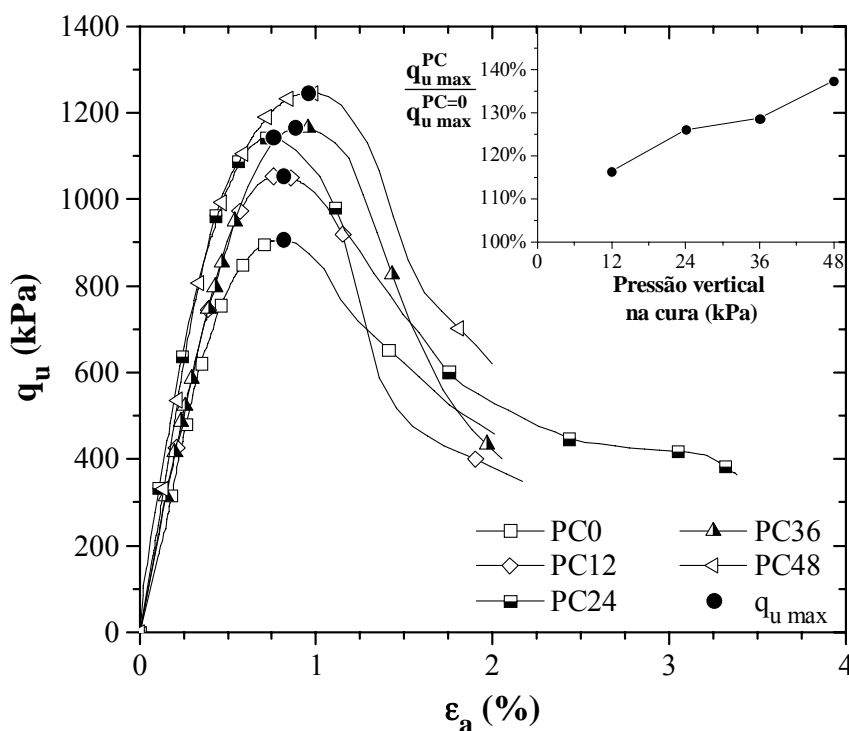


Figura 7.25 – Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre amostras estabilizadas com CI42,5-E (75/25; dosagem = 125kg/m<sup>3</sup>) por variação da pressão vertical na cura.

decrecendo numa primeira fase (em concordância com o aumento de  $q_{u\ max}$ ), para em seguida aumentar não obstante o valor de  $q_{u\ max}$  aumentar também. Os resultados parecem sugerir que para pressões acima dos 24kPa poderão ter ocorrido, nas primeiras fases de cura, deformações por corte elevadas que quebraram as ligações cimentícias entretanto estabelecidas (à semelhança do sugerido por Hammond, 1981, e Åhnberg, 2006). Com o desenvolvimento do processo de cura, o material auto regenera-se estabelecendo novas ligações cimentícias (Hammond, 1981), as quais aos 28 dias exibem menor idade, portanto menor  $E_{50\%}$  e maior  $\epsilon_{rot}$ . Ao nível da  $q_{u\ max}$  aos 28 dias, este efeito parece ter sido compensado pelo menor afastamento interpartículas do solo (traduzido pela maior deformação,  $\Delta H$ , e maior peso volúmico,  $\gamma$ ). O efeito agora indicado necessita de melhor validação científica.

A melhoria da  $q_{u\ max}$  com o aumento da pressão vertical de cura é em grande parte explicada pelo aumento da deformação vertical ocorrida durante a cura ( $\Delta H$ ). Esta traduz-se por um menor afastamento interpartículas do solo, do ligante e do solo-ligante, promovendo o desenvolvimento das interações solo-ligante-água, responsáveis pelas ligações cimentícias entre as partículas. A uma maior deformação vertical na cura, corresponde um maior peso volúmico ( $\gamma$ ), e um maior “consumo” de água fruto do maior número de reacções cimentícias dos ligantes que se estabelecem.

Relativamente à temperatura máxima registada no interior das amostras ( $T_{max}$ ), verifica-se que esta é sensivelmente constante, reflectindo a forte dependência quanto ao tipo e dosagem de ligante, mantidos constantes em todas as amostras. Quanto ao tempo necessário para se igualar a temperatura do meio envolvente ( $t_{\acute{a}gua}$ ), assiste-se à sua redução com o aumento da pressão vertical na cura. Tal pode ser explicado pelo efeito acima indicado, relacionado com a quebra das ligações interpartículas nas fases iniciais de cura, à qual pode estar associada a interrupção parcial das interações solo-ligante-água, com o consequente mais rápido “arrefecimento” da amostra.

#### 7.3.4 – Teor em matéria orgânica

Do Capítulo 2 sabe-se que um solo orgânico é geralmente mais difícil de estabilizar devido ao facto de a matéria orgânica induzir no solo um teor em água mais elevado, uma maior porosidade (a que corresponde um menor número de partículas sólidas por unidade de volume), e um menor valor de pH, reduzindo a eficiência da estabilização química (EuroSoilStab, 2001; Axelsson *et al.*, 2002; Janz e Johansson, 2002; Kitazume e Terashi, 2002; EN 14679, 2005; Edil e Staab, 2005). Dado o solo em estudo ser orgânico, apresenta interesse científico avaliar em que grau a matéria orgânica presente no solo influencia o comportamento mecânico do solo estabilizado, traduzido pela variação da resistência à compressão não confinada, daí a sua inclusão no estudo paramétrico.

Essa avaliação será realizada a partir do confronto dos resultados da estabilização do solo natural (com matéria orgânica, OM) com os do mesmo solo mas agora isento de OM.

Para tal tomou-se uma amostra do solo em estudo (cerca de 90kg no estado natural) e procedeu-se à eliminação da matéria orgânica, o que foi conseguido à custa da ignição do solo a uma temperatura de 400°C (de acordo com o procedimento laboratorial definido no Capítulo 3, Coelho, 2000). Com o objectivo de verificar a efectiva eliminação da OM do novo material, procedeu-se a nova avaliação do teor em OM e, adicionalmente, sujeitou-se uma pequena porção deste solo a ataque por água oxigenada a 20 volumes (de acordo com a especificação E196, 1966). Por qualquer um dos processos, verificou-se que o teor em matéria orgânica era da ordem dos 2% ou inferior, valor característico de solos “isentos” de OM (segundo as classificações de solos propostas por E196, 1966; SGS; LCPC, e apresentadas no Quadro 3.8).

Submeteu-se então o novo material a caracterização física e granulométrica, ainda que seja de esperar coincidência granulométrica com o solo natural original (Quadro 7.14 e Figura 7.26). A partir deste material, foi construído um solo artificial para igual índice de liquidez que o solo natural original ( $I_L = 1,35$ ) (adoptou-se este critério para construção do solo artificial uma vez que se pretende garantir que a proporção de água livre seja igual à do solo natural). Assim sendo, a uma porção do material “isento” de OM (cerca de 18kg), adicionou-se água destilada na quantidade especificada pelo  $I_L$  requerido, tendo-se seguidamente alternado, durante vários dias, períodos de repouso e mistura vigorosa. No final deste processo, avaliou-se o peso volúmico do solo artificial mediante a sua compactação estática com 100kPa aplicada durante 10 segundos e por 3 vezes (à semelhança do procedimento base de preparação de amostras estabilizadas, Capítulo 6). O solo artificial foi mantido no interior de caixa até à data da sua utilização, encontrando-se protegido da perda de água mediante a aplicação de filme plástico isolante, e armazenamento em câmara termohigrométrica à temperatura de  $20 \pm 2^\circ\text{C}$  e humidade relativa do ar de  $95 \pm 5\%$ .

Quadro 7.14 – Principais características do solo artificial “isento” de OM.

$w_L$ (%)	$w_p$ (%)	$w$ (%)	$G_s$ (-)	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	OM (%)	argila (%)	silte (%)	areia (%)	pH (-)
39,15	27,23	43,33	2,650	17,25	2,14	14	72	14	3,8

Procedeu-se então à estabilização do solo artificial mediante aplicação do procedimento base de preparação de amostras descrito no Capítulo 6 (recorreu-se a amostras com 37mm de diâmetro). Uma vez que as características físicas do solo artificial diferem das do solo natural, uma questão se coloca: tendo o solo natural sido estabilizado com uma dosagem de 125kg/m<sup>3</sup>, equivalente a um teor em ligante ( $a_w$ ) de 15% e a uma relação água:ligante ( $w/a_w$ ) de 5,4, qual a quantidade de ligante a misturar com o solo artificial? Se esta for definida a partir da dosagem 125kg/m<sup>3</sup>, o solo artificial apresentará um teor em ligante de 10,2% e uma relação água:ligante de 4,2, diferente do adoptado na estabilização do solo natural. Se pelo contrário, a quantidade de ligante for estabelecida a partir do teor em ligante 15%, então o solo artificial encontrar-se-á estabilizado para uma dosagem equivalente

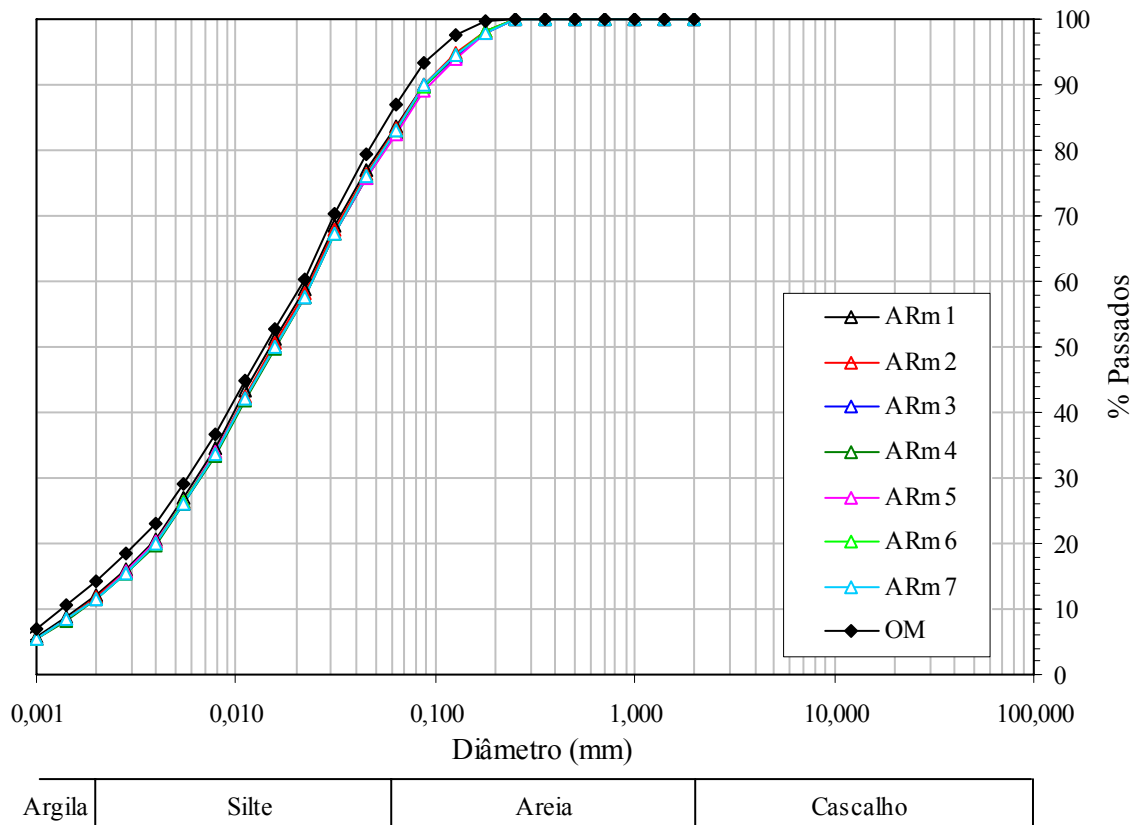


Figura 7.26 – Curvas granulométricas do solo natural (ARm 1 a 7, Capítulo 3) e do solo “isento” de OM (identificado por OM).

de  $184\text{kg/m}^3$  e uma relação água:ligante de 2,9, diferente da considerada na estabilização do solo natural. Caso se opte por definir a quantidade de ligante a partir da relação água:ligante de 5,4, o solo artificial exibirá uma dosagem equivalente de  $98\text{kg/m}^3$  e um teor em ligante de 8%. Tal como anteriormente indicado, se os dois solos em análise têm características diferentes, a quantidade de ligante deverá ser definida a partir de critérios que atendem a essas mesmas diferenças, ou seja, a partir do teor em ligante ou da relação água:ligante. Contudo, esta última relação não é verdadeiramente representativa da estabilização uma vez que parte da água presente é de hidratação das partículas de argila (e da OM no solo natural), pelo que o parâmetro que permite efectivamente comparar os dois solos é o teor em ligante (identificado por Lorenzo e Bergado, 2004, como parâmetro fundamental na caracterização de um solo estabilizado). Não obstante o referido, procedeu-se à estabilização do solo artificial pelos 3 processos, ainda que a comparação entre os dois solos (natural e artificial) deve ser feita para igual teor em ligante.

Após a mistura mecânica solo-ligante, realizada na batedeira-misturadora, verificou-se que a massa se apresentava de aspecto seco, com uma consistência alta, sugerindo desde logo futuros problemas na introdução e compactação da mistura no molde. De facto, as amostras assim produzidas exibiam elevada heterogeneidade, caracterizada por cavidades de dimensões consideráveis na superfície lateral. Foi então decidido aumentar o teor em água da mistura, tendo-se preparado novas estabilizações para um índice de liquidez de 2,49 (equivalente a um

teor em água do solo artificial de 56,8%). A quantidade de água assim definida foi inicialmente adicionada aos ligantes, formando uma calda, a qual foi posteriormente misturada com o solo artificial. As amostras foram preparadas segundo o procedimento base referido no Capítulo 6, com as alterações introduzidas na secção 6.3.4.2. O Quadro 7.15 e a Figura 7.27 ilustram os resultados obtidos.

Quadro 7.15 – Estabilização do solo artificial (“isento” de OM) com CI42,5-E (75/25) ( $I_L = 2,49$ ; tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa).

Identificação <sup>(1)</sup>	$w_o$ (%)	Dosagem		$w/a_w$ (-)	$q_{u\ max}$ (kPa)	$\epsilon_{rot}$ (%)	$E_{50\%}$ (MPa)	$w_f$ (%)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
		(kg/m <sup>3</sup> )	$a_w$ (%)						
OM ( $a_w$ )		184	15	3,8	3530	0,876	642	44,58	17,26
OM (dosagem)	56,8	125	10	5,6	257	0,628	66	45,64	16,71
OM ( $w/a_w$ )		92	7,5	7,5	44	13,698	5	46,72	16,51

(1) – a estabilização é identificada pelas letras OM, de matéria orgânica, seguidas da indicação do parâmetro considerado na definição da quantidade de ligante.

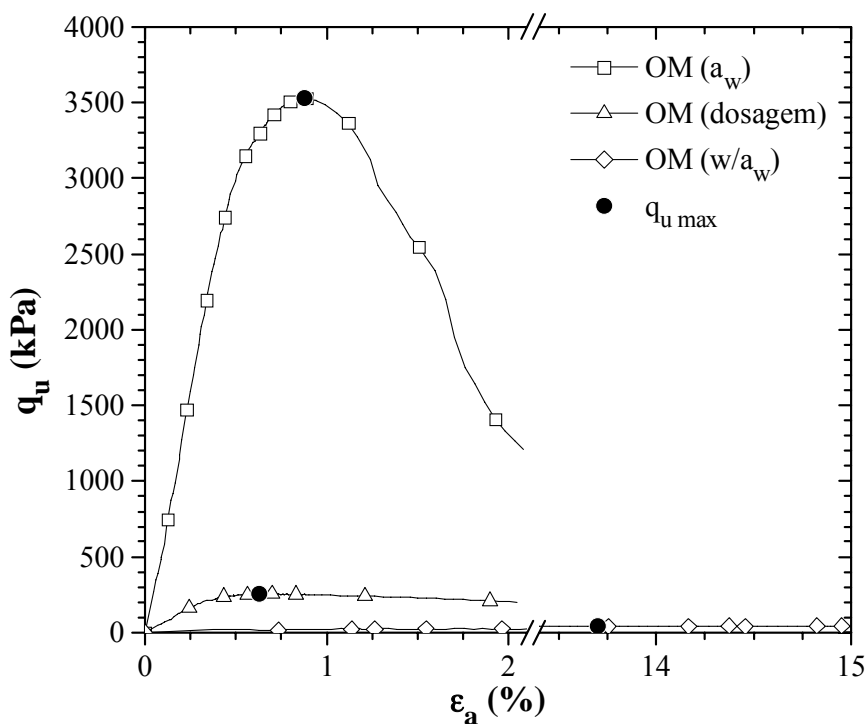


Figura 7.27 – Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre amostras de solo artificial (“isento” de OM) estabilizadas com CI42,5-E (75/25) ( $I_L = 2,49$ ; TC = 28 dias; PC = 24kPa).

Uma análise global aos resultados do Quadro 7.15 e Figura 7.27 permite constatar que o comportamento mecânico das estabilizações, traduzido por  $q_{u\ max}$  e  $E_{50\%}$ , varia em concordância com a quantidade de ligante presente, traduzida pela dosagem ou pelo teor em ligante, e inversamente com a razão água:ligante. Assim, à medida que aumenta a quantidade de ligante, a estabilização do solo torna-se mais resistente e rígida. Este comportamento é bem reflectido pelos parâmetros  $w_f$  e  $\gamma$ , verificando-se que a uma maior quantidade de ligante corresponde um menor  $w_f$  (fruto do maior “consumo” de água por parte das reacções

cimentícias), a que corresponde um maior peso volúmico (a água “consumida” é substituída por produtos de reacção de maior massa volúmica).

A análise dos efeitos da OM sobre o comportamento mecânico do solo estabilizado deve ser estabelecida a partir da comparação das estabilizações agora apresentadas com as descritas na secção 7.2.3, Quadros 7.7 e 7.8 e Figura 7.13, para igual índice de liquidez de ( $I_L = 2,49$ ). Deste modo, ao se comparar as estabilizações definidas para igual teor em ligante, ou seja, OM ( $a_w$ ) com  $I_{L2,49}$  (D125), verifica-se que a eliminação da OM origina uma melhoria substancial do comportamento mecânico, traduzido no acréscimo da resistência à compressão não confinada e do módulo de deformabilidade em mais de 600% e 500%, respectivamente. Este facto é em parte explicado pelo menor teor em água do solo artificial, consequência da eliminação da OM, a que corresponde uma menor porosidade (maior número de partículas sólidas por unidade de volume), logo, as ligações cimentícias com as partículas sólidas estabelecem-se em maior número, construindo uma matriz mais densa, resistente e rígida. Pode-se então concluir que a matéria orgânica presente no solo exerce elevada influência sobre o comportamento mecânico do solo estabilizado.

Tal como esperado, se a comparação tiver por base o critério dosagem, OM (dosagem), ou a relação água:ligante, OM ( $w/a_w$ ), verifica-se que apesar dos efeitos benéficos associados à não presença de OM, o comportamento mecânico das novas estabilizações (OM (dosagem) e OM ( $w/a_w$ )) degrada-se, reflectindo a dependência do parâmetro teor em ligante (atente-se que às novas estabilizações correspondem menores teores em ligante que as estabilizações  $I_{L2,49}$  (D125) ou  $I_{L2,49}$  (D75), respectivamente).

### 7.3.5 – Granulometria

Tal como o referido no Capítulo 2, a distribuição granulométrica das partículas de um solo tem óbvias implicações sobre o comportamento mecânico do solo estabilizado (Kitazume e Terashi, 2002; Niina *et al.*, 1977 e Terashi *et al.*, 1977). Tendo por objectivo clarificar a importância deste aspecto sobre o comportamento mecânico do solo em estudo quando estabilizado, foi decidido preparar 3 solos artificiais a partir do solo natural, por variação da sua composição granulométrica. Para tal procedeu-se ao corte granulométrico do solo em estudo pelo peneiro com abertura de 0,074mm (peneiro n.º 200 da série ASTM), tendo-se recorrido à separação por via seca (utilizou-se parte do material isento de OM, cerca de 30kg, preparado segundo descrição apresentada na secção anterior). Este procedimento permitiu a construção de dois solos artificiais, correspondentes à fracção granulométrica com dimensões, respectivamente, inferior ou superior a 0,074mm. Uma vez que na preparação destes dois materiais se recorreu à eliminação prévia da OM, os resultados que advêm da sua estabilização devem ser confrontados com material em idênticas condições, ou seja, “isento” de OM, mas de composição granulométrica igual à do solo natural original. Daí a necessidade de confrontar os resultados com um terceiro solo artificial, construído a partir do solo natural

mas sem OM e sem qualquer corte granulométrico (o qual corresponde efectivamente ao solo descrito e estabilizado na secção precedente).

Os dois novos materiais foram sujeitos a caracterização física e granulométrica. A partir de cada um destes materiais, foi construído um solo artificial para um índice de liquidez igual ao solo natural original ( $I_L = 1,35$ ), tendo-se adoptado procedimento de preparação e armazenamento igual ao descrito na secção anterior. Para o material retido no peneiro 200, a avaliação das características de plasticidade segundo a NP 143 (1969) revelou-se particularmente difícil, especialmente o limite de plasticidade. Deste modo, e atendendo-se ao facto de este material exibir idêntica quantidade de partículas de argila que os outros dois solos artificiais (Figura 7.28), optou-se pela definição das características de plasticidade do material retido no peneiro 200, a partir da média dos respectivos limites de consistência dos outros dois solos artificiais. O peso volúmico dos dois novos materiais foi avaliado de forma análoga à descrita na secção anterior. O Quadro 7.16 e a Figura 7.28 resumem os resultados obtidos. A análise da Figura 7.28 permite concluir que o solo correspondente à fracção granulométrica superior a 0,074mm (retidos no peneiro 200, R#200) apresenta elevada discrepância face ao propósito inicial, sugerindo que o procedimento adoptado no corte granulométrico (via seca) não corresponde ao mais indicado. Contudo, o procedimento foi mantido uma vez que o corte granulométrico por via húmida de tão grande quantidade de solo apresenta-se como tarefa muito morosa, envolvendo grande quantidade de água, e susceptível

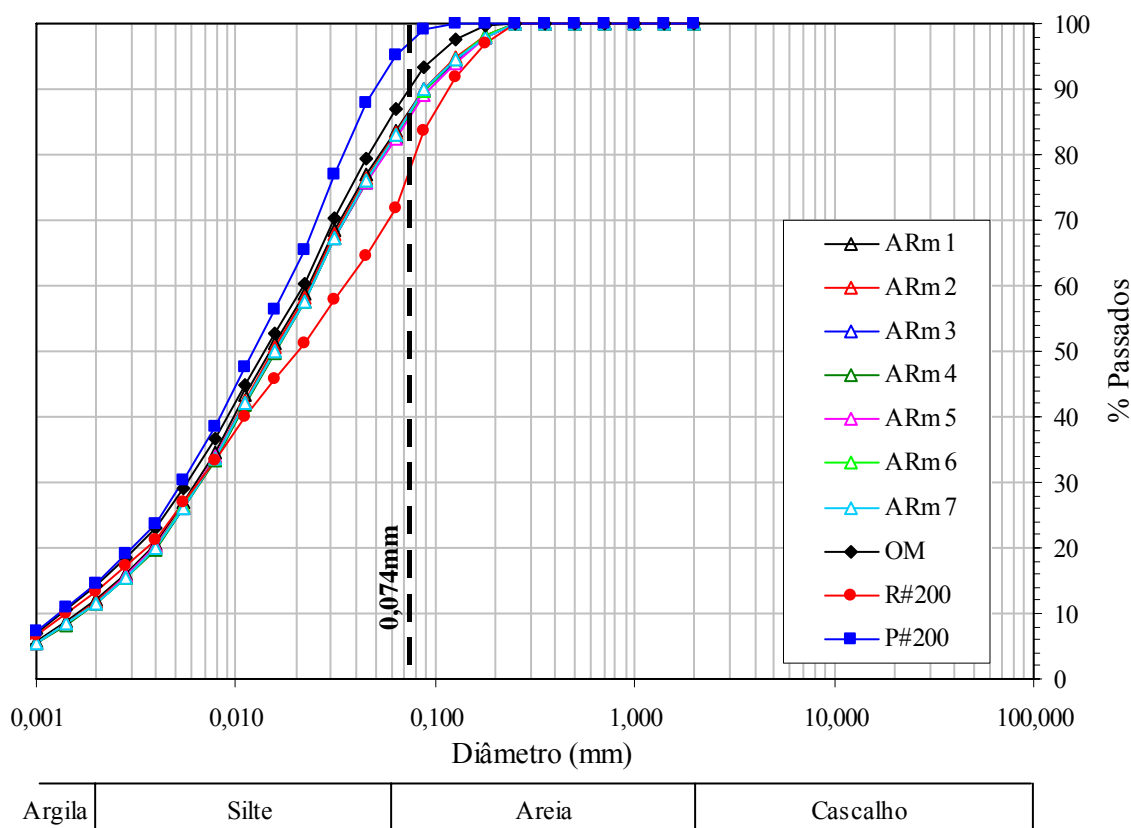


Figura 7.28 – Curvas granulométricas do solo natural (ARm 1 a 7, Capítulo 3) e de 3 solos construídos a partir deste, mas “isentos” de OM.

Quadro 7.16 – Principais características de dois solos artificiais (“isentos” de OM).

$w_L$ (%)	$w_P$ (%)	$w$ (%)	$G_s$ (-)	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	OM (%)	argila (%)	silte (%)	areia (%)	pH (-)
<b>Solo “supostamente” constituído pelas partículas retidas no peneiro 200 (R#200)</b>									
(1)	(1)	43,22 *	2,659	17,37	2,09	13	58	29	3,8
<b>Solo constituído pelas partículas que passam o peneiro 200 (P#200)</b>									
38,72	26,08	43,15	2,642	17,23	2,12	15	79	6	3,8

(1) – dificuldades de realização do ensaio segundo a NP 143 (1969);

(\*) – definido a partir da média dos respectivos limites de consistência dos outros dois solos artificiais.

de originar significativas perdas de material nas diversas fases de lavagem e secagem.

Procedeu-se então à estabilização dos dois novos solos artificiais (R#200 e P#200) nas condições referidas, mediante aplicação do procedimento base de preparação de amostras descrito no Capítulo 6 (recorreu-se a amostras com 37mm de diâmetro). As amostras produzidas exibiam má qualidade, caracterizadas por cavidades de dimensões consideráveis na superfície lateral. Foi então decidido aumentar o teor em água da mistura, tendo-se preparado novas estabilizações para um índice de liquidez de 2,49, igual ao adoptado na estabilização do solo de granulometria completa mas “isento” de OM (secção 7.3.4). A este  $I_L$  correspondem teores em água de 57,3 e 57%, respectivamente para o solo artificial P#200 e R#200. A quantidade de água assim definida foi inicialmente adicionada aos ligantes, formando uma calda, a qual foi posteriormente misturada com os solos artificiais.

Na definição da quantidade de ligante a participar na estabilização, adoptaram-se 3 processos (igual dosagem, teor em ligante ou razão água:ligante), ainda que se saiba que a comparação das estabilizações dos 3 diferentes solos artificiais deve ser estabelecida a partir do teor em ligante (secção 7.3.4). As amostras foram preparadas segundo o procedimento base referido no Capítulo 6, com as alterações introduzidas na secção 6.3.4.2. O Quadro 7.17 e a Figura 7.29 ilustram os resultados obtidos.

Quadro 7.17 – Estabilização de dois solos artificiais (“isentos” de OM) com CI42,5-E (75/25) ( $I_L = 2,49$ ; tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa).

Identificação <sup>(1)</sup>	$w_o$ (%)	Dosagem		$w/a_w$ (-)	$q_{u\ max}$ (kPa)	$\epsilon_{rot}$ (%)	$E_{50\%}$ (MPa)	$w_f$ (%)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
		(kg/m <sup>3</sup> )	$a_w$ (%)						
R#200 ( $a_w$ )		186	<b>15</b>	3,8	3581	0,777	661	43,79	17,18
R#200 (dos.)	57,0	<b>125</b>	10	5,7	1047	0,905	236	45,78	17,03
R#200 ( $w/a_w$ )		94	7,6	<b>7,5</b>	70	4,747	9	45,43	16,82
P#200 ( $a_w$ )		184	<b>15</b>	3,8	3017	0,806	598	45,92	16,88
P#200 (dos.)	57,3	<b>125</b>	10	5,7	97	1,319	23	46,26	16,68
P#200 ( $w/a_w$ )		93	7,6	<b>7,5</b>	44	13,046	4	46,09	16,88

(1) – a estabilização é identificada pelos símbolos R#200 ou P#200, de retidos ou passados no peneiro 200, respectivamente, seguidas da indicação do parâmetro considerado na definição da quantidade de ligante.



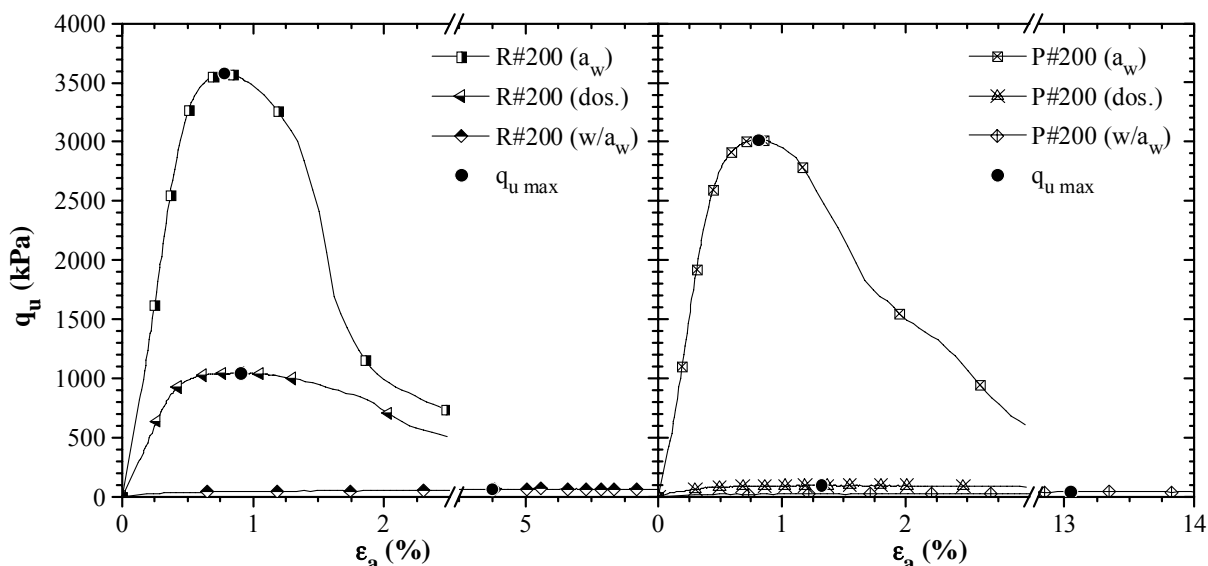


Figura 7.29 – Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre amostras de dois solos artificiais (“isentos” de OM) estabilizadas com CI42,5-E (75/25) ( $I_L = 2,49$ ; TC = 28 dias; PC = 24kPa).

Uma análise global aos resultados do Quadro 7.17 e Figura 7.29 permite constatar que, independentemente do solo em estudo, o comportamento mecânico das estabilizações, traduzido por  $q_{u \max}$  e  $E_{50\%}$ , varia em concordância com a quantidade de ligante presente, traduzida pela dosagem ou pelo teor em ligante, e inversamente com a razão água:ligante. Assim, à medida que aumenta a quantidade de ligante, a estabilização do solo torna-se mais resistente e rígida. Este comportamento é reflectido pelos parâmetros  $w_f$  e  $\gamma$ , verificando-se que a uma maior quantidade de ligante está associado, em geral, um menor  $w_f$  (fruto do maior “consumo” de água por parte das reacções cimentícias), a que corresponde um maior peso volúmico (a água “consumida” é substituída por produtos de reacção de maior massa volúmica).

O estudo das implicações que a distribuição granulométrica tem sobre o comportamento mecânico do solo estabilizado deve ser realizado a partir da comparação das estabilizações dos 3 solos artificiais (distribuição granulométrica completa, OM; retidos no peneiro 200, R#200; e passados no peneiro 200, P#200), preparadas para igual teor em ligante ( $a_w = 15\%$ ). Assim sendo, a comparação das estabilizações dos 3 solos artificiais com diferente distribuição granulométrica, ou seja, OM ( $a_w$ ), R#200 ( $a_w$ ) e P#200 ( $a_w$ ), Figura 7.30, permite concluir que o comportamento mecânico se degrada à medida que o solo perde fracção arenosa. Este comportamento é explicado pela composição granulométrica do solo, parâmetro que influencia a resistência do solo estabilizado à semelhança do comportamento observado no betão (Coutinho, 1988). De facto, quanto melhor graduada for a distribuição granulométrica das partículas, menor será o volume de vazios, permitindo que as ligações cimentícias com as partículas sólidas se estabelecem em maior número e densidade, construindo um esqueleto sólido mais resistente e rígido. Igualmente interessante é a observação de que o aumento da fracção de areia nos solos (6 para 14 ou 29%) origina uma

melhoria do comportamento mecânico, facto em perfeita concordância com os estudos de Niina *et al.* (1977) e Terashi *et al.* (1977) (Figura 2.6).

Os idênticos resultados obtidos para as estabilizações OM ( $a_w$ ) e R#200 ( $a_w$ ) são explicados pelo facto de ambos os solos não exibirem diferenças granulométricas significativas. Pode-se então concluir que a distribuição granulométrica do solo é um factor importante na estabilização de um solo, sendo requerido, para igual comportamento mecânico, um teor em ligante tanto maior quanto menor for a fracção arenosa do solo.

Se a comparação entre os 3 solos artificiais tivesse por base o critério da igual dosagem, ou igual relação água:ligante, a menos de pequenas diferenças, idênticas conclusões podiam ser extraídas.

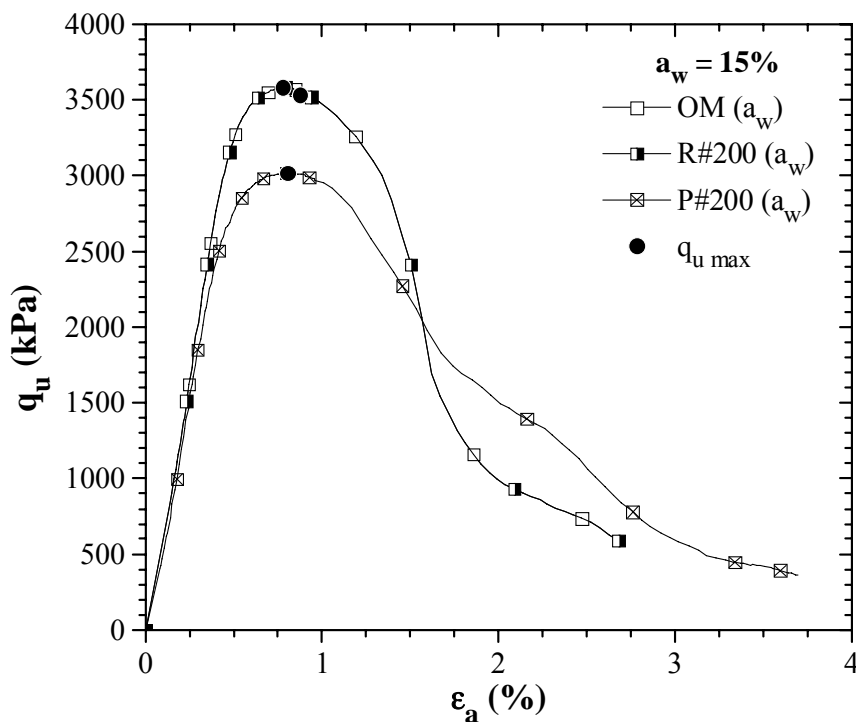


Figura 7.30 – Efeito da granulometria sobre as curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre amostras de 3 solos artificiais (“isentos” de OM) estabilizadas com CI42,5-E (75/25) ( $I_L = 2,49$ ; TC = 28 dias; PC = 24kPa).

## 7.3.6 – Presença de fina camada de areia

### 7.3.6.1 – Introdução

Tal como o referido no início do capítulo, a inclusão deste parâmetro no estudo visa analisar o impacto que as finas camadas de silte arenoso a areia siltosa, identificadas na prospecção geotécnica (Capítulo 3) do depósito de solos moles do Baixo Mondego, têm sobre o comportamento mecânico do solo estabilizado. Foi então decidido produzir em laboratório amostras de solo estabilizado com a inclusão de fina camada de areia estabilizada.

Analisa-se diferentes espessuras para a camada de areia (10, 15, 20 e 30mm) com o objectivo de avaliar a sua influência sobre a resistência à compressão não confinada. Espessuras inferiores a 10mm não foram consideradas devido às dificuldades laboratoriais em garantir tais valores. Espessuras acima dos 30mm também não foram consideradas uma vez que a espessura da camada de areia deve ser tal que a mesma possa ser considerada fina (tal como acontece em campo) relativamente às dimensões da amostra a ensaiar. Com o propósito de estudar a potencial influência da localização relativa da camada de areia, foram consideradas duas localizações possíveis, uma junto ao topo e outra a meia altura da amostra.

A composição granulométrica da areia foi estabelecida a partir das fracções granulométricas identificadas no depósito de solos moles do Baixo Mondego (Coelho, 2000), ou seja, areia fina ( $\approx 95\%$ ) a média ( $\approx 5\%$ ). Deste modo, a partir de uma areia de rio construíram-se 3 areias artificiais com diferentes fusos granulométricos, investigando-se a sua influência sobre a resistência à compressão não confinada,  $q_u$ . As 3 areias artificiais consideradas são constituídas granulometricamente por: num caso, 100% de areia fina, aF (partículas com dimensão compreendida entre 0,075 e 0,425mm, ASTM D2487, 1998); noutro caso, 100% de areia média, aM (partículas com dimensão compreendida entre 0,425 e 2,0mm, ASTM D2487, 1998); e no terceiro caso, por 95% de areia fina misturada uniformemente com 5% de areia média, aFM.

A caracterização física e granulométrica das 3 areias artificiais consta do Quadro 7.18 e Figura 7.31. Para cada uma das 3 areias, saturou-se o material com água destilada e procedeu-se à determinação do peso volúmico, mediante compactação estática com 100kPa aplicada durante 10 segundos e por 3 vezes (à semelhança do procedimento base de preparação de amostras estabilizadas, Capítulo 6), e do teor em água correspondente.

Quadro 7.18 – Principais características das 3 areias artificiais.

	$w^{(1)}$ (%)	$G_s$ (-)	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$n^{(2)}$ (%)	areia fina <sup>(3)</sup> (%)	areia média <sup>(3)</sup> (%)	pH (-)
aF	23,0	2,618	19,75	37,4	100	0	8,8
aFM	21,0	2,641	20,14	35,6	95	5	8,8
aM	24,4	2,635	19,55	39,1	0	100	8,4

(1) – definido para um grau de saturação de 100%.

(2) – porosidade;

(3) – segundo ASTM D2487 (1998).

Antes de se iniciar o estudo dos efeitos da presença de fina camada de areia sobre o comportamento mecânico do solo estabilizado, é de todo conveniente estudar o procedimento de preparação e o comportamento mecânico de amostras das 3 areias artificiais estabilizadas.

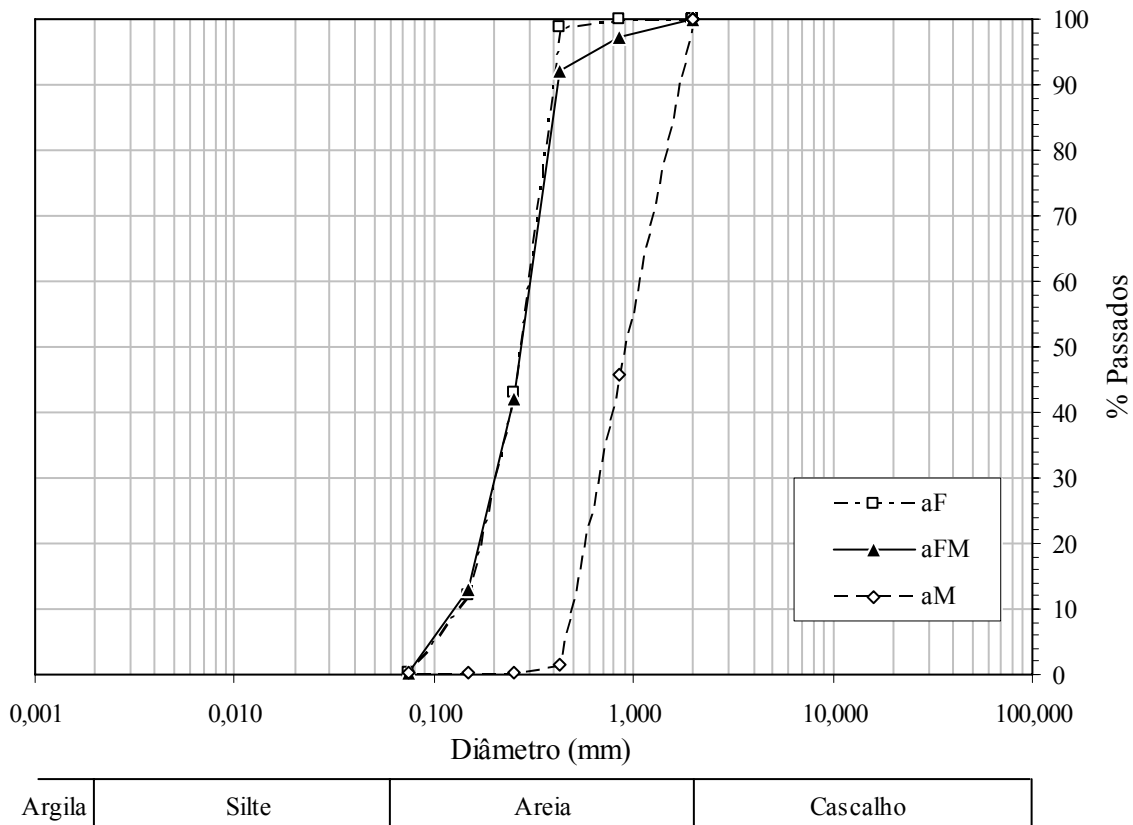


Figura 7.31 – Curvas granulométricas das 3 areias artificiais.

### 7.3.6.2 – Estabilização de 3 areias artificiais

A estabilização das 3 areias artificiais caracterizadas na secção precedente, foi realizada para a mistura de ligantes constituída por cimento Portland I 42,5R e escória granulada de alto forno, aplicada na proporção 75/25 referida à massa seca dos ligantes. O ligante no estado seco foi misturado previamente com a areia, também esta no estado seco, e só depois se adicionou a quantidade de água requerida para a saturação da areia, tendo-se iniciado de imediato a mistura mecânica. Em tudo o resto, aplicou-se o procedimento base de preparação de amostras definido para o solo em estudo (Capítulo 6), o qual produziu amostras de areia estabilizada de muito boa qualidade (Figura 7.32 a)). Cuidados especiais devem ser tidos aquando do corte da amostra com a altura requerida, uma vez que a granulometria mais grosseira pode originar a perda de algum material dos topos aquando do corte manual por serra de aço (facto que aconteceu na fase inicial de testes, tendo obrigado à rectificação dos topos com uma calda constituída por areia e gesso de endurecimento rápido). Este facto foi contornado mediante a adopção da seguinte técnica de corte: i) realização do corte a uma distância ao topo de 5 a 10mm (Figura 7.32 b)); ii) seguido da rectificação do topo por suaves movimentos de espátula (Figura 7.32 c) e d)). Em todo o estudo recorreu-se a amostras com 37mm de diâmetro.

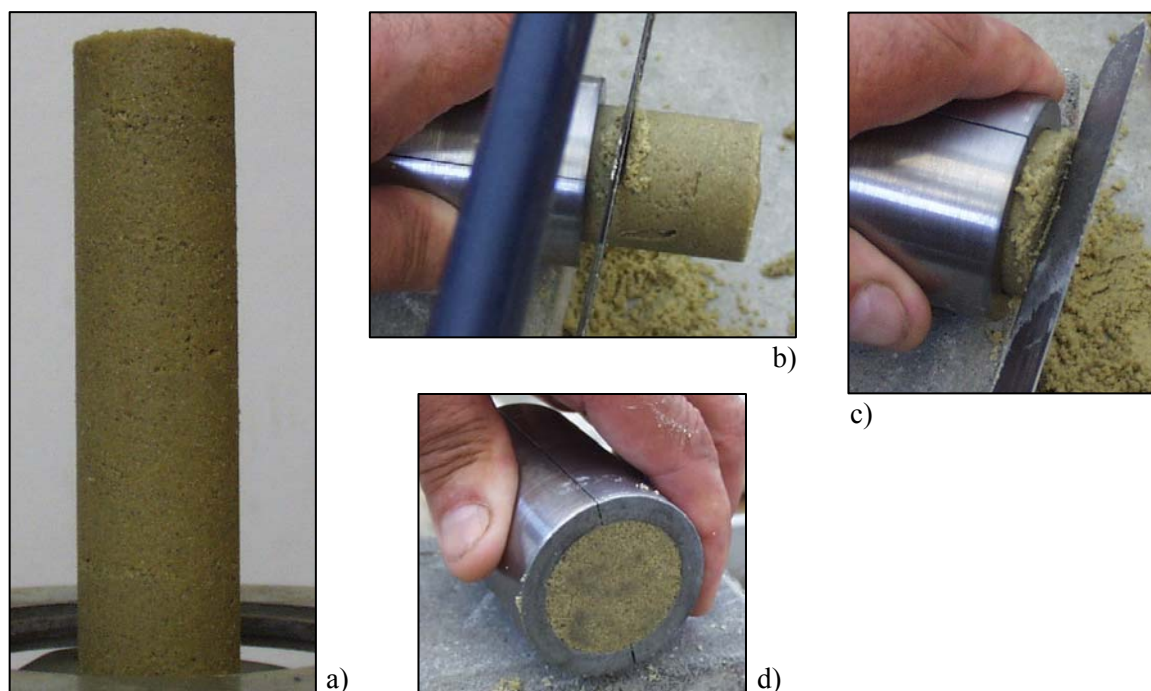


Figura 7.32 – Preparação de amostras de areia (aFM) estabilizada: a) imediatamente após a extracção do molde; b) corte do topo; c) rectificação do topo; d) visualização final do topo.

Procedeu-se então à estabilização das 3 areias artificiais (aF, aFM e aM) nas condições referidas. Na definição da quantidade de ligante a participar na estabilização, adoptaram-se 3 processos (igual dosagem, teor em ligante ou razão água:ligante), ainda que se saiba que a comparação das estabilizações das 3 diferentes areias artificiais deve ser estabelecida a partir do teor em ligante (secção 7.3.4). O Quadro 7.19 e a Figura 7.33 ilustram os resultados obtidos.

Quadro 7.19 – Estabilização de 3 areias artificiais com CI42,5-E (75/25) (tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa).

Identificação <sup>(1)</sup>	w <sub>o</sub> (%)	Dosagem		w/a <sub>w</sub> (-)	q <sub>u max</sub> (kPa)	ε <sub>rot</sub> (%)	E <sub>50%</sub> (MPa)	w <sub>f</sub> (%)	γ (kN/m <sup>3</sup> )
		(kg/m <sup>3</sup> )	a <sub>w</sub> (%)						
aF (a <sub>w</sub> )		246	<b>15</b>	1,5	2967	1,094	384	18,76	19,20
aF (dos.)	23,0	<b>125</b>	7,6	3,0	730	0,801	122	19,15	19,03
aF (w/a <sub>w</sub> )		51	3,1	<b>7,5</b>	271	0,755	47	21,13	18,45
aFM (a <sub>w</sub> )		254	<b>15</b>	1,4	2963	0,756	457	18,29	19,37
aFM (dos.)	21,0	<b>125</b>	7,3	2,9	736	0,779	101	20,31	18,67
aFM (w/a <sub>w</sub> )		48	2,8	<b>7,5</b>	204	0,693	31	20,91	18,30
aM (a <sub>w</sub> )		240	<b>15</b>	1,6	1753	0,835	256	16,94	19,22
aM (dos.)	24,4	<b>125</b>	7,8	3,1	431	0,747	54	17,81	19,05
aM (w/a <sub>w</sub> )		51	3,2	<b>7,5</b>	122	0,873	28	18,92	18,57

(1) – a estabilização é identificada pela designação abreviada da areia (aF- areia fina; aFM – areia fina (95%) + média (5%); aM- areia média), seguida da indicação do parâmetro considerado na definição da quantidade de ligante.

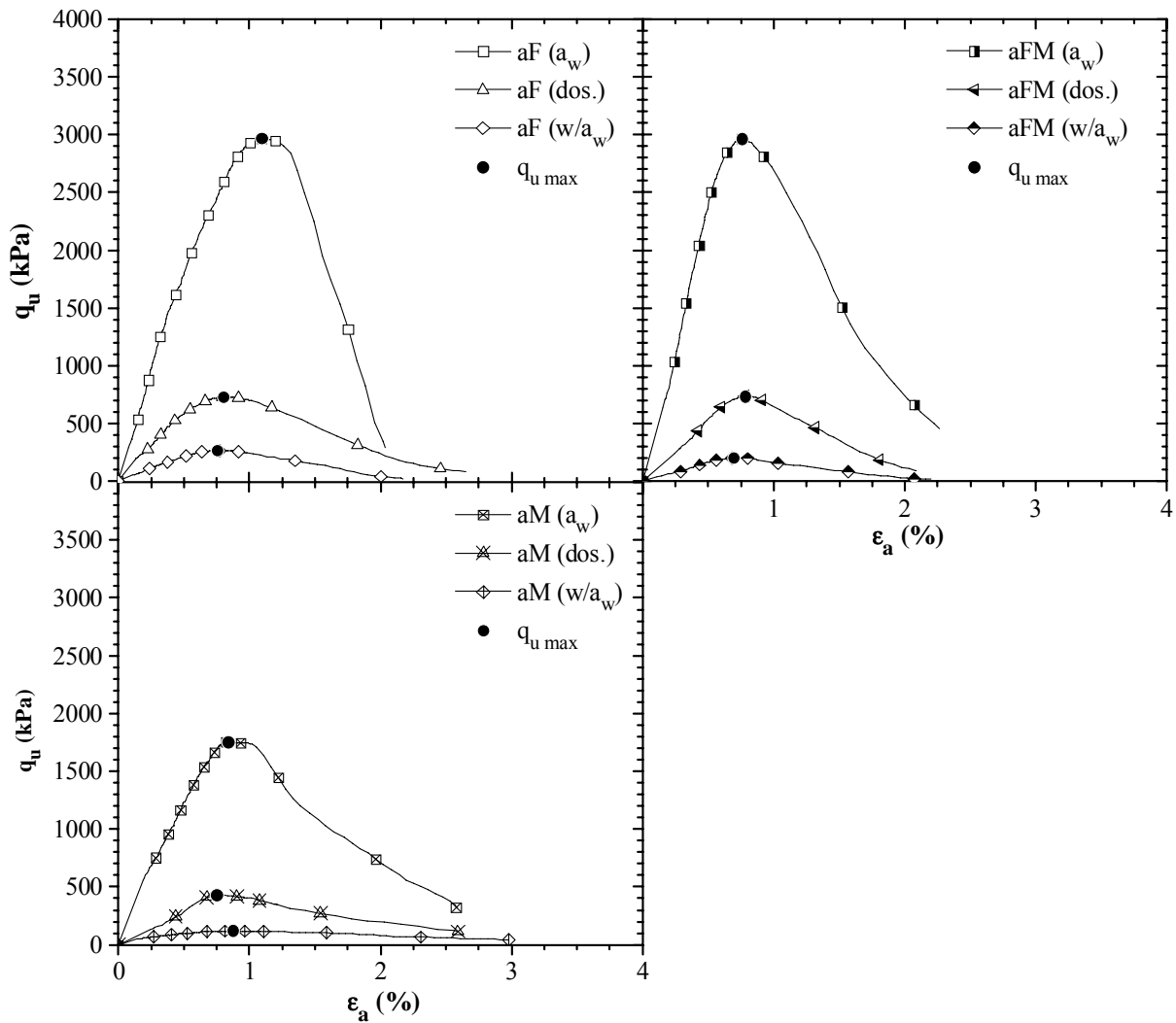


Figura 7.33 – Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre amostras de 3 areias artificiais estabilizadas com CI42,5-E (75/25) (TC = 28 dias; PC = 24kPa).

Da análise dos resultados do Quadro 7.19 e Figura 7.33, verifica-se que o comportamento mecânico das areias estabilizadas varia de forma análoga ao do solo em estudo, isto é, independentemente da areia em estudo, a resistência à compressão não confinada e o módulo de deformabilidade crescem com a quantidade de ligante (traduzida pela dosagem ou pelo teor em ligante), e com a diminuição da razão água:ligante. Esta melhoria do comportamento mecânico é bem reflectida pelos parâmetros  $w_f$  e  $\gamma$ , verificando-se que a uma maior quantidade de ligante está associado, em geral, um menor  $w_f$  (fruto do maior “consumo” de água por parte das reacções cimentícias), a que corresponde um maior peso volúmico (a água “consumida” é substituída por produtos de reacção de maior massa volúmica).

Comparando as 3 diferentes areias artificiais, verifica-se que, independentemente do critério adoptado (igual  $a_w$ , dosagem ou  $w/a_w$ ), o comportamento mecânico é dependente da porosidade inicial da areia (Quadro 7.18), parâmetro relacionado com a distribuição granulométrica. Assim, quanto menor é a porosidade da areia (maior número de partículas

sólidas por unidade de volume), em maior número se estabelecem as ligações cimentícias com as partículas sólidas, conduzindo à construção de uma matriz mais densa, resistente e rígida. Contudo, quando este parâmetro é aplicado aos resultados das areias aF e aFM, verifica-se existir discrepância de resultados face ao valor da porosidade inicial. De facto, e atendendo à granulometria das duas areias, seria de esperar que a porosidade inicial fosse muito próxima para as 2 areias em causa, sugerindo que possam ter sido cometidos alguns ligeiros erros na caracterização do estado físico das areias. Na Figura 7.34 apresentam-se os resultados obtidos da estabilização das 3 areias artificiais para igual teor em ligante ( $a_w = 15\%$ ), verificando-se que a areia aFM exibe melhor comportamento mecânico, caracterizado por uma resistência à compressão não confinada idêntica à da areia aF, mas exibindo um maior módulo de deformabilidade.

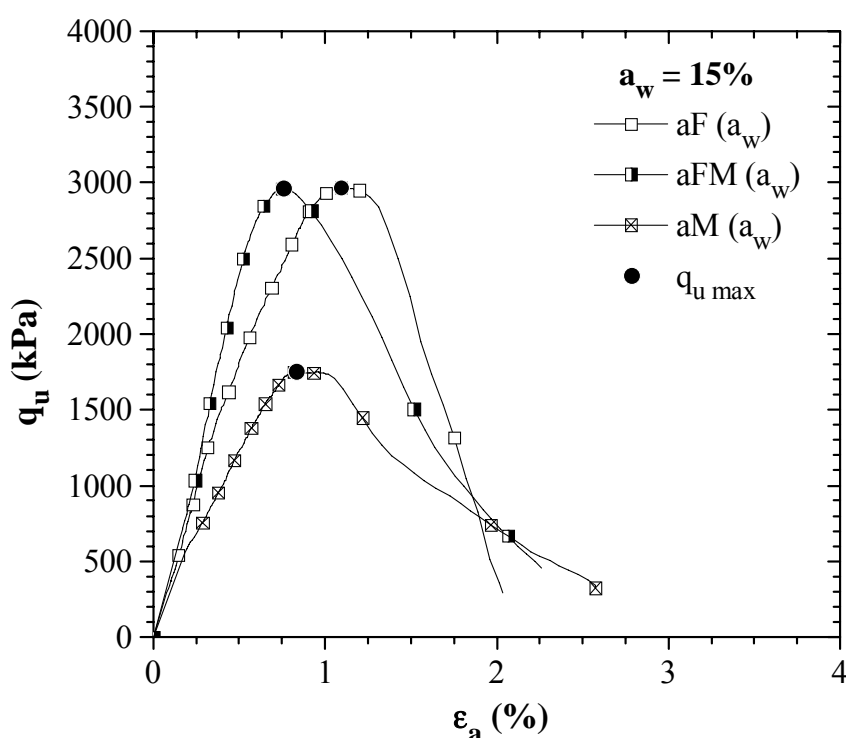


Figura 7.34 – Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre amostras de 3 areias artificiais estabilizadas com CI42,5-E (75/25) (TC = 28 dias; PC = 24kPa).

Seguidamente analisa-se a influência da aplicação durante a cura de uma pressão vertical às amostras de areia, à semelhança do estudo realizado aquando da estabilização do solo mole do Baixo Mondego (secção 7.3.3). O estudo foi apenas conduzido para uma das areias (aFM), assumindo-se que idênticos resultados seriam obtidos para as demais areias. As estabilizações aFM ( $a_w$ ) e aFM (dos.) foram repetidas, mas agora não se aplicou qualquer pressão vertical às amostras durante a cura (pressão de cura nula, ou seja, PC0). O Quadro 7.20 e a Figura 7.35 resumem os principais resultados obtidos.

À semelhança dos resultados obtidos na secção 7.3.3, também no caso da estabilização da areia aFM se verifica que a aplicação de pressão vertical às amostras durante a cura origina

uma melhoria do comportamento mecânico, a qual se deve à compressão associada à actuação da pressão vertical. De facto, a compressão da amostra origina um menor afastamento das partículas, o que promove o estabelecimento de ligações cimentícias em maior número, construindo uma matriz mais densa, resistente e rígida.

Quadro 7.20 – Estabilização de uma areia artificial (aFM) com CI42,5-E (75/25) (tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 0kPa).

Identificação <sup>(1)</sup>	w <sub>o</sub> (%)	Dosagem		w/a <sub>w</sub> (-)	q <sub>u max</sub> (kPa)	ε <sub>rot</sub> (%)	E <sub>50%</sub> (MPa)	w <sub>f</sub> (%)	γ (kN/m <sup>3</sup> )
		(kg/m <sup>3</sup> )	a <sub>w</sub> (%)						
aFM (a <sub>w</sub> ) PC0	21,0	254	15	1,4	2805	0,937	353	18,47	19,22
aFM (dos.) PC0		125	7,3	2,9	637	0,566	197	19,89	18,62

(1) – a estabilização é identificada pela designação abreviada da areia (aFM – areia fina (95%) + média (5%)), seguida da indicação do parâmetro considerado na definição da quantidade de ligante, acrescido das letras PC, de pressão de cura, seguidas do valor de pressão aplicado.

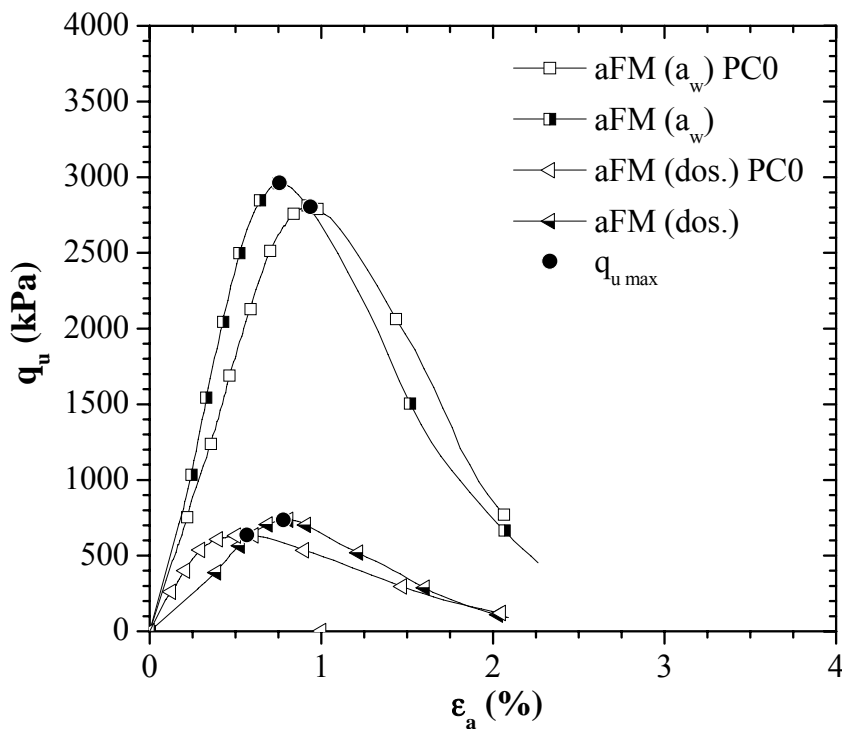


Figura 7.35 – Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre amostras de uma areia artificial (aFM) estabilizada com CI42,5-E (75/25) por variação da pressão vertical na cura (TC = 28 dias).

De entre as três areias em estudo, a que será aplicada na construção da fina camada de areia será a areia aFM, uma vez que corresponde à areia de melhor comportamento mecânico, ao que acresce o facto de ser a que melhor representa a granulometria média do depósito de solos moles do Baixo Mondego (Coelho, 2000).

Comparando, para igual teor em ligante ( $a_w = 15\%$ ), o comportamento mecânico de qualquer uma das 3 areias artificiais (aF ( $a_w$ ), aFM ( $a_w$ ) e aM ( $a_w$ ), Quadro 7.19), com as estabilizações do solo mole no estado natural (D125, Quadros 7.5 e 7.6) e isento de OM (OM ( $a_w$ ), Quadro 7.15), Figura 7.36, verifica-se que a estabilização do solo mole no estado natural



exibe pior comportamento mecânico, reflectindo a presença de matéria orgânica no solo. Estes resultados encontram-se em perfeita concordância com os estudos de Niina *et al.* (1977) e Terashi *et al.* (1977) (Figura 2.6), a partir dos quais se verificou existir degradação do comportamento mecânico de estabilizações de solos constituídos granulometricamente por mais de 60% de fracção arenosa.

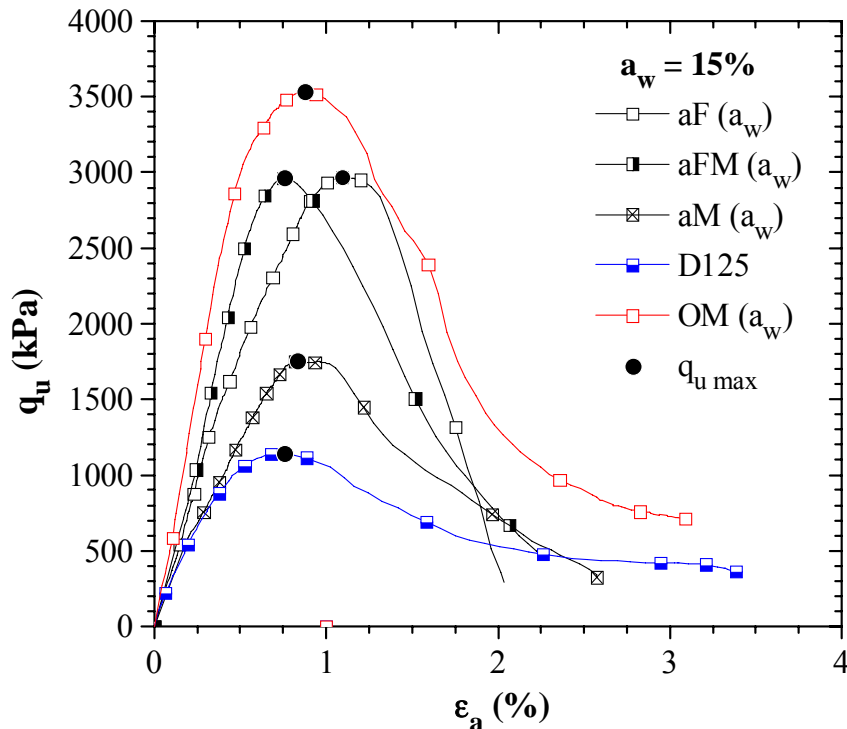


Figura 7.36 – Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre amostras de 3 areias artificiais, do solo no estado natural e “isento” de OM, quando estabilizados com CI42,5-E (75/25) (TC = 28 dias; PC = 24 kPa).

### 7.3.6.3 – Estabilização com a inclusão de fina camada de areia

A produção em laboratório de amostras de solo estabilizado com a inclusão de fina camada de areia estabilizada envolveu a estabilização de dois materiais, o solo em estudo e a areia que irá materializar a fina camada de areia (identificada por aFM). Cada um dos materiais foi estabilizado por aplicação do procedimento de preparação de amostras respectivo, descritos no Capítulo 6 e na secção 7.3.6.2, respectivamente, para o solo mole e para a areia. A quantidade de areia foi determinada em função da espessura pretendida para a fina camada de areia a construir. A mistura mecânica solo-ligante e areia-ligante, foram executadas em simultâneo, a primeira na bateadeira-misturadora de maior capacidade (Figura 6.3) e a segunda na de menor capacidade (Figura 6.15). Imediatamente após a preparação das duas massas, iniciou-se a fase de introdução e compactação das misturas no molde, introduzindo-se a camada de areia após 3 ou 5 camadas de solo estabilizado, consoante a

localização pretendida para a fina camada de areia (a meia altura ou junto ao topo da amostra, respectivamente). A Figura 7.37 apresenta o aspecto da camada de areia imediatamente após a sua compactação. Por último, introduziram-se e compactaram-se as restantes camadas de solo estabilizado. Em tudo o resto, aplicou-se o procedimento base de preparação de amostras definido para o solo em estudo (Capítulo 6). O presente estudo foi conduzido por recurso a amostras com 101,6mm de diâmetro.



Figura 7.37 – Pormenor da camada de areia imediatamente após a sua compactação.

Tal como anteriormente referido, a análise dos efeitos da inclusão de fina camada de areia sobre o comportamento mecânico do solo estabilizado envolveu o estudo de 4 diferentes espessuras para a camada de areia (10, 15, 20 e 30mm), e duas localizações possíveis, a meia altura ou junto ao topo das amostras (mais precisamente, a 15mm deste). O Quadro 7.21 resume as condições de preparação dos ensaios, identificando-se cada estabilização pela caracterização da camada de areia (espessura-localização), seguida da indicação do parâmetro considerado na definição da quantidade de ligante. Uma vez que em campo não é aconselhável alterar a dosagem durante a execução de uma coluna ou painel de *deep mixing*, o critério padrão utilizado na definição da quantidade de ligante a participar na estabilização é o da dosagem, ainda que se saiba que a comparação com as estabilizações do solo ou da areia deva ser estabelecida a partir do teor em ligante (secção 7.3.4) (daí a adopção do critério teor em ligante numa das estabilizações).

O Quadro 7.22 e a Figura 7.38 resumem os resultados obtidos aquando da estabilização do solo em estudo com a inclusão de fina camada de areia. Na Figura 7.38 incluem-se também os resultados referentes às estabilizações isoladas do solo (D125, Quadro 7.6 e Figura 7.11) e da areia (aFM (dos.) Quadro 7.19 e Figura 7.33), para igual dosagem ( $125\text{kg/m}^3$ ). Uma primeira análise global aos resultados para a dosagem de  $125\text{kg/m}^3$  permite constatar que, as estabilizações com inclusão de fina camada de areia são caracterizadas mecanicamente por uma resistência à compressão não confinada ( $q_{u\text{max}}$ ) ligeiramente inferior à do solo estabilizado, mas claramente superior à da areia estabilizada para igual dosagem (tal como esperado, uma vez que a estabilização da areia corresponde a um teor em ligante mais

Quadro 7.21 – Caracterização inicial da estabilização com a inclusão de fina camada de areia (CI42,5-E, 75/25; tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa).

Identificação <sup>(1)</sup>	Solo ( $w_o = 80,87\%$ )			Areia ( $w_o = 21,00\%$ )		
	Dosagem		$w/a_w$	Dosagem		$w/a_w$
	(kg/m <sup>3</sup> )	$a_w(\%)$	(-)	(kg/m <sup>3</sup> )	$a_w(\%)$	(-)
10-Meio (dos.)						
15-Meio (dos.)	<b>125</b>	15	5,4	<b>125</b>	7,3	2,9
20-Meio (dos.)						
30-Meio (dos.)						
10-Topo (dos.)						
15-Topo (dos.)	<b>125</b>	15	5,4	<b>125</b>	7,3	2,9
20-Topo (dos.)						
30-Topo (dos.)						
10-Meio ( $a_w$ )	125	<b>15</b>	5,4	254	<b>15</b>	1,4
10-Meio (dos.250)	<b>250</b>	30	2,7	<b>250</b>	$\approx 15$	1,4

(1) – a estabilização é identificada pela caracterização da camada de areia (espessura-localização), seguida da indicação do parâmetro considerado na definição da quantidade de ligante.

Quadro 7.22 – Estabilização com a inclusão de fina camada de areia (CI42,5-E, 75/25; tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa).

Identificação <sup>(1)</sup>	$q_{u\ max}$ (kPa)	$\epsilon_{rot}$ (%)	$E_{50\%}$ (MPa)	$w_f^{solo}$ (%)	$w_f^{areia}$ (%)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\Delta H$ <sup>(2)</sup> (mm)
10-Meio (dos.)	1122	0,850	160	65,05	19,87	15,41	8,6
15-Meio (dos.)	1132	0,788	213	63,95	19,43	15,52	8,0
20-Meio (dos.)	1039	0,791	136	64,75	18,89	15,63	7,3
30-Meio (dos.)	1050	0,714	205	64,13	18,50	15,74	7,3
10-Topo (dos.)	1072	0,701	254	65,03	17,33	15,44	7,7
15-Topo (dos.)	1037	0,732	231	65,44	19,02	15,45	7,1
20-Topo (dos.)	994	0,839	167	64,96	19,49	15,54	6,8
30-Topo (dos.)	1036	0,696	222	65,18	18,18	15,77	6,2
10-Meio ( $a_w$ )	1182	0,898	183	63,87	18,36	15,47	8,2
10-Meio (dos.250)	2319	0,865	329	56,15	18,66	16,04	5,5

(1) – a estabilização é identificada pela caracterização da camada de areia (espessura-localização), seguida da indicação do parâmetro considerado na definição da quantidade de ligante;

(2) – o valor deverá ser interpretado a título qualitativo dado o procedimento utilizado na sua leitura.

baixo), assim como por um módulo de deformabilidade ( $E_{50\%}$ ) inferior ao do solo estabilizado, mas superior ao da areia estabilizada (pelas mesmas razões). Verifica-se também que com o aumento da espessura da camada de areia, existe uma tendência de redução, ainda que ligeira, das propriedades mecânicas, reflectindo a maior importância relativa da camada de areia no comportamento global (atente-se que para igual dosagem, a areia estabilizada exibe pior

comportamento mecânico que o solo estabilizado). Por último, regista-se que as estabilizações com a camada de areia próxima do topo (a 15mm deste) são caracterizadas por exibirem uma ligeira redução de  $q_{u \max}$  face às estabilizações com a camada de areia localizada a meia altura da amostra. Este inesperado resultado pode encontrar justificação no facto de a camada de areia, caracterizada por menor resistência e deformabilidade, quando localizada junto ao topo tender a anular o efeito de fronteira, mobilizando um distinto modo de rotura (Figura 7.39).

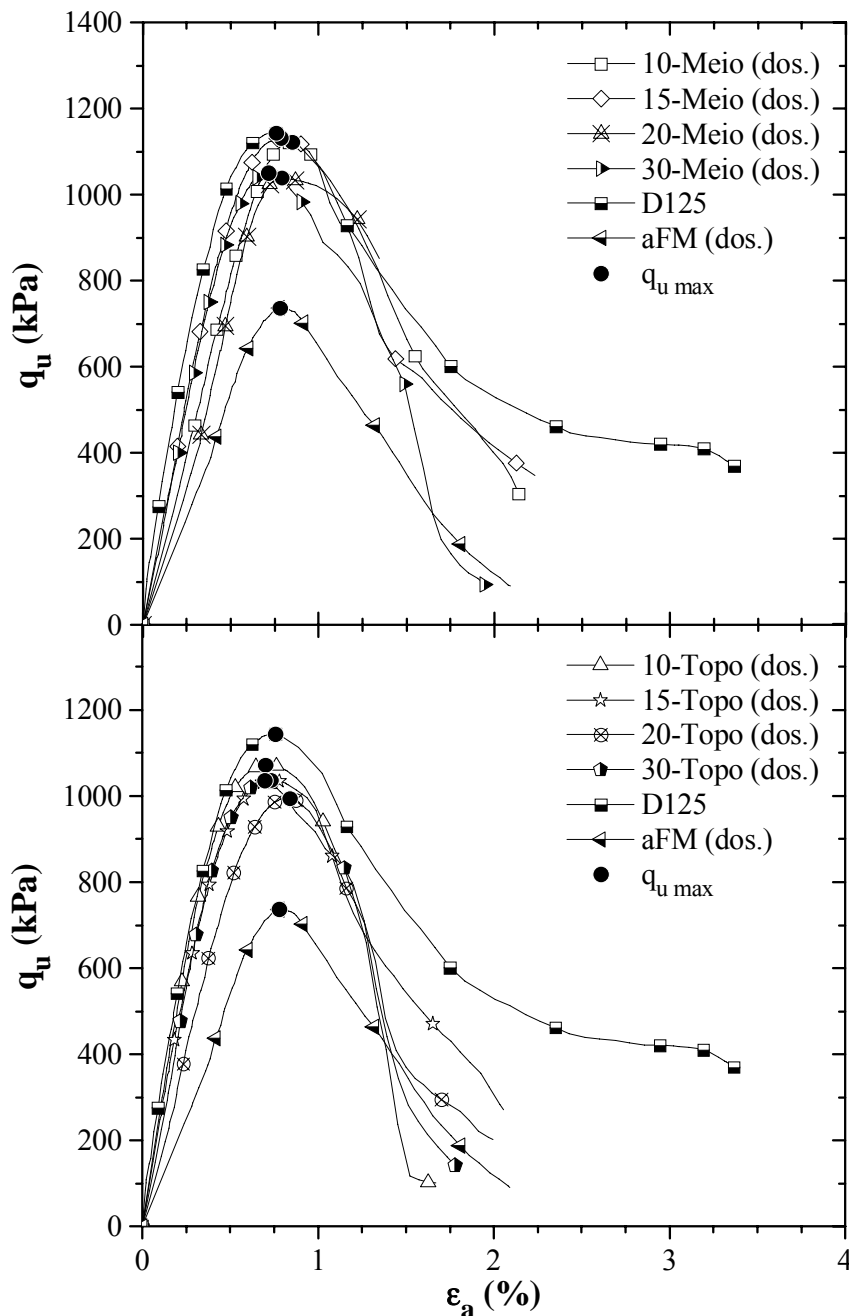


Figura 7.38 – Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre amostras estabilizadas com a inclusão de fina camada de areia (CI42,5-E, 75/25; TC = 28 dias; PC = 24kPa).

Os valores medidos para o teor em água final no solo e na areia estabilizados, encontram-se em perfeita concordância com os registos das estabilizações isoladas do solo

(D125, Quadro 7.6) e da areia (aFM (dos.), Quadro 7.19). O peso volúmico final exibe uma tendência de aumento com a espessura da camada de areia, consequência do maior peso volúmico da areia. Quanto à deformação vertical ocorrida durante a cura ( $\Delta H$ ), verifica-se que esta se reduz com o aumento da espessura da camada de areia, indiciando que a estabilização na areia ocorre com maior velocidade, originando um mais cedo desenvolvimento de uma matriz sólida rígida. Este efeito é consequência da areia não possuir matéria orgânica, estando assim isenta dos efeitos de retardamento das interações solo-ligante-água associados à presença da matéria orgânica.



Figura 7.39 – Modo de rotura de amostras estabilizadas com a inclusão de fina camada de areia com 15mm de espessura e localizada: a) a meia altura; b) próxima do topo.

Do exposto, verifica-se que a fina camada de areia introduz uma ligeira fraqueza no comportamento mecânico globalmente controlado pela estabilização do solo. Esta observação parece contrariar as conclusões atrás enunciadas, de que o comportamento mecânico da areia é melhor que o do solo estabilizado. De facto, não existe contradição uma vez que a conclusão atrás referida é válida para iguais teores em ligante, facto que não ocorre nas estabilizações

agora analisadas. Com o intuito de clarificar este ponto, duas novas estabilizações foram realizadas, uma para igual teor em ligante (10-Meio ( $a_w$ )), e uma outra para igual dosagem no solo e na areia, mas com um teor em ligante na areia de 15% (10-Meio (dos.250)). Os resultados apresentam-se no Quadro 7.22 e na Figura 7.40. Na Figura 7.40 incluem-se também os resultados obtidos aquando da estabilização isolada do solo (D125 e D250, correspondentes às dosagens 125 e 250kg/m<sup>3</sup>, respectivamente, Quadro 7.6 e Figura 7.11), e da areia (aFM (dos.) e aFM ( $a_w$ ), equivalentes a uma dosagem de 125 e 250kg/m<sup>3</sup>, respectivamente, Quadro 7.19 e Figura 7.33).

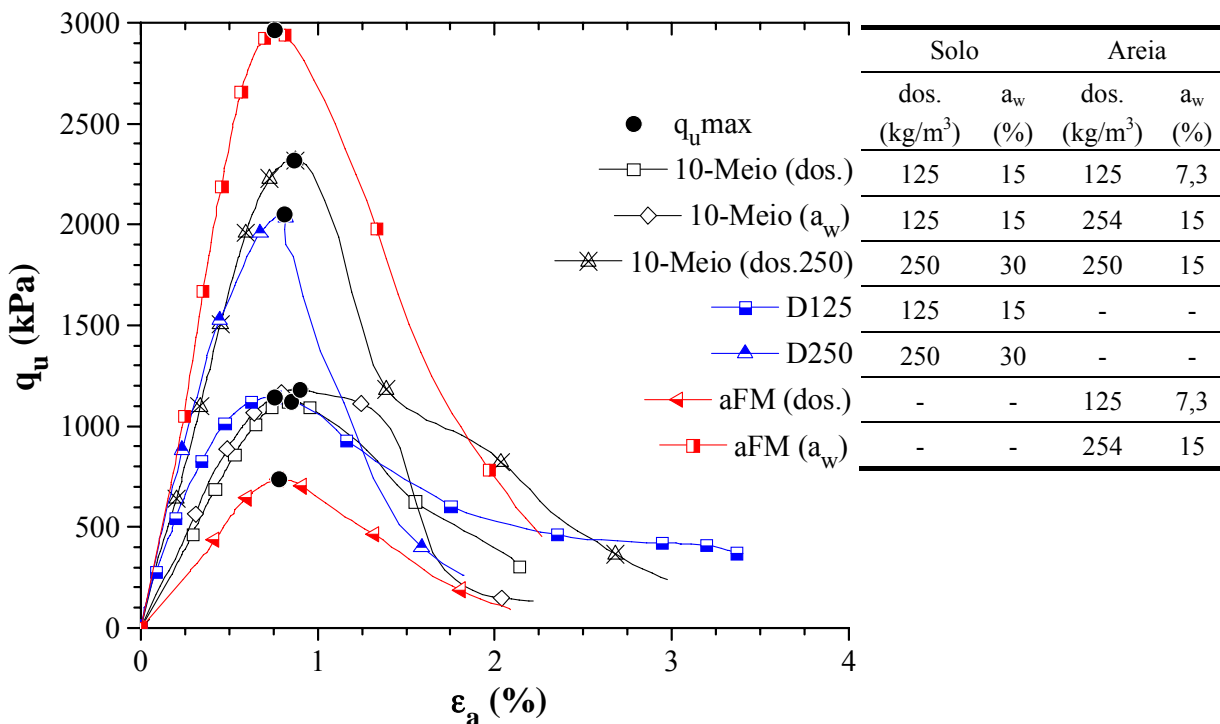


Figura 7.40 – Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre amostras estabilizadas com ou sem a inclusão de fina camada de areia (CI42,5-E, 75/25; tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa) – influência da quantidade do ligante.

Por comparação das estabilizações 10-Meio (dos.) e 10-Meio ( $a_w$ ), verifica-se que o facto de se incrementar a quantidade de ligante na segunda origem uma melhoria do comportamento mecânico, o qual passa a estar dependente da estabilização do solo (registre-se que para o teor em ligante de 15%, a estabilização isolada da areia, aFM ( $a_w$ ), exhibe significativamente melhor comportamento mecânico que o solo isolado, D125). Não obstante as melhorias ocorridas, a estabilização 10-Meio ( $a_w$ ) quando executada em campo corresponde à alteração da dosagem durante a execução de uma coluna ou painel de *deep mixing*, o que não é de todo aconselhável tal como anteriormente referido. Este facto pode ser contornado mediante a adopção de uma dosagem igual no solo e na areia, mas definida a partir do teor em ligante da areia (15%), tal que não resulte uma degradação das propriedades mecânicas pela inclusão da fina camada de areia. Assim, ao se compararem as estabilizações

10-Meio (dos.250), D250 e aFM ( $a_w$ ), é possível verificar que a inclusão de fina camada de areia resulta numa melhoria geral do comportamento mecânico quando comparado com o do solo estabilizado isoladamente (D250).

Conclui-se então que, ainda que para o mesmo teor em ligante a areia estabilizada exiba melhor comportamento mecânico que o solo, o mesmo já não é verdade quando a análise é efectuada para igual dosagem. Acresce que a estabilização com a inclusão de fina camada de areia realizada para igual dosagem dos dois materiais (solo e areia), é caracterizada por uma ligeira degradação das propriedades mecânicas devido às fraquezas introduzidas pela mais pobre estabilização. Conjugando estas conclusões com as recomendações relativas à execução de colunas de *deep mixing* em campo, pode-se enunciar que, nos casos com presença de finas camadas de outros materiais se deve estender o estudo da estabilização não apenas ao solo base, mas igualmente ao material constituinte dessas finas camadas. Desta forma é possível definir a dosagem que garanta a não introdução de fraquezas no comportamento global das colunas devidas à presença de finas camadas de outros materiais.

Finaliza-se a secção com a apresentação na Figura 7.41 de 4 amostras estabilizadas com a inclusão de fina camada de areia, após a realização do ensaio UCS. A figura reporta-se



Figura 7.41 – Amostras estabilizadas com a inclusão de fina camada de areia localizada a meia altura, após a realização do ensaio UCS, com espessuras da camada de areia de: a) 10mm; b) 15mm; c) 20mm; d) 30mm.

a finas camadas de areia localizadas a meia altura da amostra, variando a espessura da mesma (10, 15, 20 e 30mm), permitindo visualizar a importância relativa da espessura da fina camada de areia na amostra.

## 7.4 – Relações entre a resistência e a deformação

Finalizada a optimização da estabilização do solo em estudo, tem interesse investigar as relações existentes entre a resistência e a deformação, as quais poderão fornecer importantes indicações na previsão de deformações, que quando conjugadas com a previsão da resistência (secção 7.2.4) poderão ser muito úteis na fase de pré-dimensionamento. Estas relações são estabelecidas a partir da variação da resistência à compressão não confinada,  $q_{u \max}$ , com a extensão axial na rotura,  $\epsilon_{rot}$ , sendo esta variação usualmente caracterizada pelo módulo de deformabilidade secante definido para 50% de  $q_{u \max}$  ( $E_{50\%}$ ). Seguidamente, apresentam-se as relações obtidas no presente trabalho aquando da estabilização do solo em estudo, dos 3 solos artificiais construídos a partir do primeiro, e das 3 areias artificiais.

Na Figura 7.42 representam-se os pares de valores ( $\epsilon_{rot}$ ,  $q_{u \max}$ ) para todas as estabilizações analisadas nas secções precedentes. Constatam-se que, independentemente do material, existe um aumento da deformação axial na rotura com a diminuição da resistência à compressão não confinada. Este comportamento é tanto mais evidente quanto menor é a quantidade de ligante, maior o teor em água inicial ou o teor em matéria orgânica, menor o tempo de cura, a temperatura ou a pressão vertical actuante. O comportamento agora registado

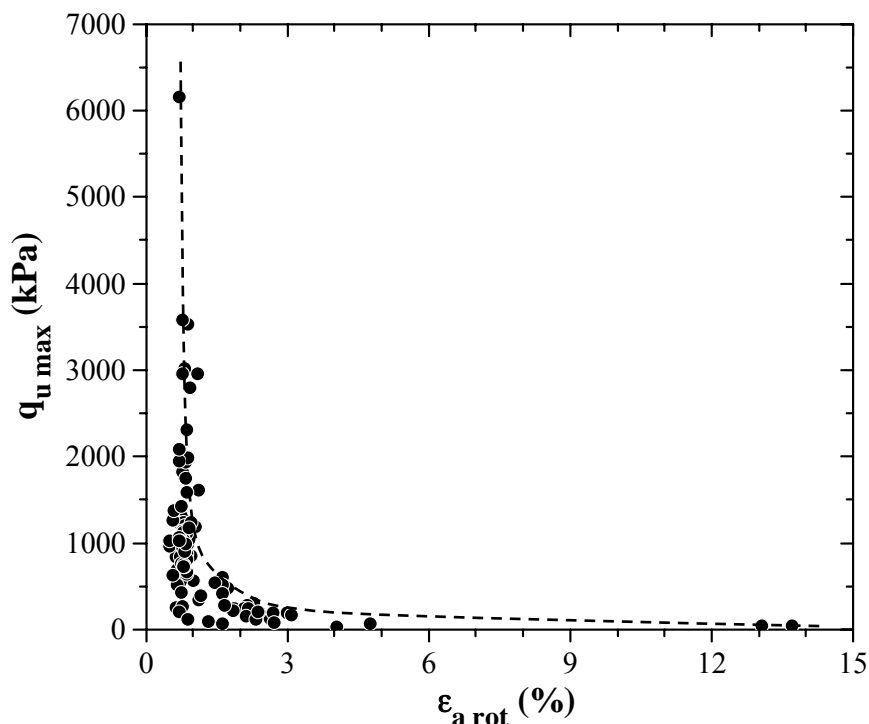


Figura 7.42 – Variação da resistência à compressão não confinada com a extensão axial na rotura obtida a partir de ensaios UCS.



encontra-se em perfeita concordância com o comportamento de outros solos estabilizados (Åhnberg e Holm, 1999; Porbaha *et al.*, 2000; Horpibulsuk, 2001; Kitazume e Terashi, 2002; Åhnberg, 2006; Hernandez-Martinez, 2006).

A relação existente entre o módulo de deformabilidade,  $E_{50\%}$ , e a resistência à compressão não confinada,  $q_{u \max}$ , avaliada a partir de ensaios UCS, apresenta dependência quanto ao tipo de material estabilizado, tal como o apresentado na Figura 7.43. Em termos gerais observa-se que, independentemente do material, a uma maior resistência corresponde um maior módulo de deformabilidade. A partir das relações obtidas para os materiais em estudo, é possível concluir que existe uma dependência quanto à composição granulométrica, sendo praticamente desprezável a influência do teor em matéria orgânica.

As relações apresentadas encontram-se em sintonia com muitas das correlações propostas por diversos autores (Porbaha *et al.*, 2000; Horpibulsuk, 2001; EuroSoilStab, 2001; Kitazume e Terashi, 2002; Hernandez-Martinez, 2006; Lorenzo e Bergado, 2006).

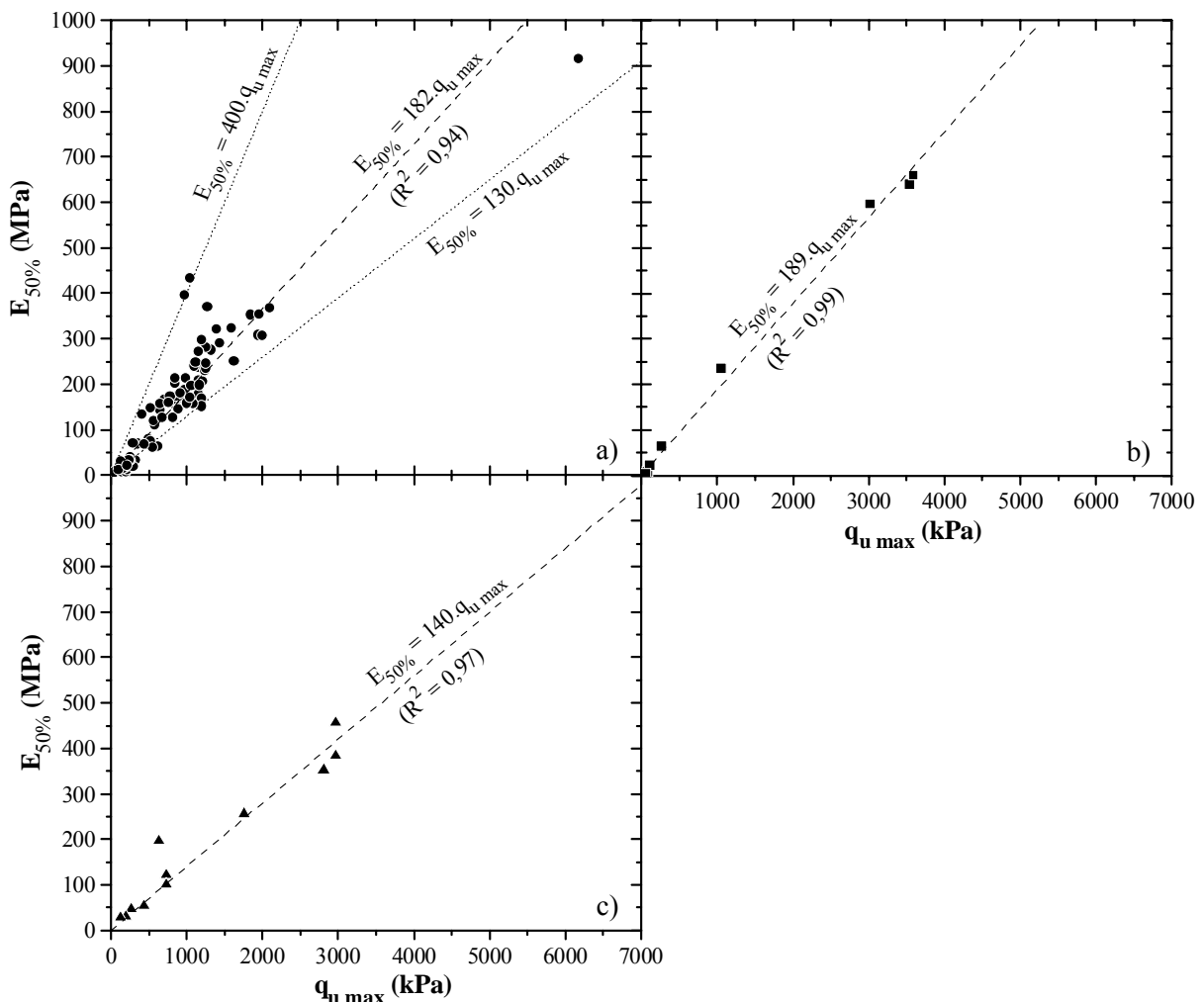


Figura 7.43 – Variação do módulo de deformabilidade secante definido para 50% de  $q_{u \max}$  com a resistência à compressão não confinada obtida a partir de ensaios UCS na estabilização: a) do solo em estudo; b) dos 3 solos artificiais (construídos com base no solo em estudo “isento” de matéria orgânica); c) e das 3 areias artificiais.

## 7.5 – Principais conclusões do Capítulo 7

O estudo conduzido ao longo do presente capítulo permite concluir que a optimização da estabilização do solo mole do Baixo Mondego envolve a análise de inúmeros parâmetros, uns relacionados directamente com o(s) ligante(s), outros com as condições de cura. Ainda que à partida, a inclusão no estudo de optimização de algumas características do solo possa parecer inapropriada (uma vez que em campo não é fácil alterar as características do solo), a sua inclusão é justificada pelas contribuições daí resultantes, as quais se podem constituir em importantes orientações auxiliares no processo de escolha da localização de uma obra de *deep mixing*. O estudo de optimização teve por base critérios técnico-económicos, atendendo-se fundamentalmente aos resultados de ensaios UCS e ao custo unitário do(s) ligante(s).

Relativamente ao tipo de ligante, conclui-se que, do ponto de vista técnico, o ligante que melhor estabiliza o solo em estudo é o cimento Portland I 42,5R, aplicado isoladamente (conforme o demonstrado, a escolha do cimento Portland pode ter por base o parâmetro *efeito MgO*, o qual exhibe bom ajuste quando na presença de solos orgânicos, como é disso exemplo o solo em estudo). Contudo, tendo em consideração, para além de critérios técnicos, critérios económicos, a mistura que melhor estabiliza o solo é composta por cimento Portland I 42,5R e escória granulada de alto forno (com as vantagens ambientais inerentes à substituição parcial do cimento Portland por escórias), aplicados na proporção 75/25 referida à massa seca dos ligantes. Esta mistura de ligantes deve ser aplicada numa dosagem compreendida entre os 150 e os 175kg/m<sup>3</sup> (situada na zona de interacção solo-ligante), sendo a mistura com o solo realizada sem a adição de água (os ligantes encontram-se no estado seco e o solo no estado natural), potenciando-se desta forma a relação entre os critérios técnico e económico.

Tal como o esperado, constatou-se que as características mecânicas do solo estabilizado melhoram com o tempo de cura, devido ao facto de as reacções cimentícias solo-ligante(s)-água se desenvolverem no tempo. Verificou-se existir uma relação do tipo logaritmo entre a resistência à compressão não confinada e o tempo de cura.

Quanto às condições de cura, o estudo realizado permitiu concluir haver degradação do comportamento mecânico à medida que se reduz a temperatura de cura, sendo esta degradação tanto maior quanto menor a temperatura de cura. Contudo, este efeito tende a desvanecer-se no tempo, sugerindo que a temperatura de cura retarda mas não inibe o desenvolvimento das interacções físico-químicas solo-ligante(s)-água. Conclui-se igualmente que a aplicação de pressão vertical às amostras durante a cura é traduzida por uma melhoria global do comportamento mecânico, tanto maior quanto maior for a pressão vertical aplicada. Do exposto conclui-se que, do lado da segurança, o estudo laboratorial deva ser conduzido sem a aplicação de pressão vertical às amostras, exceptuando os casos em que se queira caracterizar o comportamento mecânico de campo em profundidade, ou o resultante da rápida aplicação em campo de um carregamento vertical (seja este temporário ou definitivo).

O estudo realizado sobre a influência de algumas características do solo sobre a sua estabilização permitiu concluir que, a matéria orgânica exerce elevada influência sobre o comportamento mecânico do solo estabilizado. Este comportamento é consequência do facto de a matéria orgânica induzir no solo um teor em água mais elevado, uma maior porosidade (a que corresponde um menor número de partículas sólidas por unidade de volume), e um menor valor de pH, reduzindo a eficiência da estabilização. O estudo permitiu igualmente concluir que a distribuição granulométrica das partículas de um solo tem óbvias implicações sobre o comportamento mecânico do solo estabilizado, verificando-se que este se incrementa à medida que o solo ganha fracção arenosa (contudo, esta não deve exceder determinado valor, a partir do qual a fracção arenosa passa a ter um efeito contraproducente).

As amostras de solo estabilizado com a inclusão de fina camada de areia estabilizada produzidas em laboratório, visam a análise do impacto que as finas camadas de silte arenoso a areia siltosa, identificadas na prospeção geotécnica do depósito de solos moles do Baixo Mondego, têm sobre o comportamento mecânico do solo estabilizado. O estudo permitiu concluir que a fina camada de areia introduz uma ligeira fraqueza no comportamento mecânico globalmente controlado pela estabilização do solo (assumindo aplicação de igual dosagem no solo e na areia). Conclui-se então ser de todo recomendável que nos casos em que a prospeção geotécnica detecte a presença de finas camadas de outros materiais, se deva estender o estudo laboratorial de estabilização aos materiais constituintes dessas camadas. Desta forma é possível ajustar a dosagem de ligante a aplicar em campo, de forma a contornar as eventuais fraquezas associadas à existência dessas finas camadas.

A resistência à compressão não confinada de estabilizações realizadas à base de cimento Portland pode ser estimada a partir de métodos expeditos, bastante úteis em fase de pré-dimensionamento e na elaboração do estudo laboratorial conducente à optimização da estabilização. Desenvolveu-se um método, independente do tipo de solo, dosagem e estado do ligante, o qual permite efectuar previsões da resistência à compressão não confinada aos 28 dias de cura a partir de um reduzido número de ensaios UCS, realizados para diferentes teores em ligante. No limite, o número de ensaios pode ser reduzido a um se optar-se pela aplicação da relação generalizada do método. As deformações podem também ser estimadas por processos simples, a partir das relações existentes entre o módulo de deformabilidade secante definido para 50% de  $q_{u\ max}$ ,  $E_{50\%}$ , e a resistência à compressão não confinada,  $q_{u\ max}$ , avaliada a partir de ensaios UCS.



## COMPRESSIBILIDADE E PERMEABILIDADE DO SOLO ESTABILIZADO

### 8.1 – Introdução

O estudo do comportamento mecânico do solo mole do Baixo Mondego estabilizado pela técnica de *deep mixing*, envolve a caracterização da compressibilidade e permeabilidade, propriedades muito importantes para o estudo das deformações. À semelhança de qualquer outro material, também o solo estabilizado quando sujeito a uma determinada sollicitação sofre deformações no sentido de a absorver. Estas deformações estão relacionadas com a redução do índice de vazios no tempo. Contudo, no solo estabilizado existem ligações cimentícias entre as partículas sólidas (induzidas pelo ligante), responsáveis pelo incremento da resistência e da rigidez da matriz sólida, as quais afectarão sobremaneira a evolução do índice de vazios, e por conseguinte, a compressibilidade e a permeabilidade (Nagaraj *et al.*, 1998; Kamruzzaman, 2002; Horpibulsuk *et al.*, 2004; Lorenzo e Bergado, 2004 e 2006).

Neste capítulo apresenta-se o estudo da compressibilidade e da permeabilidade do solo mole do Baixo Mondego quando estabilizado pela mistura óptima identificada no capítulo anterior (cimento Portland I 42,5R e escória granulada de alto forno, na proporção 75/25 referida à massa seca dos ligantes), mediante o recurso a ensaios edométricos e célula de Rowe. Tal como se verá, o solo estabilizado é caracterizado por reduzida compressibilidade inicial, e por curvas deformação-tempo com um andamento distinto do comportamento clássico dos solos, inviabilizando a aplicação dos tradicionais métodos de Casagrande ou de Taylor na caracterização da consolidação primária e consequente determinação indirecta da permeabilidade. Face a estas insuficiências do ensaio edométrico quando aplicado a solos estabilizados, foi decidido caracterizar a permeabilidade por meio de ensaios na célula de Rowe, conduzidos para a gama de tensões com interesse para a engenharia.

Ainda que os modelos clássicos de solo estabilizado considerem insignificante, e desprezem na generalidade dos casos, a compressibilidade pré-tensão de cedência (Nagaraj *et*

*al.*, 1998; Horpibulsuk *et al.*, 2004; Lorenzo e Bergado, 2004 e 2006), em muito justificado pelas ligações cimentícias que conferem elevada rigidez à matriz sólida, a mesma foi objecto de caracterização por meio de ensaios edométricos, tendo-se concluído que embora reduzida, esta compressibilidade apresenta valores de todo não desprezáveis. Complementarmente, procedeu-se à caracterização da compressibilidade para diferentes tempos de cura e ao longo do tempo, mediante a realização de ensaios edométricos de fluência.

Para alcançar os objectivos propostos no capítulo, estruturou-se o mesmo em duas partes. A primeira parte é dedicada ao estudo da compressibilidade do solo estabilizado por meio de ensaios edométricos clássicos e de fluência, analisados separadamente. O estudo inclui a análise da influência que a dosagem, o estado do ligante, a pressão vertical actuante durante a cura e o tempo de cura, exercem sobre a compressibilidade do solo estabilizado. Na segunda parte do capítulo, estuda-se a permeabilidade vertical e horizontal do solo estabilizado mediante ensaios na célula de Rowe.

## 8.2 – Compressibilidade do solo estabilizado

### 8.2.1 – Preparação de amostras

O estudo da compressibilidade do solo estabilizado foi realizado mediante o recurso a ensaios edométricos, conduzidos sobre amostras de 70 e 50mm de diâmetro. Sendo o comportamento do solo estabilizado fortemente dependente das ligações cimentícias entre as partículas sólidas, responsáveis pelo incremento da resistência e da rigidez da matriz sólida, para uma correcta caracterização da tensão de pré-consolidação (aparente) do solo estabilizado sob condições de perfeito confinamento ( $K_0$ ), assim como da compressibilidade uma vez excedida esta tensão, recorreu-se em alguns ensaios edométricos a amostras de menor diâmetro (50mm), por meio das quais é possível alcançar maiores níveis de tensão.

As amostras edométricas foram preparadas em laboratório segundo o procedimento base apresentado no Capítulo 6, com ligeiras adaptações. Após a realização da mistura mecânica na batedeira-misturadora de pequena capacidade (Figura 6.15), a mistura foi introduzida e compactada em tubo de 70mm de diâmetro interno. A introdução da mistura no tubo foi realizada apenas por 3 camadas, suficientes para a produção de uma amostra edométrica. Nas amostras de 70mm de diâmetro, o tubo encontra-se previamente ligado a peça auxiliar (peça de transferência referida no Capítulo 4, Figura 4.1), Figura 8.1 a), a qual acomoda no seu interior o anel edométrico. Após a introdução e compactação da mistura, procede-se à remoção da peça auxiliar conforme o descrito no Capítulo 4, obtendo-se no final a amostra já no interior do anel edométrico. Nos casos de amostras com 50mm de diâmetro, após a introdução e compactação da mistura no tubo, procede-se, com o tubo invertido, à extrusão da mistura compactada ao mesmo tempo que se crava o anel edométrico (Figura 8.1 b)). A cravação estática do anel edométrico foi realizada ao centro, lentamente e com cuidado,

sendo auxiliada pela aresta biselada do anel.

Em qualquer dos casos, o solo estabilizado em excesso foi removido, rectificando-se cuidadosamente as faces da amostra com auxílio de serra de fio de aço e espátula (Figura 8.1 c)). No final do processo de preparação, as amostras apresentavam um diâmetro de 70 ou 50mm e uma altura de 19mm, preenchendo na totalidade o interior do anel edométrico. A fim de reduzir o atrito lateral desenvolvido durante o carregamento e subsequente deformação da amostra, o anel edométrico encontra-se lubrificado pelo interior com fina camada de vaselina esterilizada.

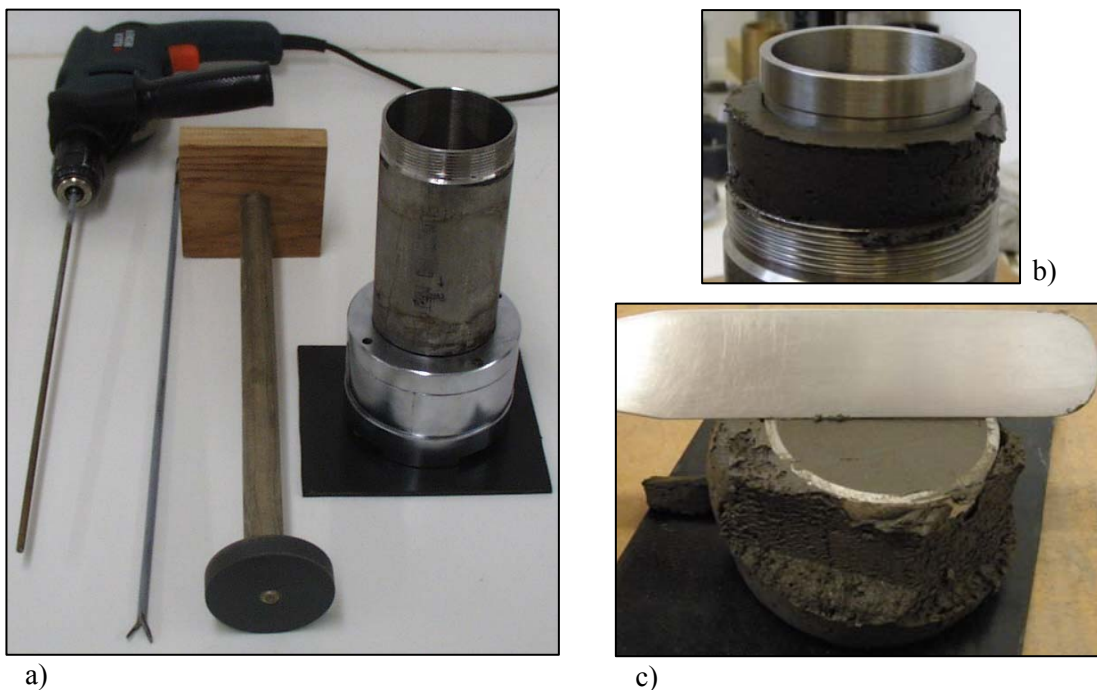


Figura 8.1 – Preparação de amostras edométricas de solo estabilizado com: a) 70mm de diâmetro; b) e c) 50mm de diâmetro

### 8.2.2 – Técnica de ensaio

Os 16 ensaios edométricos realizados sobre amostras de solo estabilizado foram conduzidos de forma idêntica, em edómetros de Casagrande clássicos, com sistema de carregamento por massas, colocadas num braço de carga com factor multiplicativo de 11,04. A técnica adoptada segue no essencial o descrito no Capítulo 4, a menos de ligeiras alterações seguidamente apresentadas.

Após a colocação do conjunto anel edométrico-amostra no aparelho, e ajuste dos sistemas de carga e medição de deformações verticais, a amostra foi submersa e deixada em cura por um período especificado (usualmente 28 dias). Durante este período, a amostra encontra-se submetida à acção de pressão vertical, registando-se as deformações verticais. De referir que nas condições iniciais do ensaio edométrico não se pode garantir a saturação plena

da amostra uma vez que as pressões intersticiais aplicadas à amostra são quase nulas (a altura de água acima da amostra é da ordem de poucos milímetros), e as reacções cimentícias alteram consideravelmente as características iniciais da amostra. Deste modo, o índice de vazios inicial é à partida desconhecido (Horpibulsuk *et al.*, 2005).

O processo de carregamento das amostras foi condicionado pelas expectativas acerca dos valores das tensões de pré-consolidação do solo estabilizado (dado esta tensão ser dependente das ligações cimentícias entre as partículas sólidas, a designação correcta será tensão de pré-consolidação aparente ou tensão de cedência, sendo esta última a designação adoptada no restante trabalho). Deste modo, o carregamento foi iniciado com tensões na ordem dos 50kPa, seguidas da aplicação de um incremento de carga igual à carga aplicada, isto é, na duplicação da carga em cada novo ciclo, até se esgotar a capacidade de carga do edómetro (variável entre os 3600kPa e os 25000kPa, consoante o edómetro utilizado e o diâmetro da amostra). Cada ensaio foi concluído com uma fase final de descarga, realizada gradualmente, por redução para 1/4 da carga aplicada, até tensões quase nulas (actuação apenas da massa correspondente ao prato superior), medindo-se no final o teor em água, o peso volúmico e a densidade das partículas sólidas do solo estabilizado (a partir dos quais é possível avaliar indirectamente o índice de vazios final). Embora a consolidação primária das amostras de solo estabilizado se encontrasse em geral concluída logo após os primeiros instantes, os escalões de carga e descarga foram mantidos por períodos de 24 horas.

Alguns dos ensaios realizados tiveram por objectivo a caracterização da compressibilidade no tempo do solo estabilizado quando sujeito a uma tensão efectiva específica (estudo da fluência). Nestes casos, imediatamente após a conclusão do período de cura, aplica-se um acréscimo de tensão efectiva equivalente ao actuante em colunas de *deep mixing*, com 0,8m de diâmetro e espaçadas 1,5m segundo malha quadrangular, induzido pela construção de um aterro com 4m de altura ( $\gamma = 22\text{kN/m}^3$ ). Este acréscimo de tensão ( $\approx 400\text{kPa}^1$ ) actua por um período de 14 dias, permitindo caracterizar pormenorizadamente o fenómeno de consolidação secundária (fluência) do solo estabilizado.

A medição das deformações verticais foi efectuada por sistema automático de aquisição de leituras, descrito detalhadamente na secção 4.3.

### 8.2.3 – Descrição dos ensaios edométricos

Nesta secção apresenta-se a descrição dos 16 ensaios edométricos realizados sob amostras de solo estabilizado. Dez dos ensaios correspondem a ensaios clássicos (escalões de carga/descarga consecutivos), por meio dos quais se procura caracterizar a tensão de cedência e a compressibilidade pré e pós tensão de cedência. A influência dos parâmetros dosagem, estado do ligante, e pressão vertical actuante durante a cura sobre as características de

<sup>1</sup> no tempo, e por efeito de arco, quase toda a carga associada ao aterro será transmitida às colunas de *deep mixing* (Pinheiro, 2009; Venda Oliveira *et al.*, 2011).



compressibilidade é igualmente analisada. Os restantes seis ensaios dizem respeito a ensaios de fluência (análise das deformações no tempo sob tensão efectiva constante), realizados com o objectivo último de caracterizar a compressibilidade por consolidação secundária do solo estabilizado.

Os ensaios são identificados pelas letras EE, correspondentes às iniciais de edómetro estabilizado, seguidas do número 1 a 16. De referir que três dos ensaios (dois clássicos, EE1 e EE9, e um de fluência, EE13) se constituíram apenas como ensaios teste, não sendo aqui apresentados os seus resultados. O ensaio edométrico EE11 foi dado por nulo uma vez que se detectou no final do ensaio o desenvolvimento de atrito devido à inclinação da placa de topo, não se apresentando também os resultados para este ensaio. Nas duas secções seguintes apresentam-se os resultados do estudo da compressibilidade obtidos pelos dois tipos de ensaios, clássicos e de fluência, respectivamente.

#### 8.2.4 – Ensaios edométricos clássicos

Nesta secção analisam-se em detalhe os 10 ensaios edométricos do tipo clássico, realizados sobre amostras de solo estabilizado, com o fim último de caracterizar os parâmetros de compressibilidade, nomeadamente, tensão de cedência ( $\sigma'_y$ ), e índices de recompressibilidade ( $C_r$ ) e compressibilidade ( $C_c$ ).

Na avaliação da tensão de cedência ( $\sigma'_y$ ), foi dada preferência ao método de Butterfield (1979) em detrimento do método de Casagrande, uma vez que o primeiro permite a sua definição de forma unívoca (conforme descrição apresentada no Capítulo 4).

Optou-se por caracterizar a compressibilidade através dos índices de recompressibilidade ( $C_r$ ) e compressibilidade ( $C_c$ ), dado os mesmos serem parâmetros independentes do valor da tensão efectiva, ou seja, são parâmetros característicos do solo estabilizado, pelo que cada ensaio edométrico permite definir univocamente cada um destes parâmetros a partir da representação e-log $\sigma'$  (avaliados por aplicação da expressão 4.4).

A caracterização da compressibilidade do solo estabilizado é realizada a partir da mistura do solo em estudo com os ligantes CI42,5/E (na proporção 75/25 referida à massa seca dos ligantes), aplicados no estado seco e na dosagem de 125kg/m<sup>3</sup>, aguardando as amostras edométricas por um período de cura de 28 dias sob pressão vertical de 24kPa. Estas condições, tomadas por condições base, foram objecto de alteração em estudo paramétrico conducente à caracterização da compressibilidade do solo estabilizado, tal como o indicado no Quadro 8.1. O quadro apresenta uma descrição dos ensaios edométricos clássicos realizados, e um resumo dos principais resultados obtidos no que à caracterização da compressibilidade do solo estabilizado diz respeito. No Quadro 8.1 inclui-se também o índice de vazios correspondente ao fim do período de cura, o qual caracteriza não apenas as amostras edométricas, mas igualmente as amostras preparadas para os ensaios UCS apresentados no Capítulo 7. Por meio da comparação deste com o índice de vazios do solo não estabilizado

(Capítulo 4), é possível melhor compreender o tipo de matriz sólida associada à estabilização, bem como ter uma primeira indicação sobre a permeabilidade do solo estabilizado. Este índice de vazios reflecte o tipo de interacções físico-químicas induzidas pelos ligantes, caracterizando o solo estabilizado (Nagaraj *et al.*, 1998). Adicionalmente, incluem-se no quadro os resultados dos ensaios UCS referentes às estabilizações do solo realizadas para iguais condições às do respectivo ensaio edométrico.

Quadro 8.1 – Caracterização da compressibilidade do solo estabilizado através de ensaios edométricos clássicos.

Ensaio N.º	Parâmetro em estudo	$e_o$ <sup>(2)</sup> (-)	Compressibilidade		$\sigma'_y$ (kPa)	$q_{u\ max}$ <sup>(3)</sup> (kPa)	Observações <sup>(4)</sup>	
			$C_r$ (-)	$C_c$ (-)				
EE1	condições base <sup>(1)</sup>	-	-	-	-	-	TESTE	
EE2		1,731	0,038	1,03	2300	1143	D125	
<b>Dosagem de ligante</b>								
	(kg/m <sup>3</sup> )	$a_w$ (%)						
EE3	75	9	1,779	0,083	0,79	500	209	D75
EE4	175	21	1,650	0,028	1,05	4100	1831	D175
<b>Estado do ligante</b>								
	$w_o$ (%)	$I_L$						
EE5	98,17	1,96	2,147	0,066	1,20	2200	694	$I_L$ 1,96 (D125)
EE6	113,05	2,49	2,422	0,068	1,40	2100	552	$I_L$ 2,49 (D125)
<b>Pressão na cura (kPa)</b>								
EE7	0	1,764	0,046	1,06	2000	907	PC0	
EE8	48	1,718	0,032	1,00	2500	1246	PC48	
EE9	100	-	-	-	-	-	TESTE	
EE10		1,703	0,026	0,98	3100	-	-	

(1) – mistura do solo em estudo ( $w_o = 80,87\%$ ) com CI42,5/E (75/25), encontrando-se o ligante no estado seco,  $D = 125\text{kg/m}^3$  ( $a_w = 15\%$ ), TC = 28 dias, PC = 24kPa;

(2) – correspondente ao fim do período de cura;

(3) – resistência à compressão máxima do ensaio UCS (Capítulo 7);

(4) – identificação do ensaio UCS equivalente (Capítulo 7).

Inicia-se a análise de resultados pelo ensaio edométrico realizado para as condições base (EE2). A Figura 8.2 apresenta a evolução do índice de vazios com o logaritmo da tensão efectiva ( $e\text{-log}\sigma'$ ) do solo estabilizado e não estabilizado (E3 e E11, referentes a amostras intactas e reconstituídas, respectivamente, e analisadas no Capítulo 4). A curva de compressão do solo estabilizado inicia-se para um menor índice de vazios do que as do solo não estabilizado, sugerindo que parte substancial dos vazios foi preenchida pelos produtos resultantes das interacções físico-químicas estabelecidas entre o solo-ligantes-água. O menor índice de vazios sugere que o solo estabilizado apresenta menor permeabilidade que o solo não estabilizado, facto a analisar com detalhe na secção 8.3. Verifica-se igualmente através da análise das curvas de compressão (Figura 8.2), que para tensões efectivas acima de 100kPa, o

solo estabilizado exibe índices de vazios de equilíbrio superiores aos do solo não estabilizado (encontrando-se num estado metaestável). Tal deve-se ao facto de a estabilização estabelecer ligações cimentícias entre as partículas sólidas, as quais promovem a formação de uma matriz sólida mais resistente e rígida que a do solo não estabilizado (Lorenzo e Bergado, 2006). Desta forma compreende-se que a estabilização do solo se caracterize por elevada  $\sigma'_y$ , e baixa compressibilidade até à tensão de cedência (pré- $\sigma'_y$ ). O comportamento do solo estabilizado pós tensão de cedência (pós- $\sigma'_y$ ) é caracterizado por um aumento da compressibilidade (superior à do solo não estabilizado), reflectindo o comportamento colapsível do solo estabilizado com a quebra abrupta das ligações cimentícias (desestruturação) (Horpibulsuk e Miura, 2001; Lorenzo e Bergado, 2004 e 2006).

Do exposto, pode-se genericamente considerar que o comportamento pré- $\sigma'_y$  é típico de um solo sobreconsolidado, sendo controlado pelas ligações cimentícias entre as partículas sólidas. A tensão de cedência reflecte a resistência das ligações cimentícias entre as partículas sólidas induzidas pela estabilização do solo. Já o comportamento pós- $\sigma'_y$  é típico de um solo normalmente consolidado, dependente da fábrica do solo estabilizado (Horpibulsuk, 2001; Horpibulsuk e Miura, 2001). Globalmente, o solo quando estabilizado é caracterizado por reduzida compressibilidade e elevada resistência e rigidez. Atente-se que o aumento da compressibilidade pós-  $\sigma'_y$  ocorre apenas para tensão efectivas elevadas, em geral, superiores às tensões de serviço impostas pelas obras geotécnicas.

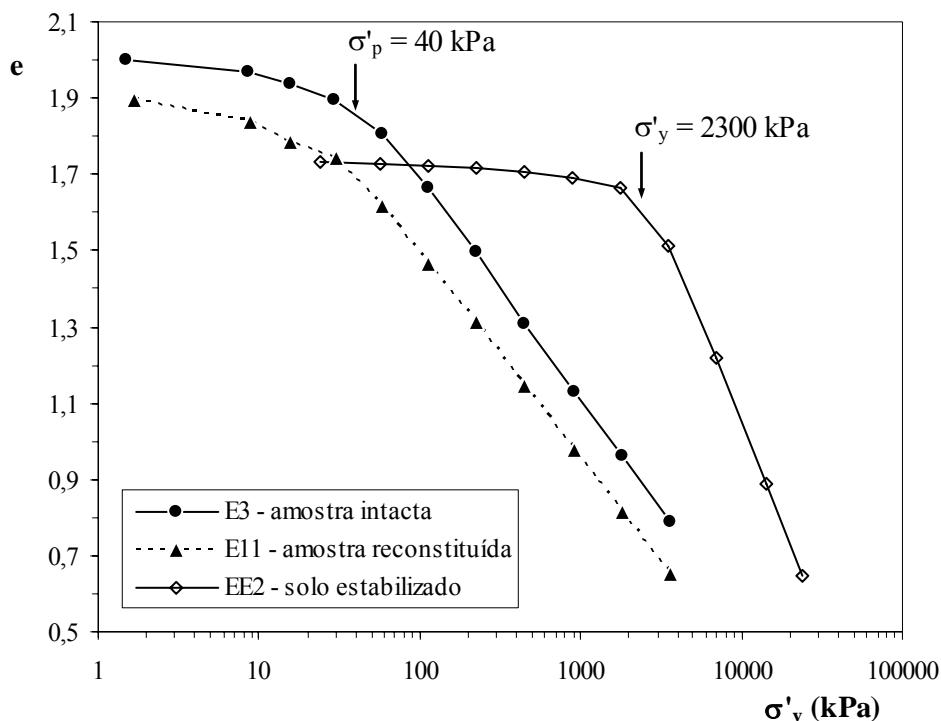


Figura 8.2 – Resultados dos ensaios edométricos clássicos realizados sobre amostras de solo estabilizado (EE2) e não estabilizado (E3 e E11).

O comportamento acima descrito enquadra-se no modelo apresentado por Nagaraj *et al.* (1998), respeitante à interpretação da compressibilidade de um solo cimentado por processos naturais. Os autores atribuem a resistência do solo estabilizado à soma de duas componentes, uma relacionada com a atrito e a outra com as ligações cimentícias entre as partículas sólidas. Para tensões pré- $\sigma'_y$ , as ligações cimentícias absorverão qualquer acréscimo de tensão com deformação negligenciável. Para a  $\sigma'_y$ , algumas das ligações cimentícias sujeitas a tensões superiores à sua resistência começam a ceder, transferindo essas tensões para a componente atrítica do solo. Contudo, a mobilização da resistência atrítica apenas é compatível com a ocorrência de deformação (traduzida no ensaio edométrico por uma variação de volume). Assim, os autores consideram que a compressibilidade de um solo estabilizado depende apenas da componente atrítica, podendo-se considerar que as tensões efectivas instaladas na matriz sólida ( $\sigma'$ ) são a soma de duas componentes:

$$\sigma' = \sigma'_R + \sigma'_b \quad \text{com} \quad \sigma'_R = \sigma - u - \sigma'_b \quad (8.1)$$

onde,  $\sigma'_R$  representa a tensão efectiva equivalente actuante sobre o solo remexido não estabilizado, e  $\sigma'_b$  traduz a resistência das ligações cimentícias, por aproximação considerada igual à tensão de cedência. Regista-se então que, para um qualquer índice de vazios, a tensão efectiva no solo estabilizado é superior na quantidade  $\sigma'_b$  à do solo não estabilizado.

Os modelos de compressibilidade de solos estabilizados artificialmente (por mistura do solo com ligantes) consideram, à semelhança do modelo acima descrito, negligenciável a compressibilidade pré- $\sigma'_y$  (Horpibulsuk *et al.*, 2004; Lorenzo e Bergado, 2004 e 2006), uma vez que as ligações cimentícias conferem elevada rigidez à matriz sólida. Contudo, o Quadro 8.1 e a Figura 8.2 permitem constatar que a compressibilidade inicial (traduzida por  $C_r$ ), ainda que pequena, apresenta valores de todo não desprezáveis (da mesma ordem de grandeza dos correspondentes ao solo não estabilizado, Quadro 4.7). Contudo, para iguais tensões de serviço (no domínio das com interesse para a engenharia), o solo estabilizado encontra-se no ramo pré- $\sigma'_y$ , ao invés da posição pós- $\sigma'_p$  do solo não estabilizado, o que se traduz por compressibilidades completamente distintas. Este facto justifica a não consideração da compressibilidade inicial nos modelos simplificados de solos estabilizados.

Devido ao facto de a matriz sólida do solo estabilizado exibir elevada rigidez inicial, as curvas deformação-tempo dos escalões de carga pré- $\sigma'_y$  apresentam uma evolução distinta das curvas clássicas de solos, inviabilizando a aplicação dos métodos, quer de Casagrande, quer de Taylor, auxiliares na caracterização da consolidação do solo estabilizado (nomeadamente úteis na definição do coeficiente de consolidação,  $c_v$ ). A título de exemplo, apresenta-se na Figura 8.3 o andamento das deformações no tempo associadas a dois escalões de carga, um pré- $\sigma'_y$  (442kPa), outro pós- $\sigma'_y$  (24050kPa). A partir da análise da Figura 8.3a), facilmente se constata que no instante imediatamente seguinte ao da aplicação do incremento de tensão, toda a tensão está instalada no esqueleto sólido. Este facto pode ser consequência directa da elevada rigidez do solo estabilizado e/ou da não saturação dos vazios do solo

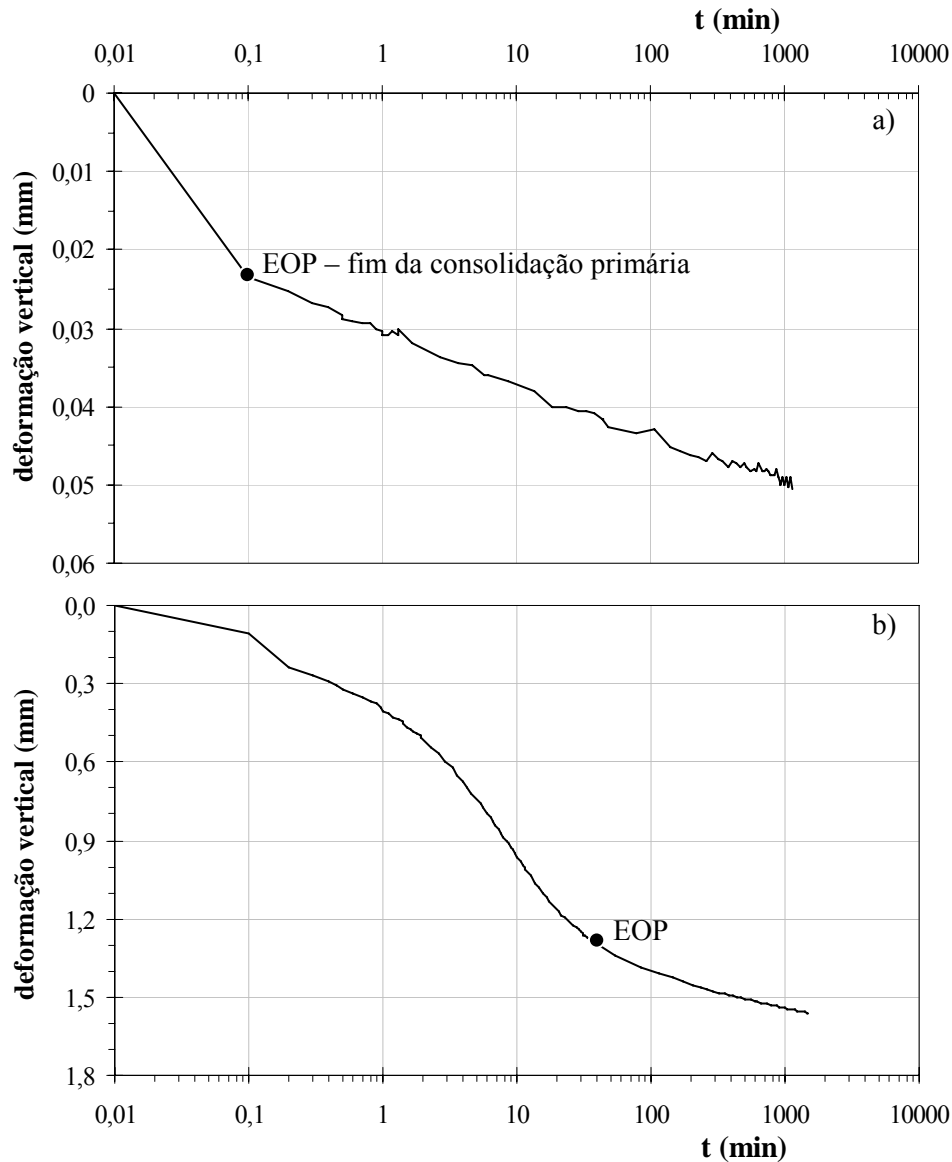


Figura 8.3 – Ensaio edométrico EE2: curvas deformação-logaritmo do tempo para o escalão de carga: a) de 442kPa (pré- $\sigma'_y$ ); b) de 24050kPa (pós- $\sigma'_y$ ).

estabilizado (explicado em parte pelo “consumo” de água nas reacções cimentícias, conjugado com a não aplicação de contrapressão no ensaio edométrico), o que se traduz por uma compressibilidade dos fluidos que preenchem os vazios do solo muito superior à da matriz sólida (este último facto necessita de confirmação experimental, mediante a realização de ensaios com leitura das pressões intersticiais no interior de amostras de solo estabilizado).

A partir do andamento das deformações patenteado na Figura 8.3a), facilmente se conclui pela impossibilidade de avaliação do coeficiente de consolidação por aplicação do método de Casagrande. Não obstante o agora referido, simplifadamente pode-se decompor o andamento das deformações no tempo (de um qualquer escalão de carga pré- $\sigma'_y$ ) em dois troços lineares, correspondentes, respectivamente, à consolidação primária e secundária. Com base neste modelo simplificativo, e tomando por válidas as hipóteses da teoria de consolidação unidimensional de Terzaghi, é possível caracterizar a consolidação do solo

estabilizado, assim como estimar a sua permeabilidade (Quadro 8.2). Refira-se que, não obstante a elevada rigidez inicial do esqueleto sólido, as deformações evoluem no tempo, indicando que estas não devem ser desprezadas (estas deformações serão objecto de caracterização mais detalhada na secção 8.2.5).

Analisando os resultados referentes à compressão pós- $\sigma'_y$  (Figura 8.3 b), observa-se que o andamento das deformações no tempo se enquadra nas curvas clássicas de solos, uma vez que é apenas a componente atrítica do solo estabilizado que está em jogo. Neste caso, já é possível aplicar quer o método de Casagrande, quer o de Taylor, na caracterização da consolidação do solo estabilizado, definindo-se o coeficiente de consolidação  $e$ , por via indirecta, apresentar uma previsão da sua permeabilidade (Quadro 8.2).

Quadro 8.2 – Caracterização da consolidação primária e permeabilidade do solo estabilizado a partir do ensaio edométrico EE2.

Escalão de carga, $\sigma'_v$ (kPa)	$e_o$ (-)	$e_{EOP}^{(1)}$ (-)	$m_v$ ( $\times 10^{-5}$ kPa $^{-1}$ )	$c_v$ (m $^2$ /ano)	$k_v$ ( $\times 10^{-10}$ m/s)	Observações
56	1,731	1,729	2,488	166,1	12,834	
112	1,725	1,725	0,089	165,4	0,459	
222	1,722	1,718	1,239	165,0	6,349	pré- $\sigma'_y$
442	1,715	1,712	0,598	164,2	3,052	
884	1,704	1,698	0,480	162,8	2,431	
1766	1,692	1,680	0,513	161,4	2,572	
3531	1,665	1,538	2,692	1,4	0,120	$\sigma'_y = 2300$ kPa
7061	1,513	1,268	2,758	1,0	0,086	
14122	1,221	0,938	1,801	0,5	0,031	pós- $\sigma'_y$
24050	0,886	0,692	1,036	0,2	0,006	

(1) – índice de vazios correspondente ao fim da consolidação primária.

Atente-se que os resultados do Quadro 8.2 devem ser interpretados com especial cuidado, dadas as simplificações introduzidas na caracterização da consolidação pré- $\sigma'_y$ , ao que acresce a não garantia de saturação das amostras, mesmo no comportamento pós- $\sigma'_y$ , hipótese esta tomada por válida aquando da aplicação dos métodos de Casagrande e de Taylor. Uma análise global aos resultados do Quadro 8.2 permite constatar que a compressibilidade por consolidação primária pré- $\sigma'_y$ , é, em geral, uma ordem de grandeza inferior à pós- $\sigma'_y$ , tal como o indicado pelo coeficiente de compressibilidade volumétrica ( $m_v$ ). Como consequência, existe um acelerar da consolidação primária no comportamento pré- $\sigma'_y$ , efeito bem expresso pelo maior coeficiente de consolidação ( $c_v$ ). Verifica-se que os valores de  $c_v$  são praticamente constantes no comportamento pré- $\sigma'_y$ , exibindo uma clara redução pós- $\sigma'_y$ , facto igualmente observado por Lorenzo e Bergado (2006), aquando do estudo da estabilização da argila de Banguecoque (onde se registou que, pré- $\sigma'_y$ , o coeficiente de consolidação decai muito ligeiramente com a redução do índice de vazios, ou com o aumento do nível de tensão

efectiva). Por aplicação da teoria de consolidação unidimensional de Terzaghi, estima-se a permeabilidade do solo estabilizado, a qual é, pelo menos, uma ordem de grandeza inferior à avaliada para o solo não estabilizado (Quadro 4.10 e Figuras 4.19 e 4.20; Figura 3.7). Os efeitos agora descritos são, no essencial, consequência da elevada rigidez e menor índice de vazios inicial do solo estabilizado.

Confrontando as características de consolidação primária dos solos estabilizado e não estabilizado, verifica-se que, em termos de  $m_v$  o solo estabilizado exhibe compressibilidade uma a duas ordens de grandeza inferior à do solo não estabilizado (Quadro 4.6 e Figura 4.16), reflectindo a maior rigidez do solo estabilizado. Relativamente ao coeficiente de consolidação, o comportamento pré- $\sigma'_y$  do solo estabilizado é caracterizado por exhibir um  $c_v$  uma ordem de grandeza superior ao do solo não estabilizado (Quadro 4.9 e Figura 4.17), ocorrendo o oposto no comportamento pós- $\sigma'_y$  do solo estabilizado. Este comportamento evidencia a importância das ligações cimentícias entre as partículas sólidas no comportamento em compressão do solo estabilizado.

Ao longo das próximas 3 secções analisam-se em detalhe os efeitos potenciais sobre a compressibilidade do solo estabilizado dos parâmetros dosagem, estado do ligante, e pressão vertical actuante sobre as amostras durante a cura.

#### 8.2.4.1 – Dosagem

A Figura 8.4 e o Quadro 8.1 resumem os resultados referentes ao estudo dos efeitos da dosagem sobre as características de compressibilidade do solo estabilizado. Na Figura 8.4 inclui-se a evolução da deformação volumétrica de modo a eliminar o efeito associado ao diferente índice de vazios inicial das várias amostras.

Os resultados permitem concluir que, com o incremento da dosagem ocorre um aumento da tensão de cedência e uma ligeira redução da compressibilidade pré- $\sigma'_y$ . Obviamente, este comportamento reflecte o número e a densidade das ligações cimentícias entre as partículas sólidas, as quais aumentam com o aumento da quantidade de ligante, conferindo ao solo estabilizado uma maior resistência e rigidez. Observa-se também que o índice de compressibilidade aumenta ligeiramente com o incremento da dosagem, traduzindo a quebra mais abrupta das ligações cimentícias à medida que o solo estabilizado se torna mais resistente e rígido. Interessante é igualmente a constatação de que com a redução da quantidade de ligante, aumenta a deformação volumétrica em consequência directa da redução de rigidez, tendendo o comportamento para o do solo não estabilizado.

Na Figura 8.5 apresentam-se as relações da tensão de cedência ( $\sigma'_y$ ) avaliada nos ensaios edométricos, com a resistência à compressão não confinada de ensaios UCS ( $q_{u \max}$ ), e com a quantidade de ligante (traduzida pela dosagem ou pelo teor em ligante,  $a_w$ ). Ambas as relações são susceptíveis de muito boa aproximação linear, facto comprovado pelo excelente coeficiente de correlação obtido. A relação ( $\sigma'_y - q_{u \max}$ ) é bastante útil na medida em que

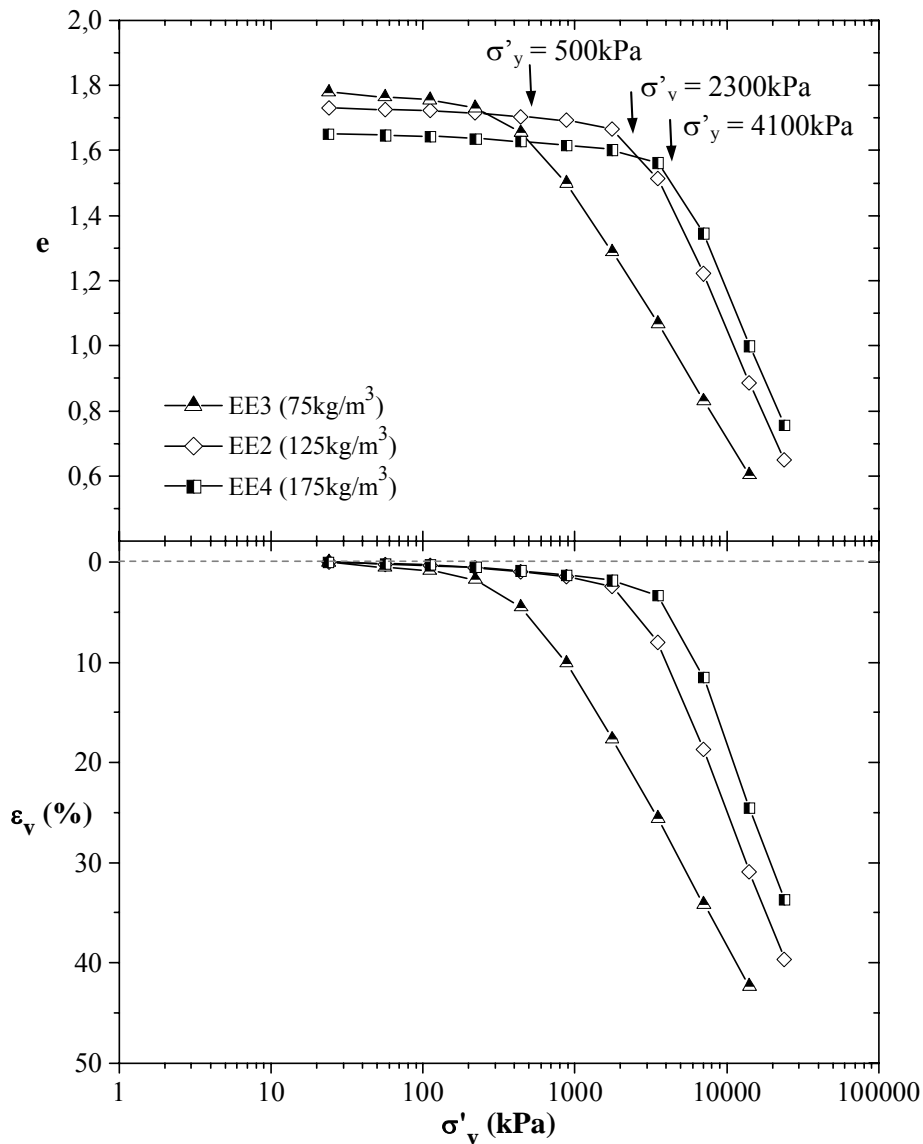


Figura 8.4 – Efeito da dosagem sobre a compressibilidade do solo estabilizado.

permite estimar a tensão de cedência do solo estabilizado a partir apenas da realização de ensaios UCS. Conjugando esta informação com o facto de a compressibilidade pré- $\sigma'_y$  ser da mesma ordem de grandeza da compressibilidade pré- $\sigma'_p$  do solo não estabilizado (Quadro 4.7), é então possível descrever simplificada a compressibilidade do solo estabilizado:  $\sigma'_y$  pode ser definida a partir da relação  $(\sigma'_y - q_{u \max})$ , sendo o ramo pré- $\sigma'_y$  descrito por um declive aproximadamente metade do solo não estabilizado (à partida, não há necessidade de definir a compressibilidade pós- $\sigma'_y$  uma vez que as tensões de serviço deverão estar aquém de  $\sigma'_y$ ). Este modelo simplificado poderá ser aplicado em fase de ante-projecto.

Em termos de características de consolidação primária (Quadro 8.3), verifica-se que o comportamento pré- $\sigma'_y$  é descrito por uma redução da compressibilidade, e conseqüente aumento do coeficiente de consolidação, à medida que se incrementa a quantidade de ligante, reflectindo o aumento de rigidez da matriz sólida. Em termos de permeabilidade (Quadro 8.3), assiste-se à sua redução com o aumento da dosagem em conseqüência do menor índice de



vazios inicial. Observe-se que o índice de vazios inicial (correspondente ao fim do período de cura, 28 dias) diminui com o aumento da dosagem, reflectindo a maior quantidade de produtos de reacção produzidos por uma cada vez maior quantidade de ligante. A redução do índice de vazios encontra-se em perfeita consonância com o aumento do peso volúmico observado nas amostras de solo estabilizado sujeitas a ensaios UCS (Quadro 7.6).

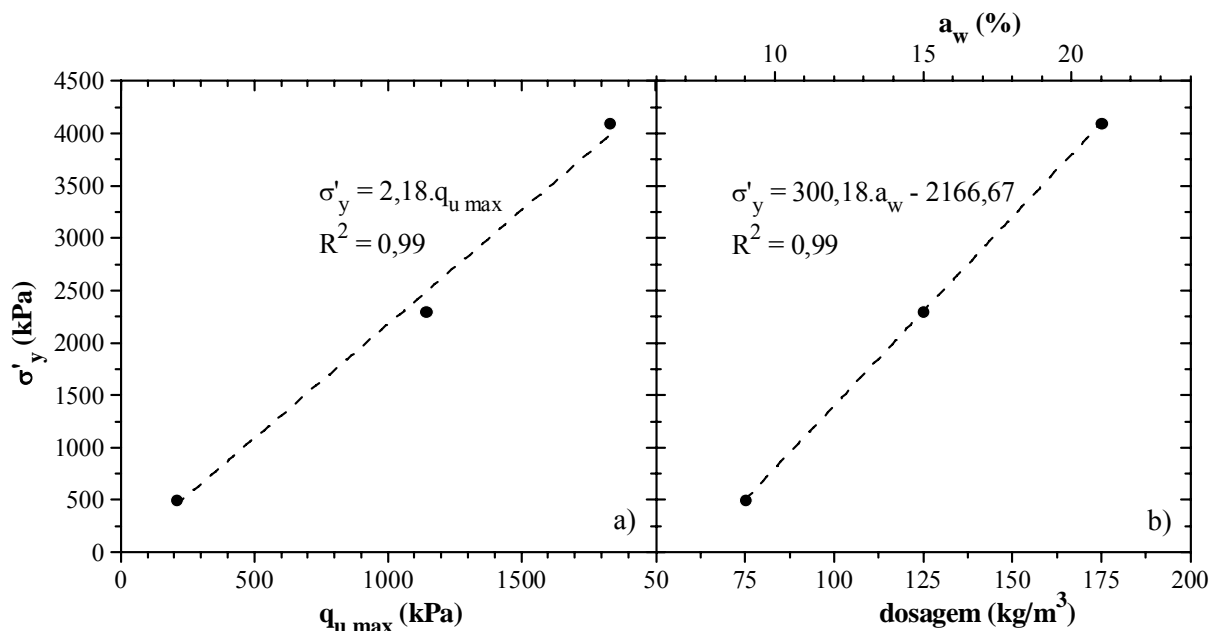


Figura 8.5 – Relação entre a tensão de cedência avaliada em ensaios edométricos e: a) a resistência à compressão não confinada de ensaios UCS; b) a quantidade de ligante.

Quadro 8.3 – Efeito da dosagem sobre a consolidação primária e permeabilidade do solo estabilizado (comportamento pré- $\sigma'_y$ ).

Ensaio N.º	Dosagem de ligante		$e_o^{(1)}$ (-)	$m_v$ ( $\times 10^{-5}$ kPa $^{-1}$ )	$c_v$ (m $^2$ /ano)	$k$ ( $\times 10^{-10}$ m/s)
	(kg/m $^3$ )	$a_w$ (%)				
EE3	75	9	1,779	3,3	144	14,7
EE2	125	15	1,731	$\approx 0,6$	$\approx 164$	$\approx 3,0$
EE4	175	21	1,650	0,4	195	2,4

(1) – correspondente ao fim do período de cura.

#### 8.2.4.2 – Estado do ligante

A Figura 8.6 e o Quadro 8.1 resumem os resultados referentes ao estudo dos efeitos do estado do ligante (seco ou em calda) sobre as características de compressibilidade do solo estabilizado. A primeira observação relaciona-se com o distinto valor do índice de vazios inicial, o qual aumenta substancialmente com o índice de liquidez (em perfeita consonância com os resultados da secção 7.2.3). De facto, o aumento do teor em água inicial conduz a um aumento do volume de vazios, o que se traduz num maior afastamento entre as partículas sólidas, com impacto sobre as características de compressibilidade e resistência do solo

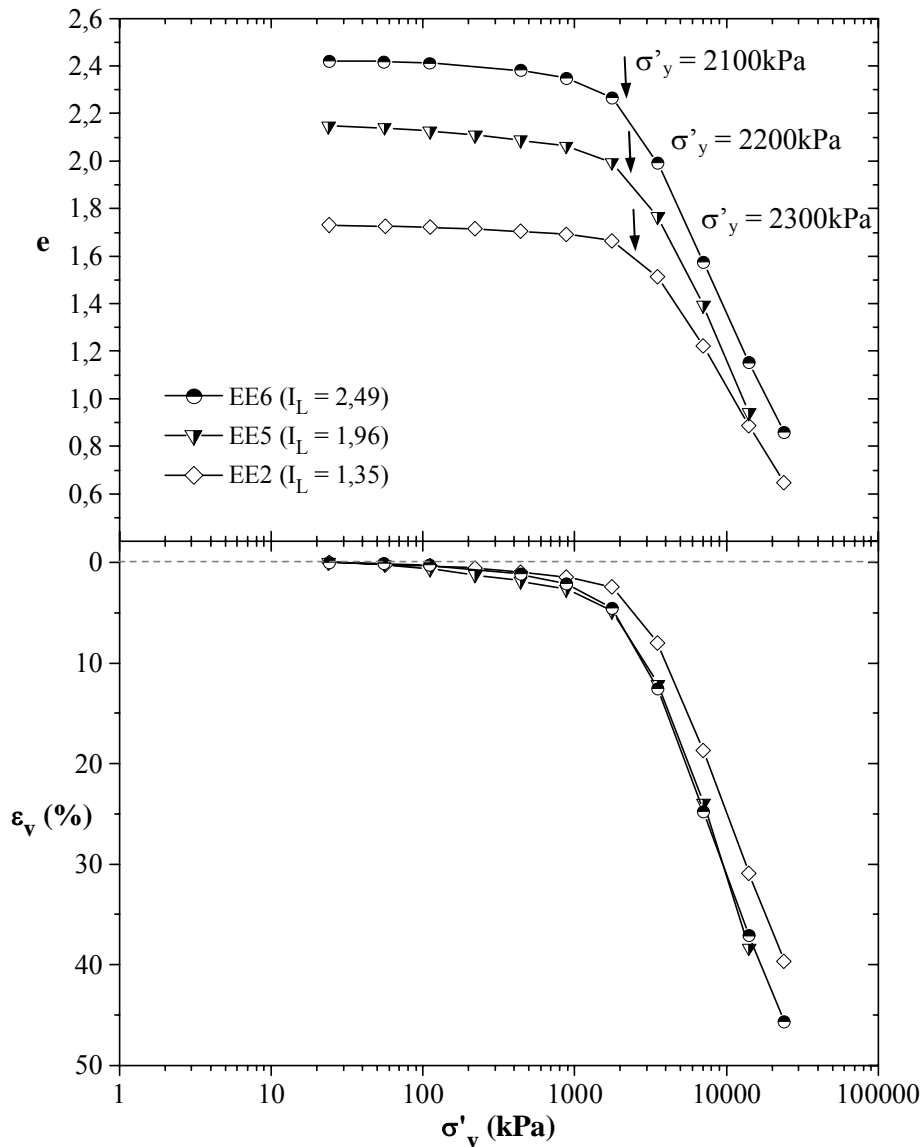


Figura 8.6 – Efeito do estado do ligante sobre a compressibilidade do solo estabilizado.

estabilizado. Assim, para a mesma dosagem, a um maior afastamento entre as partículas sólidas corresponde o estabelecimento de ligações cimentícias em menor número ou com menor área de contacto, originando a redução da resistência e rigidez do solo estabilizado. Este efeito encontra-se reflectido na ligeira diminuição da tensão de cedência e no aumento do índice de recompressibilidade à medida que aumenta o teor em água inicial. Relativamente ao comportamento pós tensão de cedência (pós- $\sigma'_y$ ), o aumento da compressibilidade com o aumento do teor em água pode ser explicado pelo maior índice de vazios, associado a uma maior fragilidade das ligações cimentícias entre as partículas sólidas.

Na Figura 8.7 apresentam-se as relações da tensão de cedência ( $\sigma'_y$ ) avaliada em ensaios edométricos, com a resistência à compressão não confinada de ensaios UCS ( $q_{u \max}$ ), e com o índice de liquidez inicial (o qual traduz, por via indirecta, o estado do ligante aquando da mistura com o solo). A relação ( $\sigma'_y - q_{u \max}$ ), cuja utilidade foi anteriormente descrita, é traduzida por uma aproximação linear de menor qualidade, traduzida por um menor

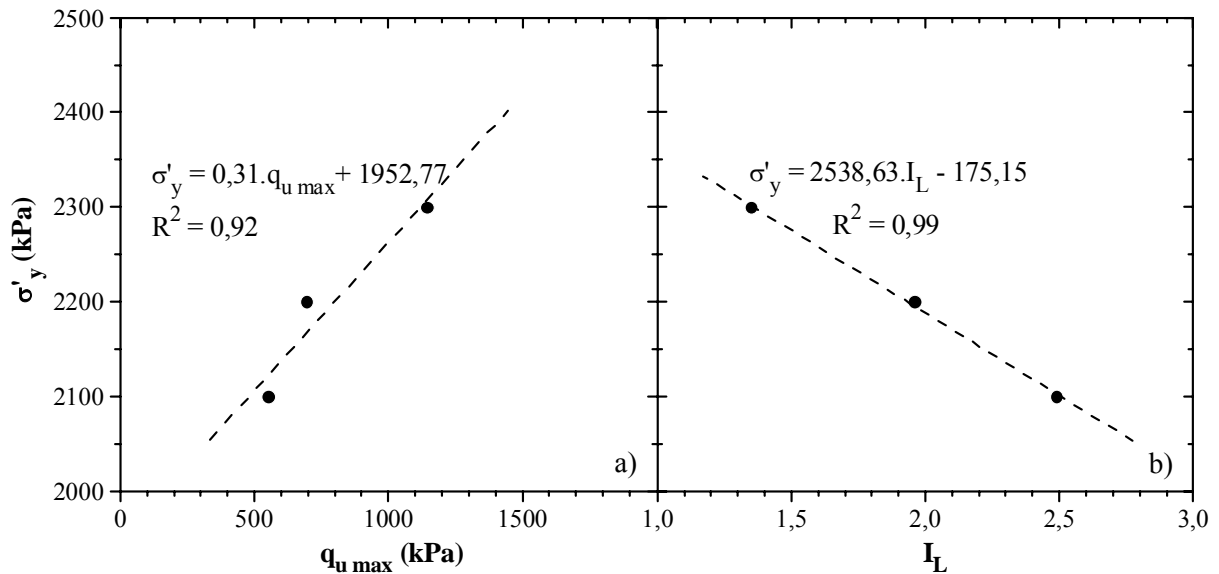


Figura 8.7 – Relação entre a tensão de cedência avaliada em ensaios edométricos e: a) a resistência à compressão não confinada de ensaios UCS; b) o índice de liquidez inicial.

coeficiente de correlação. Já no que se refere à relação ( $\sigma'_y - I_L$ ), a aproximação linear é de excelente qualidade. Do exposto conclui-se que é preferível aplicar a relação apresentada na Figura 8.7b) na previsão da  $\sigma'_y$  de um ensaio edométrico, dispensando-se neste caso qualquer relação com os ensaios UCS. À semelhança da análise apresentada na secção 8.2.4.1, também neste caso se pode tirar partido do facto de a compressibilidade pré- $\sigma'_y$  ser da mesma ordem de grandeza (aproximadamente metade) da compressibilidade pré- $\sigma'_p$  do solo não estabilizado (Quadro 4.7), e definir de igual modo a compressibilidade do solo estabilizado.

Em termos de características de consolidação primária (Quadro 8.4), verifica-se que o comportamento pré- $\sigma'_y$  é descrito pelo aumento da compressibilidade, e conseqüente redução do coeficiente de consolidação, à medida que se incrementa o teor em água inicial, reflectindo a redução de rigidez da matriz sólida. Em termos de permeabilidade (Quadro 8.4), verifica-se que esta aumenta com o teor em água em conseqüência do maior índice de vazios inicial, exibindo uma tendência de aproximação gradual à permeabilidade do solo não estabilizado (Figuras 4.19 e 4.20).

Quadro 8.4 – Efeito do estado do ligante sobre a consolidação primária e permeabilidade do solo estabilizado (comportamento pré- $\sigma'_y$ ).

Ensaio N.º	Estado do ligante		$e_o^{(1)}$ (-)	$m_v$ ( $\times 10^{-5}$ kPa $^{-1}$ )	$c_v$ (m $^2$ /ano)	$k$ ( $\times 10^{-10}$ m/s)
	$w_o$ (%)	$I_L$				
EE2	80,87	1,35	1,731	$\approx 0,6$	$\approx 164$	$\approx 3,0$
EE5	98,17	1,96	2,147	1,1	119	4,1
EE6	113,05	2,49	2,422	2,3	103	7,4

(1) – correspondente ao fim do período de cura.

### 8.2.4.3 – Pressão vertical na cura

A Figura 8.8 e o Quadro 8.1 resumem os resultados referentes ao estudo dos efeitos da pressão vertical actuante durante o período de cura sobre as características de compressibilidade do solo estabilizado. Os resultados permitem concluir que o aumento da pressão vertical actuante sobre as amostras durante a cura, origina um aumento da tensão de cedência, e uma melhoria das características de compressibilidade pré- $\sigma'_y$  (em concordância com a recomendação apresentada em EuroSoilStab, 2001). Este comportamento é consequência da redução do volume de vazios (traduzida pelo índice de vazios inicial no Quadro 8.1), o que faz com que as ligações cimentícias se estabeleçam em maior número e de forma mais densa, promovendo a construção de um esqueleto sólido mais resistente e rígido. Relativamente ao comportamento pós- $\sigma'_y$ , este parece não ser influenciado pela variação da pressão vertical na cura (o índice de compressibilidade mantém-se praticamente constante).

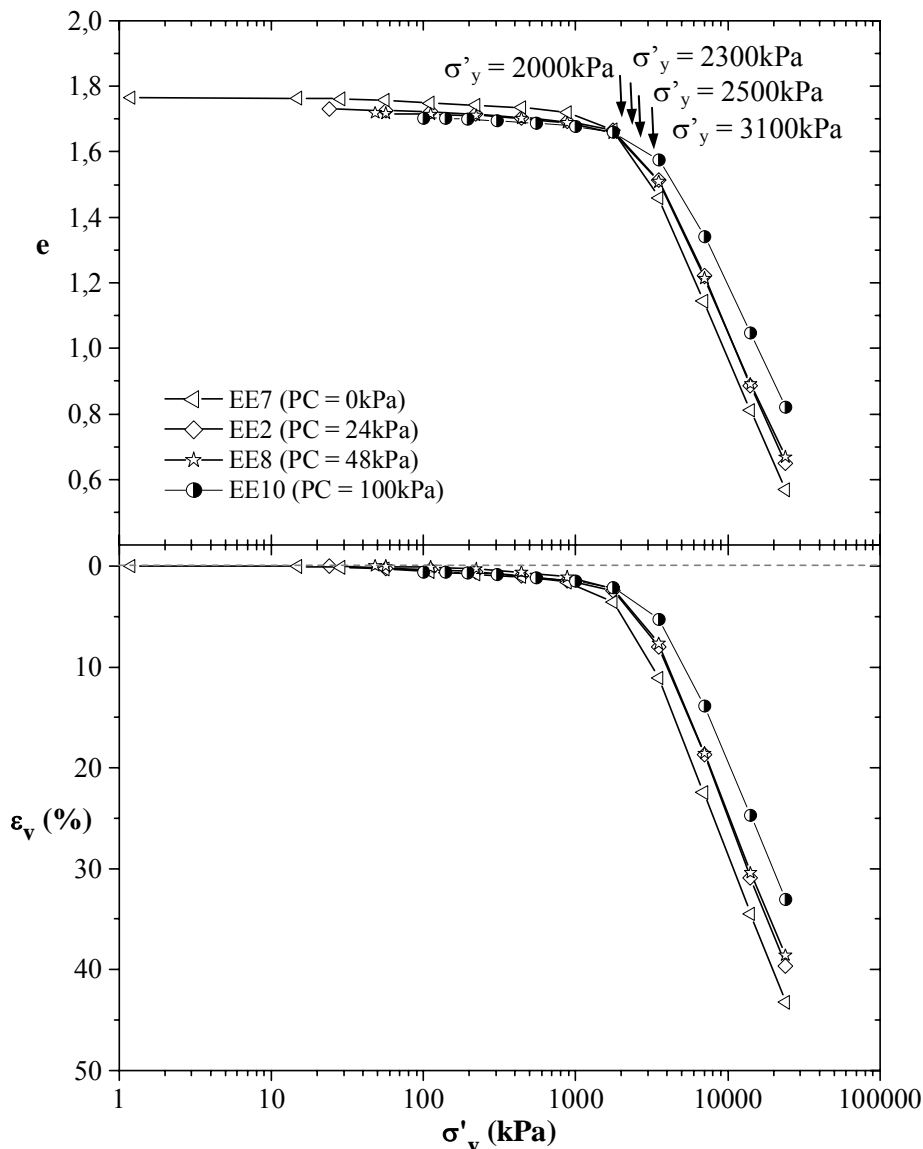


Figura 8.8 – Efeito da pressão vertical de cura (PC) sobre a compressibilidade do solo estabilizado.

Observe-se que a redução da pressão vertical actuante durante a cura conduz ao aumento da deformação volumétrica como consequência da redução de rigidez, em perfeita concordância com o comportamento acima referido.

Na Figura 8.9 apresentam-se as relações da tensão de cedência ( $\sigma'_y$ ) avaliada nos ensaios edométricos, com a resistência à compressão não confinada de ensaios UCS ( $q_{u \max}$ ), e com a pressão vertical actuante sobre as amostras edométricas durante a cura (PC). Ambas as relações são traduzidas por aproximações lineares de muito boa qualidade, facto comprovado pelo excelente coeficiente de correlação. Qualquer uma das relações apresentadas na Figura 8.9 pode ser usada para estimar a tensão de cedência do ensaio edométrico. No entanto, a relação ( $\sigma'_y - q_{u \max}$ ) apresenta a vantagem adicional de ser estabelecida a partir do cruzamento de resultados de dois ensaios distintos, facto em geral recomendável na Mecânica dos Solos como forma de obviar as variabilidades inerentes aos materiais em estudo. À semelhança do anteriormente referido (secções 8.2.4.1 e 8.2.4.2), também neste caso é possível descrever simplificada a compressibilidade do solo estabilizado, uma vez que a tensão de cedência pode ser definida a partir da relação ( $\sigma'_y - q_{u \max}$ ), e a compressibilidade pré- $\sigma'_y$  é da mesma ordem de grandeza (aproximadamente metade) da compressibilidade pré- $\sigma'_p$  do solo não estabilizado (Quadro 4.7) (à partida, não há necessidade de definir a compressibilidade pós- $\sigma'_y$  uma vez que as tensões de serviço deverão estar aquém da  $\sigma'_y$ ).

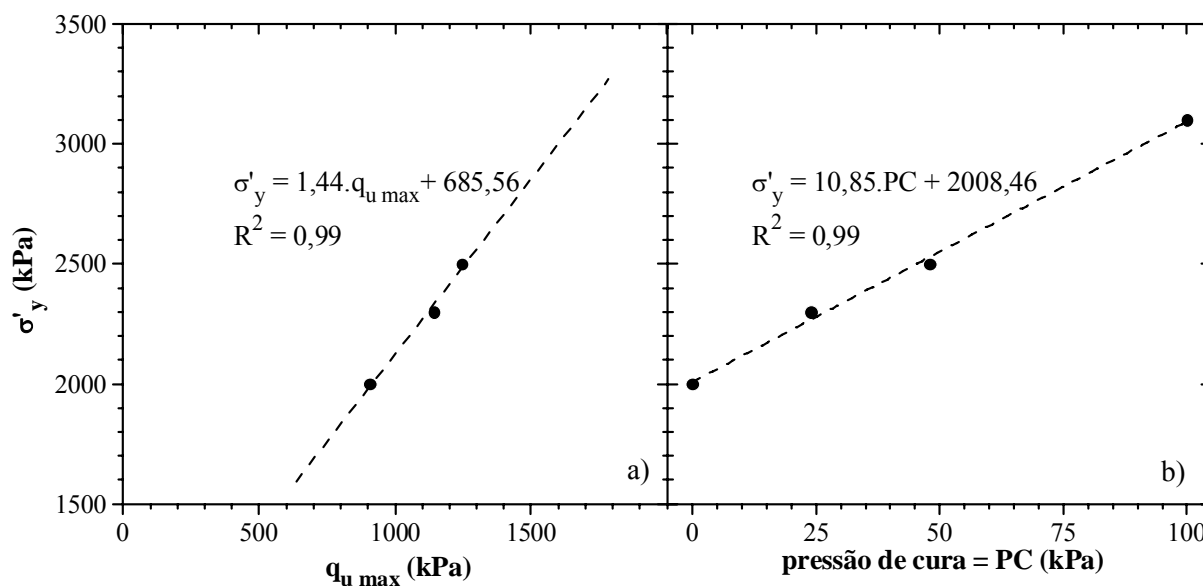


Figura 8.9 – Relação entre a tensão de cedência avaliada em ensaios edométricos e: a) a resistência à compressão não confinada de ensaios UCS; b) a pressão vertical de cura.

Em termos de características de consolidação primária (Quadro 8.5), verifica-se que o comportamento pré- $\sigma'_y$  é descrito por uma ligeira redução da compressibilidade ( $m_v$ ) à medida que se incrementa a pressão vertical na cura, reflectindo o aumento de rigidez da matriz sólida. Relativamente ao coeficiente de consolidação, este parece ser pouco sensível à variação da pressão vertical de cura, apresentando um valor médio na ordem de  $150\text{m}^2/\text{ano}$ . Em termos de permeabilidade (Quadro 8.5), assiste-se à sua redução com o aumento da

pressão vertical na cura, reflectindo a redução do índice de vazios inicial (correspondente ao fim do período de cura, 28 dias) A redução do índice de vazios encontra-se em perfeita concordância com o aumento do peso volúmico observado nas amostras de solo estabilizado sujeitas a ensaios UCS (Quadro 7.13).

Quadro 8.5 – Efeito da pressão vertical actuante durante a cura sobre a consolidação primária e permeabilidade do solo estabilizado (comportamento pré- $\sigma'_y$ ).

Ensaio N.º	Pressão na cura (kPa)	$e_o$ <sup>(1)</sup> (-)	$m_v$ ( $\times 10^{-5}$ kPa <sup>-1</sup> )	$c_v$ (m <sup>2</sup> /ano)	$k$ ( $\times 10^{-10}$ m/s)
EE7	0	1,764	1,5	170	7,9
EE2	24	1,731	$\approx 0,6$	$\approx 164$	$\approx 3,0$
EE8	48	1,718	0,5	148	2,3
EE10	100	1,703	0,4	145	1,8

(1) – correspondente ao fim do período de cura.

### 8.2.5 – Ensaios edométricos de fluência

Nesta secção analisam-se em detalhe os 6 ensaios edométricos do tipo fluência, realizados sobre amostras de solo estabilizado, com o fim último de caracterizar a compressibilidade por consolidação secundária, nomeadamente, o índice de consolidação secundária,  $C_{\alpha}$ , definido como o declive do ramo correspondente da curva e-logt (expressão 4.6).

Para todos os ensaios edométricos realizados, a caracterização do índice de consolidação secundária foi efectuada para igual nível de tensão efectiva de fluência, 448kPa (correspondente à tensão efectiva actuante no solo mole do Baixo Mondego a 10m de profundidade, 48kPa, acrescida da tensão induzida por um aterro com 4m de altura ( $\gamma = 22\text{kN/m}^3$ ) construído sobre colunas de *deep mixing*, com 0,8m de diâmetro e espaçadas 1,5m segundo malha quadrangular, 400kPa), correspondente em qualquer dos ensaios à zona de comportamento pré- $\sigma'_y$ . Este valor (448 kPa) é equivalente à tensão efectiva actuante sobre o solo não estabilizado à profundidade de 10m acrescida da tensão associada à construção de igual aterro ( $48 + 88 = 136\text{kPa}$ , conforme secção 4.8.3). Desta forma, é possível comparar, não apenas os resultados dos diferentes ensaios edométricos realizados sobre o solo estabilizado, como também confrontar estes com os resultados do solo não estabilizado (apresentados na secção 4.8.3).

A caracterização da compressibilidade por consolidação secundária do solo estabilizado é realizada a partir da mistura do solo em estudo com os ligantes CI42,5/E (na proporção 75/25 referida à massa seca dos ligantes), aplicados no estado seco e na dosagem de  $125\text{kg/m}^3$ , aguardando as amostras edométricas por um período de cura de 28 dias sob pressão vertical de 48kPa. Estas condições, tomadas por condições base, foram objecto de alteração em estudo paramétrico conducente à caracterização da compressibilidade por

consolidação secundária do solo estabilizado, tal como o indicado no Quadro 8.6. O quadro apresenta uma descrição dos ensaios edométricos do tipo fluência realizados assim como o respectivo índice de consolidação secundária. Os demais elementos do Quadro 8.6 encontram-se descritos na secção 8.2.4, referente à análise dos ensaios edométricos clássicos.

Quadro 8.6 – Caracterização da compressibilidade por consolidação secundária do solo estabilizado através de ensaios edométricos de fluência.

Ensaio N.º	Parâmetro em estudo	Fluência		$e_o$ <sup>(2)</sup> (-)	$C_\alpha$ (-)	$q_{u\text{mx}}$ <sup>(3)</sup> (kPa)	Observações <sup>(4)</sup>
		Tensão (kPa)	Tempo (dias)				
EE11	condições base <sup>(1)</sup>	448	14	-	-	-	ANULADO
EE12				1,719	0,00075	1246	PC48
<b>Pressão na cura (kPa)</b>							
EE13	0	448	14	-	-	-	TESTE
EE14			9	1,761	0,00100	907	PC0
<b>Tempo de cura (dias)</b>							
EE15	60	448	14	1,711	0,00060	-	-
EE16	90			1,704	0,00055	-	-

(1) – mistura do solo em estudo ( $w_o = 80,87\%$ ) com CI42,5/E (75/25) encontrando-se o ligante no estado seco,  $D = 125\text{kg/m}^3$  ( $a_w = 15\%$ ), TC = 28 dias, PC = 48kPa;

(2) – correspondente ao fim do período de cura;

(3) – resistência à compressão máxima do ensaio UCS (Capítulo 7);

(4) – identificação do ensaio UCS equivalente (Capítulo 7).

Inicia-se a análise de resultados pelo ensaio edométrico de fluência realizado para as condições base (EE12). A Figura 8.10 apresenta a evolução do índice de vazios com o logaritmo da tensão efectiva ( $e\text{-log}\sigma'$ ) do solo estabilizado (EE8 e EE12, referentes a ensaios edométricos clássicos e de fluência, respectivamente). Atente-se na notável coincidência entre os dois ensaios, facto que traduz a excelente reprodutibilidade quanto à técnica de preparação em laboratório das amostras edométricas. A Figura 8.10 apresenta em pormenor a variação da deformação ocorrida por fluência para o escalão de carga de 448kPa, encontrando-se a deformação traduzida pela respectiva variação do índice de vazios. Na Figura 8.11 pode-se observar a mesma variação, mas agora com o logaritmo do tempo. Com base nestes resultados, e no modelo simplificado apresentado na secção 8.2.4, através do qual se pode decompor a deformação no tempo em dois troços lineares, correspondentes, respectivamente, à consolidação primária e secundária, é possível avaliar o índice de consolidação secundária ( $C_\alpha = 0,00075$ ) característico da tensão actuante e das condições do solo estabilizado.

A Figura 8.11 permite constatar que a deformação por consolidação secundária do solo estabilizado, ainda que pequena, não é de todo desprezável. Não obstante o facto de a matriz sólida do solo estabilizado se caracterizar por elevada resistência e rigidez, verifica-se a existência de fenómenos de natureza viscosa, associados quer à gradual deformação das ligações cimentícias entre as partículas sólidas sob tensão efectiva constante, quer ao gradual

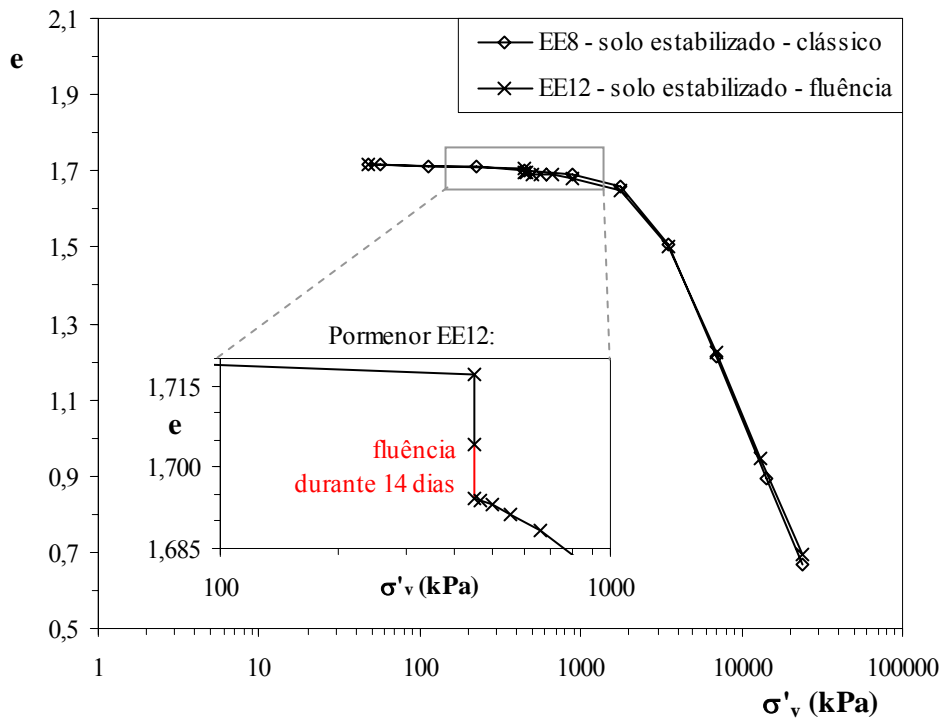


Figura 8.10 – Resultados dos ensaios edométricos clássico (EE8) e do tipo fluência (EE12) realizados sobre amostras de solo estabilizado.

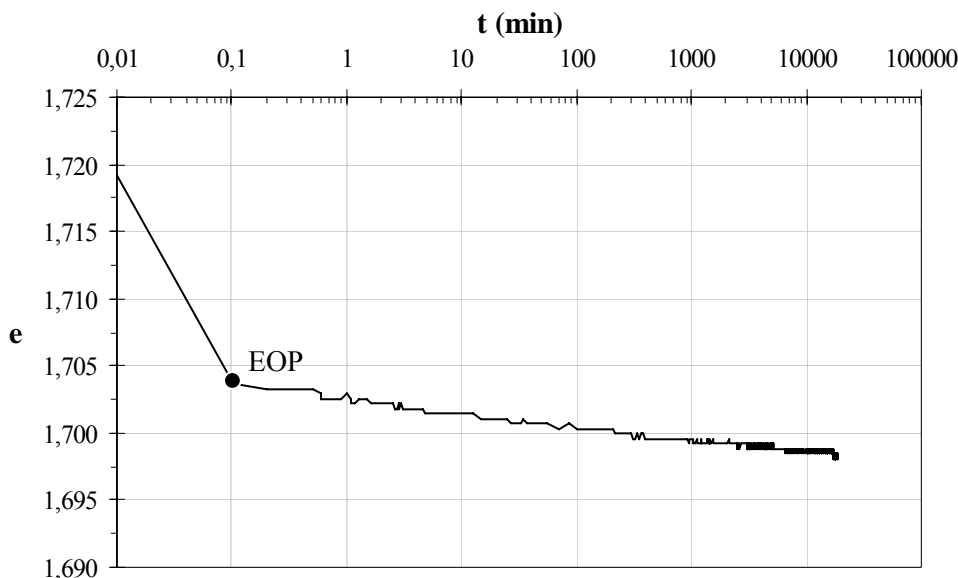


Figura 8.11 – Ensaio edométrico EE12: evolução do índice de vazios com o logaritmo do tempo para a tensão efectiva de fluência de 448kPa (pré- $\sigma'_y$ ).

reajustamento de agregados de partículas cimentadas para posições de equilíbrio mais estáveis sob tensão efectiva constante. Com o tempo, é de esperar que estas ligações se tornem mais resistentes e rígidas (devido ao desenvolvimento das reacções pozolânicas), originando a redução da deformação por fluência (facto a investigar para maiores tempos de fluência).

Comparando a compressibilidade por consolidação secundária dos solos estabilizado (EE12) e não estabilizado (Quadro 4.13, ensaios edométricos E7 e E12, referentes a amostras intactas e reconstituídas, respectivamente), Figura 8.12, verifica-se que, para níveis de tensões



efectivas equivalentes, a compressibilidade por consolidação secundária do solo estabilizado é 2 ordens de grandeza inferior à do solo não estabilizado, traduzindo claramente a diferente rigidez de ambos os solos. Este facto é igualmente traduzido através da relação  $C_{\alpha}/C_r$  (equivalente à relação  $C_{\alpha i}/C_i$  apresentada no Capítulo 4, Figuras 4.25 e 4.27), a qual assume para o solo estabilizado o valor aproximado de 0,0197 (situado dentro do intervalo  $0,02 \pm 0,01$ , típico de solos granulares, incluindo enrocamentos, Mesri e Vardhanabhuti, 2006).

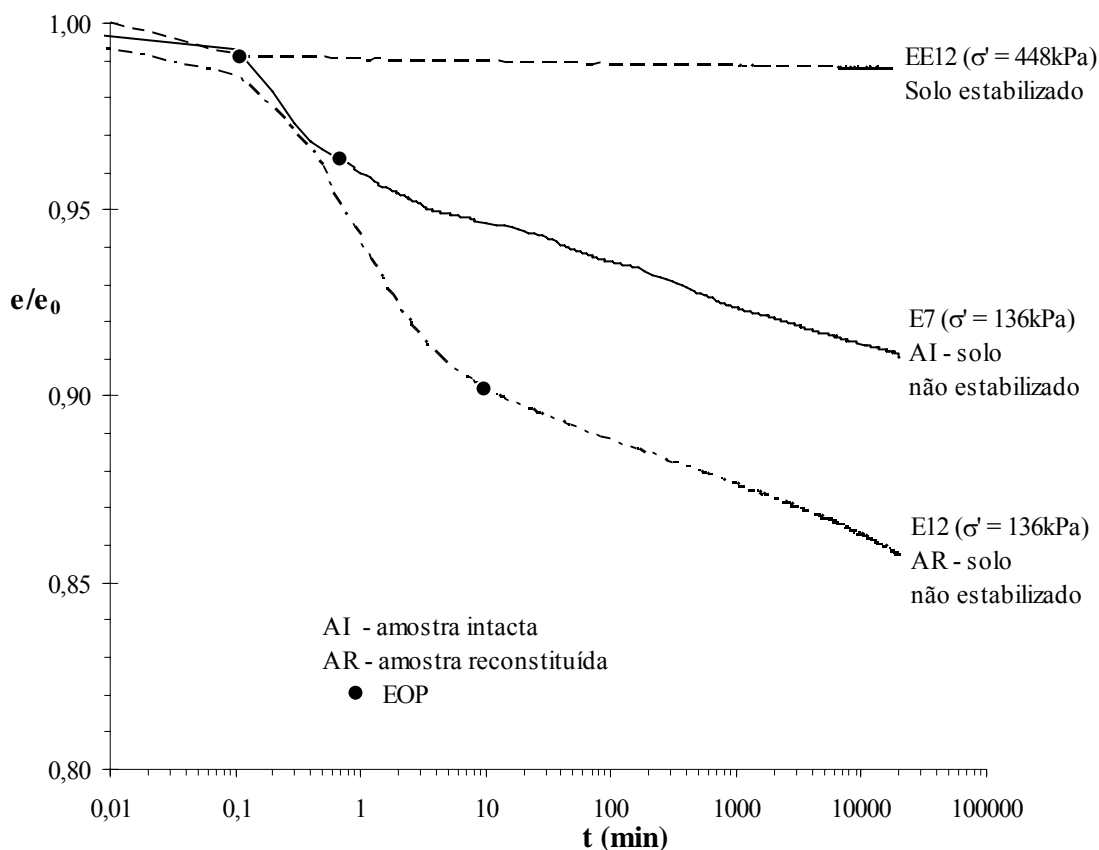


Figura 8.12 – Curvas  $e/e_0$ -log $t$  referente aos escalões de carga de fluência de ensaios edométricos realizados sobre amostras de solo estabilizado (EE12) e não estabilizado (E7 e E12).

Ao longo das próximas 2 secções, analisam-se em detalhe os efeitos potenciais sobre a compressibilidade por consolidação secundária do solo estabilizado dos parâmetros pressão vertical actuante sobre as amostras durante a cura e tempo de cura.

### 8.2.5.1 – Pressão vertical na cura

As Figuras 8.13 e 8.14, e o Quadro 8.6, resumem os resultados referentes ao estudo dos efeitos da pressão vertical actuante durante o período de cura sobre as características de compressibilidade por consolidação secundária do solo estabilizado. Na Figura 8.13 apresentam-se os resultados respeitantes ao ensaio edométrico EE14, durante o qual a cura se processou sem aplicação de pressão vertical à amostra (à excepção da carga induzida pela placa de topo, igual a 1,15kPa). Tal como seria de esperar, a redução da pressão vertical

actuante sobre a amostra durante a cura tem por consequência o aumento da compressibilidade do solo estabilizado, incluindo a compressibilidade por consolidação secundária (a título de exemplo, comparem-se as compressões por consolidação primária e secundária para a tensão efectiva de 448kPa, dos ensaios edométricos EE12 (PC48) e EE14 (PC0), Figuras 8.11 e 8.13b, respectivamente). Esta comparação de resultados pode ser auxiliada mediante a normalização do índice de vazios pelo índice de vazios inicial, Figura 8.14 (desta forma anula-se o efeito associado ao diferente índice de vazios inicial das duas amostras). As razões que justificam este comportamento são as mesmas que suportam as

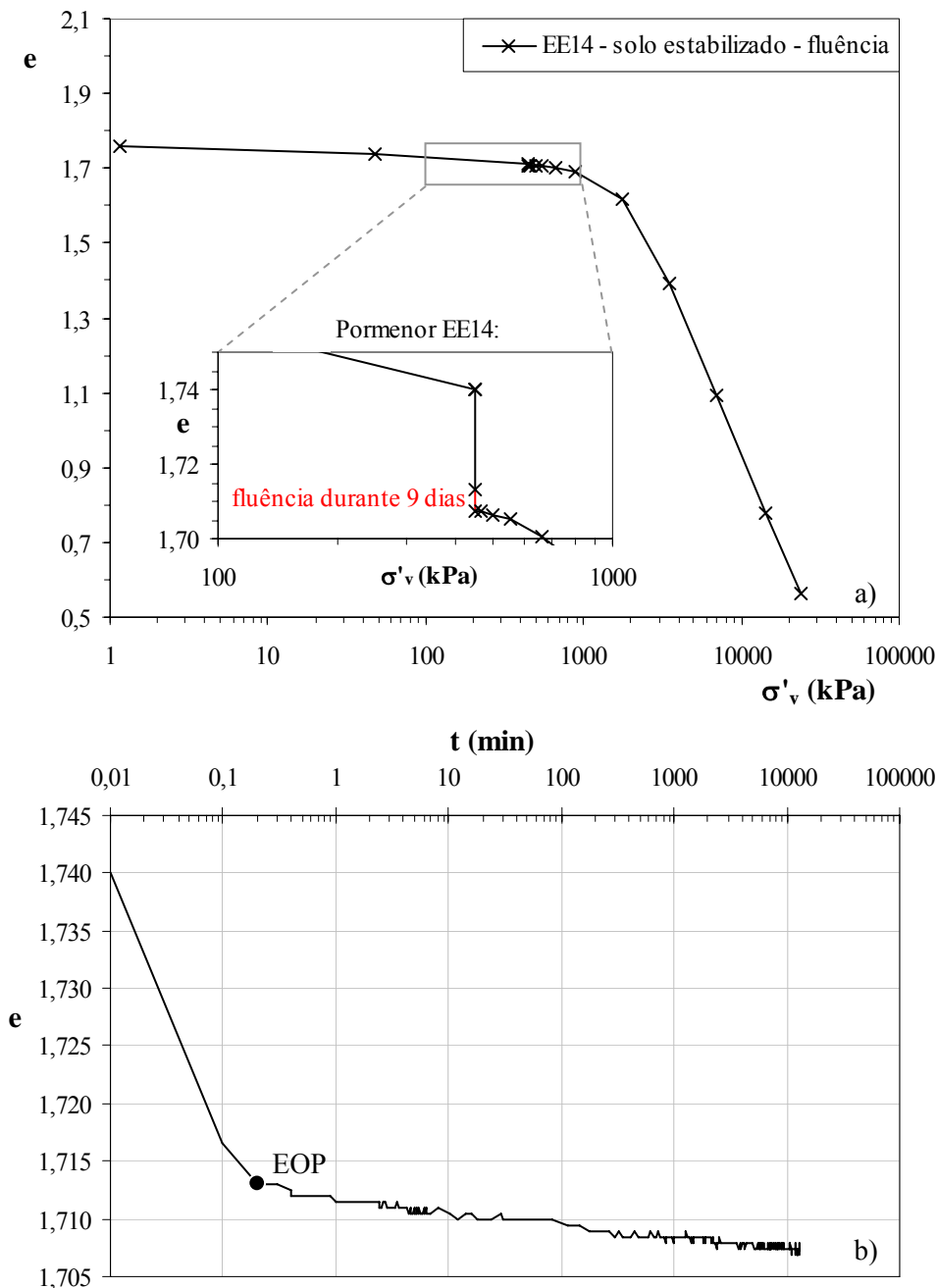


Figura 8.13 – Ensaio edométrico EE14: a) curva de compressão; b) evolução do índice de vazios com o logaritmo do tempo para a tensão efectiva de fluência de 448kPa (pré- $\sigma'_y$ ).

conclusões enunciadas na secção 8.2.4.3, ou seja, o aumento da pressão vertical actuante sobre as amostras durante a cura origina uma redução do volume de vazios, o que faz com que as ligações cimentícias se estabeleçam em maior número e de forma mais densa, promovendo a construção de um esqueleto sólido mais resistente e rígido.

Conclui-se então que o aumento da pressão vertical actuante sobre as amostras durante a cura tem impacto positivo sobre a compressibilidade pré- $\sigma'_y$  do solo estabilizado, não apenas na redução das deformações por consolidação primária, mas também na redução das deformações por consolidação secundária (fluência). Este facto reforça a recomendação apresentada em EuroSoilStab (2001), referente à aplicação, o mais cedo quanto possível, de uma pressão (sobrecarga) ao solo estabilizado de forma a melhorar as suas propriedades mecânicas.

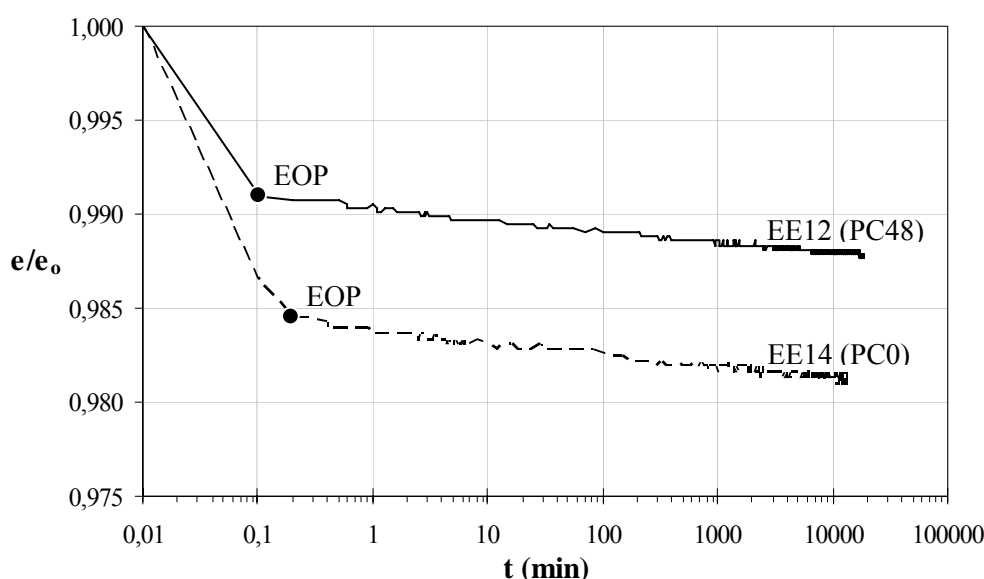


Figura 8.14 – Curvas  $e/e_0$ -logt referente aos escalões de carga de fluência de ensaios edométricos realizados sobre amostras de solo estabilizado sujeitas a diferentes pressões verticais durante a cura.

### 8.2.5.2 – Tempo de cura

A Figura 8.15 e o Quadro 8.6 resumem os resultados referentes ao estudo dos efeitos do tempo de cura sobre as características de compressibilidade por consolidação secundária do solo estabilizado. Ainda que os ensaios edométricos realizados para os tempos de cura de 60 e 90 dias sejam do tipo fluência, é possível extrair conclusões para além da compressibilidade por consolidação secundária. A partir da análise das curvas de compressão dos ensaios edométricos EE8 (ensaio clássico, com período de cura de 28 dias, Quadro 8.1), EE15 e EE16 (Figura 8.15), verifica-se que a tensão de cedência ( $\sigma'_y$ ) aumenta com o tempo de cura (subindo de 2500kPa aos 28 dias de cura para 2900kPa e 3000kPa, respectivamente aos 60 e 90 dias de cura), enquanto que a compressibilidade pré- $\sigma'_y$  se reduz ( $C_r$  passa de

0,032 aos 28 dias de cura para 0,030 e 0,029 aos 60 e 90 dias de cura, respectivamente). Este comportamento é explicado por dois factores: i) com o aumento do tempo de cura, assiste-se à redução do índice de vazios inicial (correspondente ao fim do período de cura), o que se traduz por um menor afastamento entre as partículas sólidas, conduzindo a que as ligações cimentícias se estabeleçam em maior número e de forma mais densa, promovendo a construção de um esqueleto sólido mais resistente e rígido; ii) o número ou a área de contacto das ligações cimentícias, fruto das interações solo-ligantes-água, aumenta com o tempo de cura (devido essencialmente ao desenvolvimento de reacções pozolânicas), contribuindo deste modo para o estabelecimento de uma matriz sólida mais resistente e rígida. Relativamente ao comportamento pós- $\sigma'_y$ , regista-se que este se mantém praticamente inalterado com o tempo de cura ( $C_c \approx 1,0$ ).

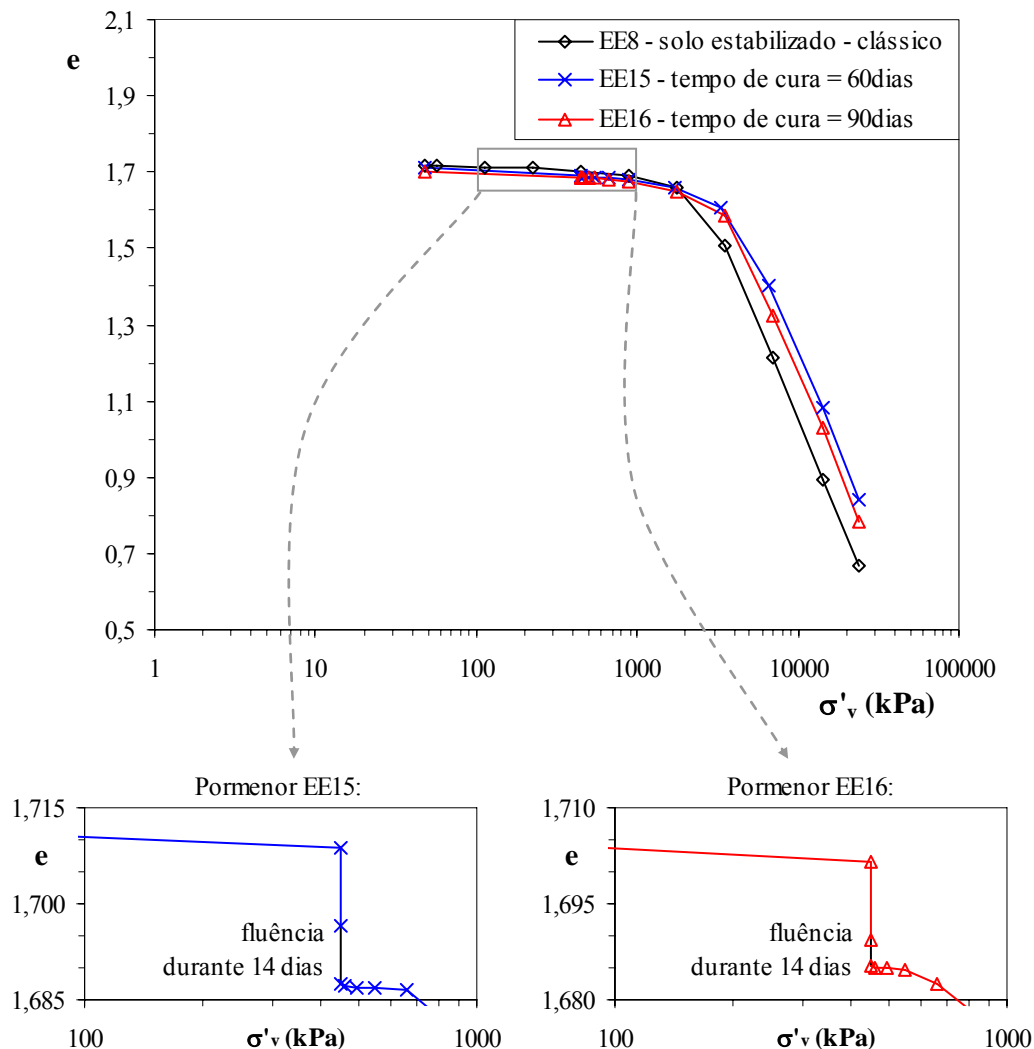


Figura 8.15 – Resultados dos ensaios edométricos clássico (EE8) e do tipo fluência (EE15 e EE16) realizados sobre amostras de solo estabilizado com diferentes tempos de cura.

À semelhança do estudo realizado na secção 8.2.4, também neste caso é possível estabelecer uma relação entre a tensão de cedência ( $\sigma'_y$ ) avaliada em ensaios edométricos do tipo fluência (EE12, EE15 e EE16), e o logaritmo do tempo de cura. Esta relação apresenta-se na Figura 8.16, podendo-se constatar que relação ( $\sigma'_y$  - TC) é traduzida por uma aproximação linear de boa qualidade. Do exposto conclui-se ser possível prever a  $\sigma'_y$  do ensaio edométrico correspondente a um dado tempo de cura, o que conjugado com o facto de a compressibilidade pré- $\sigma'_y$  ser da mesma ordem de grandeza (aproximadamente metade) da compressibilidade pré- $\sigma'_p$  solo não estabilizado, permite, uma vez mais, definir simplificadaamente a compressibilidade do solo estabilizado (à semelhança do referido ao longo da secção 8.2.4).

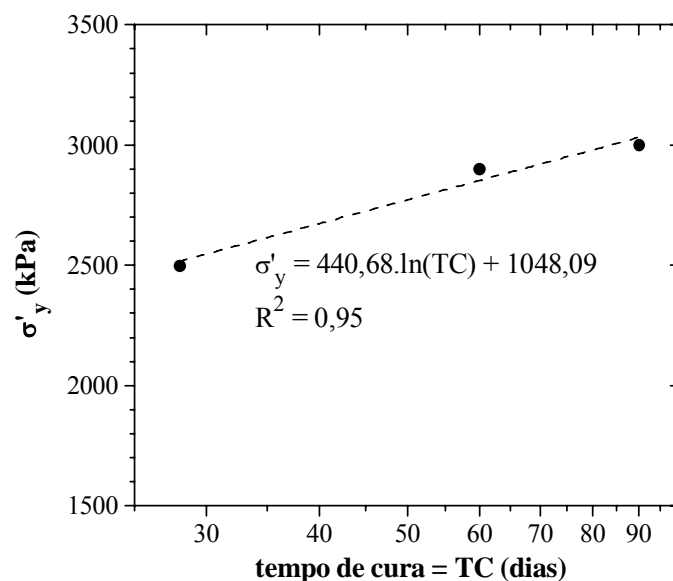


Figura 8.16 – Relação entre a tensão de cedência avaliada em ensaios edométricos e o logaritmo do tempo de cura.

Foca-se agora o estudo na análise do efeito do tempo de cura sobre as características de compressibilidade secundária, avaliadas para o nível de tensão efectiva de 448kPa (Figura 8.17). Os resultados indicam que o aumento do tempo de cura origina uma redução gradual da compressibilidade do solo estabilizado, quer a compressibilidade por consolidação primária, quer secundária (ainda que sejam pequenas as diferenças entre os tempos de cura de 60 e 90 dias). Este comportamento é igualmente explicado pelas razões anteriormente indicadas.

Do exposto conclui-se que as características de compressibilidade do solo estabilizado, associadas quer à consolidação primária, quer secundária, melhoram com o tempo de cura, fruto da redução do índice de vazios e do desenvolvimento no tempo das ligações cimentícias.

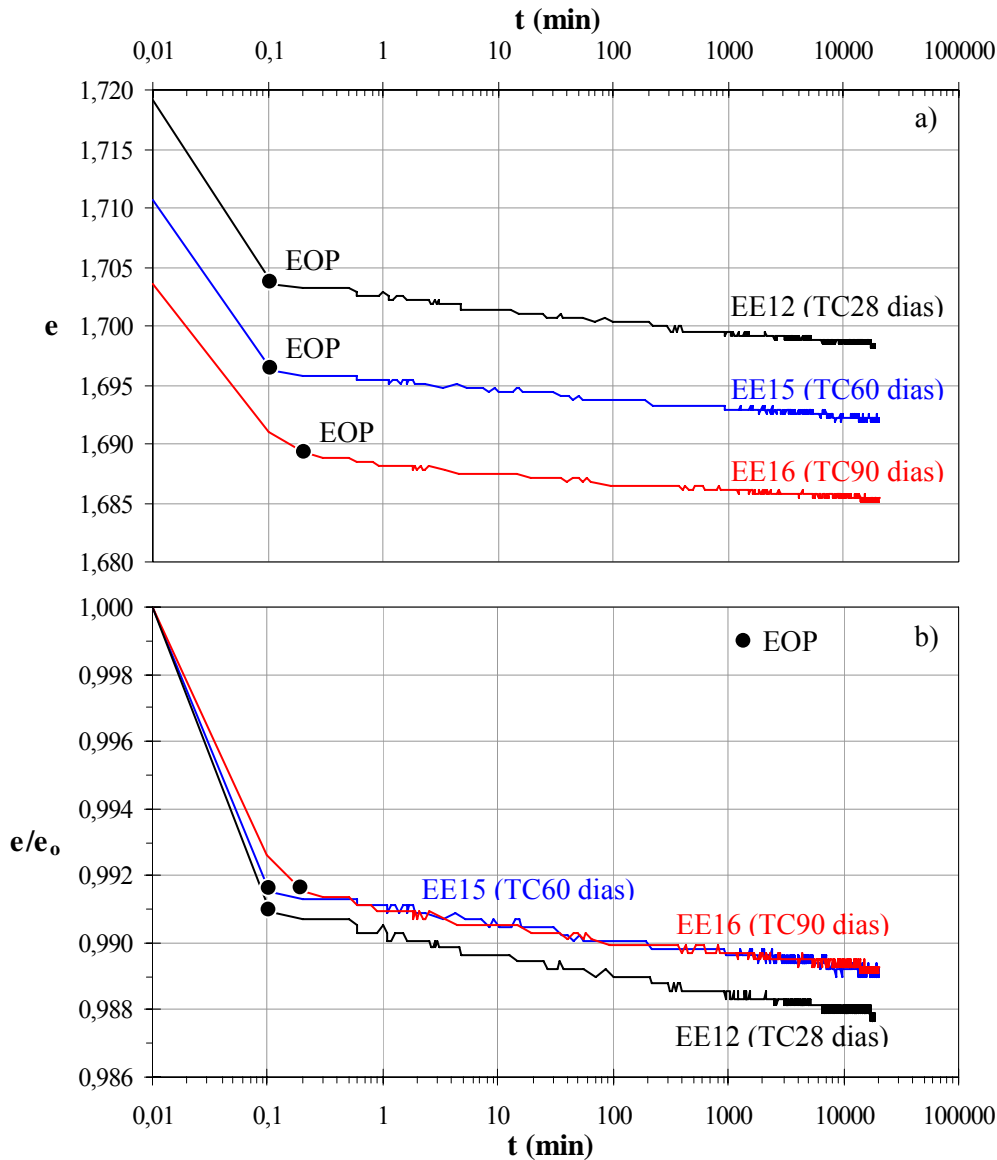


Figura 8.17 – Escalão de carga de fluência (448kPa) de ensaios edométricos realizados sobre amostras de solo estabilizado sujeitas a diferentes tempos de cura: a) curvas  $e$ -log $t$ ; b) curvas  $e/e_0$ -log $t$ .

### 8.3 – Permeabilidade do solo estabilizado

Não obstante os valores de permeabilidade do solo estabilizado indicados ao longo da secção 8.2, os mesmos devem ser interpretados com especial cuidado face às hipóteses consideradas na sua avaliação, as quais são susceptíveis de crítica. Enquanto que o modelo simplificado<sup>2</sup> considerado na caracterização da consolidação pré- $\sigma'_y$  (essencial à definição da consolidação primária) pode ser tomado por válido sem que daí decorram, à partida, erros maiores, já no que se refere à saturação das amostras, os erros cometidos poderão ser significativos uma vez que no ensaio edométrico não há garantia de saturação (quer por que

<sup>2</sup> decomposição em dois troços lineares do andamento das deformações no tempo correspondentes a um qualquer escalão de carga pré- $\sigma'_y$  (conforme secção 8.2.4).

não há aplicação de contrapressão, quer por que durante a estabilização existe “consumo” de água dos vazios). Conclui-se então que a caracterização da permeabilidade de um solo estabilizado não se deve basear no ensaio edométrico, servindo este apenas de indicação aquando da inexistência de melhor ensaio.

Assim sendo, a caracterização da permeabilidade do solo em estudo quando estabilizado é realizada a partir de ensaios na célula de Rowe. Seguidamente apresenta-se uma breve descrição do equipamento e do modo de preparação laboratorial de amostras, bem como uma sucinta descrição da técnica de ensaio. Por fim, apresentam-se e discutem-se os resultados obtidos.

### 8.3.1 – Célula de Rowe

A célula de Rowe foi inicialmente desenvolvida com o objectivo de eliminar a maioria das desvantagens associadas aos ensaios edométricos convencionais, essencialmente relacionadas com a não leitura das pressões intersticiais em solos de baixa permeabilidade (Head, 1985).

Na célula de Rowe, a aplicação de pressões verticais à amostra é realizada por meio de sistema hidráulico com controlo automático de pressão, podendo esta pressão ser aplicada através de placa rígida ou por meio de diafragma flexível. O sistema permite a utilização de amostras de maiores dimensões, podendo-se atingir grandes deformações. A sua principal vantagem reside na capacidade de controlar o volume de água percolado, conjugado com a medição e controlo das pressões intersticiais em diferentes pontos da amostra (topo; base ao centro; base a  $0,55R$  do centro, sendo  $R$  o raio da célula de Rowe; e na periferia). Desta forma é possível aplicar uma contrapressão à amostra, contribuindo decisivamente para a garantia de saturação. Combinando as diferentes condições de carregamento com os múltiplos caminhos de drenagem possíveis, podem-se realizar diversos ensaios, quer de consolidação, quer ensaios específicos para medição da permeabilidade (mais pormenores acerca dos diferentes tipos de ensaios podem ser encontrados em Head, 1985; e BS 1377:6, 1990).

Na Figura 8.18 apresenta-se um esquema simplificado da célula de Rowe na sua configuração clássica. Resumidamente, a célula de Rowe permite o controlo independente e automático da pressão vertical e da pressão intersticial no topo (designada usualmente por contrapressão), para além do controlo das pressões intersticiais em três outros pontos (base ao centro, base a  $0,55R$  do centro, e periferia). A medição destas pressões, assim como das deformações verticais e volumétricas da amostra, é efectuada por sistema automático de aquisição de leituras, constituído por transdutores de pressão e de deslocamento eléctricos, ligados a um computador através de um conversor de sinal analógico/digital (A/D). Os valores registados, em períodos de tempo estabelecidos, são convertidos em pressões, deslocamentos e variação volumétrica mediante a aplicação de calibrações prévias.

### 8.3.2 – Preparação de amostras

A preparação laboratorial de amostras de solo estabilizado para a célula de Rowe segue o procedimento base apresentado no Capítulo 6, com ligeiras adaptações. Em todos os ensaios procede-se à mistura do solo em estudo no estado natural com os ligantes CI42,5/E

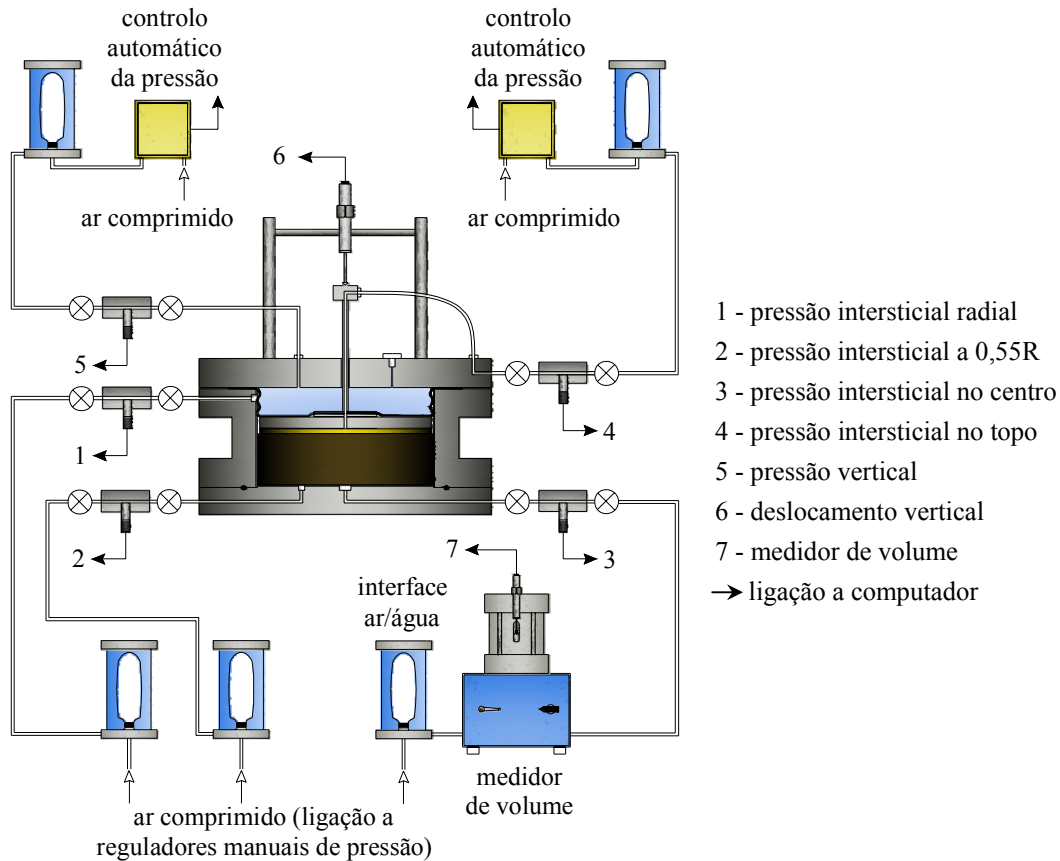


Figura 8.18 – Esquema simplificado da célula de Rowe na sua configuração clássica.

(na proporção 75/25 referida à massa seca dos ligantes), no estado seco e aplicados na dosagem de  $125\text{kg/m}^3$ . Após a realização da mistura mecânica na bateadeira-misturadora de grande capacidade (Figura 6.3), a massa é introduzida e compactada na célula de Rowe, Figura 8.19 (o equipamento disponível Laboratório de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra exibe um diâmetro interno de 151,4mm). A introdução da mistura foi realizada apenas por 1 camada, suficiente para a satisfação da relação altura da camada/diâmetro interno indicada no Capítulo 6. Durante a introdução da mistura na célula de Rowe, procede-se ao ajuste manual da mistura junto da superfície interna da célula de Rowe (de modo a se evitarem danos na superfície interna da célula de Rowe, não se aplica ligeira pressão por meio de garfo, nem tão pouco vibração por meio de varão de aço ligado a berbequim). Após compactação, o solo estabilizado em excesso é removido, rectificando-se cuidadosamente a face superior da amostra. No final do processo de preparação, as amostras apresentam um diâmetro de 151,4mm e uma altura próxima de 40mm.





Figura 8.19 – Preparação de amostra de solo estabilizado na célula de Rowe: a) vista superior da célula; b) introdução da mistura; c) compactação.

No caso particular das amostras preparadas para avaliar a permeabilidade horizontal, imediatamente após a introdução e compactação da mistura na célula de Rowe, procede-se à construção do dreno central. Para tal, começa-se por abrir um furo central, a toda a altura da amostra (Figura 8.20 a) e b)), com 12mm de diâmetro, operação auxiliada pela utilização de um mandril de palhetas (Figura 8.20 a)). Segue-se a inundação do furo pela base (por meio da ligação 3 do esquema da Figura 8.18). Procede-se então à construção do dreno central, tendo sido utilizada uma areia média uniforme (constituída por partículas de dimensão  $< 2\text{mm}$  e  $> 0,85\text{mm}$ ). Esta areia foi obtida por peneiração de uma areia de rio, seguida de lavagem e fervura em água para eliminação de bolhas de ar. O dreno de areia é construído da base para o topo (Figura 8.20 c) e d)), deixando a areia, na condição saturada, cair por acção da gravidade de uma altura aproximada de 10mm, conferindo à areia uma compacidade solta (Head, 1985).

Por último, refira-se que na preparação laboratorial de amostras de solo estabilizado na célula de Rowe, foram respeitados os diversos procedimentos de calibração, saturação e montagem específicos ao equipamento (detalhadamente descritos em Head, 1985; e BS1377:6, 1990).

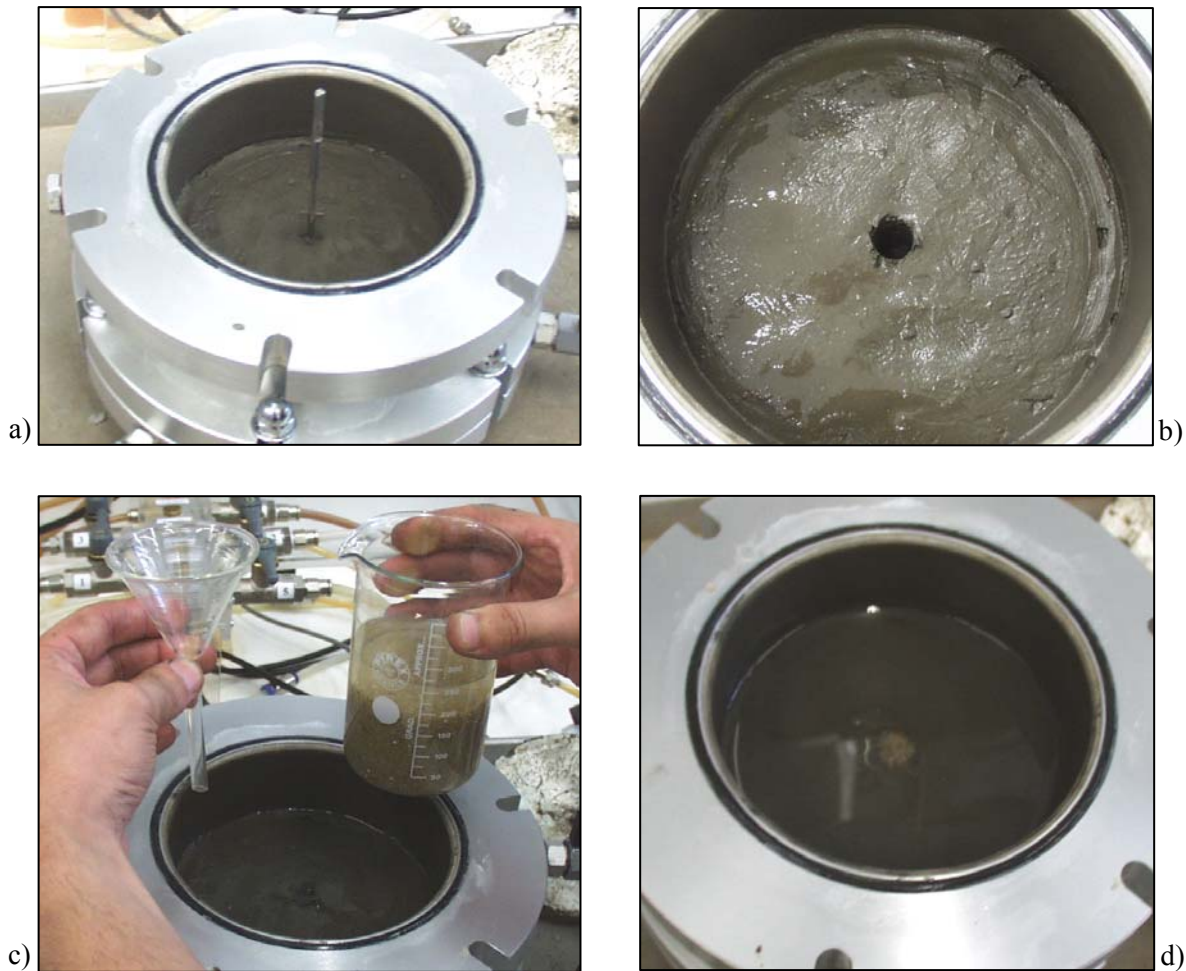


Figura 8.20 – Construção do dreno central em areia: a) abertura do furo; b) pormenor da face superior da amostra com o furo aberto; c) procedimento intermédio; d) pormenor final.

### 8.3.3 – Técnica de ensaio

Tendo por objectivo a caracterização da permeabilidade do solo estabilizado, quer na direcção vertical, quer na horizontal (investigando a existência de anisotropia de permeabilidade), foram realizados 4 ensaios na célula de Rowe, dois segundo cada uma das direcções em estudo. Os ensaios foram conduzidos obedecendo aos procedimentos laboratoriais habitualmente seguidos neste tipo de ensaios, e descritos em Head (1985) e na norma BS 1377:6 (1990). A técnica adoptada na realização dos ensaios compreende, de forma genérica, uma série de fases, das quais se apresenta de seguida uma breve descrição.

Após a montagem da amostra na célula de Rowe, aplica-se sobre a amostra uma placa rígida, a qual garante a uniformização de tensões e deformações na amostra. Seguidamente procede-se ao fecho da célula tendo o cuidado de assegurar o ajuste perfeito do diafragma flexível, assim como a saturação de todas as linhas de pressão da célula de Rowe. Inicia-se então a fase de cura que, para o caso particular dos ensaios em estudo, se realiza sob tensão efectiva vertical de 24kPa. A imposição desta tensão efectiva vertical à amostra é

materializada mediante a aplicação de um pequeno valor de pressão vertical (50kPa), conjugado com um valor 24kPa inferior na pressão intersticial da amostra (esta última é controlada através de ligações existentes no topo e na base ao centro, no caso de ensaios para medição da permeabilidade vertical, enquanto que para a permeabilidade horizontal, tal é assegurado através das ligações na periferia e na base ao centro). Estas pressões são aumentadas a uma velocidade de 20kPa/h até se atingir o valor de 200kPa na pressão intersticial (o valor desta pressão, em geral designada por contrapressão, garante, em princípio, a dissolução do ar restante existente no sistema, assegurando a saturação da amostra, Head, 1985).

Concluída a fase de cura (28 dias), inicia-se o ensaio de permeabilidade propriamente dito. Sabendo que o índice de vazios, e por conseguinte, a permeabilidade varia com a tensão efectiva, procede-se à medição da permeabilidade para diversos níveis de tensão efectiva (24, 48, 100, 200 e 400kPa). Para cada nível de tensão efectiva, impõe-se uma diferença de carga hidráulica entre a entrada e saída de água igual a 1m, medindo-se o volume de água percolado ao longo de 24h. No caso do ensaio para medição da permeabilidade vertical, optou-se pela percolação descendente (Figura 8.21 a)), enquanto que no ensaio respeitante à permeabilidade horizontal, impôs-se uma percolação radial a partir do centro (Figura 8.21 b)).

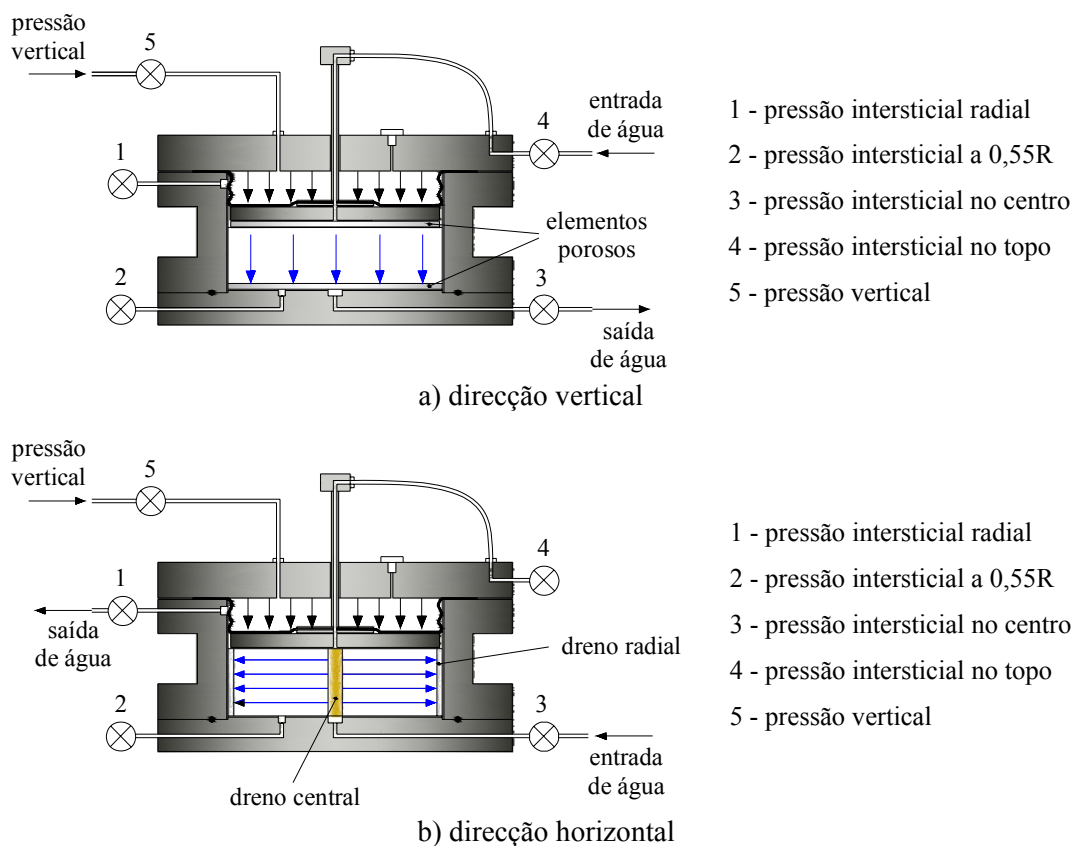


Figura 8.21 – Ensaio para medição da permeabilidade na célula de Rowe.

Não foi possível aplicar maiores níveis de tensões efectivas à amostra, dadas as flutuações ocorridas no sistema de ar comprimido para pressões acima dos 600kPa. No

entanto, as tensões efectivas consideradas são representativas das tensões de serviço para a situação da construção de um aterro de grandes dimensões em planta sobre o solo mole do Baixo Mondego, reforçado por colunas de *deep mixing* com 0,8m de diâmetro e espaçadas 1,5m segundo malha quadrangular. Relativamente ao valor da perda de carga hidráulica adoptada (1m de coluna de água), este foi definido (em ensaio teste) tal que seja razoável o volume de água percolado através da amostra, seguindo a recomendação de Head (1985). No cálculo da permeabilidade desprezam-se as perdas de carga hidráulica ocorridas nos transdutores de pressão, válvulas e elementos porosos (drenos), uma vez que o volume de água percolado é consideravelmente inferior ao valor a partir do qual (200ml/dia) estas passam a ser significativas (Head, 1985).

Concluído o ensaio de permeabilidade na célula de Rowe, procedeu-se à descida controlada das tensões e à remoção da amostra, medindo-se o teor em água final e a densidade das partículas sólidas da amostra.

Todos os ensaios foram conduzidos em sala climatizada, com temperatura de  $20\pm 2^\circ\text{C}$  e humidade relativa do ar de  $50\pm 10\%$ .

### 8.3.4 – Ensaio de permeabilidade na célula de Rowe

Nesta secção descrevem-se e analisam-se em detalhe os ensaios realizados na célula de Rowe, com o fim último de caracterizar a permeabilidade, vertical e horizontal, de amostras de solo estabilizado preparadas em laboratório. Dos 4 ensaios efectuados, dois constituem-se apenas como ensaios teste, não sendo aqui apresentados os seus resultados.

Os resultados dos ensaios para medição da permeabilidade na célula de Rowe encontram-se resumidos no Quadro 8.7 e na Figura 8.22, encontrando-se a permeabilidade caracterizada pelo respectivo coeficiente de permeabilidade, dado pelas expressões:

$$k_v = \frac{V}{A \times i \times t} \quad (8.2)$$

$$k_h = 0,26 \times \frac{Q}{h \times \Delta H \times \gamma_w} \times \ln\left(\frac{D}{d}\right) \quad (\text{Head, 1985; BS 1377:6, 1990}) \quad (8.3)$$

onde, V é o volume de água percolado no tempo t, A é a área da secção transversal da amostra, i representa o gradiente hidráulico (igual à perda de carga hidráulica por unidade de comprimento), Q é o caudal percolado, h é a altura da amostra,  $\Delta H$  é a perda de carga hidráulica,  $\gamma_w$  representa o peso volúmico da água, D o diâmetro da amostra e, d o diâmetro do dreno central.

Analisando as variações do índice de vazios com a tensão efectiva para os dois ensaios, verifica-se que inicialmente estas não são equivalentes, sendo maior a variação do índice de vazios no ensaio CR4 (correspondente à medição da permeabilidade segundo a direcção horizontal). Tal facto pode encontrar justificação em eventuais ajustes ocorridos nos estágios iniciais do carregamento no ensaio CR4 (motivados pela construção do dreno de areia).

Quadro 8.7 – Caracterização da permeabilidade do solo estabilizado através de ensaios na célula de Rowe (mistura do solo em estudo ( $w_o = 80,87\%$ ) com CI42,5/E (75/25) no estado seco,  $D = 125\text{kg/m}^3$ ,  $TC = 28$  dias;  $PC = 24\text{kPa}$ ).

Ensaio <sup>(1)</sup>	$e_o$ <sup>(2)</sup> (-)	$\sigma'_v$ (kPa)					Observações
		24	48	100	200	400	
<b>direcção vertical</b>		$k_v$ ( $\times 10^{-11}$ m/s)					
CR1	-	-	-	-	-	-	TESTE
CR2	1,743	5,226	5,062	4,971	4,860	4,703	-
<b>direcção horizontal</b>		$k_h$ ( $\times 10^{-11}$ m/s)					
CR3	-	-	-	-	-	-	TESTE
CR4	1,742	9,330	8,701	7,649	7,500	6,074	-

(1) – o ensaio é identificado pelas letras CR, de célula de Rowe, seguidas do n.º do ensaio;

(2) – correspondente ao fim do período de cura.

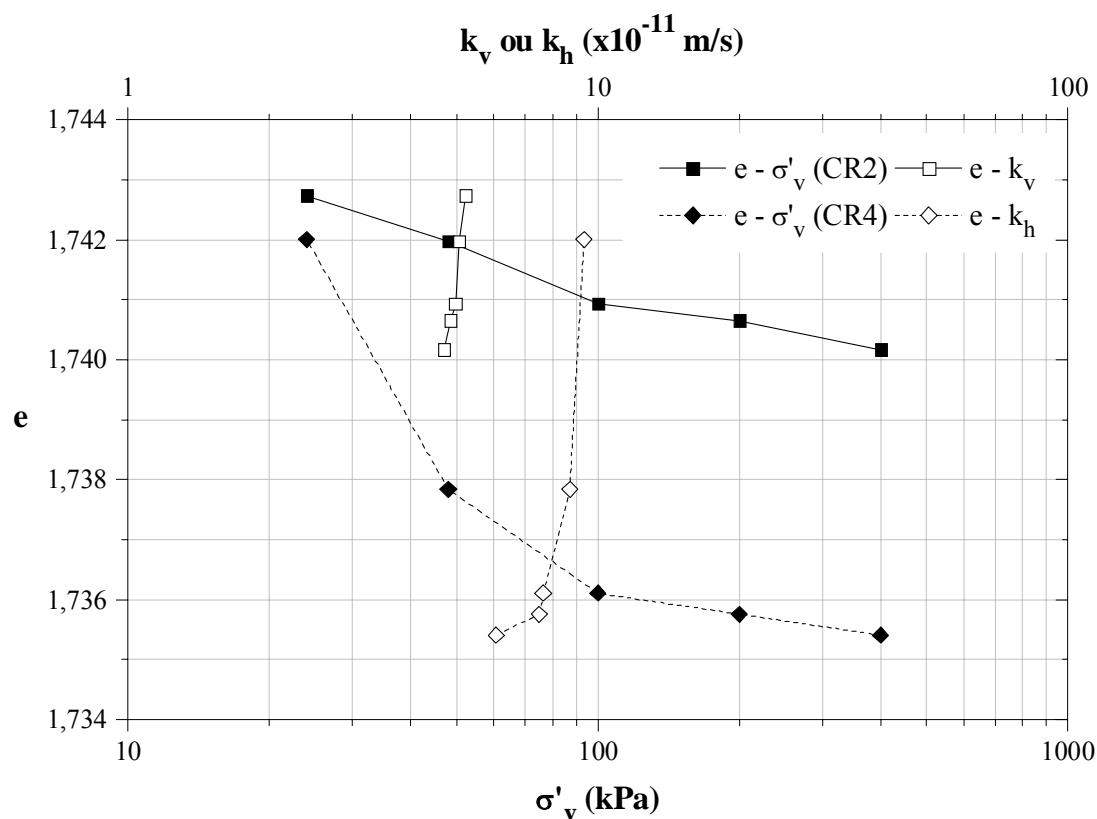


Figura 8.22 – Relação do índice de vazios com o logaritmo da tensão efectiva e com o logaritmo do coeficiente de permeabilidade, obtida a partir de ensaios de permeabilidade na célula de Rowe.

Observe-se que a compressibilidade medida através do índice de recompressibilidade,  $C_r$ , é agora cerca de uma ordem de grandeza inferior à avaliada no ensaio edométrico equivalente (EE2, Quadro 8.1). Este facto demonstra claramente que as amostras edométricas não se encontram numa condição de plena saturação. No entanto, é convicção do autor que a compressibilidade do solo estabilizado em campo estará mais próxima da obtida pelo ensaio edométrico, uma vez que a aplicação da técnica de *deep mixing* por via seca pressupõe a injeção de ar no solo, o que contribui para o aumento da sua compressibilidade.

Centrando a análise no coeficiente de permeabilidade, verifica-se que, independentemente da direcção em estudo, a permeabilidade decresce com o aumento da tensão efectiva, consequência directa da redução do índice de vazios. Em termos de permeabilidade vertical, verifica-se que esta varia quase linearmente com o índice de vazios, sendo traduzida por relação relativamente baixa ( $\Delta e/\Delta \log(k_v) \approx 0,06$ ) quando comparada com a do solo não estabilizado (secção 4.7.3), fruto da elevada rigidez do solo estabilizado.

Para os níveis de tensões analisados, o coeficiente de permeabilidade apresenta reduzida variação com a tensão efectiva, sendo para ambos os casos da ordem de  $10^{-11}$  m/s. Não se verifica a existência expressiva de anisotropia de permeabilidade (Figura 8.23), consequência directa de se estar na presença de amostras remexidas preparadas em laboratório (pode-se considerar que a relação  $k_h/k_v \approx 1,6$  é característica de solos essencialmente homogéneos, com leve macrofábrica, Jamiolkowski *et al.*, 1985). No entanto, verifica-se que a permeabilidade horizontal é ligeiramente superior à permeabilidade vertical para igual nível de tensão efectiva, reflectindo a influência da compactação da amostra durante a sua preparação e, a aplicação da pressão vertical durante a cura, as quais parecem ter contribuído para alguma orientação preferencial das partículas mais finas do solo (da dimensão argila).

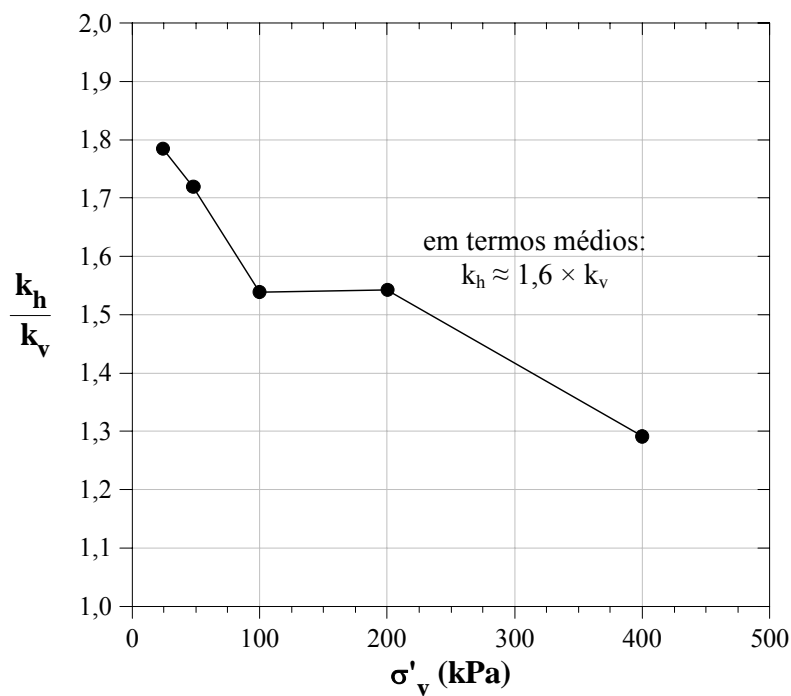


Figura 8.23 – Relação entre os coeficientes de permeabilidade vertical e horizontal.

Comparando a permeabilidade agora avaliada com a do solo não estabilizado (Quadro 4.10 e Figuras 4.19 e 4.20; Quadro 3.2 e Figura 3.7), constata-se que a permeabilidade do solo estabilizado é, pelo menos, duas ordens de grandeza inferior à do solo não estabilizado, reflectindo as alterações estruturais ocorridas no solo estabilizado (relacionadas com o índice de vazios).

Comparando os valores do coeficiente de permeabilidade vertical obtidos pelo ensaio na célula de Rowe (ensaio CR2) com os valores avaliados indirectamente a partir do ensaio edométrico EE2 (Quadro 8.2), conclui-se que, no geral, a permeabilidade decresce uma ordem de grandeza aquando da garantia de plena saturação da amostra (o que ocorre apenas para o ensaio realizado na célula de Rowe). À partida esta conclusão pareça errónea, uma vez que, para igual índice de vazios, à amostra não saturada deveria corresponder uma menor permeabilidade. Contudo, e conforme anteriormente referido, deve ser tido em consideração que na previsão do coeficiente de permeabilidade do solo estabilizado a partir do ensaio edométrico (EE2) se admitiram várias hipóteses, susceptíveis de condicionar os resultados. Uma das hipóteses relaciona-se com o modelo simplificado considerado na caracterização da consolidação pré- $\sigma'_y$  (essencial à definição da consolidação primária), o qual pode conduzir a valores de coeficiente de consolidação errados. Uma das outras origens de incerteza advém do facto de se ter considerado que a amostra edométrica se encontra saturada, facto que se sabe não corresponder à realidade. Assim sendo, é de esperar que o coeficiente de permeabilidade estimado a partir do ensaio edométrico, por aplicação da teoria de consolidação unidimensional de Terzaghi, possa apresentar erros significativos de avaliação.

#### 8.4 – Principais conclusões do Capítulo 8

O estudo conduzido ao longo do capítulo permite concluir que, a tensão de cedência e a compressibilidade pré- $\sigma'_y$  são fortemente dependentes das ligações cimentícias estabelecidas entre as partículas sólidas, as quais conferem ao solo estabilizado um comportamento pré- $\sigma'_y$  caracterizado por reduzida compressibilidade e elevada resistência e rigidez. Quanto ao comportamento pós- $\sigma'_y$ , este é caracterizado por elevada compressibilidade, superior à do solo não estabilizado, contudo este comportamento apenas se manifesta para tensões efectivas elevadas, em geral, superiores às tensões de serviço impostas pelas obras geotécnicas.

Conclui-se também que as características de compressibilidade do solo estabilizado, associadas quer à consolidação primária, quer secundária, melhoram com o aumento da dosagem, com a redução do teor em água, com o aumento da pressão vertical na cura e, com o aumento do tempo de cura. Este comportamento é consequência do desenvolvimento das ligações cimentícias em maior número e de forma mais densa, as quais originam uma estrutura sólida caracterizada por um menor índice de vazios inicial (correspondente ao fim do período de cura), maior resistência e rigidez.

Relativamente à permeabilidade do solo estabilizado, verifica-se que, independentemente da direcção em estudo (vertical ou horizontal), a permeabilidade reflecte o índice de vazios do solo estabilizado, sendo caracterizada por coeficientes de permeabilidade na ordem dos  $10^{-11}$  m/s.

Do exposto conclui-se que o índice de vazios inicial (correspondente ao fim do período de cura) se apresenta como um parâmetro fundamental na análise da compressibilidade e permeabilidade do solo estabilizado, em perfeita concordância com os estudos de Lorenzo e Bergado (2004 e 2006).



# COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO-RESISTÊNCIA AO CORTE DO SOLO ESTABILIZADO

## 9.1 – Introdução

A caracterização mecânica do solo mole do Baixo Mondego estabilizado pela técnica de *deep mixing*, compreende investigações acerca do seu comportamento tensão-deformação-resistência ao corte. A estabilização do solo (no caso particular, artificialmente induzida pela mistura do solo com ligantes) dá origem a um novo material, caracterizado por nova fábrica e ligações cimentícias entre as partículas sólidas, de comportamento mecânico diferente do solo natural (não estabilizado). De facto, as ligações cimentícias estabelecidas entre as partículas sólidas, responsáveis pelo incremento da resistência e da rigidez da matriz sólida, alteram sobremaneira a resposta do solo estabilizado quando solicitado ao corte, quer ao nível da evolução da tensão de desvio e geração de excessos de pressão intersticial com a deformação por corte, quer ao nível da trajectória de tensões (Clough *et al.*, 1981; Tatsuoka e Kobayashi, 1983; Balasubramaniam e Buensucesso, 1989; Leroueil e Vaughan, 1990; Coop e Atkinson, 1993; Prietto *et al.*, 1997; Uddin *et al.*, 1997; Yu *et al.*, 1997; Cuccovillo e Coop, 1999; Consoli *et al.*, 2000; Kasama *et al.*, 2000; Porbaha *et al.*, 2000; Horpibulsuk, 2001; Horpibulsuk e Miura, 2001; Rotta *et al.*, 2003; Horpibulsuk *et al.*, 2004; Horpibulsuk *et al.*, 2005; Åhnberg, 2006; Lorenzo e Bergado, 2006; Åhnberg, 2007; entre outros).

Tal como o referido nos Capítulos 2, 7 e 8, o comportamento mecânico de um solo estabilizado depende de uma vasta série de parâmetros, aos quais acresce, aquando do estudo das características tensão-deformação-resistência ao corte, a pressão de confinamento actuante nos ensaios triaxiais (Coop e Atkinson, 1993; Uddin *et al.*, 1997; Cuccovillo e Coop, 1999; Horpibulsuk, 2001; Horpibulsuk e Miura, 2001; Horpibulsuk *et al.*, 2004; Horpibulsuk *et al.*, 2005; Åhnberg, 2006; Lorenzo e Bergado, 2006; Åhnberg, 2007). De facto, para tensões de confinamento inferiores à tensão de cedência (avaliada em ensaios edométricos), o

comportamento até à rotura é essencialmente controlado pelas ligações cimentícias entre as partículas sólidas, sendo a resposta às solicitações de corte típica de um solo sobreconsolidado. Contudo, quando a tensão de confinamento excede a tensão de cedência, produzem-se alterações na fábrica do solo estabilizado as quais conduzem à aproximação das partículas, induzindo a rotura para maiores níveis de tensão (o comportamento pré-rotura continua a estar dependente das ligações cimentícias entre as partículas sólidas, mas é agora igualmente condicionado pelas alterações ocorridas na fábrica). Neste caso, o comportamento ao corte do solo estabilizado é típico de um solo normalmente consolidado. Em qualquer dos casos, o comportamento pós-rotura é caracterizado pela quebra das ligações cimentícias entre as partículas sólidas, sendo o comportamento do solo estabilizado essencialmente controlado pela componente atrítica (no entanto, as características de resistência ao corte ao nível das grandes deformações são ligeiramente superiores às do solo não estabilizado, facto explicado pelas alterações ocorridas ao nível da granulometria “aparente” do solo estabilizado, a qual é mais grosseira fruto das ligações cimentícias estabelecidas entre as partículas sólidas).

Com o objectivo de estudar o comportamento tensão-deformação-resistência ao corte do solo mole do Baixo Mondego quando estabilizado pela mistura óptima identificada no Capítulo 7 (cimento Portland I 42,5R e escória granulada de alto forno, na proporção 75/25 referida à massa seca dos ligantes), preparou-se um vasto programa de ensaios triaxiais, onde se incluem a realização de ensaios triaxiais de fluência com o propósito de caracterizar a evolução das deformações no tempo (no que à componente de viatória diz respeito, conforme secção 5.5).

O presente capítulo encontra-se dividido em três grandes secções. Na primeira apresenta-se uma descrição dos vários ensaios realizados, focando os aspectos relacionados com a técnica de ensaio e os procedimentos laboratoriais adoptados com o intuito de minimizar ou eliminar os erros capazes de afectar ou condicionar os resultados. A segunda das secções reporta-se à apresentação e discussão dos principais resultados obtidos nos ensaios triaxiais convencionais, recorrendo-se a uma grande diversidade de parâmetros capazes de descrever o comportamento do solo estabilizado. Por fim, analisa-se o comportamento do solo estabilizado quando sujeito a fluência drenada.

## **9.2 – Descrição dos ensaios**

### **9.2.1 – Preparação de amostras**

O estudo do comportamento tensão-deformação-resistência ao corte do solo estabilizado foi realizado mediante o recurso a ensaios triaxiais, conduzidos sobre amostras de 76mm de altura e 37mm de diâmetro (compatíveis com as especificidades das células de caminhos de tensões disponíveis no Laboratório de Geotecnia do DEC-UC).

As amostras de solo estabilizado foram preparadas em laboratório seguindo o procedimento base apresentado no Capítulo 6 (secção 6.3.4.5), tendo aguardado em cura sob a pressão vertical de 24kPa. Após o período de cura especificado, procedeu-se à remoção da amostra do interior do molde em PVC, tarefa auxiliada por extractor hidráulico. Imediatamente de seguida, molda-se mediante corte a amostra com 76mm de altura. O corte é executado manualmente por serra de aço, auxiliado por molde em aço bi-partido o qual serve de guia, garantindo-se deste modo a existência de duas faces planas e perpendiculares ao seu eixo longitudinal (conforme condição apresentada na secção 5.2.2). Quando requerido, os topos da amostra são rectificadas por meio de espátula. Durante a fase de remoção e corte das amostras, especiais cuidados foram tidos de modo a minimizar a sua perturbação, assegurando-se deste modo a conservação da estrutura, homogeneidade e reprodutibilidade das amostras. Cada amostra é submetida a pesagem e à avaliação do teor em água a partir das partes remanescentes de cada provete (estes parâmetros servem não apenas para caracterizar o estado inicial da amostra concluído o período de cura, mas igualmente para aferir a reprodutibilidade das amostras).

### 9.2.2 – Técnica de ensaio

Os 38 ensaios triaxiais realizados sobre amostras de solo estabilizado foram conduzidos obedecendo aos procedimentos laboratoriais habitualmente seguidos neste tipo de ensaios e, descritos na norma BS 1377:8 (1990), e Head (1985). A técnica adoptada segue no essencial o descrito no Capítulo 5 (secção 5.2.3), a menos de ligeiras alterações seguidamente apresentadas.

A fase de saturação iniciou-se com a aplicação de um pequeno valor de pressão na célula (50kPa) e um valor ligeiramente inferior (40kPa) na pressão intersticial da amostra (através de ligações existentes com a base e o topo da amostra). Aguardou-se por um período de cerca de 1h e procedeu-se à medição do parâmetro B de Skempton, o qual exhibe um valor de 0,28 (confirmando que as amostras não se encontram no estado saturado após o período de cura, apesar de a cura ocorrer com as amostras imersas em tanque cheio com água; tal como anteriormente referido, este facto é explicado em parte pelo “consumo” de água nas reacções cimentícias). Decidiu-se então aumentar a pressão na célula e a pressão intersticial a uma velocidade de 20kPa/h até se atingir o valor de 200kPa na pressão intersticial (o valor desta pressão, em geral designada por contrapressão, garante, em princípio, a dissolução do ar restante existente no sistema, Head, 1985). Procedeu-se então a nova medição do parâmetro B de Skempton, o qual continua a indicar que a amostra não se encontra saturada ( $B = 0,67$ ). Aumentou-se então a contrapressão, inicialmente para 300 ( $B = 0,78$ ), depois 400 ( $B = 0,92$ ), e finalmente para 450kPa ( $B = 0,96$ ), excedendo-se neste último caso o valor mínimo (0,95) a partir do qual se assume que as amostras se encontram saturadas. Convém referir que neste ensaio prévio, a fase de saturação se estendeu por 4 dias. Um último comentário impõe-se

sobre a magnitude (450kPa) da contrapressão aplicada para garantir a saturação da amostra (valores de 400kPa são referidos em Åhnberg, 2004). À partida, o seu elevado valor (450kPa) não interfere com os resultados dos ensaios triaxiais (Head, 1985; Åhnberg, 2004; Åhnberg, 2006), sendo apenas limitativa quanto ao nível de tensões efectivas horizontais possíveis de aplicar às amostras (relacionada com a capacidade de pressão da câmara triaxial e com a máxima pressão do sistema de ar comprimido).

Na fase de consolidação, aplicou-se às amostras estados de tensão efectiva isotrópicos e anisotrópicos. Os estados de tensão efectiva finais de consolidação foram condicionados pelo elevado valor de contrapressão aplicado (450kPa), conjugado com a máxima pressão do sistema de ar comprimido, o qual não permite a aplicação de pressões estáveis acima dos 600kPa (assim sendo, a tensão de confinamento máxima aplicada às amostras é de 150kPa, valor este perfeitamente compatível com as tensões efectivas horizontais existentes no depósito de solos moles do Baixo Mondego). Após se atingir o estado de tensão efectivo requerido, deixou-se dissipar os acréscimos de pressão intersticial, o que ocorreu nos primeiros instantes dada a elevada rigidez apresentada pelas amostras, não obstante o facto de a permeabilidade ser bastante reduzida (Capítulo 8).

Dois ensaios foram realizados com o intuito de avaliar o coeficiente de impulso em repouso do solo estabilizado,  $K_0$ , impondo a condição de deformação radial nula. Devido à elevada rigidez das amostras, o controlo destes ensaios deveria ser idealmente efectuado a partir da medição interna das deformações axiais e radiais. Contudo, os dispositivos de medição interna das deformações encontravam-se inoperacionais, pelo que se recorreu ao controlo indirecto da deformação radial, calculada com base nas deformações axial e volumétrica (a tolerância considerada para a deformação radial foi de 0,05%). O procedimento adoptado mostrou-se de todo inadequado, facto explicado pela elevada rigidez das amostras. Não sendo possível determinar experimentalmente o coeficiente de impulso em repouso, procurou-se na bibliografia uma orientação para o estabelecimento do mesmo, de modo a permitir a realização de ensaios com consolidação anisotrópica. Em estudos conduzidos por Åhnberg (2006 e 2007), a autora caracteriza dois solos argilosos suecos (argila de Linköping e de Löftabro) estabilizados com cimento Portland e cal viva, aplicados isoladamente ou em conjunto em dosagens compreendidas entre os 50 e os 200kg/m<sup>3</sup>, através de um  $K_0$  igual a 0,8, baseando a escolha na experiência empírica obtida a partir de medições em campo. No estudo realizado por Horpibulsuk *et al.* (2010) sobre a argila de Ariake estabilizada com cimento Portland, aplicado com teores em ligante compreendidos entre os 2 e os 12%, os autores assumem para  $K_0$  o valor de 0,5 sem justificarem a origem do referido valor. Face à ausência de efectivo estudo sobre a avaliação do coeficiente de impulso em repouso de um solo estabilizado, considerou-se para efeitos do presente trabalho que o valor de  $K_0$  é igual ao do solo natural (0,4 de acordo com os Capítulos 3 e 5). De facto, em campo, o estado de tensão efectivo de uma coluna de *deep mixing* encontra-se dependente da pressão de confinamento imposta pelo solo envolvente, pressão essa igual à tensão efectiva horizontal

do solo mole do Baixo Mondego. Desta forma, nos ensaios de consolidação anisotrópica, seguiu-se uma trajectória de tensões correspondente à linha  $K_0 = 0,4$ .

Atendendo às considerações acima apresentadas, foi decidido aplicar a todas as amostras uma contrapressão de 450kPa, garantindo-se a sua saturação ao fim de 2 dias (para acelerar a mesma, foi decidido envolver as amostras com drenos laterais de papel de filtro), seguindo-se a consolidação da amostra por mais 2 dias (este tempo embora excessivo, é justificado com a preocupação acrescida de dissolver eficazmente as bolhas de ar aprisionadas nos poros da amostra, Head, 1985, incrementando-se desta forma o parâmetro B de Skempton, o qual apresentava valores muito próximos de 0,95 no final da fase de saturação).

O corte das amostras foi realizado seguindo trajectórias de compressão, sob condições não drenadas e com deformação controlada. A trajectória de tensões seguida no corte das amostras é do tipo compressão (aumento da pressão no pistão, axial, mantendo-se constante a pressão da célula, radial), uma vez não ter sido possível aplicar trajectórias de extensão (várias tentativas foram realizadas com corte em extensão, mas todas conduziram ao insucesso devido a dois erros: as pressões intersticiais desciam a valores negativos, não sendo a partir desse momento realistas os valores medidos no transdutor de pressão intersticial; a placa de topo descolava da amostra, Figura 9.1, afectando a leitura da pressão axial). Optou-se pela não realização de ensaios triaxiais drenados uma vez que as características de resistência, em termos de tensões efectivas, são as mesmas independentemente da condição de drenagem, não obstante o facto de nos ensaios drenados a rotura ocorrer, em geral, para maiores níveis de tensões e deformações. Apesar do agora referido, foi realizado um ensaio triaxial drenado com o objectivo final de auxiliar a interpretação de resultados dos ensaios triaxiais de fluência. Relativamente à velocidade de deformação axial imposta durante o corte, foram adoptados os valores de 1%/h (0,012(6)mm/min) e 0,2%/h (0,0025mm/min), respectivamente para as

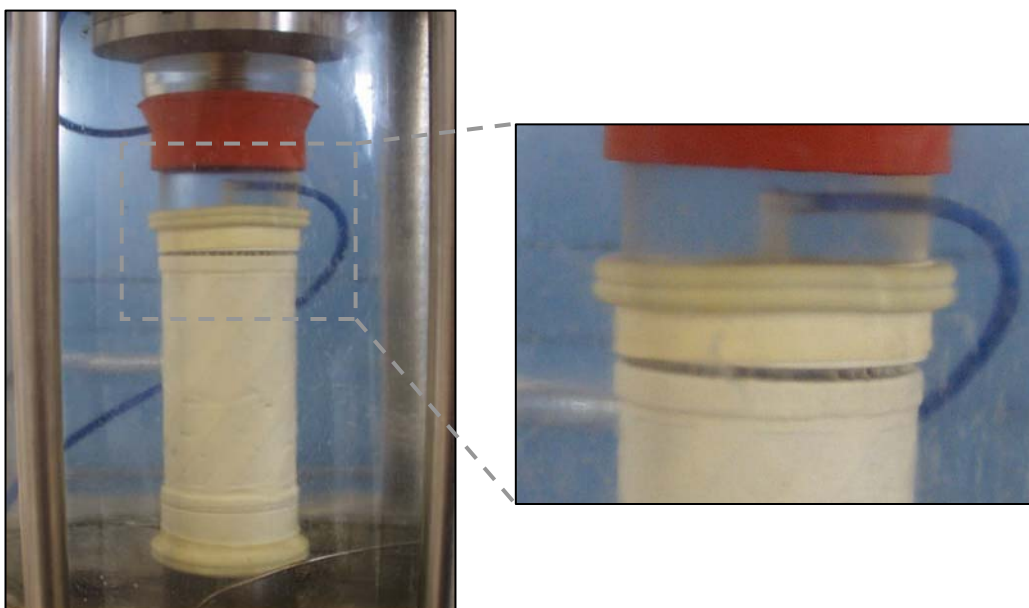


Figura 9.1 – Ensaio triaxial com corte em extensão – pormenor do descolar da placa de topo.

condições não drenada e drenada. Os valores adoptados são compatíveis com as condições de ensaio, encontrando-se perfeitamente enquadrados na bibliografia respeitante a solos estabilizados similares ao em estudo (Horpibulsuk, 2001; Horpibulsuk *et al.*, 2004 e 2005; Åhnberg, 2004, 2006 e 2007). A fase de corte cessava ao se atingir, em geral, uma deformação axial de 20%. Uma vez concluído o ensaio triaxial, procedeu-se à descida controlada das tensões e à remoção da amostra da câmara triaxial, medindo-se o teor em água final da amostra e a densidade das partículas sólidas.

Alguns dos ensaios triaxiais tiveram por objectivo o estudo da fluência drenada do solo estabilizado sob uma tensão de desvio específica (definida para um dado nível de tensão de desvio,  $\bar{D}$ , conforme definição apresentada no Capítulo 5). Tal como no estudo do solo não estabilizado (Capítulo 5), também no caso do solo estabilizado o estudo da fluência é realizado sob condições drenadas, uma vez que esta é a condição que mais se aproxima da situação de campo (do Capítulo 8 sabe-se que o solo estabilizado apresenta rigidez muito superior à do solo base, pelo que, no caso da construção de um aterro sobre o depósito de solos moles do Baixo Mondego reforçado com colunas de *deep mixing*, por efeito de arco, quase toda a carga associada ao aterro será transmitida às colunas, Pinheiro, 2009; Venda Oliveira *et al.*, 2011). A técnica respeitante à fase de fluência drenada segue o descrito no Capítulo 5 (secção 5.2.3). Uma vez concluída esta fase (a qual tem a duração de 7 dias), procede-se ao corte final da amostra sob condição não drenada.

Todos os ensaios foram conduzidos em sala climatizada, com temperatura de  $20\pm 2^\circ\text{C}$  e humidade relativa do ar de  $55\pm 5\%$ .

### 9.2.3 – Identificação dos ensaios

Dos 38 ensaios triaxiais realizados sobre amostras de solo estabilizado, 16 correspondem a ensaios onde por razões diversas se obtiveram insucessos (aqui incluem-se os ensaios em extensão e os ensaios para avaliação de  $K_0$ , entre outros insucessos), não se apresentando os resultados respeitantes a estes ensaios. Dos restantes 22 ensaios válidos, 13 correspondem a ensaios triaxiais convencionais e, 9 a ensaios triaxiais de fluência drenada executados para um dado nível da tensão de desvio,  $\bar{D}$ . Os Quadros 9.1 e 9.2 apresentam uma descrição dos ensaios triaxiais, adoptando-se para designação dos mesmos a nomenclatura constituída pelas letras TE, correspondentes às iniciais de triaxial estabilizado, seguidas do número 1 a 22.

Dos 13 ensaios triaxiais convencionais (Quadro 9.1), 2 destes constituíram-se como ensaios testes, enquanto que 2 outros ensaios serviram para definir o valor da contrapressão a aplicar, não se apresentando os resultados respeitantes a estes 4 ensaios. Dos ensaios válidos (9 no total), 5 foram realizados com consolidação isotrópica e corte não drenado em compressão, CIUC (correspondentes a amostras com diferentes períodos de cura: 3 ensaios com 28 dias de cura, 1 com 60 dias de cura e, outro com 90 dias de cura), 3 ensaios foram

executados sob consolidação anisotrópica ( $K_0 = 0,4$ ) e corte não drenado em compressão,  $CK_0UC$  (amostras com 28 dias de cura), e, um ensaio foi realizado com consolidação isotrópica e corte drenado em compressão,  $CIDC$  (amostra com 28 dias de cura).

Relativamente aos 9 ensaios de fluência (Quadro 9.2), 1 dos ensaios constitui-se como teste, não sendo, uma vez mais, apresentados os resultados referentes a este ensaio. Os ensaios de fluência válidos foram executados sob amostras com diferentes períodos de cura: 3 ensaios com 28 dias de cura ( $28-\bar{D}$ ), 3 com 60 dias de cura ( $60-\bar{D}$ ) e, 2 com 90 dias de cura ( $90-\bar{D}$ ).

Quadro 9.1 – Descrição dos ensaios triaxiais convencionais realizados sobre amostras de solo estabilizado (corte em compressão com aumento da tensão média).

Ensaio Triaxial <sup>(1)</sup>		tempo de cura (dias)	Consolidação		Observações
N.º	tipo		$\sigma'_v$ (kPa)	$K_0$	
TE1	-	28	-	-	CONTRAPRESSÃO
TE2	-				
TE3	CIUC	18	50	1	TESTE
TE4		28			
TE5	CIUC	28	50	1	-
TE6			100		
TE7			150		
TE8	CK <sub>0</sub> UC	28	50	0,4	-
TE9			100		
TE10			150		
TE11	CIUC	60	50	1	-
TE12	CIUC	90	50	1	-
TE13	CIDC	28	50	1	-

1 – mistura do solo em estudo ( $w_o = 80,87\%$ ) com CI42,5/E (75/25), encontrando-se o ligante no estado seco,  $D = 125\text{kg/m}^3$  ( $a_w = 15\%$ ),  $PC = 24\text{kPa}$ .

Quadro 9.2 – Descrição dos ensaios triaxiais de fluência realizados sobre amostras de solo estabilizado.

Ensaio Triaxial <sup>(1)</sup>		tempo de cura (dias)	Consolidação e corte idênticas às do ensaio base	Fluência		Observações
N.º	identificação			$\bar{D}$ (%)	duração (dias)	
TE14	$28-\bar{D}$	28	-	-	-	TESTE
TE15	$28-\bar{D}=27\%$	28	TE5 (CIUC)	27	7	-
TE16	$28-\bar{D}=45\%$			45		
TE17	$28-\bar{D}=72\%$			72		
TE18	$60-\bar{D}=42\%$	60	TE11 (CIUC)	42	7	-
TE19	$60-\bar{D}=53\%$			53		
TE20	$60-\bar{D}=63\%$			63		
TE21	$90-\bar{D}=40\%$	90	TE12 (CIUC)	40	7	-
TE22	$90-\bar{D}=61\%$			61		

1 – mistura do solo em estudo ( $w_o = 80,87\%$ ) com CI42,5/E (75/25), encontrando-se o ligante no estado seco,  $D = 125\text{kg/m}^3$  ( $a_w = 15\%$ ),  $PC = 24\text{kPa}$ .

### 9.2.4 – Análise de erros

Com o objectivo de limitar ou eliminar os erros capazes de afectar os resultados medidos nos ensaios triaxiais realizados sobre amostras de solo estabilizado, foram adoptados idênticos procedimentos laboratoriais aos descritos no Capítulo 5 (secção 5.3). Uma vez que a contrapressão aplicada às amostras de solo estabilizado é significativamente superior (450kPa) à utilizada nos ensaios triaxiais conduzidos sobre amostras de solo não estabilizado (200kPa, Capítulo 5), torna-se imperioso avaliar novas correcções a aplicar à extensão volumétrica (por forma a compensar o volume de água perdido através do interface ar/água e da membrana que envolve a amostra).

As perdas de água através do interface ar/água,  $\Delta Vol_{interface}$ , foram avaliadas impondo-se uma pressão intersticial constante igual à contrapressão adoptada (450kPa), mantendo fechadas as válvulas da linha de pressão intersticial. O volume de água assim perdido (equivalente à entrada de água na amostra, isto é, a uma extensão volumétrica negativa segundo a tradicional convenção adoptada na Mecânica dos Solos) deve ser contabilizado no cálculo da extensão volumétrica (com expressão apenas nas fases de consolidação e de fluência drenada). Na Figura 9.2 apresenta-se a correcção considerada para ambas as células de caminhos de tensões disponíveis (*stress-path cell*, SPC, 1 e 2).

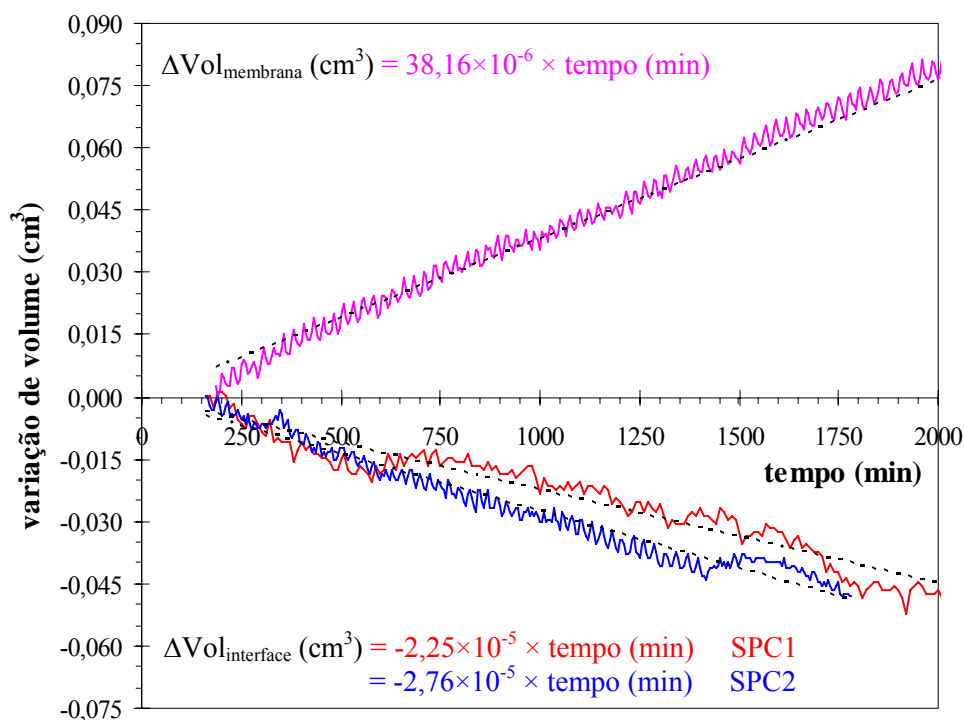


Figura 9.2 – Correcção das perdas de volume de água (contrapressão = 450kPa).

Relativamente às perdas de água através da membrana que envolve a amostra,  $\Delta Vol_{membrana}$ , estas foram contabilizadas para um diferencial de pressões de 50kPa (pressão na célula de 500kPa, e pressão intersticial igual à contrapressão de 450kPa), aplicado num



provete de aço inox, envolvido por duas folhas de papel de filtro saturadas e por uma membrana. Procedeu-se à medição do volume de água percolado através da membrana (equivalente à saída de água da amostra, isto é, a uma extensão volumétrica positiva), o qual deverá ser contabilizado no cálculo da extensão volumétrica, nomeadamente durante as fases de consolidação e de fluência drenada. A Figura 9.2 apresenta a correcção considerada (após prévia aplicação da correcção relativa a  $\Delta Vol_{interface}$ ).

### 9.3 – Ensaio triaxiais convencionais

Nesta secção analisam-se os ensaios triaxiais convencionais, identificados no Quadro 9.1, e cujos principais resultados se apresentam no Quadro 9.3. Neste último quadro, e à semelhança do referido no Capítulo 8, inclui-se também o índice de vazios correspondente ao fim do período de cura, o qual caracteriza não apenas as amostras triaxiais, mas igualmente as amostras preparadas para os ensaios UCS e edométricos, apresentados nos Capítulos 7 e 8 respectivamente. Para cada um dos ensaios é igualmente apresentado o valor da tensão efectiva de confinamento ( $\sigma'_c$ ), da tensão de desvio máxima ( $q_{max}$ ) e do excesso de pressão intersticial máximo ( $\Delta u_{max}$ ), assim como as deformações que lhes estão associadas ( $\epsilon_a$ ). Adicionalmente, incluem-se no quadro os resultados dos ensaios UCS (resistência à compressão não confinada,  $q_{u\ max}$ ) e edométricos (tensão de cedência,  $\sigma'_y$ ) referentes a estabilizações realizadas para iguais condições às do respectivo ensaio triaxial.

Ao longo da secção identificam-se as características gerais do comportamento tensão-deformação-resistência ao corte exibido pelas amostras de solo estabilizado, verificando se tal comportamento é normalizável e se enquadra nos princípios da Teoria do Estado Crítico (TEC), tal como o sugerido por alguns investigadores (Leroueil e Vaughan, 1990; Uddin *et al.*, 1997; Cuccovillo e Coop, 1999; Horpibulsuk, 2001; Horpibulsuk e Miura, 2001; Horpibulsuk *et al.*, 2004; Horpibulsuk *et al.*, 2005; Åhnberg, 2006 e 2007).

#### 9.3.1 – Ensaio triaxiais com consolidação isotrópica

Nesta secção analisam-se os resultados dos 5 ensaios triaxiais realizados sobre amostras de solo estabilizado sujeitas a consolidação isotrópica, tendo o corte sido executado de forma não drenado e seguindo uma trajectória de compressão com aumento da tensão média (ensaio TE5, TE6, TE7, TE11 e TE12, referentes a amostras com períodos de cura de 28, 60 e 90 dias, respectivamente para os 3 primeiros, 4º e 5º ensaios). Os Quadros 9.1 e 9.3 resumem as principais características e resultados de cada ensaio.

Quadro 9.3 – Ensaio triaxiais convencionais realizados sobre amostras de solo estabilizado.

Ensaio N.º <sup>(1)</sup>	$e_o$ <sup>(2)</sup> (-)	$\sigma'_c$ (kPa)	$q_{max}$ (kPa)	$\varepsilon_a (q_{max})$ (%)	$\Delta u_{max}$ (kPa)	$\varepsilon_a (\Delta u_{max})$ (%)	Observações <sup>(3)</sup>
<b>CIUC (amostras com 28 dias de cura)</b>							
TE5	1,745	50,69	1172,25	0,884	46,42	0,733	$q_{u\ max} = 1143\text{kPa (D125)}$ $\sigma'_{y} = 2300\text{kPa (EE2)}$
TE6	1,747	101,50	1211,75	0,778	92,03	0,644	
TE7	1,740	149,63	1237,67	0,929	137,32	0,795	
<b>CK<sub>0</sub>UC (amostras com 28 dias de cura)</b>							
TE8	1,740	21,18	1046,97	0,970	20,96	0,753	$q_{u\ max} = 1143\text{kPa (D125)}$ $\sigma'_{y} = 2300\text{kPa (EE2)}$
TE9	1,744	39,54	1072,19	0,838	37,10	0,704	
TE10	1,743	59,77	1080,35	0,934	56,08	0,801	
<b>CIUC (amostra com 60 dias de cura)</b>							
TE11	1,714	50,58	1559,23	0,807	44,75	0,766	$q_{u\ max} = 1433\text{kPa (TC60)}$
<b>CIUC (amostra com 90 dias de cura)</b>							
TE12	1,710	50,74	1645,10	0,985	47,85	0,893	$q_{u\ max} = 1586\text{kPa (TC90)}$
<b>CIDC (amostra com 28 dias de cura)</b>							
TE13	1,737	49,99	1181,27	1,389	-	-	-

1 – mistura do solo em estudo ( $w_o = 80,87\%$ ) com CI42,5/E (75/25), encontrando-se o ligante no estado seco,  $D = 125\text{kg/m}^3$  ( $a_w = 15\%$ ),  $PC = 24\text{kPa}$ ;

2 – correspondente ao fim do período de cura;

3 – resistência à compressão máxima do ensaio UCS (Capítulo 7) e tensão de cedência do ensaio edométrico (Capítulo 8).

Começa-se a análise pelos resultados das amostras com 28 dias de cura. A Figura 9.3 resume os principais resultados em termos da variação da tensão de desvio,  $q$ , e do excesso de pressão intersticial,  $\Delta u$ , com a extensão axial,  $\varepsilon_a$ . Consta-se que a tensão de desvio cresce quase linearmente até atingir um pico ( $q_{max}$ , que se considera como caracterizador da rotura), o qual ocorre para pequenas deformações, seguido de um decréscimo mais ou menos pronunciado, observando-se que a resistência de pico é pouco influenciada pela pressão de confinamento. Os resultados indicam que as pressões de confinamento aplicadas originaram muito pequenas alterações ao nível da fábrica (reflectindo a elevada rigidez inicial das amostras), sendo o comportamento até à rotura essencialmente dependente da resistência das ligações cimentícias entre as partículas sólidas, à semelhança do comportamento observado por Coop e Atkinson (1993), Uddin *et al.*, (1997), Cuccovillo e Coop (1999), Malandraki e Toll (2000 e 2001), Horpibulsuk (2001), Lorenzo e Bergado (2006). Em termos de evolução do excesso de pressão intersticial, verifica-se que, ao contrário da tensão de desvio, este é dependente da pressão de confinamento, sendo o  $\Delta u_{max}$  gerado tanto maior quanto maior a pressão de confinamento. Interessante é a constatação de que inicialmente a geração de  $\Delta u$  é tal que tende a anular a pressão de confinamento aplicada, ou seja, a rotura dá-se numa condição muito próxima do não confinamento, daí que o valor da resistência medida nos

ensaios triaxiais ( $q_{\max}$ ) seja muito próxima da resistência à compressão não confinada ( $q_{u\max}$ ). Pós-rotura, o comportamento apresenta tendência dilatante, bem expresso através da geração de excessos de pressão intersticiais negativos.

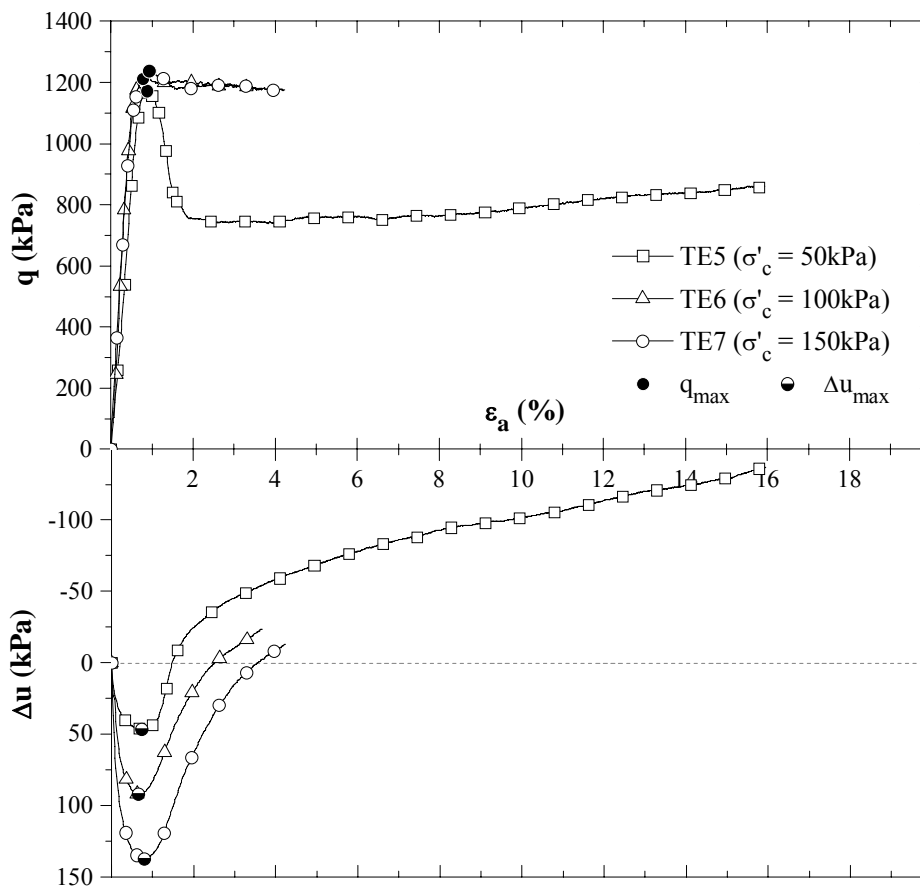


Figura 9.3 – Curvas ( $q$ - $\epsilon_a$ ) e ( $\Delta u$ - $\epsilon_a$ ) para os ensaios do tipo CIUC realizados sobre amostras estabilizadas (com 28 dias de cura).

Ainda relativamente à Figura 9.3, três comentários finais se impõem. O primeiro relaciona-se com o nível de deformação axial alcançado nos ensaios TE6 e TE7, o qual se fica a dever a razões relacionadas com a calendarização dos ensaios (a paragem dos ensaios em curso foi ditada pela necessidade de iniciar dois novos ensaios). O segundo dos comentários está relacionado com o não decréscimo da tensão de desvio pós-rotura dos ensaios TE6 e TE7. Ainda que não seja de esperar a manutenção deste comportamento com o desenvolvimento da deformação, ele pode acontecer, em especial nas fases imediatamente a seguir à rotura de pico, correspondendo à contribuição para a resistência do imbricamento mobilizado ao longo do plano de corte (atente-se que, fruto da estabilização, surgem aglomerados de partículas sólidas os quais poderão condicionar sobremaneira o decréscimo de resistência, Figura 9.4 a)). Este comportamento encontra-se melhor descrito aquando do estudo do ensaio TE11. Por último, refira-se que a rotura é caracterizada pela formação de um plano de corte bem definido (Figura 9.4 b)), sendo o comportamento pós-rotura descrito pelo movimento de dois corpos rígidos, pelo que as deformações axiais e os excessos de pressão intersticiais medidos pós-

pico não são representativos das condições médias da amostra, devendo ser interpretados com muita prudência.

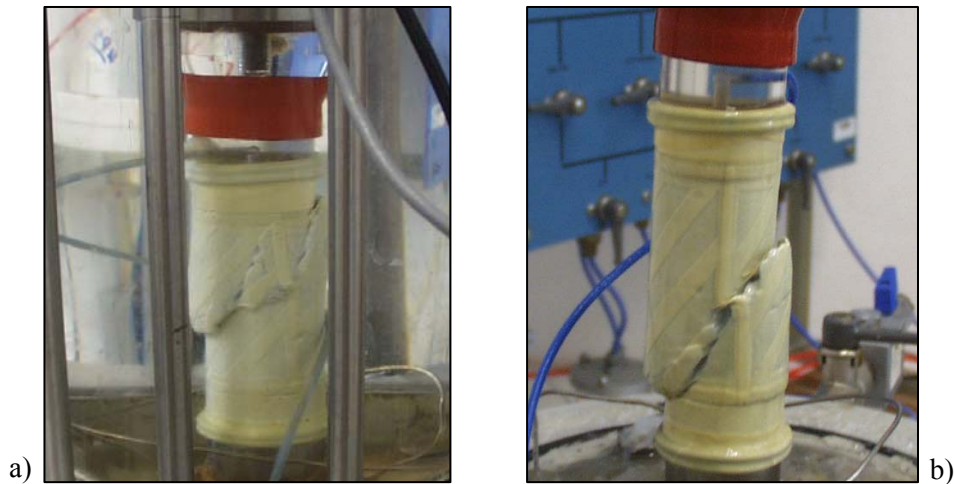


Figura 9.4 – Visualização de amostras triaxiais após a fase de corte não drenado em compressão: a) ensaio TE11 (similar a TE6 e TE7); b) ensaio TE5 (similar a TE12).

Na Figura 9.5 exibem-se os mesmos resultados mas agora normalizados pela tensão de confinamento,  $\sigma'_c$  (de acordo com Coop e Atkinson, 1993; e Cuccovillo e Coop, 1999; a normalização deveria, preferencialmente, ser efectuada em relação à tensão média efectiva correspondente à LCVI/A do solo estabilizado, contudo tal não permitiria evidenciar os aspectos a seguir indicados). Observa-se que a tensão de desvio máxima normalizada ( $q_{\max}/\sigma'_c$ ) cresce com a redução da tensão de confinamento, confirmando que até à rotura o comportamento é fundamentalmente dependente da resistência das ligações cimentícias entre as partículas sólidas (em termos de resistência, existe um reduzido contributo da componente atrítica associada ao aumento de  $\sigma'_c$ ). Em termos de excesso de pressão intersticial máximo normalizado ( $\Delta u_{\max}/\sigma'_c$ ), constata-se que o mesmo exhibe comportamento normalizável dado a sua dependência da pressão de confinamento (a rotura ocorre efectivamente numa situação muito próxima do não confinamento).

Na Figura 9.6 apresenta-se a evolução dos módulos de deformabilidade não drenado secante,  $E_{u \text{ sec}}$ , e tangente,  $E_{u \text{ tan}}$ , com a extensão axial,  $\epsilon_a$ . Deve ser tida especial prudência na interpretação destes resultados, uma vez que os mesmos foram obtidos a partir da medição externa de deformações (procedimento este justificado pelas razões anteriormente apresentadas). Este facto é particularmente importante para os solos estabilizados em estudo dada a sua elevada rigidez, e tanto mais importante quanto mais baixo for o nível de deformação considerado. Não obstante esta limitação, da análise dos resultados de  $E_{u \text{ sec}}$  (Figura 9.6 a)) pode-se concluir que este é pouco dependente da pressão de confinamento, reflectindo a forte dependência da rigidez inicial da amostra conferida fundamentalmente pelas ligações cimentícias entre as partículas sólidas. Em termos de módulo de deformabilidade secante não drenado definido para 50% de tensão de desvio de

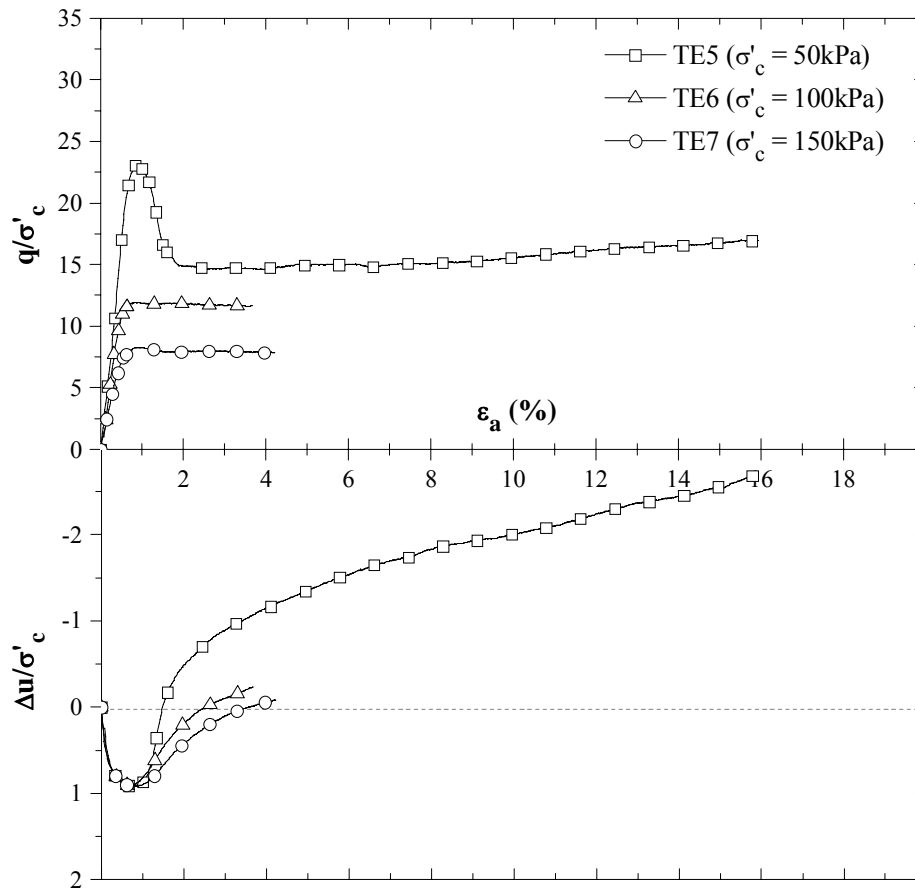


Figura 9.5 – Resultados da normalização da tensão de desvio ( $q$ ) e do excesso de pressão intersticial ( $\Delta u$ ) para os ensaios do tipo CIUC realizados sobre amostras estabilizadas (com 28 dias de cura).

rotura (Quadro 9.4), observa-se que nos ensaios triaxiais se obtêm menores valores do que nos ensaios UCS, muito provavelmente devido ao facto de as amostras triaxiais se encontrarem saturadas, facto que não ocorre nos ensaios UCS. O baixo valor de  $E_u$  ( $50\%.q_{\max}$ ) relativo ao ensaio TE5 pode ser justificado por alguma particularidade ocorrida durante a realização do ensaio, com impacto na medição das deformações. Os resultados da projecção bi-logarítmica de  $E_{u \tan}$  com  $\epsilon_a$  (Figura 9.6 b)) indicam a existência de um patamar de rigidez inicial limitado por um ponto de cedência bem definido, identificado por Malandraki e Toll (2000) como o ponto de cedência estrutural, ou seja, o ponto a partir do qual as deformações plásticas se intensificam. Este ponto não deve ser confundido com o limite do comportamento elástico, nem tão pouco com o limite do comportamento recuperável, os quais para os materiais em estudo ocorrem ao nível das pequenas deformações (impossíveis de avaliar com a técnica de medição utilizada), Malandraki e Toll (1996). O ponto de cedência estrutural pode ser interpretado como o início da quebra das ligações cimentícias (Vaughan 1993; Malandraki e Toll, 1996 e 2000), verificando-se que, de acordo com este modelo interpretativo, a rotura é precedida da quebra de algumas ligações cimentícias (comparem-se os valores de extensão axial associados ao ponto de cedência estrutural, Figura 9.6 b, com os da rotura de pico, Quadro 9.3). Este facto justifica o porquê de a deformação axial associada a  $\Delta u_{\max}$  ser sempre

inferior à de  $q_{\max}$ , uma vez que fruto da quebra das ligações cimentícias o solo estabilizado começa a exibir tendência para comportamento dilatante. Os resultados indicam igualmente que as deformações axiais associadas a  $q_{\max}$  e a  $\Delta u_{\max}$ , são praticamente independentes do nível de pressão de confinamento. Contudo, este aspecto necessita de melhor comprovação experimental, mediante o recurso a medição interna de deformações, as quais permitirão também avaliar de forma precisa a relação entre a ocorrência do ponto de cedência estrutural e o início do comportamento dilatante.

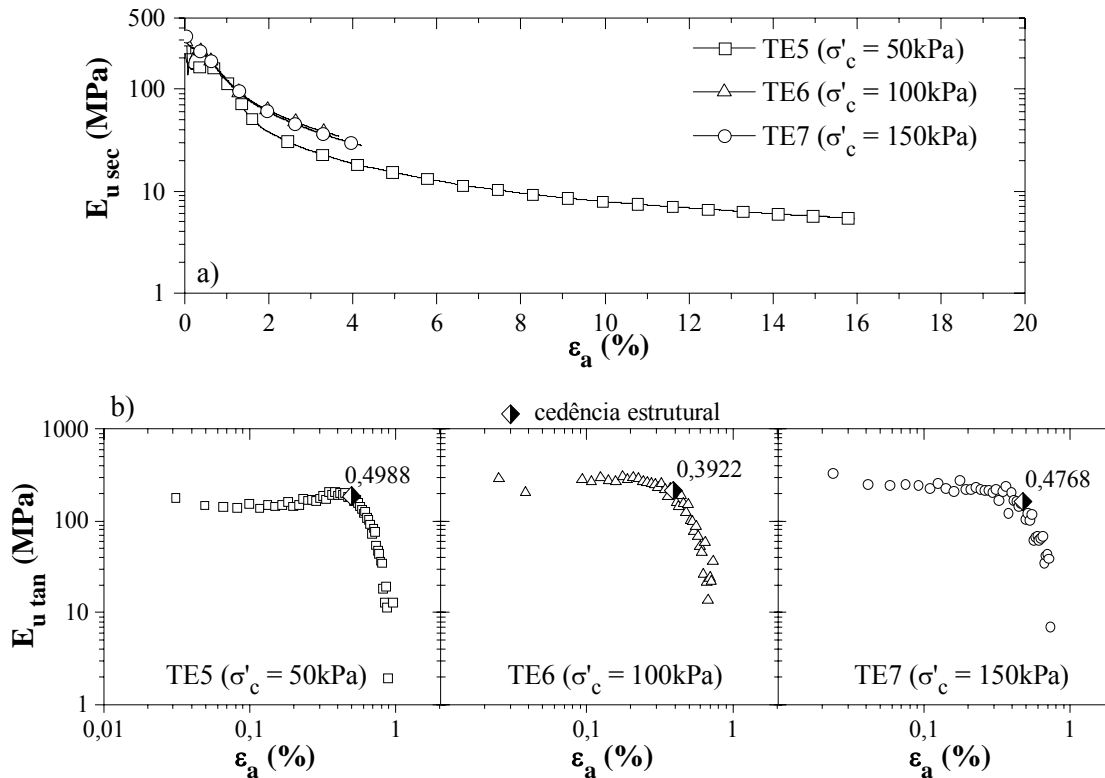


Figura 9.6 – Variação de  $E_u$  secante e tangente com a extensão axial para os ensaios do tipo CIUC realizados sobre amostras estabilizadas (com 28 dias de cura).

Quadro 9.4 – Módulo de deformabilidade secante não drenado de ensaios triaxiais CIUC realizados sobre amostras de solo estabilizado (com 28 dias de cura).

Ensaio N.º	$\sigma'_c$ (kPa)	$E_u$ (50%. $q_{\max}$ ) (MPa)	Observações <sup>(1)</sup>
TE5	50,69	164	$E_u$ (50%. $q_{u \text{ max}}$ ) = 274 MPa (D125)
TE6	101,50	239	
TE7	149,63	245	

(1) – ensaio UCS correspondente (Capítulo 7).

Seguidamente analisa-se a dependência do comportamento face ao tempo de cura, mediante o estudo dos ensaios TE5, TE11 e TE12, referentes a iguais pressões de confinamento ( $\sigma'_c = 50 \text{ kPa}$ ) mas a diferentes períodos de cura (28, 60 e 90 dias,

respectivamente). As Figuras 9.7 e 9.8, e o Quadro 9.3, resumem os principais resultados obtidos.

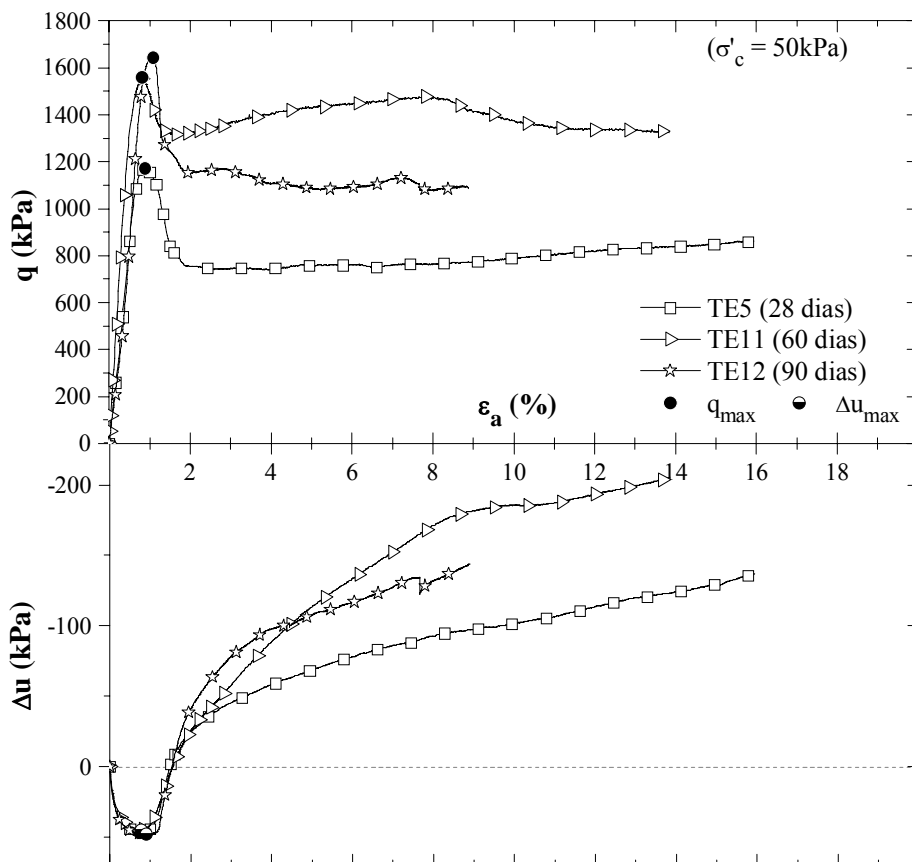


Figura 9.7 – Curvas ( $q$ - $\varepsilon_a$ ) e ( $\Delta u$ - $\varepsilon_a$ ) para os ensaios do tipo CIUC realizados sobre amostras estabilizadas mas com diferentes períodos de cura.

O comportamento segue em termos globais um andamento similar ao descrito anteriormente, a menos de algumas diferenças induzidas pelo maior tempo de cura, reflectindo o desenvolvimento no tempo das ligações cimentícias (nomeadamente das ligações pozolânicas), as quais originam uma matriz sólida mais resistente e rígida. Verifica-se que a tensão de desvio na rotura ( $q_{\max}$ ) aumenta com o tempo de cura, continuando a rotura a ocorrer ao nível das pequenas deformações. A rotura é precedida de um súbito decréscimo de resistência devido à quebra abrupta das ligações cimentícias (desestruturação). Contudo, o decréscimo da resistência para o ensaio TE11 (60 dias de cura) parece ter sido interrompido pela mobilização da resistência por imbricamento (atente-se no acréscimo de resistência ocorrido entre a extensão de 2 a 8%). Este efeito é claramente visível na Figura 9.4 a), onde se observa que o corte da amostra TE11 se dá com a mobilização de “intenso” imbricamento, ao contrário das amostras TE5 e TE12 onde o corte se dá ao longo de um plano bem definido. Relativamente à evolução do excesso de pressão intersticial, este continua a ser dependente da pressão de confinamento inicial, tal que a rotura ocorre numa condição muito próxima do não confinamento ( $\Delta u_{\max}$  gerado tende a anular a pressão de confinamento).

Os resultados da evolução dos módulos de deformabilidade não drenado secante,  $E_{u\ sec}$ , e tangente,  $E_{u\ tan}$ , com a extensão axial,  $\varepsilon_a$  (Figura 9.8 e Quadro 9.5), devem ser interpretados com muita prudência dadas as limitações inerentes ao tipo de medição de deformação realizado (conforme anteriormente explicado). Ao contrário do obtido nos ensaios UCS, o módulo de deformabilidade não drenado do ensaio TE12 (90 dias de cura) não evolui no tempo (Figura 9.8 e Quadro 9.5), o que se poderá dever a alguma particularidade ocorrida durante a realização do ensaio (e não detectada), com impacto na medição das deformações. Não obstante estas limitações, verifica-se uma vez mais ser possível identificar o ponto de cedência estrutural (Figura 9.8 b), o qual ocorre antes da rotura de pico, ou seja, a rotura é precedida da quebra de algumas ligações cimentícias (daí que a deformação associada a  $\Delta u_{max}$  seja sempre inferior à de  $q_{max}$ ), o que justifica a tendência dilatante exibida pelo solo estabilizado pós-rotura de pico. Os resultados indicam igualmente que a deformação axial

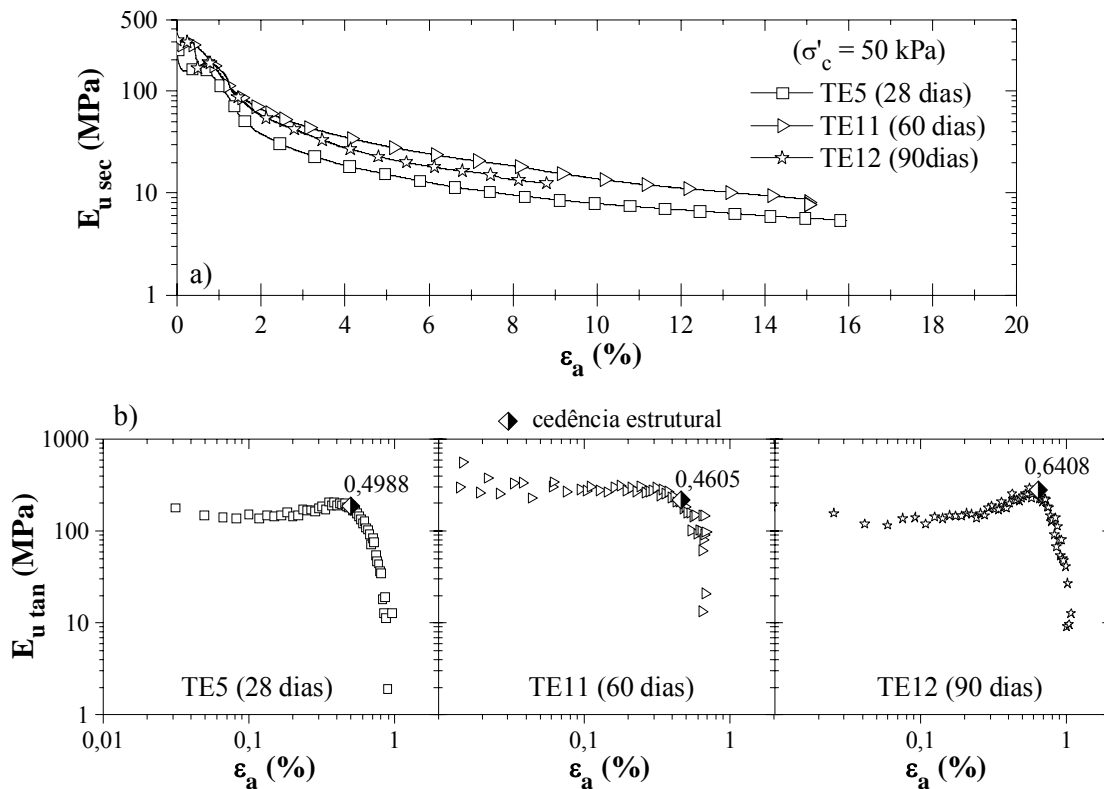


Figura 9.8 – Variação de  $E_{u\ sec}$  e tangente com a extensão axial para os ensaios do tipo CIUC realizados sobre amostras estabilizadas com diferentes períodos de cura.

Quadro 9.5 – Módulo de deformabilidade secante não drenado de ensaios triaxiais CIUC realizados sobre amostras de solo estabilizado com diferentes períodos de cura.

Ensaio N.º	tempo de cura (dias)	$E_u$ (50%. $q_{max}$ ) (MPa)	Observações <sup>(1)</sup>
TE5	28	164	$E_u$ (50%. $q_{u\ max}$ ) = 274 MPa (D125)
TE11	60	286	$E_u$ (50%. $q_{u\ max}$ ) = 292 MPa (TC60)
TE12	90	166	$E_u$ (50%. $q_{u\ max}$ ) = 324 MPa (TC90)

(1) –ensaio UCS correspondente (Capítulo 7).



associada a  $q_{\max}$  e a  $\Delta u_{\max}$ , é praticamente independente do tempo de cura. Contudo, este aspecto necessita de melhor comprovação experimental, mediante o recurso a medição interna de deformações, as quais permitirão também avaliar de forma precisa a relação entre a ocorrência do ponto de cedência estrutural e o início do comportamento dilatante.

De acordo com o modelo apresentado por Malandraki e Toll (1996 e 2000), a desestruturação do solo estabilizado tem início no ponto de cedência estrutural (identificado nas Figuras 9.6 b) e 9.8 b)). A desestruturação apresenta-se como um longo e contínuo processo que apenas terminará ao nível das grandes deformações (Leroueil e Vaughan, 1990; Coop e Atkinson, 1993; Cuccovillo e Coop, 1999). Contudo, a partir da análise da Figura 9.4 constata-se que a desestruturação não interessa toda a amostra, concentrando-se ao longo da faixa definida pelo plano de corte (pós-rotura, o comportamento é descrito pelo movimento de dois corpos rígidos ao longo do plano de corte). Este comportamento encontra-se bem descrito por Malandraki e Toll (2001), os quais verificaram existir dependência quanto à trajectória de tensões seguida, tendo identificado novos pontos de cedência estrutural sempre que se alterou a direcção da trajectória de tensões durante o corte, concluindo que somente as ligações cimentícias sujeitas a tensões de corte associadas à trajectória de tensões corrente é que efectivamente romperão.

### 9.3.2 – Ensaio triaxiais com consolidação anisotrópica

Nesta secção analisam-se os resultados dos 3 ensaios triaxiais realizados sobre amostras de solo estabilizado com 28 dias de cura, sujeitas a consolidação anisotrópica e corte não drenado seguindo uma trajectória de compressão com aumento da tensão média (ensaios TE8, TE9 e TE10). Os Quadros 9.1 e 9.3 resumem as principais características e resultados de cada ensaio.

A Figura 9.9 resume os principais resultados em termos da variação da tensão de desvio,  $q$ , e do excesso de pressão intersticial,  $\Delta u$ , com a extensão axial,  $\epsilon_a$ . O comportamento segue no essencial o descrito para os ensaios com consolidação isotrópica (TE5, TE 6 e TE7). Contudo, ao se compararem os valores da tensão de desvio de rotura ( $q_{\max}$ ), constata-se que as amostras submetidas a consolidação anisotrópica exibem menor resistência, o que sugere a existência de ligeira dependência quanto ao tipo de consolidação. A rotura continua a ocorrer ao nível das pequenas deformações (caracterizada pela formação de um plano de corte bem definido), seguida de um súbito decréscimo da resistência (desestruturação), agora menos acentuado, mas igualmente dependente da eventual mobilização da componente de imbricamento da resistência (manifestando-se de forma evidente para o ensaio TE10). Ao nível das grandes deformações verifica-se que a resistência é praticamente constante e independente do tipo de consolidação (compare-se com a Figura 9.3, ensaio TE5). Em termos de evolução do excesso de pressão intersticial verifica-se, de igual modo, que na fase inicial

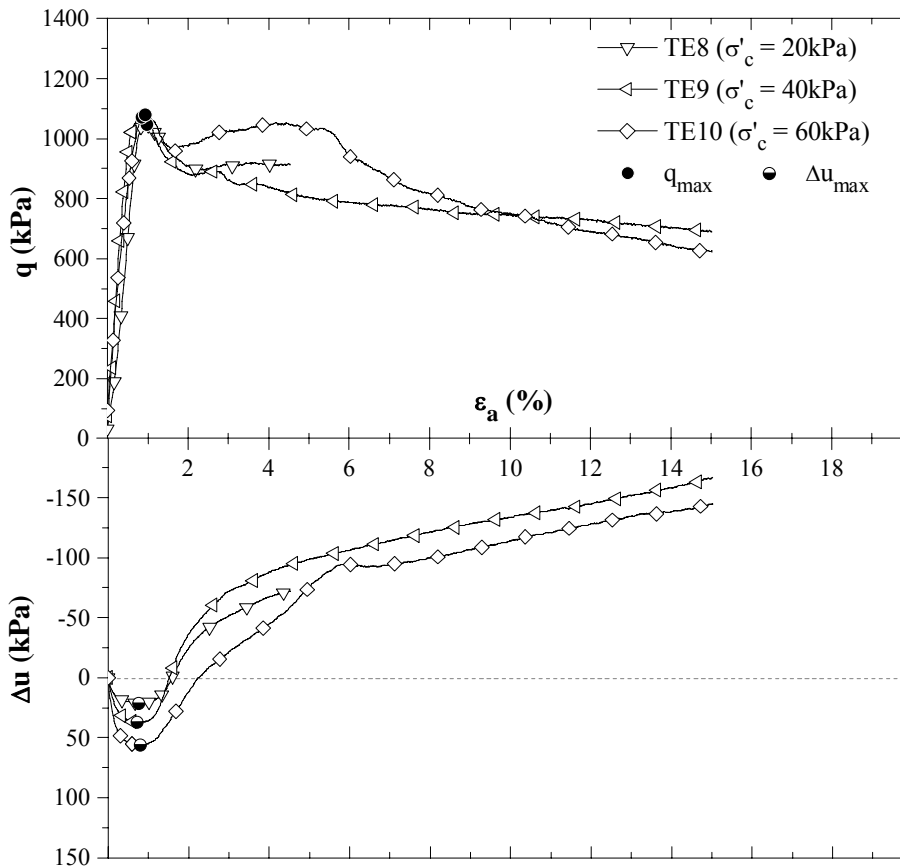


Figura 9.9 – Curvas ( $q$ - $\epsilon_a$ ) e ( $\Delta u$ -  $\epsilon_a$ ) para os ensaios do tipo  $CK_0UC$  realizados sobre amostras estabilizadas (com 28 dias de cura).

os  $\Delta u$  gerados tendem a anular a pressão de confinamento inicialmente imposta, ocorrendo a rotura em condições muito próximas do não confinamento (e para valores próximos da resistência à compressão não confinada avaliada nos ensaios UCS). Pós-rotura, o comportamento apresenta tendência dilatante, facto este bem expresso pela geração de excessos de pressão intersticiais negativos.

Na Figura 9.10 exibem-se os mesmos resultados mas agora normalizados pela tensão de confinamento inicial,  $\sigma'_c$ . O comportamento segue no essencial o descrito para os ensaios com consolidação isotrópica (TE5, TE 6 e TE7), evidenciando-se a forte dependência do comportamento pré-rotura quanto à resistência das ligações cimentícias entre as partículas sólidas ( $q_{max}/\sigma'_c$  cresce com a redução da tensão de confinamento), encontrando-se a geração de excessos de pressão intersticial relacionada com a pressão de confinamento inicial ( $\Delta u_{max}/\sigma'_c$  exhibe comportamento normalizável).

Relativamente à evolução dos módulos de deformabilidade não drenado secante,  $E_{u\ sec}$ , e tangente,  $E_{u\ tan}$ , com a extensão axial,  $\epsilon_a$ , a Figura 9.11 e o Quadro 9.6 resumem os resultados obtidos. Verifica-se que o comportamento é similar ao descrito para os ensaios submetidos a consolidação isotrópica, sugerindo os resultados a existência de dependência quanto às condições de consolidação (comparem-se os resultados dos Quadros 9.4 e 9.6). Da representação bi-logarítmica dos resultados de  $E_{u\ tan}$  com  $\epsilon_a$  (Figura 9.11 b)), é possível

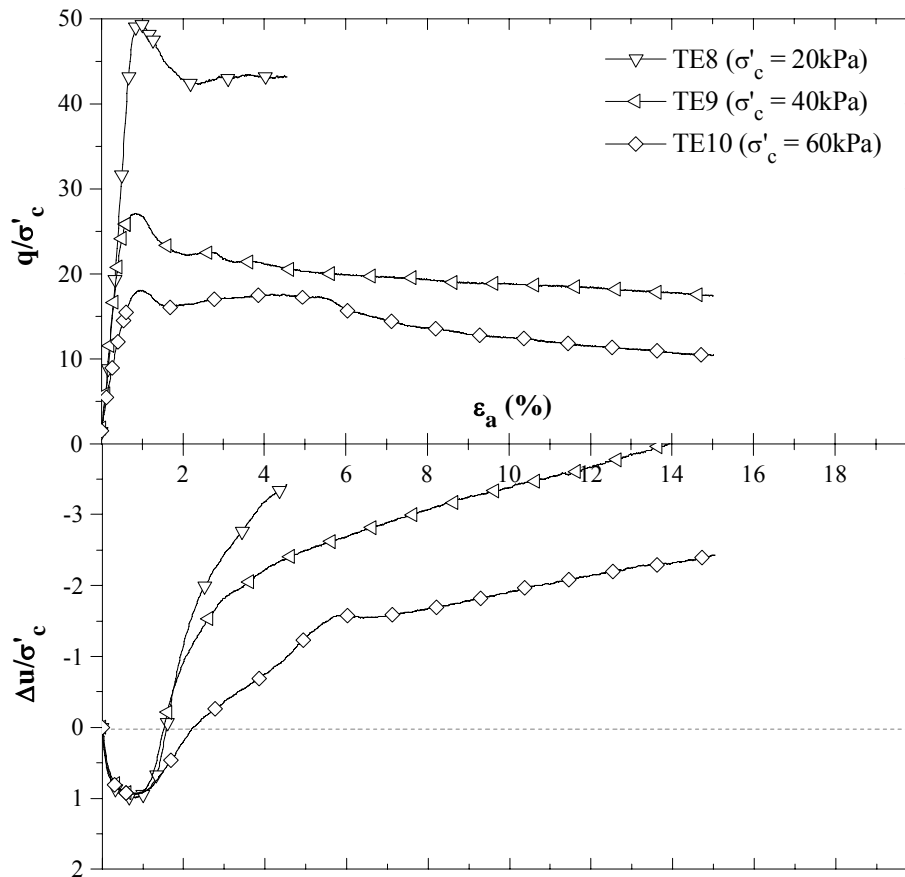


Figura 9.10 – Resultados da normalização da tensão de desvio ( $q$ ) e do excesso de pressão intersticial ( $\Delta u$ ) para os ensaios do tipo  $CK_0UC$  realizados sobre amostras estabilizadas (com 28 dias de cura).

identificar o ponto correspondente à cedência estrutural (Malandraki e Toll, 2000), o qual corresponde a um súbito decréscimo da rigidez. Tal como anteriormente referido, Malandraki e Toll (1996 e 2000) consideram que a quebra das ligações cimentícias (desestruturação) se inicia neste ponto. Comparando os resultados da Figura 9.11 b) com a extensão axial associada à rotura (Quadro 9.3), verifica-se que tal como o esperado, a rotura é precedida da quebra de algumas ligações cimentícias (facto que explica a menor deformação axial associada a  $\Delta u_{max}$ , quando comparada com a de rotura, bem como a tendência para o comportamento dilatante). Apesar das conclusões e explicações agora adiantadas, deve ser tido em consideração que os resultados se encontram fortemente condicionados pelo procedimento adoptado na medição das deformações.

Quadro 9.6 – Módulo de deformabilidade secante não drenado de ensaios triaxiais do tipo  $CK_0UC$  realizados sobre amostras de solo estabilizado (com 28 dias de cura).

Ensaio N.º	$\sigma'_c$ (kPa)	$E_u$ (50%. $q_{max}$ ) (MPa)	Observações <sup>(1)</sup>
TE8	21,18	110	$E_u$ (50%. $q_{u\ max}$ ) = 274 MPa (D125)
TE9	39,54	183	
TE10	59,77	197	

(1) –ensaio UCS correspondente (Capítulo 7).

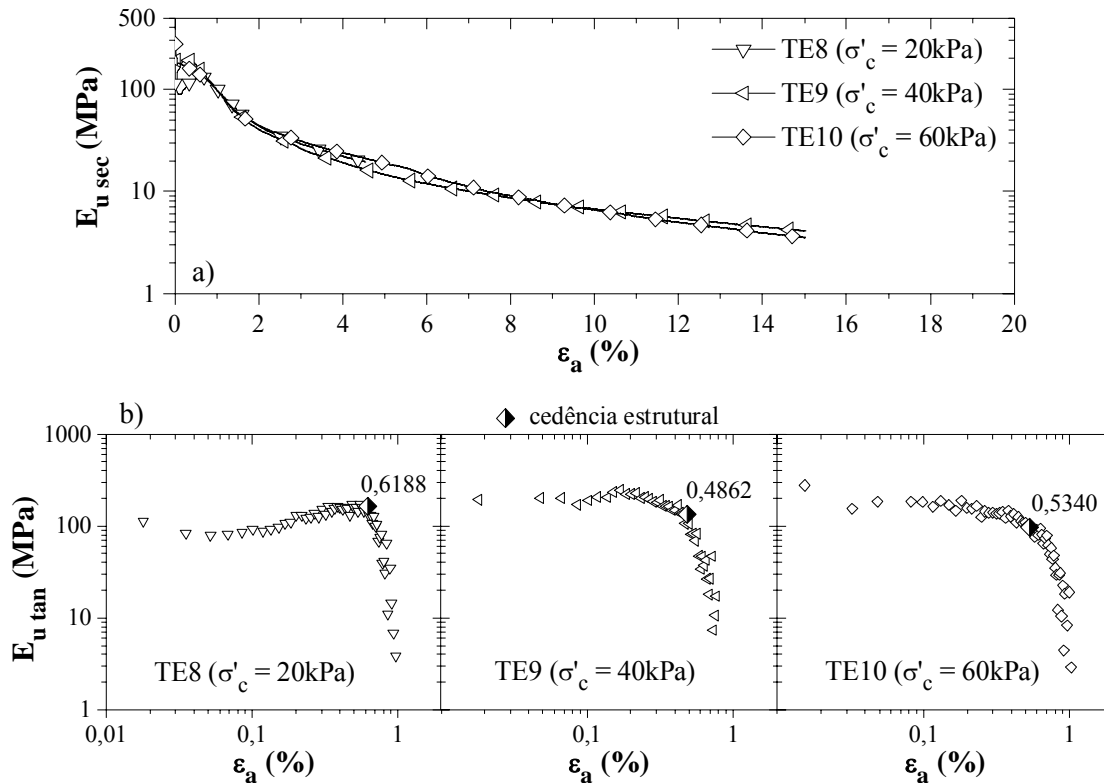


Figura 9.11 – Variação de  $E_u$  secante e tangente com a extensão axial para os ensaios do tipo  $CK_0UC$  realizados sobre amostras estabilizadas (com 28 dias de cura).

### 9.3.3 – Trajectórias de tensões efectivas dos ensaios triaxiais não drenados

As Figuras 9.12 e 9.13 apresentam as trajectórias de tensões efectivas respeitantes ao corte em compressão de amostras de solo estabilizado consolidadas iso e anisotropicamente, respectivamente. Para facilitar a interpretação, nas figuras incluem-se os resultados obtidos aquando do estudo do solo não estabilizado (Capítulo 5), bem como as eventuais trajectórias caso o corte tivesse sido realizado sob condição drenada.

Uma primeira leitura das Figuras 9.12 e 9.13 permite constatar que a estabilização origina profundas alterações no comportamento tensão-deformação-resistência ao corte do solo em estudo. Independentemente do tipo de consolidação, a trajectória de tensões efectivas inicia-se com um troço de  $p'$  praticamente constante (tanto mais evidente quanto maior a pressão de confinamento), flectindo imediatamente de seguida para a direita, ou seja, a trajectória evolui no sentido do aumento da tensão média. Com o desenrolar do corte, a trajectória segue segundo uma linha muito próxima da razão 3:1 ( $q:p'$ ), o que se deve ao efeito estabilizador (confinante) dado pelas ligações cimentícias. A rotura dá-se de forma frágil, sendo caracterizada pela quebra abrupta das ligações cimentícias (Leroueil e Vaughan, 1990; Uddin *et al.*, 1997; Cuccovillo e Coop, 1999; Horpibulsuk, 2001; Horpibulsuk *et al.*, 2005; Lorenzo e Bergado, 2006), com o conseqüente decréscimo da tensão de corte, passando a resistência a estar dependente quase em exclusivo da componente atrítica (friccional). Ao

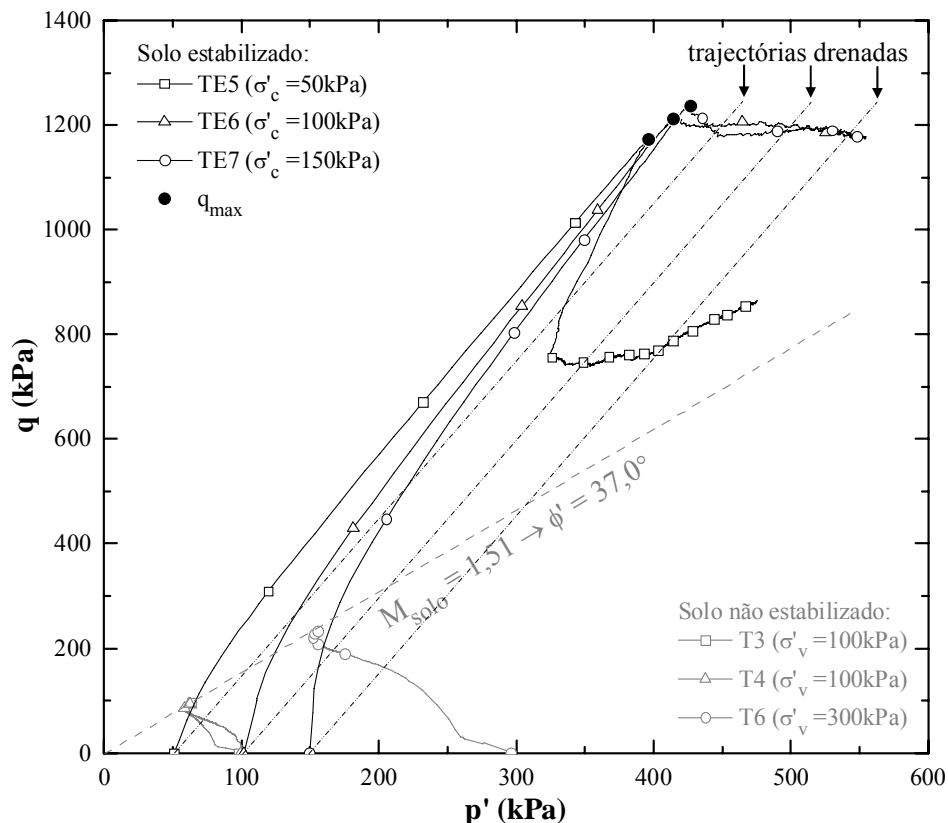


Figura 9.12 - Trajectórias de tensões efectivas de ensaios triaxiais do tipo CIUC realizados sobre amostras estabilizadas (com 28 dias de cura) e não estabilizadas.

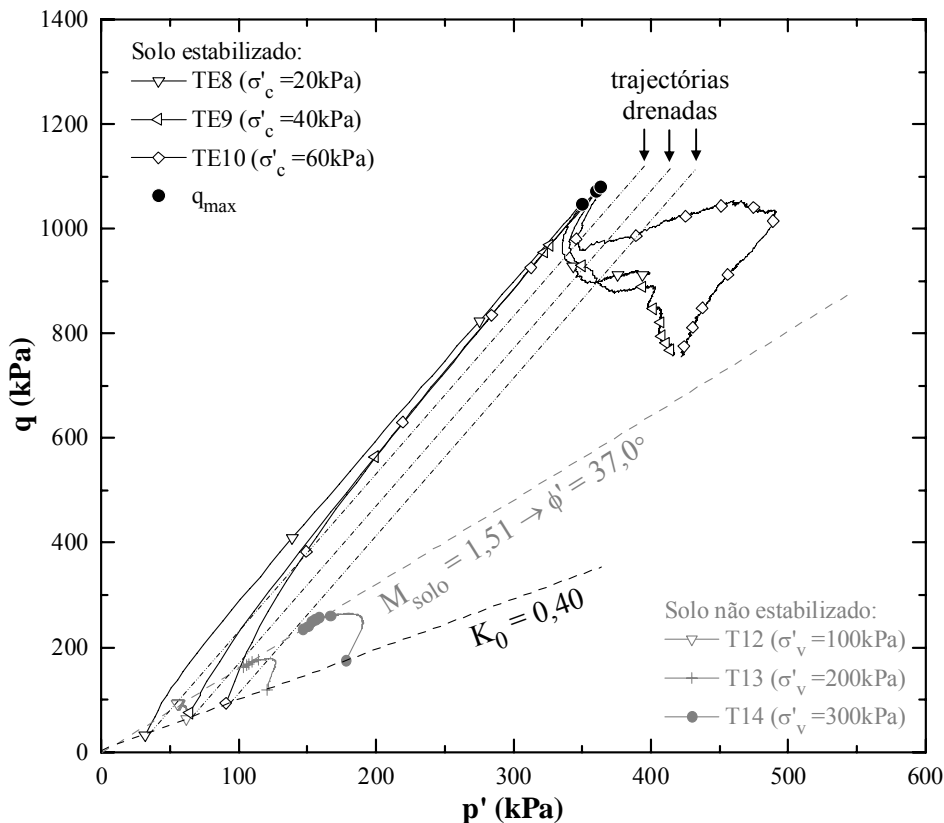


Figura 9.13 - Trajetórias de tensões efectivas de ensaios triaxiais do tipo  $CK_0UC$  realizados sobre amostras estabilizadas (com 28 dias de cura) e não estabilizadas.

nível das grandes deformações, a resistência ao corte do solo estabilizado tende para a do solo não estabilizado, apresentado as trajectórias de tensões um andamento errático, em muito explicado pelo tipo de corte mobilizado (caracterizado pela formação de um plano de corte bem definido). Após a formação deste plano de corte, as pressões intersticiais medidas deixam de representar o que se passa efectivamente ao longo do plano de corte, afectando sobremaneira a evolução das trajectórias de tensões. Assim sendo, o conceito de estado crítico não é do todo aplicável conforme o demonstrado por Aversa *et al.* (1993).

Face aos estudos de Lade e Overton (1989), conduzidos sobre um solo granular artificialmente estabilizado com cimento Portland (aplicado com teores em ligante de 0, 6 e 12%), é de esperar que ao longo do plano de rotura o ângulo de resistência ao corte seja maior do que o correspondente ao solo não estabilizado, reflectindo o aumento da taxa de dilatância, consequência directa das alterações ocorridas ao nível da granulometria do solo estabilizado, a qual é mais grosseira fruto das ligações cimentícias estabelecidas entre as partículas sólidas.

Ainda nas Figuras 9.12 e 9.13, verifica-se que inicialmente a trajectória de tensões efectivas se localiza à esquerda da eventual trajectória drenada, o que indica a geração de excessos de pressão intersticial positivos. Pós-rotura, a trajectória evolui para a direita da eventual trajectória drenada, gerando excessos de pressão intersticial negativos (em concordância com o observado nas Figuras 9.3 e 9.9), reflectindo a tendência para o comportamento dilatante.

A Figura 9.14 resume os resultados obtidos pelos dois tipos de consolidação, podendo-se observar que os pontos caracterizadores da rotura de pico se alinham segundo uma razão  $q/p'$  igual a 2,95, muito próxima da razão  $q/p'$  igual a 3 (correspondente a pressões de confinamento nulas). Ou seja, a rotura dos ensaios triaxiais não drenados ocorre sobre a linha correspondente ao ensaio não confinado, pelo que a linha definida a partir destes pontos não é verdadeiramente uma envolvente de rotura. No entanto, em termos práticos, a linha  $q/p'$  igual a 2,95 pode ser interpretada como uma envolvente de rotura linear para condições de baixo nível de pressões de confinamento. Ao se comparar esta resistência com a do solo não estabilizado ( $M = 1,51$ ), conclui-se que a estabilização origina um significativo aumento do declive da envolvente de rotura (quase para o dobro). Contudo, se compararmos os dois materiais ao nível das grandes deformações, verifica-se que a resistência ao corte do solo estabilizado tende para a linha de estado crítico do solo base (não estabilizado), situando-se no entanto ligeiramente acima desta devido às alterações granulométricas suscitadas pela estabilização (conforme acima descrito, Lade e Overton, 1989). Do comportamento apresentado conclui-se que as ligações cimentícias conduzem o solo estabilizado a um estado metaestável (tal como referido no Capítulo 8), tendendo o comportamento após rotura destas ligações para o estado estável característico do solo base.

Convém realçar que as conclusões agora enunciadas são válidas para a gama de pressões de confinamento em estudo ( $\sigma'_{c \max} = 150\text{kPa}$ ). Não se aplicaram maiores níveis de pressão de confinamento devido quer a limitações de equipamento, quer por que em campo

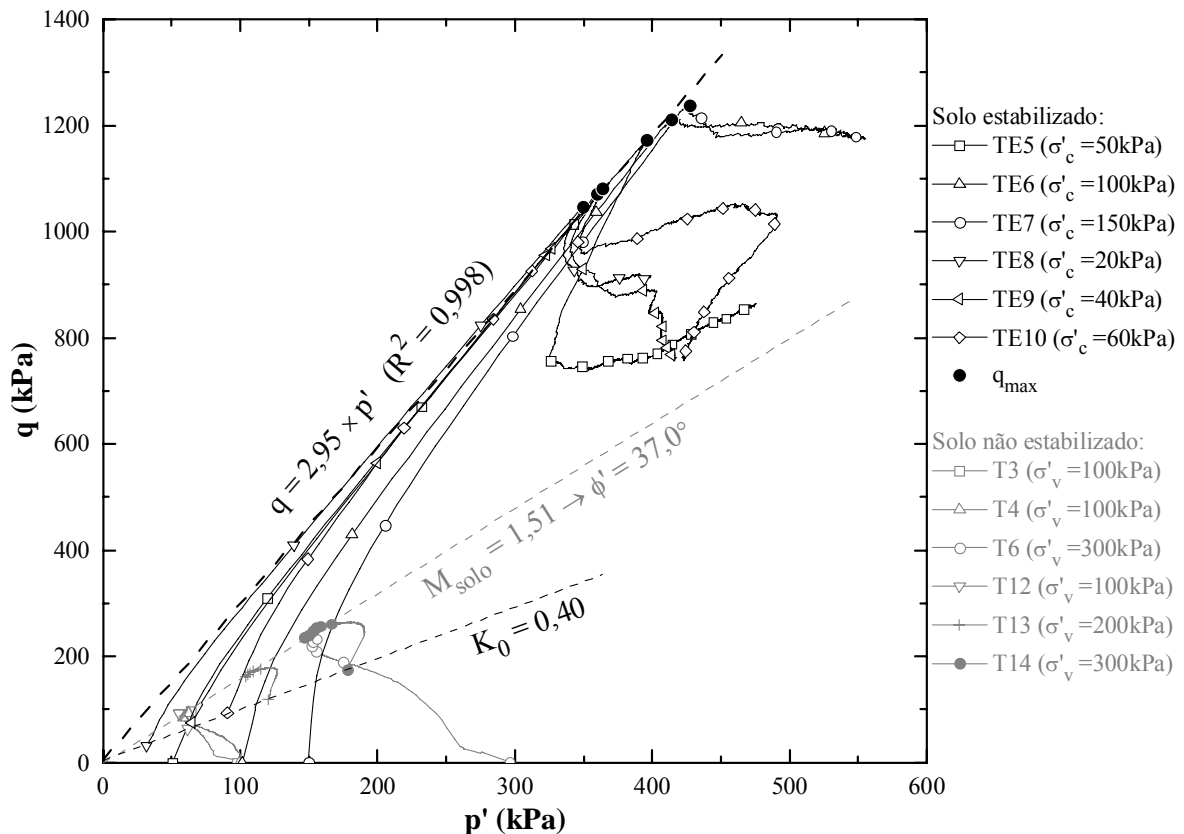


Figura 9.14 - Trajectórias de tensões efectivas de ensaios triaxiais do tipo CIUC e  $CK_0UC$  realizados sobre amostras estabilizadas (com 28 dias de cura) e não estabilizadas.

não são expectáveis a actuação de tensões efectivas horizontais superiores a estes valores. O comportamento agora descrito encontra-se em perfeita concordância com o observado por Lorenzo e Bergado (2006) no estudo da estabilização da argila de Bangucoque com cimento Portland, quando sujeita a pressões de confinamento da mesma ordem de grandeza das aplicadas no presente trabalho (os autores referidos justificam o baixo nível de pressões de confinamento adoptado com os valores comumente encontrados na generalidade das aplicações da técnica de *deep mixing*).

Os resultados dos ensaios triaxiais não drenados realizados sobre amostras de solo estabilizado (Figura 9.14), podem ser interpretados à luz do princípio das tensões efectivas modificadas (Nagaraj *et al.*, 1998) tal como apresentado no Capítulo 8 (expressão 8.1). Assim, pode-se considerar que as tensões efectivas instaladas na matriz sólida de um solo estabilizado ( $\bar{\sigma}'$ ) correspondem à soma de duas componentes, a relativa às tensões actuantes na estrutura não estabilizada ( $\sigma'$ ), acrescida da quantidade referente à resistência das ligações cimentícias ( $\sigma'_b = \sigma_b$ ) (Horpibulsuk, 2001; Horpibulsuk *et al.*, 2004; Horpibulsuk *et al.*, 2010; Suebsuk *et al.*, 2010):

$$\bar{\sigma}' = (\sigma - u) + \sigma_b = \sigma' + \sigma_b \quad (9.1)$$

Devido à existência de  $\sigma_b$ , induzida pela estabilização, uma amostra de solo estabilizado consegue manter a forma sem a necessidade de aplicação de pressão de

confinamento (a qual é requerida no caso de amostras de solo não estabilizado), podendo a estabilização ser interpretada como um confinamento induzido. Pode-se considerar que o valor de  $\sigma_b$  é praticamente constante até se iniciar a rotura das ligações cimentícias (o que para as amostras em estudo acontece próximo da tensão de corte máxima), momento a partir do qual o seu valor decai rapidamente com as deformações de corte, tendendo para zero ao nível das grandes deformações, Suebsuk *et al.* (2010).

O princípio das tensões efectivas modificadas acima apresentado (expressão 9.1) é eficaz na interpretação do comportamento de duas amostras de solo estabilizado sujeitas a igual pressão de confinamento mas com diferentes, por exemplo, tempos de cura (Figura 9.7) ou teores em ligante, uma vez que a resistência das ligações cimentícias ( $\sigma_b$ ) depende em muito destes parâmetros (tempo de cura e teor em ligante).

A aplicação do princípio das tensões efectivas modificadas ao plano q-p', permite definir uma nova variável, a tensão efectiva média modificada,  $\bar{p}'$ :

$$\bar{p}' = p' + \sigma_b = p' + p_b \quad e \quad \bar{q} = q \quad (9.2)$$

Admitindo que a envolvente de rotura do solo estabilizado no plano q-p' é linear, pode definir-se a relação entre q- $\bar{p}'$  por:

$$q = \bar{M} \times \bar{p}' = \bar{M} \times p' + \bar{M} \times p_b \quad (9.3)$$

onde,  $\bar{M}$  representa o declive da envolvente de rotura no plano q-p' (ao nível das grandes deformações,  $\bar{M}$  tende para o valor do solo não estabilizado, M). O valor de  $p_b$  (ou de  $\sigma_b$ ) pode ser estimado a partir da representação da envolvente de rotura de pico que melhor se ajusta aos resultados dos ensaios triaxiais quando representados no plano q-p':

$$p' = 0 \quad \text{na expressão 9.3} \Rightarrow \quad p_b = \frac{q_0}{\bar{M}} \quad (9.4)$$

onde,  $q_0$  representa o valor de q na intersecção na origem.

Aplicando estes conceitos aos resultados dos ensaios triaxiais não drenados realizados sobre amostras estabilizadas, Figura 9.15, pode-se definir  $\bar{M}$  como sendo 2,53, e estimar  $p_b = \sigma_b = 161,57/2,53 \approx 64$  kPa. Atente-se que por este modelo, o efeito da estabilização é traduzido, não apenas pela pressão de confinamento induzida ( $p_b$ ), mas também pelo significativo incremento do declive da envolvente de rotura (de 1,51, correspondente ao solo não estabilizado, para 2,53).

Com base no comportamento tensão-deformação-resistência ao corte exibido pelas amostras de solo estabilizado, caracterizado pós-rotura de pico pelo deslizamento de dois corpos rígidos ao longo de um plano de corte bem definido, pode-se concluir que o mesmo não se enquadra nos princípios da Teoria do Estado Crítico (TEC). No entanto, e com base nos ensaios realizados, conclui-se que o comportamento agora descrito se encontra em perfeita sintonia com o observado por Leroueil e Vaughan (1990), Coop e Atkinson (1993), Cuccovillo e Coop (1999), Horpibulsuk (2001) e Lorenzo e Bergado (2006), Figura 2.15



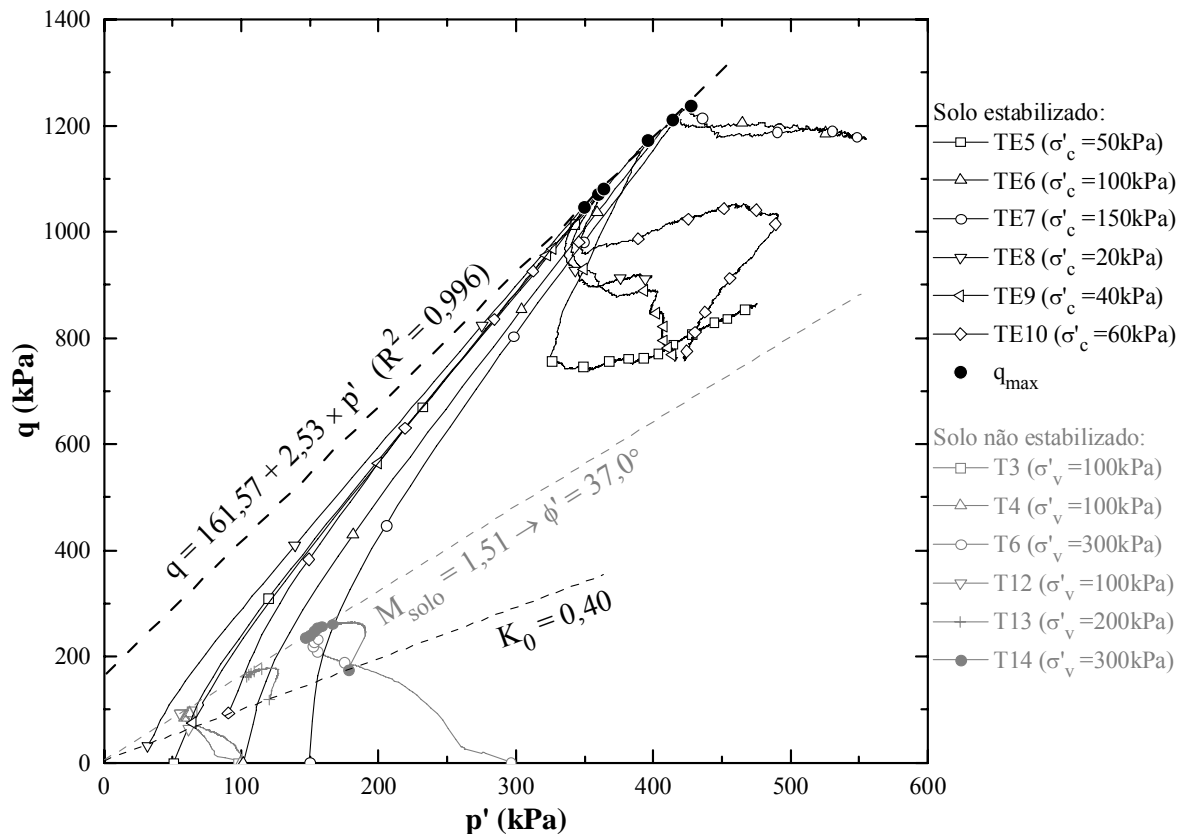


Figura 9.15 – Aplicação do princípio das tensões efectivas modificadas aos ensaios triaxiais do tipo CIUC e  $CK_0$ UC realizados sobre amostras estabilizadas (com 28 dias de cura).

(curva 1), para um solo fortemente estabilizado quando sujeito a baixos níveis de tensões de confinamento (sendo o comportamento até à rotura essencialmente controlado pelas ligações cimentícias). Ainda que não corresponda ao comportamento aqui observado, será de todo interessante averiguar se o comportamento do solo mole do Baixo Mondego quando estabilizado, se enquadra na idealização apresentada na Figura 2.15 (curvas 2 e 3) ao se aumentar a pressão de confinamento para valores superiores à tensão de cedência (não possíveis de aplicar por limitações das células de caminhos de tensões disponíveis no Laboratório de Geotecnia do DEC-UC).

Um último comentário se impõe. A partir do comportamento tensão-deformação-resistência ao corte registado nos ensaios triaxiais não drenados submetidos a baixos níveis de pressão de confinamento (baixos na medida em que a pressão de confinamento é consideravelmente inferior à tensão de cedência), é possível verificar que a tensão de corte correspondente à rotura de pico ( $q_{\max}$ ) é pouco influenciada pelas condições de consolidação, ocorrendo a rotura para valores próximos dos obtidos nos ensaios de compressão não confinada, UCS ( $q_{u\max} = 1143\text{kPa}$ , D125, Capítulo 7). A partir desta observação facilmente se compreende o porquê de se utilizar como referência os ensaios UCS no estudo laboratorial de um solo estabilizado (Horpibulsuk, 2001; Lorenzo e Bergado, 2006).

Finalizado o estudo relativo aos ensaios triaxiais convencionais, segue-se a apresentação e discussão dos resultados dos ensaios triaxiais de fluência, com os quais se procura caracterizar o comportamento do solo estabilizado quando em fluência.

## 9.4 – Ensaios triaxiais de fluência

Tal como referido no Capítulo 5, as deformações por fluência são geralmente divididas em duas componentes, a volumétrica (associada às variações de volume e objecto de caracterização no Capítulo 8) e a deviatória (associada às tensões de corte ou de desvio aplicadas). Ao longo desta secção analisar-se-á em detalhe a evolução da componente deviatória das deformações no tempo de amostras de solo estabilizado.

Para alcançar este objectivo, foi preparado um programa de ensaios triaxiais não drenados com fase intermédia de fluência drenada. A técnica de preparação das amostras e realização dos ensaios encontra-se descrita na secção 9.2, podendo ser brevemente resumida nas seguintes fases: i) após a consolidação das amostras, inicia-se a fase de corte não drenada a qual cessa ao se atingir o nível especificado para a tensão de desvio,  $\bar{D}$  (definido no Capítulo 5); ii) imediatamente de seguida, dá-se início à fase de fluência drenada sob tensão de desvio constante, a qual se estende por 7 dias; iii) findo este período, as amostras são conduzidas à rotura mediante nova fase de corte não drenado. Na fase de fluência aplicaram-se diferentes níveis de tensão de desvio,  $\bar{D}$ , os quais, dada a ausência de resultados na bibliografia consultada, foram definidos para igual intervalo ao considerado no estudo do solo não estabilizado (Capítulo 5), ou seja,  $0,2 < \bar{D} < 0,9$ . Conhecida a dependência do comportamento mecânico de um solo estabilizado face ao tempo de cura (entre outros parâmetros), foi decidido estender o estudo da fluência a amostras com períodos de cura diferente dos 28 dias, tendo sido considerados complementarmente os tempos de cura de 60 e 90 dias (iguais aos definidos no Capítulo 8 aquando do estudo da componente volumétrica). Todos os ensaios triaxiais de fluência realizados encontram-se descritos no Quadro 9.2.

Paralelamente a estes ensaios, foi realizado um ensaio triaxial com corte drenado, com o objectivo último de auxiliar a interpretação de resultados dos ensaios triaxiais com fase de fluência drenada, nomeadamente, avaliar o sinal das deformações volumétrica, radial e de corte. Inicia-se a secção com a apresentação dos resultados referentes a este ensaio drenado.

### 9.4.1 – Ensaio triaxial drenado

As principais características do ensaio triaxial com corte drenado em compressão, realizado sobre amostra de solo estabilizado com 28 dias de cura (ensaio TE13), encontram-se descritas nos Quadros 9.1 e 9.3. A Figura 9.16 apresenta os resultados com interesse para o presente trabalho, nomeadamente a evolução das extensões volumétrica,  $\epsilon_{vol}$ , radial,  $\epsilon_r$ , e de

corte,  $\varepsilon_s$  (ou distorção,  $\gamma$ ). As extensões axial e volumétrica são quantificadas a partir de medições directas durante a realização do ensaio triaxial (aplicando-se as correcções descritas na secção 9.2.4), enquanto que as extensões radial e de corte são avaliadas a partir das relações que se estabelecem com as primeiras, através das expressões 5.10 e 5.11.

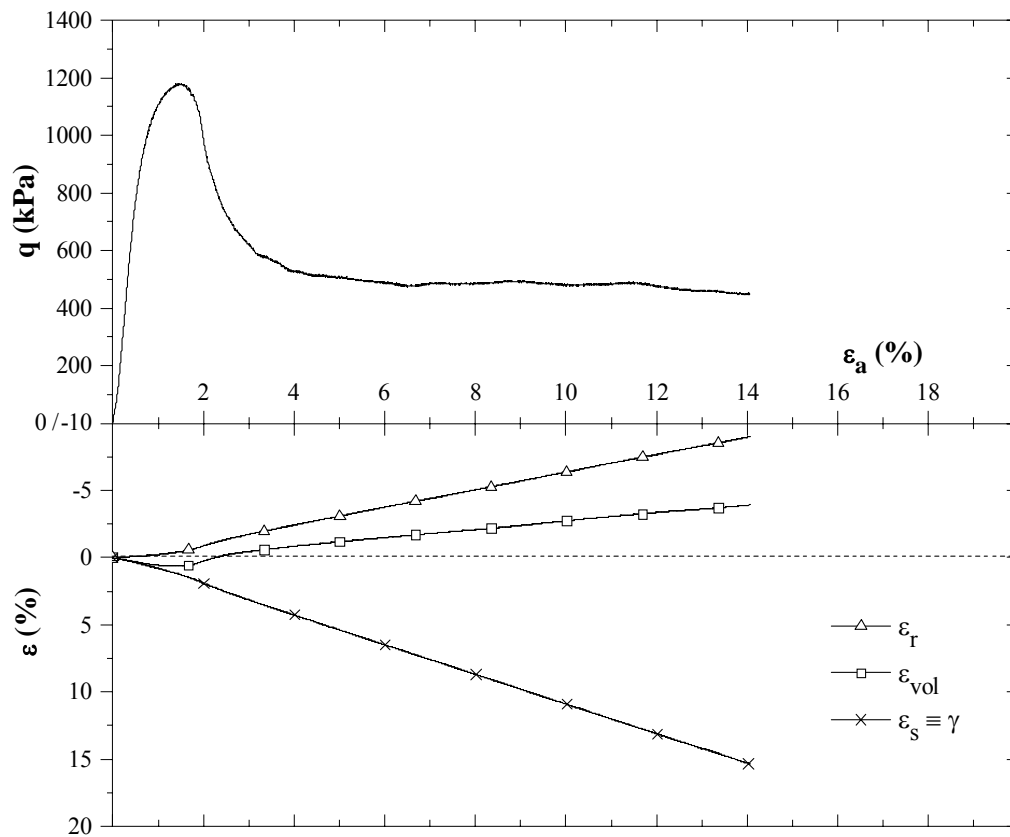


Figura 9.16 – Curvas ( $q - \varepsilon_a$ ), ( $\varepsilon_{vol} - \varepsilon_a$ ), ( $\varepsilon_r - \varepsilon_a$ ) e ( $\varepsilon_s - \varepsilon_a$ ) para o ensaio CIDC ( $\sigma'_c = 50\text{kPa}$ ) realizado sobre amostra estabilizada (com 28 dias de cura).

Da análise da Figura 9.16, pode-se constatar que à semelhança dos ensaios triaxiais não drenados, também neste caso se evolui rapidamente para a rotura de pico ( $q_{max}$ ), consequência directa da elevada rigidez da amostra de solo estabilizado. A rotura de pico dá-se para um valor muito próximo do obtido no ensaio não drenado equivalente (TE5), facto este não compatível com as envolventes de rotura de pico definidas nas Figuras 9.14 e 9.15. Este facto poderá ser justificado por 3 ordens de razões: i) a velocidade de corte adoptada ( $0,2\%/h = 0,0025\text{mm}/\text{min}$ ) pode ser elevada face às características de permeabilidade do solo estabilizado (contudo, o valor da velocidade de corte adoptado encontra-se perfeitamente enquadrado na bibliografia respeitante a solos estabilizados similares ao em estudo, Horpibulsuk, 2001; Horpibulsuk *et al.*, 2004 e 2005; Åhnberg, 2004, 2006 e 2007); ii) a variabilidade que possa existir nos resultados, potenciada por algum erro (não detectado) cometido durante a realização do ensaio; iii) a elevada rigidez do solo estabilizado, conjugada com a baixa pressão de confinamento aplicada ( $p'_c = 50\text{kPa}$ ), parece sugerir que nestas circunstâncias o corte da amostra é pouco dependente das condições de drenagem, sendo

fundamentalmente controlado pela resistência das ligações cimentícias (à semelhança do sugerido por Coop e Atkinson, 1993; Uddin *et al.*, 1997; Cuccovillo e Coop, 1999; Horpibulsuk, 2001; Miura *et al.*, 2001; Horpibulsuk *et al.*, 2005). Não obstante as explicações agora apresentadas, este aspecto apenas poderá ser esclarecido mediante a realização de novos ensaios triaxiais drenados, os quais não foram efectuados dados os objectivos específicos do ensaio drenado no presente trabalho.

Centrando agora a análise na evolução das diversas extensões registadas durante o corte drenado (Figura 9.16), pode-se concluir que:

- em termos de extensão axial,  $\epsilon_a$ , a compressão axial ocorrida durante o corte drenado conduz a deformações de sinal positivo (segundo a tradicional convenção adoptada na Mecânica dos Solos);
- em termos de extensão radial,  $\epsilon_r$ , o corte drenado em compressão caracteriza-se pelo aumento do diâmetro da amostra (traduzido pelo sinal negativo segundo a convenção adoptada), induzido pela compressão axial ocorrida durante o corte, sendo apenas significativo este aumento de diâmetro após a rotura de pico;
- em termos de extensão volumétrica,  $\epsilon_{vol}$ , a sua evolução pode ser dividida em duas fases: inicialmente a compressão da amostra de solo estabilizado sob condições drenadas quer gerar excessos de pressão intersticial positivos, o que conduz à saída de água que preenche os vazios da amostra, logo a uma redução do seu volume (contração ou dilatação negativa, traduzida por sinal positivo segundo a convenção adoptada); nas proximidades da rotura de pico, e daí em diante, a quebra das ligações cimentícias (desestruturação) conduz a um aumento de volume (dilatação positiva); observe-se que a variação da  $\epsilon_{vol}$  se encontra em perfeita sintonia com a geração de excessos de pressão intersticiais observada nos ensaios não drenados (secção 9.3), confirmando a tendência diltante aí descrita;
- em termos de extensão de corte,  $\epsilon_s$ , o corte drenado em compressão da amostra de solo estabilizado origina extensões de corte de sinal positivo, isto é, dois alinhamentos da amostra inicialmente perpendiculares sofrem aumento de ângulo nos quadrantes positivos, segundo a convenção adoptada.

Estas conclusões irão auxiliar na interpretação das deformações que ocorrem durante a fase de fluência drenada nos ensaios triaxiais de fluência, os quais se passam de seguida a analisar.

## 9.4.2 – Ensaios triaxiais com fluência drenada

Nesta secção analisam-se os ensaios triaxiais não drenados com fase intermédia de fluência drenada, identificados no Quadro 9.2 e cujos principais resultados se apresentam no Quadro 9.7. Neste último quadro, para além dos parâmetros já conhecidos (descritos na secção 9.3:  $e_0$ ;  $\sigma'_c$ ;  $q_{max}$ ;  $\Delta u_{max}$ ;  $\epsilon_a$ ), inclui-se também o valor do nível da tensão de desvio,  $\bar{D}$ ,

aplicado durante a fase de fluência drenada, assim como a indicação do ensaio triaxial convencional equivalente (designado por ensaio base), com o qual se confrontam os resultados obtidos, permitindo deste modo elaborar algumas conclusões acerca da influência da fluência no comportamento do solo estabilizado.

Quadro 9.7 – Ensaio triaxiais de fluência realizados sobre amostras de solo estabilizado.

Ensaio N.º <sup>(1)</sup>	$e_o$ <sup>(2)</sup> (-)	$\sigma'_c$ (kPa)	$\bar{D}$ (%)	$q_{max}$ (kPa)	$\epsilon_a$ <sup>(3)</sup> ( $q_{max}$ ) (%)	$\Delta u_{max}$ (kPa)	$\epsilon_a$ <sup>(3)</sup> ( $\Delta u_{max}$ ) (%)	Observações <sup>(4)</sup>
<b>amostras com 28 dias de cura</b>								
TE15	1,739	49,74	27	1319,84	0,728	46,83	0,616	Base: TE5 (CIUC)
TE16	1,740	49,68	45	1304,84	0,511	45,01	0,453	
TE17	1,741	49,79	72	1269,26	0,379	35,84	0,297	
<b>amostras com 60 dias de cura</b>								
TE18	1,715	50,97	42	1567,50	0,512	45,42	0,512	Base: TE11 (CIUC)
TE19	1,718	49,91	53	1550,90	0,383	41,94	0,333	
TE20	1,709	50,61	63	1676,13	0,411	40,67	0,368	
<b>amostras com 90 dias de cura</b>								
TE21	1,706	50,19	40	1758,77	0,578	42,68	0,551	Base: TE12 (CIUC)
TE22	1,708	50,05	61	1686,61	0,421	36,46	0,380	

1 – mistura do solo em estudo ( $w_o = 80,87\%$ ) com CI42,5/E (75/25), encontrando-se o ligante no estado seco,  $D = 125\text{kg/m}^3$  ( $a_w = 15\%$ ),  $PC = 24\text{kPa}$ ;

2 – correspondente ao fim do período de cura;

3 – relativa apenas à última fase de corte não drenada;

4 – identificação do ensaio triaxial convencional tomado por base (Quadros 9.1 e 9.3).

A análise e discussão de resultados será apresentada ao longo das duas próximas secções. A primeira é dedicada às amostras de solo estabilizado com 28 dias de cura, seguindo-se o estudo da influência do tempo de cura (60 e 90 dias) na segunda das secções. Em qualquer uma destas secções, comparam-se os comportamentos em fluência dos solos estabilizado e não estabilizado.

#### 9.4.2.1 – Amostras com 28 dias de cura submetidas a fluência drenada

Nas Figuras 9.17, 9.18 e 9.19 apresentam-se os resultados dos 3 ensaios triaxiais de fluência de amostras com 28 dias de cura (TE15, TE16 e TE17), incluindo-se também os resultados referentes ao ensaio base (TE5). Durante a primeira fase de corte não drenado incrementa-se a tensão de desvio,  $q$ , com a conseqüente geração de excessos de pressão intersticial positivos (Figura 9.17). Alcançada a tensão de desvio pretendida inicia-se a fase de fluência drenada, a qual pode ser entendida como a sobreposição de dois fenómenos, a consolidação primária (caracterizada pela anulação dos excessos de pressão intersticial), e, a consolidação secundária ou fluência propriamente dita. Atendendo à elevada rigidez das

amostras estabilizadas, a consolidação primária cessa logo após os primeiros instantes (Capítulo 8), sendo esta fase caracterizada pelo aumento das tensões efectivas instaladas na amostra (traduzido pelo aumento de  $p'$  no plano  $q$ - $p'$ , Figura 9.19), e pela ocorrência de deformações volumétricas positivas (Figuras 9.20 e 9.21), a que corresponde, segundo a convenção adoptada, uma redução do volume conseguida à custa da expulsão de água que ocupa os vazios do solo (em concordância com a anulação dos excessos de pressão intersticial

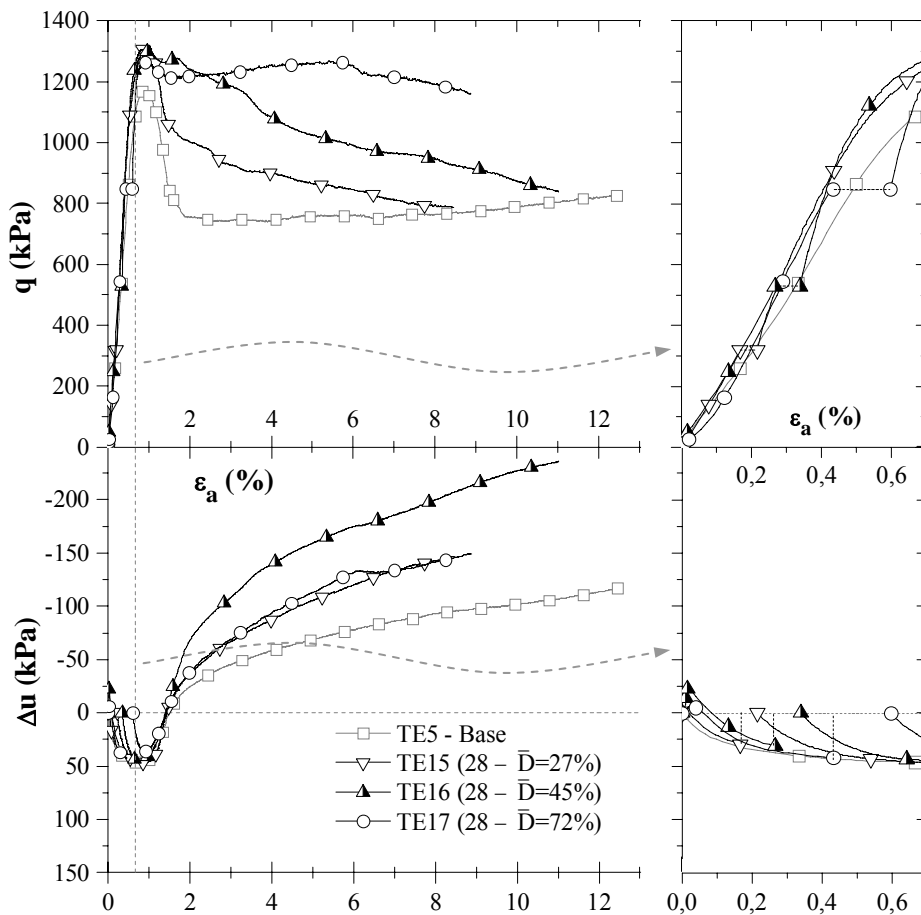


Figura 9.17 – Curvas ( $q$ - $\epsilon_a$ ) e ( $\Delta u$ -  $\epsilon_a$ ) para os ensaios triaxiais de fluência realizados sobre amostras estabilizadas com 28 dias de cura.

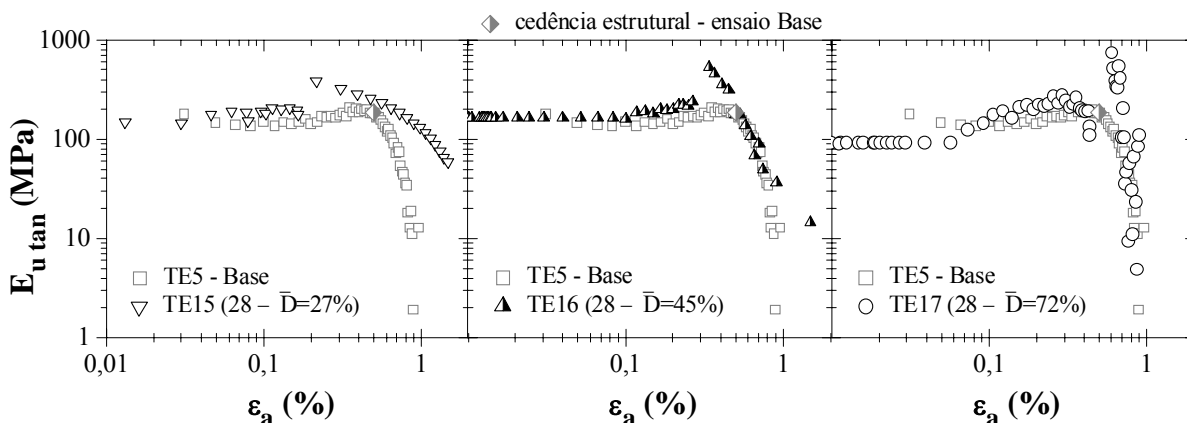


Figura 9.18 – Variação de  $E_{u \tan}$  com a extensão axial para os ensaios triaxiais de fluência realizados sobre amostras estabilizadas com 28 dias de cura.

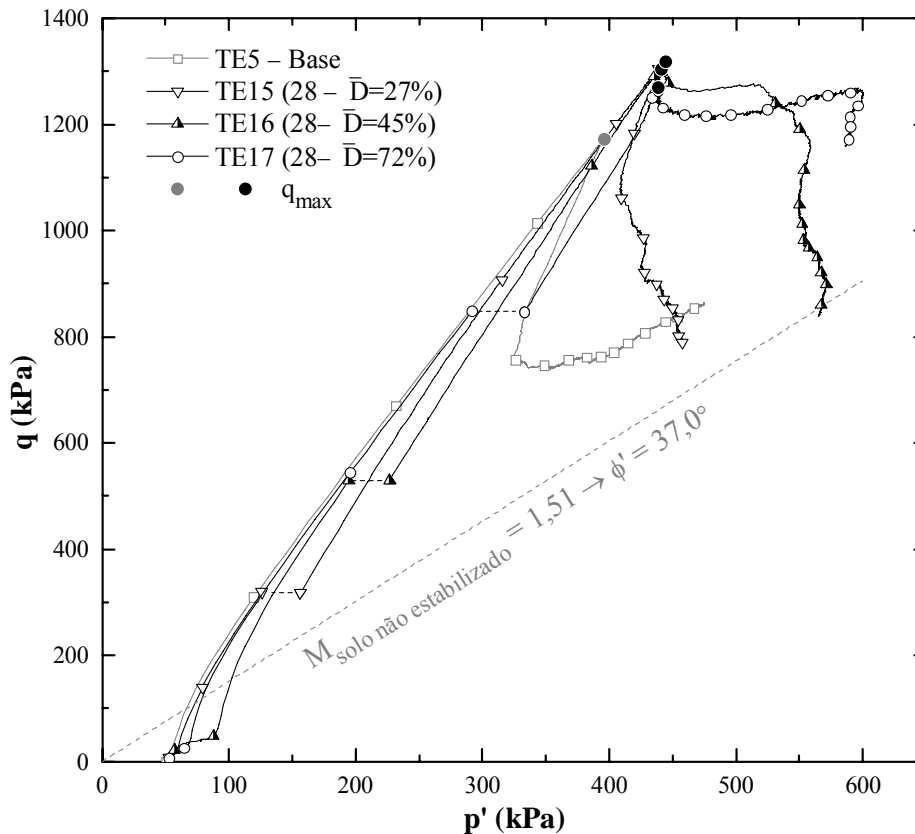


Figura 9.19 - Trajetórias de tensões efectivas de ensaios triaxiais de fluência realizados sobre amostras estabilizadas com 28 dias de cura.

positivos). É de esperar que pelo facto de a amostra consolidar durante a fase de fluência drenada para um estado de tensão efectivo superior, exista algum incremento na resistência e rigidez da amostra. No início da fase de fluência propriamente dita (para tempos inferiores a  $\pm 100$ min), verifica-se a existência de muito ligeiras deformações volumétricas positivas (Figuras 9.21), as quais poderão estar associadas à dissipação de algum excesso de pressão intersticial remanescente. No entanto, rapidamente as deformações volumétricas ocorridas durante esta fase invertem de sinal (Figuras 9.20 e 9.21), reflectindo o comportamento dilatante observado durante o ensaio drenado (Figura 9.16). Deve ser tido em consideração que durante a fase de fluência se continuam a desenvolver reacções cimentícias (especialmente reacções pozolânicas), as quais, não obstante o comportamento dilatante, contribuem para o incremento observado em termos de rigidez (Figura 9.18) e resistência (Quadro 9.7). Este facto encontra-se bem patente na Figura 9.17, registando-se que ao se iniciar a última fase de corte não drenado, as amostras exibem uma resposta inicial mais rígida, ocorrendo a rotura de pico para uma maior tensão de corte (Figuras 9.17 e 9.19). O comportamento até à rotura continua a ser essencialmente dependente da resistência das ligações cimentícias, à semelhança do comportamento registado para o ensaio base (secção 9.3.1). A rotura de pico mantém-se do tipo frágil, sendo caracterizada pela quebra abrupta das ligações cimentícias ao longo de um plano de corte bem definido, tendendo o comportamento pós-pico a estar dependente da resistência atrítica (friccional). Ao nível das grandes

deformações, a trajectória de tensões parece evoluir para a linha de estado crítico do solo não estabilizado (Figura 9.19).

Em termos de trajectórias de tensões efectivas no plano  $q$ - $p'$  (Figura 9.19), o andamento é em tudo similar ao observado para o ensaio base à excepção da fase de fluência. Durante a fase de fluência drenada, ocorre a anulação dos excessos de pressão intersticial gerados anteriormente, com o conseqüente aumento da tensão efectiva. Durante a última fase de corte não drenado, a trajectória evolui no sentido de se aproximar da linha caracterizada por uma razão 3:1 ( $q$ - $p'$ ). Tal como no ensaio base, o excesso de pressão intersticial máximo (em sinal) gerado na última fase de corte não drenado (Quadro 9.7), é tal que tende a anular a pressão de confinamento, observando-se no entanto que  $\Delta u_{\max}$  decresce suavemente à medida que se incrementa o nível de tensão de desvio aplicado,  $\bar{D}$ , em concordância com o facto de a rotura de pico se afastar ligeiramente da linha 3:1 ( $q$ - $p'$ ) e se manifestar para tensões de corte levemente inferiores. Este comportamento parece estar relacionado com o facto de a rotura de pico ser precedida de cedência estrutural, a qual se atinge mais rapidamente quanto maior for o nível de tensão de desvio aplicado.

As trajectórias de tensões efectivas referentes aos ensaios TE16 e TE17 apresentam um andamento inicial ligeiramente diferente dos demais ensaios, facto este relacionado com o procedimento adoptado no contacto entre a célula de carga e a placa de topo (utilizou-se espigão esférico em detrimento da habitual manga em borracha, conforme descrição na secção 5.3.5). Conforme os resultados o indicam, este procedimento parece não influenciar o comportamento do solo estabilizado, à semelhança das conclusões enunciadas aquando do estudo do solo não estabilizado (secção 5.3.5).

Analisando os resultados do Quadro 9.7 em termos de deformações, observa-se, tal como esperado, existir uma relação entre  $\bar{D}$  e a deformação axial relativa à última fase de corte não drenado,  $\varepsilon_a(q_{\max})$  e  $\varepsilon_a(\Delta u_{\max})$ , verificando-se que com o aumento de  $\bar{D}$ , mais próximo da rotura se encontra a amostra. Atente-se uma vez mais que a deformação axial associada a  $q_{\max}$  é sempre superior à de  $\Delta u_{\max}$ , indiciando a existência de ponto de cedência estrutural pré-rotura de pico (ainda que a presença deste ponto não seja evidente para os ensaios TE16 e TE17, Figura 9.18, o que em parte se poderá explicar pela técnica utilizada na medição das deformações). Apesar de não apresentado no Quadro 9.7, em termos globais (isto é, medindo  $\varepsilon_a$  desde o início da primeira fase de corte não drenado), as deformações axiais de pico são muito similares às do respectivo ensaio base.

Os dados do Quadro 9.7 sugerem a existência de uma relação entre o índice de vazios inicial (correspondente ao fim do período de cura)  $e_0$ , e a tensão de corte máxima,  $q_{\max}$ , indicando que  $e_0$  se apresenta como um parâmetro fundamental na análise do comportamento mecânico de um solo estabilizado, facto este em perfeita sintonia com os resultados apresentados no Capítulo 8 e os estudos de Leroueil e Vaughan (1990), e Lorenzo e Bergado (2004 e 2006).



Seguidamente analisam-se as deformações ocorridas durante a fase de fluência drenada (que comporta a consolidação primária e a fluência propriamente dita). As Figuras 9.20 e 9.21 apresentam a evolução das extensões axial, volumétrica, radial e de corte com o tempo e com o logaritmo do tempo, respectivamente. Na análise e interpretação dos resultados deve ter-se presente que apenas as deformações axial e volumétrica são medidas directamente, sendo as deformações radiais e de corte obtidas a partir das relações que se estabelecem com as primeiras (através das expressões 5.10 e 5.11). Na interpretação dos resultados da deformação volumétrica deve ser tido em consideração o facto de existir “consumo” de água por parte das reacções cimentícias durante a fase de fluência drenada, água esta substituída por novos produtos de maior massa volúmica. Como a rigidez das amostras é elevada, este “consumo” de água poderá em parte ser compensado volumetricamente pela entrada de mais água nas amostras (a que corresponde uma deformação volumétrica negativa). Atente-se que as deformações volumétricas são avaliadas externamente por meio da medição do volume de água que sai ou entra na amostra. Este efeito encontra-se visível na análise da fase de consolidação inicial da amostra relativa ao ensaio TE4 (Figura 9.22). Considerando que a amostra se encontra saturada (secção 9.2.2), é possível concluir que este “consumo” de água se traduz por uma deformação volumétrica muito reduzida ( $\approx 0,018\%/dia$ ), não alterando a tendência global dos resultados respeitantes à deformação volumétrica apresentada nas Figuras 9.20 e 9.21.

A partir da Figura 9.20 é possível constatar que a extensão axial (de contracção) cresce com o nível de tensão de desvio aplicado na fase de fluência drenada, verificando-se que a taxa de variação da deformação decai no tempo, isto é, a velocidade de deformação axial diminui com o tempo. Em termos de extensões volumétricas, tal como já referido, estas começam por ser positivas (correspondendo a uma redução de volume), resultado directo da anulação do excesso de pressão intersticial gerado durante a primeira fase de corte não drenado. Contudo, durante a fase de fluência propriamente dita, a extensão volumétrica é claramente negativa, confirmando a tendência dilatante observada no ensaio drenado.

Em termos de extensão radial (avaliada indirectamente através da expressão 5.10), verifica-se que esta apresenta andamento em concordância com a extensão volumétrica. Relativamente à extensão de corte (avaliada indirectamente através da expressão 5.11), verifica-se que esta aumenta com o tempo, em perfeita sintonia com a extensão axial de contracção medida (atente-se que a extensão de corte é menos dependente da extensão volumétrica). Observa-se que a taxa de variação da deformação de corte decai ligeiramente no tempo, ou seja, a velocidade de deformação de corte diminui com o tempo.

O andamento das extensões volumétrica e radial (Figura 9.20) sugere que a taxa de variação destas deformações é aproximadamente constante no tempo, contudo existe uma tênue tendência para o seu decaimento no tempo. Este aspecto pode ser consequência da fraca qualidade dos resultados da  $\varepsilon_{vol}$ , em resultado da técnica adoptada na medição das deformações, conjugado com as correcções impostas à deformação volumétrica (secção 9.2.4).

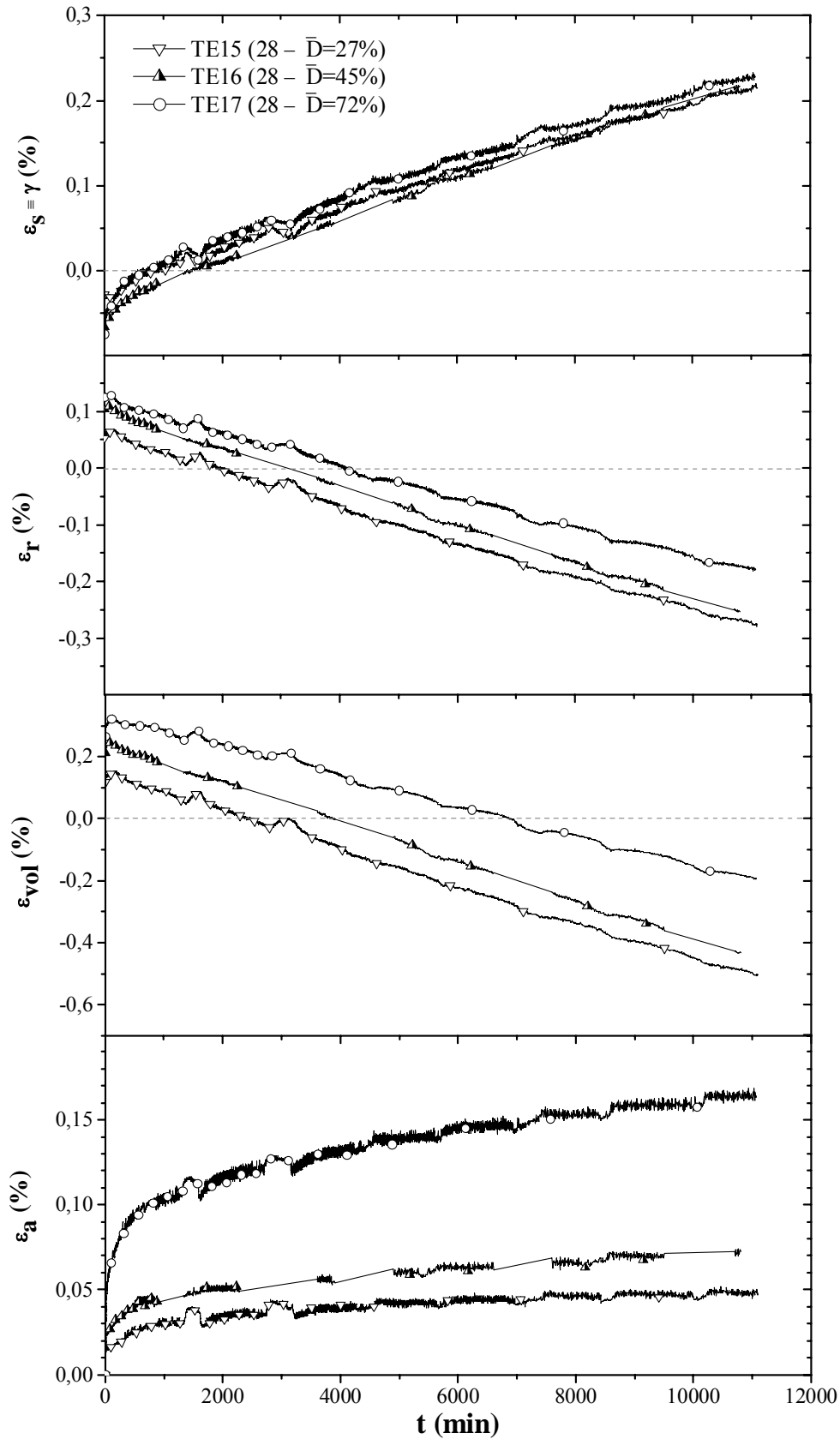


Figura 9.20 - Curvas  $(\epsilon_a-t)$ ,  $(\epsilon_{vol}-t)$ ,  $(\epsilon_r-t)$  e  $(\epsilon_s-t)$  observadas durante a fluência drenada nos ensaios triaxiais de fluência realizados sobre amostras estabilizadas com 28 dias de cura.

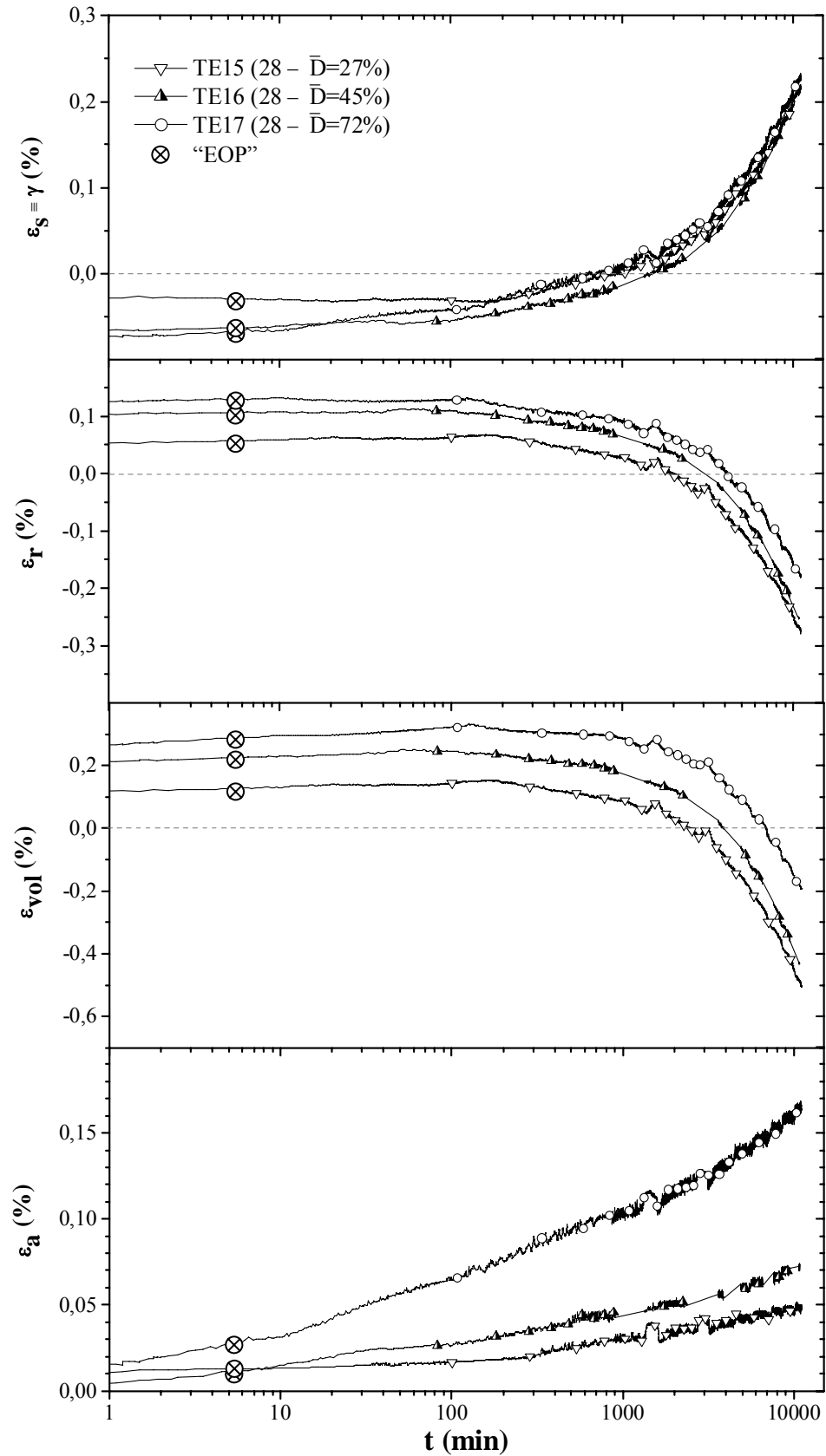


Figura 9.21 - Curvas ( $\epsilon_a$ -logt), ( $\epsilon_{vol}$ -logt), ( $\epsilon_r$ -logt) e ( $\epsilon_s$ -logt) observadas durante a fluência drenada nos ensaios triaxiais de fluência realizados sobre amostras estabilizadas com 28 dias de cura.

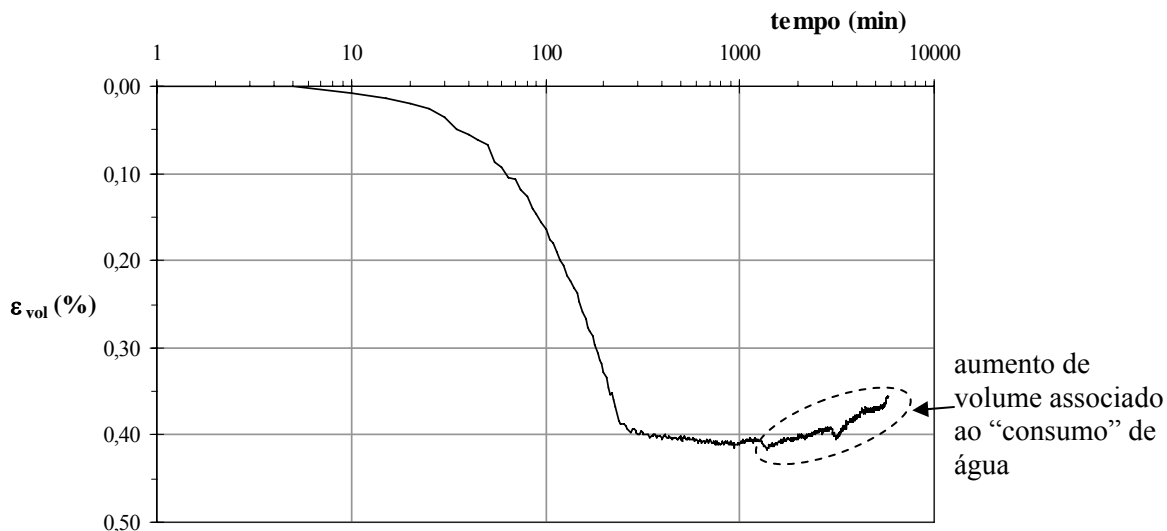


Figura 9.22 – Curva de consolidação da amostra TE4 (ver Quadro 9.1).

É de esperar um incremento na qualidade dos resultados mediante o recurso a medição interna de deformações (procedimento não realizado no presente trabalho uma vez que tais dispositivos se encontravam inoperacionais).

A representação das extensões com o logaritmo do tempo (Figura 9.21) apresenta uma clara vantagem relativamente à Figura 9.20, uma vez que possibilita a fácil identificação do ponto correspondente ao fim da consolidação primária (EOP), ponto este determinado para um grau de consolidação médio de 95% e considerando o valor de  $c_v$  avaliado no Capítulo 8 ( $c_v = 160 \text{ m}^2/\text{ano}$ , Quadro 8.2). A partir desta representação é também possível concluir que a taxa de variação das deformações com o logaritmo do tempo parece convergir para um valor constante, não devidamente identificado devido ao insuficiente período de fluência drenada (enquanto que a fluência por 7 dias se mostra suficiente na caracterização das deformações por fluência do solo não estabilizado, tal tempo é claramente insuficiente em amostras de solo estabilizado). No entanto, a taxa de variação das deformações com o logaritmo do tempo mostra-se independente do nível de tensão de desvio aplicado, excepção feita à extensão axial.

Assim sendo, para a completa caracterização das deformações por fluência ocorridas em amostras de solo estabilizado dever-se-ão realizar novos ensaios triaxiais de fluência, com medição interna das deformações por um período temporal claramente superior a 7 dias. Apenas desta forma se poderão obviar as insuficiências descritas, bem como averiguar se existe convergência para um valor constante da taxa de variação das deformações com o logaritmo do tempo, com as consequências positivas daí decorrentes (possibilitando uma mais fácil modelação do comportamento em fluência a partir de ensaios de fluência de duração limitada).

Comparando as deformações ocorridas por fluência drenada dos dois materiais em estudo, solos não estabilizado (Figuras 5.30 e 5.31) e estabilizado (amostras com 28 dias de cura, Figuras 9.20 e 9.21), Quadro 9.8, pode-se concluir que, não obstante o facto de os níveis de tensão de corte aplicados não serem iguais, nem tão pouco as tensões de corte impostas, as

deformações ocorridas no solo estabilizado são cerca de uma ordem de grandeza inferior às ocorridas no solo não estabilizado, facto este directamente dependente da diferente rigidez dos dois materiais.

Quadro 9.8 – Extensões finais durante a fase de fluência drenada (7 dias) de ensaios triaxiais realizados sobre amostras de solo não estabilizado e estabilizado.

Ensaio N.º	$\bar{D}$ (%)	$\varepsilon_a$ (%)	$\varepsilon_{vol}$ (%)	$\varepsilon_r$ (%)	$\varepsilon_s$ (%)
<b>Solo não estabilizado</b> (Capítulo 5, Figuras 5.30 e 5.31)					
T21	40	1,659	1,744	0,042	1,078
T22	54	1,944	2,229	0,143	1,201
T23	66	2,216	2,770	0,277	1,293
<b>Solo estabilizado (amostras com 28 dias de cura)</b>					
TE15	27	0,048	-0,503	-0,275	0,215
TE16	45	0,073	-0,433	-0,253	0,217
TE17	72	0,164	-0,193	-0,178	0,228
<b>Solo estabilizado (amostras com 60 dias de cura)</b>					
TE18	42	0,055	-0,137	-0,096	0,100
TE19	53	0,080	-0,191	-0,136	0,144
TE20	63	0,110	-0,188	-0,149	0,173
<b>Solo estabilizado (amostras com 90 dias de cura)</b>					
TE21	40	0,073	-0,271	-0,172	0,163
TE22	61	0,109	-0,105	-0,107	0,144

#### 9.4.2.2 – Fluência drenada – estudo do tempo de cura

Sabe-se, quer dos Capítulos 7 e 8, quer da secção 9.3.1, que o comportamento mecânico do solo estabilizado depende do tempo de cura, na medida em que existe o desenvolvimento no tempo de ligações cimentícias (nomeadamente das ligações pozolânicas) as quais incrementam a resistência e rigidez da matriz sólida. Com o objectivo de melhorar o conhecimento acerca do comportamento mecânico do solo estabilizado no tempo sob condições de fluência drenada, apresentam-se nesta secção os resultados dos ensaios triaxiais de fluência realizados sobre amostras com 60 e 90 dias de cura, identificados no Quadro 9.2 e cujos principais resultados se apresentam no Quadro 9.7.

As Figuras 9.23, 9.24 e 9.25 apresentam os resultados dos 3 ensaios triaxiais de fluência respeitantes a amostras com 60 dias de cura (TE18, TE19 e TE20), incluindo-se também os resultados referentes ao ensaio não drenado base (TE11, amostra com igual período de cura). Já as Figuras 9.26, 9.27 e 9.28 dizem respeito aos 2 ensaios triaxiais de fluência realizados sobre amostras com 90 dias de cura (TE21 e TE22), onde se inclui

igualmente os resultados referentes ao ensaio não drenado base (TE12, amostra com 90 dias de cura). Em qualquer dos casos, observa-se que o comportamento tensão-deformação-resistência ao corte é em tudo similar ao anteriormente descrito para as amostras com 28 dias de cura, a menos de uma diferença: o aumento do tempo de cura origina o incremento da resistência e da rigidez.

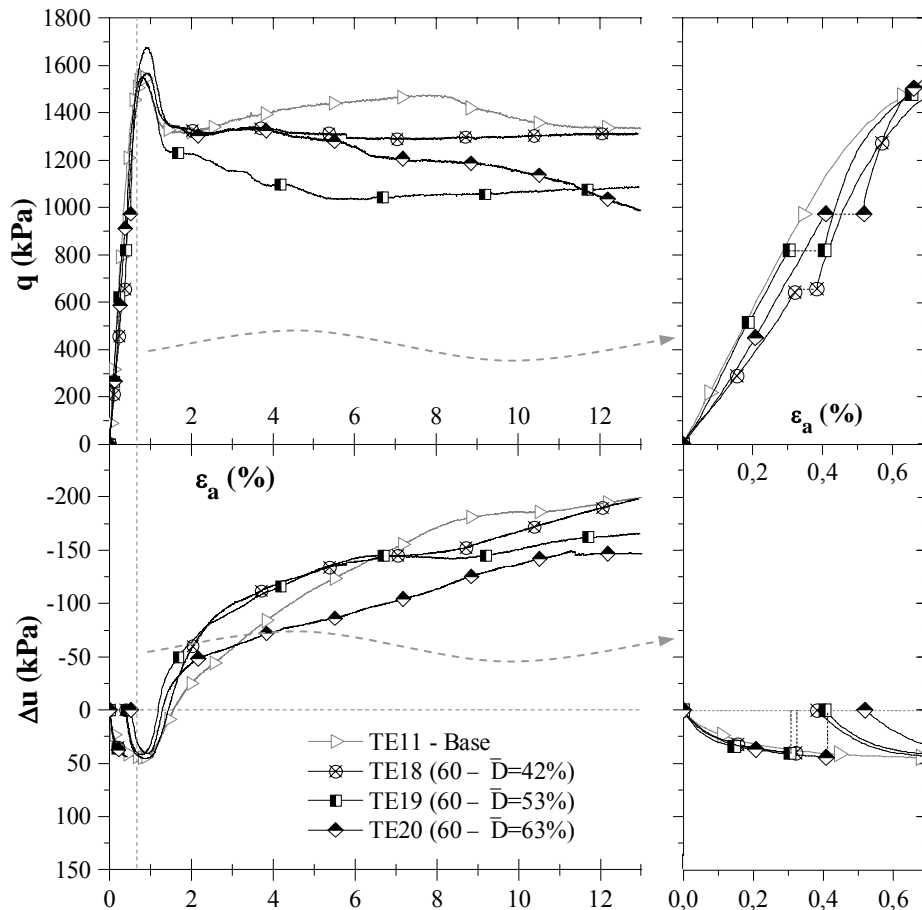


Figura 9.23 – Curvas ( $q$ - $\epsilon_a$ ) e ( $\Delta u$ -  $\epsilon_a$ ) para os ensaios triaxiais de fluência realizados sobre amostras estabilizadas com 60 dias de cura.

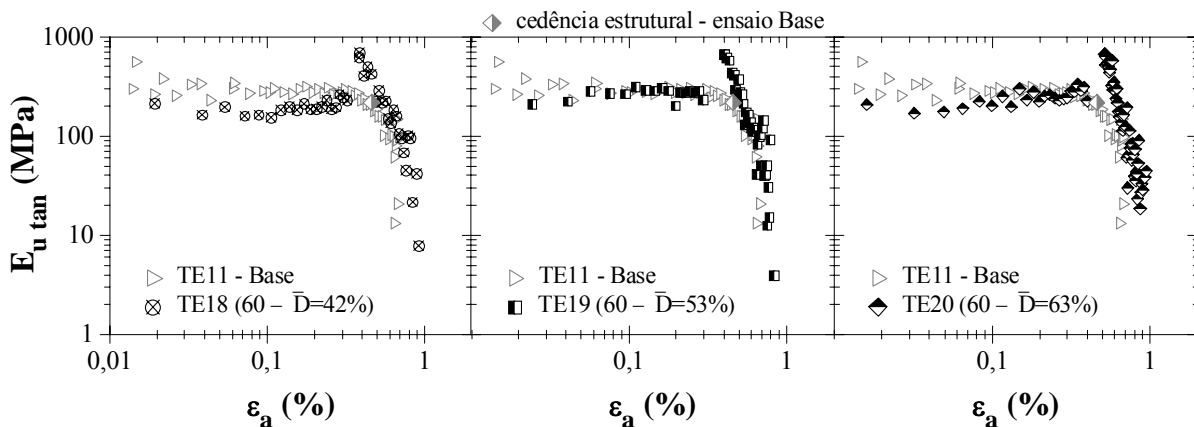


Figura 9.24 – Variação de  $E_{u \tan}$  com a extensão axial para os ensaios triaxiais de fluência realizados sobre amostras estabilizadas com 60 dias de cura.

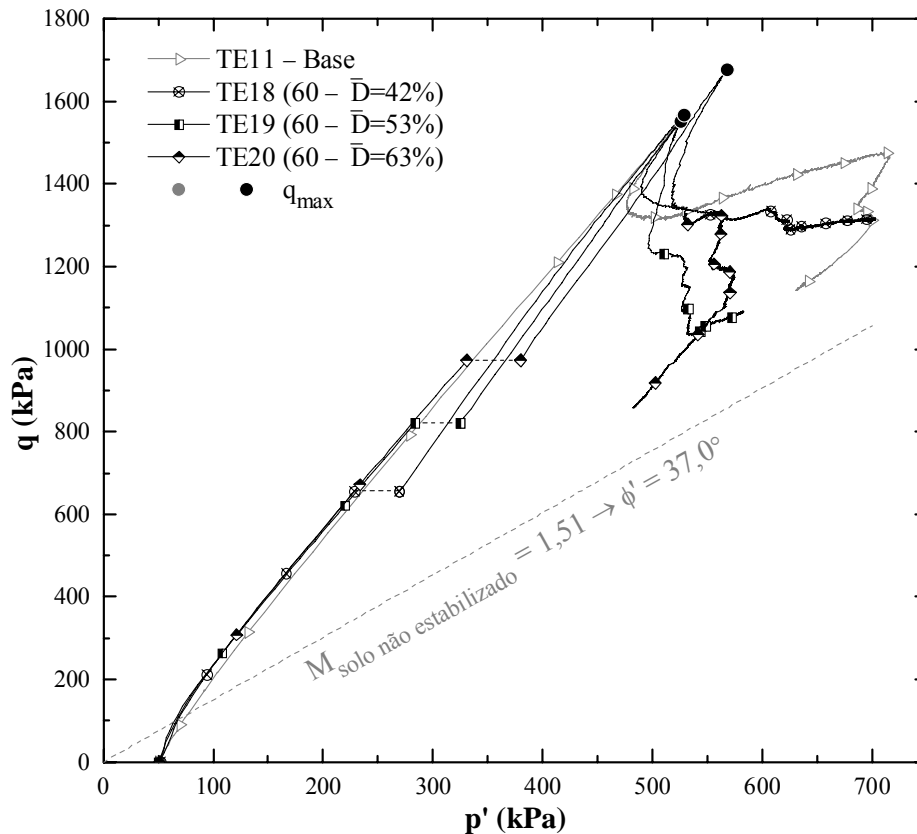


Figura 9.25 - Trajectórias de tensões efectivas de ensaios triaxiais de fluência realizados sobre amostras estabilizadas com 60 dias de cura.

De realçar que à semelhança do registado para as amostras com 28 dias de cura, também agora a rotura de pico se manifesta muito próximo da linha 3:1 ( $q:p'$ ), o que se deve ao efeito estabilizador (confinante) dado pelas ligações cimentícias. Após a rotura de pico (a qual ocorre ao longo de um plano de corte bem definido), a resistência decai tendendo, ao nível das grandes deformações, para a linha de estado crítico do solo não estabilizado (sendo no entanto a resistência ao corte do solo estabilizado ligeiramente superior à do solo não estabilizado devido às alterações granulométricas suscitadas pela estabilização, conforme o anteriormente explicado).

Durante a fase de fluência drenada ocorre a anulação do excesso de pressão intersticial gerado durante a primeira fase de corte não drenado, com o consequente aumento das tensões efectivas (bem evidente nas Figuras 9.23 e 9.25, assim como nas Figuras 9.26 e 9.28 para as amostras com tempos de cura de 60 e 90 dias, respectivamente). Este facto, conjugado com o desenvolvimento das reacções cimentícias durante a fase de fluência, explica o incremento registado em termos de resistência e rigidez relativamente ao ensaio base (Figuras 9.23 e 9.24, assim como nas Figuras 9.26 e 9.27 para as amostras com tempos de cura de 60 e 90 dias, respectivamente).

A partir do Quadro 9.7 e da análise da figuras acima mencionadas, é possível constatar que o excesso de pressão intersticial máximo (em sinal) gerado durante a última fase de corte tende a anular a pressão de confinamento, ocorrendo uma vez mais a rotura muito próxima da

linha 3:1 ( $q:p'$ ). Contudo, verifica-se que a rotura tende a afastar-se ligeiramente desta linha à medida que aumenta o nível de tensão de desvio aplicado,  $\bar{D}$ , facto este bem reflectido no menor  $\Delta u_{\max}$  gerado. Conforme o adiantado para o tempo de cura de 28 dias, este comportamento parece estar relacionado com a cedência estrutural que antecede a rotura de pico, a qual se atinge mais rapidamente quanto maior o nível de tensão de desvio aplicado,  $\bar{D}$ .

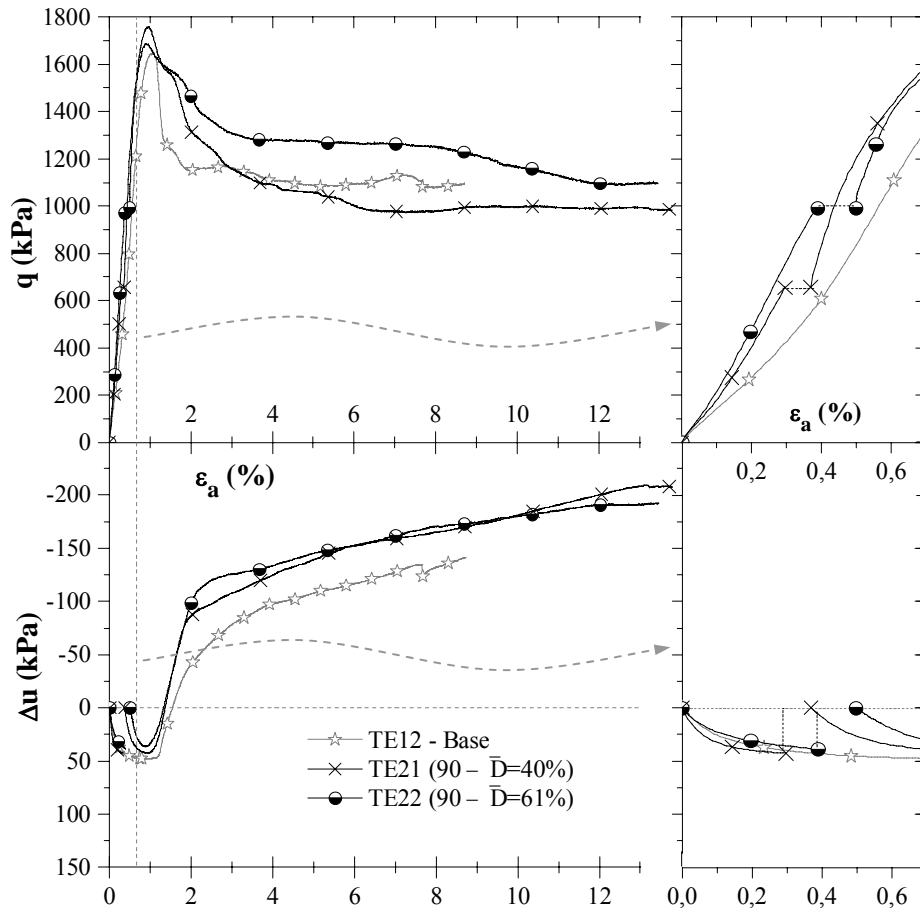


Figura 9.26 – Curvas ( $q$ - $\epsilon_a$ ) e ( $\Delta u$ -  $\epsilon_a$ ) para os ensaios triaxiais de fluência realizados sobre amostras estabilizadas com 90 dias de cura.

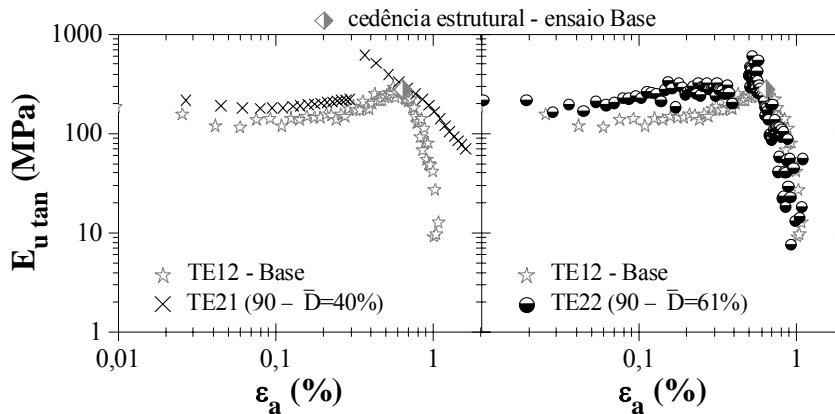


Figura 9.27 – Variação de  $E_{u \tan}$  com a extensão axial para os ensaios triaxiais de fluência realizados sobre amostras estabilizadas com 90 dias de cura.



À semelhança do comportamento das amostras com 28 dias de cura, também agora se verifica existir uma relação inversamente proporcional entre o nível de tensão de desvio aplicado na fase de fluência,  $\bar{D}$ , e a deformação axial relativa à última fase de corte não drenado,  $\varepsilon_a(q_{\max})$  e  $\varepsilon_a(\Delta u_{\max})$ , Quadro 9.7, facto este relacionado com a proximidade à rotura de pico. Regista-se que esta relação não é válida para o ensaio TE19, o que se poderá dever a eventuais aspectos particulares da amostra (explicados por alguma variabilidade existente), ou a eventuais erros (não detectados) cometidos durante a realização do ensaio (nomeadamente relacionados com a transição entre as fases de fluência drenada e o segundo corte não drenado). Observa-se igualmente que a deformação axial associada a  $q_{\max}$  é sempre superior à de  $\Delta u_{\max}$ , indiciando a existência de um ponto de cedência estrutural pré-rotura de pico.

Uma análise mais atenta aos resultados constantes do Quadro 9.7 permite verificar que a relação existente entre o índice de vazios inicial (correspondente ao fim do período de cura)  $e_o$ , e a tensão de corte máxima,  $q_{\max}$ , identificada para as amostras com 28 dias de cura, se mantém válida para os novos tempo de cura, indicando que o índice de vazios inicial se apresenta como parâmetro fundamental na análise do comportamento mecânico de um solo estabilizado, facto este em perfeita sintonia com os resultados apresentados no Capítulo 8 e os estudos de Leroueil e Vaughan (1990), e Lorenzo e Bergado (2004 e 2006).

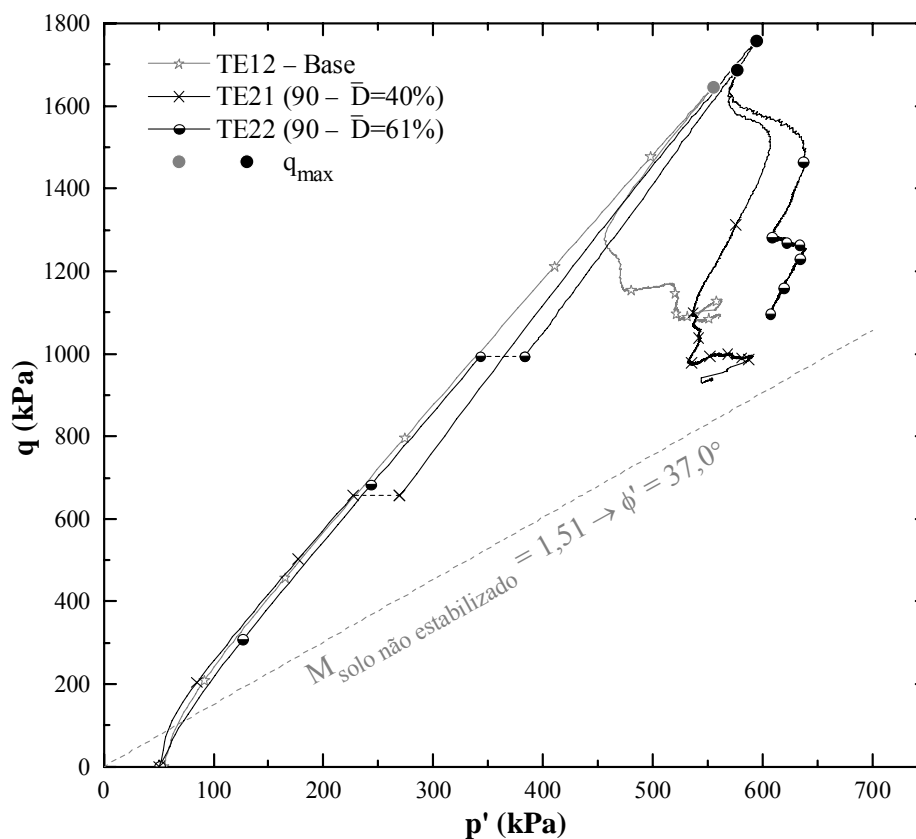


Figura 9.28 - Trajectórias de tensões efectivas de ensaios triaxiais de fluência realizados sobre amostras estabilizadas com 90 dias de cura.

A partir da análise das Figuras 9.23 e 9.26, observa-se que a fase de fluência drenada é caracterizada pela ocorrência de deformações, as quais interessa caracterizar de forma a definir o comportamento em fluência do material estabilizado, assim como avaliar a sua dependência quanto ao tempo de cura. Seguidamente analisam-se em detalhe as deformações resultantes da fluência drenada de amostras de solo estabilizado com períodos de cura de 60 e 90 dias.

As Figuras 9.29 e 9.30 apresentam a evolução das extensões axial, volumétrica, radial e de corte com o tempo e com o logaritmo do tempo, respectivamente, referentes à fase de fluência drenada dos 3 ensaios triaxiais de fluência realizados sobre amostras com 60 dias de cura (TE18, TE19 e TE20). Idênticos resultados são apresentados nas Figuras 9.31 e 9.32, mas agora para as amostras com 90 dias de cura (TE21 e TE22). Relativamente ao ensaio TE22, verificou-se no final do ensaio que o medidor de volume, instalado na linha da contração, se encontrava junto da sua máxima posição, o que sugere que possam ter ocorrido problemas relacionados com a entrada de água para a amostra durante a fase de fluência drenada.

Na análise e interpretação dos resultados devem ter-se presentes as observações referidas aquando do estudo das amostras com 28 dias de cura, relacionadas com o facto de apenas as deformações axial e volumétrica serem medidas directa e externamente (com as consequências daí resultantes em termos de qualidade e precisão de leituras).

À excepção do ensaio TE22, justificado pelas razões acima indicadas, qualquer que seja o tempo de cura das amostras (60 ou 90 dias), o andamento das extensões no tempo exhibe idêntico padrão de comportamento ao anteriormente registado para as amostras com 28 dias de cura, podendo ser interpretado de igual modo.

Comparando as deformações das amostras com diferentes períodos de cura (28, 60 e 90 dias, respectivamente para os pares de Figuras 9.20 e 9.21, 9.29 e 9.30, 9.31 e 9.32), Quadro 9.8, pode-se concluir haver uma tendência de ligeira redução, ou pelo menos, não crescimento das deformações com o tempo de cura (ainda que não seja muito evidente para as amostras com 90 dias de cura). Este comportamento encontra-se relacionado com o aumento da resistência e da rigidez com o tempo de cura, e só poderá ser claramente comprovado mediante a realização de ensaios sobre amostras com diferentes períodos de cura mas submetidas a igual tensão de desvio. Este estudo poderá ser complementado com a realização de ensaios triaxiais de fluência para igual nível de tensão de desvio,  $\bar{D}$  (refira-se que à partida, os ensaios apresentados ao longo do trabalho foram desenvolvidos para  $\bar{D}$  iguais a, 30, 40, 50, 60 ou 70, mas fruto da aplicação de correcções aos valores medidos resultaram valores de  $\bar{D}$  ligeiramente diferentes; observe-se que esta discrepância foi-se reduzindo com a experiência acumulada, bem patente nos últimos ensaios de fluência realizados, os quais dizem respeito às amostras com 90 dias de cura).

Do acima referido é de reter que, com o aumento do tempo de cura as deformações tendem a se reduzirem ligeiramente, ou pelo menos a estabilizar, o que permite concluir que

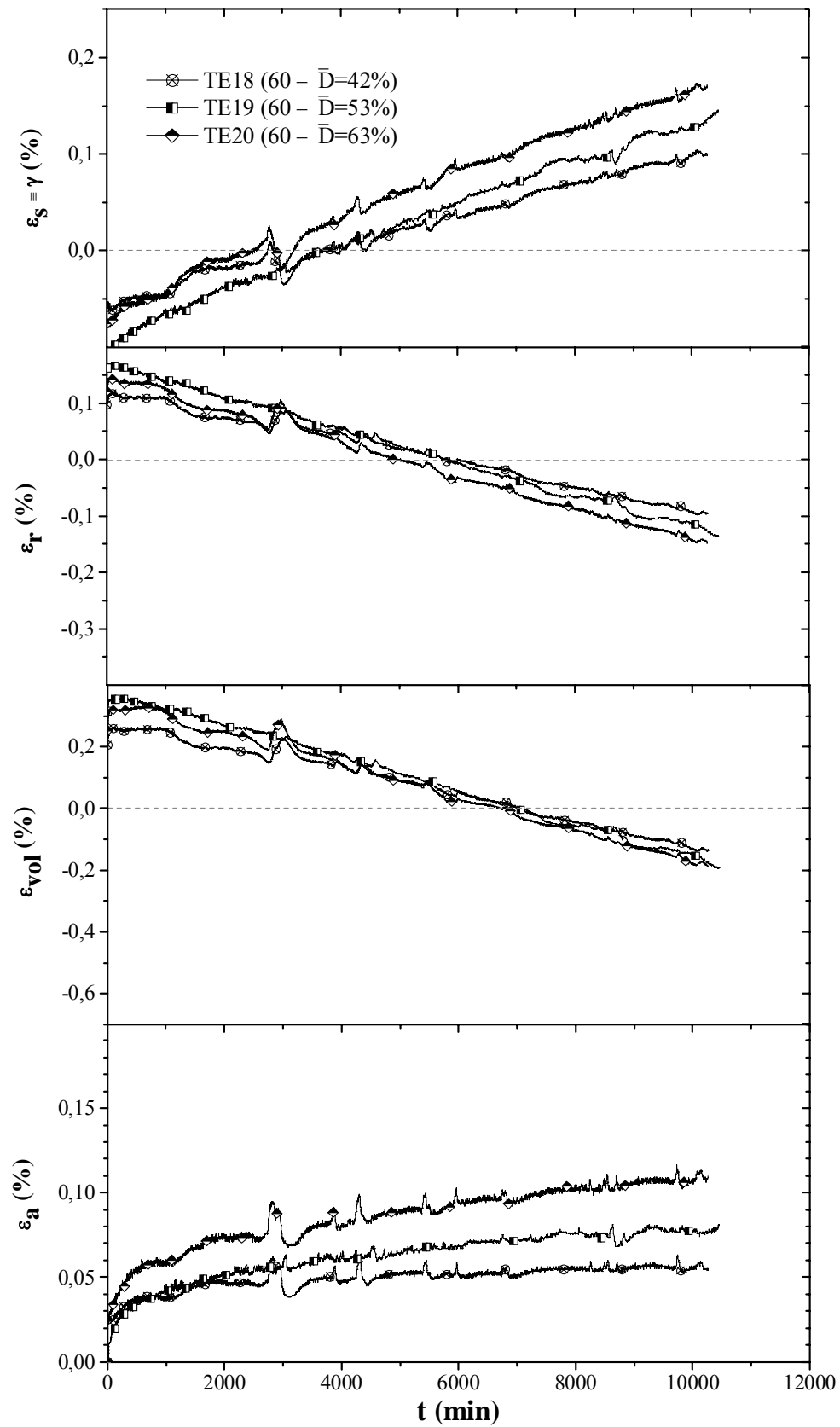


Figura 9.29 - Curvas  $(\varepsilon_a-t)$ ,  $(\varepsilon_{vol}-t)$ ,  $(\varepsilon_r-t)$  e  $(\varepsilon_s-t)$  observadas durante a fluência drenada nos ensaios triaxiais de fluência realizados sobre amostras estabilizadas com 60 dias de cura.

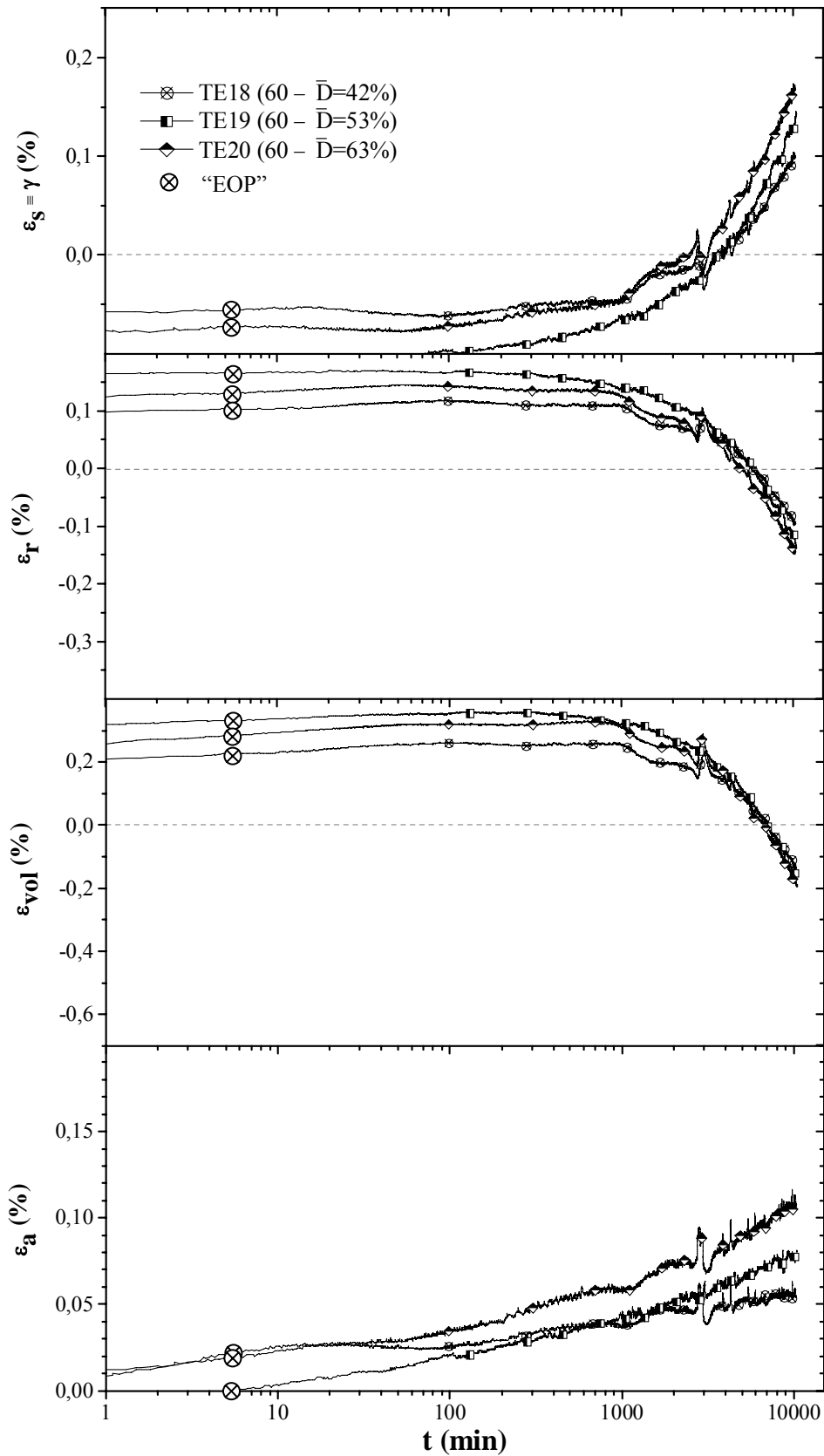


Figura 9.30 - Curvas  $(\varepsilon_a\text{-log}t)$ ,  $(\varepsilon_{vol}\text{-log}t)$ ,  $(\varepsilon_r\text{-log}t)$  e  $(\varepsilon_s\text{-log}t)$  observadas durante a fluência drenada nos ensaios triaxiais de fluência realizados sobre amostras estabilizadas com 60 dias de cura.

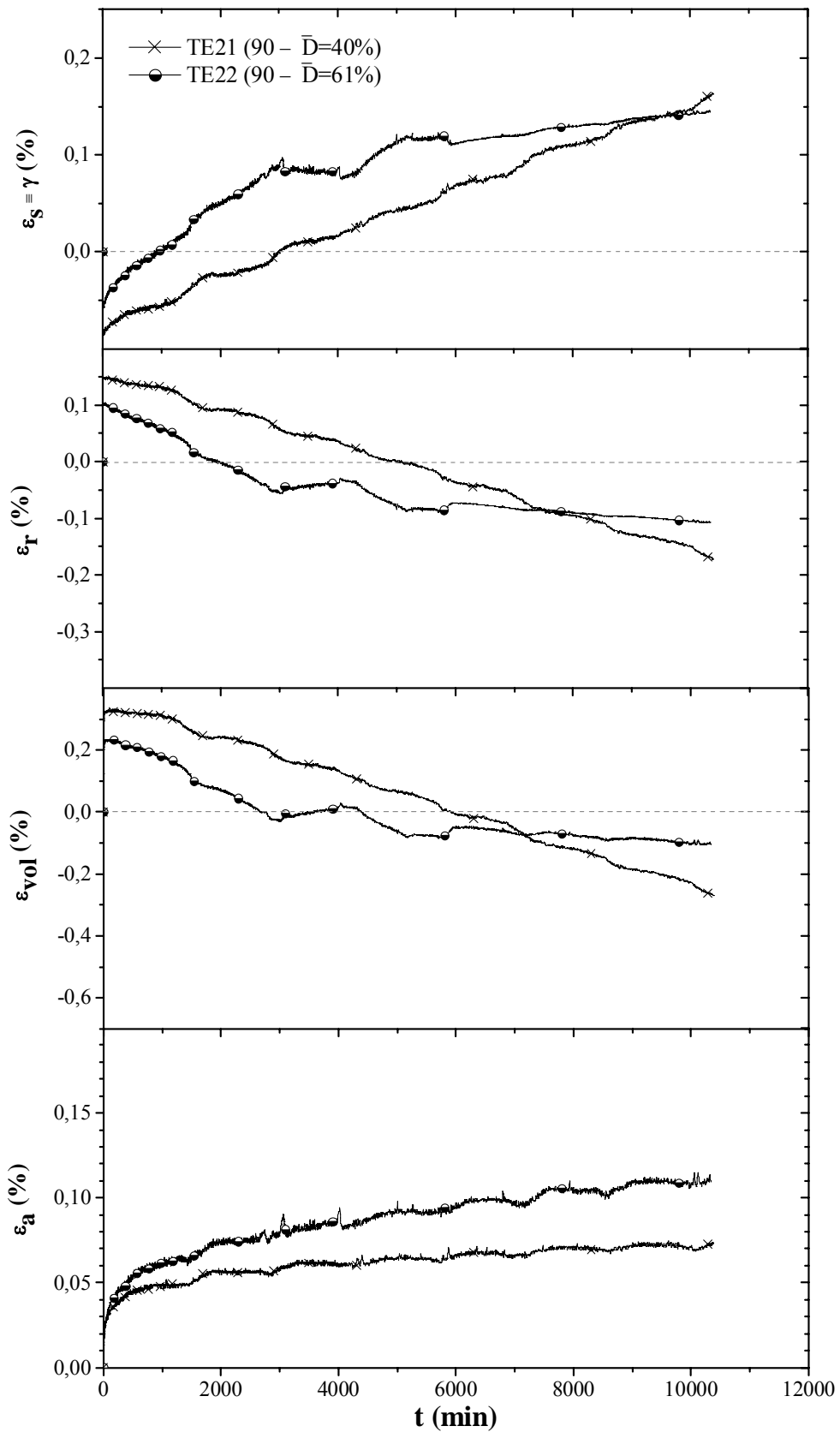


Figura 9.31 - Curvas  $(\epsilon_a-t)$ ,  $(\epsilon_{vol}-t)$ ,  $(\epsilon_r-t)$  e  $(\epsilon_s-t)$  observadas durante a fluência drenada nos ensaios triaxiais de fluência realizados sobre amostras estabilizadas com 90 dias de cura.

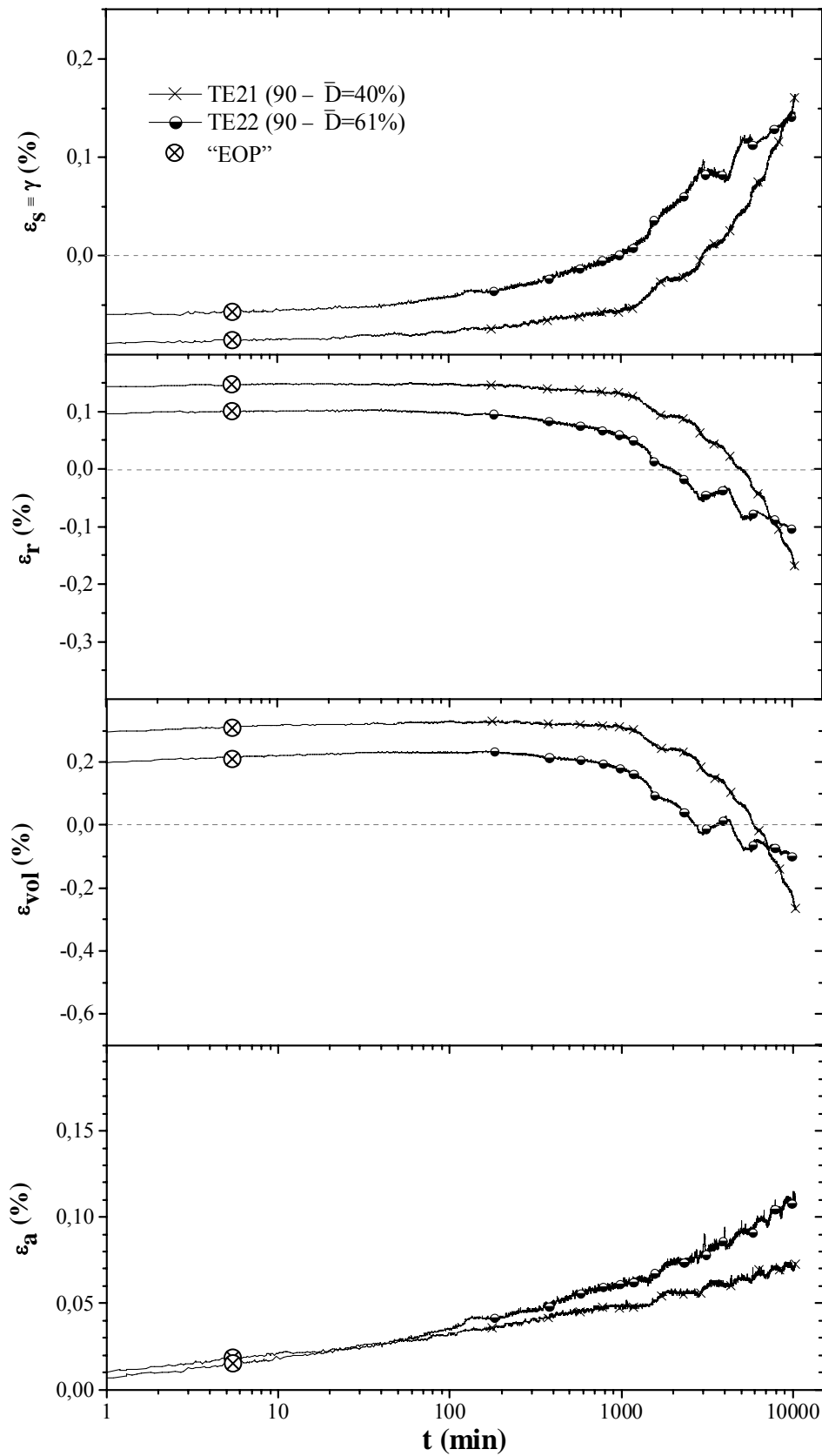


Figura 9.32 - Curvas  $(\epsilon_a\text{-log}t)$ ,  $(\epsilon_{vol}\text{-log}t)$ ,  $(\epsilon_r\text{-log}t)$  e  $(\epsilon_s\text{-log}t)$  observadas durante a fluência drenada nos ensaios triaxiais de fluência realizados sobre amostras estabilizadas com 90 dias de cura.

em campo, uma coluna de *deep mixing* sujeita a uma dada carga constante, vê as suas deformações por fluência se reduzirem no tempo, quer por que a resistência da coluna aumenta e por conseguinte diminui o nível de tensão de desvio,  $\bar{D}$ , aplicado à coluna, quer por que a rigidez aumenta.

Tendo em consideração a comparação das deformações ocorridas por fluência drenada nos dois materiais em estudo, solos não estabilizado e estabilizado, apresentada para as amostras com 28 dias de cura (secção 9.4.2.1), e atendendo ao comportamento acima descrito, pode-se esperar que no tempo sejam maiores as discrepâncias entre as deformações por fluência ocorridas nos dois materiais, como o comprova o Quadro 9.8.

## 9.5 – Principais conclusões do Capítulo 9

O estudo conduzido ao longo do capítulo permite concluir que a estabilização origina profundas alterações no comportamento tensão-deformação-resistência ao corte do solo em estudo face ao solo não estabilizado. O comportamento pré-rotura é fortemente condicionado pela resistência das ligações cimentícias estabelecidas entre as partículas sólidas, sendo a rotura precedida de um ponto de cedência estrutural, a partir do qual começa a existir quebra das ligações cimentícias (desestruturação). A rotura de pico manifesta-se pela quebra abrupta das ligações cimentícias ao longo de um plano de corte bem definido. Ao nível das grandes deformações, a resistência ao corte do solo estabilizado tende para a do solo não estabilizado, situando-se ligeiramente acima desta devido às alterações granulométricas induzidas pela estabilização (traduzidas pela existência de aglomerados de partículas sólidas, ou seja, por uma granulometria “aparente” mais grosseira, responsável pelo incremento da componente dilatante da resistência).

Conclui-se também que para as pressões de confinamento aplicadas (consideravelmente inferiores à tensão de cedência do solo estabilizado mas, perfeitamente compatíveis com os valores expectáveis no depósito de solos moles do Baixo Mondego), os excessos de pressão intersticiais gerados pré-rotura de pico são tais que conduzem a amostra a uma condição de não confinamento. Este facto encontra-se bem traduzido pela evolução das trajectórias de tensões efectivas, as quais tendem para uma linha muito próxima da razão 3:1 ( $q:p'$ ), devido ao efeito confinante dado pela estabilização. Com base nos pontos caracterizadores da rotura de pico é possível definir uma envolvente de rotura linear no plano  $q:p'$ , válida para condições de baixas pressões de confinamento.

Em termos de deformações por fluência drenada, conclui-se que as deformações ocorridas no solo estabilizado são cerca de uma ordem de grandeza inferior às ocorridas no solo não estabilizado, facto este directamente dependente da diferente rigidez dos dois materiais.

Verificou-se que o tempo de cura tem um impacto expressivo no aumento da resistência e na redução das deformações (aumento da rigidez) do solo estabilizado, fruto do desenvolvimento no tempo das reacções cimentícias (nomeadamente as reacções pozolânicas).

Finalmente conclui-se que o índice de vazios inicial (correspondente ao fim do período de cura) se apresenta como um parâmetro fundamental na análise do comportamento tensão-deformação-resistência ao corte do solo estabilizado, em perfeita concordância com os estudos de Leroueil e Vaughan (1990), e Lorenzo e Bergado (2004 e 2006).



## CONSIDERAÇÕES FINAIS

---

### 10.1 – Principais conclusões

O principal objectivo do presente trabalho de investigação foi o de avaliar o potencial de aplicação da técnica de *deep mixing* ao depósito de solos moles do Baixo Mondego. Dos resultados obtidos, pode-se concluir que o objectivo foi plenamente alcançado, sendo tecnicamente viável a sua aplicação. Apesar desta conclusão de índole geral, outras se podem retirar, enunciando-se de seguida as que se consideram mais relevantes.

Da primeira parte do trabalho, relativa ao estudo do depósito de solos moles do Baixo Mondego (depósito aluvionar orgânico recente essencialmente homogéneo em profundidade), os trabalhos de campo realizados permitiram complementar o conhecimento actualmente existente acerca das características do depósito, fornecendo importantes contributos, de onde se destaca a determinação da provável sequência estratigráfica, com a identificação das intercalações de finas camadas de silte arenoso a areia siltosa.

A partir do intenso estudo laboratorial realizado sobre as amostras de solo recolhidas à profundidade de 2,5m (local de recolha do solo posteriormente sujeito a estabilização), pode-se concluir que a matéria orgânica e as fracções silto-arenosas determinam o comportamento global do solo. Do ponto de vista mineralógico, foi possível identificar a sua composição, sendo de realçar que o principal mineral argiloso é a vermiculite. Analisando o solo em termos de composição química, verificou-se que este se apresenta num estado ácido ( $\text{pH} \approx 3,6$ ), com significativa percentagem em óxidos de sílica e alumina, exibindo uma capacidade de troca catiónica em concordância com os minerais de argila e a matéria orgânica presente no solo.

A técnica adoptada na recolha das amostras intactas e sua preparação em laboratório, mostrou-se de grande qualidade, como o comprovam os resultados edométricos. O solo é caracterizado por apresentar elevada compressibilidade intrínseca, com clara anisotropia em

consequência da natureza sedimentar e composição granulométrica (devido à presença de fracção argilosa). A compressibilidade por consolidação secundária assume importante expressão, devendo ser considerada nas análises de deformação.

Relativamente ao comportamento tensão-deformação-resistência ao corte, os contributos resultantes do trabalho advêm do facto de se ter realizado o corte triaxial com controlo de deformação (o que permitiu melhor definir o comportamento na vizinhança do estado crítico), e de se terem realizado ensaios triaxiais com fluência drenada. Com base nestes últimos, foi possível constatar que, não obstante o facto de a tensão de corte aumentar fruto da redução do índice de vazios, existe a manutenção da linha de estado crítico após a fluência drenada. Conclui-se igualmente que as deformações por fluência aumentam com o nível de tensão de corte imposto, tendendo para uma taxa de variação no tempo constante e independente das tensões de corte aplicadas (aquando da representação semi-logarítmica).

A segunda parte do trabalho é dedicada ao estudo laboratorial da estabilização do solo mole do Baixo Mondego pela técnica de *deep mixing*. Importantes conclusões se podem retirar a partir do extenso trabalho realizado, tendo-se comprovado a necessidade e utilidade do estudo laboratorial na caracterização do comportamento mecânico do solo estabilizado. De facto, dada a complexidade das interacções físico-químicas e o elevado número de factores que influenciam a estabilização de um solo, é de todo conveniente a realização de estudo laboratorial por forma a potenciar as vantagens associadas à técnica.

Tendo por base esse estudo laboratorial, foi possível concluir que o procedimento laboratorial de preparação de amostras deve ser objecto de cuidadosa definição, adaptando-o quando necessário às características do solo em estudo, com vista à produção de amostras laboratoriais que garantam a homogeneidade e reprodutibilidade requeridas pela investigação.

O estudo laboratorial é particularmente útil na optimização da estabilização do solo, permitindo potenciar os ligantes em função das características do solo. Para o solo em estudo, o ligante que oferece melhores resultados sob o ponto de vista técnico é o cimento Portland I 42,5R, aplicado isoladamente (de forma expedita, a escolha do cimento Portland que melhor estabiliza um solo orgânico pode ter por base o parâmetro *efeito MgO*). Contudo, atendendo a critérios técnico-económicos-ambientais, a mistura que melhor estabiliza o solo é composta por cimento Portland I 42,5R e escória granulada de alto forno. Esta mistura de ligantes deve ser aplicada na proporção 75/25 referida à massa seca dos ligantes, numa dosagem compreendida entre os 150 e os 175kg/m<sup>3</sup> (situada na zona de interacção solo-ligante), e no estado seco, ou seja, a técnica de *deep mixing* deve ser aplicada na variante seca. A escolha é condicionada fortemente pelas características do solo, nomeadamente, pela presença de matéria orgânica (condicionando o tipo e quantidade de ligante), pelo seu elevado teor em água (que define a variante da técnica a adoptar), pela significativa presença de óxidos de sílica e de alumina no solo (os quais potenciam as reacções pozolânicas, logo, condicionam a escolha do ligante), e pela sua composição granulométrica (a qual tem impacto sobre a quantidade de ligante a aplicar).

Sempre que possível, as condições de cura devem reproduzir as verificadas em campo, uma vez que as mesmas podem influenciar sobremaneira a estabilização do solo. Do estudo realizado, concluiu-se haver degradação do comportamento mecânico à medida que se reduz a temperatura de cura, no entanto, este efeito tende a desvanecer-se no tempo, sugerindo que a temperatura de cura retarda mas não inibe o desenvolvimento das interações físico-químicas solo-ligante(s)-água. Exceptuando casos muito específicos, preferência deve ser dada no estudo laboratorial à não aplicação de pressão vertical às amostras, uma vez que a sua aplicação se traduz por uma melhoria global do comportamento mecânico.

Cuidados especiais devem ser tidos quando na presença de variabilidade no que aos materiais a estabilizar diz respeito. Nestas casos, o estudo laboratorial deve ser estendido a todos os materiais por forma a evitar a introdução de fraquezas no material estabilizado. Este aspecto foi claramente demonstrado para o depósito de solos moles do Baixo Mondego, aquando da adição de finas camadas de areia às amostras, tendo-se concluído que a sua presença se traduz pela introdução de uma ligeira fraqueza no comportamento global.

Bastante útil, pelo menos na fase de ante-projecto, é a estimativa da resistência e da rigidez do material solo estabilizado. Para tal, desenvolveu-se um método expedito, independente do tipo de solo, dosagem e estado do ligante, o qual permite efectuar previsões da resistência à compressão não confinada aos 28 dias de cura a partir de um reduzido número de ensaios UCS. A rigidez pode em seguida ser facilmente estimada, a partir das relações que se estabelecem com a resistência à compressão não confinada, as quais foram definidas para o solo mole do Baixo Mondego.

Em termos de características de compressibilidade, conclui-se que o solo em estudo quando estabilizado é caracterizado por reduzida compressibilidade e elevada resistência e rigidez, comportamento este fortemente condicionado pelas ligações cimentícias estabelecidas entre as partículas sólidas. Compreende-se então que as características de compressibilidade, associadas quer à consolidação primária, quer secundária, melhorem com o aumento da dosagem, com a redução do teor em água inicial, com o aumento da pressão vertical na cura e, com o aumento do tempo de cura. Uma vez excedida a tensão de cedência do material, o comportamento é caracterizado por elevada compressibilidade, superior à do solo não estabilizado, reflectindo o comportamento colapsível decorrente da quebra das ligações cimentícias (contudo este comportamento apenas se manifesta para tensões efectivas elevadas, em geral, superiores às tensões de serviço impostas pelas obras geotécnicas).

A permeabilidade do solo estabilizado reflecte as alterações estruturais ocorridas, traduzidas neste caso pelo índice de vazios, sendo caracterizada por um coeficiente de permeabilidade na ordem dos  $10^{-11}$  m/s, inferior ao do solo não estabilizado.

Relativamente ao comportamento tensão-deformação-resistência ao corte do solo, conclui-se que a estabilização origina profundas alterações face ao solo não estabilizado, decorrentes essencialmente das ligações cimentícias estabelecidas entre as partículas sólidas. O comportamento é do tipo frágil, caracterizado por elevada resistência e rigidez (as quais

crecem com o aumento do tempo de cura). Verificou-se que a rotura de pico é precedida de um ponto de cedência estrutural, a partir do qual começa a existir quebra das ligações cimentícias (desestruturação). A rotura é caracterizada pela quebra abrupta das ligações cimentícias, as quais se concentram ao longo de um plano de corte bem definido. A partir de então, a resistência passa a estar dependente quase em exclusivo da componente atrítica. No entanto, fruto das alterações granulométricas induzidas pela estabilização (traduzidas pela existência de aglomerados de partículas sólidas “cimentadas”), as características resistentes mobilizadas ao longo do plano de corte são superiores às do solo não estabilizado. O comportamento registado nos ensaios triaxiais submetidos a baixos níveis de pressão de confinamento (no entanto, compatíveis com a generalidade das aplicações geotécnicas da técnica de *deep mixing*), é pouco influenciado pelas condições de consolidação, ocorrendo a rotura numa condição muito próxima do não confinamento, o que explica a proximidade de resultados com os ensaios UCS (no que ao valor da tensão de corte diz respeito). Este facto evidencia a forte importância das ligações cimentícias, permitindo igualmente justificar o porquê de se utilizar como referência o ensaio UCS no estudo laboratorial de um solo estabilizado.

Em termos de deformações por fluência drenada, conclui-se que as deformações ocorridas no solo estabilizado são cerca de uma ordem de grandeza inferior às do solo não estabilizado, facto este directamente dependente da diferente rigidez dos dois materiais. Com o aumento do tempo de cura, é de esperar que se acentue esta diferença. Ainda que os resultados não evidenciem de forma clara a redução da taxa de variação da deformação no tempo, esta é esperada uma vez que no tempo aumenta a resistência (e por conseguinte diminui o nível de tensão de desvio,  $\bar{D}$ , aplicado), e a rigidez do solo estabilizado.

## 10.2 – Perspectivas para a investigação futura

Tendo por base as conclusões do presente trabalho, assim como algumas das suas críticas e insucessos, aqui se deixam algumas sugestões a ponderar em investigações futuras.

Relativamente ao depósito de solos moles do Baixo Mondego, os passos de novas investigações podem seguir na direcção de:

- analisar o porquê de o coeficiente de compressibilidade volumétrica característico da direcção horizontal não apresentar evolução semelhante ao equivalente coeficiente avaliado na direcção vertical;

- efectuar novos ensaios edométricos com vista a caracterizar a compressibilidade por consolidação secundária, seguindo sequências de carregamento compatíveis com a tensão de pré-consolidação;

- realizar ensaios triaxiais com fase intermédia de fluência em extensão, averiguando-se com mais pormenor o seu comportamento (verificar, nomeadamente, se existe manutenção da linha de estado crítico pós-fluência, à semelhança do registado em compressão).

Quanto à estabilização de solos pela técnica de *deep mixing*, será interessante prosseguir novas investigações com o objectivo de:

- validar o procedimento laboratorial de preparação de amostras a outros depósitos de solos moles portugueses;

- analisar, no domínio da quantidade de ligante, a validade da relação normalizada da resistência à compressão não confinada com o tempo de cura, tal como sugerido por alguns autores;

- estudar o efeito da temperatura sobre a estabilização do solo, estendendo a análise para além dos tradicionais 28 dias de cura;

- incrementar a precisão no controlo das deformações verticais das amostras durante a cura, recorrendo a sistemas de maior rigor científico;

- melhorar a caracterização mecânica do material estabilizado, nomeadamente mediante a adopção de sistema de medição interna de deformações, se possível, complementado com a medição de pressões intersticiais no interior da amostra;

- realizar ensaios triaxiais impondo às amostras estabilizadas pressões de confinamento superiores à sua tensão de cedência;

- analisar a evolução das deformações por fluência no solo estabilizado ao longo de períodos temporais superiores aos aqui considerados.

Quer para o material estabilizado, quer para o solo de origem (não estabilizado), dever-se-á investigar a modelação do comportamento em fluência, ajustando os resultados obtidos a modelos existentes e/ou desenvolvendo novos modelos.

Finaliza-se tal como se iniciou este capítulo. Urge tirar partido dos benefícios resultantes da aplicação de novas técnicas de melhoramento e reforço de solos, as quais permitem potenciar os benefícios técnico-económicos, com vantagens adicionais ambientais. Apresenta-se como de grande interesse a aplicação da técnica de *deep mixing* ao depósito de solos moles do Baixo Mondego.



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abrams, D. (1918). "Design of Concrete Mixtures". In: Bulletin No. 1, Structural Materials Laboratory, Lewis Institute, Chicago, p. 20.
- Adams, A.J. (1994). "The response of a foundation to embankment loading". MSc Dissertation, School of Engineering, University of Durham.
- Åhnberg, H. (2003). "Measured permeabilities in stabilised Swedish soils". 3<sup>rd</sup> International Conference on Grouting and Ground Treatment, New Orleans, p. 622-633.
- Åhnberg, H. (2004). "Effects of back pressure and strain rate used in triaxial tests of stabilized organic soils and clays". *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 27, No. 3, DOI: 10.1520/GTJ11453.
- Åhnberg, H. (2006). "Strength of stabilised soils – a laboratory study on clays and organic soils stabilised with different types of binder". PhD Thesis, University of Lund, Sweden.
- Åhnberg, H. (2007). "On yield stresses and the influence of curing stresses on stress paths and strength measured in triaxial testing of stabilized soils". *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 44, No. 1, p.54-66.
- Åhnberg, H.; Bengtsson, P.-E. and Holm, G. (2001). "Effect of initial loading on the strength of stabilized peat". *Ground Improvement*, Vol. 5, p. 35-40.
- Åhnberg, H. and Holm, G. (1999). "Stabilisation of some Swedish organic soils with different types of binder". *Proceedings of the International Conference on Dry Mix Methods for Deep Soil Stabilisation*, Stockholm, Sweden, p. 101-108.
- Åhnberg, H. and Johansson, S.-E. (2005). "Increase in strength with time in soils stabilised with different types of binder in relation to the type and amount of reaction products". *Proceedings of the International Conference on Deep Mixing*, Stockholm, Sweden, Vol. 1.1, p. 195-202.

- Åhnberg, H.; Johansson, S.-E.; Pihl, H. and Carlsson, T. (2003). "Stabilising effects of different binders in some Swedish soils". *Ground Improvement*, Vol. 7, No. 1, p. 9-23.
- Åhnberg, H.; Johansson, S.-E.; Retelius, A. and Ljungkrantz, C. (1995). "Cement and lime for deep stabilisation of soils - A chemical/physical study of stabilisation effects". Swedish Geotechnical Institute, Linköping, Report No. 48. (in Swedish) (consulta do resumo em Inglês)
- Almeida, A.C.; Soares, A.F.; Cunha, L. e Marques, J.F. (1990). "Proémio ao estudo do Baixo Mondego". *Biblos – Vol. 64*, Faculdade de Letras da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Alpan, I. (1967). "The empirical evaluation of the coefficient  $K_0$  and  $K_{0r}$ ". *Soils and Foundations*, Journal of the Japanese Geotechnical Society, Vol. 7, No. 1.
- Amaral, A.R. (1995). "Comportamento de aterros em solos moles". Dissertação de Mestrado, Dep. Eng.<sup>a</sup> Civil da FCTUC, Coimbra.
- Andrews, J.E.; Brimblecombe, P.; Jickells, T.D.; Liss, P.S. and Reid, B. (2004). "An Introduction to Environmental Chemistry". 2<sup>nd</sup> edition, Blackwell Publishing.
- Appelo, C.A.J. e Postma, D. (1993). "Geochemistry, groundwater and pollution". Balkema.
- ASTM D 1632 (2007). "Standard practice for making and curing soil-cement compression and flexure test specimens in the laboratory". American Society for Testing and Materials.
- ASTM D 2166 (2000). "Standard test method for unconfined compressive strength of cohesive soil". American Society for Testing and Materials.
- ASTM D 2487 (1998). "Standard classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System)". American Society for Testing and Materials.
- ASTM D 3551 (2002). "Standard practice for laboratory preparation of soil-lime mixtures using a mechanical mixer". American Society for Testing and Materials.
- ASTM D 4609 (2002). "Standard guide for evaluating effectiveness of admixtures for soil stabilization". American Society for Testing and Materials.
- ASTM D 6236 (2004). "Standard guide for coring and logging cement - or lime-stabilized soil". American Society for Testing and Materials.
- Atkinson, J.H.; Allman, M.A. and Boese, R.J. (1992). "Influence of laboratory sample preparation procedures on the strength and stiffness of intact Bothkennar soil recovered using the Laval sampler". *Géotechnique*, Vol. 42, No. 2, p. 349-354.
- Atkinson, J.H. and Bransby, P.L. (1978). "The mechanics of soils – an introduction to critical state soil mechanics". McGraw-Hill Book Company, London, England.
- Aversa, S.; Evangelista, A.; Leroueil, S. and Picarelli, L. (1993). "Some aspects of the mechanical behaviour of structured soils and soft rocks". *Geotechnical engineering of hard soils - soft rocks*, Athens, Greece, Vol. 2, p. 359-366.



- Axelsson K.; Johansson S.-E.; and Anderson R. (2002). “Stabilization of organic soils by cement and puzzolanic reactions - Feasibility study”. Swedish Deep Stabilization Research Centre, Report 3 (English translation).
- Babasaki, R.; Kawasaki, T.; Niina, A.; Munechika, R. and Saitoh, S. (1980). “Study of the deep mixing method using cement hardening agent (part 9)”. Proceedings of the 15<sup>th</sup> Japan National Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, p. 713-716. (in Japanese) (citado em Kitazume e Terashi, 2002)
- Baker, S. (2000). “Deformation behaviour of lime/cement column stabilised clay”. PhD Thesis, Chalmers University, Edited by the Swedish Deep Stabilisation Research Centre, Report No. 7.
- Balasubramaniam, A.S. and Buensuceso, J.R. (1989). “On the overconsolidated behavior of lime treated soft clay”. Proc. 12<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio Janeiro, Brazil, p. 1335–1338.
- Baligh, M.M. and Levadoux, J.L. (1980). “Pore pressure dissipation after cone penetration”. Massachusetts Institute of Technology, Report No. MITSG 80-13.
- Bauer (2009). “CSM – Cutter Soil Mixing – process and equipment”. Technical Specifications, 1/2009.
- Baziw, E.J. (1993). “Digital filtering techniques for interpreting seismic cone data”. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 119, No. 6, p. 998-1018.
- Baziw, E.J. (2008). “SC1-RAV/6.5 – User refence manual”. Baziw Consulting Engineering Ltd. ©.
- Bergado, D.T.; Anderson, L.R.; Miura, N. and Balasubramaniam, A.S. (1996). “Soft ground improvement in lowland and other environments”. ASCE Press, New York, USA.
- Bishop, A.W. and Henkel, D.J. (1962). “The measurement of soil properties in the triaxial test”. Edward Arnold, London, 2<sup>nd</sup> edition. (citado em Head, 1985)
- Blott, S.J. and Pye, K. (2001). “Gradistat: a grain size distribution and statistics package for the analysis of unconsolidated sediments”. Earth Surface Processes and Landforms, 26, p. 1237–1248.
- Blott, S.J. and Pye, K. (2006). “Particle size distribution analysis of sand-sized particles by laser diffraction: an experimental investigation of instrument sensitivity and the effects of particle shape”. Sedimentology, 53, p. 671-685.
- Borja, R.I. and Kavazanjian, E. (1985). “A constitutive model for the stress-strain-time behaviour of ‘wet’ clays”. Géotechnique, Vol. 35, No. 3, p. 283-298.
- Brandl H. (2006). “Energy foundations and other thermo-active ground structures”. Géotechnique, 56, No. 2, p. 81-122.
- Bruce, D.A. (2000). “An introduction to the deep soil mixing methods as used in geotechnical applications”. US Department of Transportation, Federal Highway Administration, Vol. 1, p. 135.

- Bruce, D.A. and Bruce, M.E.C. (2003). "The practitioner's guide to deep mixing". 3<sup>rd</sup> International Specialty Conference on Grouting and Ground Treatment, GSP120, ASCE, p.474-488.
- BS 1377-2 (1990). "Methods of test for soils for civil engineering purposes – part 2: classification tests". British Standards Institution, London.
- BS 1377-3 (1990). "Methods of test for soils for civil engineering purposes – part 3: chemical and electro-chemical tests". British Standards Institution, London.
- BS 1377-5 (1990). "Methods of test for soils for civil engineering purposes – part 5: compressibility, permeability and durability tests". British Standards Institution, London.
- BS 1377-6 (1990). "Methods of test for soils for civil engineering purposes – part 6: consolidation and permeability tests in hydraulic cells and with pore pressure measurement". British Standards Institution, London.
- BS 1377-7 (1990). "Methods of test for soils for civil engineering purposes – part 7: Shear strength tests (total stress)". British Standards Institution, London.
- BS 1377-8 (1990). "Methods of test for soils for civil engineering purposes – part 8: shear strength tests (effective stress)". British Standards Institution, London.
- BS 5930 (1999). "Code of practice for site investigations". British Standards Institution, London.
- BS 6699 (1992). "Specification for ground granulated blast furnace slag for use with Portland cement". British Standards Institution, London.
- Butterfield, R. (1979). "A natural compression law for soils (an advance on e-log p)". Technical Note, Géotechnique, Vol. 29, No. 4, p. 468-480.
- Campos, T.M.P. (1984). "Two low plasticity clays under cyclic and transient loading". PhD Thesis, University of London.
- Cardoso, A.S. (1987). "A técnica das pregagens em solos aplicada em escavações – métodos de análise e dimensionamento". Tese de Doutorado, FEUP, Porto.
- Carlsten, P. e Ekström, J.E. (1997). "Lime and lime cement columns. Guide for project planning, construction and inspection". Swedish Geotechnical Society, Report 4:95E, Linköping, Sweden, p. 111.
- CDIT (1999). "Deep mixing method. Technical manual for marine works". Edited by Coastal Development Institute of Technology, Japan. (in Japanese) (citado em Kitazume e Terashi, 2002)
- Chang, T. and Woods, R.D. (1992). "Effect of particle contact bond on shear modulus". Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 118, No. 8, p. 1216–1233.
- Chen, B.S.-Y. and Mayne, P.W. (1996). "Statistical relationships between piezocone measurements and stress history of clays". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 33, No., 3, p. 488-498.

- Christopher, H. and Armstead, H. (1981). “La géothermie: exploration forage exploitation”. Edition Française, Moniteur, Paris.
- Clayton, C.R.I.; Matthews, M.C. and Simons, N.E. (1995). “Site investigations”. 2<sup>nd</sup> edition, Blackwell Science, Oxford.
- Clayton, C.R.I and Siddique, A. (1999). “Tube sampling disturbance - forgotten truths and new perspectives”. Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Geotechnical Engineering, Vol. 137, No. 3, p. 127–135.
- Clough, G.W.; Rad, N.S.; Bachus, R.C. and Sitar, N. (1981). “Cemented sands under static loading”. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 107, p. 799–817.
- Coelho, P.A.L.F. (2000). “Caracterização geotécnica de solos moles. Estudo do local experimental da Quinta do Foja (Baixo Mondego)”. Dissertação de Mestrado, Dep. Eng.<sup>a</sup> Civil da FCTUC, Coimbra.
- Consoli, N.C.; Rotta, G.V. and Prietto, P.D.M. (2000). “The influence of curing under stress on the triaxial response of cemented soils”. Géotechnique, Vol. 50, No. 1, p. 99–105.
- Coop, M.R. and Atkinson, J.H. (1993). “The mechanics of cemented carbonate sands”. Géotechnique, Vol. 43, No. 1, p. 53-67.
- Correia, A.A.S., Venda Oliveira, P.J. e Lemos, L.J.L. (2008). “Solo estabilizado pela técnica de deep mixing – Preparação Laboratorial de Amostras”. 11<sup>o</sup> Congresso Nacional de Geotecnia, Coimbra, Vol. III, p. 335-342.
- Correia, A.A.S.; Venda Oliveira, P.J. and Lemos, L.J.L. (2009). “Creep deformations of deep soil mixing columns - laboratorial tests and numerical simulation”. 4<sup>th</sup> International Young Geotechnical Engineering Conference, Alexandria, Egipto, p. 99-102.
- Correia, A.A.S.; Venda Oliveira, P.J. e Lemos, L.J.L. (2010). “Análise da influência do teor em água no comportamento de um solo estabilizado pela técnica de deep mixing”. 12<sup>o</sup> Congresso Nacional de Geotecnia, Guimarães, Portugal, p. 165-174.
- Costa, C.N. (2006). “Disciplina de fundamentos de geotecnia. Capítulo 4 – produtos de alteração das rochas”. DEC-FCT da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, p. 16 (*consultado em Dezembro-2009 e disponível em: [http://www.dec.fct.unl.pt/seccoes/S\\_Geotecnia/Fundamentos\\_Geotecnia/4\\_alteracao.pdf](http://www.dec.fct.unl.pt/seccoes/S_Geotecnia/Fundamentos_Geotecnia/4_alteracao.pdf)*).
- Costa, J.B. (1991). “Caracterização e constituição do solo”. 4<sup>a</sup> edição, Fundação Calouste Gulbenkian.
- Coutinho, A.S. (1988), “Fabrico e propriedades do betão”, Vol. 1, 2<sup>a</sup> edição, LNEC, Lisboa, p. 401.
- Coutinho, J.S. (2006). “Materiais de construção 2. 1<sup>a</sup> parte – ligantes e caldas 2002”. DEC-FEUP, edição referente a actualização 2006, Porto, p. 152.
- Cristelo, N.M.C. (2001). “Estabilização de solos residuais graníticos através da adição de cal”. Tese de Mestrado, Universidade do Minho.

- Cuccovillo, T. and Coop, M.R. (1999). "On the mechanics of structured sands". *Géotechnique*, Vol. 49, No. 6, p. 741-760.
- Cunha, P.P. (1993). "Determinação da mineralogia da fracção argilosa de um sedimento, por difracção de raios X da fracção < 2µm em lâmina sedimentada". Aula prática de Petrologia Sedimentar, Dep. Ciências da Terra da Universidade de Coimbra.
- Cunha, P.P. e Dinis, J.L. (1995). "Evolução Holocénica do estuário do rio Mondego (Portugal) – controlos naturais e antrópicos". Reunión monográfica sobre el cambio de la costa: Los sistemas de rias (resúmenes de comunicaciones), Vigo, Espanha, p. 39-43. (*consultado a 24-03-2007 e disponível em: <http://www.uc.pt/cienterra/id/ppc/c22.html>*).
- Deer, W.A.; Howie, R.A. and Zussman, J. (2008). "Minerais Constituintes das Rochas: uma Introdução". Tradução Portuguesa, 3ª edição, Fundação Calouste Gulbenkian.
- Demers, D. and Leroueil, S. (2002). "Evaluation of preconsolidation pressure and the overconsolidation ratio from piezocone tests of clay deposits in Quebec". *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 39, No. 1, p. 174-192.
- Duarte, N.S. (2008). "Processamento de Compósitos Ti-Si-Mg-Al por Síntese Mecânica e Consolidação por HIP". Dissertação de Mestrado, Dep. Eng.ª Mecânica da FCTUC, Coimbra.
- E196 (1966). "Solos – Análise granulométrica". Especificação do LNEC, Lisboa, Portugal.
- E197 (1966). "Solos – Ensaio de compactação". Especificação do LNEC, Lisboa, Portugal.
- E201 (1967). "Solos - Determinação do teor em matéria orgânica". Especificação do LNEC, Lisboa, Portugal.
- E219 (1968). "Prospecção geotécnica de terrenos - vocabulário". Especificação do LNEC, Lisboa, Portugal.
- E264 (1972). "Solo-cimento - Ensaio de Compressão". Especificação do LNEC, Lisboa, Portugal.
- E375 (1993). "Escória granulada de alto forno moída para betões – características e verificação de conformidade". Especificação do LNEC, Lisboa, Portugal.
- E376 (1993). "Filer calcário para betões – características e verificação de conformidade". Especificação do LNEC, Lisboa, Portugal.
- E377 (1993). "Sílica de fumo para betões – características e verificação de conformidade". Especificação do LNEC, Lisboa, Portugal.
- E378 (1993). "Betões. Guia para a utilização de ligantes hidráulicos". Especificação do LNEC, Lisboa, Portugal.
- Edil, T.B. and Staab, D.A. (2005). "Practitioner's guide for deep-mixed stabilization of organic soils and peat". Final Report, The National Deep Mixing Research Program, Project Number NDM302, p. 60.
- EN 14679 (2005). "Execution of special geotechnical works – Deep mixing". CEN, English version, April of 2005, p. 52.

- Eurosoilstab (2001). “Development of design and construction methods to stabilise soft organic soils. Design guide soft soil stabilization”. CT97-0351, EC Project No. BE 96-3177, Industrial & Materials Technologies Programme (BriteEuRam III), European Commission, p. 94.
- Fiorotto, R.; Stötzer, E.; Schöpf, M. and Brunner, W. (2005). “Cutter Soil Mixing (CSM) – an innovation in soil mixing for creating cut-off and retaining walls”. International Conference on Deep Mixing – Best Practice and Recent Advances, Stockholm, Sweden, p. 521-526.
- Gens, A. (1982). “Stress-strain and strength characteristics of a low plasticity clay”. PhD Thesis, Imperial College of Science and Technology, University of London. (citado em Head, 1985).
- Ghee, C.K. (2006). “Constitutive behaviour of cement treated marine clay”. PhD Thesis, Department of Civil Engineering, National University of Singapore.
- Gomes, C.F. (1988). “Argilas, o que são e para que servem”. Fundação Calouste Gulbenkian.
- Hammond, A.A. (1981). “Measurement of autogenous healing in stabilized soils”. Proc. X<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Sweden, Vol. 3, p. 671-676.
- Hansbo, S. (1994). “Foundation engineering”. Developments in Geotechnical Engineering: 75, Elsevier, p. 519.
- Head, K.H. (1985). “Manual of soil laboratory testing”. Vols. 1, 2 e 3, Pentech Press, London.
- Hegazy, Y.A. and Mayne, P.W. (1995). “Statistical correlations between  $V_s$  and CPT data for different soil types”. Symposium on Cone Penetration Testing, Vol. 2, Swedish Geotechnical Society, Linköping, p. 173-178.
- Hernandez-Martinez, F.G. (2006). “Ground improvement of organic soils using wet deep soil mixing”. PhD Thesis, University of Cambridge, United Kingdom.
- Hight, D.W.; Bond, A.J. and Legge, J.D. (1992). “Characterization of the Bothkennar clay: an overview”. Géotechnique, 42, No. 2, p. 303-347.
- Hight, D.W.; Jardine, R.J. and Gens, A. (1987). “The behaviour of soft clays”. Embankments on soft clays. Special Publication, Bulletin of the Public Works Research Center, Athens.
- Hindle, M.J. (1994). “A study of the compressibility and residual shear strength of a soft soil from Figueira da Foz”. MSc Dissertation, School of Engineering, University of Durham.
- Horpibulsuk, S. (2001). “Analysis and assessment of engineering behavior of cement stabilized clays”. PhD Dissertation, Saga University, Saga, Japan.
- Horpibulsuk, S.; Bergado, D. and Lorenzo, G.A. (2004). “Compressibility of cement-admixed clays at high water content”. Géotechnique, Vol. 54, No. 2, p. 151-154.

- Horpibulsuk, S.; Liu, M.D.; Liyanapathirana, D.S. and Suebsuk, J. (2010). "Behaviour of cemented clay simulated via the theoretical framework of the Structured Cam Clay model". *Computers and Geotechnics*, Vol. 37, No. 1-2, p. 1-9.
- Horpibulsuk, S. and Miura, N. (2001). "A new approach for studying behavior of cement stabilized clays". 15<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul, Turkey, Vol. 3, p. 1759-1762.
- Horpibulsuk, S.; Miura, N. and Nagaraj, T.S. (2003). "Assessment of strength development in cement-admixed high water content clays with Abrams' law as a basis". *Géotechnique*, Vol. 53, No. 4, p. 439–444.
- Horpibulsuk, S.; Miura, N. and Nagaraj, T.S. (2005). "Clay–water/cement ratio identity for cement admixed soft clays". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 131, No. 2, p. 187.192.
- Houlsby, G.T. and Teh, C.I. (1988). "Analysis of the piezocone in clay". *International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1, Orlando*, Vol. 2, p. 77-83.
- ISO 13320-1 (1999). "Particle Size Analysis – Laser Diffraction Method. Part 1. General Principles". International Standard Organization.
- ISSMFE (1965). "Report of the subcommittee on problems and practices of soil sampling". 6<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal, Vol 3, Appendix II, p. 64-71.
- Jamiolkowski, M.; Ladd, C.C.; Germaine, J.T. and Lancellotta, R. (1985). "New developments in field and lab testing of soils". 11<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, San Francisco, p. 57-154.
- Janbu, N. (1985). "Soil models in offshore engineering". *Géotechnique*, Vol. 35, No. 3, p. 241-281.
- Janz, M. and Johansson, S.-E. (2002). "The function of different binding agents in deep stabilization". Swedish Deep Stabilization Research Centre, Report 9, Linköping, Sweden, p. 47.
- JGS 0821 (2000). "Practice for making and curing stabilized soil specimens without compaction". Japanese Geotechnical Society Standard, Draft version, p. 21.
- Josseume, H.; Hieng, I.O. and Stempfelet (1991). "Détermination des paramètres de compressibilité d'une argile raide à partir d'essais oedométriques à haute pression". *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 172, Réf. 3565, p. 109-120.
- Kamruzzaman, A.H.M. (2002). "Physico-chemical and engineering behavior of cement treated Singapore marine clay". PhD Thesis, Department of Civil Engineering, National University of Singapore.
- Kasama, K.; Ochiai, H. and Yasufuku, N. (2000). "On the stress-strain behaviour of lightly cemented clay based on an extended critical state concept". *Soils and Foundations*, Vol 40, No 5, p. 37-47.

- Kavazanjian, E. and Mitchell, J.K. (1980). "Time-dependent deformation behaviour of clays". *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 106, No. GT6, p. 611-630.
- Kawasaki, T.; Niina, A.; Saitoh, S. and Honjyo, Y. (1981). "Deep mixing method using cement hardening agent". *Proceedings of the 10<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol 3, p. 721-724.
- Kempfert, H.-G. and Gebreselassie, B. (2006). "Excavations and foundations in soft soils". Springer, p. 576.
- Kézdi, A. (1979). "Handbook of soil mechanics – Vol. 1: Soil physics". Elsevier Scientific Publishing Company.
- Kézdi, A. (1980). "Handbook of Soil Mechanics – Vol. 2: Soil Testing". Elsevier Scientific Publishing Company.
- Kitazume, M. and Terashi, M. (2002). "The deep mixing method – principle, design and construction". Edited by Coastal Development Institute of Technology, Japan. Balkema.
- Kivelö, M. (1998). "Stabilization of embankments on soft soil with lime/cement columns". PhD Thesis, Royal Institute of Technology, Sweden.
- Kulhawy, F.H. and Mayne, P.W. (1990). "Manual on estimating soil properties for foundation design". Report EPRI EL-6800, Electric Power Research Institute, Palo Alto, p. 360.
- Ladd, C.C. and Foott, R. (1974). "New design procedure for stability of soft clays". *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 100, No. GT7, p. 763-786.
- Ladd, C.C.; Foott, R.; Ishihara, K.; Schlosser, F. and Poulos, H.G. (1977). "Stress - deformation and strength characteristics. State of art report". IX<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Japan.
- Lade, P.V., and Overton, D.D. (1989). "Cementation effects in frictional materials". *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 115, p. 1373–1387.
- Lancellotta, R. (1995). "Geotechnical Engineering". Revised and Updated Edition in English, A.A. Balkema, Rotterdam.
- Larsson, S. (2003). "Mixing processes for ground improvement by deep mixing". PhD Thesis, Royal Institute of Technology, Edited by the Swedish Geotechnical Institute, Report No. 12.
- Lemos, L.J.L. (1995). "Comportamento dos aterros do IP3 na baixa aluvionar do rio Mondego". 5<sup>o</sup> Encontro Nacional de Geotecnia, Coimbra, Vol. 3, p. 121-133.
- Lemos, L.J.L. e Soares, F.N.S.C. (1995). "Parâmetros geotécnicos dos solos moles da baixa aluvionar do rio Mondego". 5<sup>o</sup> Encontro Nacional de Geotecnia, Coimbra, Vol. 1, p. 189-204.
- Lemos, L.J.L.; Venda Oliveira, P.J.; Matos, J.C. e Carmona, P.G.G.F. (1994). "Comportamento de aterros em solos moles - Relatório com os dados relativos às

- secções instrumentadas, seu tratamento e discussão – IP3 – Santa Eulália – Figueira da Foz”. Dep. Eng.<sup>a</sup> Civil da FCTUC, Coimbra.
- Leroueil, S. and Hight, D.W. (2003). “Behaviour and properties of natural soils and soft rocks”. Proc. Int. Workshop on Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils, Singapore, Edited by K.K. Phoon, D.W. Hight, S. Leroueil, and T.S. Tan., A.A. Balkema, Vol. 1, pp. 29–254.
- Leroueil, S. and Jamiolkowski, M. (1991). “Exploration of soft soil and determination of design parameters”. GeoCoast'91, Yokohama, Vol. 2, Port & Harbour Research Institute, p. 969-998.
- Leroueil, S.; Magnan, J.P. and Tavenas, F. (1990). “Embankments on soft clays”. Ellis Horwood, London, England, p. 360.
- Leroueil, S. and Vaughan, P.R. (1990). “The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks”. Géotechnique, Vol. 41, No. 3, p. 467–488.
- Lin, H.D. and Wang, C.C. (1998). “Stress-strain-time function of clay”. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 124, No. 4, p. 289-296.
- Lindh, P. (2004). “Compaction and strength properties of stabilised and unstabilized fine-grained tills”. PhD Thesis, Lund University, Edited by the Swedish Geotechnical Institute, Rapport No. 66.
- Lo, K.Y.; Leonards, G.A. and Yuen, C. (1977). “Interpretation and signification of anisotropic deformation behaviour of soft clays”. Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Norway, Publication No. 117, p. 1.17.
- Lorenzo, G.A. and Bergado, D.T. (2004). “Fundamental parameters of cement-admixed clay – new approach”. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 130, No. 10, p. 1042-1050.
- Lorenzo, G.A. and Bergado, D.T. (2006). “Fundamental characteristics of cement-admixed clay in deep mixing”. Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE, Vol. 18, No. 2, p. 161-174.
- Lunne, T.; Berre, T. and Strandvik, S. (1997a). “Sample disturbance effects in soft low plastic Norwegian clay”. Symposium on Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics, Rio de Janeiro, Brasil, p. 81-102.
- Lunne, T.; Robertson, P.K. and Powell, J.J.M. (1997b). “Cone penetration testing in geotechnical practice”. Blackie Academic, EF Spon/Routledge Publishers, New York.
- Malandraki, V. and Toll, D.G. (1996). “The definition of yield for bonded materials”. Geotechnical and Geological Engineering, Vol. 14, No. 1, p. 67-82.
- Malandraki, V. and Toll, D.G. (2000). “Drained probing triaxial tests on a weakly bonded artificial soil”. Géotechnique, Vol. 50, No. 2, p. 141-151.
- Malandraki, V. and Toll, D.G. (2001). “Triaxial tests on weakly bonded soil with changes in stress path”. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 127, No. 3, p. 282-291.



- Matos Fernandes, M. (2002). “Mecânica dos solos”. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Vol. I e II.
- Mayne, P.W. (2005). “Integrated ground behaviour: in-situ and lab tests”. Deformation Characteristics of Geomaterials, Lyon, Vol. 2, Taylor & Francis, p. 155-177.
- Mayne, P.W. (2007). “Cone penetration testing state-of-practice”. Final report, NCHRP Project 20-05, Topic 37-14, Transportation Research Board.
- Mayne, P.W. and Rix, G.J. (1995). “Correlations between shear wave velocity and cone tip resistance in clays”. Soils & Foundations, Vol. 35, No. 2, p. 107-110.
- Mesri, G. and Castro, A. (1987). “ $C_\alpha/C_c$  concept and  $K_0$  during secondary compression”. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 113, No. 3, p. 230-247.
- Mesri, G.; Febres-Cordero, E.; Shields, D.R. and Castro, A. (1981). “Shear stress-strain-time behaviour of clays”. Géotechnique, 31, No. 4, p. 537-552.
- Mesri, G.; Feng, T.W.; Ali, S. and Hayat, T.M. (1994). “Permeability characteristics of soft clays”. Proc. 13<sup>th</sup> Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, India, Vol. 2, p. 187-192.
- Mesri, G. and Godlewski, P. (1977). “Time- and stress – compressibility interrelationship”. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 103, No. 5, p. 417-430.
- Mesri, G. and Rokhsar, A. (1974). “Theory of consolidation for clays”. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 100, No. GT8, p. 889-904.
- Mesri, G.; Ullrich, C.R. and Choi, Y.K. (1978). “The rate of swelling of overconsolidated clays subjected to unloading”. Géotechnique, Vol. 28, No. 3, p. 281-307.
- Mesri, G. and Vardhanabhuti, B. (2005). “Secondary compression”. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 131, No. 3, p. 398-401.
- Mesri, G. and Vardhanabhuti, B. (2006). Closure to “Secondary compression”. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 132, No. 6, p. 817-818.
- Mieussens, C.; Magnan, J.-P. and Soyeux, B. (1985). “Essais de compressibilité à l'oedomètre- Procédures recommandées par les Laboratoires des Ponts et Chaussées”. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 139, Réf. 3034, p. 55-18.
- Mira, E.S.P. (2008). “Atenuação dos assentamentos por consolidação secundária com recurso a pré-carga – Análise laboratorial”. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da FCTUC, Coimbra.
- Mitchell, J.K. and Gardner, W.S. (1975). “In-situ measurement of volume change characteristics”. In-situ Measurement of Soil Properties, Raleigh Conference, Vol. II, ASCE, Reston, p. 279-345.
- Mitchell, J.K. and Soga, K. (2005). “Fundamentals of soil behaviour”. 3<sup>rd</sup> edition, John Wiley & Sons.
- Miura, N.; Horpibulsuk, S. and Nagaraj, T.S. (2001). “Engineering behavior of Cement stabilized clays at high water content”. Soils and Foundations, Vol. 41, No 5, p 33-45.

- Miura, N.; Taesiri, Y.; Koga, Y.; Nishida, K. (1988). "Practice of improvement of Ariake clay by mixing admixtures". International Symposium on Shallow Sea and Low Land, Saga University, Saga, Japan p. 59-68.
- Nagaraj, T.S. and Banu, A.F.Z. (1996). "Generalization of Abrams' law". Cement and Concrete Research Journal, Vol. 26, No. 6, p. 933-942.
- Nagaraj, T.S.; Pandian, N.S. and Narasimha Raju, P.S.R. (1998). "Compressibility behaviour of soft cemented soils". Géotechnique, Vol. 48, Issue 2, p. 281-287.
- Niina, A.; Saitoh, S.; Babasaki, R.; Tsutsumi, I. and Kawasaki, T. (1977). "Study on DMM Using Cement Hardening Agent (Part 1)". Proceedings of the 12<sup>th</sup> Japan National Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, p. 1325-1328. (in Japanese) (citado em Kitazume e Terashi, 2002)
- Nogales, L. (1995). "A back analysis of an embankment constructed on soft soil near the town of Figueira da Foz, Portugal". MSc Dissertation, School of Engineering, University of Durham.
- NP 83 (1965). "Solos – Determinação da densidade das partículas sólidas". Norma Portuguesa Definitiva.
- NP 84 (1965). "Solos – Determinação do teor em água". Norma Portuguesa Definitiva.
- NP 143 (1969). "Solos - Determinação dos limites de consistência". Norma Portuguesa Definitiva.
- NP EN 196-1 (2006). "Métodos de ensaio de cimentos. Parte 1: Determinação das resistências mecânicas". IPQ.
- NP EN 196-2 (2006). "Métodos de ensaio de cimentos. Parte 2: Análise química dos cimentos". IPQ.
- NP EN 196-3 (2005). "Métodos de ensaio de cimentos. Parte 3: Determinação do tempo de presa e da expansibilidade". IPQ.
- NP EN 196-4 (1990). "Métodos de ensaio de cimentos. Determinação quantitativa dos constituintes". IPQ.
- NP EN 196-5 (2006). "Métodos de ensaio de cimentos. Parte 5: Ensaio de pozolanicidade dos cimentos pozolânicos". IPQ.
- NP EN 196-6 (2010). "Métodos de ensaio de cimentos. Determinação da finura". IPQ.
- NP EN 196-7 (2008). "Métodos de ensaio de cimentos. Parte 7: Métodos de colheita e de preparação de amostras de cimento". IPQ.
- NP EN 197-1 (2001). "Cimento. Parte 1: Composição, especificações e critérios de conformidade para cimentos correntes". IPQ, edição de Abril de 2001, p. 35.
- NP EN 206-1 (2007). "Betão. Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade". IPQ, edição de Junho de 2007, p. 84.
- NP EN 450-1 (2005). "Cinzas volantes para betão. Parte 1: Definição, especificações e critérios de conformidade". IPQ.

- NP EN 451-1 (2006). “Métodos de ensaio das cinzas volantes. Parte 1: Determinação do teor de óxido de cálcio livre”. IPQ.
- NP EN 451-2 (1995). “Métodos de ensaio de cinzas volantes. Parte 2: Determinação da finura por peneiração húmida”. IPQ.
- NP EN 459-1 (2002). “Cal de construção. Parte 1: Definições, especificações e critérios de conformidade”. IPQ.
- NP EN 459-2 (2002). “Cal de construção. Parte 2: Métodos de ensaio”. IPQ.
- O’Rourke, T.D.; McGinn, A.J.; Dewsnap, J. and Stewart, H.E. (1997). “Performance of excavations stabilized by deep soil mixing”. Report prepared for Bechtel/Parsons Brincherhoff, Massachusetts Highway Department and Federal Highway Administration, Cornell University, Ithaca, New York. (citado em Rutherford *et al.*, 2005)
- Pansu, M. and Gautheyrou, J (2006). “Handbook of soil analysis – mineralogical, organic and inorganic methods”. English version, Springer-Verlag.
- Parez, L. and Fauriel, R. (1988). “Le piézocône. Améliorations apportées à la reconnaissance de sols”. *Revue Française de Géotechnique*, Vol. 44, p. 13-27.
- Petchgate, K.; Voottipruex, P. and Sukmongkol, W. (2000). “Effect of height and diameter ratio on the strength of cement stabilized soft Bangkok clay.” *Geotechnical Engineering Journal*, Southeast Asian Geotechnical Society, Vol. 31 (3), p. 227–239.
- Phillipson, M. (1994). “Shear strength properties of a fine compressible soil from Coimbra, Portugal”. MSc Dissertation, School of Engineering, University of Durham.
- Pinheiro, J.L.P., (2009). “Reforço de fundações de aterro com colunas de deep mixing – estudo paramétrico”. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra.
- Pinto, A.T. (2004). “Sistemas ligantes obtidos por activação alcalina do metacaulino”. Tese de Doutoramento, Universidade do Minho.
- Pinto, A.; Núncio, J.A.; Tomásio, R.; Sarmiento, M.M.; Neves, M. e Peixoto, A. (2010a). “Soluções de fundações indirectas no colégio Pedro Arrupe - Parque das Nações”. 12º Congresso Nacional de Geotecnia, Guimarães, Portugal, p. 1383-1392.
- Pinto, A.; Tomásio, R.; Peixoto, A. e Pereira, D. (2010b). “Soluções de contenção de poços através da tecnologia de deep soil mixing – CSM”. 12º Congresso Nacional de Geotecnia, Guimarães, Portugal, p. 2059-2068.
- Piyal, M. and Magnan, J.-P. (1984). “Parâmetros d’élasticité anisotrope de l’argile molle organique de Cubzac-les-Ponts à l’état surconsolidé”. *Rapport de Recherche LCPC*, No. 131, p. 108.
- Porbaha, A. (1998). “State of the art in deep mixing technology: part I. Basic concepts and overview”. *Ground Improvement*, Vol. 2, p. 81–92.
- Porbaha, A.; Raybaut, J.L. and Nicholson, P. (2001). “State of the art in construction aspects of deep mixing technology”. *Ground Improvement*, Vol. 5, No. 3, p. 123-140.

- Porbaha, A.; Shibuya, S. and Kishida, T. (2000). “State of the art in deep mixing technology. Part III – geomaterial characterization”. *Ground Improvement*, No. 3, p. 91–110.
- Prietto, P.D.M.; Schnaid, F. e Consoli, N.C. (1997). “Aspectos do comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado”. *Solos e Rochas*, Vol. 20, No. 3, p. 145-165.
- Robertson, P.K. (1990). “Soil classification using cone penetration test”. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 27, No. 1, p. 151-158.
- Rodrigues, C.M.G. (2003). “Caracterização geotécnica e estudo do comportamento geomecânico de um saprólito granítico da Guarda”. Tese de Doutoramento, FCTUC, Coimbra.
- Rodrigues, C.M.G.; Cruz, J.; Cruz, N.; Paiva, F.; Rocha, R. e Vieira Simões, E. (2010). “Metodologia alternativa de execução dos ensaios SCPTu com selecção da fonte sísmica e condições de ensaio”. 12º Congresso Nacional de Geotecnia, Guimarães, p. 437-446.
- Rotta, G.V.; Consoli, N.C.; Prietto, P.D.M.; Coop, M.R. and Graham, J. (2003). “Isotropic yielding in an artificially cemented soil cured under stress”. *Géotechnique*. Vol. 53, No. 5, p. 493–501.
- Rutherford, C.; Biscontin, G. and Briaud, J.-L. (2005). “Design manual for excavation support using deep mixing technology”. Texas A&M University.
- Saitoh, S.; Niina, A. and Babasaki, R. (1980). “Effect of curing temperature on the strength of treated soils and consideration of measurement of elastic modules”. *Proceedings of Symposium on Testing of Treated Soils*, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, p. 61-66. (in Japanese) (citado em Kitazume e Terashi, 2002)
- Sandroni, S.S. (1977). “The strength of London clay in total and effective shear stress terms”. PhD Thesis, Imperial College of Science and Technology, University of London. (citado em Head, 1985).
- Santos, F.M. (2006). “Prospecção geofísica I – Capítulo 2. Propriedades eléctricas das rochas”. Instituto Geofísico do Infante D. Luíz, Universidade de Lisboa, Lisboa, p. 9 (consultado a Dezembro-2009 e disponível em: <http://www.igidl.ul.pt/FMSantos/PG1-Capitulo2.pdf>).
- Santos, J.A. (1999). “Caracterização de solos através de ensaios dinâmicos e cíclicos de torção”. Tese de Doutoramento, IST, Universidade Técnica de Lisboa.
- Sarkar, S.L.; Aimin, X. and Jana, D. (2000). “Scanning electron microscopy, X-ray microanalysis of concretes”. *Handbook of Analytical Techniques in Concrete Science and Technology*, William Andrew Publishing. (citado em Pinto, 2004)
- Schmidt, B. (1966). “Discussion on earth pressures at rest related to stress history”. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 3, No. 4, p. 239-242.
- Schön, C. (1965). “Classification géotechnique des sols basée sur la classification U.S.C.S.”. *Bulletin de Liaison des Laboratoires de Ponts et Chaussées*, No. 16., p.3.5-3.16. (citado em Leroueil *et al.*, 1990)

- Seneset K.; Sandven, R. and Janbu, N. (1992). "Evaluation of soil parameters from piezocone tests". Seminar on In-Situ Testing, Lisbon, May 1992.
- Şenol A., and Sağlamer, A. (2000). "Determination of pre-consolidation pressure with a new 'strain energy-log stress' method". *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, vol.5.
- Serra, M.C.B. (2009). "Variação do coeficiente de permeabilidade com o índice de vazios – Análise experimental". Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da FCTUC, Coimbra.
- Shen, C.K.; Arulanandan, K. and Smith, W.S. (1973). "Secondary consolidation and strength of a clay". *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, A.S.C.E.*, Vol. 99, No. SM 1, p. 95-110. (citado em Leorueil e Hight, 2003)
- Sheahan, T.C.; Ladd, C.C. and Germaine, J.T. (1996). "Rate-dependent undrained shear behavior of saturated clay". *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 122, No. 2, p. 99-108.
- Singh, A. and Mitchell, J.K. (1968). "General stress-strain-time function for soils". *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol. 94, No. SM1, p. 21-46.
- Soares, A.F. (1966). "Estudo das deformações pós-jurássicas da região de entre Sargento-Mor e Montemor-o-Velho (margem direita do rio Mondego)". *Memórias e Notícias, Publicações do Museu e Laboratório Mineralógico e Geológico da Universidade de Coimbra*, No. 62.
- Soares, F.N.S.C. (1995). "Caracterização geotécnica de solos da baixa aluvionar do rio Mondego". Dissertação de Mestrado, Dep. Eng.<sup>a</sup> Civil da FCTUC, Coimbra.
- Sousa, E.; Matos Fernandes, M.; Peixoto, A. e Baptista, M.A. (2010). "A técnica de cutter soil mixing e a sua aplicação a uma escavação urbana". 12º Congresso Nacional de Geotecnia, Guimarães, Portugal, p. 1515-1524.
- Suebsuk, J.; Horpibulsuk, S. and Liu, M.D. (2010). "Modified Structured Cam-Clay: a generalised critical state model for destructured, naturally structured and artificially structured clays". *Computers and Geotechnics*, Vol. 37, No. 7-8, p. 956-968.
- Sully, J.P. and Campanella, R.G. (1994). "Evaluation of field CPTu dissipation data in overconsolidated fine-grained soils". XIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, India, p. 201-204.
- Svanø, G.; Christensen, S. and Nordal, S. (1991). "A soil model for consolidation and creep". 10<sup>th</sup> European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Florence, Vol. 1. p. 269-272.
- Tatsuoka, F. and Kobayashi, A. (1983). "Triaxial strength characteristics of cement treated soft clay". Proc. 8<sup>th</sup> European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 8, No. 1, p. 421-426.

- Tavenas, F.; Leblond, P.; Jean, P. and Leroueil, S. (1983). "The permeability of natural soft clays, Part I: Methods of laboratory measurement". *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 20, p. 629-644.
- Tavenas, F. and Leroueil, S. (1977). "Effects of stresses and time on yielding of clays". 9<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Vol. 1, p. 319-326.
- Tavenas, F.; Leroueil, S.; La Rochelle, P. and Roy, M. (1978). "Creep behaviour of an undisturbed lightly overconsolidated clay". *Canadian Geotechnical Journal*, 15 (3), p. 402-423.
- Taylor, H.F.W. (1997). "Cement Chemistry". 2<sup>nd</sup> edition, Thomas Telford.
- Taylor, J.C.; Aldridge, L.P.; Matulis, C.E. and Hinczak, I. (2002). "X-ray powder diffraction analysis of cements". Chap. 18<sup>th</sup> in *Structure and Performance of Cement*. Bensted J. and Barning P. Editors, Spon Press, London, UK. (citado em Hernandez-Martinez, 2006)
- Terashi, M. (1997). "Theme lecture: deep mixing method – Brief state of the art". 14<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, Germany Vol. 4, p. 2475–2478.
- Terashi, M. and Kitazume, M. (1992). "An investigation on the long-term strength of a lime treated marine clay". Technical Note of the Port and Harbour Research Institute, 732: 1-15. (in Japanese) (citado em Kitazume e Terashi, 2002)
- Terashi, M.; Okumura, T. and Mitsumoto, T. (1977). "Fundamental Properties of Lime Treated Soil (1st Report)". Port and Harbour Research Institute, Report No. 16(1), 3-28. (in Japanese) (citado em Kitazume e Terashi, 2002)
- Terashi, M.; Tanaka, T.; Mitsumoto, T.; Niidome, Y. and Honma, S. (1980). "Fundamental properties of lime and cement treated soils (2nd report)". Port and Harbour Research Institute, Report No. 19(1), 33-62. (in Japanese) (citado em Kitazume e Terashi, 2002)
- Terzaghi, K.; Peck, R. and Mesri, G. (1996). "Soil mechanics in engineering practice". 3<sup>rd</sup> Edition, John Wiley & Sons, New York.
- Thompson, M.R. (1966). "Lime reactivity of Illinois soils". *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 92, No. 5, p. 67-92. (citado em Kitazume e Terashi, 2002)
- Toll, D.G. (1990). "Triax - user manual". Geotechnical Systems Group, School of Engineering and Computer Science, University of Durham, UK.
- Trak, B.; LaRochelle, P.; Tavenas, F.; Leroueil, S. and Roy, M. (1980). "A new approach to the stability analysis of embankments on sensitive clays". *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 17, No. 4, p. 526-544.
- Uddin, K. (1994). "Strength and deformation behaviour of cement treated Bangkok clay". PhD Thesis, Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand. (citado em Horpibulsuk, 2001)

- Uddin, K.; Balasubramaniam, A.S. and Bergado, D.T. (1997). "Engineering behavior of cement-treated Bangkok soft clay". *Geotechnical Engineering Journal, Southeast Asian Geotechnical Society*, Vol. 28, No. 1, p. 89-119.
- Vaughan, P.R. (1993). "Engineering behaviour of weak rocks: some answers and some questions". *International Symposium on the Geotechnics of Hard Soils-Soft Rocks*, Athens, Greece, Vol. 3, p. 1741-1766.
- Venda Oliveira, P. J. (1992). "Algumas características do comportamento de um solo de baixa plasticidade". *Dissertação de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa*.
- Venda Oliveira, P. J. (2000). "Aterros sobre solos moles. Modelação numérica". *Dissertação de Doutoramento, FCTUC, Coimbra*.
- Venda Oliveira, P.J.; Correia, A.A.S. and Lemos, L.J.L. (2009). "Simulation of creep phenomenon of an embankment on soft soils stabilised with Deep Mixing". *International Symposium on Deep Mixing & Admixture Stabilization, Okinawa, Japan*.
- Venda Oliveira, P.J.; Pinheiro, J.L.P. and Correia, A.A.S. (2011). "Numerical analysis of an embankment built on soft soil reinforced with deep mixing columns: parametric study", *Computers and Geotechnics*. (aceite em Março de 2011 para publicação; doi:10.1016/j.compgeo.2011.03.005)
- Vilaranda, H.F.S. (2009). "Utilização da célula de Rowe para a realização de ensaios de consolidação unidimensional – análise laboratorial". *Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da FCTUC, Coimbra*.
- Wesley, L.D. (1975). "Influence of stress path and anisotropy on the behaviour of a soft alluvial clay". *PhD Thesis, Imperial College of Science and Technology, University of London*. (citado em Head, 1985).
- Whittle, A.J. (1993). "Evaluation of a constitutive model for overconsolidated clays". *Géotechnique*, 43, No. 2, p. 289-313.
- Yin, J.H. and Z. Fang. (2006). "Physical modelling of consolidation behaviour of a composite foundation consisting of a cement-mixed soil column and untreated soft marine clay". *Geotechnique*, Vol. 56, No. 8, Discussion, p. 579-582.
- Yoshida, N.; Kuno, G. and Kataoka, H. (1992). "Long-term strength on cement treated soil by the shallow mixing method". *Proceedings of the 27<sup>th</sup> Japan National Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, p. 2323-2326. (in Japanese) (citado em Kitazume e Terashi, 2002)
- Young, I. M. and Mullins, C. E. (1991). "Factors affecting the strength of undisturbed cores from soils with low structural stability". *Journal of Soil Science*, 42: p. 205–217.
- Yu, Y.; Pu, J. and Ugai, K. (1997). "Study of mechanical properties of soil-cement mixture for a cut-off wall". *Soils and Foundations*, Vol. 37, No. 4, p. 93–103.





## CARACTERIZAÇÃO E REACÇÕES QUÍMICAS DE ALGUNS LIGANTES

### A.1 – Introdução

Fruto da introdução de ligantes num solo, desencadeiam-se interacções físico-químicas entre o(s) ligante(s), o solo e a água, responsáveis pela alteração do comportamento mecânico do solo estabilizado. Para melhor entender as alterações produzidas, é de todo conveniente conhecer, com algum detalhe, os ligantes utilizados na estabilização química do solo. Assim sendo, ao longo deste anexo caracterizam-se os ligantes comumente utilizados na técnica de *deep mixing*, quer em termos da sua composição química, quer das reacções químicas que os mesmos desencadeiam.

Os ligantes serão apresentados de acordo com a sua reactividade com a água, isto é, a capacidade de o material se combinar com a água, a qual depende fundamentalmente da razão cal:sílica,  $\text{CaO}:\text{SiO}_2$ . Quanto maior for esta razão, mais reactivo será o ligante quando na presença da água (classificando-se o ligante como hidráulico). À medida que esta razão decai, também decresce a reactividade do ligante, passando este a classificar-se como hidráulico latente (nos casos em que o ligante necessita de um activador para reagir de seguida de forma espontânea com a água), pozolânico (quando a reacção com a água só se processa enquanto se mantiverem determinadas condições) ou inerte (quando a reacção com a água é considerada insignificante, em termos práticos, nula) (Coutinho, 1988).

As reacções dos materiais hidráulicos (cimentos Portland e cais) com a água são espontâneas, podendo-se desenvolver durante alguns dias (em geral cessam ao fim de algumas horas). Já os materiais com propriedades hidráulicas latentes (escória granulada de alto forno), as reacções com a água processam-se quando na presença de um activador (em geral, o  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  produzido nas reacções do cimento Portland ou da cal é um excelente activador), podendo-se prolongar durante algumas semanas. Relativamente aos materiais pozolânicos (cinza volante, pozolana natural e sílica de fumo), não reagem por si próprios quando

misturados com água, mas, quando finamente moídos e na presença de água, reagem à temperatura ambiente normal com o hidróxido de cálcio dissolvido ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ) enquanto este existir na forma livre. Neste caso, as reacções são muito lentas, desenvolvendo-se ao longo de meses, por vezes anos (Coutinho, 1988).

## **A.2 – Ligantes com propriedades hidráulicas**

### **A.2.1 – Cimento Portland**

O cimento Portland é um ligante hidráulico, isto é, é um material inorgânico finamente moído que, quando misturado com água, forma uma pasta que faz presa e endurece devido a reacções e processos de hidratação e que, depois do endurecimento, conserva a sua resistência mecânica e estabilidade mesmo debaixo de água (NP EN 197-1:2001). É obtido a partir da mistura do clínquer Portland com aproximadamente 5% de gesso, sendo posteriormente moído, apresentando uma distribuição granulométrica entre 1-100 $\mu\text{m}$  e uma superfície específica (na literatura dos cimentos é usual utilizar-se a designação superfície específica Blaine) de aproximadamente 300-450  $\text{m}^2/\text{kg}$  (E 378-1993).

Vários aditivos podem ser incluídos à mistura durante a moagem de modo a modificar certas propriedades do cimento. A Norma Portuguesa NP EN 197-1:2001 divide o cimento em cinco tipos, desde cimento tipo I a tipo V. A título de exemplo, o cimento Portland tipo I corresponde ao cimento Portland “puro” o qual não contém aditivos, enquanto que o cimento Portland tipo II/A-L contém filer calcário ( $\text{CaCO}_3$ ) como aditivo numa percentagem entre 6-20%. Refira-se que, durante o texto, a designação genérica cimento Portland reporta-se ao cimento tipo I.

O clínquer do cimento Portland é um produto artificial obtido a partir de uma mistura devidamente proporcionada de matérias-primas calcárias e argilosas ou afins, que contêm óxido de cálcio ( $\text{CaO}$ ), óxido de silício ( $\text{SiO}_2$ ), óxido de alumínio ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ), óxido de ferro ( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ) e pequenas quantidades de outros compostos. De seguida a mistura é reduzida a pó muito fino (moagem), sendo muito bem homogeneizada e bem dispersa (mistura), quer a seco (fabricação do cimento por via seca), quer por meio de água (fabricação do cimento por via húmida). Segue-se a cozedura das matérias-primas até princípio de fusão (clínquerização) num forno rotativo a 1450°C. Àquelas temperaturas as matérias-primas reagem entre si, no que são ajudadas pela fase líquida obtida pela fusão de cerca de 20% da matéria-prima, originando novos compostos. Em virtude destes fenómenos químicos e físicos, os produtos da reacção ao serem rapidamente arrefecidos após a saída do forno, aglomeram-se em pedaços com dimensões variáveis mas geralmente entre 2-20mm, chamados clínquer (Coutinho, 1988). O clínquer Portland trata-se de um material hidráulico onde a mistura das matérias-primas, calcário e argila, é doseada de tal modo que, depois de perder a água e o dióxido de carbono, devido à elevada temperatura atingida no forno rotativo, tenha uma composição química com

pelo menos dois terços em massa de silicatos de cálcio ( $3\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$  e  $2\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$ ), sendo o restante constituído por compostos de alumínio e ferro, para além de pequenas quantidades de outros compostos. A relação em massa  $\text{CaO}:\text{SiO}_2$  não deve ser inferior a 2 e o teor em óxido de Magnésio ( $\text{MgO}$ ) não deve exceder 5% em massa (NP EN 197-1:2001).

A composição típica do cimento Portland é apresentada no Quadro A.1. Para além dos componentes apresentados no Quadro A.1, podem existir em pequenas quantidades metais alcalinos, manganésio ( $\text{MnO}_2$ ), titânio ( $\text{TiO}_2$ ), fósforo ( $\text{P}_2\text{O}_5$ ), e, eventualmente sulfatos (Coutinho, 1988).

Quadro A.1 – Composição típica do cimento Portland (Coutinho, 1988).

Óxido	CaO	SiO <sub>2</sub>	AlO <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	MgO	SO <sub>3</sub>	K <sub>2</sub> O	Na <sub>2</sub> O
Conteúdo (%)	60-68	17-25	2-9	0,5-6	0-2	1-4	0,5-1,5	0,5-1,5

A mistura do cimento com a água inicia um processo químico (hidratação) que conduz à formação de uma pasta com resistência notável. À medida que as partículas de cimento hidratam, forma-se à sua volta um gel aglomerante constituído por compostos hidratados estáveis que cristalizam sob a forma de agulhas, emaranhando-se e colando-se uns aos outros (contribuindo desta forma para o aumento da resistência), Figura A.1. Dado o facto deste gel aglomerante ser poroso e conter água combinada quimicamente (água de cristalização), o seu volume é superior ao da partícula de cimento antes da reacção de hidratação. Assim, à medida que a reacção de hidratação evolui, os vazios entre as partículas de cimento são preenchidos pelo gel aglomerante, tornando-se a pasta de cimento mais densa e mais resistente.

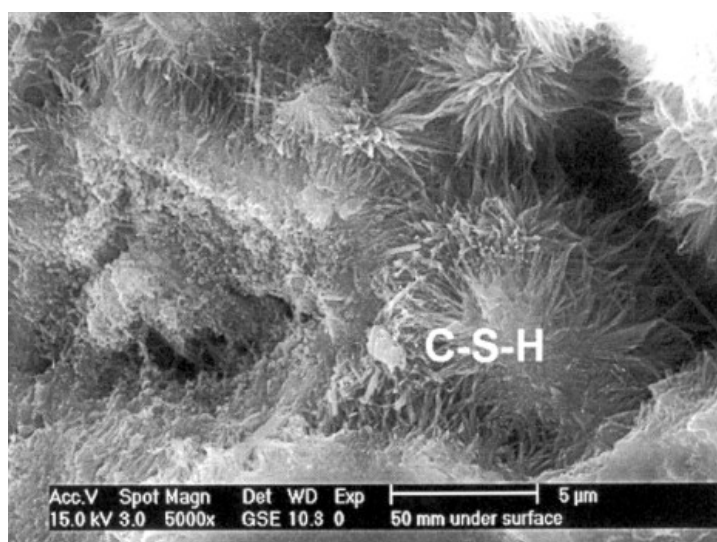


Figura A.1 – Fotografia por microscópio electrónico da pasta de cimento (Finger Institute, Weimar University).

A resistência mecânica da pasta de cimento depende fortemente da sua porosidade. Grandes afastamentos entre partículas resultam numa elevada porosidade e baixa resistência.

Uma medida do afastamento entre partículas pode ser dada pela medida do teor em cimento, medido pela razão água:cimento (W:C), onde, W é a massa de água na mistura (kg) e C é a massa de cimento na mistura (kg). A razão água:cimento é um dos mais importantes parâmetros de qualidade do cimento quando usado como ligante. A uma maior relação W:C corresponde um maior afastamento entre partículas de cimento, o que significa maior porosidade e menor resistência mecânica.

Enquanto que a composição química é expressa em termos de óxidos (Quadro A.1), as substâncias são actualmente apresentadas na forma de compostos, conhecidos como minerais do clínquer. O Quadro A.2 apresenta os principais minerais de clínquer presentes no cimento Portland (onde se inclui a notação química abreviada dos óxidos constituintes do cimento, tal como usualmente utilizado na literatura dos cimentos). Os minerais de clínquer  $C_3S$ ,  $C_2S$  e  $C_3A$  não ocorrem em estado puro no clínquer Portland, estando sempre presentes algumas impurezas. A impureza associada a  $C_3S$  toma a designação de alite; a do  $C_2S$  belite, e a do  $C_3A$  aluminato. A hidratação dos 4 minerais de clínquer apresentados no Quadro A.2 é descrita seguidamente.

Quadro A.2 – Principais minerais de clínquer do cimento Portland.

Mineral de clínquer	Fórmula química <sup>1)</sup>	Notação química abreviada <sup>2)</sup>
Silicato Tricálcico	$3CaO.SiO_2$	$C_3S$
Silicato Bicálcico	$2CaO.SiO_2$	$C_2S$
Aluminato Tricálcico	$3CaO.Al_2O_3$	$C_3A$
Aluminoferrato Tetracálcico (ou ferrite) <sup>3)</sup>	$4CaO.Al_2O_3.Fe_2O_3$	$C_4AF$

1 - A título de exemplo: embora o silicato tricálcico seja escrito como  $3CaO.SiO_2$  não quer dizer que os óxidos estejam presentes individualmente. A correcta fórmula química é  $Ca_3SiO_5$ ;

2 - Notação química abreviada dos óxidos constituintes do cimento:  $CaO = C$ ;  $SiO_2 = S$ ;  $Al_2O_3 = A$ ;  $Fe_2O_3 = F$ ;  $SO_3 = S'$ ;  $MgO = M$  e  $H_2O = H$ ;

3 - O aluminoferrato tetracálcico varia entre  $C_6A_2F$  a  $C_6AF_2$ , sendo a sua composição média próxima de  $C_4AF$ .

No cimento Portland contendo todos os minerais de clínquer apresentados no Quadro A.2, a reacção de hidratação é acompanhada pela libertação de calor, tal como o observado na Figura A.2. Observa-se um pequeno desenvolvimento de calor durante os primeiros minutos (1), devido à hidratação inicial do silicato tricálcico e à molhagem das partículas finas (é o chamado período da pré-indução) Segue-se um período em que não há desenvolvimento de calor, sendo designado por período de indução ou dormente (que conforme a natureza do cimento pode durar entre 40-140 minutos), o qual precede a reacção química da hidratação. Quando o cimento começa a ganhar presa ocorre um rápido desenvolvimento de calor, alcançando o máximo após 10-20 horas (2), sendo designado por período de aceleração da hidratação. Este pico deve-se essencialmente às reacções dos silicatos e dos aluminatos. Os produtos da hidratação de menor densidade e maior volume do que os da fase anidra, provocam uma diminuição geral da porosidade tornando mais difícil a penetração da água até às partículas de cimento, o que origina uma diminuição da velocidade de reacção (este

período é designado por difusão controlada da hidratação). Em (3) continua a formação da ettringite e em (4) esta é convertida em monossulfatoaluminato tetracálcico (designado simplesmente por monossulfato).

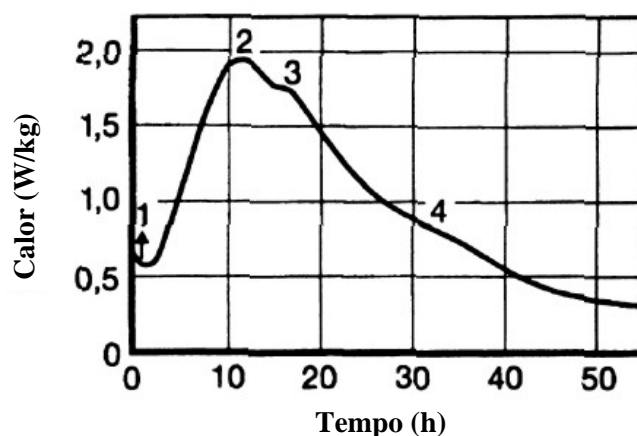


Figura A.2 – Curva de libertação de calor durante a hidratação do cimento Portland a 20°C (adaptado de Taylor, 1997).

Cerca de 50% do cimento reage antes do 3º dia após o início da hidratação do cimento, 60% antes dos 7 dias, e 90% antes dos 90 dias. A velocidade de reacção, e por conseguinte o ganho de resistência mecânica, é essencialmente controlada pela razão entre os silicatos tricálcico e bicálcico,  $C_3S/C_2S$  ( $C_3S$  confere ao cimento um rápido endurecimento, enquanto que  $C_2S$  origina velocidades baixas de reacção do cimento), pela finura das partículas e pela temperatura. O Quadro A.3 exhibe as principais propriedades dos minerais de clínquer constituintes do cimento Portland.

Quadro A.3 – Principais propriedades dos minerais de clínquer do cimento Portland (Coutinho, 1988).

Mineral de clínquer	Calor desenvolvido após hidratação total (kJ/kg)	Tensão de rotura após hidratação (MPa)			Resistência química
		7 dias	28 dias	1 ano	
Silicato Tricálcico	502	42,5	50,0	72,5	Pequena, por necessitar de contacto com soluções sobressaturadas de $Ca(OH)_2$
Silicato Bicálcico	260	2,0	6,7	70,0	Média, por necessitar de contacto com soluções de pH inferior a 12
Aluminato Tricálcico	867	2,0	3,4	6,7	Fraca, por dar origem à formação do sulfoaluminato tricálcico
Aluminoferrato Tetracálcico	419	2,0	3,6	3,8	Boa

### i) Reacção de hidratação dos silicatos de cálcio ( $C_3S$ e $C_2S$ )

Quando o silicato tricálcico ( $C_3S$ ) é misturado com água (equação A.1), são rapidamente libertados na solução iões de cálcio ( $Ca^{2+}$ ) e iões de hidróxido ( $OH^-$ ), originando em poucos minutos um aumento do pH para valores acima de 12. Quando a concentração deste iões atinge determinado valor limite, formam-se cristais de hidróxido de cálcio ( $Ca(OH)_2$ ) na solução, e uma película de silicatos de cálcio hidratados (CSH) na superfície das partículas de  $C_3S$ . Esta película constitui uma barreira à penetração da água, a qual procura alcançar a componente ainda não hidratada de  $C_3S$ , bem como à difusão de iões. Desta forma a reacção de hidratação torna-se de difusão controlada, atingindo os 100% assintoticamente. Inicialmente a velocidade de hidratação depende da temperatura, diminuindo esta dependência a partir do momento em que a reacção se torna de difusão controlada.

É semelhante a reacção de hidratação do silicato bicálcico ( $C_2S$ ) (equação A.2), mas ocorre com menor velocidade devido à sua menor reactividade, Figura A.3. Da análise da figura observa-se que são os produtos da reacção dos silicatos que mais contribuem para a resistência mecânica do cimento.

As reacções dos silicatos podem ser escritas na forma (em notação química abreviada):



onde,  $C_3S_2H_3$  representa o gel aglomerante de silicatos de cálcio hidratados (CSH). Os silicatos de cálcio hidratados desempenham um papel maior na resistência, tendo um papel menor o composto hidróxido de cálcio (CH em notação química abreviada).

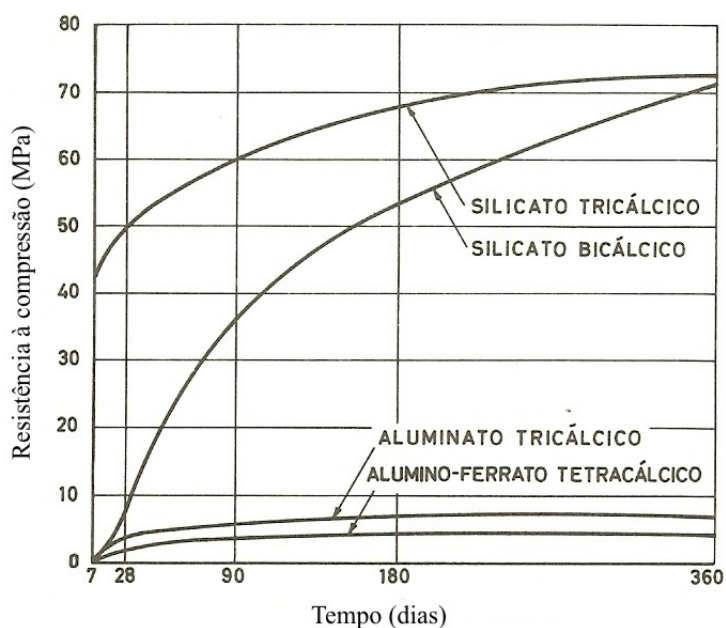
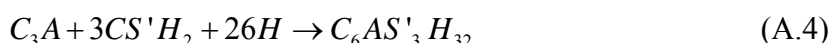


Figura A.3 – Variação com o tempo da resistência à compressão de pastas puras dos principais minerais de clínquer (Coutinho, 1988).

## ii) Reacção de hidratação do aluminato tricálcico (C<sub>3</sub>A)

Se o cimento não contiver gesso nem sulfatos, a reacção de hidratação do aluminato tricálcico (C<sub>3</sub>A) é imediata originando aluminato de cálcio hidratado (equação A.3). A formação destes hidratos origina presa rápida do cimento. De forma a retardar a presa, adiciona-se ao cimento um sulfato, o mais económico dos quais é o gesso natural. Neste caso, C<sub>3</sub>A reage com a água e com o gesso (CS'H<sub>2</sub>) dando origem à formação da ettringite (C<sub>6</sub>AS'H<sub>32</sub>):



Passados poucos minutos (reacção de pequena porção de C<sub>3</sub>A) a ettringite já envolve as partículas de cimento, constituindo-se numa barreira que protege o C<sub>3</sub>A da acção directa da água. A reacção torna-se de difusão controlada prosseguindo lentamente. A ettringite é apenas estável na presença de grandes quantidades de sulfatos, o que geralmente acontece durante as primeiras 24 horas. À medida que desce a concentração de sulfatos, a ettringite converte-se em monossulfato (C<sub>4</sub>AS'H<sub>12</sub>). Então a barreira é quebrada e a reacção (anteriormente descrita pela equação A.3) acelera sendo expressa por:



Note-se que se o monossulfato for de novo exposto a sulfatos, a ettringite pode voltar a formar-se:



Como a ettringite é muito menos densa que o monossulfato, o seu reaparecimento é acompanhado por perda de resistência. Se a ettringite se formar no cimento já endurecido, existe o risco deste fracturar. Por esta razão, utilizam-se cimentos com baixo teor em C<sub>3</sub>A no caso de o cimento estar exposto a ambientes ricos em sulfatos. No que respeita ao melhoramento químico de solos, é duvidoso se esta formação retardada de ettringite causa problemas, dado o solo melhorado exibir suficiente porosidade capaz de permitir a sua formação sem comprometer o desempenho do melhoramento (Janz e Johansson, 2002).

## iii) Reacção de hidratação do aluminoferrato tetracálcico (C<sub>4</sub>AF)

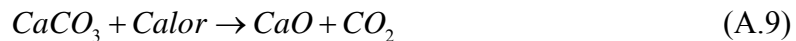
A reacção de hidratação da ferrite é similar à do aluminato tricálcico, desenvolvendo-se de forma mais lenta e com menor libertação de calor (Quadro A.3). O aluminoferrato tetracálcico (C<sub>4</sub>AF) ao reagir com a água liberta aluminato tricálcico (C<sub>3</sub>AH<sub>6</sub>) e ferrato monocálcico (CFH) (equação A.7). Este último, reagindo com o hidróxido de cálcio libertado

nas reacções anteriores, transforma-se em ferrato tricálcico ( $C_3FH_m$ ) (equação A.8), que forma soluções sólidas com o aluminato tricálcico. Desta maneira, o aluminato tricálcico fica protegido da acção do ião sulfato, razão pela qual os cimentos resistentes à acção dos sulfatos deverem conter uma proporção razoável de aluminoferrato tetracálcico (Coutinho, 1988).



## A.2.2 – Cal

A cal utilizada na estabilização química de solos é produzida a partir da rocha calcária, constituída essencialmente por carbonato de cálcio ( $CaCO_3$ ). Após a extracção do calcário, este é seleccionado e moído, sendo submetido a elevadas temperaturas em fornos industriais num processo conhecido por calcinação. A temperaturas próximas dos  $1000^\circ C$ , o carbonato de cálcio transforma-se em dióxido de carbono ( $CO_2$ ) e em óxido de cálcio ( $CaO$ ), também conhecido por cal viva. A reacção química de calcinação é:



A cal viva é caracterizada pelo grau de calcinação e pela dimensão das partículas. O grau de calcinação indica a quantidade de dióxido de carbono libertado da rocha calcária, parâmetro este usualmente utilizado no controlo de qualidade ( $CO_2$  residual, Janz e Johansson, 2002). A reactividade da cal depende também da dimensão das partículas constituintes: quanto menores, mais reactiva é a cal. A reactividade da cal pode ser medida através do calor libertado aquando da sua mistura com água. Quanto mais rápido e maior for o aumento da temperatura, mais reactiva é a cal.

A composição típica da cal viva é exposta no Quadro A.4. Para além dos componentes aí apresentados, outros existem que ocorrem em pequenas quantidades, tais como,  $MgO$ ,  $SO_3$ ,  $CO_2$ , entre outros.

Quadro A.4 – Composição típica da cal viva CL 90 (NP EN 459-1:2002).

Componete	CaO + MgO	MgO	SO <sub>3</sub>	CO <sub>2</sub>
Conteúdo (%)	≥ 90	≤ 5	≤ 2	≤ 4

Quando a cal viva é misturada com a água, forma-se o hidróxido de cálcio (cal apagada):



A reacção de hidratação da cal viva (designada por extinção) é uma reacção exotérmica com expansão, com grande desenvolvimento de calor (1163 kJ/kg). A reacção



provoca também o aumento do pH para valores da ordem de 12,5, condição necessária para que ocorra uma reacção secundária pozolânica.

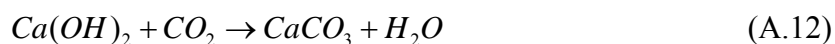
Na estabilização química de um solo, a reacção de hidratação provoca um decréscimo do teor em água no solo, conduzindo a um rápido ganho em termos de melhoramento. Este ganho pode perder-se se o solo vir o seu teor em água aumentar (rehidratação do solo). Contudo, esta rehidratação a ocorrer, dá-se de forma muito lenta não sendo em causa a estabilização do solo devido a outras reacções que entretanto ocorreram.

A cal apagada é solúvel em água, não ganhando presa nem endurecendo (não contribui em nada para a resistência mecânica). Para que exista ganho de resistência na estabilização do solo com cal é necessário que uma reacção secundária pozolânica ocorra:



onde, CASH (silicoaluminato de cálcio hidratado) é muito semelhante ao CSH, contendo alumínio. Esta reacção depende da pozolana (essencialmente  $SiO_2$  e  $Al_2O_3$ ) existente no solo e/ou introduzida sob a forma de aditivo. Note-se que se a pozolana eventualmente existente no solo já tiver sido totalmente consumida, a adição de cal no melhoramento químico do solo em nada contribui para o aumento da resistência mecânica.

Contudo, se a cal apagada entrar em contacto com o ar dá-se uma reacção química muito lenta em que o hidróxido de cálcio se reconverte em carbonato de cálcio por combinação com o dióxido de carbono:



Esta reacção, independente da reacção pozolânica secundária, é a responsável pelo endurecimento e ganho de resistência mecânica (por exemplo, em argamassas de cal e em caiadas).

Cuidados devem ser tidos no armazenamento e transporte da cal, dado esta ser sensível à humidade (equação A.10) e ao dióxido de carbono (equação A.12) existentes no ar atmosférico. Estas reacções da cal viva com o ar atmosférico originam deterioração apreciável da mesma, podendo conduzir a perda significativa da sua reactividade (Coutinho, 1988; Janz e Johansson, 2002).

### **A.3 – Ligantes com propriedades hidráulicas latentes (escória granulada de alto forno)**

A escória granulada de alto forno, sendo um subproduto industrial do fabrico do ferro fundido, consiste numa mistura de  $CaO$ ,  $SiO_2$  e  $Al_2O_3$ , isto é, os mesmos óxidos que compõem o cimento Portland, mas em proporções diferentes (Coutinho, 1988). Nem todas as escórias são adequadas para adicionar ao cimento, e apenas servem para essa finalidade as que

têm uma composição química conveniente (entre os limites a seguir especificados) e uma estrutura física apropriada.

Segundo a NP EN 197-1:2001 e a E 375:1993, a escória granulada de alto forno utilizada como aditivo do cimento Portland resulta do arrefecimento rápido, em regra por água (doce), de uma escória fundida de composição apropriada, obtida da fusão do minério de ferro num alto forno siderúrgico, e sujeita a posterior secagem e moagem. Deverá conter pelo menos dois terços em massa de escória vitrificada (a BS 6699:1992, exige um valor superior a 85%) e possuir propriedades hidráulicas apropriadas quando activada. Quimicamente deverá ser constituída de pelo menos dois terços em massa da soma dos óxidos de cálcio (CaO), de magnésio (MgO) e de silício (SiO<sub>2</sub>). O restante contém óxido de alumínio (Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>), juntamente com pequenas quantidades de outros compostos. A relação em massa (CaO+MgO)/SiO<sub>2</sub> deve exceder 1,0 e a relação em massa CaO:SiO<sub>2</sub> não deve exceder 1,4.

Para que a escória possua propriedades hidráulicas, isto é, seja reactiva, deve exibir uma estrutura física vítrea (amorfa), o que depende em muito da forma mais ou menos rápida do seu arrefecimento. A um rápido arrefecimento corresponde uma estrutura vítrea (amorfa), portanto uma escória altamente reactiva. Na prática, tal pode ser obtido através de um arrefecimento rápido desde o estado de fusão (1500°C) até à temperatura normal, o que se faz normalmente por lançamento em tanques de água fria, processo designado por granulação (Coutinho, 1988). Se a escória for arrefecida de forma lenta, a sua estrutura será do tipo cristalina, sendo inerte em termos de reactividade, constituindo-se um ligante não apropriado ao melhoramento químico de solos (Janz e Johansson, 2002).

A reactividade da escória é também influenciada pela sua finura, a qual é em termos médios da mesma ordem de grandeza da do cimento Portland (1-100µm). Requisitos de qualidade exigem que a superfície específica Blaine seja superior a 275 m<sup>2</sup>/kg (E 375:1993 e BS 6699:1992).

No Quadro A.5 apresenta-se a título de exemplo a composição química de uma escória granulada de alto forno moída produzida em Portugal (Betão Liz – Prescor). Para além dos componentes aí apresentados, outros existem que ocorrem em pequenas quantidades, tais como, TiO<sub>2</sub>, SrO, entre outros.

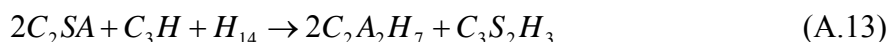
Quadro A.5 – Composição química de escória granulada de alto forno moída produzida em Portugal (Betão Liz – Prescor).

Óxido	CaO	SiO <sub>2</sub>	AlO <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	MgO	SO <sub>3</sub>	K <sub>2</sub> O	MnO
Conteúdo (%)	37	39	12	0,85	7	0,33	0,52	2

A escória granulada de alto forno é um material que permite a formação de silicatos e aluminatos de cálcio hidratados, isto é, são verdadeiros cimentos, mas reagem com extrema lentidão quando usados isoladamente e portanto sem aplicação prática. A sua inércia natural à hidratação pode cessar sob a influência catalítica de um meio de pH elevado (da ordem de 12),

o que confere ao material propriedade hidráulica latente. Para iniciar a reacção de hidratação basta portanto colocar a escória num meio com pH deste valor, que se obtém facilmente pela junção de soda ou potassa caustica (álcalis), cal, silicato de sódio ou mesmo de cimento Portland (Coutinho, 1988). Em função do tipo e da quantidade do agente activador, diferentes reacções ocorrem originando produtos com diferentes propriedades.

A reacção de hidratação do cimento Portland e da cal viva produz, como se sabe, uma grande quantidade de hidróxido de cálcio,  $\text{Ca(OH)}_2$ , fazendo com que estes materiais sejam excelentes activadores para a escória. Após a activação da escória, a reacção ocorre espontaneamente em função do teor de cal, dando origem ao aluminato bicálcico hidratado e ao bissilicato tricálcico hidratado:



O ganho de resistência mecânica deve-se fundamentalmente à formação de um gel aglomerante de silicatos de cálcio hidratados (tal como no cimento Portland), mas com um teor  $\text{CaO:SiO}_2$  mais baixo e contendo óxidos de alumínio e de magnésio. Estes óxidos de alumínio podem reagir com a cal e com o gesso, ou com o hidróxido de cálcio, originando a ettringite ou o monossulfato (Janz e Johansson, 2002).

Os produtos da hidratação da escória são semelhantes aos produzidos na hidratação do cimento Portland com a diferença de que não se produz hidróxido de cálcio. Esta ausência é importante pelo facto de não conduzir a soluções sobressaturadas de hidróxido de cálcio (Coutinho, 1988), fazendo com que o cimento de escórias seja eficaz em termos de durabilidade. No caso de teores elevados de escória ( $> 50\%$ ), não se formam os produtos de hidratação do  $C_3A$  que se encontram no cimento Portland, mas sim um aluminato bicálcico hidratado, o que faz com que os cimentos com elevado teor de escórias tenham elevada resistência química (Coutinho, 1988).

A reacção de hidratação da escória granulada de alto forno é exotérmica, mas com menor desenvolvimento de calor de hidratação do que no cimento Portland. A reacção de hidratação é também mais lenta do que a reacção que ocorre no cimento Portland, o que conduz a um lento e gradual aumento de resistência. Contudo, a longo prazo a resistência mecânica pode ser superior caso se utilizem escórias. O desenvolvimento da resistência mecânica no tempo é fortemente dependente da temperatura. Com o aumento da temperatura aumenta a velocidade da reacção de hidratação da escória, conduzindo a uma aceleração em termos de aumento de resistência. O inverso ocorre à medida que a temperatura baixa. Um método para aumentar a temperatura, e desta forma acelerar o ganho de resistência, consiste em misturar o cimento Portland com cal viva e com escória granulada de alto forno.

Até agora analisou-se o caso da activação da escória por cimento Portland e/ou cal viva. Contudo, a activação da escória pode ser feita, como se viu, através de álcalis e sulfatos, originando neste caso diferentes reacções que originam produtos com diferentes propriedades. Pode ser rápido o ganho de resistência conseguido através deste tipo de activação. A

utilização deste tipo de activação deve merecer especial atenção dado o escasso conhecimento acerca das suas reacções (Janz e Johansson, 2002).

A utilização de escória como adição, ou substituto parcial do cimento Portland, corresponde não só à utilização de um subproduto industrial, com todas as vantagens que daí advém em termos ambientais, como implica uma economia de combustível (cerca de 200 kg de carvão em média por cada tonelada de clínquer substituído por uma tonelada de escória, Coutinho, 1988).

Antes de uma escória poder ser utilizada como aditivo a sua reactividade deverá ser avaliada através de ensaios ou verificada junto do fabricante.

## **A.4 – Ligantes com propriedades pozolânicas**

### **A.4.1 – Cinza volante**

A cinza volante é um subproduto industrial obtido por captação das poeiras dos gases de combustão das fornalhas alimentadas com carvão pulverizado ou moído. De facto, na queima do carvão a parte combustível arde instantaneamente, enquanto que a parte não combustível (designada por impurezas do carvão), constituída essencialmente por argila, quartzo e calcário, entra parcialmente em fusão, sendo que algumas destas partículas aglomeram-se e solidificam em pequenas esferas de matéria amorfa. As partículas de menores dimensões são arrastadas pelo fluxo dos gases da combustão, podendo ser captadas antes de estes saírem para a atmosfera. A captação das cinzas pode ser feita por precipitadores electrostáticos, que captam as partículas de menores dimensões, ou por colectores mecânicos, que recolhem as partículas maiores.

A grande maioria das partículas da cinza volante são esféricas, com estrutura vítrea, dimensões entre 1-100 $\mu$ m, exibindo uma superfície específica Blaine entre os 600-1000 m<sup>2</sup>/kg. A sua forma esférica é vantajosa sob o ponto de vista da quantidade de água na amassadura, enquanto que a sua elevada superfície específica significa uma disponibilidade imediata para reacção com o hidróxido de cálcio dissolvido (Ca(OH)<sub>2</sub>). A cinza volante é tanto mais reactiva quanto mais vítrea for a sua estrutura. Cinzas volantes produzidas a altas temperaturas (1500-1700°C) seguidas de um rápido arrefecimento, exibem forma mais próxima da esférica e estrutura altamente vítrea, constituindo-se óptimos ligantes (Coutinho, 1988; Janz e Johansson, 2002).

A composição química das cinzas volantes é condicionada fundamentalmente pelo tipo de carvão utilizado, embora as condições de combustão sejam também importantes, nomeadamente no que se refere à quantidade de carvão por queimar existente nas cinzas (Coutinho, 1988). A composição exacta é muito variável sendo muito importante o conteúdo em CaO. Nem todos os tipos de cinza são adequados à combinação com o cimento Portland,

mas os que são contêm sobretudo  $\text{SiO}_2$  (mínimo 25% em massa) e  $\text{Al}_2\text{O}_3$  e, subdividem-se em dois grupos de acordo com o teor em  $\text{CaO}$ :

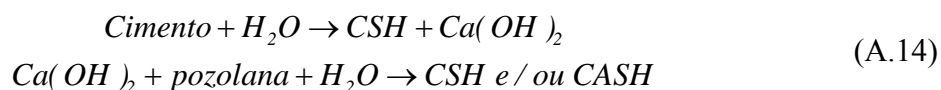
- cinza volante siliciosa ( $\text{CaO} < 10\%$ );
- cinza volante calcária ( $\text{CaO} > 10\%$ ).

Esta diferença de composição em termos de conteúdo de  $\text{CaO}$  reflecte-se nas propriedades das cinzas. Na realidade, uma cinza volante siliciosa tem propriedades pozolânicas, enquanto que a de natureza calcária, além das propriedades pozolânicas pode ter também propriedades hidráulicas (NP EN 197-1:2001, NP EN 450-1:2005). No Quadro A.6 apresenta-se a composição química de uma cinza volante produzida em Portugal (Centro de Produção de Sines). Para além dos componentes aí apresentados, outros existem que ocorrem em pequenas quantidades, tais como,  $\text{TiO}_2$ ,  $\text{PO}_2$ , entre outros. Refira-se que algumas cinzas podem conter substâncias radioactivas.

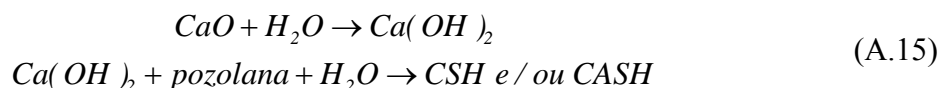
Quadro A.6 – Composição química da cinza volante oriunda do Centro de Produção de Sines.

Óxido	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>	K <sub>2</sub> O	Na <sub>2</sub> O
Conteúdo (%)	4	55	22	7	2	0,48	2	0,70

Para que a cinza volante reaja com a água, é necessário existir uma fonte externa de hidróxido de cálcio (cal apagada), por exemplo, na forma de cimento Portland ou cal viva ( $\text{CaO}$ ). Quando o cimento Portland ou a cal viva reagem com a água, forma-se hidróxido de cálcio ( $\text{Ca(OH)}_2$ ), o qual origina o aparecimento do gel aglomerante de silicatos de cálcio hidratados (CSH), similares ao da hidratação do cimento Portland mas com um teor  $\text{CaO}:\text{SiO}_2$  mais baixo, ou o gel aglomerante de silicoaluminatos de cálcio hidratados (CASH, similares aos silicatos de cálcio hidratados mas com alumina). O pH da solução desce dado o consumo dos iões de hidróxido ( $\text{OH}^-$ ). A reacção com o cimento Portland pode ser escrita:



e a reacção com a cal viva da seguinte forma:



A reacção pozolânica é lenta, sendo que a sua velocidade se reduz à medida que se forma o gel aglomerante de silicatos de cálcio hidratados à volta das partículas de cinza volante. A velocidade da reacção e o ganho de resistência mecânica são proporcionais ao consumo de hidróxido de cálcio ( $\text{Ca(OH)}_2$ ). Na Figura A.4 apresenta-se o teor em  $\text{Ca(OH)}_2$  medido em diferentes intervalos em pastas de cimento contendo diferentes quantidades de cinza volante (as percentagens indicadas na figura referem-se ao teor em cinza volante). A queda do teor em  $\text{Ca(OH)}_2$  deve-se à reacção pozolânica.

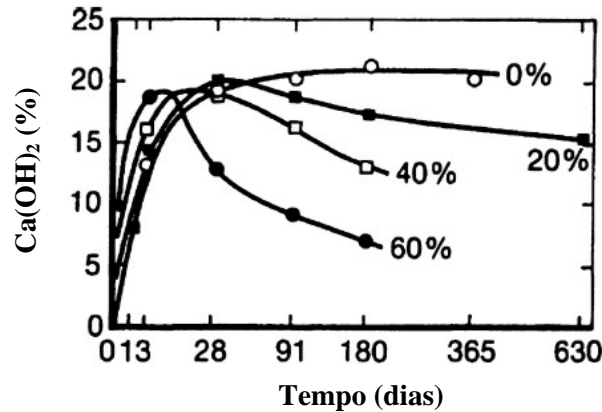


Figura A.4 – Consumo de hidróxido de cálcio ( $\text{Ca(OH)}_2$ ) no tempo, na presença de diferentes teores de cinza volante na pasta de cimento (adaptado de Janz e Johansson, 2002).

A utilização de cinzas volantes em substituição do cimento Portland origina um ganho de resistência mecânica muito lento, conduzindo a baixas resistências iniciais. Contudo, o efeito da reacção pozolânica na resistência a longo prazo pode ser considerável, podendo conduzir a resistências a longo prazo iguais ou superiores às do cimento Portland.

A reacção pozolânica é dependente da temperatura. Com o aumento da temperatura, acelera-se a reacção originando um mais rápido ganho de resistência mecânica.

A permeabilidade é geralmente menor do que no caso do cimento Portland, desde que a cura húmida seja prolongada, o que é plausível de ocorrer na estabilização profunda de solos (*deep mixing*), Janz e Johansson (2002).

A utilização das cinzas volantes, especialmente as de natureza siliciosa, originam ligantes com boa resistência às acções químicas (ataque por sulfatos).

Dada a grande importância que o tipo de carvão e o processo de combustão têm nas propriedades das cinzas volantes, um estudo de qualidade deverá ser conduzido antes da escolha do tipo de cinza volante a utilizar na estabilização de solos. Um dos critérios de aceitação de uma cinza volante é a sua perda ao fogo (medida como a quantidade de resíduo carbono não queimado, NP EN 450-1:2005). Esta deverá ser tanto menor quanto possível (a NP EN 197-1:2001, estabelece que a perda ao fogo de cinzas volantes a utilizar no fabrico do betão deverá ser inferior a 5% em massa; na técnica de *deep mixing* este valor poderá ser ligeiramente superior, Janz e Johansson, 2002).

#### A.4.2 – Pozolona natural

Tal o como o nome indica, a pozolona natural trata-se de um material pozolânico, geralmente de origem vulcânica ou rochas sedimentares com apropriada composição química e mineralógica. A pozolona de origem vulcânica é proveniente de magmas geralmente ácidos, isto é ricos em sílica, que solidificaram rapidamente durante uma erupção e que ficaram no

estado amorfo. A reactividade pozolânica é ainda aumentada depois de esta lava se ter meteorizado (Coutinho, 1988).

Em geral o processamento destes materiais resume-se a britagem, moagem e peneiração.

Podem ser encontradas no nosso país quer no arquipélago da Madeira, quer no dos Açores, sendo as deste último conhecidas há mais tempo. No Quadro A.7 apresenta-se a título de exemplo a composição química da pozolana natural de São Miguel (Pedregal), a qual possui uma superfície específica Blaine de 740 m<sup>2</sup>/kg.

Quadro A.7 – Composição química da pozolana natural de S. Miguel (Pedregal) (Coutinho, 1988).

Óxido	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>	K <sub>2</sub> O	Na <sub>2</sub> O
Conteúdo (%)	1	60	18	5	1	0,80	5	5

### A.4.3 – Sílica de fumo

A sílica de fumo é um subproduto da preparação do metal silício ou de ligas de silício, especialmente de ferro-silício. Provém da redução do quartzo de elevada pureza com carvão em fornos de arco eléctrico, a elevadas temperaturas (cerca de 2000°C). As reacções químicas que têm lugar são complexas, mas uma delas envolve a formação de um gás – monóxido de silício (SiO) – que se oxida formando dióxido de silício (SiO<sub>2</sub>) o qual condensa em pequenas esferas de sílica amorfa. Estas partículas são arrastadas nos gases de escape e captadas em filtros de saco antes da sua saída para a atmosfera, obtendo-se assim a designada sílica de fumo ou microssílica (Coutinho, 1988).

As partículas constituintes são extremamente finas, contendo pelo menos 85% em massa de dióxido de silício amorfo (SiO<sub>2</sub>) (NP EN 197-1:2001 e E377-1993). O restante é constituído por outros óxidos, tal como o apresentado no Quadro A.8. A proporção relativa destes compostos varia de acordo com a liga metálica que se está a produzir.

Quadro A.8 – Composição química da sílica de fumo (E377-1993).

Óxido	CaO	SiO <sub>2</sub>	Na <sub>2</sub> O + K <sub>2</sub> O	SO <sub>3</sub>
Conteúdo (%)	<1,5	>85	<2	<2

O diâmetro das partículas varia entre 0,01-1µm, com um valor médio próximo de 0,1µm, o qual é cerca de 100 vezes inferior ao do cimento Portland. A superfície específica é elevada, variando entre 15000-25000 m<sup>2</sup>/kg. O facto de as partículas de sílica de fumo serem microscópicas produz um efeito de filler na pasta de cimento Portland. Para a mesma razão água/ligante na amassadura, a porosidade inicial, isto é, a fracção volúmica ocupada por água, é idêntica nos dois sistemas considerados (pasta de cimento Portland e pasta de cimento

Portland com sílica de fumo). As partículas micrométricas vão preencher os vazios entre as partículas de cimento Portland, as quais são muito maiores, reduzindo o volume de vazios, isto é, tornando o conjunto mais denso. À medida que se vai dando a hidratação verifica-se que os poros capilares são muito mais finos na pasta com sílica de fumo que os poros na pasta só de cimento Portland (Coutinho, 2006). Isto é, o facto de se incorporar sílica de fumo conduz a um refinamento da rede porosa. O refinamento da rede porosa tem implicações práticas importantes, tais como, aumento da resistência mecânica (com percentagens de substituição de cimento Portland adequadas), redução da permeabilidade e maior durabilidade.

A reacção pozolânica desenvolvida pela sílica de fumo é similar à produzida pela cinza volante (equações A.14 e A.15). O facto de a superfície específica ser muito elevada e o teor em  $\text{SiO}_2$  ser muito alto, faz com que as reacções pozolânicas se desenvolvam mais rapidamente nos primeiros dias. O ganho de resistência mecânica é mais rápido do que na cinza volante, mas mais lento que no cimento Portland. A reacção pozolânica é altamente dependente da temperatura, sendo a resistência mecânica a curto prazo menor a temperaturas mais baixas. Contudo, a resistência mecânica a longo prazo aumenta pelo facto de se substituir parte do cimento Portland por sílica de fumo. A quantidade de sílica de fumo usualmente adicionada varia entre 1-5% em peso do cimento Portland.

Em termos de qualidade, a sílica de fumo é mais consistente do que as cinzas volantes. As características e a verificação de conformidade da sílica de fumo, quando utilizada como aditivo, estão especificadas na E377-1993 e na NP EN 197-1:2001.

### **A.5 – “Ligantes” inertes quanto à sua reactividade com a água (filer de calcário)**

Filers, tais como areia fina ou filer calcário<sup>1</sup>, podem ser utilizados com a finalidade de aumentar o número de partículas presentes no solo. Apesar de o filer não originar qualquer tipo de reacção química, contribui para o aumento da resistência mecânica dado aumentar o número de partículas às quais o ligante se pode unir, construindo um esqueleto sólido resistente. Presume-se também que o filer irá preencher parte dos vazios que possam se formar durante a estabilização.

Dado não existirem filers totalmente inertes, é de esperar haver alguma reactividade química. É possível que os filers possam entrar nas reacções pozolânicas: por exemplo, um filer de areia siliciosa pode reagir com o hidróxido de cálcio ( $\text{Ca(OH)}_2$ ) contribuindo desta forma para o ganho de resistência mecânica. Contudo, uma vez que os grãos de areia são, comparativamente às restantes partículas dos solos, partículas de muito maiores dimensões, portanto, com reduzida superfície específica, somente uma pequena parcela da sua área

---

<sup>1</sup> O filer calcário (constituído essencialmente por carbonato de cálcio inerte,  $\text{CaCO}_3$ ) deverá satisfazer os requisitos especificados na NP EN 197-1:2001 e na E376-1993.



superficial fica exposta ao hidróxido de cálcio e disponível para a reacção pozolânica. Compreende-se então que o efeito da reacção pozolânica com o filer seja negligenciável (Janz e Johansson, 2002).

Os custos da estabilização podem ser reduzidos, pelo menos em teoria, por meio da substituição de parte do ligante principal por filer.



## REGISTO DOS SINAIS SÍSMICOS

Neste anexo apresentam-se os registos dos sinais sísmicos em profundidade para as duas polarizações (esquerda e direita).

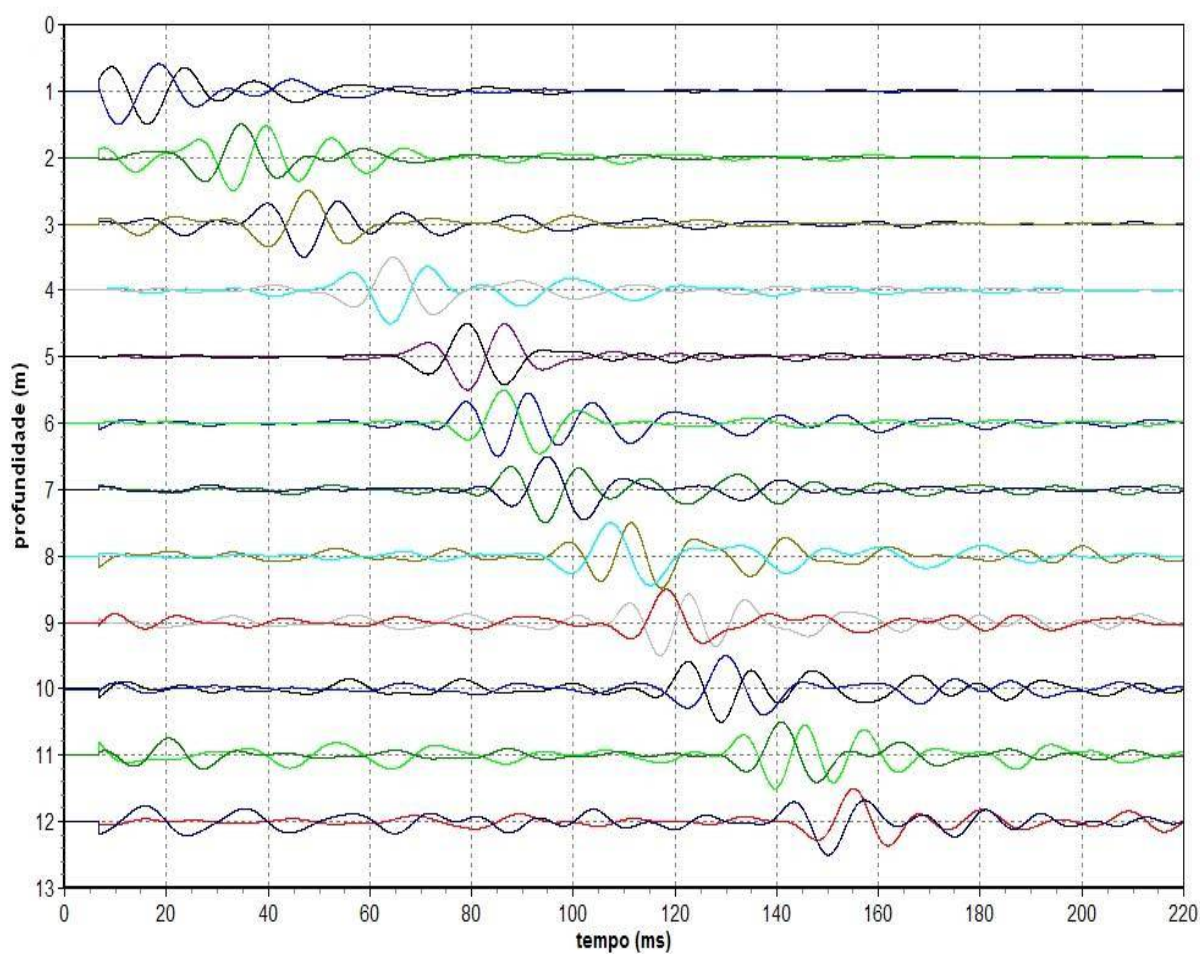


Figura B.1 – Registo em profundidade dos sinais sísmicos para o ensaio SCPTu-1.

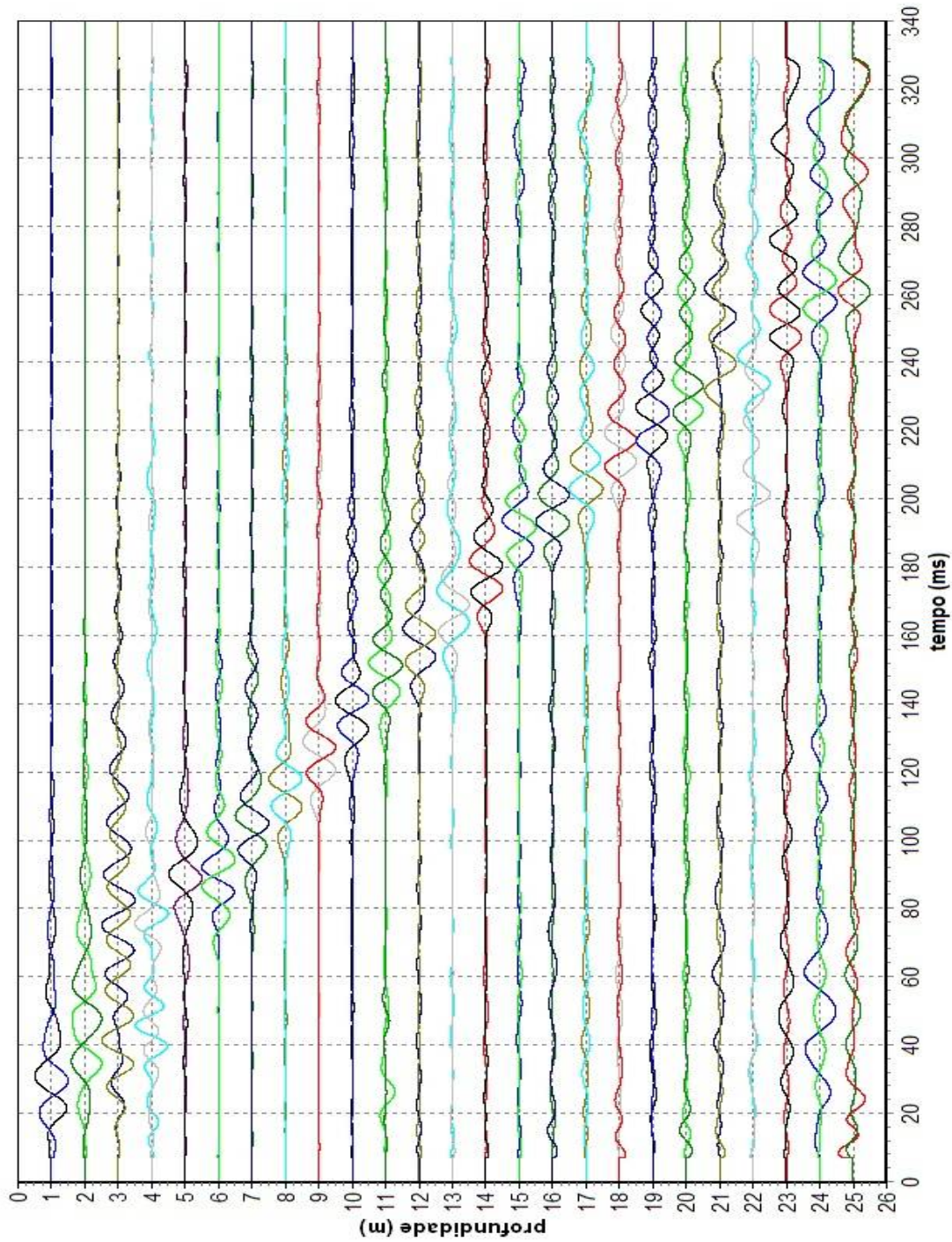


Figura B.2 – Registo em profundidade dos sinais sísmicos para o ensaio SCPTu-2.

## COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA – ESTUDO DA TÉCNICA DE ENSAIO

### C.1 - Introdução

Várias técnicas existem para a determinação da granulometria de um solo, incluindo a medição por peneiração, via seca ou húmida, sedimentação, análise por granulómetro laser ou por raios-X. Consoante a técnica utilizada, as partículas são caracterizadas por diferentes dimensões, podendo ser representadas pela dimensão da malha dos peneiros, ou pelo diâmetro esférico equivalente, dependendo ainda do número de diferentes dimensões presente na amostra, sua densidade e propriedades ópticas (Blott e Pye, 2001). Qualquer que seja a técnica, todas permitem construir a distribuição, em massa ou em volume, das partículas do solo de acordo com as suas dimensões.

De entre as técnicas disponíveis, foi decidido avaliar a composição granulométrica do solo pela técnica do granulómetro laser, a qual fornece resultados de elevada precisão, oferecendo uma enorme vantagem de rapidez face à técnica tradicional de peneiração com sedimentação. Contudo, alguns cuidados devem ser tidos na interpretação dos resultados, nomeadamente quanto à precisão na definição da quantidade de partículas da dimensão argila ( $\leq 2\mu\text{m}$ ), a qual é em geral subestimada pelo granulómetro laser, conforme os trabalhos de vários autores citados em Blott e Pye (2006).

Apesar de não existir um procedimento normativo de ensaio por granulómetro laser específico para solos, é comum tomar-se por referência o procedimento descrito na norma ISO 13320-1 (1999), com as especificidades para o material solo consideradas no procedimento interno do Laboratório de Sedimentologia do Departamento de Ciências da Terra da Universidade de Coimbra (LS-DCTUC). A análise granulométrica fornecida pelo granulómetro laser é apenas aceite após a garantia de reprodutibilidade dos resultados, ou seja, apenas se tomam por válidos os resultados da análise granulométrica de uma dada amostra de solo quando os resultados são reprodutíveis em pelo menos 3 ensaios (segundo procedimento

interno do LS-DCTUC). A reprodutibilidade pode ser aferida por simples análise visual ou através de parâmetros estatísticos (seguindo a recomendação da ISO 13320-1, 1999).

O estado e o pré-tratamento da amostra podem influenciar os resultados, pelo que, na comparação de diferentes amostras se deve garantir que o mesmo procedimento de ensaio foi seguido. Usualmente, as amostras a ensaiar no granulómetro laser encontram-se em suspensão, sendo também comum encontrar-se amostras em pó (mais específico de produtos industriais). Um terceiro estado possível, e específico dos solos, nomeadamente com elevado teor em água, é o em pasta, isto é, amostra com o teor em água de campo. Para além do estado em que se encontra a amostra, esta pode ter sido sujeita a pré-tratamento antes da realização do ensaio por granulómetro laser. Os pré-tratamentos usuais na avaliação da granulometria são 4, conforme o descrito na especificação E196 (1966): eliminação da matéria orgânica presente na amostra por adição de água oxigenada ( $H_2O_2$ ) a 20 volumes; adição de solução de ácido clorídrico (HCl) para eliminação dos compostos de cálcio presentes na amostra; secagem da amostra em estufa a  $105^\circ C$ ; mistura da amostra com solução anti-floculante. Com o intuito de analisar as possíveis influências do estado e do pré-tratamento da amostra sobre os resultados granulométricos, foi realizado um estudo do qual se apresentam de seguida os principais resultados.

O equipamento utilizado foi o granulómetro laser Coulter LS-230, do LS-DCTUC, o qual permite análises granulométricas de partículas com dimensões compreendidas entre  $0,4$  e  $2000\mu m$ .

## C.2 – Descrição das amostras

No caso particular do solo em estudo (recolhido a  $2,5m$  de profundidade no local experimental da Quinta da Foja, depósito de solos moles do Baixo Mondego), toda a amostra foi ensaiada sem qualquer corte granulométrico uma vez que todas as suas partículas possuem dimensão inferior a  $2000\mu m$ , à excepção de alguns raros e pequenos fragmentos de conchas, os quais foram previamente removidos. As amostras consideradas neste estudo correspondem a tomas da amostra remexida de grande volume, após homogeneização da mesma em laboratório. De uma dessas tomas, ARm 3 (conforme designação no texto principal), retiraram-se diversas pequenas amostras representativas, identificadas por ARm 3-1 a 6 e ARm 3-E196, consoante o estado e o pré-tratamento das amostras. No Quadro C.1, indica-se o pré-tratamento a que cada amostra no estado natural ( $w_{nat} \approx 80,87\%$ ) foi submetida, e o estado da mesma aquando da realização do ensaio de granulómetro laser. As duas primeiras amostras (ARm 3-1 e ARm 3-2) não foram sujeitas a qualquer pré-tratamento, analisando-se o estado em que se encontram aquando da análise por granulómetro laser (em pasta ou em suspensão, respectivamente). Nas amostras ARm 3-3 a ARm 3-5, procurou-se reproduzir o pré-tratamento recomendado pela especificação E196 (1966), o qual passa pela secagem

inicial do solo em estufa a 105°C, seguindo-se o soltar dos grãos por suave rolamento das partículas do solo, operação realizada com um rolo de cozinha (ARm 3-3); de seguida, e uma vez que a matéria orgânica do solo excede os 2% (secção 3.4.3.2.4), deve-se proceder à sua destruição por adição de água oxigenada a 20 volumes, seguindo-se a secagem da amostra em estufa a 105°C, e o soltar das partículas do solo por suave rolamento com um rolo de cozinha (ARm 3-4); por fim, adiciona-se à amostra uma solução de anti-floculante (hexametáfosfato de sódio, no caso particular) para facilitar a dispersão e separação das partículas por agitação (ARm 3-5). Para analisar a influência da matéria orgânica na composição granulométrica, preparou-se uma sexta amostra a partir do estado natural, tendo-a submetido à total (e não apenas até que o teor em matéria orgânica seja inferior a 2%) destruição da matéria orgânica por sucessivas adições de água oxigenada a 20 volumes até se deixar de verificar qualquer tipo de reacção à água oxigenada, lavando-se de seguida o solo (ARm 3.6). Nenhuma das amostras foi sujeita ao pré-tratamento de eliminação dos compostos de cálcio presentes na amostra (por adição de solução de ácido clorídrico) por se ter concluído que tal procedimento era dispensável no caso particular do solo em estudo (conforme secção 3.4.3.2.5).

Quadro C.1 – Descrição das amostras.

<b>Amostra</b>	<b>Pré-tratamento</b>	<b>Estado</b>
ARm 3-1	-	Pasta ( $w_{nat}$ )
ARm 3-2	-	Suspensão
ARm 3-3	- secagem a 105°C - soltar grãos por suave rolamento	Pasta
ARm 3-4	Ao anterior adicionou-se: - destruição da matéria orgânica (adição de 150ml H <sub>2</sub> O <sub>2</sub> a 20 volumes) - secagem a 105°C - soltar grãos por suave rolamento	Pasta
ARm 3-5	Ao anterior adicionou-se: - dispersão por agitação em solução anti-floculante	Suspensão
ARm 3-6	- amostra no estado natural - destruição da matéria orgânica (adição de 3 vezes 150ml de H <sub>2</sub> O <sub>2</sub> a 20 volumes) - lavagem com água destilada	Suspensão

Complementarmente realizou-se uma análise granulométrica seguindo o procedimento descrito na especificação E196 (1996) do LNEC, designando-se esta amostra por ARm3-E196. O pré-tratamento a que a amostra foi sujeita é igual ao da amostra ARm 3-5, tendo a distribuição granulométrica sido obtida por peneiração da fracção retida no peneiro de malha 75µm (n.º 200 da série ASTM) e, por sedimentação dos passados no referido peneiro.

### C.3 – Análise de resultados

#### C.3.1 – Introdução

Os resultados do granulómetro laser podem ser expressos num gráfico diâmetro (em escala logarítmica) *versus* percentagem de material passado (representação clássica na Mecânica dos Solos), ou, em alternativa, num gráfico diâmetro (em escala logarítmica) *versus* a percentagem da frequência com que ocorre cada dimensão na composição granulométrica da amostra em estudo (representação clássica da Geologia e designada por curva de frequência). Esta última representação apresenta a vantagem de tornar mais clara a comparação entre composições granulométricas, conforme veremos mais em detalhe nesta secção.

Tal como o referido na secção C.1, a análise granulométrica de uma amostra envolve pelo menos a realização de 3 ensaios de granulómetro laser, de modo a assegurar a reprodutibilidade de resultados. A composição granulométrica da amostra pode ser representada por qualquer um desses 3 ensaios, assegurada que está a reprodutibilidade de resultados, tendo sido adoptada no presente estudo a curva granulométrica intermédia. A título de exemplo, apresentam-se na Figura C.1 os resultados relativos à amostra ARm 3-2, para a qual se teve que repetir o ensaio de granulómetro laser por 4 vezes. As diferentes composições granulométricas são identificadas pela designação ARm 3-2: A até D. A curva granulométrica clássica, Figura C.1 a), não é tão clara quanto a representação da curva de frequências, Figura C.1 b), na qual mais facilmente se pode aferir a reprodutibilidade dos ensaios, quer por simples comparação visual de resultados (Figura C.1 b)), quer pela análise de parâmetros estatísticos (Quadro C.2). No Quadro C.2, para além dos principais parâmetros estatísticos caracterizadores das composições granulométricas, indicam-se também o desvio dos mesmos face à amostra tomada por referência (ARm 3-2: B), sendo que de acordo com o especificado na ISO 13320-1 (1999) a reprodutibilidade é assegurada desde que o desvio do coeficiente de variação seja inferior a 3%. Da análise da Figura C.1 e do Quadro C.2, conclui-

Quadro C.2 – Parâmetros estatísticos (método dos momentos aritméticos) de composições granulométricas.

Amostra	Média ( $\mu\text{m}$ )	Desvio padrão ( $\mu\text{m}$ )	Coefficiente de Variação (-)	Moda principal ( $\mu\text{m}$ )	2ª Moda ( $\mu\text{m}$ )
ARm 3-2: A	42,24 (-8,87%)	54,30 (-13,45%)	1,28 (-5,18%)	41,72	11,30
ARm 3-2: B	46,35	62,74	1,35	41,72	11,30
ARm 3-2: C	45,08 (-2,74%)	61,44 (-2,07%)	1,36 (+0,74%)	41,72	11,30
ARm 3-2: D	46,37 (+0,04%)	61,98 (-1,21%)	1,34 (-0,74%)	41,72	11,30

se existir uma composição granulométrica (ARm 3-2: A) que não garante a reprodutibilidade dos resultados, tendo sido eliminada da análise. A amostra ARm 3-2 é então descrita por qualquer uma das 3 composições granulométricas identificadas por ARm 3-2: B, C ou D,



tendo-se tomado os resultados do ensaio ARm 3-2: B como o representativo da amostra ARm 3-2.

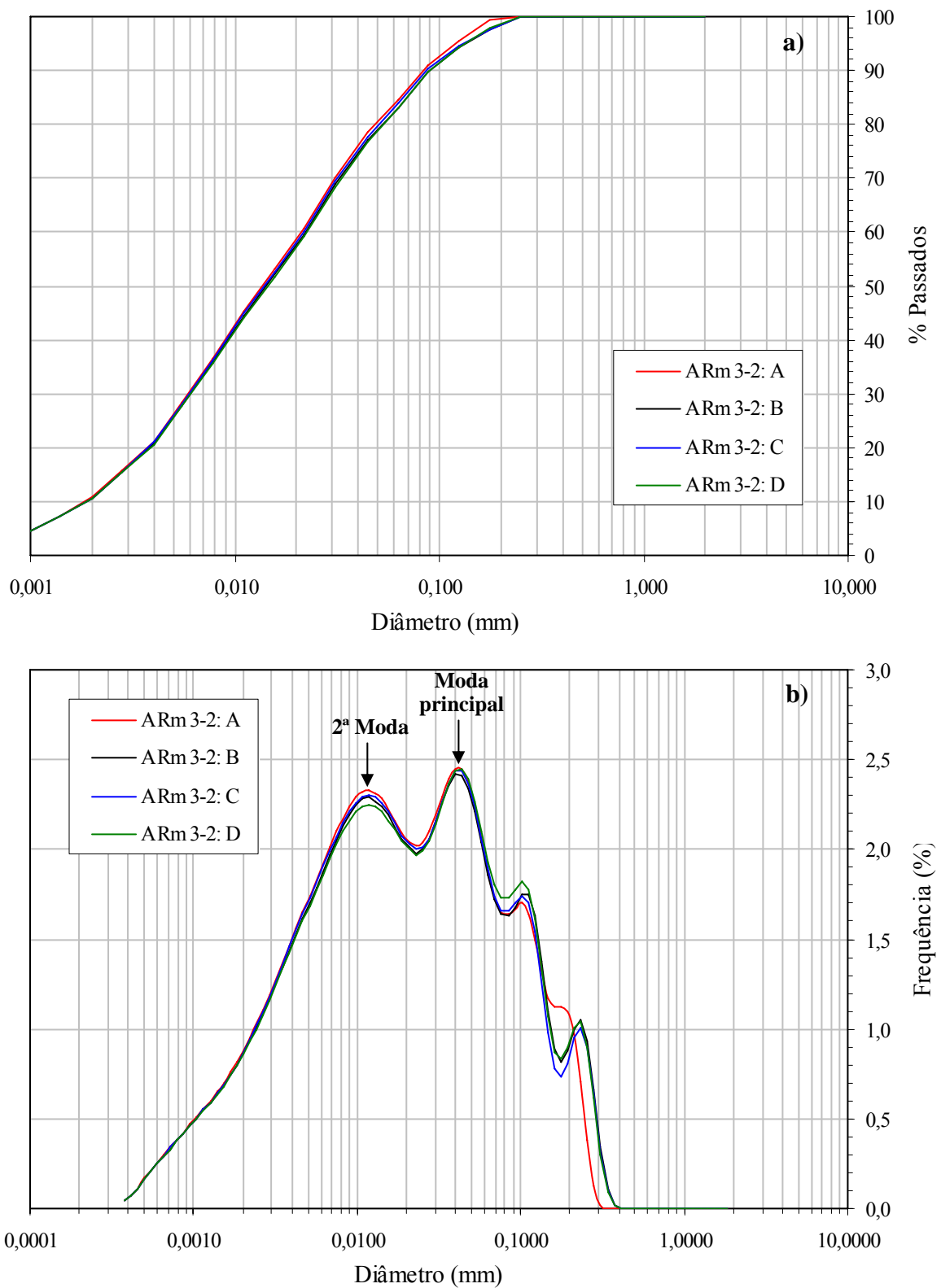


Figura C.1 – Composição granulométrica da amostra ARm 3-2: a) representação clássica; b) curva de frequência.

### C.3.2 – Discussão de resultados

Seguidamente analisam-se os resultados do estudo acerca do pré-tratamento e estado das amostras descritas no Quadro C.1, assim como da amostra ARm 3-E196. A Figura C.2 resume os resultados obtidos. Da análise da representação clássica, Figura C.2 a), verifica-se que o estado inicial da amostra aquando do ensaio no granulómetro laser, em pouco ou nada altera a composição granulométrica (compare-se as amostras em pasta (ARm 3-1) e em suspensão (ARm 3-2)). Contudo, a mesma conclusão já não pode ser retirada a partir da análise da Figura C.2 b), ou da Figura C.3, onde se constata que o estado inicial da amostra provoca alterações na composição granulométrica: relativamente à amostra em estado pasta, a suspensão da amostra origina uma melhor separação ou desagregação das partículas, originando uma composição granulométrica com mais silte fino a médio em substituição do silte grosso a areia fina. Este simples exemplo torna clara a vantagem oferecida pela interpretação de resultados a partir da curva de frequências face à representação clássica. De agora em diante, o estudo centra-se apenas na representação da curva de frequências.

Nas Figuras C.3 a C.6, bem como no Quadro C.3, apresentam-se os resultados respeitantes às composições granulométricas das amostras analisadas no estudo. A interpretação dos resultados é feita tomando por referência o resultado da composição granulométrica da amostra no estado em pasta (ARm 3-1). Para facilitar a leitura dos resultados, nas Figuras C.3 a C.6 removeram-se as linhas de grelha auxiliares, e as composições granulométricas são representadas por traço cheio.

Quadro C.3 – Parâmetros estatísticos (método dos momentos aritméticos) das composições granulométricas das várias amostras analisadas.

Amostra	Média ( $\mu\text{m}$ )	Desvio padrão ( $\mu\text{m}$ )	Moda principal ( $\mu\text{m}$ )	2ª Moda ( $\mu\text{m}$ )
ARm 3-1	46,88	60,61	45,80	13,62
ARm 3-2	46,35	62,74	41,72	12,41
ARm 3-3	67,63	87,47	96,59	45,80
ARm 3-4	61,51	87,89	45,80	87,99
ARm 3-5	46,27	56,77	45,80	13,62
ARm 3-6	36,50	45,54	45,80	13,62

As principais conclusões são as seguidamente enunciadas:

- quanto ao estado da amostra (pasta (ARm 3-1) *versus* suspensão (ARm 3-2), Figura C.3), verifica-se que a amostra ARm 3-2 tem média mais baixa, o que indica a existência de melhor dispersão das partículas, daí resultando mais partículas finas na amostra em suspensão (da amostra em pasta para a amostra em suspensão, existe como que uma substituição de silte grosso a areia fina por silte fino a médio); não obstante

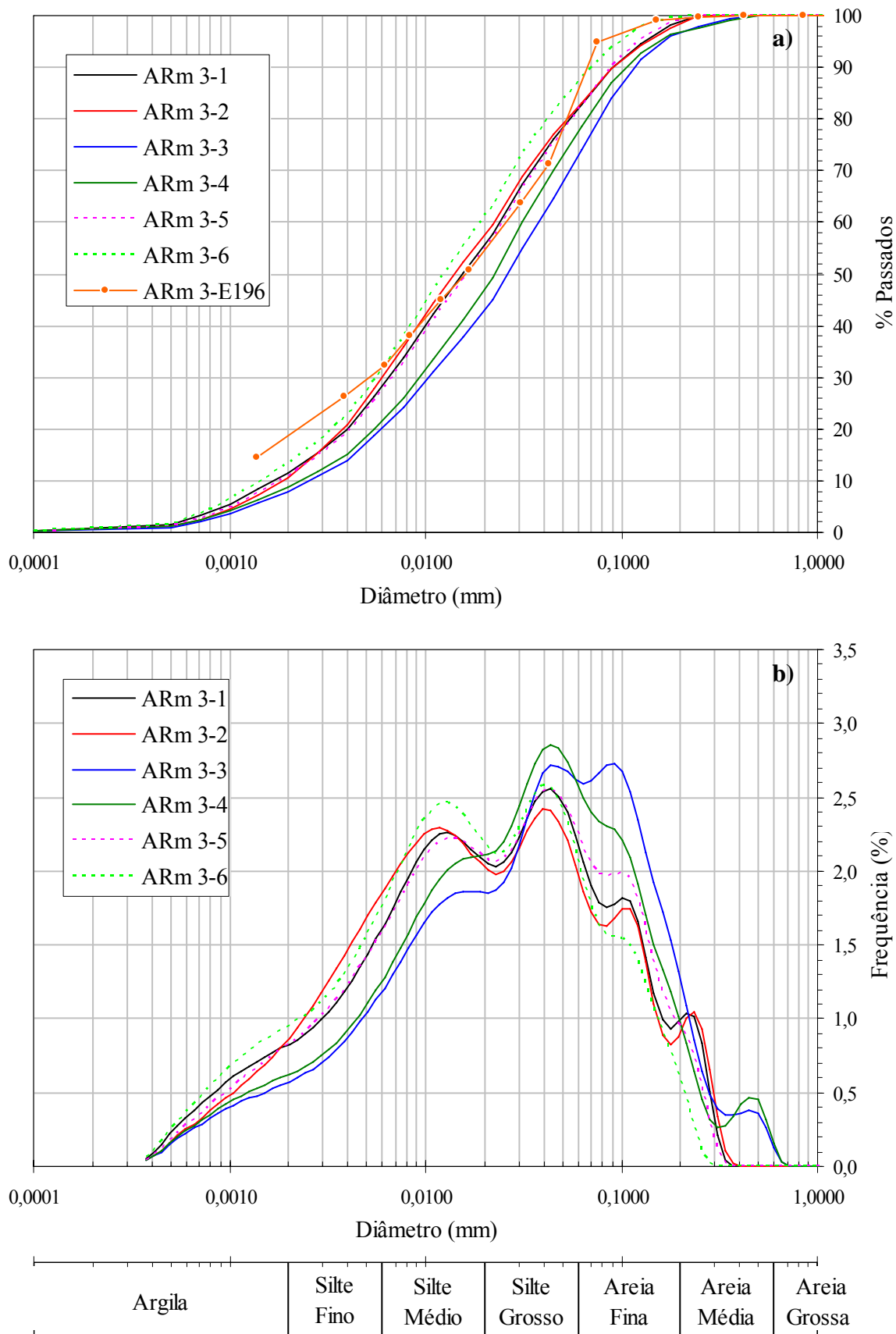


Figura C.2 – Composições granulométricas das amostras ARm 3: a) representação clássica; b) curva de frequência.

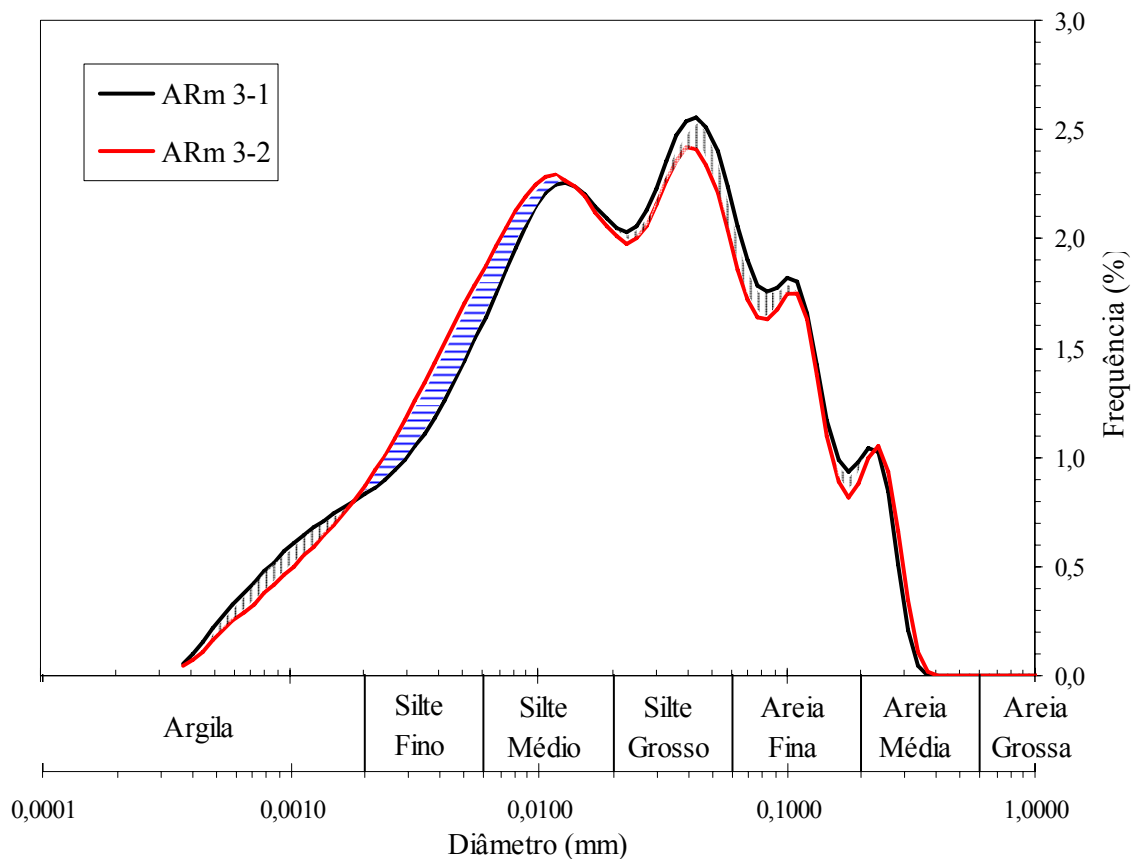


Figura C.3 – Curva de frequência das composições granulométricas das amostras ARm 3-1 e ARm 3-2.

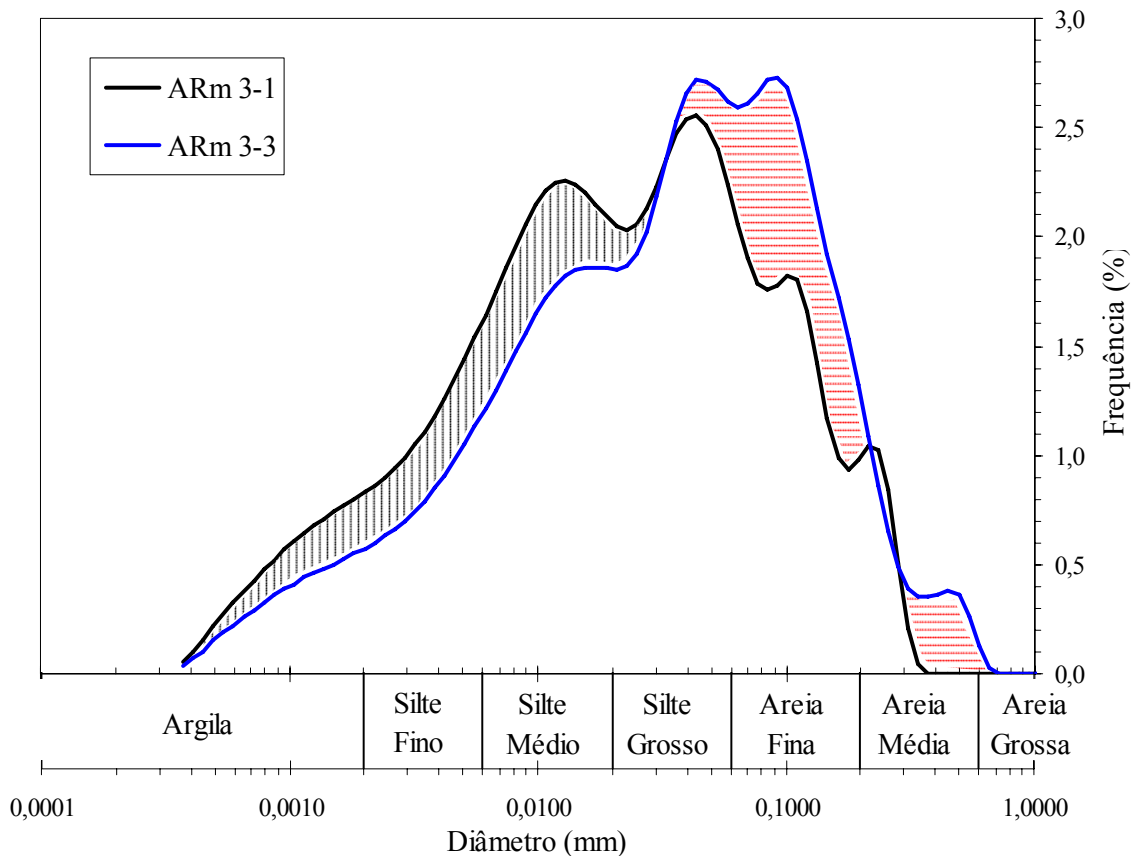


Figura C.4 – Curva de frequência das composições granulométricas das amostras ARm 3-1 e ARm 3-3.

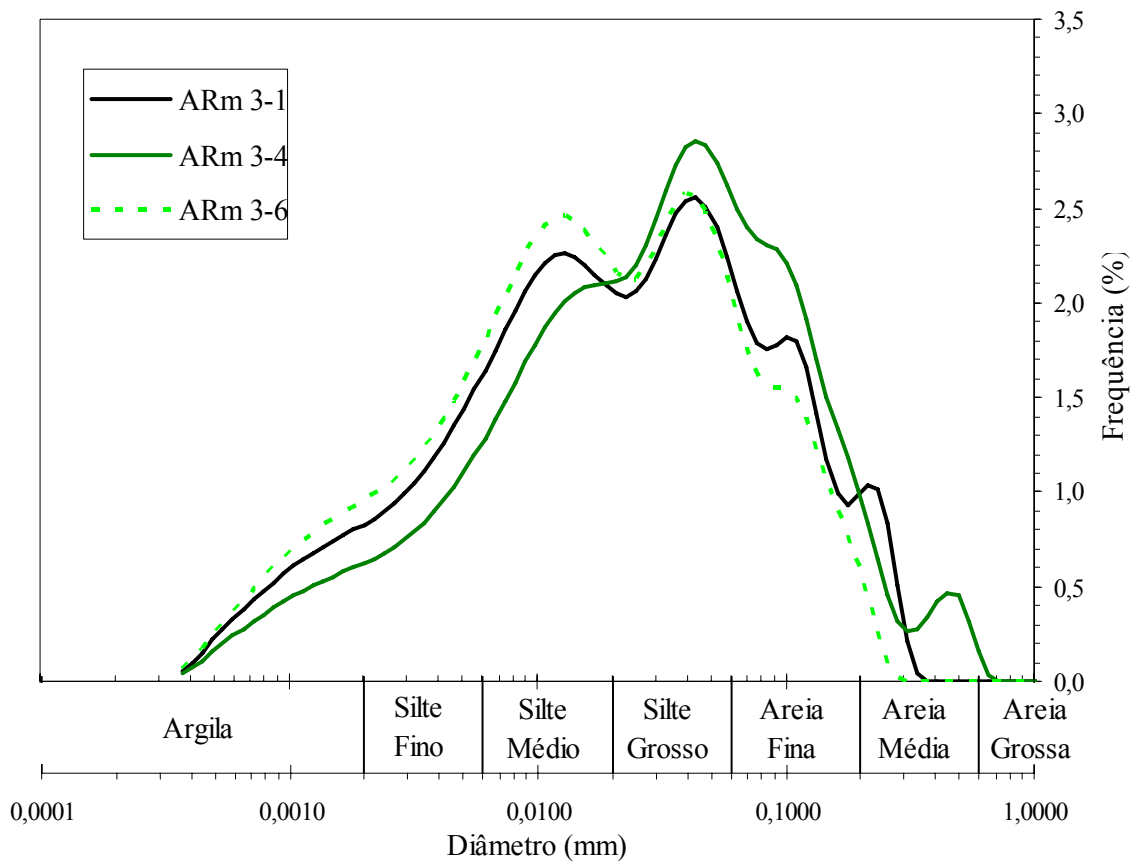


Figura C.5 – Curva de frequência das composições granulométricas das amostras ARm 3-1, ARm 3-4 e ARm 3-6.

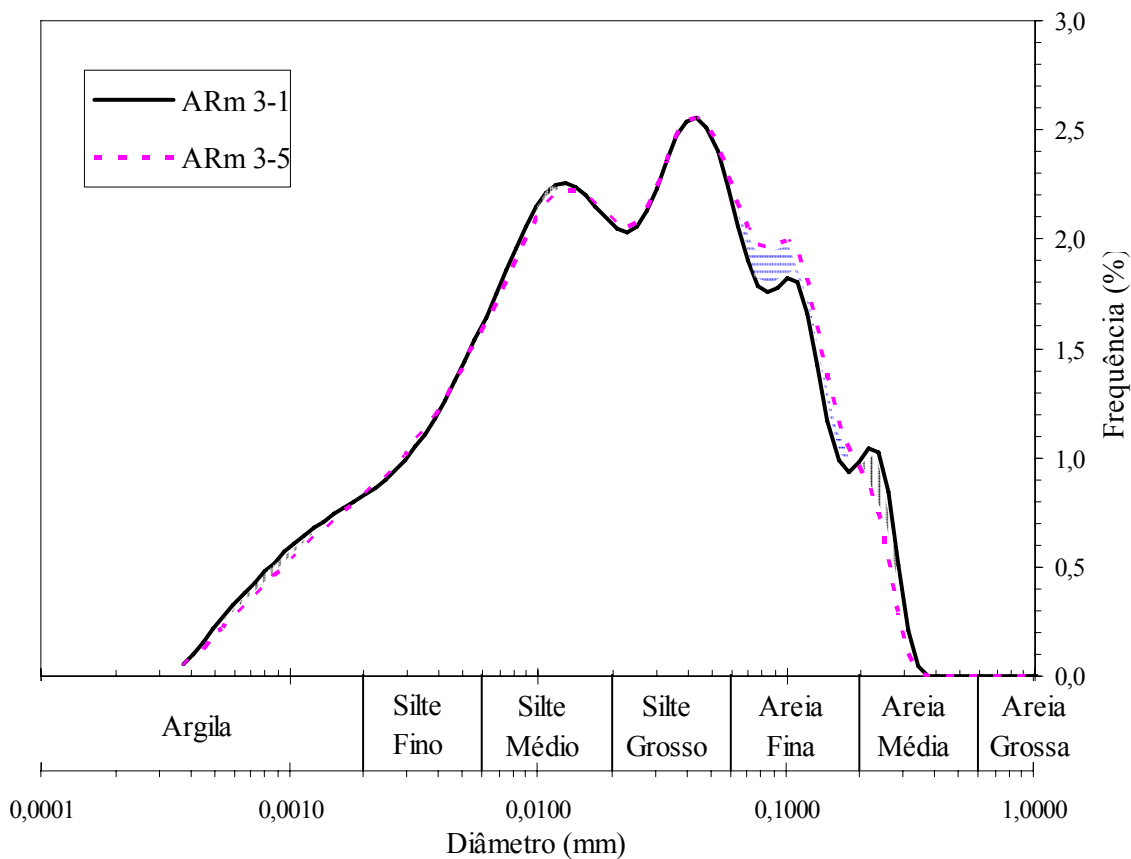


Figura C.6 – Curva de frequência das composições granulométricas das amostras ARm 3-1 e ARm 3-5.

as diferenças assinaladas, qualitativamente as duas composições granulométricas são muito semelhantes, existindo a manutenção das mesmas modas; conclui-se então que a amostra a ensaiar no granulómetro laser se pode encontrar no estado em pasta, nas condições de campo, dado os benefícios que se obtêm da amostra em suspensão não serem expressivos;

- da análise da Figura C.4 verifica-se que a secagem em estufa a 105°C (ARm 3-3) origina um aumento artificial das dimensões das partículas (aglomeração, por “cozedura” a 105°C, de partículas muito finas a finas entre si ou com partículas maiores, isto é, as partículas de argila e silte fino a médio sofrem aglomeração originando mais partículas de diâmetro equivalente a areia fina a média); visualiza-se na Figura C.4 que ocorre a criação de uma nova moda aos 0,5mm, fruto da aglomeração das partículas; na amostra ARm 3-3, tanto a média, como as modas são bem mais altas, traduzindo-se este efeito por uma fraca separação das partículas; do exposto, conclui-se que a secagem em estufa a 105°C da amostra é prejudicial para a determinação da composição granulométrica por granulómetro laser;
- a destruição da matéria orgânica foi analisada por meio de duas amostras, ARm 3-4 (para a qual existe secagem em estufa a 105°C), e, ARm 3-6 (destruição total da matéria orgânica sem secagem em estufa), apresentando-se os resultados na Figura C.5; analisando as amostras ARm 3-6 e ARm 3-1, verifica-se que a matéria orgânica é indutora da aglomeração das partículas, pois quando ocorre a sua total eliminação (ARm 3-6) a composição granulométrica sofre como que uma translação no sentido das partículas mais finas, sendo disso reflexo o facto de a sua média ser mais baixa; qualitativamente as duas composições granulométricas, AR 3-1 e ARm 3-6 são semelhantes, mantendo as mesmas modas; conclui-se então que no granulómetro laser se pode ensaiar a amostra sem a necessidade de destruição da matéria orgânica, uma vez que os benefícios que se obtêm da sua destruição não serem quantitativamente expressivos (acresce que para o estudo da estabilização química do solo, interessa avaliar não tanto a composição granulométrica com todas as partículas individualizadas, mas sim a composição granulométrica para as condições de campo, onde a matéria orgânica está presente); no que se refere à amostra ARm 3-4, onde para além da destruição da matéria orgânica existe também secagem em estufa a 105°C, a análise deverá ser feita a partir da Figura C.2a, por comparação com os resultados da amostra ARm 3-3: verifica-se que a destruição da matéria orgânica (ARm 3-4) origina uma composição granulométrica com mais partículas finas (sendo disso reflexo a média e a moda principal serem mais baixas), contudo a composição granulométrica da amostra ARm 3-4 é fortemente marcada pelos efeitos associados à secagem (aglomeração de partículas por “cozedura”) tal como se pode observar pela comparação das amostras ARm3-4 e ARm3-3 com ARm3-1;

- ao se dispersar as partículas do solo por agitação em solução anti-floculante (amostra ARm 3-5), verifica-se a eliminação dos efeitos associados à secagem da amostra em estufa a 105°C (comparem-se as composições granulométricas ARm 3-4 e ARm 3-5, Figura C.2a), aproximando-se os resultados dos respeitantes à amostra ARm 3-1; conclui-se que a dispersão por agitação em solução anti-floculante é benéfica, fornecendo resultados idênticos aos da amostra ensaiada nas condições de campo (ARm 3-1).

Deste estudo, verifica-se que amostras sujeitas ao pré-tratamento descrito na especificação E196 (1966) exibem resultados granulométricos idênticos aos de amostras ensaiadas nas condições de campo, com a enorme vantagem deste último processo implicar menor tempo de preparação. Tal como visto por vários autores citados em Blott e Pye (2006), a fracção argilosa avaliada pelo granulómetro laser tende a ser menor que a estimada pelo processo tradicional descrito na especificação E196 (1966), facto bem ilustrado na Figura C.2a, ao se comparar os resultados com os da amostra ARm 3-E196.

Como conclusão final, pode-se enumerar que o ensaio para avaliar a composição granulométrica do solo por granulómetro laser deve ter por base amostras nas condições de campo, isto é, com o teor em água natural (em pasta) e sem qualquer pré-tratamento.





## COMPOSIÇÃO MINERALÓGICA

Neste anexo descrevem-se os ensaios de Difracção de Raios-X (DRX) realizados sobre amostras de solo, não estabilizado (secção D.2) e estabilizado (secção D.3), para identificação mineralógica. O anexo tem início com uma breve introdução ao ensaio de difracção de raios-X, evidenciando as suas potencialidades no domínio da engenharia geotécnica.

### D.1 – Ensaios de difracção de raios-X

Os raios-X são um tipo de radiação electromagnética com um comprimento de onda compreendido entre a radiação UV e a radiação gama, ou seja, localizada na região de 0,1 a 100Å ( $1\text{Å} = 10^{-10}\text{m}$ ), o que os torna eficazes na interacção com a estrutura cristalina dos materiais. Nas análises correntes de difracção de raios-X é comum utilizar radiação com comprimentos de onda de 1,5 a 1,9Å, dependendo do tipo de anticátodo usado (Pansu e Gautheyrou, 2006).

A difracção de raios-X (DRX) é uma técnica analítica não destrutiva e versátil, que permite identificar e mesmo quantificar as fases cristalinas presentes num dado material sólido ou em pó, sendo amplamente utilizada na investigação e a nível industrial (Duarte, 2008).

Um feixe de raios-X de comprimento de onda conhecido é direccionado para a superfície do material. O feixe é então difractado quando se verifica a difusão coerente da radiação pelos átomos do material. Para tal é necessário satisfazer certas condições geométricas definidas pela lei de Bragg, Equação D.1 e Figura D.1, a qual relaciona o ângulo de incidência ( $\theta$ ), o comprimento de onda dos raios-X ( $\lambda$ ) e as distâncias interplanares dos materiais ( $d_{hkl}$ ), sendo  $n$  é um número inteiro que define a ordem de difracção:

$$n \times \lambda = 2 \times d_{hkl} \times \sin(\theta) \quad (\text{D.1})$$

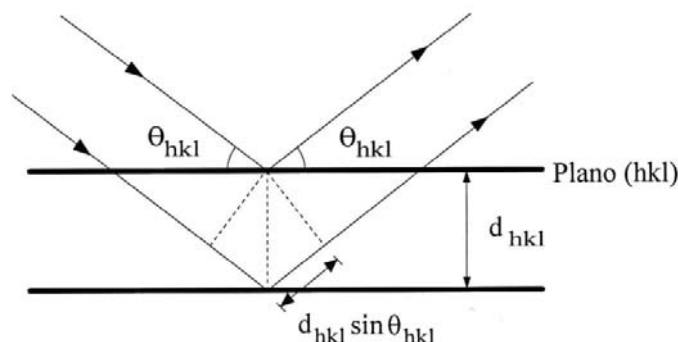


Figura D.1 – Esquema representativo da Lei de Bragg (adaptado de Pansu e Gautheyrou, 2006).

Um espectro de difracção de raios-X típico, também designado por difractograma, consiste numa série de picos que são caracterizados pelas suas posições, intensidades (alturas) e larguras (forma). De um difractograma podemos retirar a seguinte informação (Duarte, 2008):

- estrutural: apenas a matéria cristalina (ordem estrutural) origina difracção de raios-X, ou seja, é identificada no difractograma. A desordem estrutural (amorfismo) resulta num alargamento e diminuição da intensidade dos picos de difracção até à sua extinção, parcial ou total. Em resumo, as posições e as intensidades das reflexões dependem da estrutura e das fases existentes na amostra;
- qualitativa: cada estrutura cristalina é caracterizada por parâmetros de malha, pelo que cada difractograma é o resultado do posicionamento dos átomos. Deste modo, por comparação com o difractograma de fases puras (com padrões previamente existentes em base de dados editados pelo *International Centre for Diffraction Data* – ICDD), é possível identificar as fases presentes na amostra;
- quantitativa: sabe-se que as intensidades das diferentes reflexões produzidas por uma fase dependem da sua estrutura. Numa amostra, estas intensidades dependem da concentração das fases presentes. É possível, através de calibrações prévias com amostras contendo as fases em questão em quantidades conhecidas, retirar informação quantitativa de um difractograma de raios-X.

Para além destas informações comuns no domínio da engenharia geotécnica, outras informações podem advir de um difractograma, como sejam, o tamanho do grão ou de cristalites, a textura e as tensões residuais.

## D.2 – Composição mineralógica do solo

A identificação mineralógica do solo em estudo foi realizada num difractómetro de raios-X, Philips PW3710, do Laboratório de Difracção de Raios-X do Departamento de

Ciências da Terra da Universidade de Coimbra. O equipamento permite efectuar análises em incidência convencional  $\theta$ - $2\theta$  (onde o detector é solidário com a rotação da amostra). A tensão de aceleração utilizada foi de 40 kV e a intensidade de corrente de 20 mA, segundo uma geometria de Bragg-Brentano. O anticátodo usado foi de cobre com comprimentos de onda 1,54056 e 1,54439 Å. A gama de ângulos varrida foi de 2 a 60°, com um passo de 0,02° e um tempo de aquisição de 1 seg. A interpretação de resultados foi facilitada pela utilização de software próprio ao equipamento, complementado por software desenvolvido pelo autor.

Para a identificação mineralógica do solo foram preparadas duas amostras, obtidas a partir de uma mesma amostra do solo (ARm 3-1, conforme descrição apresentada na secção C.2). Uma dessas amostras foi destinada à identificação da composição mineralógica total do solo (amostra identificada por ARm 3-1-global), enquanto que a segunda amostra foi preparada para a identificação mineralógica respeitante apenas à fracção argilosa presente no solo (amostra designada por ARm 3-1-argila). Tal procedimento é prática comum dado as difracções de raios-X associadas aos minerais de argila serem de difícil identificação nas amostras globais, onde, em geral, o mineral quartzo mascara os minerais de argila.

Com o objectivo de melhorar a precisão na identificação mineralógica do solo, 3 ensaios de DRX foram realizados sobre a amostra ARm 3-1-global, correspondendo aos seguintes modos de preparação da amostra: simples secagem ao ar (temperatura < 30°C), de onde resultou a amostra identificada por “total”; e, secagem ao ar seguida de corte granulométrico pelo peneiro com malha de 63µm de abertura, tendo resultado duas amostras identificadas por “> 63µm” e “< 63µm”, correspondendo, respectivamente, às partículas retidas e passadas no peneiro de malha 63µm de abertura. Os resultados da identificação mineralógica das 3 amostras de solo encontram-se apresentados na Figura D.2. Mineralogicamente o solo em estudo é constituído essencialmente por quartzo, feldspato (potássico e sódico), micas (ilite e muscovite) e clorite de ferro. Outros minerais existem, mas de forma residual.

Os minerais de argila foram identificados com base na amostra ARm 3-1-argila, seguindo o procedimento laboratorial descrito em Cunha (1993). A amostra inicial no estado natural é diluída em água destilada, corrigindo-se o valor de pH para 7 por adição de hexametáfosfato de sódio. Seguidamente, por processo de centrifugação constrói-se uma lâmina com partículas de dimensão inferior a 2µm. Esta amostra, identificada por “normal” é então submetida a ensaio de DRX. A identificação dos minerais de argila nem sempre é imediata, uma vez que as difracções de alguns minerais de argila são coincidentes. Para a sua correcta identificação é necessário submeter esta lâmina aos seguintes tratamentos adicionais:

- exposição durante 48h aos vapores de glicol, seguido de ensaio de DRX (amostra identificada por “glicol”). O glicol tem a propriedade de expandir os minerais argilosos do grupo das esmectites (onde se incluiu a montmorilonite), originando maiores afastamentos interplanares da estrutura da amostra o que se reflecte no difractograma por uma translação dos seus picos;

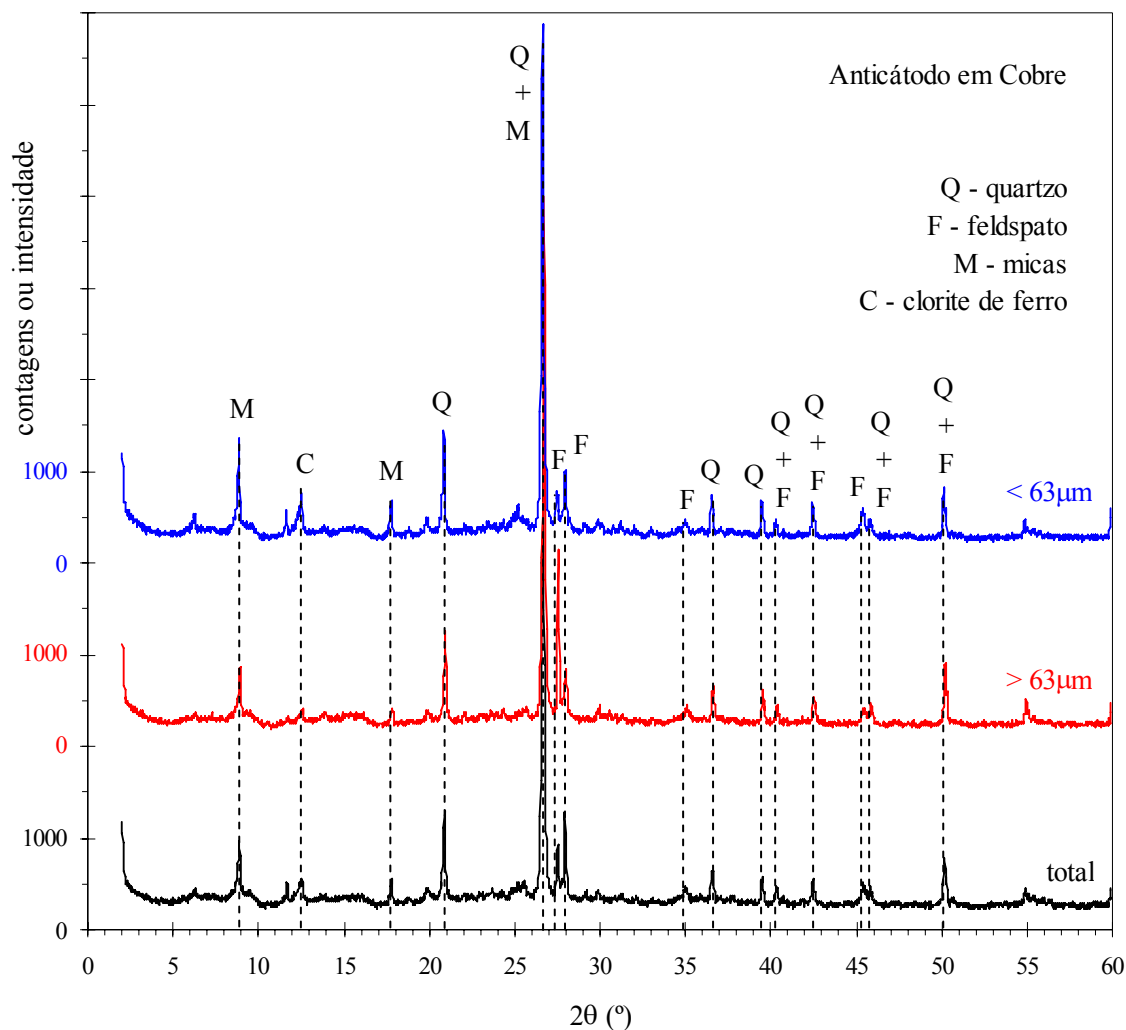


Figura D.2 – Difractogramas relativos à amostra ARm 3-1-global.

- aquecimento durante 2h30min em estufa a 550°C, seguido de ensaio de DRX após o seu prévio arrefecimento até à temperatura ambiente (amostra identificada por “estufa”). O aumento da temperatura produz na amostra um efeito contrário ao do glicol, removendo água à sua estrutura, o que origina a destruição da rede cristalina de alguns minerais argilosos (por exemplo, caulinite), o que se reflecte no difractograma pela anulação dos picos respeitantes a esses minerais agora amorfos.

Os resultados da identificação mineralógica da fracção argilosa do solo encontram-se apresentados na Figura D.3. Os principais minerais de argila presentes no solo em estudo são: vermiculite, illite, caulinite e clorite de ferro.

No estudo de um solo sob o ponto de vista geotécnico, em geral, a quantificação dos minerais presentes, quer sejam argilosos ou não, é pelo menos tão importante como a sua identificação. A determinação das quantidades dos minerais argilosos presentes no solo baseia-se na relação entre as intensidades de certos máximos de difracção de cada espécie mineral e os teores das mesmas. Devido aos efeitos que certas deficiências estruturais podem ter no registo dos picos de difracção, será mais correcto medir as áreas sob os picos e não a

sua altura, medidas estas efectuadas em relação à linha de base, isto é, excluindo o “ruído” (linhas representadas a tracejado na Figura D.3). Para efectuar uma análise em termos quantitativos são medidos os valores das áreas dos máximos de difracção característicos de cada mineral, que são depois divididas pelos respectivos potenciais de reflexão (Cunha, 1993). O resultado é depois transformado em percentagem, sendo que o somatório de todas elas resulta num valor igual a 100% (Gomes, 1988). Deste cálculo, resulta que a fracção argilosa do solo é constituída por vermiculite, a qual ocorre com uma percentagem média de 46%, ilite com 24%, caulinite e clorite de ferro com 15% cada.

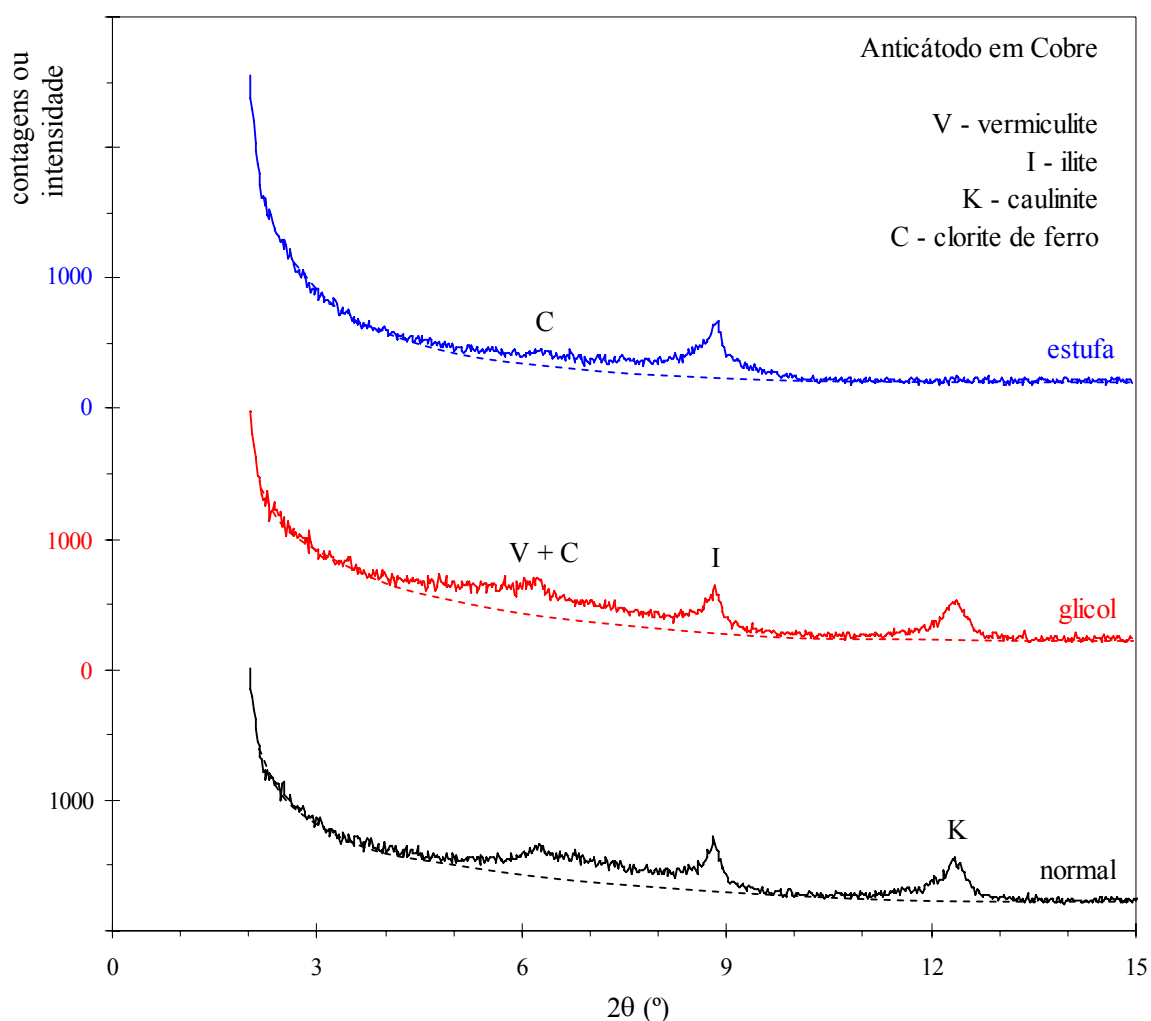


Figura D.3 – Difractogramas relativos à amostra ARm 3-1-argila.

### D.3 – Composição mineralógica do solo estabilizado

A identificação mineralógica do solo quimicamente estabilizado foi realizada num difractómetro de raios-X, Philips, modelo X’Pert, com goniómetro PW 3020/00, pertencente ao Laboratório de Ensaios e Desgaste de Materiais do Instituto Pedro Nunes. O equipamento

permite efectuar análises em incidência convencional  $\theta$ - $2\theta$  (onde o detector é solidário com a rotação da amostra) e rasante (onde a amostra está estacionária e o detector em movimento), assim como efectuar difracção de raios-X em função da temperatura. A tensão de aceleração utilizada foi de 40 kV e a intensidade de corrente de 35 mA, segundo uma geometria de Bragg-Brentano. O anticátodo usado foi de cobalto com comprimentos de onda de 1,78896 e 1,79285 Å. A gama de ângulos varrida foi de 5 a 70°, com um passo de 0,025° e um tempo de aquisição de 0,5 seg. A interpretação de resultados foi facilitada pela utilização de software próprio ao equipamento.

Para a identificação mineralógica do solo estabilizado foram preparadas amostras a partir das estabilizações D125, D250, D750,  $I_L1,66$  (D125),  $I_L1,96$  (D125),  $I_L2,24$  (D125) e  $I_L2,29$  (D125). Imediatamente após a realização dos ensaios UCS, tomaram-se pequenas porções de solo estabilizado o qual foi deixado a secar a 30°C durante 3 a 4h. Seguidamente, procedeu-se à separação das partículas com almofariz e pilão. A amostra era então sujeita a nova secagem, agora a 105°C, durante 1h, seguida de leve soltar das partículas. Por fim, a amostra já reduzida a pó era montada no porta amostra de alumínio, compactando-a muito ligeiramente com o auxílio de uma lâmina de vidro, realizando-se então o ensaio de DRX. A pressão de compactação deve ser ligeira no sentido de minimizar a introdução de orientações preferenciais. Tendo por objectivo averiguar se o procedimento de preparação de amostras era adequado, nomeadamente saber se dele resultava a introdução de orientações preferenciais, algumas das amostras foram sujeitas a corte granulométrico pelo peneiro de malha 0,212mm (peneiro n.º 70 da série ASTM), tendo-se ensaiado ambas as fracções granulométricas (retidos e passados). Os resultados indicam não haver diferenças significativas, o que atesta a qualidade do procedimento adoptado.

Os principais resultados da identificação mineralógica do solo estabilizado encontram-se representados na Figura D.4, onde se inclui também o resultado obtido para uma amostra de solo natural (não estabilizado). Da análise dos resultados, constata-se que o material estabilizado exhibe, na generalidade, as mesmas fases que o solo não estabilizado, sendo de difícil identificação as fases dos produtos de reacção dos ligantes. Este facto é explicado por 3 factores, enunciados por Taylor *et al.* (2002) aquando da interpretação de difractogramas do cimento: i) as principais fases do cimento exibem picos de difracção que se podem sobrepor; ii) as fases do cimento não são puras, tal como o sugerido pelas fórmulas  $C_3S$ ,  $C_2S$ ,  $C_3A$  e  $C_4AF$ ; iii) os produtos das reacções de hidratação do cimento são em geral estruturas amorfas, com picos de difracção muito difusos (como por exemplo, CSH).

Os difractogramas respeitantes às demais amostras de solo estabilizado não são apresentados uma vez que os seus resultados são, no geral, menos expressivos que os incluídos na Figura D.4, e da sua análise não acresce nenhuma conclusão às já apresentadas.

A análise mais pormenorizada à Figura D.4 sugere dois comentários. O primeiro relaciona-se com o tipo de anticátodo referido (cobalto). De facto, os resultados das amostras de solo estabilizado foram obtidos num difractómetro de raios-X com anticátodo de cobalto.

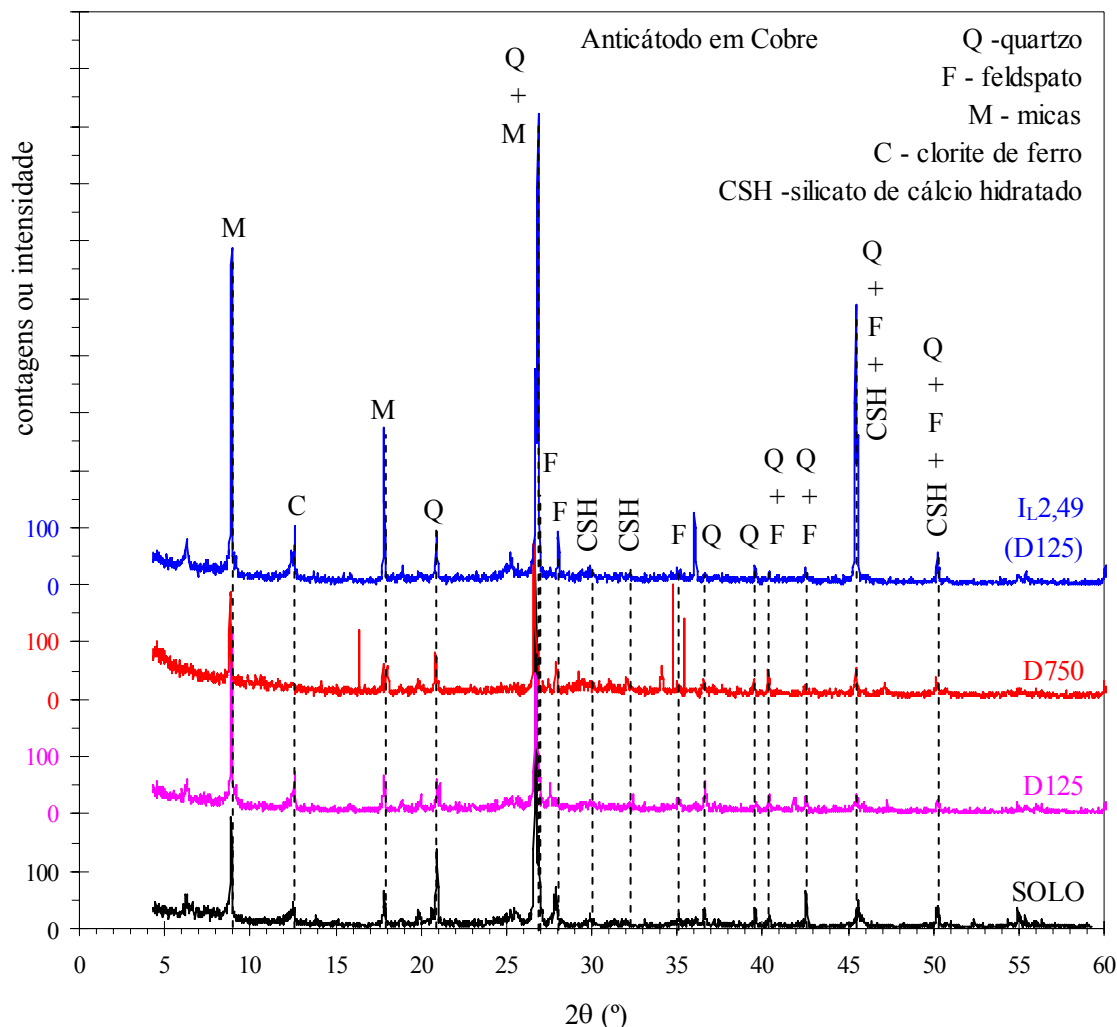


Figura D.4 – Difractogramas relativos a amostras de solo estabilizado.

Contudo, e para que seja fácil relacionar os dados agora apresentados com os obtidos aquando do estudo da composição mineralógica do solo (secção D.2), os dados resultantes dos ensaios de DRX foram convertidos para igual anticátodo, mediante a aplicação da lei de Bragg (equação D.1). Desta forma é directa a comparação das Figuras D.2 e D.4, a partir da qual se impõe o segundo comentário. Analisando as intensidades ou contagens, verifica-se que no primeiro caso (Figura D.2) as intensidades são muito superiores às do segundo (Figura D.4). Este facto é reflexo directo do diferente tempo de aquisição considerado, 1 e 0,5 segundos, respectivamente para as Figuras D.2 e D.4. Numa tentativa de melhorar os resultados relativos às amostras de solo estabilizado, foi decidido repetir o ensaio DRX para a amostra D750, adoptando-se agora um maior tempo de aquisição (3 segundos). Os resultados são apresentados na Figura D.5, podendo-se observar da análise dos mesmos que a um maior tempo de aquisição correspondem intensidades mais elevadas (comparem-se os difractogramas D750 com D750 (3seg)), e que apesar do maior refinamento introduzido não se conseguem identificar mais fases dos que as já anteriormente indexadas. Dois dos picos identificados nas amostras D750 e D750 (3seg) não foram possíveis de indexar, admitindo-se

que os mesmos sejam parte das fases dos produtos de reacção dos ligantes, uma vez que não ocorrem no difractograma do solo.

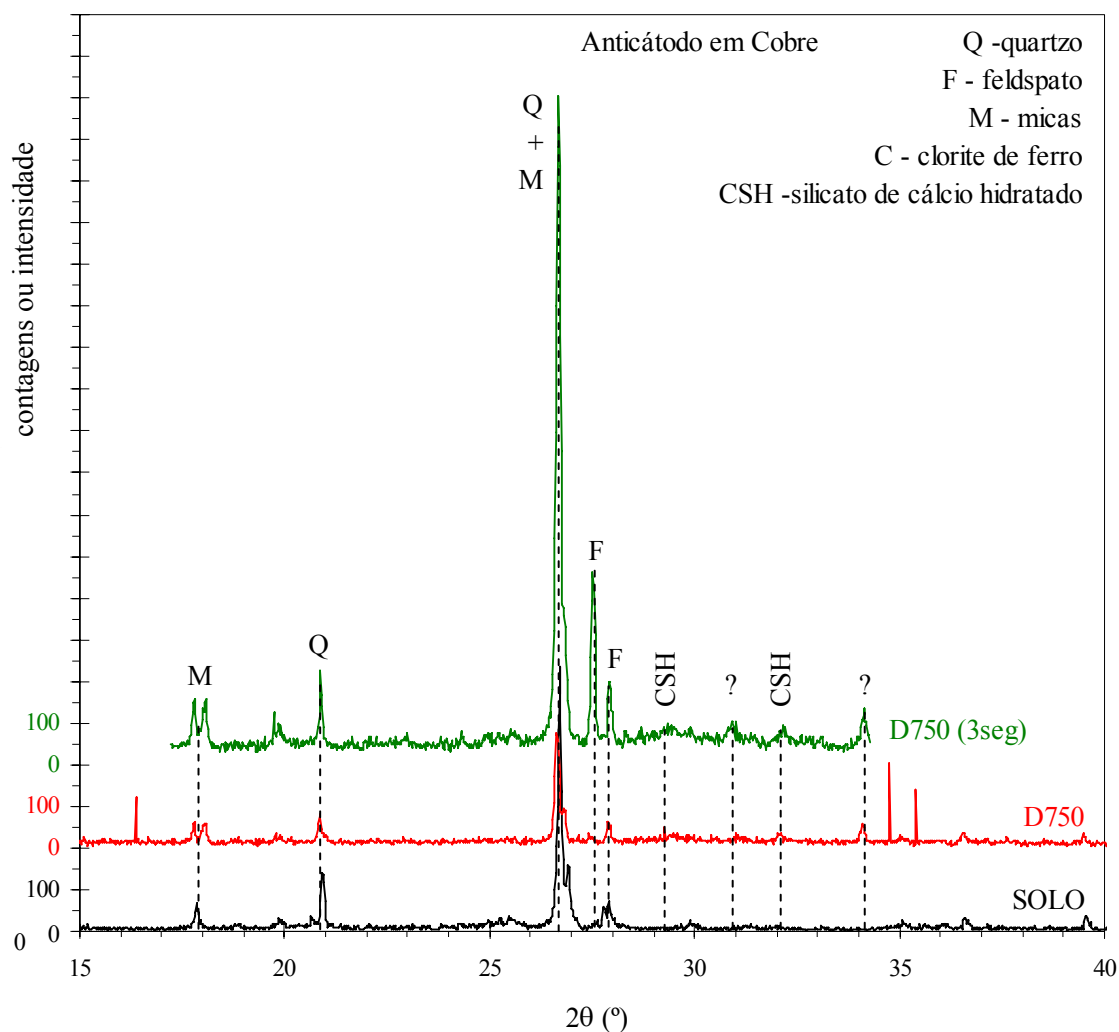


Figura D.5 – Difractogramas com diferentes tempos de aquisição (0,5 e 3 segundos) de amostras de solo estabilizado.

Do exposto conclui-se ser de difícil interpretação a análise dos difractogramas de amostras de solo estabilizado, dado os mesmos serem fortemente influenciados pela matriz do solo, ao que acresce o facto de os produtos de reacção dos ligantes utilizados serem em geral estruturas amorfas, com picos de difracção muito difusos, de difícil indexação. A análise apenas permitiu acrescentar à composição mineralógica do solo algumas fases de silicato de cálcio hidratado. De referir, que a análise e interpretação dos difractogramas das amostras de solo estabilizado foi auxiliada em parte pelos contributos dos trabalhos de Kamruzzaman (2002) e Hernandez-Martinez (2006).



## LIGANTES

---

Neste anexo descrevem-se os ligantes considerados no estudo da estabilização do solo mole do Baixo Mondego pela técnica de *deep mixing*. Atendendo ao critério adoptado na selecção dos ligantes (e descrito no Capítulo 6), foram identificados no mercado nacional 14 diferentes ligantes. A descrição dos ligantes é feita em termos de composição química, características físicas e mecânicas, tendo por base dados gentilmente fornecidos pelo fabricante do respectivo ligante, a quem o autor expressa o seu profundo agradecimento. Para uma completa caracterização do ligante e sua origem, inclui-se a identificação do fabricante e da unidade de produção. Como último elemento, refere-se o preço indicativo por tonelada do ligante à saída da unidade de produção (valores de Dezembro de 2007, sem qualquer tipo de desconto e sem IVA).

A caracterização química, física e mecânica dos ligantes baseia-se em ensaios normalizados (descritos ou referenciados nas normas NP EN 196 (partes 1 a 7), NP EN 197-1:2001, NP EN 206-1:2007, NP EN 450-1:2005, NP EN 451 (partes 1 e 2), NP EN 459 (partes 1 e 2), e nas especificações do LNEC E375-1993, E376-1993 e E377-1993), conduzidos pelo fabricante do ligante durante o processo de controlo de qualidade, tendo os mesmos sido realizados por laboratórios acreditados.

Ao longo das próximas secções são apresentados os 14 ligantes em estudo, agrupados de acordo com a sua classificação quanto à reactividade com a água (Capítulo 2), ou seja, ligantes com propriedades hidráulicas (todos os cimentos Portland e as cais), hidráulicas latentes (escória granulada de alto forno), pozolânicas (todas as cinzas volantes, a pozolana natural dos Açores e a sílica de fumo) e inertes (fíler).

## E.1 – Ligantes com propriedades hidráulicas

Os ligantes com propriedades hidráulicas reagem espontaneamente na presença de água. De entre os 14 ligantes em estudo, são disso exemplo os cimentos Portland e as cals viva e hidráulica. No Quadro E.1 apresenta-se uma descrição pormenorizada dos referidos ligantes.

Quadro E.1 – Caracterização dos ligantes com propriedades hidráulicas (baseado em ensaios de controlo de qualidade do fabricante).

Designação		Cimento Portland de Calcário CEM II/B-L 32,5N	Cimento Portland CEM I 42,5R	Cimento Portland de Calcário CEM II/A-L 42,5R	Cimento Portland CEM I 52,5R	Cal Viva CL 90-Q	Cal Hidráulica Natural 5 – NHL 5
Simbologia		C32,5	CI42,5	CII42,5	C52,5	CV	CH
Fabricante		Cimpor	Cimpor	Cimpor	Cimpor	Calcedrata	Cimpor
Unidade de Produção		Souselas	Souselas	Souselas	Alhandra	Alcanede	Cabo Mondego
Controlo de qualidade		25/06/2007	25/06/2007	10/10/2006	14/05/2007	08/02/2006	06/06/2007
Preço/ton *	(€)	70,0	85,0	76,0	89,0	75,0	39,2
<b>Composição química</b>							
Perda ao fogo	(%)	11,04	1,74	5,85	2,14	-	-
SiO <sub>2</sub>	(%)	16,52	19,70	18,03	18,94	≤ 0,50	-
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	(%)	4,40	5,23	4,80	5,56	≤ 0,20	-
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	(%)	2,38	2,99	2,78	3,38	≤ 0,15	-
CaO	(%)	58,58	63,02	60,84	63,29	≥ 95,00	-
MgO	(%)	2,24	2,38	2,30	1,78	≤ 1,00	-
SO <sub>3</sub>	(%)	3,26	3,18	3,49	3,43	-	2,99
Cl <sup>-</sup>	(%)	0,01	0,01	0,01	0,02	-	0,01
Cal livre	(%)	0,86	1,60	1,56	1,10	-	10,30
Resíduo Insolúvel	(%)	2,98	1,05	2,10	1,02	-	-
CaCO <sub>3</sub>	(%)	-	-	-	-	≤ 3,00	-
<b>Caracterização física</b>							
Massa Volúmica	(g/cm <sup>3</sup> )	3,05	3,18	3,13	3,11	-	0,81
Sup. Específica Blaine	(m <sup>2</sup> /kg)	459,7	321,5	433,4	388,5	-	-
φ < 90 μm	(%)	1,60	-	-	-	-	13,00
φ < 45 μm	(%)	-	12,20	6,50	-	-	-
φ < 32 μm	(%)	-	-	-	6,10	-	-
Água de Pasta	(%)	26,00	28,40	28,40	31,60	-	-
Início de Presa	(min)	165	180	155	125	-	215
Fim de Presa	(min)	215	235	205	175	-	430
Expansibilidade	(mm)	1,1	1,2	1,3	1,0	-	0,0
<b>Caracterização mecânica – resistência à compressão</b>							
aos 2 dias	(MPa)	20,7	31,2	32,2	39,0	-	-
aos 7 dias	(MPa)	31,1	41,9	43,2	52,7	-	4,2
aos 28 dias	(MPa)	38,0	50,4	51,0	62,8	-	7,8

\* preço indicativo à saída da unidade de produção (valores Dez/2007, sem qualquer desconto e sem IVA)

## E.2 – Ligantes com propriedades hidráulicas latentes

Os ligantes com propriedades hidráulicas latentes contêm cal (óxido de cal, CaO) mas requerem activação para reagir com a água. O agente activador pode ser a soda ou potassa caustica (álcalis), a cal, o silicato de sódio ou o cimento Portland, tal como referido no Capítulo 2. A escória granulada de alto forno, subproduto do fabrico do ferro fundido, é, de entre os 14 ligantes em estudo, o que exhibe propriedades hidráulicas latentes. No Quadro E.2 apresenta-se uma descrição pormenorizada do referido ligante.

Quadro E.2 – Caracterização dos ligantes com propriedades hidráulicas latentes (baseado em ensaios de controlo de qualidade do fabricante).

Designação		Escória Granulada de Alto Forno
Simbologia		E
Fabricante		Cimpor
Unidade de Produção		Betão Liz - Prescor
Controlo de qualidade		03/03/2007
Preço/ton *	(€)	30,0
<b>Composição química</b>		
Perda ao fogo	(%)	0,37
SiO <sub>2</sub>	(%)	38,74
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	(%)	11,59
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	(%)	0,85
CaO	(%)	37,02
MgO	(%)	6,75
SO <sub>3</sub>	(%)	0,33
Cl	(%)	0,01
Cal livre	(%)	-
Resíduo Insolúvel	(%)	0,19
CaCO <sub>3</sub>	(%)	-
<b>Caracterização física</b>		
Massa Volúmica	(g/cm <sup>3</sup> )	2,89
Superfície Específica Blaine	(m <sup>2</sup> /kg)	363,0
φ < 90 μm	(%)	-
φ < 45 μm	(%)	3,00
φ < 32 μm	(%)	-
Água de Pasta	(%)	-
Início de Presa	(min)	251
Fim de Presa	(min)	-
Expansibilidade	(mm)	0,5
<b>Caracterização mecânica – resistência à compressão</b>		
aos 2 dias	(MPa)	-
aos 7 dias	(MPa)	13,6
aos 28 dias	(MPa)	33,2

\* preço indicativo à saída da unidade de produção (valores Dez/2007, sem qualquer desconto e sem IVA)

## E.3 – Ligantes com propriedades pozolânicas

Os ligantes com propriedades pozolânicas não endurecem por si próprios quando misturados com água, mas, quando finamente moídos e na presença de água, reagem à

temperatura ambiente normal com o hidróxido de cálcio ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ) nela dissolvido para formarem compostos de silicatos e aluminatos de cálcio que desenvolvem resistência. O desenvolvimento da reacção pozolânica depende da existência de hidróxido de cálcio (por exemplo, na forma de cal ou cimento Portland), o qual provém de fonte externa.

De entre os 14 ligantes em estudo, os que exibem propriedades pozolânicas são as cinzas volantes (subprodutos industriais), os ligantes compostos essencialmente por sílica de fumo (subprodutos industriais) e a pozolana natural dos Açores (de origem vulcânica). No Quadro E.3 apresenta-se uma descrição pormenorizada dos referidos ligantes.

Quadro E.3 – Caracterização dos ligantes com propriedades pozolânicas (baseado em ensaios de controlo de qualidade do fabricante).

Designação	Cinzas Volantes de Compostilla	Cinzas Volantes do Pêgo	Cinzas Volantes de Sines	Pozolana Natural dos Açores	Sílica de Fumo MEYCO MS610	Sílica de Fumo Sikacrete P
Simbologia	CZc	CZp	CZs	P	SF-M	SF-S
Fornecedor	Cimpor	Cimpor	Cimpor	Cimentaçor	BASF-CC	Sika
Origem	Compostilla	Pêgo	Sines	Açores	-	-
Controlo de qualidade	08/11/2006	30/09/2005	08/11/2006	01/05/2007	-	-
Preço/ton * (€)	39,0	29,0	28,0	<sup>(1)</sup>	450,0	1240,0
<b>Composição química</b>						
Perda ao fogo (%)	5,89	5,73	4,14	-	3,20	-
SiO <sub>2</sub> (%)	49,39	↑	54,97	55,00	94,50	-
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	24,81	85,12	22,13	16,43	0,16	-
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	8,40	↓	6,66	4,31	0,14	-
CaO (%)	2,91	6,87	4,25	1,74	0,34	-
MgO (%)	1,67	2,25	2,17	0,57	0,14	-
SO <sub>3</sub> (%)	0,20	0,53	0,48	0,08	0,12	-
Cl <sup>-</sup> (%)	0,00	0,00	0,00	-	0,00	-
Cal livre (%)	0,00	0,18	0,29	-	-	-
Resíduo Insolúvel (%)	12,18	-	19,50	-	-	-
CaCO <sub>3</sub> (%)	-	-	-	-	-	-
K <sub>2</sub> O (%)	3,57	-	1,78	4,57	0,27	-
<b>Caracterização física</b>						
Massa Volúmica (g/cm <sup>3</sup> )	2,45	2,34	2,35	-	2,27	-
Sup. Específica Blaine (m <sup>2</sup> /kg)	266,0	-	310,0	-	21 612,5	-
φ < 90 μm (%)	-	-	-	-	-	-
φ < 45 μm (%)	15,50	15,24	24,90	-	-	-
φ < 32 μm (%)	-	-	-	-	-	-
φ < 2 μm (%)	-	-	-	-	99,04	-
Água de Pasta (%)	-	-	-	-	-	-
Início de Presa (min)	-	-	-	-	-	-
Fim de Presa (min)	-	-	-	-	-	-
Expansibilidade (mm)	-	0,5	-	-	-	-
<b>Caracterização mecânica – resistência à compressão: não disponível</b>						

\* preço indicativo à saída da unidade de produção (valores Dez/2007, sem qualquer desconto e sem IVA)

(1) – material não comercializado, exclusivo da Cimentaçor, grupo Cimpor.

#### E.4 – “Ligantes” inertes quanto à sua reactividade com a água

Os materiais que não exibem reactividade quando na presença da água são comumente designados por materiais inertes, não devendo ser utilizado a designação ligante uma vez que não exibem propriedades aglomerantes. A utilização destes materiais no processo de estabilização química de um solo restringe-se ao papel de aditivo de um ligante hidráulico, tendo por objectivo último aumentar o número de partículas sólidas presentes, contribuindo para a construção de um esqueleto sólido mais resistente. De entre os 14 produtos em estudo, o filer de calcário, cuja descrição pormenorizada se apresenta no Quadro E.4, é o material que se enquadra nesta classificação. Apesar de não totalmente correcto, o filer de calcário pode ser designado de ligante uma vez que pode participar, ainda que de forma negligenciável, em reacções pozolánicas.

Quadro E.4 – Caracterização do material inerte (baseado em ensaios de controlo de qualidade do fabricante).

Designação	Filer de calcário Micro 100 AB	
Simbologia	F	
Fabricante	Comital	
Unidade de Produção	Ermesinde	
Controlo de qualidade	-	
Preço/ton *	(€)	15,0
<b>Composição química</b>		
Perda ao fogo	(%)	43,36
SiO <sub>2</sub>	(%)	-
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	(%)	< 0,22
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	(%)	< 0,03
CaO	(%)	-
MgO	(%)	-
SO <sub>3</sub>	(%)	-
Cl <sup>-</sup>	(%)	-
Cal livre	(%)	-
Resíduo Insolúvel	(%)	-
CaCO <sub>3</sub>	(%)	99,00
<b>Caracterização física</b>		
Massa Volúmica	(g/cm <sup>3</sup> )	2,7
Superfície Específica Blaine	(m <sup>2</sup> /kg)	-
φ < 125 μm	(%)	99,00
φ < 90 μm	(%)	-
φ < 63 μm	(%)	87,00
φ < 45 μm	(%)	-
φ < 32 μm	(%)	-
diâmetro médio, d <sub>50</sub>	(μm)	5
Água de Pasta	(%)	sem significado
Início de Presa	(min)	sem significado
Fim de Presa	(min)	sem significado
Expansibilidade	(mm)	sem significado
<b>Caracterização mecânica – resistência à compressão: sem significado</b>		

\* preço indicativo à saída da unidade de produção (valores Dez/2007, sem qualquer desconto e sem IVA)



## ESTRUTURA DO SOLO ESTABILIZADO

---

Neste anexo descrevem-se os ensaios realizados no microscópio electrónico de varrimento (SEM, do inglês *scanning electron microscopy*) sobre amostras de solo estabilizado, para análise de eventuais alterações estruturais. O anexo tem início com uma breve introdução ao microscópio electrónico de varrimento, evidenciando as suas potencialidades no domínio da engenharia geotécnica.

### F.1 – Microscópio electrónico de varrimento

A microscopia electrónica de varrimento consiste no varrimento da superfície do material a analisar, por um feixe de electrões finamente focado e com uma determinada energia. Os electrões ao colidirem com a superfície do material libertam radiações (os electrões secundários e retrodifundidos são os de interesse na SEM) captadas por detectores apropriados, a partir das quais é possível construir uma imagem da superfície do material com uma elevada resolução, numa gama de ampliações e profundidade de campo bastante elevadas.

A formação de imagens bidimensionais consegue-se impondo ao feixe incidente um movimento de varrimento a duas dimensões, de tal forma que a cada pixel da imagem corresponde uma aquisição num ponto da superfície real. O brilho associado a cada pixel da imagem é função da intensidade do sinal registado no ponto correspondente da superfície, ou seja, do número de electrões irradiados a partir desse ponto (Duarte, 2008).

Contudo, para que tais imagens sejam possíveis de obter é necessário que a amostra respeite algumas condições: i) exiba estabilidade em condições de alto-vácuo; e ii) possua condutividade eléctrica superficial. A primeira das condições é facilmente respeitada mediante prévia secagem da amostra em estufa (desidratação). Relativamente à segunda das condições, a superfície da amostra é em geral recoberta com uma finíssima deposição de ouro

ou carbono (normalmente por evaporação no vácuo) que, para além de tornar a amostra condutora, lhe confere uma composição elementar uniforme (metalização) (Sarkar *et al.*, 2000). Cuidados devem ser tidos quanto à espessura da camada de metalização, a qual não deve exceder alguns nanómetros, uma vez que com o aumento da sua espessura melhora-se a condutividade eléctrica mas perdem-se detalhes da superfície do material, podendo interferir com a microanálise (Hernandez-Martinez, 2006). Ainda que não referido, aquando da realização do ensaio SEM a amostra deve apresentar estabilidade física e química nas condições de observação/interacção com o feixe de electrões.

A principal utilidade da microscopia electrónica de varrimento é a de permitir a visualização, com apreciável detalhe, dos aspectos da microestrutura dos materiais sob investigação, com aplicação extensível ao domínio da geotecnia e seus materiais.

## F.2 – Microestrutura do solo estabilizado

A análise da microestrutura do solo estabilizado foi realizada em microscópio electrónico de varrimento JEOL JSM-5310, pertencente ao Laboratório de Ensaios e Desgaste de Materiais do Instituto Pedro Nunes. O equipamento permite ampliações até 35 000 vezes, tendo sido utilizada uma tensão de aceleração ajustada à condutividade eléctrica das amostras.

Para a análise da microestrutura do solo estabilizado foram preparadas amostras a partir das estabilizações D75, D125, D175, D225, D750,  $I_L1,66$  (D125),  $I_L1,96$  (D75),  $I_L1,96$  (D125),  $I_L1,96$  (D175),  $I_L1,96$  (D225) e  $I_L2,24$  (D125). Imediatamente após a realização dos ensaios UCS, recolheram-se da zona de corte pequenas porções de solo estabilizado, o qual foi desidratado mediante secagem em estufa a 105°C durante 4 a 5h. Após arrefecimento até à temperatura ambiente, aplicou-se na superfície das amostras finíssimo revestimento em ouro, realizando de seguida o ensaio SEM. De cada amostra produziram-se imagens com ampliações de 100, 500, 1000, 2000 e 5000 vezes. Com base na caracterização morfológica da superfície das amostras dada por estas imagens, e a partir da comparação de diferentes amostras, é possível retirar conclusões relativas à microestrutura do solo estabilizado.

As possíveis influências da dosagem sobre a microestrutura do solo estabilizado podem ser observadas a partir da Figura F.1, onde se apresentam imagens SEM com factor de ampliação de 1000 vezes. Da análise dos resultados constata-se que o aumento da dosagem conduz ao aumento da densidade da microestrutura, ainda que este aspecto não seja evidente nas amostras D225 e D750. A uma maior densidade de microestrutura correspondem materiais mais resistentes e mais rígidos (tal como o registado nos ensaios UCS, Quadro 7.6 e Figura 7.11).

As aparentes incoerências registadas nas amostras D225 e D750 podem ser justificadas pela zona em observação, tendo-se verificado durante a realização do ensaio que, independentemente da amostra de solo estabilizado, a imagem SEM da superfície do material



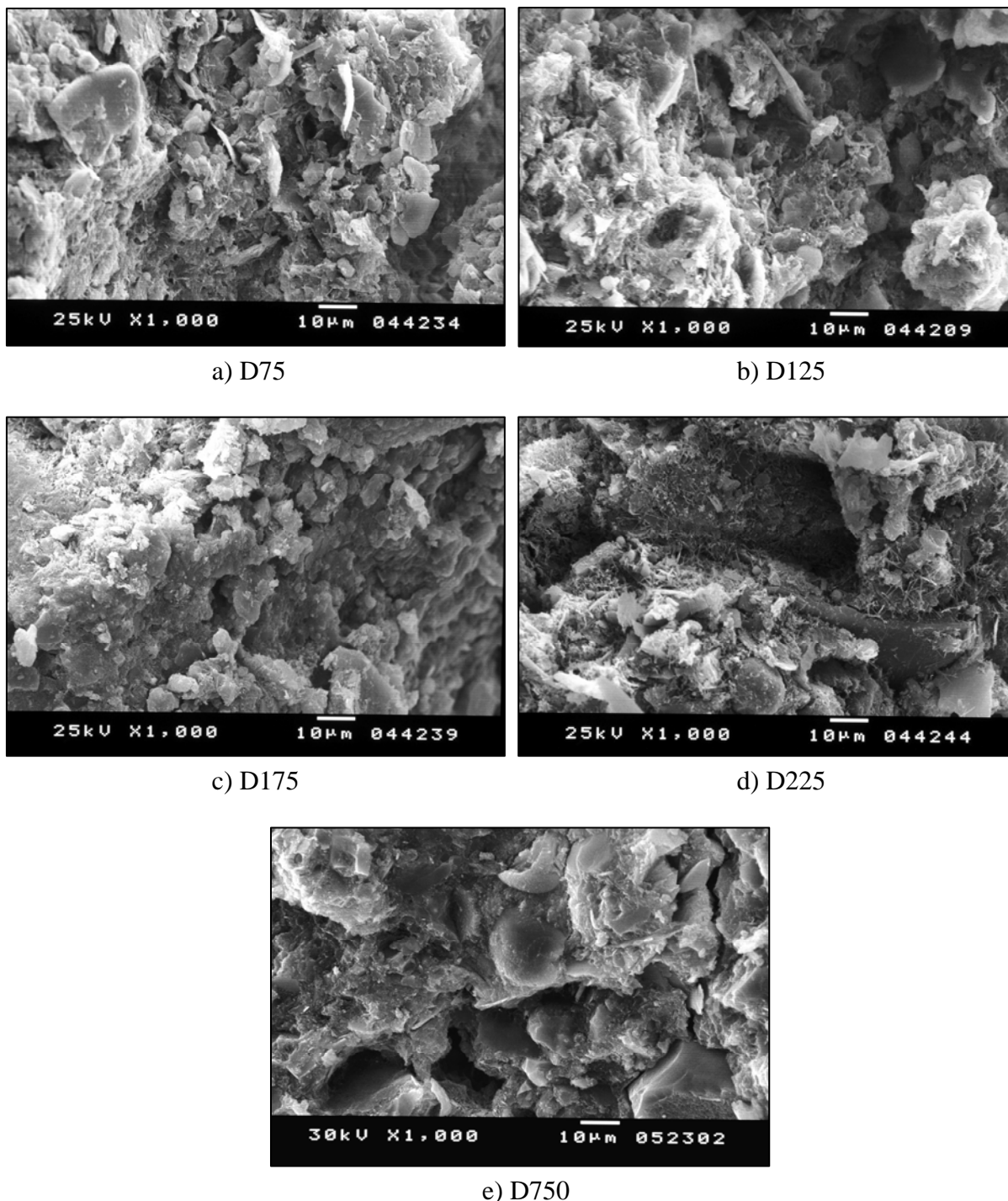


Figura F.1 – Imagens SEM de amostras de solo estabilizado com CI42,5-E (75/25) aplicado em diferentes dosagens (tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa).

era dependente da zona observada. Conclui-se então que as imagens SEM obtidas são dependentes do técnico que executa o ensaio, podendo conduzir a erros de análise. Do exposto resulta que a interpretação das imagens SEM deve ser realizada com muita prudência, devendo as conclusões daí resultantes serem corroboradas por outros ensaios.

As eventuais alterações ocorridas ao nível microestrutura do solo estabilizado causadas pela variação do teor em água inicial (traduzida pelo índice de liquidez,  $I_L$ ) e da

dosagem, podem ser observadas a partir da Figura F.2, onde se apresentam imagens SEM com factor de ampliação de 1000 vezes. Confrontando-se as imagens respeitantes à mesma dosagem ( $125\text{kg/m}^3$ ), mas onde se fez variar o  $I_L$  (Figuras F.2 a), b), d) e g)), verifica-se não ser possível elaborar conclusões muito provavelmente pelo facto de as zonas em observação não serem representativas da microestrutura das amostras. Contudo, a análise das imagens SEM de amostras com igual  $I_L$  mas com diferente dosagem (Figuras F.2 c), d), e) e f)), permite observar que com o aumento da dosagem ocorre a produção de maior quantidade de produtos de reacção dos ligantes, conduzindo ao aumento da densidade da microestrutura, logo, a materiais mais resistentes e rígidos (tal como o registado nos ensaios UCS, Quadro 7.8 e Figura 7.13).

Do exposto, e não obstante alguns erros cometidos durante a realização dos ensaios SEM (relacionados com questões de representatividade), conclui-se que a microscopia electrónica de varrimento se constitui como uma ferramenta útil na inspecção das alterações ocorridas ao nível da microestrutura do solo estabilizado, devendo contudo usar-se de muita prudência na interpretação dos resultados. Estes poderão ser substancialmente melhorados mediante a combinação da técnica SEM com a difracção de raios-X, técnica designada por espectrometria de dispersão de energia (EDS, do inglês *energy dispersive spectroscopy*). A técnica EDS permite a identificação qualitativa e quantitativa dos elementos químicos presentes na imagem da superfície da amostra, possibilitando a sua identificação mineralógica.

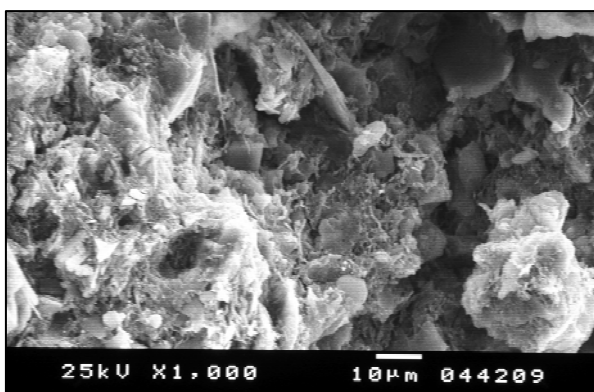
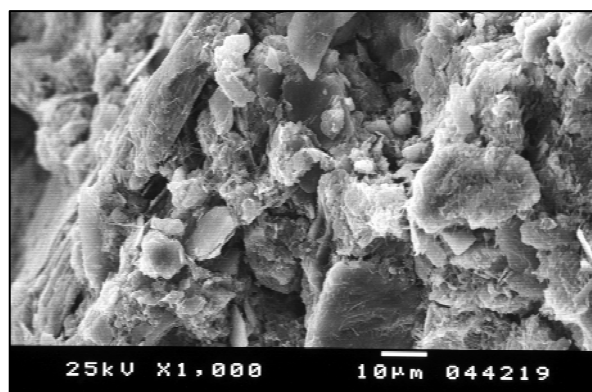
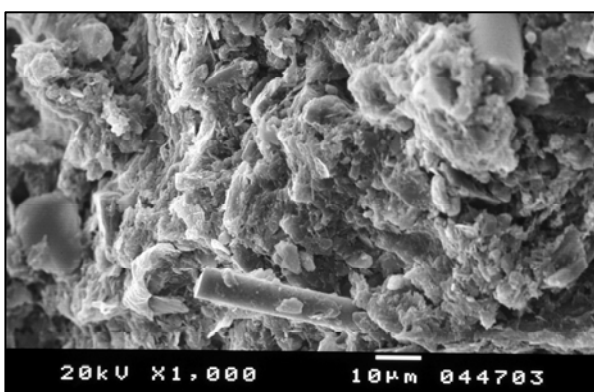
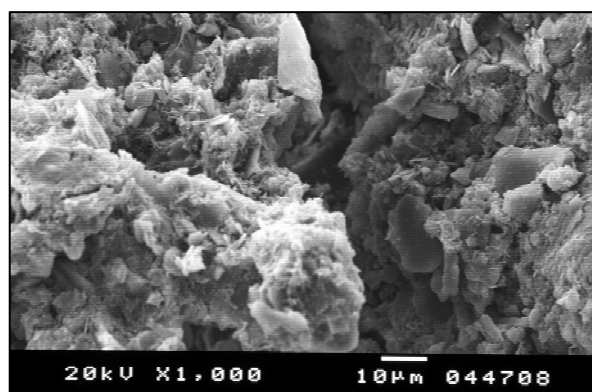
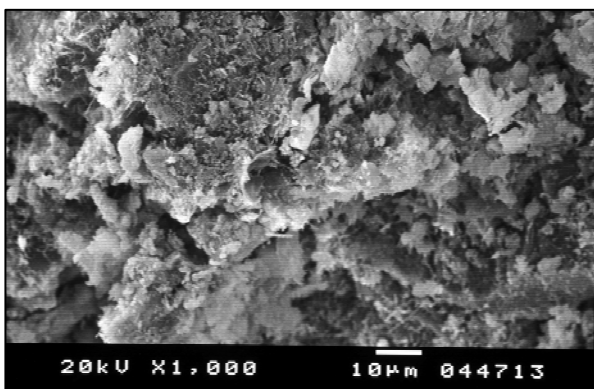
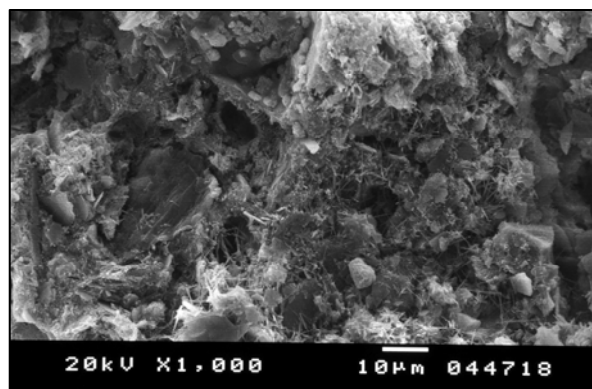
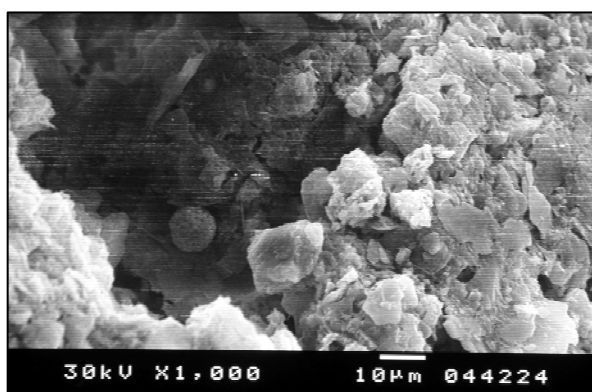
a) D125 (correspondente a  $I_L = 1,35$ )b)  $I_L 1,66$  (D125)c)  $I_L 1,96$  (D75)d)  $I_L 1,96$  (D125)e)  $I_L 1,96$  (D175)f)  $I_L 1,96$  (D225)g)  $I_L 2,24$  (D125)

Figura F.2 – Imagens SEM de amostras de solo estabilizado com CI42,5-E (75/25) aplicado em diferentes  $I_L$  e dosagens (tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 24kPa).





