



Universidade do Minho
Escola de Engenharia

Julho de 2002

BETÕES DE ELEVADO DESEMPENHO COM INCORPORAÇÃO DE CINZAS VOLANTES

Aires Fernando Fernandes Leite Camões de Azevedo



Universidade do Minho
Escola de Engenharia

DISSERTAÇÃO
APRESENTADA À
UNIVERSIDADE DO
MINHO PARA
OBTENÇÃO DO GRAU
DE DOUTOR EM
ENGENHARIA CIVIL
Julho de 2002

BETÕES DE ELEVADO DESEMPENHO COM INCORPORAÇÃO DE CINZAS VOLANTES

Aires Fernando Fernandes Leite Camões de Azevedo

*À memória da minha Mãe,
ao Aires, à Ana,
à Paula e
ao meu Pai*

AGRADECIMENTOS

A realização deste trabalho só foi possível devido ao contributo de todos aqueles que de uma forma ou de outra ajudaram à sua concretização. A todos o meu muito obrigado.

Aos Professores Barroso de Aguiar, Saíd Jalali e Raimundo Delgado, por quem tive o privilégio de ser orientado com profunda sabedoria e rigor e cuja disponibilidade, incentivo e incansável apoio sempre manifestados de forma amigável.

Ao Professor Joaquim Barros a quem se aplica tudo o que acima foi dito e que de uma forma desinteressada muito contribuiu para a realização do trabalho desenvolvido.

Ao Patrício Rocha pelo percurso conjunto e... por tudo. Este trabalho também é teu. Apesar de não se afigurar uma tarefa fácil, espero sinceramente poder retribuir toda a amizade demonstrada com a mesma intensidade e... desiderato.

Apresento os meus sinceros agradecimentos ao Departamento de Ciências da Engenharia e Tecnologia da Escola Superior de Tecnologia e Gestão do Instituto Politécnico de Viana do Castelo pelas facilidades concedidas na utilização do equipamento necessário à realização dos ensaios efectuados no seu laboratório. Um especial obrigado ao Jorge Teixeira pela ajuda preciosa e amigável na concretização dos ensaios.

A todos os colegas do Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho que sempre me incentivaram e com quem tive a oportunidade de trocar impressões, o que desenvolveu um valioso espírito solidário. Obrigado Rui Miguel, Sena Cruz, Luís Neves, Luís Ramos, Paulo Cruz, André Fontes, Daniel Oliveira, Jorge Pais e José Luís Pinho.

A todos os técnicos do Laboratório Professor Júlio Barreiros Martins do Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho pretendo manifestar a minha profunda gratidão pela ajuda e dedicação. Com todos, sem excepção, tive o privilégio de trabalhar e conviver e a todos reconheço a minha gratidão.

A todos os Amigos, por o terem sido. O vosso apoio e constante motivação foram cruciais, principalmente em momentos decisivos. Um grande bem haja, em especial para a Zé, Joka, Jorge Delgado, João Pedro, Manuel e Trigo.

Ao meu Pai, irmão, cunhada e primos pelo encorajamento, compreensão e incondicional apoio despendido.

À Paula pelo carinho, paciência e ajuda nos bons e nos maus momentos. Assim vale a pena...

Ao Aires e à Ana que tornam, com o seu sorriso e alegria, a vida muito mais preenchida.

RESUMO

Actualmente o ecossistema mundial tem vindo a ser confrontado com um problema de importância crescente e que está associado aos elevados níveis de dióxido de carbono (CO_2) emitidos para a atmosfera. A produção de cada tonelada de cimento Portland acarreta a libertação de cerca de uma tonelada de CO_2 e a indústria do cimento contribui com cerca de 7% do total expelido para a atmosfera. Com o objectivo de reduzir os níveis de CO_2 associados ao fabrico do cimento, urge reduzir o consumo deste material, sem comprometer o necessário desempenho das estruturas de betão.

A emissão de CO_2 é apenas um dos problemas a ter em consideração pela indústria da construção. O acréscimo substancial do volume de construção, verificado nas últimas décadas, resultou numa apreciável diminuição dos recursos naturais não renováveis existentes. Como estes recursos não são infinitos, é imperioso contribuir para a sua manutenção e assegurar a sustentabilidade da construção.

Por outro lado, o emprego de betões convencionais, mesmo em determinadas obras correntes, tem-se revelado, em muitas situações, economicamente inadequado, uma vez que, nas últimas décadas, a experiência tem demonstrado que as estruturas de betão armado se degradam prematuramente, o que pode originar elevados custos de manutenção e reparação bem como, nalguns casos, a diminuição drástica do período de vida útil do edificado.

Nestas circunstâncias, é de esperar que a indústria da construção evolua gradualmente no sentido de generalizar a aplicação de betões de maior qualidade, com desempenho melhorado, ou mesmo com elevado desempenho.

Nos últimos anos, a quantidade de betão de elevado desempenho (BED) empregue na construção, tem vindo a aumentar e tem sido alargado o seu âmbito de aplicação. No entanto, este tipo de betão tem sido produzido recorrendo maioritariamente à adição de sílica de fumo ou cinzas volantes de elevada qualidade e agregados convenientemente seleccionados. Desta forma, o custo inicial dos BED, quando comparado com o dos betões convencionais, vem substancialmente agravado, o que tem confinado a sua utilização, praticamente, a obras especiais.

Neste trabalho, pretende-se realçar a possibilidade de melhorar o desempenho dos betões através do recurso à incorporação de cinzas volantes (CV), consideradas de baixa qualidade, e de agregados britados, correntemente disponíveis no mercado nacional.

A utilização de materiais correntes para a fabricação de betões de desempenho melhorado é plenamente justificada como sendo uma forma de tornar o produto mais competitivo. Em Portugal, o custo da sílica de fumo é cerca de dez vezes o do cimento. Para uma dosagem corrente (10% da massa de cimento), a adição de sílica de fumo implicaria elevar o custo do material cimentício para o dobro. De modo a permitir reduzir os custos de produção, analisaram-se composições com dosagens elevadas de CV (até 60%), o que a concretizar-se também permitirá o escoamento deste subproduto industrial, contribuindo para minimizar um problema de impacte ambiental.

Com o intuito de cumprir os objectivos acima descritos foi realizada uma campanha experimental, que permitiu avaliar a trabalhabilidade, as características mecânicas e de durabilidade das composições de betão estudadas, que foram produzidas com 400 kg/m^3 , 500 kg/m^3 e 600 kg/m^3 de ligante e com quantidades de substituição de cimento por CV de 0%, 20%, 40% e 60%.

Os ensaios realizados permitiram concluir ser possível produzir BED com os materiais seleccionados e com quantidades de substituição de cimento por CV até 40% que atingiram resistências à compressão semelhantes às das misturas de controlo (sem incorporação de CV) a partir dos 56 dias de idade e cuja trabalhabilidade e durabilidade foi beneficiada com a adição de CV. A substituição de 60% de cimento por CV conduziu à obtenção de betões com características mecânicas marcadamente inferiores às restantes. Contudo, considerando a reduzida quantidade de cimento presente na mistura, constatou-se que, em geral, a trabalhabilidade e a durabilidade destes betões foi melhorada quando comparada com a das composições de controlo. Mesmo para este caso e em algumas circunstâncias, estas misturas podem ser encaradas como de desempenho melhorado, designadamente económico, não só sob o ponto de vista financeiro mas, também, sob o ponto de vista ambiental.

O trabalho desenvolvido também permitiu evidenciar que é possível melhorar a trabalhabilidade, o comportamento mecânico e a durabilidade de betões, sem necessariamente aumentar o seu custo.

ABSTRACT

Nowadays the world's ecosystem has been facing an increasing problem related to the high level of carbon dioxide (CO₂) released into the atmosphere. The production of each tone of Portland cement is responsible for the discharge of about one tone of CO₂. On worldwide scale the cement industry contributes with 7% of the total amount of CO₂ production. With the objective of reducing the CO₂ production, it is fundamental that the use of Portland cement be reduced without risking the necessary performance of the concrete's structures.

However, as far as the construction industry is concerned, the release of CO₂ is only one of the problems to be considered. The considerable increase of the construction activity in the last few years has caused a substantial decrease in the amount of the existing natural resources. As most of these resources are not renewable it is vital to guarantee their rational usage, hence, ensuring the sustainability of construction.

On the other hand, the use of conventional concrete, even in common current constructions has revealed to be technically and economically inadequate. The reinforced concrete structures deteriorate too fast causing high maintenance and repairing costs, besides, the related decrease of the service life of the structures.

Under these circumstances the construction industry is expected to generalize the use of higher quality concrete with an enhanced, or even high performance.

Recently, the quantity of high performance concrete (HPC), used in the construction, has been increasing and its application has become more common. However, this kind of concrete has been produced mainly with the addition of silica fume or fly ash (FA) of high quality and the use of properly selected aggregates. In this way, the initial cost of HPC (when compared with the conventional concrete) increases, which has limited its application mainly to special structures.

In this research work, it is intended to evaluate the possibility of improving the performance of concrete, through the use of fly ash of a low quality and of crushed aggregates normally used and available in the national market.

The use of common materials for the production of concrete of enhanced performance is fully justified as being a way of making the product more competitive. In Portugal, the cost of silica fume is about ten times higher than that of cement. A 10% replacement of cement by silica fume, which is a common practice, would mean doubling cost of the binder materials. In order to reduce the production costs, application of high volume of FA, reaching up to 60% of binder weight, is considered. This would also allow the use of FA, which is an industrial by-product, hence, minimizing the environmental related problems.

In order to achieve the above mentioned objectives an experimental programme was devised for evaluating the workability; the mechanical properties and the durability of the studied concrete mixes. The concrete mixes were produced with 400 kg/m³, 500 kg/m³ and 600 kg/m³ binder content and replacing cement by FA. The percentages of replacement considered were 0%, 20%, 40% and 60%.

From the test results obtained it is concluded that HPC can be produced with the selected materials and with up to 40% replacement of cement by FA. The compressive strength achieved at this replacement level was similar to that of the control mixes (without adding FA) at the age of 56 days or higher. The workability and durability performances achieved were enhanced with the addition of FA. The replacement of 60% of cement by FA resulted in concrete with mechanical properties considerably lower compared to other mixes, i.e. mixes with up to 40% replacement. However, considering the reduced quantity of Portland cement in the mixture, it is noted that both the workability and the durability of these concretes were improved when compared to the control concrete mix. Even in this case, such mixtures can be rated as enhanced performance concrete, with regard to environmental and economic aspects.

This research work carried out has also indicated ways and means to improve the workability, the mechanical behaviour and the durability of concretes without having increased its costs.

í n d i c e g e r a l

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO	1
1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS	3
1.2 MOTIVAÇÃO E OBJECTIVOS DO PRESENTE TRABALHO.....	4
1.3 DESCRIÇÃO DO CONTEÚDO DOS CAPÍTULOS	7
CAPÍTULO 2 – BETÕES DE ELEVADO DESEMPENHO	11
2.1 INTRODUÇÃO	13
2.2 EVOLUÇÃO DA TECNOLOGIA DO BETÃO	13
2.3 BETÃO DE ELEVADA RESISTÊNCIA OU BETÃO DE ELEVADO DESEMPENHO?	17
2.4 DEFINIÇÃO DE BETÃO DE ELEVADO DESEMPENHO	22
2.5 CIMENTO	27
2.6 ADIÇÕES MINERAIS.....	31
2.6.1 CINZAS VOLANTES	34
2.6.1.1 ORIGEM E TIPOS DE CINZAS VOLANTES	37
2.6.1.2 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS E QUÍMICAS.....	38
Características Físicas.....	38
Características Químicas.....	42
2.6.1.3 IMPOSIÇÕES NORMATIVAS	45
2.6.1.4 INFLUÊNCIA NAS PROPRIEDADES DO BETÃO	49
Betão Fresco.....	49
Betão Endurecido	52
2.7 SUPERPLASTIFICANTES	57
2.7.1 COMPATIBILIDADE COM OS CIMENTOS.....	63
2.7.2 INFLUÊNCIA DA ADIÇÃO DE CINZAS VOLANTES	70
2.8 AGREGADOS.....	73
2.8.1 FRACÇÃO GROSSA	75
2.8.2 FRACÇÃO FINA	83
2.9 ÁGUA DE AMASSADURA	86
2.10 MÉTODOS DE COMPOSIÇÃO	86
2.11 DOSAGEM DOS CONSTITUINTES.....	89
CAPÍTULO 3 – REOLOGIA DOS BED	97
3.1 INTRODUÇÃO	99
3.2 REOLOGIA DE FLUIDOS E SUSPENSÕES.....	99
3.3 REOLOGIA DE PASTAS, ARGAMASSAS E BETÕES.....	103
3.4 MÉTODOS DE ENSAIO	107
3.4.1 AFERIÇÃO DE UM PARÂMETRO	107
3.4.1.1 ENSAIO DE ABAIXAMENTO	108
3.4.1.2 ENSAIO DE ESPALHAMENTO	109

3.4.1.3 ENSAIO DE PENETRAÇÃO.....	111
3.4.1.4 CONE DE FLUIDEZ	111
3.4.2 AFERIÇÃO SIMULTÂNEA DE DOIS PARÂMETROS	113
CAPÍTULO 4 – CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DOS BED	119
4.1 INTRODUÇÃO	121
4.2 COMPORTAMENTO EM COMPRESSÃO	121
4.2.1 CURVA TENSÃO-EXTENSÃO	127
4.2.1.1 DETERMINAÇÃO EXPERIMENTAL	127
4.2.1.2 MODELOS NUMÉRICOS.....	131
4.2.2 MÓDULO DE ELASTICIDADE	133
4.2.2.1 DETERMINAÇÃO EXPERIMENTAL	133
4.2.2.2 MODELOS NUMÉRICOS.....	135
4.2.3 COEFICIENTE DE POISSON.....	144
4.3 COMPORTAMENTO EM TRACÇÃO	144
4.3.1 COMPRESSÃO DIAMETRAL	145
4.3.2 FLEXÃO	150
CAPÍTULO 5 – DURABILIDADE DOS BED	157
5.1 INTRODUÇÃO	159
5.2 MECANISMOS DE DETERIORAÇÃO DO BETÃO.....	159
5.3 PERMEABILIDADE À ÁGUA	162
5.4 PERMEABILIDADE AOS GASES	164
5.5 ABSORÇÃO CAPILAR	165
5.6 DIFUSÃO	169
5.7 BED = BETÃO MAIS DURÁVEL.....	174
5.8 REQUISITOS DE DURABILIDADE	176
CAPÍTULO 6 – MATERIAIS E PROCEDIMENTOS DE ENSAIO	179
6.1 INTRODUÇÃO	181
6.2 MATERIAIS SELECIONADOS	181
6.2.1 CIMENTO	182
6.2.2 CINZAS VOLANTES	184
6.2.3 SUPERPLASTIFICANTE	188
6.2.4 AGREGADOS	189
6.2.5 ÁGUA DE AMASSADURA.....	197
6.3 ENSAIOS EM PASTAS E ARGAMASSAS	198
6.3.1 EXIGÊNCIA DE ÁGUA.....	198
6.3.2 CONE DE MARSH.....	199
6.3.3 VISCOSÍMETRO DE BROOKFIELD	201
6.3.4 PROPRIEDADES MECÂNICAS DAS ARGAMASSAS	205

6.4	ENSAIOS EM BETÕES	209
6.4.1	AMASSADURA	209
6.4.2	COMPORTAMENTO DO BETÃO FRESCO	211
6.4.3	MOLDAGEM, CONSERVAÇÃO, TIPO E DIMENSÃO DOS PROVETES UTILIZADOS	211
6.4.4	AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DO BETÃO	214
6.4.4.1	EQUIPAMENTO USADO PARA CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO: <i>SENTUR</i>	215
6.4.4.2	CARACTERÍSTICAS DA PRENSA	217
6.4.4.3	CARACTERÍSTICAS DOS EQUIPAMENTOS DE MEDIDA.....	219
6.4.4.4	COMPRESSÃO UNIAXIAL DE PROVETES CILÍNDRICOS	219
6.4.4.5	COMPRESSÃO UNIAXIAL DE PROVETES CÚBICOS	223
6.4.4.6	COMPRESSÃO DIAMETRAL DE PROVETES CILÍNDRICOS ...	225
6.4.4.7	FLEXÃO.....	226
6.4.4.8	CORTE	229
6.4.5	DURABILIDADE DO BETÃO ENDURECIDO	231
6.4.5.1	PREPARAÇÃO DOS PROVETES.....	231
6.4.5.2	ABSORÇÃO DE ÁGUA POR IMERSÃO	232
6.4.5.3	ABSORÇÃO DE ÁGUA POR CAPILARIDADE.....	233
6.4.5.4	PENETRAÇÃO DE CLORETOS EM REGIME NÃO ESTACIONÁRIO.....	235
6.4.5.5	RESISTIVIDADE ELÉCTRICA	244
CAPÍTULO 7 – CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL DE PASTAS E ARGAMASSAS		
		247
7.1	INTRODUÇÃO	249
7.2	ESTUDO DA TRABALHABILIDADE DAS PASTAS E DAS ARGAMASSAS.....	250
7.2.1	EXIGÊNCIA DE ÁGUA	251
7.2.2	CONE DE MARSH	255
7.2.3	VISCOSÍMETRO DE BROOKFIELD.....	263
7.2.3.1	COMPARAÇÃO COM OS RESULTADOS OBTIDOS EM ENSAIOS EXPEDITOS.....	276
	Exigência de água	277
	Cone de Marsh	279
7.2.4	ESPALHAMENTO	284
7.3	ESTUDO DAS CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DAS PASTAS E DAS ARGAMASSAS	287
7.3.1	RESISTÊNCIA À FLEXÃO	287
7.3.2	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO	292
7.3.3	RELAÇÃO ENTRE A RESISTÊNCIA À FLEXÃO E À COMPRESSÃO ...	299
7.3.4	MÓDULO DE ELASTICIDADE EM COMPRESSÃO	300
7.4	CONCLUSÕES	306

CAPÍTULO 8 – CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL DE BETÕES	311
8.1 INTRODUÇÃO	313
8.2 COMPOSIÇÕES ESTUDADAS	314
8.3 ESTUDO DA TRABALHABILIDADE DOS BETÕES	316
8.4 ESTUDO DAS CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DOS BETÕES	320
8.4.1 AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO EM COMPRESSÃO UNIAXIAL ...	320
8.4.1.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO EM PROVETES CÚBICOS ...	321
8.4.1.2 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO EM PROVETES CILINDRICOS	333
8.4.1.3 COMPARAÇÃO COM OS RESULTADOS OBTIDOS EM ARGAMASSAS	342
8.4.1.4 MÓDULO DE ELASTICIDADE.....	344
Composições Suplementares.....	347
Comparação com os Modelos de Previsão	359
8.4.2 AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À TRACÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL	364
8.4.3 AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO EM FLEXÃO	370
8.4.3.1 RESISTÊNCIA À TRACÇÃO POR FLEXÃO	376
8.4.3.2 ENERGIA DE FRACTURA.....	383
8.4.3.3 MÓDULO DE ELASTICIDADE.....	389
8.4.3.4 COMPRIMENTO CARACTERÍSTICO	392
8.4.4 AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CORTE	396
8.5 ESTUDO DA DURABILIDADE DOS BETÕES	400
8.5.1 ABSORÇÃO DE ÁGUA POR IMERSÃO	401
8.5.2 ABSORÇÃO DE ÁGUA POR CAPILARIDADE.....	404
8.5.3 PENETRAÇÃO DE CLORETOS EM REGIME NÃO ESTACIONÁRIO.....	409
8.5.4 RESISTIVIDADE ELÉCTRICA.....	412
8.6 AVALIAÇÃO E ANÁLISE DE CUSTOS.....	414
8.7 CONCLUSÕES.....	422
 CAPÍTULO 9 – CONCLUSÕES	 427
9.1 INTRODUÇÃO	429
9.2 CONCLUSÕES GERAIS	429
9.2.1 TRABALHABILIDADE	430
9.2.2 COMPORTAMENTO MECÂNICO	433
9.2.3 DURABILIDADE.....	435
9.3 PRINCIPAIS CONTRIBUIÇÕES.....	435
9.4 SUGESTÕES PARA FUTUROS DESENVOLVIMENTOS.....	437
 BIBLIOGRAFIA	 439

í n d i c e d e f i g u r a s

CAPÍTULO 2 – BETÕES DE ELEVADO DESEMPENHO

Figura 2.1:	Lake Point Tower, 1965 e Water Tower Place, 1970 – Chicago.....	17
Figura 2.2:	Ponte da Arrábida, Porto, 1963.....	19
Figura 2.3:	Betões de alta resistência e durabilidade – composição e características (Almeida, 1990)	21
Figura 2.4:	Cinzas volantes	39
Figura 2.5:	Análise granulométrica comparativa de materiais típicos: cimento portland, cinza volante de reduzido teor de cálcio, cinza volante de elevado teor de cálcio e sílica de fumo (Malhotra e Mehta, 1996).....	39
Figura 2.6:	Efeito fíler das cinzas volantes	53
Figura 2.7:	Acção dos SP sobre as partículas de ligante (Coutinho, 1988a).....	62
Figura 2.8:	Efeito dos SP sobre as pastas (Mindess e Young, 1981)	62
Figura 2.9:	Efeito dispersante dos SP sobre as partículas de cimento (Larrard, 1988)	63
Figura 2.10:	Ensaio em pastas (Aïtcin, 1998)	66
Figura 2.11:	Definição de ponto de saturação (cone de Marsh)	67
Figura 2.12:	Diferentes tipos de comportamento reológico (Aïtcin, 1998).....	68
Figura 2.13:	Efeito do tipo de areia no módulo de elasticidade do betão (adaptado de Donza e Cabrera, 1996).....	84
Figura 2.14:	Evolução da resistência à compressão ao longo do tempo de betões com elevado volume de cinzas volantes (Sivasundaram, Carrette e Malhotra, 1993)	94

CAPÍTULO 3 – REOLOGIA DOS BED

Figura 3.1:	Escoamento de um fluido laminar	100
Figura 3.2:	Distribuição de velocidades de um fluido laminar	100
Figura 3.3:	Fluido de Bingham	103
Figura 3.4:	Relações gradiente de velocidade-tensão de corte	103
Figura 3.5:	Reologia dos betões.....	106
Figura 3.6:	Ensaio de abaixamento	108
Figura 3.7:	Ensaio de espalhamento	110
Figura 3.8:	Cone de Marsh	112
Figura 3.9:	Viscosímetro do tipo Brookfield.....	114
Figura 3.10:	Efeito da concentração de SP nas propriedades reológicas de pastas de cimento (Ramachandran <i>et al</i> , 1998).....	115
Figura 3.11:	Efeito da concentração de SP nas propriedades reológicas de betões (Ramachandran <i>et al</i> , 1998)	116

CAPÍTULO 4 – CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DOS BED

Figura 4.1:	Diagrama tensão-extensão	128
Figura 4.2:	Rotação de eixos para controlo combinado força-deslocamento	129
Figura 4.3:	Módulo de elasticidade determinado através dos deslocamentos do prato móvel da prensa e através dos deslocamentos verificados no terço central do provete	131
Figura 4.4:	Diagramas tensão-extensão propostos pelo CEB-FIP (CEB-FIP, 1999).....	133

Figura 4.5: Representação esquemática do ensaio experimental utilizado para determinar o módulo de elasticidade segundo Torrenti <i>et al</i> , 1999, recorrendo a transdutores de deslocamentos (LVDT's).....	134
Figura 4.6: Variação do módulo de elasticidade com a resistência à compressão (ACI <i>Committee</i> 363, 1992)	136
Figura 4.7: Efeito do parâmetro α_E no valor estimado de E_{cm} segundo o CEB-FIP, 1999.....	137
Figura 4.8: Variação de E_c com $f_{cm,cil}$, de acordo com expressões regulamentares	139
Figura 4.9: Módulo de elasticidade de materiais bifásicos (Baalbaki, 1997).....	142
Figura 4.10: Modelos de previsão do módulo de elasticidade baseados na teoria dos materiais compósitos propostos por Baalbaki, 1997	143
Figura 4.11: Ensaio de compressão diametral em provetes prismáticos e cilíndricos.....	146
Figura 4.12: Variação estimada de $f_{ct,sp}$ com $f_{cm,cil}$	147
Figura 4.13: Variação estimada de f_{ctm} com $f_{cm,cil}$	148
Figura 4.14: Ensaio de flexão, proposto por Petersson, 1980.....	150
Figura 4.15: Quantificação da energia de fractura segundo a RILEM (Barros, 1995)	151
Figura 4.16: Efeito da altura do provete, d , na resistência à flexão do betão (CEB-FIP, 1999)	155

CAPÍTULO 5 – DURABILIDADE DOS BED

Figura 5.1: Cinética de absorção capilar	167
Figura 5.2: Amplitude de valores correntes do coeficientes de difusão de cloretos em betões convencionais e em BED (Andrade e Sanjuan, 1994).....	176

CAPÍTULO 6 – MATERIAIS E PROCEDIMENTOS DE ENSAIO

Figura 6.1: Curvas granulométricas do cimento e das cinzas volantes	184
Figura 6.2: Granito	191
Figura 6.3: Agregados.....	191
Figura 6.4: Ensaio avaliador do módulo de elasticidade dos agregados	193
Figura 6.5: Curvas granulométricas dos agregados	196
Figura 6.6: Cone de Marsh (dimensões interiores em mm)	199
Figura 6.7: Viscosímetro do tipo Brookfield e <i>spindles</i> disponíveis.....	202
Figura 6.8: Determinação do módulo de elasticidade das argamassas	207
Figura 6.9: Curva de carregamento cíclico usada para a determinação do módulo de elasticidade das argamassas	208
Figura 6.10: Moldagem de provetes cilíndricos de 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura	212
Figura 6.11: Conservação dos provetes imersos em água na câmara húmida	212
Figura 6.12: Sistema móvel de ensaios estruturais: <i>SENTUR</i>	215
Figura 6.13: Actuador triplo	216
Figura 6.14: Prensa reforçada	218
Figura 6.15: Proвете cilíndrico preparado para ensaio de compressão	221
Figura 6.16: Ensaio de compressão uniaxial de provetes cilíndricos	221
Figura 6.17: Avaliação do comportamento pós-pico em compressão uniaxial de provetes cilíndricos	223
Figura 6.18: Ensaio de compressão uniaxial de provetes cúbicos	224
Figura 6.19: Ensaio de compressão diametral	225

Figura 6.20: Configuração do ensaio de flexão (dimensões em mm).....	227
Figura 6.21: Configuração dos apoios usados no ensaio de flexão.....	228
Figura 6.22: Ensaio de flexão	229
Figura 6.23: Ensaio de corte.....	230
Figura 6.24: Provetes para ensaios de durabilidade (dimensões em mm).....	232
Figura 6.25: Ensaio de absorção de água por capilaridade à pressão atmosférica	233
Figura 6.26: Ensaio de migração de cloretos em estado não estacionário: <i>CTH rapid method</i> (Luping, 1996)	239
Figura 6.27: Medida da profundidade de penetração dos cloretos (dimensões em mm)..	240
Figura 6.28: Preparação dos provetes a submeter ao ensaio <i>CTH</i> : impermeabilização das faces laterais.....	241
Figura 6.29: Preparação dos provetes a submeter ao ensaio <i>CTH</i> : realização do reservatório.....	241
Figura 6.30: Configuração geral de um ensaio de penetração de cloretos em curso	242
Figura 6.31: Pormenor de um provete submetido ao ensaio de penetração de cloretos ..	243

CAPÍTULO 7 – CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL DE PASTAS E ARGAMASSAS

Figura 7.1: Exigência de água das pastas.....	252
Figura 7.2: Variação do tempo de escoamento com a quantidade de SP	258
Figura 7.3: Variação do tempo de escoamento com a quantidade de CV	258
Figura 7.4: Comparação do tempo de escoamento verificado, $t_{p8, \phi 12.5}$, com o previsto	260
Figura 7.5: Variação do tempo de escoamento com o instante de realização do ensaio	262
Figura 7.6: Variação da perda de fluidez com o tempo	262
Figura 7.7: Reograma típico, obtido para a composição com CV = 0%, SP = 0.50% e A/L = 0.3.....	264
Figura 7.8: Exemplo de reograma, obtido para a composição com CV = 40%, SP = 1.0% e A/L = 0.3	266
Figura 7.9: Variação de τ_0 em função da % SP (a) e da % CV (b)	269
Figura 7.10: Variação de η em função da % SP (a) e da % CV (b)	269
Figura 7.11: Variação de τ_0 em função da % SP (a) e da % CV (b)	271
Figura 7.12: Variação de k em função da % SP (a) e da % CV (b)	272
Figura 7.13: Variação de n em função da % SP (a) e da % CV (b)	272
Figura 7.14: Avaliação da desfloculação ocorrida durante o ensaio no viscosímetro de Brookfield.....	274
Figura 7.15: Relação entre o índice de desfloculação, a dosagem de SP (a) e a de CV (b)	274
Figura 7.16: Relação entre a exigência de água das pastas, os respectivos limite de escoamento (a) e a viscosidade (b)	278
Figura 7.17: Relação entre a exigência de água das pastas com comportamento Newtoniano e as respectivas viscosidades	278
Figura 7.18: Relação entre o tempo de escoamento das pastas, os respectivos limites de escoamento (a) e a viscosidade (b).....	280
Figura 7.19: Relação entre o tempo de escoamento e a viscosidade das pastas com comportamento Newtoniano.....	280
Figura 7.20: Relação entre o tempo de escoamento e a viscosidade dos fluidos e suspensões com comportamento Newtoniano	281

Figura 7.21: Variação do factor de escoamento com a quantidade de SP.....	282
Figura 7.22: Variação do factor de escoamento com a quantidade de CV.....	282
Figura 7.23: Relação entre o factor de escoamento e a viscosidade dos fluidos e suspensões com comportamento Newtoniano.....	283
Figura 7.24: Espalhamento das argamassas	286
Figura 7.25: Efeito da introdução de 0.5% ou 1.0% de SP na massa dos provetes (a) e na respectiva resistência à flexão (b).....	289
Figura 7.26: Evolução da resistência média à flexão ao longo do tempo.....	290
Figura 7.27: Variação da resistência média à flexão com a quantidade de CV.....	290
Figura 7.28: Índice de actividade em flexão das argamassas	291
Figura 7.29: Efeito da utilização de 0.5% ou 1.0% de SP na resistência à compressão..	294
Figura 7.30: Variação dos parâmetros $f_{m\acute{a}x}$ e k com a quantidade de CV e de SP	295
Figura 7.31: Resistência à compressão média das argamassas (SP = 0.5%)	296
Figura 7.32: Resistência à compressão média das argamassas (SP = 1.0%)	296
Figura 7.33: Índices de actividade em compressão das argamassas	298
Figura 7.34: Relação entre a resistência à compressão e à flexão das argamassas	299

CAPÍTULO 8 – CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL DE BETÕES

Figura 8.1: Relação entre a percentagem de substituição de C por CV, o abaixamento (a) e o espalhamento (b)	318
Figura 8.2: Variação dos parâmetros $f_{m\acute{a}x}$ e k com a quantidade de CV e de L (provetes cúbicos).....	324
Figura 8.3: Resistência à compressão média em provetes cúbicos ($L = 400 \text{ kg/m}^3$)	325
Figura 8.4: Resistência à compressão média em provetes cúbicos ($L = 500 \text{ kg/m}^3$)	325
Figura 8.5: Resistência à compressão média em provetes cúbicos ($L = 600 \text{ kg/m}^3$)	325
Figura 8.6: Relação entre a resistência à compressão experimental, $f_{cm,cubo}$, e a estimada através da equação (7.4) utilizando as expressões (8.1) e (8.2), $f'_{cm,cubo}$	330
Figura 8.7: Variação de $f_{cm,cubo}$ com a quantidade de ligante	331
Figura 8.8: Evolução do índice de actividade em compressão dos betões ao longo do tempo (provetes cúbicos).....	332
Figura 8.9: Relação entre a resistência à compressão média determinada em provetes cúbicos e em provetes cilíndricos.....	335
Figura 8.10: Variação dos parâmetros $f_{m\acute{a}x}$ e k com a quantidade de CV e de L (provetes cilíndricos).....	336
Figura 8.11: Relação entre os valores de $f_{m\acute{a}x}$ e k afectos ao ensaio de provetes cúbicos e cilíndricos.....	337
Figura 8.12: Variação da resistência à compressão média em provetes cilíndricos com a quantidade de CV ($L = 400 \text{ kg/m}^3$).....	338
Figura 8.13: Resistência à compressão média em provetes cilíndricos ($L = 500 \text{ kg/m}^3$) .	338
Figura 8.14: Resistência à compressão média em provetes cilíndricos ($L = 600 \text{ kg/m}^3$) .	338
Figura 8.15: Relação entre a resistência à compressão experimental, $f_{cm,cil}$, e a estimada através da equação (7.4) utilizando as expressões (8.1) e (8.2), $f'_{cm,cil}$	340
Figura 8.16: Variação de $f_{cm,cil}$ com a quantidade de ligante	341
Figura 8.17: Índice de actividade em compressão dos betões (provetes cilíndricos).....	341
Figura 8.18: Relação entre a resistência à compressão média determinada em argamassas e em betões ($L = 500 \text{ kg/m}^3$)	343
Figura 8.19: Variação do módulo de elasticidade médio com o tempo	345

Figura 8.20: Determinação do módulo de elasticidade das amassaduras suplementares	350
Figura 8.21: Evolução do módulo de elasticidade ao longo dos ciclos de carga	353
Figura 8.22: Módulo de elasticidade das composições suplementares determinado por intermédio de ensaios monotónicos ou cíclicos.....	358
Figura 8.23: Módulo de elasticidade das composições suplementares	358
Figura 8.24: Relação entre o módulo de elasticidade e a resistência à compressão	360
Figura 8.25: Modelo 1 de Baalbaki, 1997, modificado	364
Figura 8.26: Variação da resistência média à tracção por compressão diametral com a quantidade de CV ($L = 400 \text{ kg/m}^3$)	365
Figura 8.27: Resistência média à tracção por compressão diametral ($L = 500 \text{ kg/m}^3$)	366
Figura 8.28: Resistência média à tracção por compressão diametral ($L = 600 \text{ kg/m}^3$)	366
Figura 8.29: Variação da resistência à tracção por compressão diametral com a resistência à compressão	367
Figura 8.30: Curvas de ajuste dos valores experimentais da resistência à tracção por compressão diametral em função da resistência à compressão	368
Figura 8.31: Variação de $f_{ctm,sp}$ com a quantidade de ligante.....	369
Figura 8.32: Variação da resistência estimada à tracção directa com a resistência à compressão.....	370
Figura 8.33: Relações carga-flecha para as composições 400CV0 e 400CV20.....	371
Figura 8.34: Relações carga-flecha para as composições 400CV40 e 400CV60	371
Figura 8.35: Relações carga-flecha para as composições 500CV0 e 500CV20.....	371
Figura 8.36: Relações carga-flecha para as composições 500CV40 e 500CV60	372
Figura 8.37: Relações carga-flecha para as composições 600CV0 e 600CV20.....	372
Figura 8.38: Relações carga-flecha para as composições 600CV40 e 600CV60	372
Figura 8.39: Relações carga-abertura de fenda para as composições 400CV0 e 400CV20	373
Figura 8.40: Relações carga-abertura de fenda para as composições 400CV40 e 400CV60	374
Figura 8.41: Relações carga-abertura de fenda para as composições 500CV0 e 500CV20	374
Figura 8.42: Relações carga-abertura de fenda para as composições 500CV40 e 500CV60	374
Figura 8.43: Relações carga-abertura de fenda para as composições 600CV0 e 600CV20	375
Figura 8.44: Relações carga-abertura de fenda para as composições 600CV40 e 600CV60	375
Figura 8.45: Variação da resistência média à tracção por flexão com a quantidade de CV ($L = 400 \text{ kg/m}^3$).....	377
Figura 8.46: Resistência média à tracção por flexão ($L = 500 \text{ kg/m}^3$)	377
Figura 8.47: Resistência média à tracção por flexão ($L = 600 \text{ kg/m}^3$)	377
Figura 8.48: Variação da resistência à tracção por flexão com a resistência à compressão em provetes cilíndricos	379
Figura 8.49: Variação de $f_{ctm,fl}$ com a quantidade de ligante	380
Figura 8.50: Relação entre $f_{ctm,sp}$ e $f_{ctm,fl}$	380
Figura 8.51: Resistência média à tracção directa estimada por intermédio dos resultados dos ensaios de compressão diametral e dos ensaios de flexão	382
Figura 8.52: Variação da energia de fractura média com a quantidade de CV ($L = 400 \text{ kg/m}^3$).....	384
Figura 8.53: Energia de fractura média ($L = 500 \text{ kg/m}^3$)	384

Figura 8.54: Energia de fractura média ($L = 600 \text{ kg/m}^3$).....	384
Figura 8.55: Variação da energia de fractura com a resistência à compressão em provetes cilíndricos e com a resistência à tracção por flexão	385
Figura 8.56: Variação de G_{Fm} com a quantidade de ligante	387
Figura 8.57: Variação da energia de fractura normalizada média com a quantidade de CV ($L = 400 \text{ kg/m}^3$).....	388
Figura 8.58: Energia de fractura normalizada média ($L = 500 \text{ kg/m}^3$).....	388
Figura 8.59: Energia de fractura normalizada média ($L = 600 \text{ kg/m}^3$).....	388
Figura 8.60: Variação do módulo de elasticidade médio em flexão com a quantidade de CV ($L = 400 \text{ kg/m}^3$)	389
Figura 8.61: Módulo de elasticidade médio em flexão ($L = 500 \text{ kg/m}^3$).....	390
Figura 8.62: Módulo de elasticidade médio em flexão ($L = 600 \text{ kg/m}^3$).....	390
Figura 8.63: Variação do módulo de elasticidade médio em flexão com a quantidade de ligante.....	391
Figura 8.64: Variação do módulo de elasticidade médio em flexão com a resistência à compressão.....	392
Figura 8.65: Variação do comprimento característico médio com a quantidade de CV ($L = 400 \text{ kg/m}^3$).....	394
Figura 8.66: Comprimento característico médio ($L = 500 \text{ kg/m}^3$)	394
Figura 8.67: Comprimento característico médio ($L = 600 \text{ kg/m}^3$).....	394
Figura 8.68: Variação do comprimento característico médio com a resistência à compressão média	395
Figura 8.69: Variação da resistência média ao corte com a quantidade de CV ($L = 400 \text{ kg/m}^3$).....	397
Figura 8.70: Resistência média ao corte ($L = 500 \text{ kg/m}^3$).....	397
Figura 8.71: Resistência média ao corte ($L = 600 \text{ kg/m}^3$).....	398
Figura 8.72: Variação da τ_m com a quantidade de ligante	399
Figura 8.73: Variação da resistência ao corte média com a resistência à compressão... ..	400
Figura 8.74: Absorção de água por imersão	402
Figura 8.75: Curvas de absorção capilar das composições com $L = 400 \text{ kg/m}^3$	405
Figura 8.76: Curvas de absorção capilar das composições com $L = 500 \text{ kg/m}^3$	405
Figura 8.77: Curvas de absorção capilar das composições com $L = 600 \text{ kg/m}^3$	405
Figura 8.78: Absorção de água por capilaridade após 29 dias de ensaio	407
Figura 8.79: Coeficiente de absorção de água por capilaridade.....	408
Figura 8.80: Coeficiente de difusão de cloretos em regime não estacionário	410
Figura 8.81: Resistividade eléctrica.....	413
Figura 8.82: Quantidade equivalente de cimento	414
Figura 8.83: Efeito da variação da quantidade de CV na relação custo/benefício em compressão (provetes cúbicos).....	416
Figura 8.84: Efeito da variação da quantidade de ligante na relação custo/benefício em compressão (provetes cúbicos).....	417
Figura 8.85: Desenvolvimento da resistência à compressão ao longo do tempo para cada classe de custo semelhante (provetes cúbicos)	418
Figura 8.86: Variação da relação custo/benefício correspondente à absorção por imersão média relativamente às misturas de controlo	420
Figura 8.87: Variação da relação custo/benefício correspondente ao coeficiente de absorção capilar médio relativamente às misturas de controlo	420
Figura 8.88: Variação da relação custo/benefício correspondente ao coeficiente de difusão de cloretos médio relativamente às misturas de controlo.....	420
Figura 8.89: Variação da relação custo/benefício correspondente à resistividade eléctrica média relativamente às misturas de controlo	421

í n d i c e d e q u a d r o s

CAPÍTULO 2 – BETÕES DE ELEVADO DESEMPENHO

Quadro 2.1:	Classes de resistência propostas por Pliskin, 1992.....	23
Quadro 2.2:	Classes de resistência propostas por Aïtcin, 1998.....	23
Quadro 2.3:	Características dos betões (Shah, 2000).....	24
Quadro 2.4:	Classes de desempenho SHRP (Goodspeed, Vanikar e Cook, 1996).....	26
Quadro 2.5:	Recomendações para aplicação das classes de desempenho SHRP (Goodspeed, Vanikar e Cook, 1996).....	26
Quadro 2.6:	Detalhes dos ensaios SHRP (Goodspeed, Vanikar e Cook, 1996).....	27
Quadro 2.7:	Características dos componentes do clínquer portland (LNEC E378- 1993).....	28
Quadro 2.8:	Estimativa da produção e utilização de cinzas provenientes da queima de carvão (Malhotra e Ramezaniapour, 1994).....	35
Quadro 2.9:	Superfície específica das cinzas volantes (Cabrera e Gray, 1973).....	40
Quadro 2.10:	Propriedades físicas das cinzas volantes (Malhotra e Ramezaniapour, 1994).....	41
Quadro 2.11:	Propriedades físicas das cinzas volantes nacionais.....	41
Quadro 2.12:	Composição química das cinzas volantes (Alonso e Wesche, 1991).....	43
Quadro 2.13:	Composição química das cinzas volantes portuguesas.....	43
Quadro 2.14:	Características químicas e físicas a exigir às cinzas volantes.....	46
Quadro 2.15:	Requisitos do cimento e dos SP de modo a diminuir a possibilidade de incompatibilidade (Aïtcin e Neville, 1993).....	64
Quadro 2.16:	Composições típicas de BED (Neville e Aïtcin, 1998).....	91
Quadro 2.17:	Dosagens, propriedades em fresco e resistências à compressão de BED empregues na década de setenta (Malhotra e Ramezaniapour, 1994).....	92
Quadro 2.18:	Aplicação de BED com cinzas volantes em pontes do estado da Florida (Armaghani <i>et al</i> , 1993).....	93

CAPÍTULO 3 – REOLOGIA DOS BED

Quadro 3.1:	Relações entre a viscosidade e a concentração de suspensões (Ferraris, 1999).....	101
Quadro 3.2:	Relações entre a tensão de corte e o gradiente de velocidade (Ferraris, 1999).....	102

CAPÍTULO 4 – CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DOS BED

Quadro 4.1:	Efeito do tipo de agregado no módulo de elasticidade do betão (CEB- FIP, 1999).....	137
Quadro 4.2:	Dimensão dos provetes para ensaio de flexão (RILEM TC 50-FMC, 1985).....	150
Quadro 4.3:	Efeito da máxima dimensão do agregado na energia de fractura do betão (código modelo 90, 1990).....	153
Quadro 4.4:	Valores de $g(a/d)$ para $0 < a/d \leq 0.5$ (Hillerborg, 1983).....	156

CAPÍTULO 5 – DURABILIDADE DOS BED

Quadro 5.1:	Causas externas de deterioração do betão (Almeida, 1990).....	160
-------------	---	-----

Quadro 5.2:	Classes de qualidade do betão em função do seu coeficiente de permeabilidade (Coutinho, 1998).....	163
Quadro 5.3:	Classes de qualidade do betão em função do seu coeficiente de absorção capilar (Browne, 1991).....	168
Quadro 5.4:	Classes de resistência do betão à penetração de cloretos (Gjørsv, 2001).....	173
Quadro 5.5:	Principais métodos de caracterização da resistência do betão à penetração de cloretos (Coutinho, 1998).....	174

CAPÍTULO 6 – MATERIAIS E PROCEDIMENTOS DE ENSAIO

Quadro 6.1:	Características químicas, físicas e mecânicas do cimento I42.5R utilizado.....	183
Quadro 6.2:	Componentes potenciais do cimento	183
Quadro 6.3:	Amplitude de variação das características químicas e físicas das cinzas volantes da PEGOP	185
Quadro 6.4:	Perda ao fogo das cinzas volantes	186
Quadro 6.5:	Índice de actividade não normalizado	187
Quadro 6.6:	Principais características do superplastificante (RHEOBUILD 1000)	188
Quadro 6.7:	Características dos agregados	192
Quadro 6.8:	Resistência à compressão dos provetes de granito, f_a	192
Quadro 6.9:	Módulo de elasticidade dos provetes de granito (GPa)	194
Quadro 6.10:	Módulo de elasticidade dos agregados	195
Quadro 6.11:	Análise granulométrica dos agregados	196
Quadro 6.12:	Sequência de mistura das pastas	200
Quadro 6.13:	Sequência de mistura das argamassas (cone de Marsh)	201
Quadro 6.14:	Campos de medida dos <i>spindles</i>	203
Quadro 6.15:	Sequência de mistura das argamassas.....	206
Quadro 6.16:	Provetes usados no programa experimental.....	213
Quadro 6.17:	Características dos equipamentos de medida.....	219
Quadro 6.18:	Frequência de pesagem dos provetes no ensaio de absorção de água por capilaridade	234
Quadro 6.19:	Duração do ensaio <i>CTH</i> (Luping, 1996).....	242

CAPÍTULO 7 – CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL DE PASTAS E ARGAMASSAS

Quadro 7.1:	Resultados dos ensaios de exigência de água	252
Quadro 7.2:	Resultado da aproximação de relações lineares aos pontos representados na Figura 7.1 (a) recorrendo ao método dos mínimos quadráticos	254
Quadro 7.3:	Resultados dos ensaios do cone de Marsh ($A/L = 0.3$)	257
Quadro 7.4:	Resultados dos ensaios do cone de Marsh diferidos no tempo ($A/L = 0.3$)	261
Quadro 7.5:	Exemplo de resultados obtidos com o viscosímetro de Brookfield usando o <i>spindle</i> nº 2. Composição com CV = 40%, SP = 1.0% e $A/L = 0.3$	265
Quadro 7.6:	Resultado da aproximação dos modelos de Bingham e de Herschel e Bulkley aos valores experimentais ($A/L = 0.3$).....	265

Quadro 7.7:	Resultado da aproximação dos modelos de Bingham e de Herschel e Bulkley aos valores experimentais garantindo que $\tau_0 \geq 0$ (A/L = 0.3).....	268
Quadro 7.8:	Índices de desfloculação das pastas (A/L = 0.3).....	275
Quadro 7.9:	Características dos fluidos complementares	281
Quadro 7.10:	Expressões analíticas de ajuste aos pontos da Figura 7.23	283
Quadro 7.11:	Composição e designação das argamassas	286
Quadro 7.12:	Espalhamento das argamassas	286
Quadro 7.13:	Massa dos provetes de argamassa e respectiva resistência à flexão.....	288
Quadro 7.14:	Resistência à compressão dos provetes de argamassa	293
Quadro 7.15:	Parâmetros $f_{m\acute{a}x}$ e k das argamassas produzidas	295
Quadro 7.16:	Módulo de elasticidade das argamassas aos 7 dias (GPa).....	301
Quadro 7.17:	Módulo de elasticidade das argamassas aos 56 dias (GPa)	301
Quadro 7.18:	Módulo de elasticidade em compressão das argamassas.....	303
Quadro 7.19:	Resistência à compressão das argamassas utilizadas para aferição dos respectivos módulos de elasticidade.....	304
Quadro 7.20:	Valores do coeficiente de proporcionalidade k_E	305
Quadro 7.21:	Previsão do módulo de elasticidade médio das argamassas com 0.5% de SP	305

CAPÍTULO 8 – CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL DE BETÕES

Quadro 8.1:	Relações A/L adoptadas nas composições estudadas	315
Quadro 8.2:	Composição dos betões estudados	316
Quadro 8.3:	Trabalhabilidade dos betões	317
Quadro 8.4:	Resistência à compressão dos provetes cúbicos de betão (L = 400 kg/m ³).....	321
Quadro 8.5:	Resistência à compressão dos provetes cúbicos de betão (L = 500 kg/m ³).....	322
Quadro 8.6:	Resistência à compressão dos provetes cúbicos de betão (L = 600 kg/m ³).....	322
Quadro 8.7:	Parâmetros $f_{m\acute{a}x}$ e k determinados para as diferentes composições produzidas (provetes cúbicos)	323
Quadro 8.8:	Parâmetros $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5, \alpha_6, \alpha_7$ e α_8 determinados para as diferentes composições produzidas (provetes cúbicos)	329
Quadro 8.9:	Resistência à compressão dos provetes cilíndricos de betão	334
Quadro 8.10:	Parâmetros $f_{m\acute{a}x}$ e k determinados para as diferentes composições produzidas (provetes cilíndricos).....	336
Quadro 8.11:	Parâmetros $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5, \alpha_6, \alpha_7$ e α_8 determinados para as diferentes composições produzidas (provetes cilíndricos).....	340
Quadro 8.12:	Módulo de elasticidade médio	345
Quadro 8.13:	Composição das amassaduras suplementares.....	348
Quadro 8.14:	Trabalhabilidade das amassaduras suplementares.....	349
Quadro 8.15:	Módulo de elasticidade da composição 0CV9.53B (GPa)	351
Quadro 8.16:	Módulo de elasticidade da composição 40CV9.53B (GPa).....	352
Quadro 8.17:	Qualidade das aproximações lineares realizadas.....	354
Quadro 8.18:	Módulo de elasticidade registado nos ensaios cíclicos dos provetes das composições suplementares	355
Quadro 8.19:	Módulo de elasticidade médio das composições suplementares (ensaios cíclicos).....	356

Quadro 8.20: Módulo de elasticidade registado nos ensaios monotónicos dos provetes das composições suplementares	357
Quadro 8.21: Valores médios do módulo de elasticidade e da resistência à compressão das composições suplementares (ensaios monotónicos)	358
Quadro 8.22: Módulo de elasticidade dos agregados e da matriz aglomerante	362
Quadro 8.23: Previsão de E_{cm} baseada na teoria dos materiais compósitos.....	362
Quadro 8.24: Previsão de E_{zt} segundo o modelo de Baalbaki modificado ($a = 0.8$)	364
Quadro 8.25: Resistência à tracção por compressão diametral	365
Quadro 8.26: Resultados dos ensaios de flexão	376
Quadro 8.27: Resistência à tracção directa estimada a partir da resistência à tracção por flexão de acordo com a expressão (4.37) do código modelo 90 (CEB-FIP, 1990)	382
Quadro 8.28: Comprimento característico médio.....	393
Quadro 8.29: Resistência ao corte	396
Quadro 8.30: Absorção de água por imersão.....	401
Quadro 8.31: Coeficiente de absorção de água por capilaridade.....	407
Quadro 8.32: Coeficiente de difusão de cloretos em regime não estacionário	409
Quadro 8.33: Resistividade eléctrica.....	412
Quadro 8.34: Classes de custo semelhante.....	415

s i m b o l o g i a

SIGLAS

AASHTO:	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
ACI:	<i>American Concrete Institute</i>
ASTM:	<i>American Society for Testing and Materials</i>
BED:	betão de elevado desempenho
BER:	betão de elevada resistência
BET:	<i>Brunauer-Emmett-Teller</i>
BUED:	betão de ultra elevado desempenho
BUER:	betão de ultra elevada resistência
CANMET:	<i>Canada Centre for Mineral and Energy Technology</i>
CEB:	<i>Comité Euro-International du Béton</i>
CERF:	<i>Civil Engineering Research Foundation</i>
CTH:	<i>Chalmers Tekniska Högskola</i>
DIN:	<i>Deutsches Institut für Normung</i>
EN:	norma europeia
ENV:	pré-norma europeia
FIP:	<i>Fédération Internationale de la Précontrainte</i>
ISAT:	<i>initial surface absorption test</i>
LCPC :	<i>Laboratoire Central des Ponts et Chaussées</i>
LNEC:	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
LVDT:	<i>linear variable differential transformers</i>
MC 90:	<i>model code 90</i>
NF:	<i>normalisation française</i>
NP:	norma portuguesa
PCI:	<i>Precast/Prestressed Concrete Institute</i>
REBAP:	Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado
RILEM:	<i>Réunion Internationale des Laboratoires d'Essais et de Recherches sur les Matériaux et les Constructions</i>
SHRP:	<i>Strategic Highway Research Program</i>
UPC:	<i>Universitat Politècnica de Catalunya</i>

ALFABETO LATINO (MAIÚSCULAS)

A:	água ou área
AF:	agregado fino

AG:	agregado grosso
A_c :	quantidade de água absorvida por unidade de área durante o ensaio de absorção capilar
A_{cm} :	quantidade média de água absorvida por unidade de área durante o ensaio de absorção capilar
A_i :	quantidade de água absorvida durante o ensaio de absorção por imersão
A_{im} :	quantidade média de água absorvida durante o ensaio de absorção por imersão
A/L:	relação água/ligante
C:	cimento
C*:	quantidade equivalente de cimento
CV:	cinzas volantes
C-H:	hidróxido de cálcio
C-S-H:	silicato de cálcio hidratado
CO ₂ :	dióxido de carbono
C ₂ S:	silicato bicálcico
C ₃ A:	aluminato tricálcico
C ₃ S:	silicato tricálcico
C ₄ AF:	aluminoferrato tetracálcico
D:	coeficiente de difusão
$D_{máx}$:	máxima dimensão do agregado
$D_{mín}$:	mínima dimensão do agregado
D_{ns} :	coeficiente de difusão em estado não estacionário
D_{nsm} :	coeficiente de difusão médio em estado não estacionário
D_s :	coeficiente de difusão em estado estacionário
E:	escória
E_a :	módulo de elasticidade do agregado
E_{am} :	módulo de elasticidade médio do agregado
E_c :	módulo de elasticidade tangente
$E_{c,fl}$:	módulo de elasticidade em flexão do betão
E_{cm} :	módulo de elasticidade tangente médio
$E_{cm,fl}$:	módulo de elasticidade médio em flexão do betão
E_{mt} :	módulo de elasticidade da matriz ligante
E_{zt} :	módulo de elasticidade da zona de transição agregados-pasta
F:	força, carga
F_m :	espalhamento médio
$F_{máx}$:	força máxima ou força de rotura
G_F :	energia de fractura
G_{Fm} :	energia de fractura média
\bar{G}_{Fm} :	energia de fractura normalizada média – $\bar{G}_{Fm} = G_{Fm}/f_{cm}$
I_d :	índice de desfloculação
I_0 :	intensidade de corrente inicial

L:	ligante; comprimento (ensaios mecânicos) ou espessura do provete (ensaios de durabilidade)
L_0 :	base de medida dos deslocamentos
P:	plastificante
R^2 :	coeficiente de correlação ($0 \leq R^2 \leq 1.0$)
R_m^2 :	coeficiente de correlação médio ($0 \leq R^2 \leq 1.0$)
S:	coeficiente de absorção capilar
SF:	sílica de fumo
SP:	superplastificante
S_{Im} :	abaixamento médio
S:	coeficiente de absorção capilar
S_m :	coeficiente de absorção capilar médio
W:	trabalho

ALFABETO LATINO (MINÚSCULAS)

a:	altura do entalhe do provete ou largura do elemento transmissor de carga
b:	largura da secção do provete
d:	altura da secção do provete
f_a :	resistência à compressão dos agregados
f_c :	resistência à compressão
$f_{ck,cil}$:	resistência característica à compressão do betão determinada em provetes cilíndricos
f_{cm} :	resistência média à compressão
$f_{cm,argam}$:	resistência à compressão média de provetes de argamassa
$f_{cm,cil}$:	resistência média à compressão do betão determinada em provetes cilíndricos
$f_{cm,cubo}$:	resistência média à compressão do betão determinada em provetes cúbicos
f_{ct} :	resistência à tracção do betão
$f_{ct,fl}$:	resistência à tracção por flexão
f_{ctm} :	resistência média à tracção do betão
$f_{ctm,fl}$:	resistência média à tracção por flexão
$f_{ctm,sp}$:	resistência média à tracção por compressão diametral do betão
$f_{ct,sp}$:	resistência à tracção por compressão diametral do betão
$f_{máx}$:	resistência à compressão máxima
$f_{c,28}$:	resistência à compressão do betão aos 28 dias de idade;

$f_{c,\phi 100}$:	resistência à compressão do betão em provetes cilíndricos com 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura
$f_{c,\phi 150}$:	resistência à compressão do betão em provetes cilíndricos com 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura
h :	altura do provete
k :	constante
k_E :	coeficiente de proporcionalidade entre o módulo de elasticidade e a resistência à compressão
k_{Em} :	coeficiente de proporcionalidade médio entre o módulo de elasticidade e a resistência à compressão
k_G :	coeficiente de permeabilidade aos gases
k_{esc} :	factor de escoamento obtido através do produto do tempo de escoamento verificado no cone de Marsh pela massa volúmica da suspensão ensaiada
k_w :	coeficiente de permeabilidade à água
l :	vão do provete
l_{ch} :	comprimento característico
l_{chm} :	comprimento característico médio
m :	massa do provete
m_m :	massa do provete média
t :	tempo
t_d :	período de tempo que decorre entre a adição de água na amassadura e a realização do ensaio no cone de Marsh
$t_{a12,\phi 12.5}$:	tempo de escoamento de uma argamassa no cone de Marsh ensaiada cerca de 12 minutos após a introdução de água na mistura através do orifício de descarga com diâmetro igual a 12.5 mm
$t_{p8,\phi 8.3}$:	tempo de escoamento de uma pasta no cone de Marsh ensaiada cerca de 8 minutos após a introdução de água na mistura através do orifício de descarga com diâmetro igual a 8.3 mm
$t_{p8,\phi 12.5}$:	tempo de escoamento de uma pasta no cone de Marsh ensaiada cerca de 8 minutos após a introdução de água na mistura através do orifício de descarga com diâmetro igual a 12.5 mm
t_0 :	instante de tempo inicial
v :	velocidade
w :	abertura de fenda
x_d :	profundidade de penetração

ALFABETO GREGO

α_E :	coeficiente que traduz o efeito do tipo de agregado no módulo de elasticidade do betão de acordo com o CEB-FIP, 1999
$\dot{\gamma}$:	gradiente de velocidade
δ :	deslocamento
δ_{cv} :	coeficiente de variação
ε :	extensão
η :	viscosidade ou módulo de finura
η_0 :	viscosidade aparente
σ :	tensão
ρ :	resistividade eléctrica
ρ_m :	resistividade eléctrica média
τ :	tensão de corte
τ_m :	resistência média ao corte do betão
τ_0 :	tensão limite de escoamento
ν_a :	coeficiente de Poisson do agregado
$\bar{\omega}_0$:	velocidade angular em rpm
ΔE :	valor absoluto da diferença de potencial
ϕ :	diâmetro
$\phi X \times Y$:	provete cilíndrico com X de diâmetro e Y de altura

C A P Í T U L O 1

i n t r o d u ç ã o

1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Os betões de elevado desempenho (BED) surgiram como resultado da evolução registada nos betões convencionais, devido, fundamentalmente, ao aparecimento dos adjuvantes redutores de água de alta gama (superplastificantes) verificado na década de setenta. Com a utilização destes adjuvantes foi possível fabricar betões, a preços competitivo, e assistir a uma relativamente rápida evolução da sua máxima capacidade de resistência à compressão. A resistência à compressão máxima dos betões aplicados em obra evoluiu de valores compreendidos entre os 25 MPa e os 30 MPa, alcançados nos anos sessenta, para 45 MPa a 60 MPa, decorridos aproximadamente dez anos, sendo possível, nos dias de hoje, fabricar betões com cerca de 150 MPa, recorrendo conjuntamente à incorporação de adições minerais activas de elevada pozolanicidade, como é o caso da sílica de fumo.

Como resultado da referida evolução surgiu um novo material, designado por *betão de elevada resistência* (BER), cuja aplicação principal se verificou em obras especiais, com particular incidência em pilares de edifícios altos.

Enquanto que o factor condicionante para a opção por este tipo de betão se centrou na sua resistência à compressão e nas vantagens daí resultantes (como por exemplo a diminuição da secção dos elementos estruturais e consequente aumento de área útil disponível) a designação BER parecia adequada porque destacava a característica mais relevante. No entanto, a utilização dos superplastificantes e consequente redução da razão água/ligante (A/L) permitiu uma melhoria global da qualidade deste tipo de betões. Para além da elevada capacidade de resistência à compressão, passou a ser possível produzir betões com elevada trabalhabilidade, módulo de elasticidade, resistência à flexão, resistência à tracção e resistência à abrasão, bem como, com reduzida permeabilidade e durabilidade substancialmente melhorada. Desta forma, a designação BER tornou-se demasiado restritiva e incapaz de traduzir a totalidade das melhorias verificadas. Estas circunstâncias, levaram à adopção de outra designação, mais abrangente: *betão de elevado desempenho* (BED).

O termo BED foi utilizado pela primeira vez por Mehta e Aïtcin em 1990 para designar betões que possuíam simultaneamente elevada trabalhabilidade, resistência e durabilidade. Por esta altura, passou-se a considerar que, para melhor definir a qualidade do betão, deviam ser considerados os aspectos, relacionados com a sua durabilidade, ou seja, os aspectos relacionados com a

necessidade de conservar durante a vida útil das estruturas os requisitos de segurança, de funcionalidade e de estética previstos no projecto, sem ser necessário recorrer a intervenções de manutenção não programadas (Andrade e Alonso, 1996, Neville, 2001).

As inovações entretanto surgidas, e que resultaram na implementação em obra dos BED, podem ser enquadradas nas duas principais áreas de desenvolvimento da indústria do betão: a rapidez de execução e a durabilidade das estruturas. No entanto, deve fazer-se uma referência especial a esta última característica, já que é ela a principal motivadora da adopção da designação BED em detrimento de BER, anteriormente utilizada.

A generalização da aplicação de um material de custo relativamente reduzido, fabricado com recurso a materiais e processos pouco dispendiosos (o betão), permitiu, decorrido aproximadamente meio século após as suas primeiras aplicações, tornar-se no material de construção mais utilizado em todo o mundo e manter essa primazia até aos dias de hoje. Contudo, os avanços sofridos ao longo de aproximadamente um século podem ser considerados relativamente reduzidos. O aparecimento de um novo tipo de adjuvante redutor de água de alta gama (o superplastificante), cuja utilização permitiu fabricar betões com reduzidas relações A/L, originou uma das mais importantes melhorias globais da qualidade do material sentidas até então. O recurso a este novo tipo de betão associado à utilização das tecnologias adequadas, geralmente empregues nos betões convencionais, tornou possível aumentar consideravelmente o tempo de vida útil das estruturas, em especial, quando localizadas em ambientes particularmente agressivos.

1.2 MOTIVAÇÃO E OBJECTIVOS DO PRESENTE TRABALHO

Actualmente, o ecossistema mundial tem vindo a ser confrontado com um problema de importância crescente e que está associado ao aumento das emissões de dióxido de carbono (CO₂) para a atmosfera. É do conhecimento geral que a produção de cada tonelada de cimento Portland acarreta a libertação de cerca de uma tonelada de CO₂ e que a indústria do cimento contribui com cerca de 7% do total de emissões para a atmosfera (Malhotra, 1999). Com o objectivo de reduzir os níveis de CO₂ associados ao fabrico do cimento, urge reduzir o consumo deste material, sem comprometer o necessário desempenho das estruturas de betão.

A emissão de CO₂ é apenas um dos problemas a ter em consideração pela indústria da construção. O acréscimo substancial do volume de construção verificado nas últimas décadas provocou uma apreciável diminuição dos recursos

naturais não renováveis existentes, bem patente nas consequências adversas associadas à extracção de agregados, designadamente de areias do leito dos rios, estuários e costa marítima. Como estes recursos não são infinitos, é imperioso contribuir para a sustentabilidade da construção.

Por outro lado, o emprego de betões convencionais, mesmo em determinadas obras correntes, tem-se revelado, em bastantes situações, economicamente inadequado. Nas últimas décadas, a experiência tem demonstrado que as estruturas de betão armado se degradam prematuramente, o que pode originar elevados custos de manutenção e reparação e, nalguns casos, implica a drástica diminuição do período de vida útil do edificado.

Para resolver esta situação é de esperar que a indústria da construção adopte uma estratégia que promova a generalização da aplicação de betões de maior qualidade, com desempenho melhorado, ou mesmo com elevado desempenho e que se enquadrem numa perspectiva de desenvolvimento sustentável.

Nos últimos anos, a quantidade de BED utilizado na construção, tem vindo a aumentar e tem sido alargado o seu âmbito de aplicação. No entanto, este tipo de material tem vindo a ser produzido recorrendo à utilização de sílica de fumo ou de cinzas volantes de elevada qualidade e de agregados convenientemente seleccionados. Nestas circunstâncias, o custo inicial dos BED, quando comparado com o dos betões convencionais, vem substancialmente agravado, o que tem praticamente restringido a sua utilização a obras especiais. Em Portugal, o custo da sílica de fumo é cerca de dez vezes o do cimento, o que implica que, para uma dosagem corrente (10% da massa de cimento), a adição de sílica de fumo eleva o custo do material cimentício para o dobro.

Assim, a principal motivação para a realização deste trabalho consistiu na avaliação da possibilidade de produzir BED que contemplem os aspectos mencionados, nomeadamente os relacionados com a necessidade de contribuir para um desenvolvimento sustentável, com a melhoria do desempenho dos betões e com a diminuição do seu custo inicial, tornando o produto economicamente mais competitivo. Pretendeu-se concretizar tais premissas através do recurso à incorporação de materiais correntes de baixo custo, disponíveis no mercado nacional, designadamente um subproduto industrial que permita substituir parcialmente a quantidade de cimento empregue e agregados britados, prescindindo da utilização de areias roladas naturais.

Neste contexto, desenvolveu-se um programa experimental que pretendeu contribuir para o aprofundar do conhecimento das potencialidades dos BED de baixo custo, fabricados com recurso a tecnologias habitualmente empregues nos betões convencionais e utilizando materiais correntes, como as areias graníticas

britadas e os resíduos industriais provenientes de Centrais Termoeléctricas (cinzas volantes).

A utilização de cinzas volantes não constitui novidade na indústria do betão e é geralmente encarada como um meio de reduzir a quantidade de cimento incorporada na mistura. Desta forma, é normal considerar o uso das cinzas volantes fundamentalmente numa perspectiva de redução de custos do produto final. Contudo, neste trabalho a adição de cinzas volantes é considerada como uma mais valia que deve conduzir ao aumento da qualidade das misturas, esperando-se que seja responsável por uma melhoria global do comportamento do betão, em particular a longo prazo, com particular incidência na durabilidade.

Neste trabalho pretende-se que a abordagem que visa a avaliação do desempenho do material seja global e capaz de abranger o estudo das características mais relevantes que devem ser asseguradas: trabalhabilidade, comportamento mecânico e durabilidade.

Para cumprir os objectivos mencionados foi programada uma campanha experimental capaz de:

- formular BED de baixo custo com incorporação de diferentes quantidades de ligante e de substituição de cimento por cinzas volantes e utilizando agregados britados, correntemente disponíveis no mercado nacional;
- avaliar a trabalhabilidade dos BED;
- caracterizar o comportamento mecânico dos BED;
- aferir a durabilidade dos BED.

Recorrendo à avaliação experimental com base em metodologias propostas na literatura da especialidade, procedeu-se:

- à caracterização dos materiais seleccionados (cimento, cinzas volantes, superplastificante e agregados);
- à realização de uma série de ensaios envolvendo pastas e argamassas, que permitiu individualizar o estudo dos componentes dos betões, entendidos como uma mistura de agregado grosso com argamassa, que por sua vez é constituída por pasta ligante e areia, sendo a pasta ligante resultado da mistura do cimento com as adições minerais, os adjuvantes e a água. Este estudo foi realizado de forma a incidir, principalmente, em aspectos relacionados com a reologia e com as resistências mecânicas;

- à caracterização da trabalhabilidade das composições de betão produzidas por intermédio da realização de ensaios simples, correntemente empregues em obra (abaixamento e espalhamento);
- à realização de uma campanha experimental em provetes de betão com o intuito de caracterizar o comportamento das misturas produzidas, relativamente às principais acções mecânicas a que se encontra sujeita uma estrutura (compressão, tracção, flexão e corte);
- à avaliação da durabilidade dos BED produzidos, através de ensaios que permitam caracterizar a resistência dos BED face às principais causas da degradação de uma estrutura de betão armado.

1.3 DESCRIÇÃO DO CONTEÚDO DOS CAPÍTULOS

Para além do presente capítulo, este trabalho compreende ainda mais oito, organizados e distribuídos da forma a seguir apresentada.

No Capítulo 2 (*betões de elevado desempenho*) é feito o enquadramento histórico dos BED, que abrange as principais evoluções surgidas na tecnologia dos betões, e são apresentadas e discutidas, com base na bibliografia da especialidade, as principais definições deste tipo de material. Também são abordados os aspectos mais relevantes relacionados com os materiais componentes e a sua influência no produto final, quer no estado fresco, quer no estado endurecido. Em seguida, apresenta-se a revisão bibliográfica dos principais métodos de composição e do resultado da sua implementação.

Os aspectos mais importantes relacionados com o comportamento dos BED no estado fresco são apresentados no Capítulo 3 (*reologia dos BED*). Neste capítulo, apresentam-se as considerações teóricas subjacentes à reologia de fluidos e suspensões e analisa-se a sua aplicabilidade a pastas, argamassas e betões. Seguidamente, referem-se os principais métodos experimentais disponíveis para avaliar a trabalhabilidade das pastas, argamassas e betões e, também, se analisa e identifica o resultado da sua implementação com base nos parâmetros necessários para a caracterização do comportamento reológico, entretanto detectados.

Em geral, a avaliação do comportamento de estruturas de betão é efectuada recorrendo a modelos de cálculo de maior ou menor grau de sofisticação. Para que essa modelação possa ser satisfatória e assim permita simular o comportamento real das estruturas, é fundamental conhecer as características mecânicas dos

materiais intervenientes, nomeadamente a sua resposta a acções de compressão, tracção, flexão e corte. Neste contexto, foi elaborado o Capítulo 4 (*características mecânicas dos BED*) que aborda os aspectos mais relevantes relativamente ao comportamento mecânico dos BED, quando sujeitos a estados de tensão devidos à acção de solicitações aplicadas. Neste capítulo são ainda apresentados e analisados os principais métodos de ensaio propostos na bibliografia da especialidade que permitem caracterizar experimentalmente o comportamento à compressão, à tracção e à flexão dos betões. São, também, referidas as expressões correntemente preconizadas, nomeadamente as regulamentares, para estimar as características mecânicas dos betões e que normalmente dependem apenas do conhecimento da sua resistência à compressão.

O Capítulo 5 (*durabilidade dos BED*) foi estruturado de forma a evidenciar os principais mecanismos de degradação do betão e os principais parâmetros de controlo da sua durabilidade, bem como os fundamentos teóricos inerentes às formas de transporte através do betão que os ensaios aferidores dos referidos parâmetros pretendem representar.

Depois de completa a revisão bibliográfica mais relevante relativamente às principais propriedades dos materiais constituintes (Capítulo 2) e à caracterização dos BED no estado fresco (Capítulo 3) e no estado endurecido (Capítulo 4 e Capítulo 5), os capítulos 6, 7 e 8 descrevem os aspectos relacionados com a campanha experimental realizada e a respectiva discussão dos resultados obtidos.

No Capítulo 6 (*materiais e procedimentos de ensaio*) apresentam-se as razões que motivaram a escolha dos materiais seleccionados para a realização do estudo experimental dos BED e descrevem-se as suas principais propriedades, bem como os procedimentos empregues nos ensaios adoptados para caracterizar o comportamento das pastas, das argamassas e dos betões produzidos.

Os materiais foram seleccionados considerando exclusivamente os de utilização generalizada no fabrico de betões convencionais e tendo em conta a sua corrente disponibilidade no mercado. Neste contexto, pretendeu-se avaliar a possibilidade de fabricação de BED recorrendo a materiais de baixo custo, nomeadamente cinzas volantes e areias britadas, e cuja aplicação contribua para minimizar alguns problemas ambientais.

Seleccionados os materiais, procedeu-se à definição de um programa experimental que permitisse o fabrico de betões de desempenho melhorado e a sua respectiva caracterização, tanto sob o ponto de vista da trabalhabilidade, como da caracterização mecânica e da durabilidade.

Os resultados obtidos na campanha experimental realizada e a sua análise foram divididos em dois capítulos. No Capítulo 7 (*caracterização experimental de pastas*)

e argamassas) apresentam-se e analisam-se os resultados obtidos nos ensaios realizados em pastas e argamassas e cuja caracterização teve como objectivo principal tentar reproduzir isoladamente a matriz aglomerante dos betões e analisar o seu comportamento.

A avaliação experimental dos pressupostos de base deste trabalho, relacionados com a produção de BED de baixo custo, com recurso aos materiais seleccionados, é descrita no Capítulo 8 (*caracterização experimental de betões*). Esta campanha experimental foi programada de modo a verificar a influência de diferentes aspectos da sua constituição e com o objectivo de caracterizar os BED produzidos em relação às propriedades fundamentais, cujo conhecimento permite avaliar a sua exequibilidade e as vantagens e os inconvenientes relacionados com a sua aplicação prática.

No Capítulo 9 (*conclusões*), apresentam-se as principais conclusões e contribuições do trabalho realizado, bem como algumas sugestões tendo em vista futuros desenvolvimentos no domínio da temática abordada: a produção de BED de baixo custo com incorporação de materiais correntes.

C A P Í T U L O 2

betões de elevado desempenho

2.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo – betões de elevado desempenho – é feito o enquadramento histórico do betão de elevado desempenho abrangendo as principais evoluções surgidas na tecnologia do betão. Aqui, são também apresentadas e discutidas as principais definições deste tipo de material presentes na bibliografia da especialidade, são abordados os aspectos mais relevantes relacionados com os materiais componentes e os métodos de composição e são referidas as dosagens correntemente empregues em realizações práticas e em campanhas experimentais.

Os betões de elevada resistência surgiram como consequência das inovações surgidas nos betões convencionais. Entretanto, constatou-se que estes betões apresentavam potencialidades mais abrangentes, tornando a designação *elevada resistência* demasiado restritiva e inadequada. Assim, tornou-se necessário recorrer a outra designação que permitisse englobar as várias vertentes associadas à melhoria generalizada da qualidade destes betões, passando a ser empregue o termo *betão de elevado desempenho*.

Neste contexto, apresentam-se as principais vantagens e inconvenientes da substituição de uma definição clara e facilmente quantificável por outra mais vaga e de mais difícil percepção, procurando contribuir para o esclarecimento da discussão entretanto gerada acerca do que se entende por desempenho.

Em seguida, descrevem-se as características dos materiais mais frequentemente utilizados na produção de betões de elevado desempenho e a sua influência no comportamento do produto final, quer no estado fresco, quer no estado endurecido, ao que se seguirá a revisão bibliográfica dos principais métodos de composição e do resultado da sua implementação, expresso pelas dosagens correntemente empregues em situações práticas.

2.2 EVOLUÇÃO DA TECNOLOGIA DO BETÃO

Smeaton (1756), Vicat (1817) e Apsdin (1824) contribuíram de forma contundente para a invenção do betão moderno. Em 1830 Lebrun de Montauban aplicou betão na construção de um edifício, fabricado com cimento artificial e moldado no local. Lambot (1848), Monier (1849), Coignet (1852), Wilkinson (1865) e Hennebique (1880) foram pioneiros na aplicação do betão armado, cabendo à armadura de aço

a função de resistir aos esforços de tracção instalados. Em 1898 o arquitecto Auguste Perret fez uso do betão armado nas suas obras, tirando partido deste material na arquitectura da época.

A invenção do cimento portland por Louis Vicat em 1817, a do betão armado em 1848 por Lambot e a intervenção do arquitecto Auguste Perret em 1898, foram os pontos de partida para o uso de um material de construção que veio determinar um novo rumo à construção do século XX (Coutinho, 1988_a), tornando-se, nos dias de hoje, no material mais utilizado na construção.

A utilização generalizada do betão na construção prende-se, principalmente, com a facilidade de moldagem de elementos mais ou menos complexos, com o baixo custo dos materiais e processos utilizados e, ainda, com a pretensão de assegurar durabilidade aos elementos de betão armado, ou seja, garantir que durante o período de vida previsto não são necessários, ou são reduzidos, os custos de manutenção das estruturas. Assim, não é de todo surpreendente que as evoluções registadas neste material estejam intimamente ligadas a duas características fundamentais: a rapidez de construção e a durabilidade do betão (Mehta, 1999).

No entanto, durante aproximadamente um século, o betão manteve-se como um material composto quase exclusivamente por uma mistura de agregados, cimento e água.

Em 1991, Mehta retrata a evolução do betão ao longo dos últimos cinquenta anos, enquadrada particularmente em relação às questões relacionadas com a durabilidade. Este autor indica que a maioria das evoluções surgidas não foram resultado directo da necessidade de aumentar a durabilidade do material. As principais evoluções registadas, com repercussão na durabilidade e na alteração da composição dos betões, incluem os melhoramentos surgidos no cimento, as novas tecnologias implementadas com a utilização de betão pronto, o aparecimento de adjuvantes introdutores de ar, a introdução de adjuvantes redutores de água de alta gama (os superplastificantes) e as evoluções entretanto verificadas na aplicação de adições minerais (Shah *et al*, 2000).

Os cimentos actuais diferem de forma substancial dos de há quarenta anos atrás, em especial no que se refere à sua composição e finura. Price (1974) e Tennis (1998) indicam que nos Estados Unidos da América (EUA) o conteúdo de silicato tricálcico, C_3S , de um cimento portland tipo I aumentou de cerca de 30%, valor típico em 1950, para valores da ordem dos 45% a 50% em 1970 e 56% em 1998. Durante o mesmo período de tempo a finura do cimento sofreu um acréscimo de $100 \text{ m}^2/\text{kg}$ para $400 \text{ m}^2/\text{kg}$. Devido ao aumento do C_3S e à maior finura, o cimento portland moderno hidrata mais rapidamente. Assim, hoje em dia, é possível fabricar betões com resistências à compressão semelhantes e com uma menor quantidade

de cimento e uma maior razão água/ligante, A/L. No entanto, estas alterações podem originar problemas associados à retracção por secagem e ao calor de hidratação, afectando assim a durabilidade do material.

O aparecimento da indústria de betão pronto foi motivado pela necessidade de aumentar os ritmos de construção, entretanto surgida nos anos cinquenta. O transporte e a bombagem requeridos ao betão pronto exigiram um aumento substancial da trabalhabilidade quando comparados com os betões produzidos em obra. Sem a utilização de um adjuvante redutor de água, a dosagem de água aumentou significativamente, causando uma diminuição na durabilidade do betão. Os betões prontos presentemente utilizados contam já com a incorporação de adições minerais e adjuvantes que asseguram a trabalhabilidade requerida, e são de utilização generalizada: cerca de 80% do total de betão usado em 1996 nos EUA (Mehta, 1991).

Os adjuvantes introdutores de ar, utilizados a partir dos anos quarenta, trouxeram um avanço notório na melhoria da durabilidade dos betões, permitindo reduzir drasticamente as despesas de manutenção de estruturas de betão expostas à acção do gelo-degelo, em particular de pavimentos, muros de retenção e tabuleiros de pontes.

Já em 1918, Abrams indicou que a chave para a produção de betões de elevada resistência, BER, se encontrava na redução da razão A/L. No entanto, uma vez que à água de amassadura cabe o papel essencial de assegurar a hidratação do cimento e conferir a necessária trabalhabilidade à mistura de modo a permitir a sua correcta aplicação em obra, a produção de um betão trabalhável esteve condicionada durante longos anos à impossibilidade de executar misturas com A/L inferior a 0.4. Mesmo com a utilização de adjuvantes redutores de água (plastificantes) era impossível dispersar suficientemente as partículas de cimento. Esta situação permaneceu inalterável até ao aparecimento dos superplastificantes, que se verificou nos anos setenta.

Em 1981, Malhotra previu a importância dos superplastificantes na utilização e produção de betão num futuro relativamente próximo. Está provado, actualmente, que a previsão de Malhotra se encontrava correcta, e que o uso de superplastificantes no betão se revelou um dos maiores progressos no melhoramento das características do material. É hoje possível fabricar betões trabalháveis com razões A/L próximas de 0.2, e obter betões de elevada resistência, elevada fluidez e elevada durabilidade. Nestes betões modernos, é a quantidade de superplastificante que controla a trabalhabilidade ao contrário dos betões correntes onde este papel era desempenhado pela quantidade de água presente na amassadura.

As adições minerais podem ser incorporadas no betão com o intuito de reduzir o calor de hidratação e melhorar a resistência, a trabalhabilidade e a durabilidade. A sua utilização permite, também, a reutilização de subprodutos industriais, e a eventual redução do custo do material. Adições minerais ultra finas como a sílica de fumo ou o metacaulino de elevada reactividade foram recentemente incorporadas em betões. Só nos anos setenta é que as sílicas de fumo começaram a ser usadas na Escandinávia como adição no betão, demorando cerca de dez anos a serem aplicadas na América do Norte (Aïtcin, 1998). Através da adição de sílica de fumo é possível produzir betões que atingem resistências à compressão da ordem dos 100 a 150 MPa e que são passíveis de colocação em obra.

Apesar das evoluções entretanto surgidas, nos últimos cinquenta anos não se verificaram mudanças verdadeiramente revolucionárias na indústria do betão. A utilização de novos componentes (adjuvantes, adições activas, etc.) melhorou a qualidade dos betões, mas não proporcionou uma revolução como a sofrida no campo das telecomunicações ou mesmo na indústria automóvel (Neville e Aïtcin, 1998). A menos que surjam vantagens económicas muito significativas, será muito difícil alterar equipamentos e procedimentos usuais, tendo em vista a melhoria das características do material. Assim, a utilização de um novo material só será bem sucedida se satisfizer os critérios de exequibilidade da construção (transporte, moldagem, acabamento e cura) com eficiência e sem grandes inconvenientes (Almeida, 1990, 1993, 1995).

Os betões de elevado desempenho, BED, surgiram como consequência da evolução dos betões de elevada resistência, BER. Relativamente à resistência à compressão foi possível assistir a um desenvolvimento apreciável. O valor limite desta característica evoluiu de cerca de 25 MPa a 30 MPa conseguidos nos anos sessenta e entre 45 MPa a 60 MPa decorridos aproximadamente dez anos, chegando aos 150 MPa nos dias de hoje.

O sucesso dos BED reside no facto de os seus componentes não diferirem dos empregues em betões correntes, obrigando apenas à utilização de superplastificantes e, em certos casos, de adições activas, mantendo o essencial das condições de implementação e não interferindo substancialmente nos processos e equipamentos correntemente utilizados nos betões convencionais (Almeida, 1990, 1993, 1995).

Aïtcin, 1998, refere que os BED mantêm a versatilidade dos betões correntes, permitindo atingir a durabilidade e a resistência da pedra natural, mas uma pedra que pode ser facilmente moldada, armada, pré-esforçada, pós-tensionada com cabos e misturada com fibras de vários tipos.

Segundo Mehta, 1999 e Malhotra, 1999, os futuros avanços na tecnologia do betão estarão intimamente ligados não só à rapidez de execução das estruturas e à durabilidade, mas também a preocupações ambientais. Os autores prevêem que os BED deverão ter um impacto moderado na indústria da construção, sendo a sua aplicação não generalizada e condicionada a casos concretos, abrangendo apenas alguns nichos de mercado. Devido à simplicidade tecnológica, ao reduzido custo inicial e à ampla vantagem ambiental, os betões produzidos com superplastificantes e grandes volumes de cinzas volantes ou escórias deverão ter um elevado impacto na indústria da construção. O seu uso pode ser estendido a diversos tipos de estruturas, aproveitando uma melhoria significativa de determinadas características específicas do material, nomeadamente da sua durabilidade.

2.3 BETÃO DE ELEVADA RESISTÊNCIA OU BETÃO DE ELEVADO DESEMPENHO?

Quando nas décadas de sessenta e setenta se começaram a utilizar (sobretudo em pilares de edifícios altos) betões com resistência à compressão substancialmente superior à dos betões correntes, não havia qualquer tipo de dúvidas relativamente à legitimidade da designação *betão de elevada resistência*. Nestas aplicações os betões foram prescritos tendo como preocupação fundamental a sua resistência à compressão, podendo ser designados como betões correntes melhorados (Aïtcin, 1998).

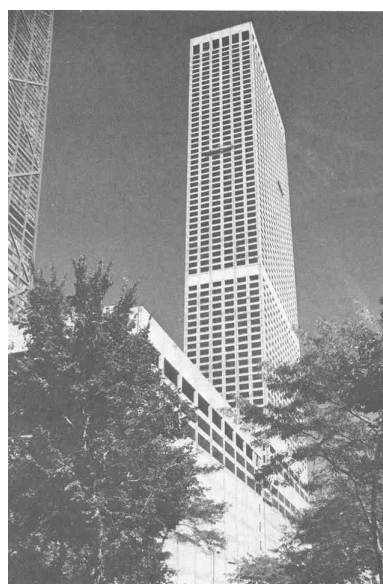


Figura 2.1 – Lake Point Tower, 1965 e Water Tower Place, 1970 – Chicago

Foi na zona de Chicago que os BER viram iniciada a sua aplicação em grande escala em estruturas de edifícios altos, sendo exemplos da sua utilização a *Lake Point Tower* em 1965 (resistência à compressão de 53 MPa) e a *Water Tower Place* em 1970, o edifício mais alto construído em betão armado até então (Figura 2.1). Os pilares da *Water Tower Place* foram construídos recorrendo às mesmas cofragens metálicas desde a base até ao topo, variando a resistência à compressão do betão ao longo da altura (de 60 MPa na base até 30 MPa no topo), resultando num substancial acréscimo da rapidez de construção e consequente redução de custos.

A aplicação dos BER não se confinou aos edifícios altos nem à zona de Chicago, sendo possível encontrar inúmeras referências a outros exemplos, quase sempre associados a estruturas ou técnicas especiais como pontes, elementos pré-esforçados e elementos pré-fabricados (Almeida, 1990, Malier, 1992, Jensen, 1994, Lacroix, 1996, Persson, Johansson e Johansson, 1999).

O conceito de elevada resistência para além de variar ao longo do tempo pode variar geograficamente, ou seja, o betão assim considerado em certo local pode não o ser em outro (Nasser, 1967, Saucier, 1980, Shah, 1981, Aïtcin e Albinger, 1989, Almeida, 1990, ACI *Committee* 363, 1992). Onde é corrente a produção de betões com 50 MPa de resistência à compressão, podem considerar-se de alta resistência aqueles que atingem 80 MPa a 100 MPa; onde se produzem com 30 MPa, os de 50 MPa são normalmente considerados de elevada resistência (Sampaio, 1995).

Este facto vem consubstanciado no relato de Saucier, 1980, segundo o qual no seminário de betão de elevada resistência realizado em 1977 pelo ACI em Pittsburg, se considerou com algum cepticismo a possibilidade de projectistas, produtores e consumidores de Nova Iorque virem a utilizar um betão com resistência à compressão superior a 41.4 MPa, podendo este nível de resistência ser designado como elevado. Após menos de um ano, devido à necessidade de melhor aproveitamento do espaço disponível, iniciou-se a construção de um edifício de escritórios de cinquenta pisos com estrutura em betão apresentando uma resistência à compressão de 55.1 MPa.

Em Portugal, na construção da Ponte da Arrábida (Figura 2.2), que se estendeu de Maio de 1957 até Junho de 1963, foi exigido um betão que na época poderia ser considerado de elevada resistência e de difícil fabrico. O valor preconizado atingia cerca de 40 MPa de resistência à compressão (Sampaio, 1995), tendo-se obtido resistências médias até 58 MPa (Coutinho, 1962). Nos dias de hoje, a obtenção de um betão com resistência à compressão de 40 MPa, não levanta as dificuldades de outrora, podendo ser considerado um nível de resistência corrente na construção de obras de arte especiais, nomeadamente viadutos e pontes.



Figura 2.2 – Ponte da Arrábida, Porto, 1963

O recurso aos superplastificantes, utilizados não só para aumentar exclusivamente a trabalhabilidade, mas também conjugados com a redução da razão A/L dos betões, permitiu evidenciar melhorias significativas de outras características. Tornou-se, assim, possível executar betões com elevada fluidez, elevados valores do módulo de elasticidade, da resistência à flexão, à tracção e à abrasão, com reduzida permeabilidade e melhoria substancial da durabilidade. Neste contexto, a designação BER tornou-se inadequada para descrever a totalidade das melhorias verificadas nesta nova família de betões, surgindo conseqüentemente, a expressão *betão de elevado desempenho*, BED, (Malier, 1992, Neville e Aïtcin, 1998).

A designação BED foi empregue pela primeira vez por Mehta e Aïtcin em 1990 para classificar composições de betões que possuíssem três características diferentes: elevada trabalhabilidade, alta resistência e elevada durabilidade. Estava, portanto, estabelecida a principal distinção entre BER e BED: a elevada durabilidade exigida aos BED.

Nestes últimos dez anos, a utilização da expressão BED foi crescendo embora não tenha sido consonante a sua aceitação e generalização. A permanência do nome *High-Strength Concrete* em alternativa a *High-Performance Concrete* no comité 363 do ACI realça esta particularidade.

Segundo Aïtcin, 1998, a maior crítica à designação BED surge por parte daqueles que consideram a expressão demasiado vaga. O que é o desempenho de um betão? Como pode ser medido? É certo que a designação BER não deixa qualquer dúvida, excepto no estabelecimento da fronteira entre um betão convencional e um BER exclusivamente à custa da resistência à compressão. E se o material for prescrito devido a outro parâmetro que não a resistência à compressão? Se, por

exemplo, for necessário um determinado betão para uma estrutura sujeita a condições ambientais adversas e elevado período de vida útil, requerendo, portanto, elevada durabilidade? O material não será, certamente, escolhido exclusivamente em função da sua resistência à compressão, podendo até ser suficiente atingir níveis correntes de resistências à compressão, da ordem dos 25 MPa (Shilstone Sr. e Shilstone Jr., 1993).

Como exemplo da inadequação da designação BER, pode ser apontado o descrito por Smith em 1996. O autor salienta a necessidade de aplicação de BED nos EUA, indicando que cerca de 12.5% das pontes existentes se apresentam estruturalmente deficientes. Cerca de 43500 pontes necessitam de manutenção acrescida, reabilitação substancial ou mesmo substituição. Assim, neste caso particular, os principais motivos para o uso de BED consistem na melhoria da durabilidade e na redução de custos de manutenção, reparação e substituição a longo prazo, podendo não ser condicionante a elevada resistência mecânica.

Em Portugal, para a construção da ponte Vasco da Gama sobre o rio Tejo (concluída em 1998) foi, pela primeira vez, exigido à empresa fornecedora de betão pronto um BED, satisfazendo um elevado padrão de qualidade. Para além das usuais preocupações com a resistência e a trabalhabilidade do betão, exigiu-se uma durabilidade tal que assegurasse um período de vida útil de 120 anos, sem necessidade de intervenções de manutenção e reparação de grande vulto. Identificados os principais mecanismos de degradação do betão, foi possível estabelecer rigorosos critérios de durabilidade, cujo cumprimento se revelou condicionante. Satisfazendo as exigências de durabilidade, foi possível colocar em obra betões com abaixamentos medidos no cone de Abrams compreendidos entre 200 mm e 230 mm e atingir resistências à compressão médias aos 28 dias de idade de 61.9 MPa a 77.3 MPa (Taborda, 1998).

Tradicionalmente, as especificações relativas ao betão apenas enfatizavam a necessidade de determinada resistência à compressão e não davam a mesma importância à permeabilidade e durabilidade requeridas para o material. Serve apenas como um pequeno consolo constatar que a resistência à compressão de um certo betão está conforme o requerido contratualmente se este se apresenta fissurado, delaminado, desagregado ou sofrendo as três patologias em simultâneo. Segundo Bognacki *et al*, 2000, é imperioso que as especificações tratem com igual importância os requisitos mecânicos e os necessários a uma adequada durabilidade, tais como: reduzido valor de A/L, reduzido potencial de retracção por secagem, baixa permeabilidade e apropriada quantidade de ar introduzida. De modo a reduzir a fissuração devida à retracção também deve ser limitado o conteúdo de pasta ligante da mistura (Mehta, 1999).

No entanto, diversos autores utilizam as duas definições indistintamente, baseados, possivelmente, na premissa de que elevados desempenhos são obtidos em betões de elevada resistência à compressão (Shah e Ahmad, 1994). Devido ao reduzido valor de A/L que os BER possuem, apresentam uma reduzida permeabilidade, factor considerado como crucial para a obtenção de elevada durabilidade a longo prazo em ambientes agressivos (Mehta, 1999).

Mehta, 1999, distingue os BER dos BED, classificando como betões e argamassas de elevada resistência aqueles em que seja ultrapassada a resistência de 40 MPa. Os BED são apresentados como betões onde é imperioso satisfazer uma elevada durabilidade do material, não apresentando formas quantitativas de a determinar.

Shilstone Sr. e Shilstone Jr., 1993, propõem um critério para distinguir o BER do BED, dividindo o betão em duas categorias: *betão activo* e *betão passivo*. Por *betão activo* entende-se aquele que será exposto e permanecerá num ambiente agressivo. Deverá satisfazer a resistência aos 28 dias imposta por questões estruturais e deverá ser durável. O elevado desempenho é aferido pelo potencial do material relativamente à sua durabilidade a longo prazo. O período de vida útil poderá atingir os 50 ou 100 anos de idade, sendo consideravelmente superior aos 30 anos normalmente exigidos. *Betão passivo* é um betão sujeito apenas a cargas actuantes num ambiente protegido, não exposto à acção da água. Esta classe de betão pode ser convenientemente avaliada através da imposição de um valor mínimo da resistência à compressão aos 28 dias de idade. O desempenho poderá ser baseado em critérios de resistência.

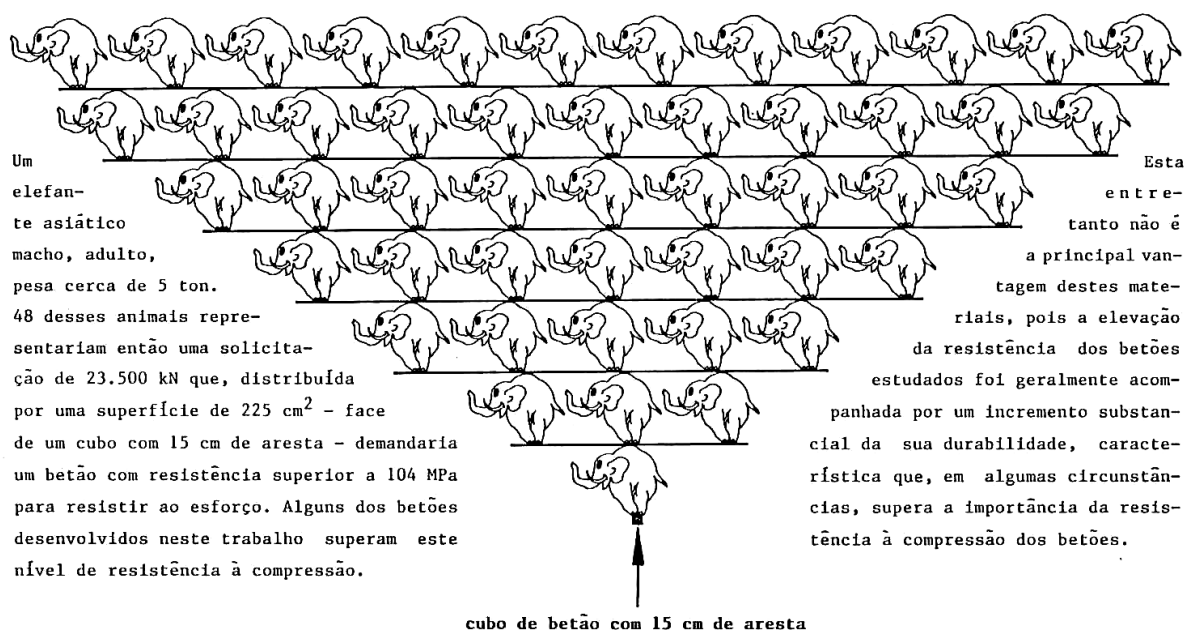


Figura 2.3 – Betões de alta resistência e durabilidade – composição e características (Almeida, 1990)

Almeida, 1990, demonstra sensibilidade para esta temática, intitulado a sua tese de doutoramento como *Betões de alta resistência e durabilidade – composição e características*, o que demonstra a pretensão de realçar todas as qualidades deste material, tentando abranger as suas principais características. Na Figura 2.3 reproduz-se o prefácio do seu trabalho.

Aïtcin, 1998, tenta contribuir para o culminar desta discussão (ou gerar outra!) e propõe que o betão seja classificado tendo em conta a sua razão A/L. Para o autor, um BED é essencialmente um betão fabricado com uma reduzida relação A/L, sugerindo valores limitativos para a classificação como tal.

2.4 DEFINIÇÃO DE BETÃO DE ELEVADO DESEMPENHO

A definição de BED não é universal, havendo diferentes entendimentos para este conceito. A maioria dos autores, e não obstante o anteriormente referido, utiliza as duas designações indistintamente (BED ou BER) e classifica o BED em função da sua resistência à compressão, não o diferenciando do BER. Contudo, outros autores realçam que a classificação de um BED recorrendo apenas à resistência à compressão é demasiado restritiva e não permite realçar aspectos fundamentais deste tipo de betão, nomeadamente a sua elevada durabilidade.

Apesar da vantagem associada à classificação do betão recorrendo à sua resistência à compressão, uma vez que permite distinguir com clareza os BER/BED dos betões convencionais, o valor que estabelece a fronteira entre estes dois tipos de betão não é consensual.

O *Comité Euro-International du Béton*, CEB, publicou em 1995 um relatório que prevê a necessidade de uma extensão do *Model Code* CEB-FIP 1990, de modo a abranger os BED. Para a definição prevista no Anexo D do *Model Code* 1990 (“BER é um betão cuja resistência característica à compressão ultrapassa os 50 MPa”) é recomendada a emenda para “BER/BED é um betão com resistência à compressão em cilindros superior a 50 MPa”, contemplando assim, a designação BED.

Mais recentemente, a prEN 206-1, 2000, considera que um betão para ser classificado como BER deve pertencer a uma classe de resistência superior a C50/60. Ou seja, um betão para ser designado como BER deverá apresentar uma resistência característica mínima avaliada aos 28 dias de idade de 50 MPa quando determinada em cilindros de 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura ou 60 MPa em provetes cúbicos de 150 mm de aresta. Porém, apesar de apresentar uma divisão clara entre BER e betões convencionais, a pr EN 206-1, 2000, não

contempla o termo BED, não fazendo qualquer referência a este tipo de designação.

O ACI *Committee* 363, 1992, não considera a designação BED e define para um BER o limite mínimo de 41 MPa de resistência à compressão, entendendo que tal valor não implica uma mudança drástica nas propriedades dos materiais e técnicas de produção necessárias à sua obtenção. É, também, reconhecido que a definição preconizada pode variar geograficamente. Numa região onde é produzido comercialmente um betão com cerca de 62 MPa, um BER pode ser entendido como aquele que obtém valores compreendidos entre 83 MPa e 103 MPa. Em locais onde são comercializados betões com resistência à compressão até 34 MPa, 62 MPa pode ser considerado como um valor a atingir por um BER.

Outros autores preconizam valores limites diferentes (entre 45 MPa e 80 MPa) e consideram que a partir de determinada resistência à compressão (entre 70 MPa e 100 MPa) os betões devem ser classificados como de ultra elevada resistência (Coutinho, 1988_b, Estévez e Gutiérrez, 1990, Soutsos e Domone, 1993, Day, 1995, Sampaio, 1995, Carbonari, 1996, Persson, 1997, 1998, Rocha, 1999).

Salvaguardando que uma classificação em função da resistência à compressão não descreve todas as propriedades dos BED, Pliskin, 1992 e Aitcin, 1998, propõem a divisão dos betões por classes, baseadas na resistência à compressão.

Quadro 2.1 – Classes de resistência propostas por Pliskin, 1992

Classe	$f_{ck,cil.}$ (MPa)
Betão convencional	20 a 50
Betão de elevado desempenho, BED	50 a 100
Betão de ultra elevado desempenho, BUED	100 a 150
Betão excepcional	> 150

$f_{ck,cil.}$ – resistência característica à compressão aos 28 dias de idade determinada em provetes cilíndricos com 160 mm de diâmetro e 320 mm de altura.

Quadro 2.2 – Classes de resistência propostas por Aitcin, 1998

Classe	$f_{cm,cil.}$ (MPa)
I	50 a 75
II	75 a 100
III	100 a 125
IV	125 a 150
V	> 150

$f_{cm,cil.}$ – resistência média à compressão aos 28 dias de idade determinada em provetes cilíndricos com 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura.

É consensual que para fabricar um BED é necessário recorrer a um reduzido valor da razão A/L. De acordo com o exposto por Aitcin em 1998, um BED é caracterizado essencialmente por uma reduzida razão A/L, indicando o valor 0.4 como fronteira para os betões correntes. Esse valor não é fixo de forma arbitrária,

e pretende reflectir a extrema dificuldade, ou mesmo a impossibilidade, de, para tais valores de A/L, produzir betões passíveis de serem colocados em obra sem a inclusão de superplastificantes. Ao aceitar esta definição, é evidente que um betão com A/L igual a 0.38 não exhibe grandes diferenças de desempenho de outro com A/L igual a 0.42. No entanto, à medida que nos afastamos do valor 0.4 obtemos betões em que as principais diferenças residem não só no acréscimo da resistência à compressão mas também na sua microestrutura e no seu desempenho global. O autor realça que apesar de cientificamente a designação *betão de reduzida razão A/L (low water/binder ratio concrete)* se apresentar mais correcta adoptou para título do seu livro *Betão de elevado desempenho (high-performance concrete)* pelo facto de esta designação ser mais apelativa e se encontrar mais generalizada.

Outros autores (Larrard, 1994, *PCI Committee on durability*, 1994, Pliskin, 1994, Sellevold *et al*, 1994, Sommer, 1994, Goodspeed, Vanikar e Cook, 1996, Persson, 1998, Russel, 1999) corroboram da necessidade de limitar o valor de A/L, indicando valores compreendidos entre 0.35 e 0.45.

Mais recentemente, Shah, 2000, propõe como possível classificação dos vários tipos de betão a que se apresenta no Quadro 2.3. Nesta classificação, o autor estende a avaliação a parâmetros, normalmente referidos mas não concretizados, relacionados com a resistência à compressão, a trabalhabilidade, a tenacidade e a durabilidade.

Quadro 2.3 – Características dos betões (Shah, 2000)

Parâmetro	Betão convencional	BER	BUER
Resistência à compressão (MPa)	< 50	≈ 100	> 200
A/L	> 0.5	≈ 0.3	< 0.2
Adjuvante	não necessário	necessário plastificante ou superplastificante	essencial a adição de superplastificante
Adição mineral	não necessário	cinzas volantes ou sílica de fumo correntes	essencial a inclusão de sílica de fumo e/ou ultra fino
Fibras	benéfico	benéfico	essencial
Agente introdutor de ar	necessário	necessário	não necessário
Processamento	convencional	convencional	tratamento térmico e pressão
Coefficiente de difusão de cloretos em estado estacionário ($\times 10^{-12}$ m ² /s)	1	0.6	0.02

Outro tipo de definições, mais vagas mas mais abrangentes, são propostas por outros autores (Carino e Clifton, 1990, Pacios, Gettu e Shah, 1992, Pomeroy, 1994, CERF *technical report*, 1994, Forster, 1994, Mather, 1996, Neville, 1995, Ryan e Potter, 1996, Rangan, 1996, Swamy, 1996, Tomosawa, 1996, Shilstone Sr. e Shilstone Jr., 1993, Russel, 1999). Estes autores apresentam diferentes definições

para os BED e abordam a necessidade de considerar outros parâmetros distintos da resistência à compressão (trabalhabilidade, durabilidade, obtenção de elevadas resistências iniciais ou a longo prazo, estabilidade volumétrica, etc.).

Considerando as definições abrangentes, destaca-se a proposta em 1999 por Russel, baseada em Zia, 1993, uma vez que foi adoptada pelo ACI: um betão que congrega a combinação de desempenhos e requisitos uniformes especiais, que não podem ser atingidos rotineiramente recorrendo a constituintes e amassaduras convencionais e práticas correntes de colocação e cura, é definido como sendo um BED. O ACI acrescenta, em comentário, que um BED é um betão em que certas características foram desenvolvidas para uma aplicação particular inserida num determinado ambiente. Exemplos de características que podem ser consideradas críticas numa aplicação concreta são: facilidade de colocação em obra; compactação sem segregação; resistências iniciais elevadas; propriedades mecânicas a longo prazo; permeabilidade; densidade; calor de hidratação; tenacidade; estabilidade volumétrica e elevado período de vida útil em ambientes agressivos. Este conjunto de características e propriedades não são autónomas e podem ser relacionadas entre si em função dos materiais e processos utilizados. Dito de outra forma, a tentativa de influenciar uma dessas propriedades, necessariamente repercute-se em pelo menos uma das restantes. Neste sentido, se para cumprir determinados objectivos, houver que cumprir vários dos parâmetros apresentados, estes devem ser claramente especificados.

Tendo em conta a necessidade de quantificar com clareza os atributos a exigir aos BED, deve ser feita uma referência especial ao programa americano *Strategic Highway Research Program*, SHRP, que, no âmbito das estruturas da rede de auto-estradas dos EUA, relata que os BED deverão satisfazer três requisitos essenciais: razão A/L inferior ou igual a 0.35; factor de durabilidade mínimo para a acção do gelo-degelo de 80% e determinado satisfazendo o prescrito na ASTM C 666 – método A; resistência à compressão mínima de 21 MPa decorridas 4 horas da sua colocação (acrescida resistência inicial), ou 34 MPa após 24 horas (elevada resistência inicial) ou 69 MPa aos 28 dias de idade (ultra elevada resistência) (Zia, Leming e Ahmad, 1991).

O esforço desenvolvido pelo SHRP no sentido de apresentar critérios quantitativos perfeitamente definidos para os BED a aplicar em estruturas pertencentes à rede de auto-estradas americanas é continuado através do alargamento da definição de BED proposto por Goodspeed, Vanikar e Cook, 1996. Estes autores sugerem que um betão para ser considerado um BED precisa de satisfazer quatro parâmetros de resistência e quatro parâmetros de durabilidade e indica os ensaios a realizar de modo a avaliar o desempenho do betão face a cada um deles. No Quadro 2.4 apresentam-se as classes de desempenho e as características a atingir, no Quadro 2.5 são indicadas as recomendações que devem ser seguidas para a selecção da

classe de desempenho (em função das condições de exposição ambiental) e no Quadro 2.6 são detalhados os ensaios a realizar.

Quadro 2.4 – Classes de desempenho SHRP (Goodspeed, Vanikar e Cook, 1996)

Característica (*)	Ensaio	Classes de desempenho SHRP (**)			
		1	2	3	4
Durabilidade ao gelo/degelo (x = módulo de elasticidade dinâmico relativo após 300 ciclos)	AASHTO T161 ASTM C666 método A	$60\% \leq x < 80\%$	$80\% \leq x$		
Resistência à delaminação (x = classe visual da superfície após 50 ciclos)	ASTM C672	x = 4.5	x = 2.3	x = 0.1	
Resistência à abrasão (x = profundidade média de desgaste em mm)	ASTM C944	$1.0 \leq x < 2.0$	$0.5 \leq x < 1.0$	x < 0.5	
Permeabilidade aos cloretos (x = coulombs x 10 ³)	AASHTO T277 ASTM C1202	$2.0 < x \leq 3.0$	$0.8 < x \leq 2.0$	x ≤ 0.8	
Resistência (x = resist. à compressão em cilindros; MPa)	AASHTO T22 ASTM C39	$41.0 \leq x < 55.0$	$55.0 \leq x < 69.0$	$69.0 \leq x < 97.0$	x ≥ 97.0
Elasticidade (x = módulo de elasticidade; GPa)	ASTM C469	$28.0 \leq x < 40.0$	$40.0 \leq x < 50.0$	x ≥ 50.0	
Retracção aos 180 dias (x = ‰)	ASTM C157	$600 \leq x < 800$	$400 \leq x < 600$	x ≤ 400	
Fluência aos 180 dias (x = ‰ / MPa)	ASTM C512	$60 < x \leq 75$	$45 < x \leq 60$	$30 < x \leq 45$	x ≤ 30

(*) – todos os ensaios, excepto os de retracção e fluência, devem ser feitos em provetes de betão decorridos 56 dias após cura húmida ou submersa;

(**) – cada característica de um dado BED deverá ser especificado para determinada classe. Por exemplo, um BED pode satisfazer a classe 4 na resistência e elasticidade, classe 3 na retracção e resistência à delaminação e classe 2 nas restantes.

Quadro 2.5 – Recomendações para aplicação das classes de desempenho SHRP (Goodspeed, Vanikar e Cook, 1996)

Condições de exposição	Classes de desempenho SHRP recomendadas				
	N/A (*)	1	2	3	4
Durabilidade ao gelo/degelo (x = ciclos anuais de gelo-degelo)	x < 3	$3 \leq x < 5.0$	x ≥ 5.0		
Resistência à delaminação (x = toneladas de sal aplicadas por milha de via e por ano)	x < 5.0	x ≥ 5.0			
Resistência à abrasão (x = tráfico médio diário x 10 ³ ; permitidos pneus com pregos)	s/ correntes de neve ou s/ pregos	x ≤ 50	$50 \leq x < 100$	x ≥ 100	
Permeabilidade aos cloretos (x = toneladas de sal aplicadas por milha de via e por ano)	x < 1.0	$1.0 \leq x < 3.0$	$3.0 \leq x < 6.0$	x ≥ 6.0	

(*) – N/A entende-se como não aplicável e indica situações onde não é necessário especificar uma classe de desempenho.

Quadro 2.6 – Detalhes dos ensaios SHRP (Goodspeed, Vanikar e Cook, 1996)

Característica	Ensaio	Notas
Durabilidade ao gelo/degelo	AASHTO T161 ASTM C666 método A	1. provetes 76.2x76.2x279.4 mm ³ moldados ou extraídos de cilindros 150x300 mm; 2. medida acústica do módulo de elasticidade dinâmico até 300 ciclos.
Resistência à delaminação	ASTM C672	1. provetes com área superficial de 45.451 mm ² ; 2. fazer inspeção visual após 50 ciclos.
Resistência à abrasão	ASTM C944	1. provetes provenientes de 3 locais diferentes; 2. para cada localização, 98 N, e períodos de abrasão de 3x2 minutos, perfazendo um total de 6 minutos.
Permeabilidade aos cloretos	AASHTO T277 ASTM C1202	1. ensaio conforme o normalizado.
Resistência	AASHTO T22 ASTM C39	1. os moldes deverão ser metálicos ou plásticos inutilizáveis; 2. moldar cilindros 100x200 mm ou 150x300 mm; 3. rectificar extremidades, capear com composto de elevada resistência ou utilizar placas de neoprene; 4. usar placas de neoprene em idades iniciais em betões que excedem 70 MPa exige o uso das mesmas placas aos 56 dias; 5. recomenda-se a idade de 56 dias.
Elasticidade	ASTM C469	1. ensaio conforme o normalizado.
Retracção	ASTM C157	1. provetes 76.2x76.2x285 mm ³ ; 2. as medições da retracção deverão iniciar-se aos 28 dias após cura húmida e devem decorrer durante um período de 180 dias.
Fluência	ASTM C512	1. provetes 152x305 mm; 2. curar provetes a 73° F e 50% HR 7 dias antes de colocar em carga aos 28 dias; 3. as medições da fluência deverão decorrer durante um período de 180 dias.

De acordo com o exemplificado, existem várias perspectivas de abordagem e de definições para BED. Todas elas têm validade e todas traduzem algo de diferente, sendo de salientar o esforço do SHRP no sentido de quantificar com clareza os desempenhos a exigir e a forma de os controlar em obras da rede de auto-estradas dos EUA.

2.5 CIMENTO

Os componentes principais do cimento portland (cimento tipo I, de acordo com a NP 2064) são os enumerados a seguir, indicando-se a sua designação abreviada e a percentagem em que normalmente estão presentes: silicato tricálcico, C₃S, entre 20% a 65%; silicato bicálcico, C₂S, entre 10% a 55%; aluminato tricálcico, C₃A, entre 0 a 15%; e aluminoferrato tetracálcico, C₄AF, entre 5% a 15% (Coutinho, 1988_a). O gesso, CaSO₄, adicionado ao clínquer na produção do cimento para controlar a sua presa, pode ser considerado como um quinto componente. O Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC, através da especificação E378 de

1993 fornece, de forma simplificada, as proporções médias dos principais componentes anidros do clínquer portland e as características do seu comportamento durante e após a hidratação (Quadro 2.7).

Quadro 2.7 – Características dos componentes do clínquer portland (LNEC E378-1993)

Componentes do clínquer		C ₃ S	C ₂ S	C ₃ A	C ₄ AF
Proporções médias		60%	20%	8%	12%
Velocidade de hidratação		elevada	moderada	muito elevada	elevada
Calor de hidratação	quantidade	elevada (120 cal/g)	pequena (60 cal/g)	muito elevada (200 cal/g)	moderada (100 cal/g)
	desenvolvimento	rápido	lento	rápido	lento
Desenvolvimento da resistência mecânica		rápido e prolongado	lento e muito prolongado	muito rápido e de curta duração	lento e pouco significativo
Resistência a ataque químico		pequena	moderada	muito pequena	grande

A bibliografia consultada aponta como de extrema importância a escolha do cimento para a produção de um BED (ACI *Committee* 363, Almeida, 1990, Estévez e Gutiérrez, 1990, Fiorato, 1992, Berntsson, Chandra e Kutti, 1992, Aïtcin, 1998), fundamentalmente porque este componente afecta de forma notória, tanto a resistência da pasta como a aderência entre a pasta e os agregados.

Os principais parâmetros a ter em consideração na escolha de um cimento para a produção de BED são a composição química, a finura e a uniformidade.

É sabido que a natureza do cimento influencia a quantidade de água necessária à obtenção de uma determinada trabalhabilidade de um betão. Em comparação com o cimento tipo I corrente, por exemplo, os cimentos de elevada resistência e os cimentos compostos com cinzas volantes exigem, para a manutenção de um dado abaixamento, diferentes quantidades de água na amassadura. Em geral, a quantidade de água necessária é superior para os cimentos de alta resistência e inferior para os cimentos compostos referidos (ACI *Committee* 225, 1985, Owens, 1989, Estévez e Gutiérrez, 1990).

Os cimentos apresentam resistência elevada se possuírem altos teores de C₂S e C₃S e reduzidos valores de C₃A (Almeida, 1990, Carbonari, 1996, Berntsson, Chandra e Kutti, 1992). O conteúdo de C₃A deve ser adequadamente controlado, pois elevados teores conduzem a uma redução da fluidez e perda rápida de trabalhabilidade (Mehta e Aïtcin, 1990), apesar de diminuírem a exigência de água (Hanna *et al*, 1989) e, segundo Howard e Leatham, 1992, poderem aumentar a eficácia dos adjuvantes. Contudo, este último aspecto não é consensual, estando a maioria dos autores de acordo em relação à necessidade de reduzir o teor de C₃A de modo a permitir a existência de adequada compatibilidade entre os cimentos e os superplastificantes empregues, uma vez que o C₃A mostra grande apetência em

absorver quantidades elevadas de adjuvante, deixando este de estar disponível para a função para a qual foi incluído na mistura. O C_3A apresenta reduzida resistência a ataques químicos, influencia substancialmente a presa inicial do cimento, a resistência a curto prazo e afecta marginalmente as propriedades físicas a longo prazo. Cimentos especiais foram desenvolvidos na Noruega (*Norcen*) e no Canadá (HTS) dando origem a betões com resistência elevada, atingindo valores até 124 MPa aos 28 dias de idade. As principais diferenças na composição destes tipos de cimentos residem na diminuição do teor de C_3A e no aumento do conteúdo de sílica (Mindess, 1994).

O teor variável de SO_3 parece não afectar significativamente a resistência à compressão dos betões (Almeida, 1990). Contudo, o grau de sulfuração do clínquer é um parâmetro importante a ter em consideração. Aïtcin, 1998, sugere que se deve ter em consideração não só o teor total de SO_3 , mas também o conteúdo total de sulfatos solúveis do cimento, de modo a controlar, eficientemente e com rapidez, a formação de etringite.

A finura afecta propriedades como a velocidade de hidratação, a trabalhabilidade, a consistência, a segregação, a resistência, a fissuração devido à retracção e a quantidade de ar ocluído. A utilização de cimentos com maior finura e, conseqüentemente, com superfície específica mais elevada, conduz à obtenção de betões com maior resistência inicial, uma vez que aumenta a área de contacto com a água, o que favorece a velocidade do processo de hidratação. Contudo, a maior finura leva ao aparecimento de alguns problemas reológicos. A aceleração das reacções químicas nas menores idades, em particular a formação de etringite (responsável por imobilizar grandes quantidades de água livre por adsorção superficial) implica uma rápida perda de trabalhabilidade (Mehta e Aïtcin, 1990). Relativamente à resistência, as vantagens de uma maior finura são sentidas nas menores idades, anulando-se em idades mais avançadas. Quanto mais elevada for a finura do cimento, maiores serão as tensões devidas à retracção e portanto mais fissuráveis estes se tornam (Coutinho e Gonçalves, 1994). Os cimentos mais finos são, também, menos efectivos com os superplastificantes (Sampaio, 1995). Nestas circunstâncias, Almeida, 1990, sugere que o cimento a empregar na composição de BED não deve ser dos mais finos.

O garantir da uniformidade das características do cimento ao longo dos vários fornecimentos necessários à conclusão de determinada construção, é outro dos factores essenciais para o sucesso de um BED (Almeida, 1990, Estévez e Gutiérrez, 1990, ACI *Committee* 363, 1992). A normalização existente sobre cimento, nomeadamente a NP 2064 e a ASTM C150, permitem para um mesmo tipo e classe de cimento variações significativas na sua composição e finura. Neste contexto, cimentos com a mesma designação podem exhibir diferentes

comportamentos reológicos e características resistentes, particularmente quando combinados com adjuvantes e adições minerais (Mindess, 1994).

A normalização actual sobre cimentos parece suficiente para o caso de betões correntes, fabricados com A/L da ordem dos 0.5 e sem inclusão de superplastificantes. As características exigidas a um cimento são, também, controladas para valores de A/L de cerca de 0.5, nomeadamente a resistência à compressão e os tempos de presa, sem contabilizar o efeito de possíveis adições de superplastificante. Nestes betões, a reologia é controlada, fundamentalmente pela água presente na mistura.

A conformidade dos cimentos empregues no fabrico de BED, não contemplando ensaios onde seja possível aferir as propriedades do cimento para relações A/L que podem atingir valores de cerca de 0.2, não ressalva adequadamente algumas características fundamentais, como o comportamento reológico e a compatibilidade com os superplastificantes. Nestes betões a trabalhabilidade é regida, essencialmente, pela acção do superplastificante.

De acordo com o indicado pelo *ACI Committee 363*, 1992, as características mais importantes para garantir a uniformidade da resistência à compressão de um BED são: o teor de C_3S que não deve variar mais do que 4%; a perda ao fogo que não deve variar mais do que 0.5%; a finura que, quando aferida pela superfície específica de Blaine, não deve variar mais do que $375 \text{ cm}^2/\text{g}$, a resistência à compressão do cimento e o teor em SO_3 , que deve ser mantido com amplitudes de variação inferiores a 0.2%.

A resistência à compressão do cimento deve ser aferida recorrendo a ensaios padrão em argamassas normalizadas (NP EN 196-1, 1990). Estes ensaios deverão ser feitos regularmente, com uma frequência semelhante à dos ensaios realizados em provetes de betão e os seus resultados devem ser analisados com o mesmo grau de rigor e importância (Howard e Leatham, 1992).

Actualmente não existe concordância sobre o tipo de cimento mais adequado a empregar nos BED (Estévez e Gutiérrez, 1990, Aïtcin, 1998). Têm vindo a ser utilizados cimentos do tipo I, de endurecimento rápido, de baixo calor de hidratação e resistentes aos sulfatos. Para Larrard, 1994, é benéfica a escolha de cimentos com reduzido teor de C_3A , como é o caso dos cimentos resistentes aos sulfatos. Existem, também, referências quanto à aplicação de cimentos especiais, nomeadamente com reduzido teor de C_3A , na Noruega, Suécia e Dinamarca (Fidjestøl e Knudsen, 1995).

Aïtcin, 1998, indica que apesar de ser relativamente fácil fabricar um BED da classe de resistência I (entre 50 MPa a 75 MPa) incluindo um cimento corrente, disponível no mercado, a confecção de um pertencente à classe II (de 75 MPa a

100 MPa) certamente não será possível com alguns dos cimentos referidos. De modo a atingir as classes de resistência mais altas (classe IV, de 120 MPa a 150 MPa e classe V, superior a 150 MPa) muito poucos cimentos serão capazes de corresponder a tal desiderato.

Para Estévez e Gutiérrez, 1990, a produção de BED não exige a utilização de um tipo de cimento especial, podendo adoptar-se com sucesso os cimentos comercialmente disponíveis. Segundo Cánovas e Gutiérrez, 1992, Sampaio, 1995 e Gutiérrez e Cánovas, 1996, os cimentos mais apropriados para produção de BED são os do tipo I e classe 42.5 ou 52.5. Desta forma é ressalvada a necessidade de produzir uma pasta de elevada resistência. Contudo, é de realçar os elevados níveis de resistência atingidos por Almeida em 1990, utilizando um cimento tipo I da classe 32.5: aos 28 dias de idade, a resistência à compressão, alcançou valores máximos de 109.8 MPa.

A escolha entre um cimento tipo I 42.5 e um tipo I 52.5 (cuja principal diferença está associada à maior finura deste último) poderá depender de variados aspectos, entre os quais se podem salientar a sua disponibilidade e o nível de resistência pretendido. Enquanto que o cimento I 42.5 é produzido na generalidade das cimenteiras, o I 52.5 é de mais difícil obtenção. A resistência à compressão a atingir é importante pois, por exemplo, a obtenção de 100 MPa pode obrigar à inclusão de sílica de fumo. Para obter a mesma resistência, utilizar um cimento I 42.5, em detrimento de um I 52.5, pode significar um acréscimo na dosagem de sílica de fumo. Pode ser economicamente favorável a adopção de um cimento mais resistente, minimizando assim a necessidade de sílica de fumo na mistura, actualmente um produto bastante dispendioso.

2.6 ADIÇÕES MINERAIS

Um BED pode ser produzido utilizando apenas o cimento como material ligante. No entanto, uma substituição parcial de cimento por uma ou pela combinação de duas ou três adições minerais com propriedades cimentíceas, quando disponíveis a preços competitivos, pode ser vantajosa, não só sob o ponto de vista económico, mas também, sob o ponto de vista reológico e, em algumas situações, sob o ponto de vista da resistência (Aïtcin, 1998).

A NP ENV 206 contempla a possibilidade de utilização de adições na composição de betões. Considera como adições materiais inorgânicos finamente divididos que podem ser adicionados ao betão (na amassadura) com a finalidade de melhorar certas propriedades ou para adquirir propriedades especiais. As adições são

divididas em duas categorias (tipo I e tipo II) em função das suas propriedades pozolânicas. As adições tipo I são designadas como quase inertes e as tipo II como pozolanas ou adições hidráulicas latentes. Como exemplos das tipo I pode ser referido o fíler calcário e como tipo II as cinzas volantes, as sílicas de fumo, as pozolanas naturais, as escórias granuladas de alto-forno moídas, o metacaulino e as cinzas de casca de arroz.

As adições do tipo II são produtos que apesar de não terem por si só propriedades aglomerantes e hidráulicas, contêm constituintes – em geral, sílica reactiva sob a forma vítrea – que às temperaturas ordinárias se combinam, em presença da água, com o hidróxido de cálcio e com os diferentes componentes do cimento, originando compostos de grande estabilidade na água e com propriedades aglomerantes. São substâncias dotadas de grande reactividade com o hidróxido de cálcio mas são insolúveis e inertes na água (Coutinho, 1988_a).

As adições tipo II podem minimizar a quantidade de hidróxido de cálcio, C-H, resultante da hidratação do cimento, contribuindo assim, para um acréscimo da quantidade de silicato de cálcio hidratado, C-S-H, com consequentes vantagens do ponto de vista da resistência e da durabilidade. A durabilidade é aumentada devido à nova microestrutura, mais densa, que resulta da segmentação dos poros e da redução do teor e da dimensão dos cristais de C-H (Mehta, 1994).

Devido à elevada finura destes materiais pozolânicos torna-se possível melhorar significativamente as propriedades reológicas dos betões, tais como a coesão e a viscosidade. Devido à segmentação dos capilares de fluxo, efectuada pelas partículas finas, reduzem-se a exsudação e a segregação, principais fontes de heterogeneidade dos betões. A redução do tamanho dos poros provocada pelas adições minerais é conseguida de modo mais eficaz do que a verificada através da simples redução da razão A/L, permitida pela acção dos superplastificantes (Cánovas e Gutiérrez, 1992).

A grande maioria das adições utilizadas nos BED são subprodutos industriais, que se não forem utilizados, irão ser acumulados em depósitos, o que acarretará inevitáveis riscos de poluição do solo, da água e do ar, para além de todos os inconvenientes paisagísticos (Mehta, 1994). Neste contexto, o seu consumo nos betões, para além das vantagens que se podem constatar no próprio material, é responsável por benefícios de ordem económica, de consumo de energia, de protecção ambiental e de conservação dos recursos naturais (Swamy, 1986).

A substituição parcial de cimento pode ser conseguida através do uso de cinzas volantes, escória granulada de alto-forno, sílica de fumo, metacaulino e cinzas de casca de arroz. Contudo, comparada com a produção mundial de cinzas volantes, a disponibilidade das restantes adições minerais é consideravelmente limitada.

Segundo Malhotra, 1999, a produção mundial anual de cinzas volantes atinge cerca de 600 milhões de toneladas, a de escória granulada de alto-forno é de aproximadamente 20 milhões de toneladas, a de sílica de fumo cerca de 2 milhões de toneladas e a de cinzas de casca de arroz pode atingir, potencialmente, cerca de 20 milhões de toneladas.

As adições mais frequentemente utilizadas em BED são, sem dúvida, as sílicas de fumo e as cinzas volantes. A sílica de fumo, cuja disponibilidade é bastante limitada, é, em geral, especificada em aplicações especiais devido à sua elevada pozolanicidade como, por exemplo, em estruturas expostas a ambientes de agressividade química elevada.

A sílica de fumo é um subproduto que se obtém no processo de fabricação de metais e ligas de silício e ferrosilício. No forno, ao produzir-se a redução do quartzo, são libertados gases que contém um pó extremamente fino, cuja composição química contém uma percentagem muito elevada (em geral superior a 90%) de dióxido de silício. A legislação ambiental mais recente, obrigou ao tratamento dos fumos emitidos, anteriormente enviados livremente para a atmosfera, através de sistemas de filtros que captam as partículas arrastadas nos gases de escape. Como resultado da implementação deste processo apareceu um novo material ao qual foi necessário dar um novo destino, consumindo-o em outras utilizações ou, em último recurso, minimizando as consequências inerentes ao seu armazenamento em depósitos. Como a primeira solução revela incomparáveis vantagens económicas e ambientais e as tentativas de incorporação no betão permitiram demonstrar uma enorme apetência para a melhoria das suas características, este material tornou-se um aditivo de excelente qualidade para inclusão nos BED.

Apesar de não ser obrigatória a adição de sílica de fumo na produção de BED, é praticamente indispensável a sua inclusão em betões com resistência à compressão superior a 100 MPa (Cánovas e Gutiérrez, 1992, Aïtcin e Neville, 1993, Mindess, 1994, Aïtcin, 1998, Neville e Aïtcin, 1998). O elevado preço da sílica de fumo pode ser um factor inibidor da sua utilização. Sendo o custo da sílica de fumo aproximadamente igual a dez vezes o do cimento, a adopção de uma dosagem corrente de 10% de sílica de fumo em relação ao peso de cimento, pode elevar o custo do material aglomerante presente no betão para cerca do dobro.

2.6.1 CINZAS VOLANTES

A incorporação em betões de cinzas volantes resultantes da queima de carvão em centrais termoeléctricas, iniciou-se nos anos trinta, quando as cinzas começaram a estar disponíveis em quantidades significativas. Em 1937, na Universidade da Califórnia, nos EUA (ACI *Committee* 232, 1996) surgiram os primeiros estudos acerca da inclusão de cinzas volantes em betões.

Inicialmente, as cinzas volantes foram usadas como uma substituição parcial de cimento, um componente dispendioso do betão. À medida que a sua utilização se foi generalizando, também se foram evidenciando as vantagens do emprego deste componente, e verificou-se a melhoria de certas propriedades do betão, nomeadamente a trabalhabilidade, a redução do calor de hidratação, a redução da permeabilidade e a conseqüente melhoria da durabilidade.

Devido à grave crise do petróleo, ocorrida nos anos sessenta e setenta, foi implementada nos EUA a construção de novas centrais termoeléctricas, dotadas de tecnologia apurada, traduzida numa substancial eficiência da queima. Assim, estas modernas instalações industriais passaram a gerar cinzas volantes com menor teor de carbono e maior finura do que as produzidas até então. Em paralelo com a maior disponibilidade deste material, foram desenvolvidos trabalhos de investigação um pouco por todo o mundo, o que permitiu um maior conhecimento das reacções químicas ocorridas em betões com cinzas volantes e um apreciável desenvolvimento da tecnologia deste tipo de betões. Hoje em dia, a aplicação de cinzas volantes é justificada por variadas razões, sendo de destacar a redução de custos, a melhoria da trabalhabilidade, a redução do calor de hidratação, a melhoria na resistência aos sulfatos, a redução da expansão devida à reacção álcalis-sílica e as contribuições relativamente à resistência e durabilidade do betão endurecido (ACI *Committee* 232, 1996).

Aproximadamente 50 milhões de toneladas de cinzas volantes são produzidas anualmente nos EUA, estimando-se que apenas 10% a 12% desse valor seja utilizado na produção de betão e produtos de betão (dados de 1992 – ACI *Committee* 232, 1996).

Em 1977 a produção mundial de cinzas de carvão foi estimada em 278.5 milhões de toneladas, das quais apenas aproximadamente 1.4% foi reutilizada. A estimativa de produção de 1989 atingiu cerca do dobro da de 1977 (562 milhões de toneladas), sendo reaproveitadas cerca de 90 milhões de toneladas (16%). O total consumido em betão foi de aproximadamente 27.9 milhões de toneladas (cerca de 5% do total da produção e 31% das reutilizadas). Dessa quantidade apenas 10% foi utilizada como material aglomerante, ainda dividida em 26% incorporada no fabrico de cimento e 64% adicionada directamente durante o processo de amassadura do

betão. O Quadro 2.8 ilustra uma estimativa da produção e percentagem de utilização das cinzas provenientes da queima de carvão em vários países (Malhotra e Ramezani pour, 1994).

Quadro 2.8 – Estimativa da produção e utilização de cinzas provenientes da queima de carvão (Malhotra e Ramezani pour, 1994)

País	Cinzas volantes (x10 ⁶ ton./ano)	Total de cinzas* (x10 ⁶ ton./ano)	Utilização(%)	Ano
Alemanha	7.48	11.6	56	1989
Alemanha de Leste	–	19.1	38	1989
Austrália	7.05	7.9	10	1990
Bélgica	0.93	1.09	73	1989
Canadá	3.83	5.25	30	1987
Checoslováquia	–	18.1	8	1989
China	–	62.5	26	1989
Espanha	7.39	8.695	14	1987
EUA	48.43	65.19	24	1989
França	2.2	2.605	50	1987
Hungria	–	4.1	27	1987
Índia	–	40.0	17	1991
Itália	1.3	1.435	63	1988
Japão	3.48	3.925	49	1989
Polónia	–	29.5	15	1989
Reino Unido	9.95	12.54	49	1989
Roménia	–	27.0	3	1989
União Soviética	–	125.0	9	1989
Outros	–	116.47	3	1989
Total mundial	–	562	16	–

* – incluindo cinzas volantes (≈80%), escórias e cinzas recolhidas no arranque e paragem dos grupos (≈20%)

Estimativas relativas à produção de cinzas no ano 2000 indicam a subida para valores de cerca de 661 milhões de toneladas, contribuindo a China e a Índia com quantidades superiores a 100 milhões de toneladas cada (Malhotra, 1999), comprovando que desde 1977, a produção mundial de cinzas aumentou significativamente, tendo sido acompanhada de um acréscimo substancial do seu uso.

Através da observação do Quadro 2.8 é possível constatar que, apesar da reutilização do produto ser elevada em alguns países (Bélgica: 73%; Itália: 63%; Alemanha: 56%), os montantes totais envolvidos são baixos e a utilização mundial é ainda reduzida (16%).

O processo de produção de cimento é altamente consumidor de energia, apenas superado pela produção de alumínio e de aço, e contribui de forma significativa

para o total das emissões de CO₂ para a atmosfera (cerca de 7% do total mundial, sendo a produção de uma tonelada de cimento responsável pela emissão de cerca de 1.1 toneladas de CO₂, segundo Malhotra, 1999). Assim, de modo a assegurar um adequado e necessário desenvolvimento sustentável, é imperioso controlar a produção de cimento, substituindo-o parcialmente por outros materiais ecologicamente mais favoráveis, como os resíduos ou os sub-produtos industriais, onde se enquadram as cinzas volantes. Uma maior reutilização de cinzas na indústria de betão, associada a uma substituição da dosagem de cimento contribuirá, certamente, para a redução de um importante problema de impacto ambiental.

Actualmente, encontram-se em laboração duas centrais termoeléctricas em Portugal, localizadas em Sines e no Pego.

Estimativas elaboradas por Cabaço e Aroso, 1988, indicavam um crescimento da produção de cinzas na Central Termoeléctrica de Sines até 320 mil toneladas no ano de 1991, prevendo-se a sua estabilização após essa data. Das cinzas recolhidas, cerca de 80% são cinzas volantes e 20% são escórias e *cinzas de arranque*, recolhidas no arranque e paragem dos grupos. As cinzas volantes com valores de teor de inqueimados inferiores a 5% são conduzidas para um silo com capacidade de 8500 m³, enquanto as restantes, juntamente com as escórias, são conduzidas para um silo designado por *silo de arranque*. As cinzas contidas no *silo de arranque* são, na sua totalidade, conduzidas para o parque de cinzas, onde são depositadas em aterro, juntamente com as cinzas volantes que, eventualmente, não sejam utilizadas (Cabaço e Aroso, 1988).

A produção anual de cinzas volantes na Central do Pego, conforme informações fornecidas pelo Departamento de Carvão e Cinzas em 1998, atingiu 145 mil toneladas em 1996 e 132 mil toneladas em 1997. O armazenamento das cinzas é feito em silos com capacidade total de 8000 toneladas, sendo as cinzas não comercializadas ou não comercializáveis, empilhadas em parque criado para o efeito, juntamente com as escórias. No contexto nacional, a Central do Pego representa aproximadamente 33% das cinzas disponíveis no mercado, caso a Central labore períodos idênticos aos da Central de Sines.

Informações obtidas presentemente indicam que as cinzas volantes, quer de Sines, quer do Pego, são escoadas na sua totalidade para a indústria do cimento e do betão, que até já recorrem à sua importação de Espanha. Assim, face à elevada quantidade de cinzas volantes produzidas em todo o mundo e tendo em conta a quantidade extremamente significativa que é reutilizada na indústria do betão, nomeadamente no nosso país, torna-se fundamental o estudo aprofundado da influência deste tipo de material no betão. Só assim é possível potenciar o seu uso, encarando as cinzas volantes como um componente nobre do betão e não

como mero substituto do cimento, empregue unicamente com o objectivo de tornar a mistura menos dispendiosa.

2.6.1.1 ORIGEM E TIPOS DE CINZAS VOLANTES

A norma portuguesa e europeia NP EN 450 de 1995, define as cinzas volantes como um pó fino constituído principalmente por partículas esféricas e vítreas oriundas da queima de carvão pulverizado, com propriedades pozolânicas e constituído, essencialmente, por SiO_2 e Al_2O_3 , contendo no mínimo 25% em massa de SiO_2 reactivo. As cinzas volantes são obtidas por precipitação electrostática ou mecânica das poeiras arrastadas dos gases de combustão da queima de antracites ou carvões betuminosos pulverizados. A NP EN 450 admite aceitar as cinzas volantes provenientes da queima de carvões sub-betuminosos se estas apresentarem um teor total de cal, CaO , em massa, inferior a 10% e se satisfizerem os restantes requisitos impostos.

A norma americana ASTM C618 agrupa as cinzas volantes em duas classes conforme a sua proveniência. As cinzas volantes resultantes da queima de antracite ou carvão betuminoso, de baixo teor em cálcio, são da classe F e apresentam propriedades pozolânicas, mas não têm propriedades aglomerantes e hidráulicas. As cinzas volantes provenientes da queima de carvões sub-betuminosos ou de lenhites, de alto teor de CaO , são da classe C e têm propriedades pozolânicas e aglomerantes. A classificação americana prevê a possibilidade do emprego de cinzas da classe C, com elevado teor de CaO (geralmente superior a 10%, podendo exceder os 35%), enquanto que a NP EN 450 nada refere em relação a este aspecto. Contudo, a norma americana não distingue as cinzas volantes quanto ao seu teor em CaO , nem refere qualquer valor limite para este constituinte.

Malhotra e Ramezaniapour, 1994, sugerem a designação *cinzas de elevado teor de cálcio* e *cinzas de reduzido teor de cálcio* em alternativa às classes C e F propostas pela ASTM. Em concordância com esta forma de avaliação encontram-se Joshi e Lohtia, 1997, que referem que a classificação proposta pela ASTM, baseada apenas no tipo de carvão queimado, não revela realismo nem racionalidade na previsão do comportamento das cinzas volantes quando incorporadas em betões. Cinzas de baixo teor em cálcio (classe F) podem ser obtidas a partir de carvões não betuminosos e carvões betuminosos podem produzir cinzas não pertencentes à classe F.

A grande maioria das cinzas produzidas em todo o mundo, incluindo as disponíveis em Portugal, pertencem à classe F, e, normalmente, contêm reduzidas quantidades de cálcio. Só muito recentemente as cinzas de elevado teor de cálcio apareceram no mercado, nomeadamente nos EUA, Canadá, Polónia e Grécia (Malhotra, 1993, 1999).

2.6.1.2 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS E QUÍMICAS

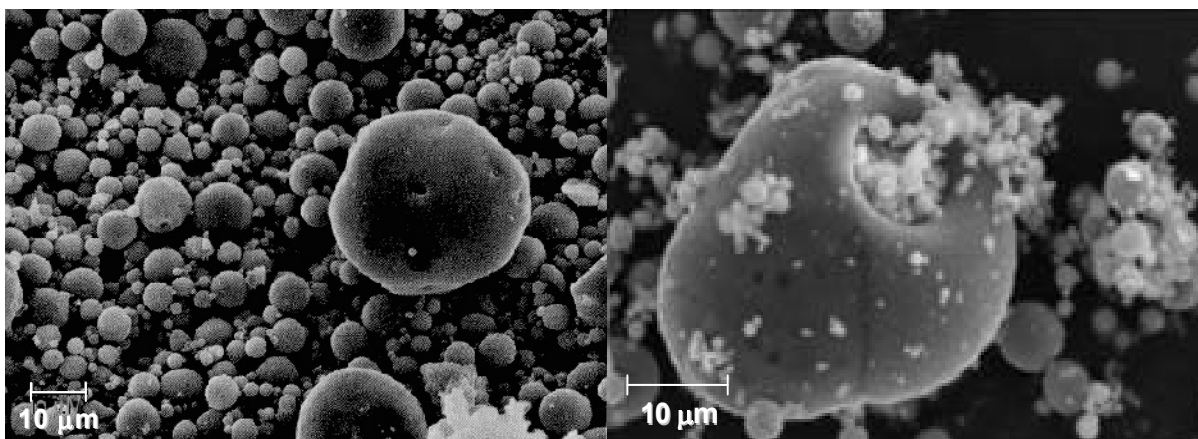
As propriedades físicas e químicas das cinzas podem variar consideravelmente em função da sua proveniência e até entre diferentes remessas da mesma Central Termoeléctrica. Estas diferenças devem-se, fundamentalmente, aos diferentes tipos de carvão utilizados na queima, aos diferentes procedimentos empregues na combustão, à presença de fuel-óleo nas câmaras de combustão e ao modo como as cinzas são recolhidas e armazenadas (Estévez e Gutiérrez, 1990, Jalali, 1991, Cánovas e Gutiérrez, 1992, Joshi e Lohtia, 1997, Rocha, 1999).

As variações nas propriedades físicas e químicas, apesar de cumprirem as tolerâncias especificadas nos documentos normativos, podem causar apreciáveis variações nas propriedades dos BED. Estas variações podem ser minimizadas através da adopção de programas de ensaio adequados, abrangendo os diferentes fornecimentos de cinzas (ACI *Committee* 363, 1992).

Características Físicas

As partículas das cinzas volantes apresentam uma forma esférica de dois tipos, sólidas e ocas (cenosferas ou plerosferas – Figura 2.4), são essencialmente vítreas (cerca de 80%), e têm uma finura elevada. Algumas cinzas apresentam, também, partículas irregulares ou angulares. A maioria das partículas têm um diâmetro compreendido entre menos de $1\mu\text{m}$ e $150\mu\text{m}$, podendo ser mais finas ou mais grossas do que as de cimento. O diâmetro médio das partículas de cinzas volantes é de cerca de $7\mu\text{m}$ a $12\mu\text{m}$ (Joshi e Lohtia, 1997), valor semelhante às do cimento. A superfície específica, aferida pelo método de Blaine, varia, em geral, de $250\text{ m}^2/\text{kg}$ a $550\text{ m}^2/\text{kg}$ (Alonso e Wesche, 1991).

Malhotra e Mehta, 1996, apresentam uma comparação entre o cimento portland, as cinzas volantes de reduzido teor de cálcio, as cinzas volantes de elevado teor de cálcio e as sílicas de fumo, baseada na análise granulométrica de materiais típicos (Figura 2.5).



a) partículas esféricas

b) plerosfera contendo partículas cenosféricas

Figura 2.4 – Cinzas volantes

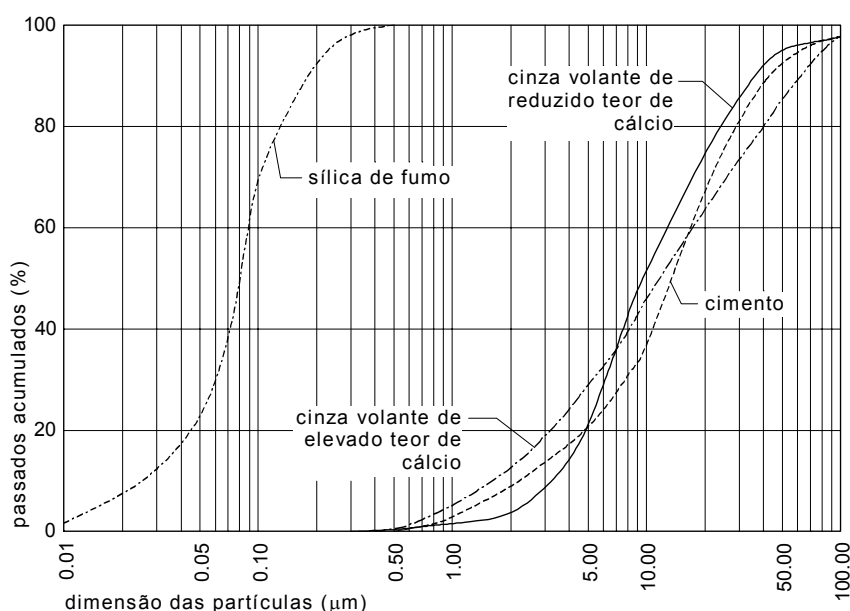


Figura 2.5 – Análise granulométrica comparativa de materiais típicos: cimento portland, cinza volante de reduzido teor de cálcio, cinza volante de elevado teor de cálcio e sílica de fumo (Malhotra e Mehta, 1996)

A variação no tamanho das cinzas depende do tipo de equipamento utilizado na recolha. Em instalações antigas, onde a recolha é feita através de colectores mecânicos, a dimensão das cinzas é superior à das provenientes de centrais mais modernas, que utilizam precipitadores electrostáticos ou filtros de mangas (ACI *Committee* 232, 1996).

A finura das cinzas é, em geral, avaliada recorrendo à determinação da quantidade de partículas retidas no peneiro nº 325, com 45 µm de abertura de malha. Os documentos normativos apresentam valores limitativos para tal quantidade. Segundo a norma europeia (NP EN 450) a percentagem de material retido não deve exceder 40% e a variação admitida é de 10% em relação ao seu valor médio. A norma americana (ASTM C 618) e a Canadiana indicam o valor limite de 34%. Na Austrália o limite é de 50% e no Japão de 25%.

A superfície específica pode ser medida por variados métodos, o que conduz a diferentes resultados. O processo mais corrente é o de Blaine, e a superfície específica também pode ser determinada com recurso à análise da curva granulométrica, que é, em geral, correntemente efectuada através de difracção laser. Os valores assim obtidos são cerca de 70% inferiores aos de Blaine devido ao facto de nem todas as partículas serem esféricas. Outra metodologia que pode ser utilizada é a da adsorção de nitrogénio (BET – *Brunauer-Emmett-Teller*) que, no entanto, conduz a valores substancialmente superiores aos obtidos pelas outras duas tecnologias descritas. No Quadro 2.9, representam-se valores da superfície específica de diferentes cinzas volantes medidos por diferentes metodologias.

Quadro 2.9 – Superfície específica das cinzas volantes (Cabrera e Gray, 1973)

Cinza volante	Blaine (m ² /kg)	Granulometria (m ² /kg)	BET (m ² /kg)
A	305	81	4070
B	413	97	3820
C	335	115	1020
D	209	92	480
E	193	–	4700
F	671	102	8900
G	311	81	6500
H	288	–	1240
I	254	80	970

A massa volúmica pode ser determinada recorrendo ao processo usual, utilizado para o cimento, através do volumínmetro de Le Chatelier. Tal como o verificado para outras propriedades físicas, a massa volúmica das cinzas volantes pode variar significativamente. Malhotra e Ramezaniapour, 1994, apresentam valores desde 1900 kg/m³ até 2960 kg/m³. Os reduzidos valores, de cerca 2000 kg/m³, verificados em cinzas volantes provenientes da queima de carvões sub-betuminosos podem ser motivados pela presença de quantidades significativas de partículas ocas como as cenosferas ou plerosferas.

O Quadro 2.10 e o Quadro 2.11 ilustram as propriedades físicas de algumas cinzas volantes. O Quadro 2.10 reflecte o indicado por Malhotra e Ramezaniapour, 1994, e o Quadro 2.11 é relativo às cinzas nacionais provenientes de Sines (Cabaço, 1988) e do Pego (Rocha, 1999).

Genericamente, as características físicas das cinzas volantes apresentam uma variação apreciável relativamente à sua origem. De acordo com Malhotra e Ramezaniapour, 1994, a origem das cinzas não se relaciona com a sua finura e a sua superfície específica, e os autores consideram que há uma correlação muito ligeira entre a finura, medida pela percentagem retida no peneiro de 45 µm, e a superfície específica de Blaine.

Quadro 2.10 – Propriedades físicas das cinzas volantes (Malhotra e Ramezaniapur, 1994)

Cinza volante	Tipo de carvão	Massa volúmica (kg/m ³)	Finura (% retida no peneiro 45 µm)		Superfície específica Blaine (m ² /kg)
			peneiração seca	peneiração húmida	
1	betuminoso	2530	12.3	17.3	289
2	betuminoso	2580	10.2	14.7	312
3	betuminoso	2880	18.0	25.2	127
4	betuminoso	2960	14.0	19.2	198
5	betuminoso	2380	16.1	21.2	448
6	betuminoso	2220	30.3	40.7	303
7	sub-betuminoso	1900	26.4	33.2	215
8	sub-betuminoso	2050	14.3	19.4	326
9	sub-betuminoso	2110	33.0	46.0	240
10	lenhite	2380	18.8	24.9	286
11	lenhite	2530	2.5	2.7	581

Quadro 2.11 – Propriedades físicas das cinzas volantes nacionais

Central	Tipo de carvão	Massa volúmica (kg/m ³)	Finura (% retida no peneiro 45 µm)	Superfície específica Blaine (m ² /kg)
			peneiração seca	
Sines	betuminoso	2200 a 2300	24	292 a 310
Pego	betuminoso	2360	14.1 a 31.6	387.9

As partículas com dimensões superiores a 125 µm são muito porosas. A ocorrência destas partículas está associada a grandes quantidades de carbono. Este material inqueimado é responsável pelo elevado valor da superfície específica verificado na maioria das cinzas volantes. Como consequência, elevados teores de carbono implicam maior exigência de água em betões contendo cinzas volantes. O teor de carbono também interfere na resistência do betão às acções de gelo-degelo: quanto maior for o teor de carbono das cinzas, menor é a resistência do betão (Alonso e Wesche, 1991).

Segundo os mesmos autores, as cinzas volantes devem apresentar granulometria e superfície específica semelhante ou inferior à do cimento, de modo a evitar variações nas propriedades físicas do betão, nomeadamente na trabalhabilidade. Esta recomendação está associada à presença de carbono nas cinzas volantes, sendo de evitar quantidades elevadas de partículas com dimensão superior a 125 µm, dotadas de elevada porosidade e onde as partículas de carbono mais se concentram.

Para Jalali, 1991, ao contrário de Alonso e Wesche, 1991, a elevada superfície específica das cinzas volantes é provocada, fundamentalmente, pela contribuição

da fracção fina, baseado no facto de as partículas de menor dimensão apresentarem maior superfície específica.

Contudo, Cabrera e Gray, 1973, mostraram que a redução do teor de carbono das cinzas através de queima suplementar resulta na diminuição da superfície específica obtida pelo método BET. Os autores concluíram que a superfície específica, determinada pelo método de Blaine e pela metodologia BET, se relaciona com o teor de carbono, sugerindo a adopção de um valor limite para a superfície específica de modo a assegurar elevados níveis de pozolanicidade das cinzas volantes.

Apesar de não haver acordo quanto à forma mais eficaz de aferir a finura das cinzas volantes, é consensual que maiores finuras conduzem a maior actividade pozolânica. Como a maioria das reacções químicas ocorre mais rapidamente com o aumento da finura das partículas é expectável que a actividade pozolânica de uma cinza volante seja dependente da área disponível para reacção (Jalali, 1991, Neville, 1995).

A forma esférica das partículas é particularmente vantajosa sob o ponto de vista da exigência de água e a elevada superfície específica indica que o material apresenta uma elevada reactividade com o hidróxido de cálcio (Neville, 1995).

Características Químicas

A composição química das cinzas volantes depende da classe e da quantidade de material mineral existente no carvão utilizado. No entanto, a grande maioria apresenta como principais constituintes compostos químicos e cristais de sílica, SiO_2 , alumina, Al_2O_3 , óxido férrico, Fe_2O_3 , e cal, CaO . Em quantidades substancialmente inferiores, existem outros componentes como MgO , Na_2O , K_2O , SO_3 , MnO e TiO_2 . As cinzas volantes contêm, também, partículas de carbono não consumidas na combustão (Estévez e Gutiérrez, 1990, Alonso e Wesche, 1991, Malhotra e Ramezani pour, 1994, *ACI Committee* 232, 1996). Os aludidos quatro componentes principais das cinzas registam variações apreciáveis, podendo apresentar valores compreendidos, de acordo com o *ACI Committee* 232, 1996, entre os seguintes: SiO_2 – 35% a 60%; Al_2O_3 – 10% a 30%; Fe_2O_3 – 4% a 20%; CaO – 1% a 35%.

No Quadro 2.12, apresentam-se composições químicas de diversas cinzas volantes, provenientes de países distintos (Alonso e Wesche, 1991), sendo possível constatar a sua elevada variabilidade.

Quadro 2.12 – Composição química das cinzas volantes (Alonso e Wesche, 1991)

País	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	Na ₂ O	K ₂ O	SO ₃	Perda ao fogo
	mínimo máximo								
Alemanha	42% 55%	24% 33%	5.4% 13%	0.6% 8.3%	0.6% 4.3%	0.2% 1.3%	1.1% 5.6%	0.04% 1.9%	0.8% 5.8%
Canadá	48% 56%	22% 33%	4.2% 11%	0.8% 9.7%	1.9% 4.4%	0.3% 1.8%	2.1% 5%	–	–
Dinamarca	48% 65%	26% 33%	3.3% 8.3%	2.2% 7.8%	–	1.1% 2.8%		–	3.1% 4.9%
Espanha	32% 64%	21% 35%	5.1% 26%	1.3% 20%	0.5% 2.7%	0.03% 0.7%	0.4% 4%	0.2% 4%	0.5% 10%
EUA	40% 51%	17% 28%	8.5% 19%	1.2% 7%	0.8% 1.1%	0.4% 1.8%	1.8% 3%	0.3% 2.8%	1.2% 18%
França	47% 51%	26% 34%	6.9% 8.8%	2.3% 3.3%	1.5% 2.2%	2.3% 6.4%		0.1% 0.6%	0.5% 4.5%

Quadro 2.13 – Composição química das cinzas volantes portuguesas

Central	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	Na ₂ O	K ₂ O	SO ₃	Perda ao fogo
	mínimo máximo								
Sines	50% 54%	27% 29%	5% 8%	1.5% 4%	0.5% 2%	0.5% 1%	1% 2%	0.5% 1%	2% 4%
Pego	42.2% 58.5%	21% 32.6%	3.5% 9.1%	1.7% 9.2%	0.6% 2.6%	0.2% 0.9%	1.1% 3.1%	0.2% 1.04%	5.6% 9.3%

As cinzas volantes nacionais, conforme é possível observar no Quadro 2.13 (Cabaço, 1988: Sines; Rocha, 1999: Pego), apresentam uma distribuição dos seus constituintes perfeitamente enquadrada na da restante produção mundial. Contudo, parece importante realçar o valor elevado registado na perda ao fogo das cinzas do Pego, só suplantado por algumas cinzas espanholas e dos Estados Unidos. É, também, de referir a maior dispersão de valores registada nas cinzas provenientes do Pego, comparativamente com as de Sines, não sendo relevante a comparação com as de outros países devido ao facto de os valores apresentados no Quadro 2.12, abrangerem diferentes centrais existentes no país em causa.

A pozolanicidade das cinzas está intimamente relacionada com o teor de SiO₂, visto ser a sílica amorfa que se combina com a cal livre e a água dando origem à formação de quantidades suplementares de C-S-H. Segundo Alonso e Wesche, 1991, cinzas com conteúdos de SiO₂ inferiores a 35% são praticamente inactivas como pozolanas e não devem ser incorporadas no betão. Com opinião díspar encontram-se Halstead, 1986, Mehta, 1985, Joshi e Lohtia, 1997, que consideram que em termos de composição química, com excepção do teor de cálcio, a variação dos constituintes das cinzas volantes influenciam, aparentemente, de forma marginal as suas propriedades pozolânicas ou cimentíceas. Alonso e Wesche, 1991, indicam, também, que cinzas volantes com elevado teor de cal (15% a 40%)

podem ser dotadas de propriedades aglomerantes e hidráulicas e que a sua inclusão em betões deve ser evitada.

Os sulfatos, SO_3 , podem afectar a quantidade óptima de cinzas volantes em relação ao desenvolvimento das características mecânicas e do tempo de presa. Um teor máximo é considerado necessário, evitando um excesso de SO_3 contido no betão endurecido que poderá contribuir significativamente para um pior comportamento quando o betão estiver integrado em ambientes particularmente sujeitos ao ataque de sulfatos (Jalali, 1991).

O carbono presente nas cinzas volantes é resultado da combustão incompleta do carvão e dos aditivos orgânicos utilizados no processo da sua recolha. Em geral, o teor de carbono não é quantificado directamente, mas sim recorrendo à determinação do teor em inqueimados (perda ao fogo). O teor de inqueimados inclui, além do carbono livre, perdas de água combinada e dióxido de carbono provenientes dos hidratos e dos carbonatos presentes nas cinzas volantes, sendo assumido, sem cometer um grande erro, como aproximadamente igual ao conteúdo de carbono.

Cinzas volantes de elevado teor de cálcio (classe C) apresentam perda ao fogo, em geral, inferior a 1%, enquanto que as da classe F podem atingir valores até cerca de 20%.

A contribuição da quantidade de carbono presente nas cinzas é decisiva na exigência de água de pastas, argamassas e betões. O total de água necessário à obtenção de uma pasta de consistência normal é tanto maior quanto maior for o teor em carbono. O carbono contido nas cinzas volantes apresenta porosidade elevada e grande superfície específica, sendo capaz de absorver quantidades significativas não só de água, como de adjuvantes incluídos na amassadura do betão, nomeadamente superplastificantes, agentes introdutores de ar ou retardadores de presa.

Vários autores indicam que um elevado teor de carbono interfere negativamente com a eficiência dos agentes introdutores de ar (Estévez e Gutiérrez, 1990, Alonso e Wesche, 1991, Malhotra, 1993, Malhotra e Ramezani pour, 1994, Dhir *et al*, 1999, Coventry, Woolveridge e Hillier, 1999). Dhir *et al*, 1999, referem a necessidade em exceder a duplicação da dosagem de agente introdutor de ar em betões com cinzas volantes de elevado teor de inqueimados (cerca de 9.5%) quando comparados com betões sem cinzas. No entanto, níveis satisfatórios de resistência à acção do gelo-degelo foram obtidos com betões incorporando as referidas cinzas. Bilodeau e Malhotra, 1994, não encontraram problemas em relação ao teor de ar de betões com cinzas, excepto quando o teor de carbono das

cinzas volantes atingiu valores elevados, o que exigiu um reforço substancial da dosagem de agente introdutor de ar.

Segundo Alonso e Wesche, 1991, em geral, quanto menor for o teor de carbono melhor será a cinza volante para aplicação em argamassas e betões. O *ACI Committee 363*, 1992, afirma que quando utilizadas em BER o teor de inqueimados desejável para as cinzas deve ser inferior a 3%, apesar de valores mais elevados serem contemplados noutras normas, permitindo a sua aceitação. Day, 1995, refere que o teor de carbono não deve exceder 8%, sendo preferíveis níveis muito inferiores. No entanto, Malhotra e Ramezaniapour, 1994, concluem que o teor de carbono não influencia significativamente o índice de actividade pozolânica, determinado através da relação entre resistências à compressão.

Experiências levadas a cabo por Coppola *et al*, 1998, evidenciam não haver qualquer relação prejudicial entre o teor de inqueimados das cinzas volantes e as propriedades dos betões com elas realizados. Estes autores estudaram o efeito de quatro cinzas volantes distintas, com perdas ao fogo de 4%, 7%, 9% e 11%, em betões com razão A/L de 0.48 e dosagem de ligante de aproximadamente 420 kg/m³. A principal diferença registada nas características químicas e físicas das cinzas foi precisamente o seu teor de inqueimados, sendo semelhantes todos os outros parâmetros avaliados. Os resultados obtidos, permitiram eleger como melhor composição aquela que incorporava cinzas volantes com maior teor de inqueimados (cerca de 11%). A resistência à compressão e a durabilidade (avaliada através da permeabilidade à água, da penetração de cloretos e da penetração de dióxido de carbono) das misturas fabricadas com cinzas volantes em substituição de 30% de cimento aumentou com o teor em inqueimados das cinzas. O desempenho dos betões melhorou à medida que a perda ao fogo das cinzas volantes aumentou, contradizendo as restrições ao uso de cinzas baseadas no teor de inqueimados, conforme preconizado por alguns autores e pela quase generalidade das normas existentes.

2.6.1.3 IMPOSIÇÕES NORMATIVAS

As várias normas existentes relativas a cinzas volantes revelam não só uma falta de uniformidade na identificação das características físicas e químicas como também preconizam diferentes limites para determinado requisito.

Para Swamy, 1993, devido à íntima relação entre as características a exigir aos materiais e o seu comportamento estrutural, é inevitável que, devido ao actual desconhecimento do desempenho das adições no betão por parte dos

normalizadores, algumas especificações sejam demasiado restritivas quanto ao seu uso. Mehta, 1994, Cannon, 1998 e Malhotra, 1999, apresentam pontos de vista semelhantes. As normas existentes são prescritivas, impondo limites aos constituintes químicos individualmente e, em alguns casos, estabelecendo percentagens máximas para a substituição de cimento por adições. Neste sentido, parece pertinente a substituição das normas vigentes por outras, baseadas em critérios de desempenho, permitindo uma maior massificação da utilização de adições e ajudando a estabelecer critérios que esclareçam e viabilizem a possibilidade de realização de composições de betão contendo um ou mais materiais a adicionar ao cimento (Malhotra, 1993 e 1999).

Em Portugal, as definições, as exigências e o controlo de qualidade das cinzas volantes enquadram-se no disposto na NP EN 450, 1995, resultado da adopção da norma europeia EN 450, também implementada na Alemanha, Áustria, Bélgica, Dinamarca, Espanha, Finlândia, França, Grécia, Irlanda, Islândia, Itália, Luxemburgo, Noruega, Holanda, Reino Unido, Suécia e Suíça. As suas principais exigências encontram-se descritas no Quadro 2.14, bem como as imposições que constam na norma dos EUA, ASTM C618, e na da ex-URSS.

Quadro 2.14 – Características químicas e físicas a exigir às cinzas volantes

Requisito		EN 450	ASTM C618		URSS
			Classe F	Classe C	
SiO ₂ (%)	mín.	–	–		25
SiO ₂ + Al ₂ O ₃ + Fe ₂ O ₃ (%)	mín.	–	70	50	–
SO ₃ (%)	máx.	3.0	5.0		3.0
MgO (%)	máx.	–	–		–
CaO livre (%)	máx.	1.0 ^I	–		–
Perda ao fogo (%)	máx.	5.0 ^{II}	6.0 ^{III}	6.0	5.0
Humidade (%)	máx.	–	3.0		2.0
Na ₂ O (%)	máx.	–	1.5 ^{IV}		–
Cloretos (%)	máx.	0.1	–		–
Retidos: 90 µm (%)	máx.	–	–		25
Retidos: 45 µm (%)	máx.	40	34		–
Índice de actividade (%)	mín.	75 (28 dias) 85 (90 dias)	75 (7 dias) 75 (28 dias)		85 (7 dias) 65 °C
Exigência de água (%)	máx.	–	105		105
Expansão ou contracção em autoclave (%)	máx.	–	0.8		–
Tempo de presa: inicial (min)	mín.	–	–		15
final (horas)	máx.	–	–		4

I – pode atingir 2.5% desde que cumpridas as exigências de expansibilidade

II – pode atingir 7.0% desde que haja concordância contratual

III – pode atingir 12.0% desde que haja dados que comprovem o seu desempenho

IV – opcional; apenas se requerido pelo comprador

O índice de actividade pozolânica, de acordo com Malhotra, 1993, e com a própria EN 450, não reflecte o comportamento real das cinzas volantes quando incorporadas em betões e a sua determinação aos 28 dias e aos 90 dias (EN 450) é limitativa, obrigando a um elevado tempo de espera dos resultados.

De acordo com a norma europeia EN 450, um dos critérios restritivos ao uso de cinzas volantes como aditivo mineral em betões baseia-se no seu teor de inqueimados, avaliando, assim, de forma indirecta o seu teor de carbono. A EN 450 permite aceitar cinzas com teores de inqueimados até 5% em massa numa base continental e 7% numa base nacional, sempre que exista regulamentação local adequada. Assim, cinzas volantes que apresentem uma perda ao fogo superior a 7% não devem ser incorporadas nos betões em todos os países da União Europeia. Contudo, em outros países (Canadá, Índia, Coreia, etc.) o limite do teor de inqueimados pode atingir valores até 12%, o que evidencia a incoerência existente entre as diferentes normas adoptadas por países distintos.

O valor elevado do teor de inqueimados, permitido por certas especificações, pode criar problemas relacionados com a durabilidade dos betões em ambientes frios com possibilidade de formação de gelo, podendo originar dificuldades no controlo e manutenção do teor de ar adequado.

No entanto, estudos referidos no ponto anterior (Coppola *et al*, 1998, e Rocha, 1999) permitem pôr em causa o critério de conformidade adoptado pela generalidade das especificações normativas, impondo a rejeição de determinadas cinzas volantes, tendo em conta, exclusivamente, o seu teor de inqueimados. Este critério aparenta ser demasiado restritivo e dificulta a utilização mais generalizada das cinzas volantes em betões.

Com o objectivo de validar e contribuir para o esclarecimento do efeito provocado pelo uso de cinzas volantes em betões, é necessário investir na elaboração de especificações baseadas no desempenho, através do recurso a ensaios simples, avaliadores das características mecânicas e da durabilidade. A aferição da actividade pozolânica através de ensaios acelerados aos 7 dias e a consideração de parâmetros como o indicado na ASTM C618 (produto da percentagem de material superior a 45 μm pela percentagem de perda ao fogo) podem considerar-se como desenvolvimentos encorajadores.

Para Malhotra, 1999 e para o ACI *Committee* 232, 1996, as características mais importantes a exigir às cinzas volantes, quando para utilização conjunta com o cimento em betões, são a finura e o teor de inqueimados. Já Swamy, 1993, considera como principais características a avaliar em subprodutos siliciosos, a perda ao fogo e a humidade. O controlo da humidade, assegura um correcto

manuseamento do produto e evita possíveis reacções de hidratação, em particular nas cinzas da classe C, dotadas de características hidráulicas.

O papel desempenhado pelos óxidos, bem como a sua parametrização na regulamentação é controverso. O *ACI Committee 232*, 1996, refere o insucesso de estudos efectuados tendo em vista o estabelecimento de relações entre a quantidade de óxidos – SiO_2 , Al_2O_3 , Fe_2O_3 – e o desempenho das cinzas. Apesar de o conteúdo de SiO_2 parecer estar relacionado com a actividade pozolânica, níveis reduzidos deste produto não implicam efeitos negativos no comportamento e características do betão fresco e endurecido (Rocha, 1999).

O estabelecimento de valores mínimos para o conjunto dos óxidos ($\text{SiO}_2 + \text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3$) é criticado por vários autores (Swamy, 1993, *ACI Committee 262*, 1996, Joshi e Lohtia, 1997). Embora possa ser compreensível a tentativa de assegurar a presença de suficientes constituintes vítreos (segundo Mindess, 1994, quanto maior a fase vítrea melhor é a cinza), não se deve confundir a reactividade da fase vítrea com o aumento da resistência, porque o desenvolvimento das características mecânicas é sempre conseguido à custa do efeito combinado entre vários outros factores, como a finura e as propriedades do cimento. Malhotra e Ramezani pour, 1994, mencionam a existência de uma boa correlação entre a quantidade de $\text{SiO}_2 + \text{Al}_2\text{O}_3$ e a actividade pozolânica a longo prazo. Os mesmos autores também referem que a quantidade de Fe_2O_3 presente nas maioria das cinzas ocorre sob a forma de hematite e magnetite não reactiva. Devido a estes aspectos, têm sido obtidas fracas correlações entre o índice de actividade pozolânico (aferido através da razão entre resistências à compressão) e o valor de $\text{SiO}_2 + \text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3$.

As mudanças na cor das cinzas volantes devem, também, ser convenientemente averiguadas pois podem ser limitativas sob o ponto de vista estético e podem indicar variações importantes do teor de carbono.

É consensual entre os vários investigadores (Aïtcin, 1998, Malhotra, 1999) que nem todas as cinzas volantes disponíveis são adequadas para o uso em betões. No entanto, é possível intervir nas cinzas, melhorando determinadas características. Técnicas de separação, suspensão e moagem, podem beneficiar o desempenho das cinzas, transformar cinzas não conformes em cinzas aptas para aplicação em betão e fazer com que cumpram os requisitos normativos, nomeadamente em relação à finura e ao teor de inqueimados.

2.6.1.4 INFLUÊNCIA NAS PROPRIEDADES DO BETÃO

A inclusão de cinzas volantes afecta o desempenho dos betões, tanto no estado fresco como no estado endurecido, com evidentes reflexos nas características mecânicas e na durabilidade. Neste contexto, justifica-se a necessidade de esclarecer o efeito das cinzas volantes nas propriedades do betão e, assim, contribuir para que a sua utilização se processe de forma criteriosa.

Betão Fresco

O betão fresco pode ser considerado como uma concentração de partículas de diferentes densidades, tamanhos e composições químicas em suspensão numa solução com PH elevado. Aquando da mistura do cimento com a água iniciam-se importantes reacções químicas que vão dar origem à aglomeração da pasta ligante e, conseqüentemente, da massa de betão. A distribuição espacial dos materiais na massa em mutação é condicionada pelas forças de dispersão, floculação e gravidade. As reacções ocorridas são exotérmicas e é libertado calor durante a hidratação o que provoca um inevitável aumento da temperatura. As partículas de cinzas volantes são, logicamente, intervenientes em todos estes processos. As cinzas volantes de reduzido teor de cálcio agem, fundamentalmente, como um agregado fino de forma esférica, ao contrário das de elevado teor de cálcio que podem participar nas reacções iniciais de hidratação.

De modo a assegurar um adequado preenchimento dos moldes e um envolvimento das armaduras dos elementos de betão armado é fundamental garantir e manter uma determinada fluidez da mistura, em geral designada por trabalhabilidade. Assim, o estudo das propriedades reológicas do sistema, influenciadas por todos os componentes presentes na mistura, e em especial pelas cinzas volantes, justifica uma atenção especial.

As cinzas volantes afectam a presa do cimento, podendo ser enumeradas várias razões para tal: as cinzas volantes podem estar dotadas de características cimentíceas (classe C); os sulfatos pertencentes às cinzas podem reagir com o cimento da mesma forma que o gesso adicionado no fabrico do cimento e provocar um retardamento da presa; a pasta ligante pode conter uma menor quantidade de água, resultado da presença das cinzas e influenciar a velocidade de hidratação; as cinzas volantes podem absorver importantes quantidades de adjuvantes introduzidos na amassadura para modificar a reologia do betão, influenciando, assim, as condições de hidratação da pasta ligante (Malhotra e Ramezaniapur, 1994).

Os vários autores consultados concordam quanto ao facto de as cinzas volantes de reduzido teor em cálcio (classe F) retardarem a presa do cimento e aumentarem o tempo de início e de fim de presa. Neville, 1995, indica que a reacção pozolânica das cinzas é lenta e prolongada, podendo iniciar-se apenas ao fim de uma semana ou mais.

Malhotra e Ramezaniapour, 1994, indicam que a presença de cinzas, em geral, retarda a presa do betão. Este aspecto pode estar relacionado com a dosagem, a finura e a composição química das cinzas. Contudo, a finura do cimento, a água presente na pasta e a temperatura ambiente são factores considerados mais relevantes na afectação das características referidas.

Usualmente, o volume absoluto de ligante num betão com cinzas volantes excede o de um betão sem cinzas. Este facto é uma consequência da menor massa volúmica das cinzas que normalmente são utilizadas para substituir igual, ou mesmo maior, massa de cimento. Assim, verifica-se um acréscimo do volume de pasta, que vai beneficiar a trabalhabilidade do betão, melhorando a sua plasticidade e coesão.

A reduzida dimensão, a superfície pouco rugosa e a forma aproximadamente esférica das partículas das cinzas volantes de reduzido teor em cálcio influencia a reologia dos betões quando comparada com a de betões equivalentes, cujo material aglomerante é composto exclusivamente com cimento. Esta particularidade provoca uma redução na quantidade de água necessária para assegurar determinada fluidez ou permite o aumento da trabalhabilidade, mantendo constante a razão A/L. Esta vantagem associada ao uso de cinzas volantes não é, em geral, sentida com outras pozolanas que, geralmente, provocam o aumento da exigência de água das amassaduras de betão.

Para além do efeito lubrificante proporcionado pela forma esférica das partículas, outros mecanismos são relevantes podendo mesmo ser condicionantes. Swamy, 1989, Helmuth *et al*, 1995 e Neville, 1995, referem que as partículas mais finas das cinzas volantes são adsorvidas na superfície das partículas de cimento, podendo agir de modo semelhante aos adjuvantes redutores de água. Se um número suficiente de partículas de cinzas volantes cobrir a superfície das de cimento isso irá provocar a sua dispersão (desfloculação), originando uma diminuição da exigência de água para uma determinada trabalhabilidade. Uma quantidade de cinzas superior à necessária para envolver as partículas de cimento não vai conferir nenhum benefício adicional em termos de trabalhabilidade da mistura. Helmuth, 1987, defende que a eficiência das cinzas volantes na diminuição da exigência de água é notória até percentagens de substituição de cimento por cinzas da ordem dos 20%. Este valor, no entanto, não é consensual, podendo depender do tipo de cinza volante utilizada. Berg e Kukko, 1991, mencionam investigações em que a percentagem de substituição óptima em argamassas se

situa entre os 20% e os 70%, não se verificando diferenças significativas na trabalhabilidade. Segundo Neville, 1995, o efeito das cinzas na trabalhabilidade de argamassas e betões é devido, fundamentalmente, à dispersão e adsorção das suas partículas nas de cimento.

De acordo com Owens, 1979, o teor em material grosso ($> 45 \mu\text{m}$) é o factor com maior preponderância relativamente ao efeito das cinzas na trabalhabilidade do betão. Owens mostrou que o aumento da dosagem de cinzas volantes diminui a quantidade de água necessária à obtenção de betões com igual trabalhabilidade. Contudo, o aumento da quantidade de partículas de cinzas com dimensão superior a $45 \mu\text{m}$ implicou um acréscimo da exigência de água, podendo mesmo suplantar o valor requerido em betões sem cinzas. O autor verificou que em amassaduras com 20% de cinzas, contendo um teor em material grosso superior a 40%, a exigência de água superou a exigida para betões sem inclusão de adições. Para quantidades diferentes de cinzas volantes, as conclusões obtidas foram semelhantes, variando a quantidade de material grosso das cinzas a partir da qual a exigência de água é superior à das composições de controlo, sem cinzas volantes.

Minnick, Webster e Purdy, 1971, conseguiram obter correlações consistentes entre a exigência de água em argamassas e certas propriedades das cinzas. As características de maior relevância foram o teor de inqueimados e a quantidade de material retido no peneiro de $45 \mu\text{m}$ de abertura. Berg e Kukko, 1991, obtiveram resultados semelhantes. O efeito do teor de inqueimados parece estar relacionado com a exigência de água das argamassas devido à elevada apetência das partículas porosas de carbono em absorver água.

O resíduo no peneiro nº 325 ($45 \mu\text{m}$) pode estar relacionado com o teor de inqueimados, pois é de esperar que as partículas mais grossas contenham maiores percentagens de carbono (Neville, 1995). Deverá ser esta a razão porque a separação, aproveitando apenas a fracção mais fina, é considerada um processo eficiente na melhoria das cinzas volantes a aplicar em argamassas e betões. Mora, Payá e Monzó, 1993, separaram através de ar um tipo de cinza volante em cinco fracções, apresentando as mais finas menor teor de inqueimados.

Numerosos exemplos podem ser encontrados na bibliografia relatando o efeito favorável das cinzas volantes na trabalhabilidade de argamassas e betões. No entanto, outros casos são relatados em que a presença de cinzas influencia negativamente a exigência de água de argamassas e betões. Malhotra e Ramezaniapour, 1994, apresentam exemplos, indicando que, em geral, as cinzas volantes de elevada exigência de água são provenientes de centrais termoeléctricas antigas, onde predominam cinzas com elevados teores de carbono e grandes quantidades de partículas grossas.

As cinzas volantes apresentam, em geral, a capacidade de prolongar a trabalhabilidade do betão durante um período de tempo mais alargado. Por intermédio da avaliação da perda de abaixamento ao longo do tempo, vários autores apresentam estudos em que tal se verifica (Malhotra e Ramezani pour, 1994, Day, 1995, ACI *Committee* 232, 1996). Ravina, 1995, analisou o referido efeito em betões incorporando adjuvantes e constatou que, mesmo na presença de superplastificantes, o efeito das cinzas é favorável e diminui a perda de abaixamento com o tempo. Este efeito é particularmente importante em BED, dada a reduzida relação A/L usada.

Outro efeito benéfico das cinzas volantes é a sua capacidade de reduzir a exsudação de água e a segregação de betões. Berg e Kukko, 1991, indicam que a exsudação diminui à medida que a dosagem de cinzas e a sua finura aumentam.

A incorporação em betões de cinzas volantes de baixo teor em cálcio reduz o calor de hidratação. A contribuição das cinzas volantes para o calor de hidratação foi estimada em cerca de 15% a 30% da obtida com igual massa de cimento (ACI *Committee* 211, 1990). As cinzas volantes da classe C não causam necessariamente uma redução do calor de hidratação, uma vez que algumas reagem muito rapidamente com a água, gerando excessivas quantidades de calor.

De acordo com o que já foi referido, a utilização de cinzas volantes afecta adversamente a acção dos introdutores de ar. Experimentalmente, verifica-se a necessidade de aumentar a quantidade destes produtos para obter um determinado nível de ar incluído em betões com cinzas volantes.

Betão Endurecido

As cinzas volantes afectam a grande maioria das propriedades do betão endurecido, nomeadamente a resistência mecânica e a durabilidade.

É possível enumerar dois dos efeitos fundamentais associados à incorporação em argamassas e betões de adições minerais tipo II: físico (efeito fíler) e químico (efeito pozolânico).

O efeito fíler é caracterizado pelo preenchimento com partículas de cinzas volantes dos vazios existentes entre as partículas de cimento, de dimensão superior (Figura 2.6), em particular quando estas se encontram desfloculadas na presença de uma dose adequada de superplastificante como acontece nos BED. Assim, é garantida uma maior compacidade e densidade da pasta, mesmo antes do desenvolvimento das ligações químicas aquando da hidratação do cimento.

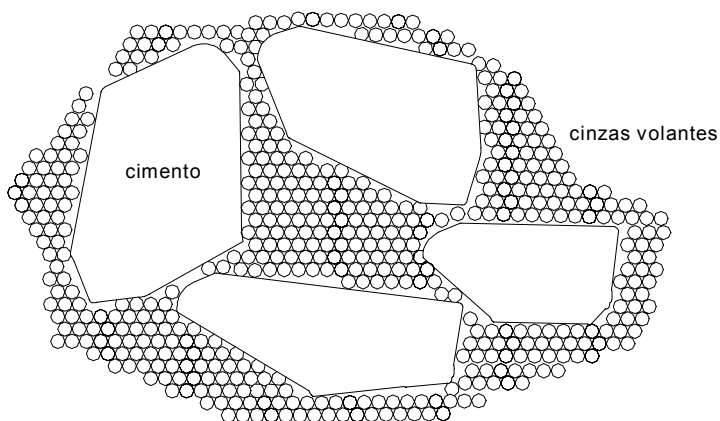


Figura 2.6 – Efeito fíler das cinzas volantes

O efeito pozolânico é devido à presença de compostos siliciosos ou sílico-aluminosos que por si só apresentam pouco ou nenhum valor aglomerante, mas que, na presença de água, ficam aptos a se relacionarem quimicamente com o hidróxido de cálcio proveniente da hidratação do cimento, formando compostos com propriedades aglomerantes.

Os eventuais ganhos de resistência e durabilidade serão manifestamente consequência da maior ou menor efectivação destes dois efeitos.

De um modo geral, as cinzas volantes contribuem para a diminuição das características mecânicas do betão nas primeiras idades. No entanto, quando são atingidas idades mais avançadas, os betões com cinzas volantes podem apresentar resistências mecânicas semelhantes ou até mesmo superiores às determinadas em betões de controlo, sem adição de cinzas. Devido ao facto de a reacção pozolânica ser lenta mas prolongada, verifica-se uma recuperação dos níveis de resistência nos betões com cinzas ao longo do tempo, caso estes sejam curados devidamente, uma vez que a reacção pozolânica só ocorre na presença de água.

De acordo com a opinião de diversos autores, na maioria das situações práticas, é possível adicionar cinzas volantes ao betão, atingir a resistência à compressão pretendida e assegurar o comportamento adequado da mistura, mesmo nas primeiras idades (Cannon, 1998). A incorporação de cinzas, em geral, diminui a exigência de água, permite reduzir a razão A/L e, conseqüentemente, potenciar a capacidade resistente.

A incorporação de cinzas volantes no betão geralmente beneficia os parâmetros relacionados com a durabilidade, desde que seja assegurada uma cura adequada. O efeito favorável das cinzas no betão endurecido é particularmente notório quando avaliado em idades avançadas. As preocupações relacionadas com a durabilidade do material são de importância acentuada, uma vez que a

necessidade de assegurar um determinado tempo de vida útil das estruturas, exige ao betão um desempenho adequado a longo prazo.

As cinzas volantes de reduzido teor de cálcio reduzem a permeabilidade do betão, propriedade fundamental para assegurar um período de vida longo. O hidróxido de cálcio formado durante a hidratação do cimento é solúvel na água e corre o risco de ser lixiviado para o exterior do betão. Devido às suas propriedades pozolânicas, as cinzas volantes combinam-se, essencialmente, com o C-H e com a água, reduzindo a possibilidade de lixiviação do hidróxido de cálcio. Adicionalmente, a reacção pozolânica de longo prazo das cinzas refina a estrutura porosa do betão e reduz a sua permeabilidade.

A reacção álcalis-silica é minimizada através da inclusão de cinzas volantes. A sílica presente nas cinzas consome o álcalis disponível na pasta de cimento, reduzindo, assim, a expansão para níveis não destrutivos. Em geral, a quantidade óptima para minimizar este aspecto é superior à requerida pela trabalhabilidade e resistência do betão (ACI *Committee* 232, 1996).

Também a resistência à acção dos sulfatos é aumentada devido à acção das cinzas volantes. As cinzas volantes da classe F consomem o excesso de hidróxido de cálcio, impedem a sua reacção com os sulfatos, diminuem a permeabilidade do betão e a possibilidade de ingresso dos sulfatos e, conseqüentemente, protegem o betão. O uso de cinzas volantes é particularmente indicado na melhoria da resistência do betão à acção dos sulfatos, estando o conteúdo de CaO, em geral, inversamente relacionado com a eficácia das cinzas.

Relativamente à carbonatação, o efeito da adição de cinzas volantes acompanha as tendências verificadas nas resistências mecânicas e na permeabilidade, reflectindo o resultado do processo físico-químico associado à hidratação e pozolanicidade do sistema cimento-cinzas volantes-água. Devido às reacções pozolânicas, as cinzas volantes não só reduzem o teor de hidróxido de cálcio presente na pasta ligante como também decrescem a permeabilidade à água e a difusibilidade iónica do sistema, contribuindo para o aumento da resistência do betão à carbonatação. No entanto, as vantagens da adição de cinzas volantes são, em geral, apenas aparentes após longos períodos de cura, devido à morosidade das reacções pozolânicas (Joshi e Lohtia, 1997).

A adição de cinzas volantes reduz a corrosão das armaduras em betões expostos à acção dos cloretos num ambiente húmido. A durabilidade de um betão assim exposto pode ser melhorada através da incorporação de cinzas da classe F. Segundo Alonso *et al*, 1994, a causa principal da melhoria da resistência do betão à acção dos iões de cloro prende-se com o aumento da quantidade de aluminatos proporcionada pela substituição de cimento por cinzas volantes. Os aluminatos

reagem quimicamente com os cloretos e provocam a diminuição da quantidade de cloretos livres na fase aquosa, responsáveis pela corrosão das armaduras.

Vários autores corroboram os aspectos focados relativos à durabilidade desde que se assegure uma cura adequada (Malek, Roy e Licastro, 1986, Thomas and Matthews, 1992, Alonso *et al*, 1994, ACI *Committee* 232, 1996, Keck e Riggs, 1997, Naik, Singh e Ramme, 1998). Contudo, existem resultados discordantes, nomeadamente os apresentados por Hedegaard e Hansen, 1992. Estes autores relatam que seria necessária a substituição de cerca de 1 kg de cimento por 3 kg de cinzas volantes, de modo a manter semelhante a resistência à permeabilidade da água. Os ensaios foram realizados em provetes conservados em água até à idade de 28 e 56 dias, permanecendo a dúvida se o eventual efeito favorável das cinzas se faz sentir apenas em idades mais avançadas.

Em síntese, é possível enumerar as principais vantagens e limitações relacionadas com a adição de cinzas volantes no betão. Os principais proveitos, em termos gerais, são:

- contribuir para a minimização de um problema de impacte ambiental, através da utilização de um subproduto industrial e da diminuição do consumo de cimento, contribuindo para a redução de emissões de CO₂ para a atmosfera;
- reduzir o calor de hidratação durante o período crítico em que o calor gerado ultrapassa o dissipado, provocando uma menor subida da temperatura do betão;
- aumentar a trabalhabilidade do betão, tornando mais fácil a sua compactação e bombagem;
- diminuir a exsudação e a segregação e contribuir para melhorar o acabamento superficial;
- decrescer a permeabilidade e, conseqüentemente, melhorar a durabilidade do betão, desde que curado convenientemente;
- melhorar o comportamento ao ataque de sulfatos para níveis superiores aos proporcionados por cimentos resistentes aos sulfatos;
- aumentar a economia, proporcionada pelo menor custo das cinzas volantes em comparação com o do cimento ou de outras adições minerais, nomeadamente das sílicas de fumo;
- possibilitar a obtenção de resistências mecânicas superiores, particularmente em idades mais avançadas. Em geral, é mais vantajosa a adição de cinzas em detrimento do aumento da dosagem de cimento;

- beneficiar o comportamento dos betões com cinzas volantes, em particular, quando incluídos em estruturas situadas em ambientes marítimos, desde que assegurado adequado período de cura antes do contacto com a água do mar. Enquanto as cinzas proporcionam um melhor desempenho à acção simultânea dos sulfatos e dos cloretos, a utilização exclusiva de cimento, requer a ponderação de um importante conflito: elevados teores de C_3A do cimento são necessários face à acção dos cloretos e a redução do mesmo composto proporciona melhor resistência à acção dos sulfatos.

Como principais desvantagens é possível apontar:

- a falta de uniformidade das características das cinzas, podendo ocorrer variações significativas entre diferentes proveniências e mesmo em diferentes fornecimentos originários da mesma Central Termoeléctrica;
- o uso de um material suplementar exige o conhecimento das suas implicações. O produtor de betão deverá utilizar as cinzas volantes com especial atenção, nomeadamente no que concerne à dosagem de água. Um excesso de água pode trazer consequências mais nefastas na resistência à compressão de um betão com cinzas do que num betão sem inclusão deste material, particularmente em betões com resistência à compressão reduzida;
- a necessidade de dispositivos suplementares para armazenamento e manuseamento adequado;
- a redução do calor de hidratação que, apesar de favorável em tempo quente, pode afectar adversamente a cura do betão quando exposto a baixas temperaturas;
- o aumento do tempo de presa;
- um maior tempo de cura motivado pelo facto de as resistências mecânicas demorarem mais tempo a desenvolver-se;
- a redução dos níveis de hidróxido de cálcio, responsáveis pelo ambiente alcalino protector da corrosão das armaduras. Este aspecto pode ser compensado pela redução da permeabilidade causada pela presença das cinzas, caso o betão seja curado devidamente. Se a cura não for efectuada adequadamente, as cinzas podem contribuir para uma diminuição da protecção das armaduras face à corrosão;
- o desenvolvimento de resistências iniciais é mais lento, podendo provocar um aumento do tempo de descofragem e um custo adicional da obra;

- devido à redução da exsudação, pode ocorrer fendilhação provocada pela evaporação de água, sendo exigida uma cura do betão mais cuidada;
- a inibição da acção dos agentes introdutores de ar, nomeadamente aquando da utilização de cinzas com elevados teores de carbono.

2.7 SUPERPLASTIFICANTES

A origem e o desenvolvimento dos BED e dos BUED estão intimamente relacionados com o aparecimento dos adjuvantes redutores de água, designadamente dos superplastificantes, SP. A sua inclusão na mistura é obrigatória e permite melhorar o desempenho de um betão à custa da redução da quantidade de água da amassadura, mantendo a trabalhabilidade necessária para uma adequada colocação em obra.

Os superplastificantes são adjuvantes para betão, definidos na especificação do LNEC E374-1993, como materiais adicionados durante a amassadura em quantidade que não exceda os 5% da massa do cimento, com o objectivo de modificar as propriedades do betão no estado fresco ou endurecido. Segundo a mesma especificação, um superplastificante (ou adjuvante redutor de água de alta gama) é definido como um material que, sem afectar a trabalhabilidade, permite uma alta redução da dosagem de água de uma dada mistura, ou que, sem modificar a dosagem de água, aumenta consideravelmente a trabalhabilidade, ou que produz os dois efeitos simultaneamente. As características a exigir aos superplastificantes referem-se à sua identificação, compatibilidade com os cimentos e comportamento no betão.

Dos requisitos a atingir, preconizados pela E374-1993, destacam-se a resistência à compressão aos 28 dias, o aumento da consistência e a manutenção da consistência. Estas características deverão ser aferidas quer para um betão de referência, quer para um betão com superplastificante, mantendo constante a razão A/L: a resistência à compressão aos 28 dias não deverá ser menor que 90% da do betão de referência; o espalhamento deverá ser aumentado de 380 ± 20 mm para 540 ± 20 mm (acréscimo de pelo menos 30%) ou o abaixamento deverá passar de 70 ± 10 mm para 190 ± 10 mm (aumento superior a 125%); 30 minutos após a adição de superplastificante a consistência não deve ser inferior ao valor inicial do betão de referência.

Duas especificações da ASTM descrevem os requisitos necessários a exigir a um adjuvante redutor de água de alta gama. A ASTM C494 prevê a existência de dois

tipos de superplastificantes, a utilizar para a produção de betões com abaixamentos correntes: adjuvantes redutores de alta gama (tipo F) e adjuvantes redutores de alta gama e retardadores de presa (tipo G). Os adjuvantes tipo F e G são definidos como capazes de reduzir a quantidade de água necessária para uma determinada consistência em pelo menos 12%, tendo os de tipo G também aptidão para retardar a presa do betão. A ASTM C1017 contempla dois tipos de superplastificantes e aplica-se a betões fluidos, ou seja, com abaixamentos do cone de Abrams superiores a 190 mm: superplastificantes do tipo I e do tipo II, tendo estes últimos o efeito adicional de retardar a presa.

Os superplastificantes podem classificar-se em quatro categorias segundo o respectivo composto químico base (Coutinho, 1988_a, Larrard, 1988, Malhotra, 1989, ACI *Committee* 212, 1990, Mindess, 1994, Biagini, 1995, Neville, 1995, Carbonari, 1996, Aïtcin, 1998, Rocha, 1999):

- linhossulfonatos modificados, apresentando, em geral, um teor de sólidos aproximadamente igual a 20% e densidade de 1.1;
- condensados de melamina formaldeído sulfonatado apresentando, em geral, um teor de sólidos entre 22% e 30%, podendo atingir os 40%, e densidade igual a 1.1;
- condensados de naftaleno formaldeído sulfonatado apresentando, em geral, um teor de sólidos entre 40% e 42% e densidade igual a 1.2;
- copolímeros, actualmente os adjuvantes redutores de alta gama de última geração.

Os superplastificantes podem ser utilizados tanto na forma de pó como em solução aquosa. Como os adjuvantes em pó devem ser previamente diluídos em água para serem mais eficazmente dispersos no betão, a forma mais prática de utilização e a mais correntemente disponível no mercado, é a solução aquosa.

De acordo com Huynh, 1996 e Aïtcin, 1998, a selecção de um superplastificante adequado é crucial para um BED, devido ao facto de que nem todos os tipos de superplastificantes disponíveis no mercado reagirem da mesma forma na presença de determinado ligante. É particularmente importante assegurar a compatibilidade entre o superplastificante e o cimento utilizado, sendo esta, talvez, a propriedade fundamental a estudar aquando da escolha do SP.

Os produtos mais correntemente utilizados têm como compostos base os condensados de melamina ou condensados de naftaleno (Neville, 1995, Huynh, 1996, Ramachandran *et al*, 1998), e são, geralmente, mais eficazes do que os baseados em linhossulfonatos.

Os SP baseados em linhossulfonatos raramente são utilizados isoladamente para a fabricação de um BED. A sua aplicação é feita em conjunto com condensados de melamina ou com condensados de naftaleno. Por vezes, os linhossulfonatos são empregues para o controlo inicial das características reológicas dos BED, sendo a dosagem no final da mistura (ou o controlo em obra) efectuada recorrendo a condensados de melamina ou naftaleno (Aïtcin, 1992, 1998, Mindess, 1994).

Relativamente à escolha entre condensados de melamina ou condensados de naftaleno, parece não ser possível eleger com certeza qual o mais eficaz, já que existem variados exemplos na bibliografia de sucesso da aplicação dos dois tipos de SP. Contudo, os condensados de naftaleno parecem ser mais eficientes. A escolha do tipo de superplastificante deve incidir na sua eficiência económica (custo da quantidade necessária a adicionar de modo a ser obtida a trabalhabilidade desejada durante o período de tempo pretendido) e não no seu preço por litro.

Carbonari *et al*, 1996, referem que a eficácia da dosagem é afectada pelo tipo de SP utilizado. A avaliação do efeito de diferentes SP, por intermédio de ensaios no cone de Marsh, permitiu constatar comportamentos similares de dois condensados de naftaleno distintos, um pior desempenho de um condensado de melamina e uma muito maior eficácia de um copolímero. Conclusões semelhantes quanto à comparação de condensados de melamina e condensados de naftaleno são apontadas por Paillere e Serrano, 1990. A exigência de água em pastas de cimento realizadas com dois diferentes superplastificantes à base de condensados de naftaleno apresentou menores valores do que a obtida com dois diferentes condensados de melamina. Contudo, é sabido que a exigência de água do cimento aumenta com o acréscimo do seu teor em C_3A , o que diminui o efeito associado à natureza química dos SP, uma vez que todos os SP apresentaram exigências de água equivalentes para teores de C_3A de 11.4%. Ramezaniampour, Sivasundaram e Malhotra, 1995, obtiveram piores desempenhos de SP baseados em condensado de melamina comparativamente aos observados com condensados de naftaleno.

A utilização deste tipo de adjuvante permite reduzir a quantidade de água da amassadura em cerca de 12% a 30%, e possibilita a obtenção de BED com relações A/L mais próximas das estritamente necessárias à hidratação do cimento. Torna-se assim possível fabricar betões com A/L inferiores a 0.3, passíveis de colocação em obra. A adição de SP permite, mantendo constante a quantidade de água, a passagem de um betão com abaixamento do cone de Abrams de 2 a 3 cm, para um abaixamento de cerca de 20 cm, transformando, em poucos segundos, um betão seco ou pouco plástico num betão fluído.

Segundo Biagini, 1995, os efeitos principais associados ao uso de superplastificantes podem ser sintetizados em relação a três estados diferentes do betão: fresco, durante a presa e endurecido.

No estado fresco os SP são normalmente responsáveis por:

- um aumento da massa volúmica do betão, consequência da redução da quantidade de água;
- um acréscimo substancial da fluidez do betão;
- um aumento da coesão da mistura, consequência da redução da quantidade de água;
- um ligeiro aumento do teor em ar do betão, especialmente para dosagens elevadas de SP;
- uma maior perda de abaixamento ao longo do tempo;
- um aumento significativo da capacidade de bombagem, resultante da melhoria generalizada da trabalhabilidade e da coesão;
- uma diminuição da segregação.

Relativamente aos efeitos provocados durante a presa do betão, em geral, os SP proporcionam:

- um retardamento da presa do betão, caso os SP sejam utilizados apenas como fluidificantes. No caso de serem empregues com o intuito de reduzir a quantidade de água da amassadura (como nos BED), uma dosagem corrente não influencia significativamente a presa do betão;
- uma redução da exsudação, provocada pela diminuição da razão A/L. Se não for acautelada uma composição e mistura adequada dos agregados, os SP podem ser responsáveis por um acréscimo da exsudação, nomeadamente em betões fluidos com insuficiência de finos e dotados de uma dosagem excessiva de SP;
- como consequência da redução da exsudação, a fissuração provocada pela retracção plástica pode aumentar, particularmente em condições ambientais que provoquem uma maior evaporação de água do que aquela que é exsudada para a superfície.

Os efeitos dos SP no betão endurecido podem ser assim sistematizados:

- aumento considerável das resistências mecânicas devido à redução da relação A/L e não devido à acção directa do SP, que não provoca, praticamente, qualquer variação nas resistências do betão;
- elevada redução da permeabilidade do betão, consequência da redução da razão A/L;
- apesar de os SP, geralmente, introduzirem ar na mistura, as bolhas de ar introduzidas apresentam dimensões superiores às produzidas pelos agentes introdutores de ar, não contribuindo para uma melhoria do comportamento às acções de gelo-degelo;
- apesar de os SP não aumentarem directamente a resistência do betão ao ataque de agentes agressivos, a redução da razão A/L e a consequente diminuição da porosidade implica uma maior resistência a este tipo de ataques;
- diminuição da fluência devido à redução de A/L, proporcionada pela presença de SP;
- redução da retracção de secagem, como consequência da diminuição de A/L. A utilização de SP, exclusivamente como promotor da fluidez do betão e não como redutor da relação A/L, pode ocasionar um aumento da retracção de secagem.

A principal acção de um superplastificante é a de provocar a dispersão das partículas finas da mistura, nomeadamente de cimento e de adições minerais. Aquando da adição de um agente redutor de água de alta gama, este é adsorvido pela superfície das partículas de cimento e de adições minerais eventualmente introduzidas, expulsando o ar que de outra forma conferiria uma forte coesão capilar entre as partículas sólidas. Como consequência deste mecanismo, as partículas finas ficam ionizadas com carga do mesmo sinal, repelindo-se, e a água livre entre elas deixa de ser necessária à sua mobilidade. Assim, é reduzida a distância relativa entre partículas, podendo ser dispensada a água em excesso, diminuindo, consequentemente, a razão A/L da mistura.

A capacidade de adsorção do superplastificante pelas partículas de ligante depende da sua massa molecular. Huynh, 1996, refere a concordância existente em relação a este aspecto e indica variados autores que preconizam que, a um aumento da massa molecular dos SP está associado um acréscimo da sua adsorção pelas partículas de cimento e, consequentemente, um maior efeito fluidificante.

O potencial eléctrico existente entre a superfície dos grãos e a solução (potencial zeta, ζ) é responsável pelas forças repulsivas entre partículas, pode ser avaliado e permite quantificar a capacidade de desfloculação do SP. É possível constatar que

o potencial ζ e a adsorção crescem de modo concomitante com o aumento da dosagem de SP (Larrard, 1988), indiciando que a adsorção das moléculas deste tipo de adjuvante pelos grãos de ligante, cria, no seu contorno, uma camada lubrificante durante um determinado período de tempo.

A Figura 2.7 e a Figura 2.8 pretendem elucidar o modo de acção dos superplastificantes sobre as partículas de aglomerante e sobre as pastas.

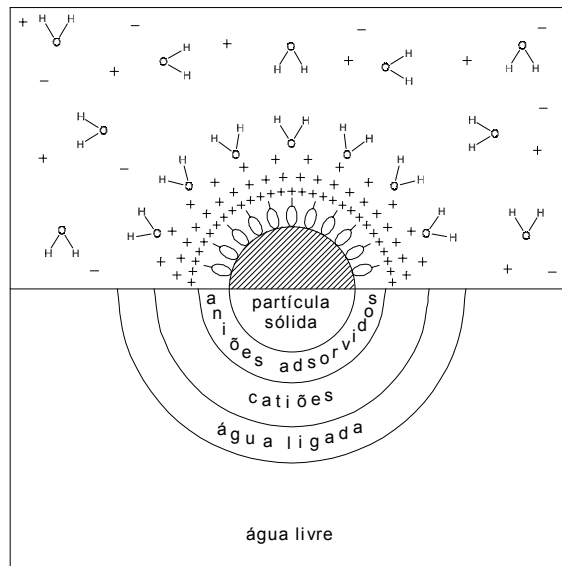


Figura 2.7 – Acção dos SP sobre as partículas de ligante (Coutinho, 1988_a)

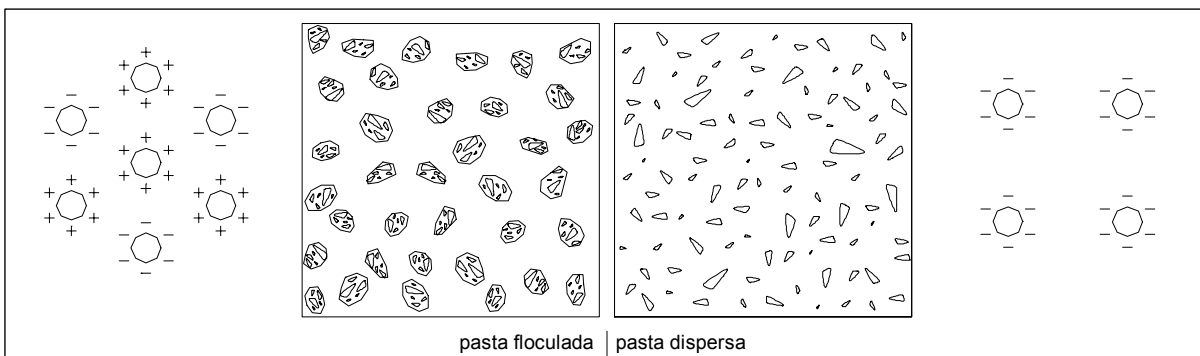


Figura 2.8 – Efeito dos SP sobre as pastas (Mindess e Young, 1981)

Os grãos de cimento, quando entram em contacto com a água da amassadura, aglomeram-se e são de novo dispersados pela acção do SP, sem contudo, regressar à divisão inicial, existente nas partículas secas (Figura 2.9).

Os superplastificantes não alteram significativamente a estrutura da pasta de cimento hidratada, desempenham a acção fundamental de dispersar e desflocular as partículas de cimento e contribuem desta forma para uma melhor hidratação. Este aspecto, pode ser o motivo pelo qual o uso de SP em betões com igual razão A/L provoca, por vezes, um aumento da resistência à compressão. Vários autores corroboram este efeito (ACI *Committee* 212, 1993, Estévez e Gutiérrez, 1990). Neville, 1995, refere que foram registados acréscimos na resistência à compressão

de 10% às 24 horas e cerca de 20% aos 28 dias de idade, não deixando de chamar a atenção para casos em que tal não se verificou. Ramezaniampour, Sivasundaram e Malhotra, 1995, também detectaram efeitos nocivos associados à adição de SP por intermédio de resultados comparativos de ensaios realizados em provetes de betões com a mesma relação A/L e com ou sem incorporação de SP. Os autores fabricaram betões com razões A/L iguais a 0.40, 0.45 e 0.50, obtiveram resistências à compressão e à flexão inferiores em betões compostos com SP e as diferenças agravaram-se para os maiores valores de A/L.

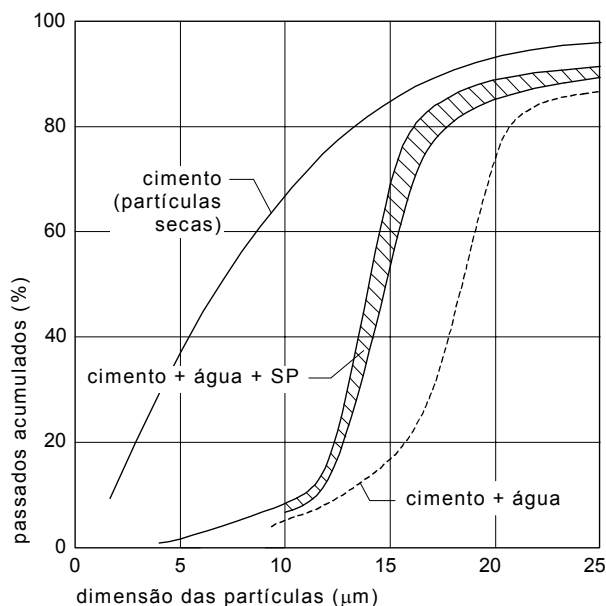


Figura 2.9 – Efeito dispersante dos SP sobre as partículas de cimento (Larrard, 1988)

2.7.1 COMPATIBILIDADE COM OS CIMENTOS

A acção fundamental dos superplastificantes consiste em dispersar e desflocular as partículas de aglomerante, e resulta, fundamentalmente, de uma acção física. No entanto, os efeitos não se confinam a tal, existindo também, acções químicas relevantes entre os SP e os componentes da pasta ligante.

Determinadas moléculas de SP podem reagir quimicamente com os novos compostos, resultantes do contacto do cimento com a água, provocando consumos de SP em funções diferentes daquelas que motivam a sua inclusão na mistura. Eventualmente, podem ocorrer efeitos prejudiciais na acção de dispersão e podem ser afectadas outras características como o tempo de presa, a resistência final e a aderência entre a pasta e os agregados do betão.

A escolha dos materiais a empregar e o estudo da composição do BED pode ser fortemente condicionado pela eficácia do superplastificante, sendo imperioso

verificar a sua compatibilidade com o ligante, nomeadamente com as partículas de cimento.

Aïtcin e Neville, 1993, indicam que os aspectos que influenciam a compatibilidade entre o cimento e os superplastificantes estão relacionados com as características físico-químicas da mistura, enumerando alguns requisitos que os cimentos e os SP devem satisfazer (Quadro 2.15).

Quadro 2.15 – Requisitos do cimento e dos SP de modo a diminuir a possibilidade de incompatibilidade (Aïtcin e Neville, 1993)

Componente	Característica
Cimento	não deve ser muito fino
	deve conter uma reduzida quantidade de C_3A
	na fase inicial da hidratação, a reacção deve ser controlada pelos iões de sulfato do cimento, resultantes da dissolução destes na água
Superplastificante	deve possuir uma grande e alongada rede de moléculas
	deve conter adequada quantidade de sulfatos solúveis na mistura

A estrutura fundamental da pasta de cimento hidratada não é afectada pela acção dos SP, mas existem interacções entre os SP e o C_3A do cimento (Neville e Aïtcin, 1998). É de salientar que o primeiro componente do cimento a hidratar é o C_3A e que a sua reacção se processa com rapidez, sendo controlada pelo gesso adicionado ao clínquer durante o processo de fabrico.

Assim, numa pasta de cimento, água e superplastificante, dois dos seus componentes principais podem reagir com o C_3A : o gesso e o SP. Apesar de poder ser necessária a adição de SP durante a amassadura de modo a conferir ao betão a trabalhabilidade desejada, é essencial assegurar que o SP não é totalmente fixo pelo C_3A do cimento. Este efeito pode ocorrer se o gesso não libertar os iões de sulfato com a rapidez necessária para primeiro reagirem com o C_3A . Quando os iões de sulfato são libertados lentamente, o SP é fixo pelo C_3A . É nestas circunstâncias que se considera o SP incompatível com o cimento.

A solubilidade do gesso de determinado cimento é, então, a condicionante fundamental da eventual incompatibilidade entre os cimentos e os superplastificantes. O termo gesso é utilizado para designar o sulfato de cálcio existente no cimento. Contudo, o sulfato de cálcio pode ocorrer de diversas formas, apresentando diferentes taxas de solubilidade, dependendo das matérias primas utilizadas durante a fabricação do cimento: gesso natural ($CaSO_4, 2H_2O$), hemihidratado ($CaSO_4, 1/2H_2O$) e anidrite natural ($CaSO_4$) ou anidrite sintética, formada pela desidratação do gesso a 170 °C.

A normalização actual sobre cimentos apenas exige, em geral, o controlo do teor total em SO_3 , impondo um limite máximo. Para um cimento tipo I, a ASTM C150

especifica um teor máximo de 3.0% ou 3.5% dependendo do conteúdo de C_3A , enquanto a NP 2064 fixa o mesmo valor em 3.5% ou 4.0%, dependendo do tipo de cimento.

O parâmetro principal de controlo a ter em consideração não deverá ser o teor total de SO_3 , conforme previsto pela regulamentação vigente, mas sim, a quantidade de gesso adicionada durante o fabrico do cimento (Neville e Aïtcin, 1998). Consequentemente, é possível existirem dois cimentos diferentes, cumprindo o estipulado na normalização, com iguais teores de sulfatos mas, e dependendo da origem dos sulfatos, que disponibilizem diferentes quantidades de iões SO_4^{2-} para reacção com o C_3A durante a fase inicial de hidratação.

Se apenas estiverem disponíveis pequenas quantidade de sulfatos solúveis, os sulfonatos presentes nas extremidades da estrutura molecular dos SP reagem e são fixos pelo C_3A , deixando de estar disponíveis para promover a dispersão das partículas do ligante, inibindo o efeito para o qual foram integrados na mistura. Esta é a razão fundamental pela qual a adição do superplastificante não deve ser efectuada no início da amassadura, sendo preferível a sua introdução após se ter desencadeado a reacção de hidratação do cimento (Collepardi, 1994, Neville e Aïtcin, 1998).

O problema de incompatibilidade descrito pode também ocorrer em betões correntes. No entanto, as suas consequências são substancialmente mais gravosas em betões de elevado desempenho, devido ao reduzido valor da razão A/L e às elevadas dosagens de cimento com que, usualmente, são fabricados. O reduzido valor de A/L implica a existência de uma menor quantidade de água disponível para o desenvolvimento dos iões sulfato e elevadas quantidades de cimento disponibilizam grandes quantidades de C_3A , necessitando a sua reacção de ter um controlo adequado, de modo a permitir o correcto desempenho dos SP.

A necessidade de ensaios adequados que permitam avaliar a compatibilidade entre os cimentos e os superplastificantes é fundamental no processo de escolha dos materiais a utilizar na confecção de um BED. O comportamento do cimento face a elevados valores de A/L, utilizados em betões convencionais, não traduz, necessariamente, o real desempenho da pasta fabricada com reduzidos teores de A/L. Assim, a conformidade com a maioria das normas, quer dos cimentos quer dos superplastificantes, não assegura o adequado comportamento da mistura (Aïtcin e Neville, 1993). Não deverá nunca ser escolhido um SP independentemente do cimento, devendo, obrigatoriamente, ser investigada a sua compatibilidade por intermédio de ensaios capazes de reflectir o comportamento de betões constituídos com reduzidos valores de A/L, muitas vezes inferiores a 0.3.

A compatibilidade entre os superplastificantes e os cimentos pode ser avaliada recorrendo a ensaios realizados com pastas (Proença, 1996, Gutiérrez e Cánovas, 1996, Aïtcin, 1998), utilizando o cone de Marsh ou o mini-abaxamento (*minislump* na literatura inglesa). Os ensaios referidos encontram-se descritos em pormenor por Aïtcin, 1998, e consistem em determinar o tempo de fluidez (cone de Marsh) ou o espalhamento (mini-abaxamento) de diferentes pastas de ligante, água e superplastificante nas quais apenas se faz variar a quantidade de SP, mantendo inalterados todos os outros parâmetros (Figura 2.10).

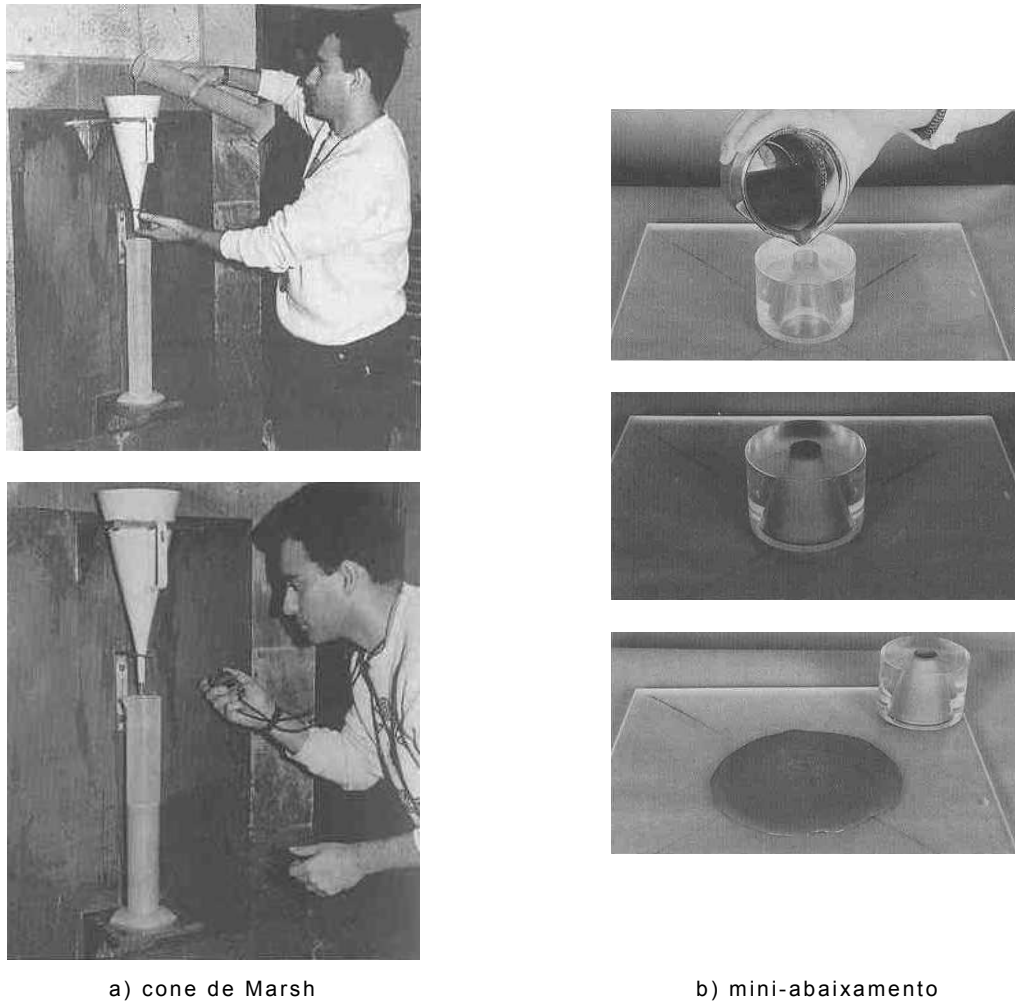


Figura 2.10 – Ensaio em pastas (Aïtcin, 1998)

Através destes ensaios também é possível determinar a dosagem óptima de superplastificante, correspondente à quantidade a partir da qual não são perceptíveis ganhos evidentes na fluidez das pastas, podendo mesmo ocorrer retrocessos. Na Figura 2.11 são ilustradas as relações típicas retiradas de ensaios com o cone de Marsh e observadas no caso de compatibilidade entre o cimento e o superplastificante, onde facilmente se identifica o ponto de saturação, correspondente à dosagem óptima de superplastificante. Idênticas conclusões podem ser determinadas recorrendo ao ensaio de mini-abaxamento.

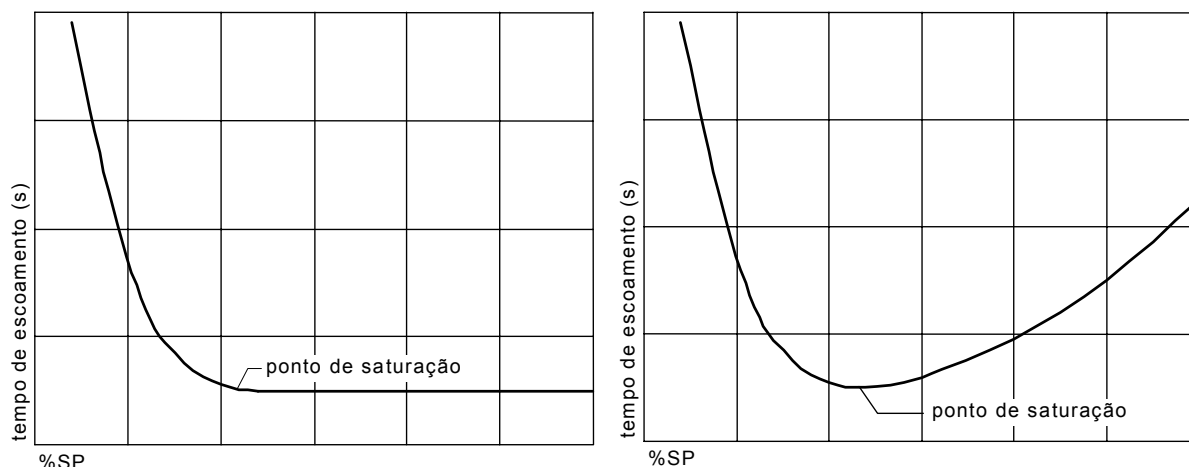


Figura 2.11 – Definição de ponto de saturação (cone de Marsh)

A averiguação da compatibilidade entre o par cimento-superplastificante resume-se a efectuar ensaios diferidos no tempo utilizando o cone de Marsh ou o mini-abaxamento. Os ensaios deverão ser efectuados de modo a caracterizar o comportamento reológico das pastas ao longo do tempo, até cerca de 120 minutos após o início da amassadura.

Através do ensaio do cone de Marsh podem ser tipificadas quatro situações possíveis, resultantes do estudo do comportamento reológico de pastas dotadas de reduzidas relações A/L. A Figura 2.12 ilustra essas diferentes possibilidades (Aïtcin, 1998).

A Figura 2.12 (a) representa o caso de compatibilidade plena entre a combinação de cimento e do superplastificante: a dosagem de SP correspondente ao ponto de saturação é reduzida (cerca de 1.0%) e a curva decorrente do ensaio aos 60 minutos é próxima da dos 5 minutos, mantendo-se o efeito fluidificante pelo menos durante uma hora. A Figura 2.12 (b) ilustra um caso de incompatibilidade: o ponto de saturação é mal definido e corresponde a uma dosagem elevada de SP, bem como a curva dos 60 minutos é bastante afastada da dos 5 minutos, o que implica maiores tempos de escoamento. Por vezes, quando a incompatibilidade é muito mais pronunciada, a pasta deixa rapidamente de fluir, podendo tal verificar-se decorridos apenas 15 minutos após o início da mistura.

As Figuras 2.12 (c) e (d) representam situações intermédias. Na Figura 2.12 (c), a curva dos 5 minutos é similar à da Figura 2.12 (a) mas a curva dos 60 minutos é semelhante à da Figura (b). Na Figura 2.12 (d) a curva dos 5 minutos apresenta um desenvolvimento parecido com a da Figura 2.12 (b) e a dos 60 minutos apresenta uma posição relativamente à dos 5 minutos similar à da Figura 2.12 (a).

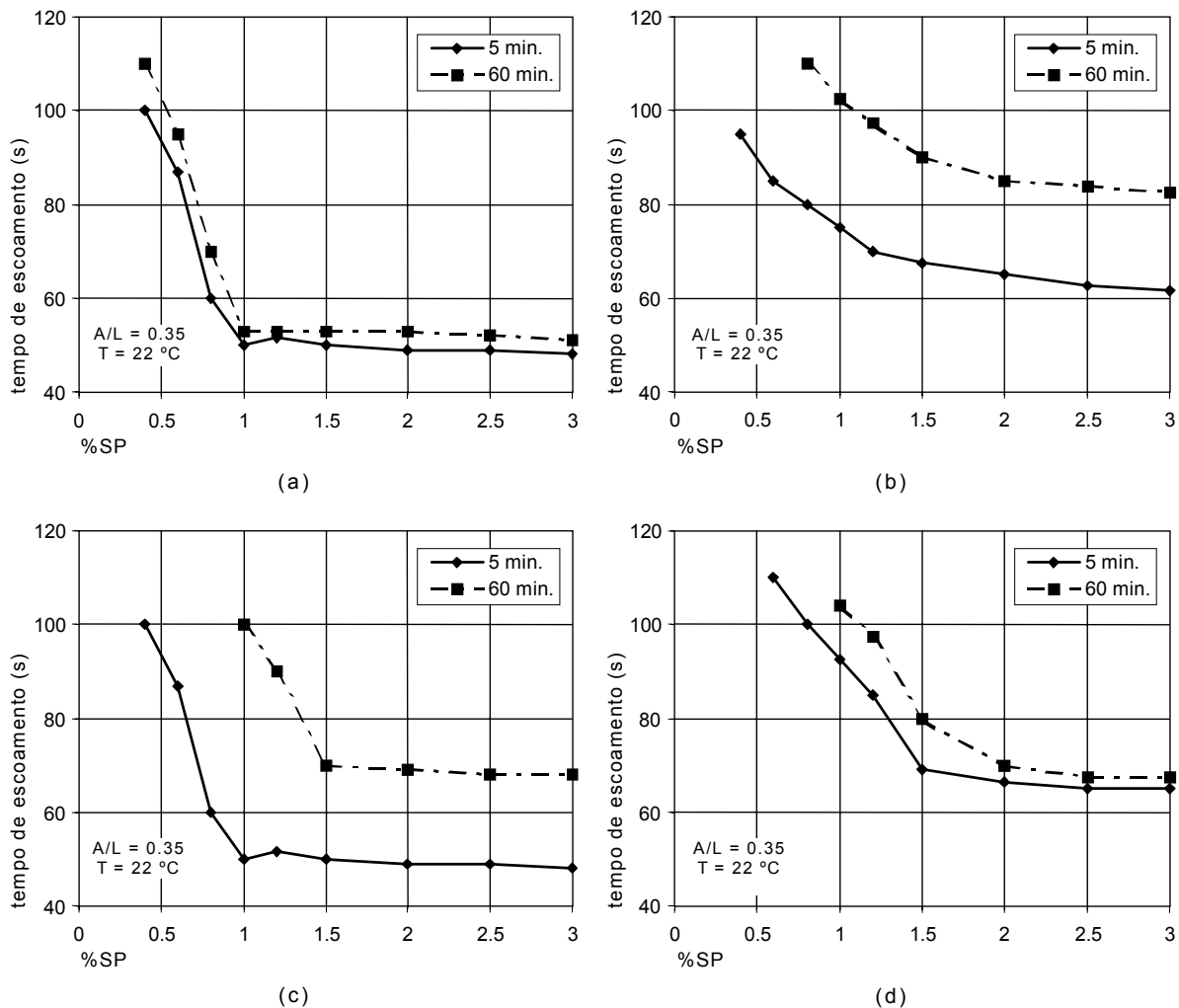


Figura 2.12 – Diferentes tipos de comportamento reológico (Aïtcin, 1998)

Larrard *et al*, 1996, apresentam uma versão modificada do ensaio com o cone de Marsh, propondo a fabricação de uma pasta recorrendo a todo o material presente no betão com dimensão inferior a 2 mm. Desta forma, fica contemplada a contribuição da fracção fina da areia no comportamento do sistema. Os autores, também propõem um modo diferente de determinação do ponto de saturação, com o objectivo de evitar a respectiva variação com o volume de pasta utilizado no ensaio.

Os resultados obtidos em pastas podem não ser extrapoláveis para betões, podendo não traduzir convenientemente o seu comportamento reológico. Segundo Aïtcin, 1998, certas combinações de SP com cimento podem apresentar um comportamento adequado em pastas e não atingir os desempenhos pretendidos em betões. No entanto, o autor afirma nunca ter detectado uma combinação que apresentasse um comportamento deficiente em pastas e satisfatório em betões. Assim, ensaios em pastas podem fornecer indicações importantes acerca do comportamento reológico do sistema, necessitando de uma confirmação quanto ao seu uso em betões. Este procedimento possibilita uma redução substancial do

número de amassaduras de betões, mais morosas e dispendiosas, envolvendo maiores quantidades dos vários componentes e de recursos humanos.

A incompatibilidade entre os cimentos e os superplastificantes manifesta-se, fundamentalmente, pela perda de fluidez da mistura ao longo do tempo. No entanto, este problema pode ser resolvido na prática juntando nova dose de SP ou recorrendo ao uso de retardadores de presa. Lessard *et al*, 1993, apresentam algumas soluções, para tornar os casos tipificados na Figura 2.12 (b), (c) e (d) o mais próximo possível da situação representada na Figura 2.12 (a), nomeadamente através do recurso a retardadores de presa. No entanto, nem sempre é possível minimizar a incompatibilidade registada, o que pode inviabilizar a utilização do par cimento-superplastificante em causa.

Numerosos exemplos são relatados na bibliografia consultada referentes quer ao sucesso da introdução de novas dosagens de superplastificante quer ao recurso de retardadores de presa, minimizando assim a perda de abaixamento ao longo do tempo verificada em BED (Coutinho, 1988_a, Collepari, 1994, Neville, 1995, Aïtcin, 1998, Ramachandran *et al*, 1998).

Collepari, 1994, refere que a perda de abaixamento é maior em betões com superplastificante do que em betões sem este tipo de adjuvante. O autor indica, também, que a perda de abaixamento aumenta com a diminuição da razão A/L da mistura.

O tempo de adição do superplastificante contribui significativamente para o seu desempenho na mistura, não sendo indiferente a sua inclusão no início da amassadura ou decorrido algum tempo. Já foi referida a razão principal para a não adição do SP aquando da junção da água aos restantes componentes do betão. Para Estévez e Gutiérrez, 1990, cerca de 1/3 a 2/3 da dose total de SP deve ser misturada com a água da amassadura, devendo a restante quantidade ser introduzida após 20 a 30 minutos do início da amassadura. A adição parcial ou total de SP em conjunto com a água de amassadura reduz a sua eficácia, possivelmente, também, devido à sua absorção pelos agregados durante a mistura (Gutiérrez e Cánovas, 1996). Segundo Aïtcin, 1998, a perda de abaixamento pode ser significativamente reduzida se a maioria do SP for incorporado no final da sequência de mistura. Chiocchio e Paolini, 1985, sugerem que o momento de adição óptimo é de 2 minutos após a mistura da água com o cimento, tempo este que corresponde ao início do período de indução da hidratação do cimento sem adjuvante. Os mesmos autores, por intermédio de ensaios, concluíram que a situação mais desfavorável corresponde à adição de SP realizada em simultâneo com a água.

2.7.2 INFLUÊNCIA DA ADIÇÃO DE CINZAS VOLANTES

O efeito dos superplastificantes em pastas de cimento foi anteriormente descrito e encontra-se devidamente compreendido, havendo numerosas publicações sobre o assunto. Contudo, o mecanismo de acção dos SP face à presença de adições minerais não é abordado com a mesma incidência na bibliografia consultada.

Em BED, designadamente naqueles em que se processa à substituição de cimento por cinzas volantes, o conhecimento da acção dos SP assume uma importância relevante. A questão fundamental está relacionada com a necessidade de esclarecer se a dosagem óptima de SP deve ser referida ao conteúdo total de ligante ou apenas ao do cimento: será que a acção do SP é mais eficaz nos cimentos do que nas adições minerais?

Em BED com sílica de fumo é frequente referir a dosagem de SP relativamente ao total de cimento. No entanto, neste tipo de betões a quantidade de sílica de fumo é, em geral, reduzida e atinge normalmente cerca de 10% da massa de cimento. É pois evidente que, quanto maior for a percentagem de substituição de cimento por adições minerais mais pertinente se torna o esclarecimento da questão anteriormente enunciada.

Carbonari *et al*, 1996, realizaram ensaios de fluidez em pastas com diferentes quantidades de sílica de fumo com recurso ao cone de Marsh, e concluíram que o ponto de saturação aumenta com a variação da quantidade de sílica de fumo de 0% a 15% (em relação à quantidade de cimento). A quantidade óptima varia entre cerca de 0.5% de partículas sólidas de SP relativamente à dosagem de cimento em misturas sem adição de sílica de fumo e cerca de 0.2% quando a sílica de fumo atinge os 15% da quantidade de cimento. Larrard, 1992, apresenta conclusões semelhantes. No entanto, a sílica de fumo utilizada por Larrard, 1992, contribui para a melhoria da fluidez da mistura, avaliada através do ponto de saturação, ao contrário da usada por Carbonari *et al*, 1996.

Ramachandran *et al*, 1998, relatam estudos efectuados em pastas de cimento, de sílica de fumo e de misturas dos dois componentes (cimento substituído por 8% de sílica de fumo). A adsorção de SP verificada em pastas de sílica de fumo foi diminuta comparativamente com a observada em pastas de cimento e de cimento associado à sílica de fumo, o que indicia uma maior eficácia do adjuvante relativamente ao cimento. Contudo, pastas com 8% de sílica de fumo apresentaram níveis de adsorção semelhantes às de cimento, com tendência para valores inferiores. Contrariamente ao verificado nas restantes pastas ensaiadas, as constituídas exclusivamente com sílica de fumo, não apresentaram variação significativa das quantidades de SP adsorvidas com o teor de SP presente na mistura. A adsorção das pastas fabricadas com cimento aumentou com a subida da

concentração de SP, sendo essa subida menos evidente à medida que a dosagem de adjuvante cresceu, tendendo para um valor constante.

Malhotra e Ramezaniapour, 1994, referem comportamentos semelhantes em misturas com cinzas volantes. Comparando as quantidades de SP adsorvidas em pastas com cinzas volantes com as obtidas em pastas sem adições minerais, os autores obtiveram valores superiores em pastas sem cinzas volantes.

Krishna, 1996, analisou o efeito dispersante dos superplastificantes em classes de cimento diferentes e em cinzas volantes provenientes da queima de lenhites. As cinzas volantes, classificadas como de classe C segundo a ASTM C618, apresentavam características físicas e químicas enquadradas nos valores típicos para a classe, excepto um teor em cálcio reduzido (6.32%) e um teor em inqueimados relativamente elevado (6.63%). Os cimentos analisados eram do tipo I e correspondiam às classes de resistência 32.5, 42.5 e 52.5, preconizadas pela NP 2064. O efeito dispersante de um SP do tipo condensado de melamina formaldeído sulfonatado foi avaliado através da aferição da adsorção e da medição do potencial ζ de cimentos, de cinzas volantes e de uma combinação de cimento com cinzas (30% de substituição de cimento). As tendências observadas através da análise dos resultados dos ensaios de adsorção mostraram-se sobreponíveis às ditadas pela medição do potencial ζ . O estudo do efeito dispersante nos cimentos resultou conforme o esperado: quanto maior o teor de C_3A do cimento e menor a quantidade de gesso adicionada ao clínquer durante o fabrico, menor a capacidade de dispersão. Contudo, os resultados obtidos para as cinzas volantes e para as combinações de cimento com cinzas apresentaram valores discordantes, de difícil análise, indicando a necessidade de investigação suplementar. A dispersão das cinzas volantes atingiu níveis superiores à dos cimentos, enquanto que a combinação de cimento com cinzas resultou no pior comportamento dispersante do superplastificante, indiciando menor acção deste adjuvante em misturas de cimento com cinzas volantes.

O teor de carbono da adição mineral parece influenciar negativamente a exigência de água da mistura, conforme referido em 2.6.1.2. Larrard, 1992, indica que quanto maior for o teor de carbono das sílicas de fumo maior será o tempo de escoamento da respectiva pasta ligante no cone de Marsh. Relativamente a este aspecto, o comportamento das cinzas volantes, deverá ser comparável ao verificado em misturas com sílicas de fumo. É de esperar que elevados teores de carbono contribuam decisivamente para um aumento da quantidade de adjuvante absorvido, deixando de estar disponível para melhorar a trabalhabilidade do conjunto.

Experiências relatadas por Malhotra e Ramezaniapour, 1994, evidenciam que a adsorção de SP é tanto menor quanto maior for o teor de carbono das cinzas

volantes. No entanto, os mesmos autores indicam outros casos onde não foi possível estabelecer uma relação directa entre o teor de carbono e a adsorção.

Ryan e Munn, 1979, investigaram betões em que o cimento foi total ou parcialmente substituído por igual volume de cinzas volantes. Os resultados mostraram que a perda de abaixamento com o tempo não é influenciada significativamente, caso a substituição de cimento por cinzas volantes não seja total. No caso de misturas constituídas sem inclusão de cimento, a adição de SP permitiu aumentar o abaixamento de acordo com o esperado, reduzindo drasticamente a perda de abaixamento ao longo do tempo, pelo menos até 5 horas após o início da amassadura.

A contribuição das cinzas volantes na manutenção do abaixamento em níveis aceitáveis foi já anteriormente abordada (ver 2.6.1.4), havendo variados exemplos na bibliografia referentes a este aspecto benéfico das cinzas volantes para percentagens de substituição de cimento por cinzas volantes inferiores a 100%. No entanto, Lane e Best, 1978, apontam que a adição de cinzas volantes não influencia a perda de abaixamento ao longo do tempo, indicando que o efeito dos SP diminui após 15 minutos e cessa decorridos cerca de 30 minutos do início da amassadura.

A redução de água conseguida através da utilização individual de cinzas volantes e de superplastificantes não é adicionável aquando da inclusão dos dois materiais numa mesma mistura. Apenas uma determinada quantidade de água pode ser removida de uma certa mistura. Berg e Kukko, 1991, referem que a substituição de cimento por cinzas volantes não altera a quantidade óptima de superplastificante se determinada tendo como base a massa de cimento empregue.

A partir de um extensivo estudo laboratorial sobre o uso de superplastificantes em betões com e sem cinzas volantes, Lane e Best, 1978, concluíram que os SP são compatíveis com as cinzas volantes e não produzem efeitos nefastos nos betões. De acordo com os autores, os benefícios da adição de SP em betões sem cinzas volantes não são, aparentemente, tão substanciais quanto os verificados em betões com cinzas volantes, sobretudo no que concerne aos ganhos da resistência à compressão e à duração do incremento de plasticidade. A redução de água conseguida para igual abaixamento não ultrapassou os 15%, melhorando apenas ligeiramente o comportamento obtido com um plastificante corrente. Os valores reduzidos da redução de água podem ser atribuídos à baixa exigência de água requerida nos betões com cinzas quando comparada com os betões sem adições, mantendo constante o abaixamento no cone de Abrams. Como a água disponível é já reduzida, a adição de superplastificante é menos efectiva. Assim, é reforçada a ideia de que os efeitos vantajosos da adição de cinzas e de SP na trabalhabilidade de betões não são, na sua totalidade, cumulativos.

Malhotra e Ramezaniapour, 1994, indicam que a dosagem de SP necessária para tornar fluído um betão com elevado volume de cinzas volantes (percentagens de substituição de cimento superiores a 50%) deverá ser de cerca de 1.5% de partículas sólidas em relação à totalidade do material aglomerante.

A compatibilidade dos superplastificantes não parece ser afectada pela presença de adições minerais (Ramachandran *et al*, 1998). Contudo, Malhotra e Ramezaniapour, 1994, referem a necessidade de assegurar a compatibilidade entre o SP e o cimento na presença de cinzas volantes, obviando, assim, a ocorrência de indesejáveis efeitos retardadores de presa, provocados pelo acumular dos efeitos imputados a determinados SP e às cinzas volantes.

2.8 AGREGADOS

Na bibliografia consultada, há consenso quanto à necessidade de os agregados a incluir em betões de elevados desempenho serem criteriosa e cuidadosamente seleccionados. Para além de respeitarem determinadas características específicas deste tipo de betões, os agregados devem satisfazer as premissas que os permitem considerar como de elevada qualidade para uso em betões convencionais. A limpeza, a ausência de partículas friáveis e a isenção de poeiras são algumas das características a exigir, bem como a ausência de agregados potencialmente reactivos com a álcalis do cimento.

Sendo o papel dos agregados significativamente mais importante nos BED do que nos betões convencionais, todas as características exigíveis aos agregados devem merecer um controlo mais apurado, tornando-se essencial assegurar a manutenção da sua uniformidade durante todo o processo de fabrico.

Apesar de ser possível utilizar agregados correntes em betões de elevado desempenho, em betões de muito elevada resistência à compressão, a resistência das partículas grossas do agregado pode ser condicionante (Neville, 1995, Cetin e Carrasquillo, 1998). Consequentemente, a resistência à compressão da rocha mãe, de onde são provenientes os agregados, assume particular importância. Contudo, segundo Almeida, 1993, a alta resistência dos agregados é uma condição necessária mas não suficiente. Em alguns casos, mesmo com agregados de grande resistência à compressão, atinge-se um limite acima do qual são infrutíferas as tentativas para aumentar a resistência dos betões através do fortalecimento da pasta, com o aumento do consumo de cimento: o betão rompe na ligação agregado-pasta. Nestes casos, a aderência entre os agregados e a pasta ligante pode funcionar como um factor limitativo.

Em betões convencionais, a razão A/L é o principal factor controlador da maioria das características mecânicas, incluindo a resistência à compressão. A inclusão na mistura de agregado grosso com resistência mecânica relativamente reduzida não vai contribuir de modo significativo para as características finais do betão. A transferência de tensões entre os agregados e a pouco resistente pasta aglomerante, é dificultada pela existência de uma zona de transição agregado-pasta ainda menos resistente. Assim, o papel desempenhado pelos agregados em betões correntes apresenta-se como de menor importância relativamente às características mecânicas do produto final. Contudo, esta situação é completamente alterada nos BED, devido à melhoria substancial das propriedades da pasta e da referida zona de transição.

A modelação numérica do processo de fissuração do betão, efectuada por Zaitsev e Wittman e apresentada por Mindess, 1983, permite verificar que em betões convencionais as fissuras desenvolvem-se na pasta ligante e na interface agregado-pasta, contornando os agregados. Nos betões de elevada resistência, dada a eventual semelhança entre a resistência dos componentes, as fissuras também atravessam os agregados de maior dimensão. A resistência dos BED está limitada pela resistência dos agregados grossos e pela aderência agregado-pasta, enquanto que nos betões convencionais a sua resistência está condicionada pela resistência da pasta ligante e pela aderência agregado-pasta. As pastas constituintes dos BED, devido, fundamentalmente, à sua reduzida relação A/L e à eventual presença de adições minerais, apresentam elevada resistência, próxima ou superior à dos agregados, pelo que a superfície de rotura destes betões irá mobilizar a resistência dos agregados graúdos, atravessando-os.

Investigadores noruegueses, referidos por Almeida, 1990, constataram que:

- em betões com resistência até 80 MPa, as fissuras desenvolviam-se na pasta e na interface agregado-pasta, comportamento típico de um material composto;
- entre os 80 MPa e os 100 MPa as fissuras começavam a penetrar nos agregados e o betão comportava-se como um material homogéneo, sendo a capacidade de carga dos agregados semelhante à da pasta;
- a partir dos 100 MPa de resistência à compressão, o agregado era o componente mais fraco, e o betão comportava-se novamente como um material composto.

Com a melhoria verificada na pasta ligante e nas propriedades da zona de transição agregado-pasta, o comportamento mecânico dos BED aproxima-se do de um material compósito, sendo as tensões introduzidas partilhadas mais equitativamente pelas suas duas fases constitutivas: os agregados e a pasta ligante.

Assim, é possível concluir que as propriedades dos agregados, especialmente da sua fracção grossa, são mais importantes nos BED do que nos betões correntes. Este aspecto é consensualmente assumido por vários investigadores (Cánovas e Gutiérrez, 1992, ACI *Committee* 211, 1993, Aïtcin e Neville, 1993, Sellevold *et al*, 1994, Neville, 1995, Aïtcin, 1998, Cetin e Carrasquillo, 1998). Segundo Aïtcin e Albinger, 1989, excluindo o sucedido nos betões com agregados leves, é nos betões de elevada resistência que, pela primeira vez, os agregados participam activamente nas propriedades mecânicas dos betões.

As propriedades mais importantes dos agregados a incluir em BED podem ser enumeradas e, segundo Howard e Leatham, 1992, Mindess, 1994, Baalbaki, 1997, Cetin e Carrasquillo, 1998, são as seguintes:

- a forma das partículas;
- a distribuição do tamanho dos grãos (granulometria);
- as propriedades mecânicas das partículas dos agregados;
- as eventuais reacções químicas entre o agregado e a pasta que podem afectar substancialmente a aderência entre as diferentes fases.

Assim, devido à elevada influência das características dos agregados nas composições dos BED, associada à sua substancial quantidade presente na mistura (cerca de 70% a 75% do volume, correspondendo a 80% a 85% da massa), a selecção deste tipo de material merece especial atenção. A escolha do agregado adequado pode ser crucial, podendo existir determinados tipos de agregados que impossibilitem a obtenção do BED pretendido, particularmente quando se pretende obter uma resistência à compressão bastante elevada.

2.8.1 FRACÇÃO GROSSA

As características da fracção grossa dos agregados, conforme referido anteriormente, podem ser preponderantes nas propriedades dos betões de elevado desempenho.

A máxima dimensão do agregado deverá ser inferior à de um betão convencional, atingindo preferencialmente valores compreendidos entre 10 mm e 15 mm. Desta forma, é conseguida uma maior superfície de contacto entre a matriz (pasta ligante) e o esqueleto granular. Apesar de esta opinião ser corroborada por variados autores (Cánovas e Gutiérrez, 1992, Aïtcin e Neville, 1993, Domone e Soutsos, 1994, Baalbaki, 1997, Aïtcin, 1998) e de o ACI *Committee* 211, 1993, e

Cetin e Carrasquillo, 1998, referirem que a utilização de agregados grossos com menores dimensões resulta em maiores resistências à compressão de betões com a mesma relação A/L, sendo este efeito mais pronunciado quando em presença de razões A/L reduzidas, alguns investigadores indicam que na composição de um BED podem ser incluídos agregados dotados de máximas dimensões correntes, até 25 mm (Larrard e Malier, 1992, Larrard, 1993). Larrard, 1993, aponta valores compreendidos entre 10 mm e 12 mm como desejáveis para a máxima dimensão do agregado apenas no caso da utilização de agregado grosso rolado, considerando que a adopção de valores de 20 mm em agregados britados conduz a menores dosagens de cimento e a um maior valor do módulo de elasticidade. Alguns autores, (Almeida, 1993, Gutiérrez e Cánovas, 1996) realizaram ensaios comparativos e obtiveram melhores resistências à compressão com agregados de maior dimensão, contrariando o conceito de que agregados com dimensões reduzidas são dotados de maior potencial de resistência (*ACI Committee 211, 1993*).

O emprego de agregados com maiores dimensões é particularmente vantajoso caso se pretenda melhorar determinadas propriedades, como o módulo de elasticidade, reduzir o volume de pasta e, conseqüentemente, diminuir as variações dimensionais relacionadas com a fluência e a retracção (*ACI Committee 211, 1993*). Contudo, o aumento da máxima dimensão dificulta a colocação em obra, aumenta o risco de segregação e contribui para o acréscimo da possibilidade de existirem partículas menos resistentes nos agregados.

Neville e Aïtcin, 1998, realçam as vantagens inerentes à utilização de agregados com máxima dimensão da ordem dos 10 mm a 15 mm, indicando dois motivos principais: a redução da concentração de tensões na interface agregado-pasta (provocada pelas diferenças entre os módulos de elasticidade da pasta e dos agregados) que podem originar microfissuração (o *ACI Committee 363, 1992*, também refere este aspecto) e a maior resistência apresentada pelos agregados de menor dimensão. Os agregados de menor dimensão são mais resistentes devido ao processo de fractura da rocha mãe utilizado nas pedreiras e que se processa, preferencialmente, através de zonas internamente defeituosas com poros de dimensão apreciável, micro-fendilhadas ou com inclusões de materiais mais fracos, o que contribui para a remoção das zonas de menor resistência.

O *ACI Committee 363, 1992*, indica que, através dos vários estudos realizados, é possível apontar como máxima dimensão óptima dos agregados valores de 9.5 mm a 12.7 mm. No entanto, refere alguns casos em que agregados com máximas dimensões de 19.0 mm e 25.4 mm foram utilizados com sucesso.

De acordo com o *ACI Committee 211, 1993*, para cada nível de resistência à compressão do betão existe uma dimensão óptima para a fracção grossa do

agregado capaz de maximizar a resistência à compressão por cada quilo de cimento empregue: máximas dimensões de 19.1 mm a 25.4 mm são correntes em betões com resistências até 60 MPa, e 9.53 mm a 12.7 mm para resistências superiores a 60 MPa. Também Aïtcin e Neville, 1993, referem a possibilidade de relacionar a máxima dimensão do agregado com o nível de resistência a atingir. Estes autores propõem a utilização de agregados com máxima dimensão não excedendo os 10 mm ou 12 mm, caso se pretenda um betão com resistência à compressão superior a 100 MPa. Se a resistência a exigir ao betão não ultrapassar os 100 MPa, é possível utilizar agregados com máxima dimensão superior a 20 mm.

Almeida, 1993, estudou o efeito da variação da máxima dimensão do agregado na resistência à compressão de betões de elevado desempenho. Os resultados obtidos, contrariando parte da literatura consultada, indicaram ser mais fácil obter resistências à compressão elevadas com agregados de maior dimensão. A variação da resistência medida em betões com máxima dimensão de 25.4 mm e 19.1 mm foi marginal. Para máximas dimensões inferiores a essas, as quedas de resistência foram substanciais. A alteração da máxima dimensão de 25.4 mm para 9.53 mm, provocou diminuições de resistência à compressão de 13.5% a 23.9%, e essa diferença aumentou para máximas dimensões de 4.76 mm.

Gutiérrez e Cánovas, 1996, analisaram a influência de diversos tipos de agregados grossos e concluíram ser preferível, com base nos resultados obtidos, adoptar uma máxima dimensão de 15.9 mm em detrimento de máximas dimensões de 12.7 mm e 9.53 mm. Resultados semelhantes foram obtidos por Addis, 1992 que constatou a possibilidade de aumentar a resistência à compressão do betão através da passagem da máxima dimensão dos agregados de 13.2 mm para 26.5 mm.

Relativamente à forma, os agregados podem distinguir-se, fundamentalmente em duas categorias: aproximadamente esféricos ou cúbicos, ou apresentando forma de agulha ou placa. Enquanto os primeiros podem ser classificados como de muito boa qualidade, os segundos originam, em geral, betões de qualidade inferior. As formas angulosas são certamente nefastas devido ao efeito de punçoamento que podem provocar na matriz, na presença, ou mesmo na ausência, de carregamento exterior (Baalbaki, 1997).

Os agregados britados são providos, tipicamente, de uma rugosidade superior à dos agregados rolados. Este aspecto favorece a imbricação da pasta e dos agregados e origina uma melhor aderência mecânica e uma conseqüente melhor resistência. A utilização de agregados britados em detrimento de agregados rolados permite aumentar a resistência à tracção do betão, graças à melhor aderência agregado-pasta e a um melhor empilhamento do esqueleto granular. Contudo, a trabalhabilidade é afectada negativamente, podendo implicar a

introdução de uma maior quantidade de água na mistura, e contribuir para o indesejável aumento da relação A/L.

De acordo com Neville, 1995 e Neville e Aïtcin, 1998, os agregados grossos devem apresentar, preferencialmente, uma forma equidimensional que permita assegurar uma boa aderência entre a fase granular e a matriz aglomerante. Neville, 1995 e Aïtcin, 1998, realçam que a forma das partículas britadas depende, para além das características da rocha mãe, do método de extracção implementado na pedreira. O recurso a processos de fabrico por impacto em detrimento do esmagamento, conduz a menores quantidades de partículas alongadas e achatadas, e contribui para o fabrico de britas com forma mais próxima da cúbica. Nuñez, 1992, Sampaio, 1995 e Rocha, 1999, mostram-se concordantes com este aspecto, referindo ser preferível o uso de materiais britados fabricados recorrendo a moinhos de martelos. Estévez e Gutiérrez, 1990, o ACI *Committee* 363, 1992 e Mindess, 1994, sugerem que os agregados grossos ideais devem ser 100% britados, limpos, devem apresentar forma cúbica, superfície rugosa e devem conter o mínimo possível de partículas alongadas e achatadas.

Exclusivamente em relação à forma dos agregados grossos, o uso de partículas roladas apresenta-se como adequado, sendo possível a sua inclusão em BED. No entanto, a aderência entre os agregados e a matriz pode não atingir níveis satisfatórios, sobretudo quando a textura superficial é particularmente macia e isenta de irregularidades, podendo impossibilitar o seu uso em betões de elevado desempenho (Neville, 1995).

Do ponto de vista da forma e da resistência, Aïtcin, 1998, indica os seixos glaciares ou, apresentando características ainda superiores, os seixos fluvioglaciares como os melhores agregados a utilizar em BED. Contudo, os seixos glaciares e fluvioglaciares infelizmente não se encontram em abundância, o que impede a sua utilização generalizada.

Mindess, 1994, refere que, tendo em consideração a resistência e a reologia dos betões de elevado desempenho, tanto podem ser usados agregados britados como rolados, particularmente se forem de origem glacial. Um parâmetro importante, a merecer cuidadosa atenção, consiste em assegurar que os agregados se apresentem limpos, isentos de camadas de silte ou argila, visto a sua presença poder ser responsável por uma redução da aderência entre os agregados e a pasta ligante e por uma maior exigência de água. Não é desejável que a superfície dos agregados se apresente polida (como o caso da maioria dos seixos fluviais), porque caso tal se verifique, vai provocar uma diminuição da aderência agregado-pasta. Larrard, 1988, considera que as vantagens e os inconvenientes dos agregados rolados face aos britados se distribuem equitativamente, tornando possível a realização de BED com recurso a qualquer dos materiais referidos.

Apenas quando se pretendem atingir resistências ultra elevadas (superiores a 110 MPa) se torna indispensável o recurso a agregados britados.

A influência da mineralogia dos agregados ainda não se encontra devidamente esclarecida. No entanto, parece haver uma relação directa entre a origem mineralógica e as características mecânicas dos agregados (Mehta e Aïtcin, 1990). Aïtcin e Mehta, 1990, estudaram o efeito de quatro tipos diferentes de agregado: diabásico, calcário, granito e seixo silicioso rolado. Apenas o seixo se apresentava na sua forma natural, sendo os restantes agregados britados. Os resultados obtidos revelaram que os betões fabricados com brita granítica e seixo rolado atingiram muito menores valores da resistência à compressão e do módulo de elasticidade. Estas disparidades parecem estar relacionados com a resistência dos agregados e com a resistência da zona de transição agregado-pasta.

Rocha, 1999, compilou o resultado de diversos trabalhos realizados por distintos autores, apresentando, de acordo com a sua origem mineralógica, determinadas características de diferentes agregados empregues em BED. Os resultados desta análise permitiram realçar que os agregados de origem basáltica, diabásica e bauxítica, originaram sistematicamente maiores valores da resistência à compressão e do módulo de elasticidade. Dada a grande variedade de resultados constatada, os agregados de origem calcária, devem ser objecto de particular atenção de modo a garantir a sua qualidade.

A ocorrência de interacções químicas entre os agregados e a matriz, em geral, pode ser vantajosa, podendo mesmo desempenhar um papel significativo (Cetin e Carraquillo, 1998). Gutiérrez e Cánovas, 1996, referem que os agregados de origem calcária demonstram especial aptidão para a produção de BED devido ao desenvolvimento da aderência epitáxica, resultando a sua utilização em melhorias substanciais no comportamento mecânico das misturas produzidas. Neville, 1995, apresenta comportamentos semelhantes verificados com agregados calcários, dolomíticos e siliciosos. Segundo Cetin e Carraquillo, 1998, Swamy refere que reacções químicas entre a matriz e os agregados provenientes de rochas carbonatadas podem ser particularmente benéficas, com consequência directa na melhoria da aderência agregado-pasta.

A maioria dos trabalhos publicados referem a necessidade de os agregados a empregar em BED serem dotados de elevada tensão de rotura à compressão. Caso se pretenda obter um betão de elevada resistência à compressão é preciso considerar que em determinados pontos, é possível atingir tensões substancialmente superiores à tensão nominal do betão devido à existência de importantes concentrações de tensões. Assim, pode tornar-se obrigatório o emprego de agregados de elevada resistência à compressão, significativamente superior à exigível ao betão (Almeida, 1990, Cánovas e Gutiérrez, 1992).

Almeida, 1990, refere que os agregados usados para o fabrico de betões de elevada resistência devem apresentar tensões de rotura superiores a 150 MPa ou mesmo 200 MPa. No entanto, chama a atenção para o facto de certos autores indicarem não haver grande vantagem no emprego de agregados com resistência à compressão muito superior à da pasta de cimento devido, provavelmente, à possibilidade de ocorrência de importantes concentrações de tensões.

Howard e Leatham, 1992, elegem como materiais ideais para BED agregados com uma superfície que permita o desenvolvimento de uma boa aderência com a matriz, com uma distribuição granulométrica que minimize a quantidade de água da amassadura e que contribua para uma melhoria da trabalhabilidade do betão. Os autores também preconizam que os agregados devem ser dotados de elevada resistência à compressão e elevado módulo de elasticidade. No entanto, estes dois últimos aspectos não são consensualmente aceites, sendo possível constatar opiniões contrárias na bibliografia consultada.

Estévez e Gutiérrez, 1990 e Carbonari, 1996, defendem que a fracção grossa dos agregados deve, não só assegurar a necessária aderência com a pasta, mas também, apresentar capacidade resistente similar à da pasta ligante e à do betão que se pretende obter.

Os mesmos autores relatam que, da mesma forma que a resistência, também o módulo de elasticidade dos agregados deve ser da mesma ordem de grandeza do da pasta, com o objectivo de limitar a concentração de tensões associada às diferenças de rigidez dos materiais. Com suporte nesta consideração, Baalbaki, 1997, sugere que a escolha do agregado grosso deve contemplar aquele que possua um módulo de elasticidade reduzido. Esta sugestão baseia-se no facto de, na generalidade das rochas naturais, o módulo de elasticidade ser consideravelmente superior ao da pasta aglomerante.

Resultados obtidos por Baalbaki *et al*, 1991, permitiram constatar que betões fabricados com agregados quartezíticos exibiram o maior valor do módulo de elasticidade e a menor resistência à compressão. Esta aparente contradição pode ser facilmente justificada, uma vez que o agregado mais rígido pode ser responsável pelo aumento da rigidez do betão e pela ocorrência de importantes concentrações de tensões na interface agregado-pasta, mais relevantes aquando da ocorrência de elevados níveis de tensão. Esta explicação é corroborada pelos resultados, obtidos pelos mesmos autores, em betões fabricados com diferentes tipos de agregados, em que a utilização de arenitos de reduzido módulo de elasticidade permitiu a obtenção dos betões com o menor valor do módulo de elasticidade e a maior resistência à compressão. Zhou, Lydon e Barr, 1995, obtiveram tendências semelhantes nos ensaios realizados: redução da resistência à compressão em betões fabricados com os agregados mais rígidos.

No entanto, Sellevold *et al*, 1994, salientam que a instalação de elevados níveis de tensão, conjugada com a execução de elementos estruturais mais esbeltos, pode originar maiores deformações. Quando comparada com betões convencionais, a subida do módulo de elasticidade pode não ser (e em geral não é) proporcional à verificada na resistência à compressão, provocando a diminuição da rigidez do conjunto. Assim, a possibilidade de optar por um agregado de módulo de elasticidade superior, independentemente da resistência à compressão que proporciona, pode ser particularmente aliciante. A utilização de um determinado agregado com elevada resistência à compressão, mesmo comprovando a sua incapacidade em aumentar a resistência à compressão do betão (pelo facto de esta ser controlada pela resistência da pasta), pode ser vantajosa e aumentar significativamente o módulo de elasticidade, a ductilidade e a plasticidade do betão.

Segundo Sellevold *et al*, 1994, a rigidez das partículas do agregado é mais importante do que a sua resistência à compressão, e influencia de forma mais acentuada a resistência à compressão e o módulo de elasticidade do betão. A rigidez dos agregados é determinante na distribuição de tensões e também influencia a resistência à tracção e a energia de fractura dos BED. Jensen, 1994, concorda com esta abordagem e indica que a resistência à compressão é menos afectada pelo tipo de agregado do que a resistência à tracção uniaxial e a energia de fractura, o que pode influenciar decisivamente a ductilidade do betão. A ductilidade diminui com o acréscimo de resistência dos betões, podendo ser melhorada através da escolha criteriosa dos agregados a incluir na composição. Para um determinado nível de resistência à compressão, a opção por agregados mais rígidos pode proporcionar um maior módulo de elasticidade e uma maior energia de fractura, tornando o betão mais dúctil (Jensen, 1994, Chen, Yao e Wu, 2000).

Neto e Djanikian, 1996, avaliaram o efeito afecto ao tipo de agregado e respectiva máxima dimensão no módulo de elasticidade de BED. Utilizaram cinco diferentes tipos de agregado: um granito, um gnaisse, um basalto, um diabásico e um calcário. Os resultados obtidos permitiram concluir que a mineralogia dos agregados influencia o módulo de elasticidade dos betões, sendo os betões confeccionados com basalto e calcário os que apresentaram maiores valores. Os betões com agregado do tipo calcário, apesar de apresentarem as menores resistências à compressão axial, foram os que atingiram os maiores valores do módulo de elasticidade. Este comportamento pode ser explicado, segundo os autores, pelo facto de, neste caso, o agregado calcário e a matriz apresentarem um módulo de elasticidade similar, o que pode resultar numa menor e menos nociva concentração de tensões nas interfaces. A possibilidade de o calcário poder reagir quimicamente com a pasta de cimento pode contribuir, também, para uma melhor

ligação com a mesma, resultando numa menor microfissuração nas interfaces, aumentando, desta forma, o módulo de elasticidade do betão. Tendências idênticas foram, também, encontradas por Tighiouart, Benmokrane e Baalbaki, 1994 e Baalbaki, 1997.

Segundo Nuñez, 1992 e Baalbaki, 1997, quanto mais próxima da unidade se encontrar a relação entre os módulos de elasticidade da matriz e da rocha donde são provenientes os agregados, mais resistentes à compressão são os betões, permitindo maximizar as potencialidades dos agregados. No entanto, a tensão de rotura à compressão do betão estará sempre limitada pela dos agregados. Assim, deverão ser escolhidos agregados com capacidade resistente ligeiramente superior à resistência pretendida para o betão. Para valores muito superiores, as melhorias registadas podem não ser significativas. Baalbaki, 1997, refere que agregados de grés, apresentando uma resistência à compressão cerca de 63% superior à de um calcário, originaram betões apenas 10% mais resistentes. Resultados obtidos por Gonçalves, Almeida e Shehata, 1998, revelaram a mesma tendência: diferenças superiores a 100 MPa na resistência à compressão da rocha de onde foram extraídos os agregados, reflectiram-se em aumentos da resistência à compressão dos betões inferiores a 20 MPa.

Giaccio *et al*, 1992, estudaram a influência de três tipos de agregados diferentes: um basalto, um granito e um calcário. Os resultados permitiram constatar que os agregados mais rígidos não implicam necessariamente uma menor resistência dos betões, que a aderência agregado-pasta se faz sentir de forma mais condicionante em flexão do que em compressão e que as características dos agregados grossos afectam de modo mais marcante os BED do que os betões convencionais.

Apesar da importância do tipo de agregados nas características mecânicas dos BED, os resultados disponíveis não evidenciam qualquer tipo de relação directa quer entre as resistências à compressão quer entre os módulos de elasticidade dos agregados e dos betões (Sellevold *et al*, 1994, Neto e Djanikian, 1996).

Relativamente ao controlo das características dos agregados a utilizar em BED, Larrard, 1994, aponta como ponto crítico a porosidade. Segundo o autor, é prudente impor restrições relativamente à absorção de água dos agregados, que não deve ultrapassar o valor de 1%. A mesma preocupação é manifestada por Gutiérrez e Cánovas, 1996, que indicam, ainda, a existência de outros parâmetros a controlar de modo a melhorar as características reológicas e resistentes das misturas: índice volumétrico superior ou igual a 0.25; desgaste de Los Angeles inferior ou igual a 15%; resistência ao esmagamento inferior ou igual a 13%.

2.8.2 FRACÇÃO FINA

Na composição dos BED, a selecção da fracção fina dos agregados revela-se menos importante do que a parte grossa, conforme exemplificado no sub-capítulo anterior. Usualmente, a fracção fina dos agregados (areia) usada no fabrico dos BED não difere da utilizada em betões convencionais (Aïtcin, 1998). Contudo, é desejável usar areias mais grossas do que as utilizadas correntemente. O uso de areias com módulo de finura compreendido entre 2.7 e 3.0, justifica-se devido ao facto de os BED serem, normalmente, misturas com elevado teor em materiais finos devido à elevada dosagem de ligante, necessária à obtenção das características requeridas. Desta forma, já não se torna imperiosa a presença de finos provenientes das areias para, assim, melhorar a trabalhabilidade das misturas e diminuir eventuais riscos associados à possibilidade de ocorrência de segregação dos materiais constituintes. Outra das vantagens associadas ao uso de areias mais grossas reside no facto de estas possibilitarem um decréscimo da quantidade de água da amassadura, beneficiando a resistência e, conseqüentemente, a economia da mistura.

Segundo Aïtcin, 1998, genericamente não parece haver qualquer vantagem ou inconveniente particular em utilizar determinado tipo de areia, inclusivamente a britada, desde que se apresente limpa e isenta de partículas de silte e argila. De acordo com o mesmo autor, em areias naturais é desejável limitar o teor em partículas grossas (superiores a 5 mm) porque, em geral, estas partículas podem apresentar menor resistência, podendo tornar-se num ponto fraco do conjunto.

Esta opinião acerca da possibilidade de utilização indistinta de areia rolada ou britada não é consensual, já que se encontraram opiniões dissonantes na bibliografia consultada.

Carbonari, 1996, refere que Peterman e Carrasquillo consideram as areias de rio, com uma quantidade diminuta de finos, preferíveis às britadas devido à menor exigência de água, apesar de às britadas estar associada uma maior resistência por aderência. Neville, 1995 e Cánovas e Gutiérrez, 1992, partilham a mesma opinião.

O *Grupo Español del Hormigón*, 1997, recomenda que as areias a empregar em BED devem ser roladas, com um conteúdo máximo de finos de 1% e um módulo de finura próximo de 3.0. Considera, também, que o uso de areias britadas, devido ao seu elevado teor em finos, não é recomendável por exigir uma grande quantidade de água e por originar misturas pouco trabalháveis. Exactamente pelos mesmos motivos, o *ACI Committee 363*, 1992, recomenda, também, o uso de areias roladas com textura pouco rugosa.

Resultados comparativos entre areias graníticas britadas e areias naturais roladas de idêntica granulometria foram apresentados por Donza e Cabrera em 1996. Foi avaliada a substituição de 0, 25%, 50%, 75% e 100% de areia britada por areia rolada e os resultados obtidos permitiram constatar que as principais propriedades dos betões frescos não foram influenciadas de modo marcante pelo tipo de areia utilizada. O comportamento reológico dos betões dependeu, fundamentalmente, da quantidade de SP empregue, sendo necessária uma dosagem de SP ligeiramente superior para percentagens de areia britada de 75% e 100%. A resistência à compressão não foi afectada significativamente pelo tipo de areia usada (britada ou rolada).

Ensaio em argamassas, realizados pelos mesmos autores, permitiram constatar maiores resistências à flexão (cerca de 32%) em composições com 100% de areia britada. Este comportamento pode ser justificado por uma maior aderência entre as fases, proporcionada pela areia britada, resultado de uma maior imbricação motivada pela sua forma angular e pela sua maior rugosidade. Como aspecto mais negativo da inclusão de areias britadas é de realçar as diferenças observadas no módulo de elasticidade dos betões. Valores significativamente mais reduzidos foram obtidos em composições com 75% e 100% de areia britada, atingindo decréscimos médios de cerca de 12% (Figura 2.13), induzindo que esta propriedade aparenta estar intimamente relacionada com o tipo de areia empregue e não somente com o tipo de agregado graúdo utilizado.

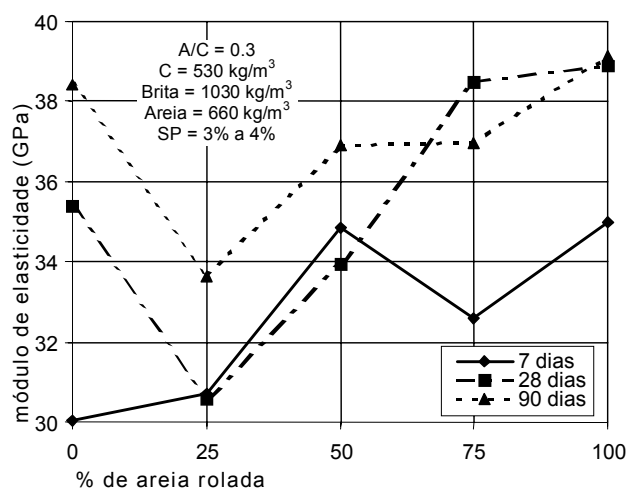


Figura 2.13 – Efeito do tipo de areia no módulo de elasticidade do betão (adaptado de Donza e Cabrera, 1996)

Atendendo ao exposto, fica aparentemente salvaguardada a possibilidade da inclusão de agregados graníticos britados, nomeadamente de areias, em BED, pelo menos para o intervalo de resistência à compressão verificado: 40 MPa a 60 MPa. Conclusões semelhantes são indicadas por Nuñez, 1992, que aponta o limite de resistência à compressão de 80 MPa para o emprego de agregados grossos britados e areias da mesma origem, correntemente incorporados em betões e

disponíveis no mercado. O estudo realizado por Neto e Djanikian, 1996, consubstancia a possibilidade de utilização de areias britadas. Em todas as amassaduras realizadas foi empregue uma areia granítica britada, e a resistência à compressão aos 56 dias atingiu valores compreendidos entre 82.4 MPa e 103.7 MPa.

Estudos realizados por Etxeberria *et al*, 1999, com areia calcária britada permitiram retirar conclusões semelhantes às apresentadas para a areia britada de origem granítica, realçando a possibilidade de realização de composições de BED com resistência à compressão até 112.8 MPa. Os autores também estudaram o efeito do teor em finos da areia (partículas com dimensão inferior a 80 μm) compreendido entre 8% e 15% e concluíram ser irrelevante a sua influência na resistência à compressão, mesmo para teores superiores aos admissíveis pela norma espanhola, que fixa o limite em 15%.

A influência do tipo de areia nas propriedades físicas do betão fresco e nas características mecânicas do betão endurecido foram avaliadas por Azhar *et al*, 2000. Mantendo fixa a composição do betão, os autores aferiram o impacto da utilização de areias britadas calcárias e de grés e de uma areia natural rolada de controlo. Com uma relação A/L de 0.28 e uma quantidade de extracto seco de SP de 2% (em relação à massa de cimento), a trabalhabilidade das misturas, avaliada através do ensaio de abaixamento, apresentou variações marginais relativamente ao tipo de areia utilizada, indiciando uma tendência muito ligeira para uma menor consistência das composições que incluíam areia de grés. A resistência à compressão, determinada aos 3, 7, 28 e 60 dias, não foi afectada pela presença de areia calcária enquanto que, sistematicamente para todas as idades, as amassaduras realizadas com areia britada de grés obtiveram resistências à compressão inferiores às do betão de controlo (cerca de 21% aos 60 dias de idade). A análise dos resultados obtidos indicia uma variação da resistência à flexão e do módulo de elasticidade em relação ao tipo de areia utilizado, sendo a areia de grés responsável pelos piores desempenhos. A utilização de areia de grés implicou uma diminuição média da resistência à flexão de cerca de 24%, valor similar ao obtido com uma areia calcária. O módulo de elasticidade sofreu uma diminuição de cerca de 8% no caso do emprego de areia calcária e 13% em misturas com areia de grés, relativamente ao betão de controlo que foi fabricado com areia rolada. Este aspecto, evidenciado para areias britadas e relacionado com a diminuição do módulo de elasticidade do betão, está de acordo com as experiências atrás apresentadas, da autoria de Donza e Cabrera, 1996, e permite concluir, face aos resultados obtidos, que o uso de areia britada resulta em menores módulos de elasticidade dos BED.

2.9 ÁGUA DE AMASSADURA

As principais funções da água numa amassadura de betão, quer seja um BED ou um betão convencional, são as mesmas e consistem, fundamentalmente, em fornecer ao betão as propriedades reológicas necessárias e contribuir para o adequado desenvolvimento das reacções de hidratação do cimento. A principal diferença entre um betão convencional e um BED consiste na menor quantidade de água adicionada, podendo as respectivas relações A/L ser 50% inferiores, o que provoca a necessidade de incluir adjuvantes superplastificantes de modo a conferir à mistura a trabalhabilidade desejada. Assim, neste tipo de betões, as propriedades reológicas podem ser maioritariamente controladas pelos SP, ao contrário dos betões convencionais, onde a água desempenha um papel primordial.

Os requisitos de qualidade a exigir à água de amassadura para BED não são mais restritivos do que os necessários para o fabrico de betões convencionais. Tal como para os betões convencionais, considera-se como satisfatória a utilização de água potável (ACI *Committee* 363, 1992). Caso se pretenda utilizar água de outra proveniência, os requisitos a assegurar deverão cumprir o estipulado na especificação do LNEC E372-1992.

2.10 MÉTODOS DE COMPOSIÇÃO

O principal objectivo de qualquer método de composição de betões consiste na determinação de uma combinação apropriada e económica dos materiais constituintes e que permita poder ser afinada através de um número mínimo de amassaduras experimentais. Pretende-se, assim, que a composição obtida seja o mais próximo possível daquela que permita um balanço adequado entre as várias propriedades exigidas ao betão e com o menor custo possível.

Associada à generalização da utilização dos BED, ressurgiu o interesse pelas metodologias de composição de betões (Larrard, 1992, ACI *Committee* 211, 1993, Domone e Soutsos, 1994, Day, 1996, Gutiérrez e Cánovas, 1996, Carbonari, 1996, Sedran e Larrard, 1996, Aïtcin, 1998, Carbonari, Fité e Gettu, 1998, Alves, Cremonini e Molin, 2000), reflectindo as limitações encontradas pela aplicação dos métodos clássicos, bastante fiáveis nos betões convencionais e perfeitamente testados dada a sua longa utilização.

As restrições sentidas na utilização e exploração dos métodos clássicos podem ser imputadas à maior complexidade dos BED, onde todos os factores envolvidos terão que ser avaliados de uma forma mais concreta e objectiva, bem como considerados

outros praticamente irrelevantes nos betões convencionais. Os aspectos mais importantes na escolha da dosagens dos constituintes consistem, principalmente, na necessidade de garantir a compatibilidade entre os adjuvantes superplastificantes e o aglomerante, nas baixas relações A/L empregues e na preocupação em otimizar o desempenho dos redutores de água de alta gama, tendo em conta, tanto a sequência de adição, como a manutenção das propriedades do betão fresco ao longo do tempo.

Segundo Mindess, 1994, os métodos de composição desenvolvidos para os BED têm como base uma de três metodologias distintas: métodos experimentais, analíticos e semi-experimentais. As formulações analíticas existentes, fundamentam-se, em grande medida, em resultados de ensaios experimentais, o que conduz ao emprego de expressões que podem considerar-se semi-empíricas.

De entre as variadas metodologias propostas para os BED, realçam-se as seguintes:

- Larrard, 1992, propôs uma metodologia baseada no desenvolvimento de um método experimental utilizado em betões correntes (Baron e Lesage, 1976), sendo assegurada a compatibilidade entre o superplastificante e o ligante e determinada a dosagem óptima de SP por intermédio de ensaios em pastas com o cone de Marsh. Esta metodologia recorre ao uso de duas expressões semi-empíricas: a extensão da fórmula original de Feret, 1892, para previsão da resistência e a utilização do modelo de Farris, 1968, assumindo que a trabalhabilidade está intimamente relacionada com a viscosidade da mistura. A ideia principal subjacente a este método consiste em aferir a trabalhabilidade do betão recorrendo a ensaios em pastas e a resistência do conjunto através de ensaios em argamassas. Propõe-se, assim, a realização de um número extensivo de ensaios em pastas e argamassas, reduzindo ao máximo o número de amassaduras de betão a realizar;
- o ACI *Committee* 211, 1993, desenvolveu uma metodologia aplicável para a produção de BED com cinzas volantes tendo como objectivo alcançar resistências à compressão de 40 MPa a 80 MPa e sugerindo percentagens de substituição de cimento por cinzas volantes compreendidas entre 15% e 25%;
- Domone e Soutsos, 1994, indicam um método de composição baseado no conceito de que o agregado deverá ocupar o maior volume relativo possível na amassadura e que os vazios deverão ser preenchidos pela pasta ligante. Contudo, um conteúdo de pasta igual ao volume de vazios do esqueleto granular não é por si só suficiente, sendo necessária uma quantidade de pasta adicional, de modo a assegurar a trabalhabilidade necessária. Esta metodologia resulta num mínimo conteúdo de pasta, aspecto especialmente atractivo neste tipo de betões, pois a

um aumento do teor de pasta não corresponde, necessariamente, um acréscimo de resistência e possibilita a diminuição de consequências negativas relacionadas com o emprego de elevadas quantidades de cimento como a perda de trabalhabilidade, o aumento do calor de hidratação, o risco de reacção álcalis-sílica e o aumento da fluência e da retracção;

- Carbonari, 1996, baseia a sua proposta na optimização separada da composição da pasta ligante, do esqueleto granular e, posteriormente, do conjunto. Este processo não deverá ser dissociado do desempenho requerido ao betão, salvaguardando o comportamento em fresco e quando atingido o estado endurecido. Esta metodologia é, em determinados passos, semelhante à anterior e reside em três etapas distintas: definição da composição da pasta; optimização do esqueleto granular e determinação do conteúdo de pasta no betão;
- Sedran e Larrard, 1996, preconizam a adopção de um processo resultante do desenvolvimento da metodologia já referida e proposta por Larrard, 1992. Este modelo baseia-se em princípios científicos e racionais, incorporando um modelo matemático designado modelo da suspensão sólida, suporta-se em critérios de optimização e permite prever a compacidade de uma mistura granular. O modelo da suspensão sólida resulta da junção do modelo linear de compacidade de misturas granulares (Larrard, 1988) e do modelo de viscosidade de suspensões desenvolvido por Mooney, 1951. Fundamentos teóricos, aferição e validação do modelo encontram-se descritos por Sedran, Larrard e Angot, 1994. Um programa de cálculo automático, baseado neste modelo, foi desenvolvido e encontra-se disponível sob a designação *René-LCPC* (Sedran e Larrard, 1994 e 1996).

Apesar do esforço desenvolvido na criação de métodos específicos para BED, alguns autores estudaram as implicações decorrentes da utilização das metodologias clássicas, nomeadamente das baseadas em curvas de referência. Larrard, 1988, Gutiérrez e Cánovas, 1996, Ros, Yazzar e Melero, 1999, através de estudos experimentais, validaram a utilização de metodologias baseadas em curvas de referência como forma de otimizar a compacidade do esqueleto granular.

Larrard, 1988, comparou a compacidade óptima determinada através do modelo linear de compacidade de misturas granulares com a aferida recorrendo a curvas de referência propostas por Furnas, 1931, Joisel, 1952, Faury, 1958 e Dreux, 1970. Os resultados obtidos permitiram eleger as curvas de referência de Faury e de Dreux como capazes de representar a compacidade óptima das misturas granulares com suficiente aproximação, sendo as restantes mais distantes da condição ideal, nomeadamente a curva de Joisel. A curva de Dreux proporciona resultados ligeiramente mais próximos dos teóricos, possivelmente devido ao trabalho de Dreux ser posterior ao de Faury e resultar de uma campanha experimental mais

apurada (Larrard, 1988). Contudo, as diferenças verificadas entre a curva de Dreux e a de Faury podem ser consideradas marginais.

Gutiérrez e Cánovas, 1996 e Ros, Yazzar e Melero, 1999, validaram experimentalmente a aplicação do método de Faury a BED e consideraram que a curva preconizada por Faury, em geral, resulta melhor que a de Bolomey, 1925. Segundo Cánovas e Gutiérrez, 1992, a implementação de métodos como o de Fuller e de Bolomey conduz a valores algo anormais, e deve ser evitada, ao contrário do método de Faury que pode ser aplicado em BED, desde que se façam as devidas correções, tendo em conta a incorporação de adjuvantes e de adições minerais.

Tendo como base o método de Faury, Gutiérrez e Cánovas, 1996, sistematizam a seguinte metodologia para o cálculo da composição de BED com sílica de fumo:

- determinação da dosagem de sílica de fumo e da quantidade de água a adicionar durante a amassadura, em função da resistência à compressão pretendida, recorrendo a um ábaco;
- afinação da quantidade de água necessária para a composição, determinada através de ensaios experimentais, dependendo da exigência de água do ligante, da eficiência do superplastificante e da consistência pretendida;
- emprego preferencial de dosagens de cimento inferiores a 500 kg/m^3 . Se for necessário exceder esta quantidade, de modo a atingir a trabalhabilidade requerida, a compatibilidade entre o cimento e o SP deverá ser reavaliada;
- determinação da compacidade óptima do esqueleto granular, calculada recorrendo ao método de Faury. Para o estabelecimento da curva, a adição mineral deverá ser incluída conjuntamente com o cimento, utilizando densidades proporcionais às quantidades empregues e considerando as densidades de cada componente aglomerante (cimento e sílica de fumo).

2.11 DOSAGEM DOS CONSTITUINTES

As já numerosas aplicações de BED foram materializadas recorrendo a diferentes métodos de composição, resultando em diferentes dosagens dos materiais constituintes, em função das características pretendidas e dos materiais disponíveis. No entanto, é possível tipificar quantidades correntemente utilizadas, quer em realizações práticas, quer em ensaios laboratoriais.

Em relação à quantidade de ligante a empregar no fabrico de BED, generalizando, é possível indicar que oscila entre os 400 kg/m³ e os 500 kg/m³, podendo atingir, em determinados casos específicos, valores de 600 kg/m³, ou até mesmo superiores.

Ensaio realizado por Peterman e Carrasquillo, e confirmado por outros autores, são relatados por Rocha, 1999, e indicam que a quantidade óptima de cimento é influenciada pela presença de superplastificante na mistura. Em amassaduras sem adjuvantes superplastificantes, a quantidade de cimento necessária à obtenção de uma determinada resistência à compressão é superior à da mesma amassadura com superplastificante. As diferenças observadas resultaram em menores consumos de cimento de 2.8% a 13.6%, para dosagens iniciais de cimento de 535 kg/m³ e 550 kg/m³, respectivamente.

A dosagem óptima de sílica de fumo, segundo Larrard, 1992, é de 20% a 25% da massa de cimento. No entanto, para percentagens menores a diferença de comportamento é diminuta e, considerando o custo da adição mineral e dos superplastificantes, a dosagem óptima de sílica de fumo a empregar deverá ser próxima dos 10%. Outros autores (Yogendran *et al*, 1987) apresentam para dosagem óptima de sílica de fumo o valor de 15%, determinado com base em estudos efectuados em betões com diferentes razões A/L e diferentes dosagens de adição mineral.

Valores da quantidade de superplastificante entre 3 L/m³ a 10 L/m³, são correntes na composição de BED (Aïtcin, 1992). A estes valores correspondem dosagens de 0.5% a 3.0% de extracto seco de SP em relação à massa de ligante, sendo típicas dosagens de 1.0% a 2.0%.

Tentando resolver o problema da perda rápida de trabalhabilidade verificada neste tipo de betões, é prática corrente recorrer ao uso de um retardador, na proporção de cerca de 5% a 10% do volume total de SP a utilizar.

Em betões convencionais a relação entre a fracção grossa e a fracção fina encontra-se, em geral, num intervalo compreendido entre 0.9 e 1.4. Contudo, em BED a relação grossos-finos deve ser superior. Mindess, 1994, recomenda o valor 2.0 para essa relação. O autor analisa alguns casos práticos e identifica relações compreendidas entre 1.5 e 1.8.

A quantidade de água a adicionar deverá ser a menor possível de modo a satisfazer os requisitos prescritos para a mistura enquanto fresca. Com o uso de adjuvantes redutores de água de alta gama é possível colocar em obra betões com razão A/L inferior a 0.3 e abaixamento de cerca de 200 mm. Minimizando a quantidade de água a juntar à amassadura e permitindo ao SP controlar as características reológicas do conjunto é possível maximizar os parâmetros do

betão relacionados com a durabilidade. A adição de cinzas volantes, pode contribuir significativamente para a redução da razão A/L, dado o seu esperado efeito benéfico na trabalhabilidade dos betões.

Composições típicas de BED empregues nos EUA, no Canadá, em Marrocos e em França, são apresentadas por Neville e Aïtcin, 1998, e reproduzem-se no Quadro 2.16.

Quadro 2.16 – Composições típicas de BED (Neville e Aïtcin, 1998)

		EUA		Canadá					Fr.*	Mar.*
Materiais	Cimento: C (kg/m ³)	534	513	500	315	163	228	460	450	425
	Sílica de fumo: SF (kg/m ³)	40	43	30	36	54	46		45	40
	Cinzas volantes: CV (kg/m ³)	59	–	–	–	–	–	–	–	–
	Escória: E (kg/m ³)	–	–	–	137	325	182	–	–	–
	Agregado fino: AF (kg/m ³)	623	685	700	745	730	800	780	736	755
	Agregado grosso: AG (kg/m ³)	1069	1080	1100	1130	1100	1110	1080	1118	1045
	Água: A (L/m ³)	139	139	143	150	136	138	138	143	175
	L = C + CV + SF + E (kg/m ³)	633	556	530	488	542	456	460	495	465
A / L	0.22	0.25	0.27	0.31	0.25	0.30	0.30	0.29	0.38	
Abaixamento (mm)		255	–	–	–	200	220	110	230	230
Resistência à compressão	1 dia (MPa)	–	–	–	–	13	19	36	35	–
	2 dias (MPa)	–	65	–	–	–	–	–	–	–
	7 dias (MPa)	–	91	–	67	72	62	–	68	–
	28 dias (MPa)	–	119	93	83	114	105	83	111	95
	56 dias (MPa)	124	–	–	–	–	–	–	–	–
	91 dias (MPa)	–	145	107	93	126	121	89	–	105
	365 dias (MPa)	–	–	–	–	136	126	–	–	–

(*) – Fr.: França; Mar.: Marrocos.

As cinzas volantes têm feito parte integrante das misturas de BED desde o início da sua implementação. No Quadro 2.17, apresentam-se duas composições típicas, praticadas durante a década de setenta na construção de edifícios altos na zona de Chicago, mais propriamente na *Water Tower Place* (ver Figura 2.1) e na *River Place*.

Armaghani *et al*, 1993, no contexto da necessidade do uso de betões de elevada durabilidade em pontes do estado da Florida, estudaram o efeito da substituição de 20% de cimento por cinzas volantes num total de ligante de cerca de 340 kg/m³. Os resultados obtidos para a amassadura apresentada no Quadro 2.18, quer em termos de resistência à compressão quer em termos de durabilidade, salientam o bom desempenho da mistura, encorajando a sua aplicação em estruturas de pontes.

Quadro 2.17 – Dosagens, propriedades em fresco e resistências à compressão de BED empregues na década de setenta (Malhotra e Ramezani pour, 1994)

		Water Tower Place	River Plaza
Materiais	Cimento: C (kg/m ³)	383.7	385.6
	Cinzas volantes: CV (kg/m ³)	45.4	45.4
	Agregado fino: AF (kg/m ³)	464.9	471.7
	Agregado grosso: AG (kg/m ³)	1403.5	1300.7
	Água: A (L/m ³)	136.1	149.7
	Plastificante: P (mL/m ³)	751.1	1271.5
	L = C + CV (kg/m ³)	429.1	431.0
	CV / L	10.6%	10.5%
	A / L	0.32	0.35
Propriedades em fresco	Abaixamento (mm)	115	115
	Teor em ar	–	1.5%
	Massa volúmica (kg/m ³)	2433	2383
Resistência à compressão	7 dias (MPa)	–	50.4**
	28 dias (MPa)	63.1*	64.9**
	56 dias (MPa)	–	72.4**
	90 dias (MPa)	64.9*	78.7**
	180 dias (MPa)	63.5*	–
	365 dias (MPa)	66.9*	–

(*) – cura ao ar durante 7 dias seguida de cura a 50% de humidade relativa a 21 °C;

(**) – resultados obtidos em obra.

Relativamente à quantidade de cinzas volantes admitidas na composição, a especificação do LNEC E378-1993, limita a sua inclusão a 25% da totalidade do ligante. No entanto, a referida especificação, refere que em betões especiais, sujeitos a rigoroso controlo de qualidade e após um estudo prévio em laboratório acreditado para verificar que é possível obter as propriedades pretendidas, poder-se-ão utilizar adições em percentagens superiores às indicadas. Assim, no contexto nacional e em BED é possível exceder a quantidade de 25% de substituição de cimento por cinzas volantes.

A substituição de quantidades elevadas de cimento por cinzas volantes foi já abordada por outros autores, nomeadamente por Kim *et al*, 1992 e Marino, Siviero e Volta, 1995 que apresentaram os resultados obtidos em betões com percentagens de substituição de cimento por cinzas volantes provenientes da Coreia e de origem italiana até 30% e 50%, respectivamente.

Quadro 2.18 – Aplicação de BED com cinzas volantes em pontes do estado da Florida (Armaghani *et al*, 1993)

Materiais	Cimento: C (kg/m ³)	273.3
	Cinzas volantes: CV (kg/m ³)	68.1
	Agregado fino: AF (kg/m ³)	541.6
	Agregado grosso: AG (kg/m ³)	757.3
	Água: A (L/m ³)	119.4
	Superplastificante: SP (mL/m ³)	148
	Plastificante: P (mL/m ³)	592
	Inibidor de corrosão (L/m ³)	20.8
	L = C + CV (kg/m ³)	341.4
	CV / L	19.9%
	A / L	0.35
Propriedades em fresco	Abaixamento (mm)	248
	Teor em ar	2.4%
	Massa volúmica (kg/m ³)	2251.6
Resistência à compressão	1 dia (MPa)	22.9
	3 dias (MPa)	33.0
	7 dias (MPa)	43.0
	14 dias (MPa)	46.0
	28 dias (MPa)	51.1
	91 dias (MPa)	60.2

Os betões de elevado desempenho de elevado volume de cinzas volantes com reduzido teor de cálcio devem o seu desenvolvimento, principalmente, aos canadianos, devido aos estudos iniciados pelo CANMET (*Canada Centre for Mineral and Energy Technology*) em 1985. A investigação então iniciada tinha como objectivo principal o desenvolvimento de betões dotados de adequada resistência nas primeiras idades, adequado comportamento reológico, reduzido calor de hidratação e elevada resistência a longo prazo. Segundo Malhotra e Ramezaniapour, 1994, as premissas iniciais foram já atingidas.

Malhotra e Ramezaniapour, 1994, dividem os betões com cinzas volantes em duas classes, tendo em conta a quantidade de cimento substituído:

- *BED com cinzas volantes*: percentagem de substituição de cimento por cinzas volantes inferior a 50%;
- *BED com elevado volume de cinzas volantes (high volume fly ash concrete)*: percentagem de substituição de cimento por cinzas volantes superior a 50%;

As características mecânicas e a durabilidade dos betões com elevado volume de cinzas volantes, permitem o uso de grandes quantidades desta adição mineral e abrangem o campo de aplicação dos betões convencionais. Devido à substancial redução da quantidade de cimento conjuntamente com a possibilidade de escoar em grande escala um subproduto industrial são conseguidos importantes benefícios ambientais. Adicionando as evidentes vantagens ecológicas à eventual redução do custo deste tipo de betão, parece licito designá-lo como de elevado desempenho.

Este tipo de betão contém, em função da resistência pretendida, cerca de 100 kg/m^3 a 200 kg/m^3 de cimento Portland, reduzida relação A/L, com dosagens de água da ordem dos 115 L/m^3 , grandes quantidades de superplastificante e um elevado volume de cinzas volantes, atingindo cerca de 150 kg/m^3 a 270 kg/m^3 (50% a 60% da massa do material aglomerante). O betão assim produzido apresenta uma relação A/L compreendida entre 0.3 e 0.4, atinge abaixamentos superiores a 150 mm, é dotado de adequada resistência inicial para aplicação estrutural, elevada resistência a longo prazo (até 70 MPa aos 90 dias de idade) e excelente durabilidade (Swamy, 1989, Bilodeau e Malhotra, 1994, Malhotra e Ramezani-pour, 1994, Malhotra, 1995, Ramachandran *et al*, 1998).

Segundo Ravina, 1998, as cinzas volantes utilizadas neste tipo de betões devem ser de elevada qualidade. Este tipo de material é caracterizado, tipicamente, por um valor da finura (quantidade retida no peneiro de malha $45 \mu\text{m}$) compreendido entre 15% a 20%, um teor de inqueimados de cerca de 0.3% a 1.5%, uma exigência de água variando entre 90% a 95% e um factor de actividade pozolânica aos 28 dias de idade de 90% a 99% (Sivasundaram, Carette e Malhotra, 1993). Nestas circunstâncias, as cinzas volantes desempenham um papel relevante no conjunto, agindo como um material aglomerante.

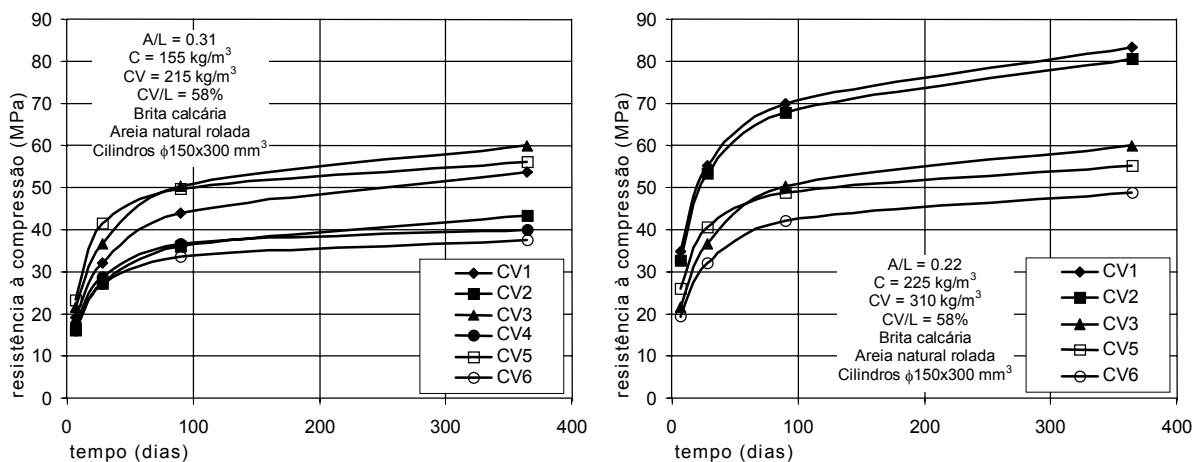


Figura 2.14 – Evolução da resistência à compressão ao longo do tempo de betões com elevado volume de cinzas volantes (Sivasundaram, Carette e Malhotra, 1993)

Na Figura 2.14, apresenta-se o desenvolvimento da resistência à compressão deste tipo de betões, fabricados com cerca de 58% de seis diferentes cinzas volantes,

CV, canadianas, com quantidades totais de ligante de 370 kg/m³ e 535 kg/m³ e com relações A/L respectivamente iguais a 0.31 e 0.22 (Sivasundaram, Carette e Malhotra, 1993).

Joshi, Lohtia e Salam, 1993, apresentaram os resultados de um estudo conduzido com o objectivo de otimizar misturas de BED incorporando cinzas volantes canadianas de Alberta em percentagens de substituição de cimento de 40% a 60%. O estudo demonstrou que percentagens de substituição até 50% permitem obter betões com resistência à compressão de 40 MPa a 60 MPa aos 28 dias. Quantidades de 60% originam resistências inferiores, mais afastadas das obtidas com a mistura de controlo, sem inclusão de cinzas, principalmente nas idades mais reduzidas, apesar de atingirem valores que podem ser considerados aceitáveis em idades posteriores (40 MPa aos 56 dias). A durabilidade foi também averiguada e mostrou ser adequada. A incorporação de quantidades elevadas de cinzas volantes pode contribuir decisivamente para uma substancial redução do custo do material. Percentagens de substituição de 50% podem significar uma economia de cerca de 16% e, para dosagens mais elevadas, atingir os 21%.

Apesar da revisão bibliográfica sobre betões com elevado volume de cinzas volantes efectuada e aqui apresentada, é de salientar que relativamente pouco trabalho tem sido apresentado e que se circunscreve praticamente à experiência canadiana sobre o assunto, necessitando ainda de maior desenvolvimento, de um estudo mais apurado e aplicado a outras realidades, nomeadamente a nacional.

Outras implicações deverão ser convenientemente analisadas, designadamente em relação à possibilidade de produção deste tipo de betões com materiais correntes de baixo custo, disponíveis no mercado e empregues em betões convencionais, nomeadamente com cinzas volantes de baixa qualidade e areias britadas.

Neste contexto, Ravina, 1998, demonstra algum cepticismo e levanta algumas dúvidas quanto à possibilidade de fabrico deste tipo de betões recorrendo a cinzas volantes de menor qualidade e indica como campo de aplicação preferencial para este tipo de cinzas a substituição de areia fina e não a de cimento.

C A P Í T U L O 3

r e o l o g i a d o s B E D

3.1 INTRODUÇÃO

O conhecimento das propriedades reológicas dos betões é de extrema importância para a indústria da construção, uma vez que a sua colocação em obra é realizada em fresco. A trabalhabilidade dos betões influencia decisivamente parâmetros fundamentais relacionados com a eficácia da sua utilização, tais como: a facilidade de colocação em obra; a compactação; a durabilidade; e o desenvolvimento das resistências mecânicas. Um betão com comportamento reológico inadequado pode comprometer seriamente o processo de compactação, o que pode implicar a ocorrência de defeitos que podem afectar substancialmente o desempenho do betão no estado endurecido. A importância deste aspecto levou ao desenvolvimento de variados métodos, utilizados para aferir as características reológicas das misturas.

Infelizmente, devido à complexidade das composições, não é ainda possível prever o comportamento reológico dos betões a partir do conhecimento das propriedades dos seus constituintes. Devido à grande amplitude de dimensões das partículas componentes, desde grãos de cimento com cerca de 1 μm , a agregados grossos com dimensões compreendidas entre 10 mm e 25 mm, podendo atingir 100 mm na construção de barragens, a medição de parâmetros reológicos dos betões não se afigura uma tarefa fácil. Assim, a trabalhabilidade de um dado betão é, em geral, avaliada recorrendo a ensaios expeditos, que apenas permitem determinar, parcialmente, as propriedades reológicas intrínsecas do material. As metodologias correntemente utilizadas são de validade limitada, uma vez que apenas permitem obter parâmetros relacionados com o comportamento reológico das misturas, não as caracterizando completamente. De modo a permitir uma previsão adequada das características reológicas, baseada nas propriedades dos componentes empregues e avaliar correctamente a influência dos mesmos, torna-se fundamental o conhecimento das propriedades reológicas dos betões, que podem ser entendidos como uma concentração de partículas em suspensão que exhibe um comportamento semelhante ao de um fluido.

3.2 REOLOGIA DE FLUIDOS E SUSPENSÕES

A reologia de fluidos e suspensões encontra-se já devidamente estudada e caracterizada.

Admitindo que um fluido laminar de área A (suficientemente grande para não ser necessário ter em conta as condições fronteira) está contido entre duas placas com área muito superior a A (dispostas de forma paralela a uma distância relativa y) e considerando que a superfície inferior se encontra imóvel enquanto que a superior se desloca com uma velocidade V (devido à aplicação de uma força de corte F) (Figura 3.1), se a distância entre as duas superfícies e a velocidade V não forem muito elevadas, pode-se considerar que a distribuição da velocidade, v, de cada plano paralelo de fluxo (definido relativamente à sua normal) é linear (Figura 3.2).

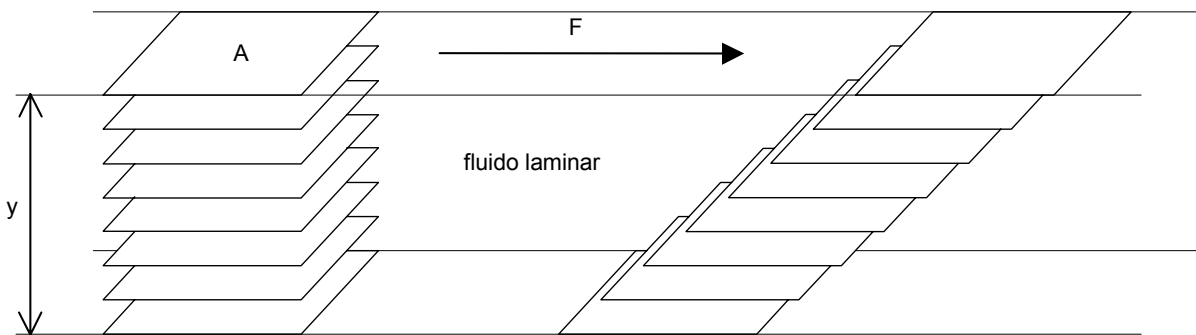


Figura 3.1 – Escoamento de um fluido laminar

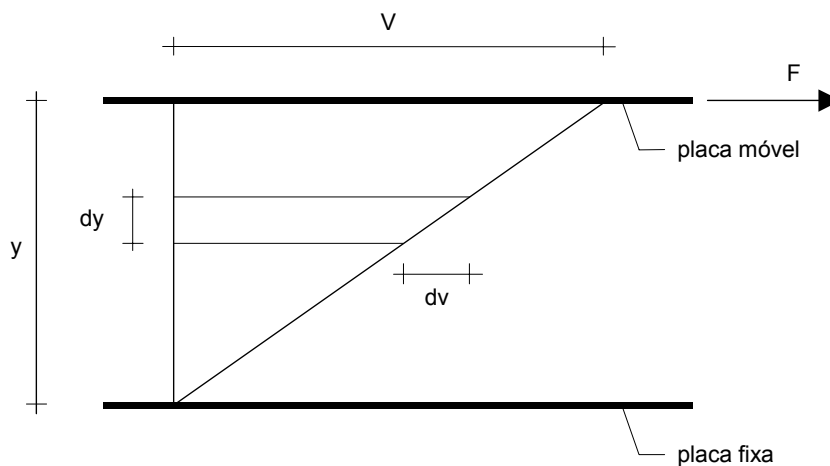


Figura 3.2 – Distribuição de velocidades de um fluido laminar

Para uma vasta gama de fluidos, como os gases e os líquidos homogêneos, constata-se que a tensão de corte, τ , exercida entre dois planos paralelos do fluido é proporcional ao gradiente de velocidade, $\dot{\gamma}$, verificado numa direcção perpendicular à do escoamento:

$$\frac{F}{A} = \tau = \eta \frac{dv}{dy} \tag{3.1}$$

ou:

$$\tau = \eta \dot{\gamma} \tag{3.2}$$

em que:

F: força de corte aplicada;

A: área do plano paralelo à força;

τ : tensão de corte $\left(\tau = \frac{F}{A} \right)$;

η : viscosidade;

$\dot{\gamma}$: gradiente de velocidade $\left(\dot{\gamma} = \frac{dv}{dy} \right)$.

A equação (3.2) evidencia que se a um líquido laminar é aplicada uma força de corte F, é induzido um gradiente de velocidade ao sistema. O factor de proporcionalidade entre a força e o gradiente de velocidade é designado por viscosidade. O comportamento reológico de um fluido que satisfaça a equação (3.2) é chamado de Newtoniano e é caracterizado por um só parâmetro (a viscosidade).

A grande maioria das expressões propostas para descrever o comportamento de suspensões concentradas, entendidas como uma suspensão de partículas sólidas num líquido viscoso, são de dois tipos. Umas relacionam a concentração da suspensão com a viscosidade, enquanto que outras expressam a tensão de corte em função do gradiente de velocidade, assumindo que a viscosidade do sistema é representada por um só valor constante.

Quadro 3.1 – Relações entre a viscosidade e a concentração de suspensões (Ferraris, 1999)

Autor	Expressão	Hipótese
Einstein	$\eta = \eta_0 (1 + [\eta]\phi)$	suspensão diluída sem interacção entre partículas
Roscoe	$\eta = \eta_0 (1 - 1.35\phi)^{-k}$	considera a interacção entre partículas
Krieger-Dougherty	$\frac{\eta}{\eta_0} = \left(1 - \frac{\phi}{\phi_{\text{máx}}} \right) - [\eta]\phi_{\text{máx}}$	relaciona a viscosidade com a compacidade das partículas; tem em consideração a compacidade máxima
Mooney	$\eta = \eta_0 \exp \left(\frac{[\eta]\phi}{1 - \frac{\phi}{\phi_{\text{máx}}}} \right)$	tem em consideração a compacidade máxima

η – viscosidade da suspensão;

ϕ – compacidade;

$\phi_{\text{máx}}$ – compacidade máxima;

k – constante;

η_0 – viscosidade do meio líquido;

$[\eta]$ – viscosidade intrínseca da suspensão

Quadro 3.2 – Relações entre a tensão de corte e o gradiente de velocidade (Ferraris, 1999)

Autor	Expressão
Newton	$\tau = \eta \dot{\gamma}$
Bingham	$\tau = \tau_0 + \eta \dot{\gamma}$
Herschel e Bulkley	$\tau = \tau_0 + k \dot{\gamma}^n$
Lei de potência	$\tau = A \dot{\gamma}^n$ n=1: fluído Newtoniano; n>1: fluído dilatante; n<1: fluído pseudo-plástico
Vom Berg e Oswald-de-Waele	$\tau = \tau_0 + B \sinh^{-1} \left(\frac{\dot{\gamma}}{C} \right)$
Eyring	$\tau = a \dot{\gamma} + B \sinh^{-1} \left(\frac{\dot{\gamma}}{C} \right)$
Robertson-Stiff	$\tau = a (\dot{\gamma} + C)^b$
Atzeni, Massida e Sanna	$\dot{\gamma} = \alpha \tau^2 + \beta \tau + \delta$

τ – tensão de corte; η – viscosidade;
 τ_0 – tensão limite de escoamento; $\dot{\gamma}$ – gradiente de velocidade.
 A, a, B, b, C, k, α , β , δ – constantes;

No Quadro 3.1e no Quadro 3.2 representam-se as expressões mais frequentemente utilizadas para caracterizar o comportamento reológico de fluidos e suspensões (Ferraris, 1999).

A principal conclusão que pode ser retirada da análise das relações propostas no Quadro 3.2, consiste no facto de em todas, exceptuando a aplicável a um fluido Newtoniano, serem utilizados pelo menos dois parâmetros para descrever a reologia dos fluídos. As equações propostas por Bingham, Herschel e Bulkley, e Vom Berg e Oswald-de-Waele, nomeadamente, incorporam um segundo factor caracterizador da reologia: a tensão limite de escoamento.

A tensão limite de escoamento (ou limite de escoamento) pode ser interpretada fisicamente como a tensão que é necessário ultrapassar para que se inicie o escoamento. Para um fluido, o limite de escoamento corresponde ao ponto de intersecção do diagrama tensão de corte-gradiente de velocidade com o eixo correspondente à tensão de corte e a viscosidade representa o declive do mesmo diagrama. Se um fluido apresentar uma dependência linear entre as duas grandezas referidas é designado como fluido de Bingham (Figura 3.3).

Na Figura 3.4, ilustram-se algumas das expressões apresentadas no Quadro 3.2.

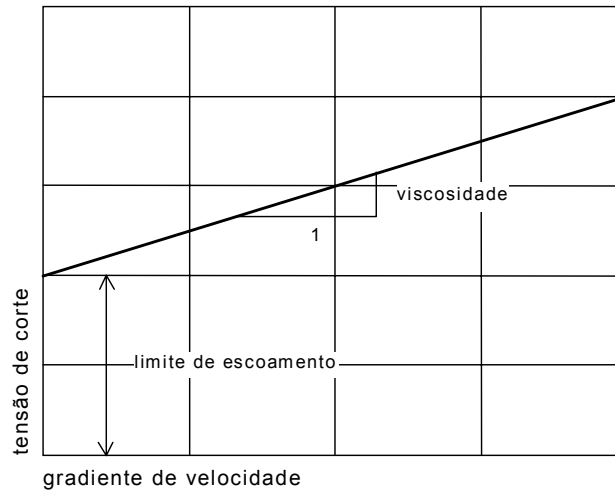


Figura 3.3 – Fluido de Bingham

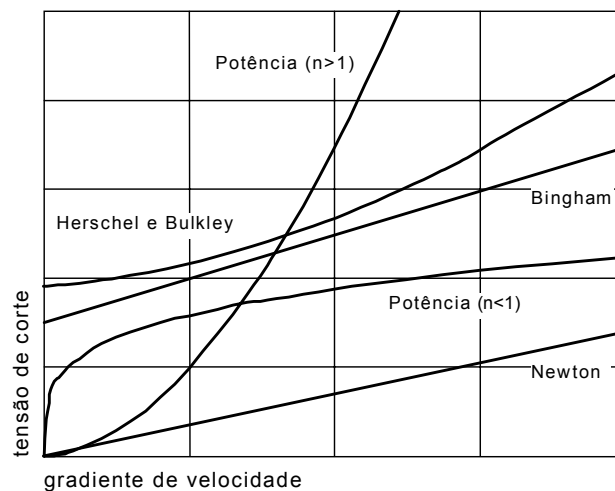


Figura 3.4 – Relações gradiente de velocidade-tensão de corte

As equações que incluem pelo menos dois parâmetros baseados em grandezas físicas (o limite de escoamento e a viscosidade), são as propostas por Bingham e por Herschel e Bulkley. O terceiro parâmetro presente na equação de Herschel e Bulkley, n , não representa uma entidade física, e apenas resulta de procedimentos de aproximação matemática.

3.3 REOLOGIA DE PASTAS, ARGAMASSAS E BETÕES

Os betões e as argamassas são materiais compostos, e os seus principais componentes são os agregados, o ligante e a água. Na realidade, e no que se refere aos respectivos comportamentos reológicos, os betões e as argamassas podem ser entendidos como uma suspensão de partículas sólidas (os agregados) num líquido viscoso (a pasta ligante). Inclusivamente, a pasta ligante também pode

ser entendida como uma suspensão, sendo ela própria composta por grãos de cimento e, por vezes, de adições minerais, suspensos num líquido (a água).

Assumindo que o comportamento macroscópico de um betão e de uma argamassa pode ser associado ao de um fluido, podem ser aplicados a estas suspensões os modelos clássicos da reologia.

Estudos realizados demonstraram que as equações do Quadro 3.1, que relacionam a viscosidade com a concentração das suspensões, podem ser implementadas para descrever a reologia de pastas ligante, não sendo aplicáveis em betões devido à substancial complexidade destas suspensões (agregados em suspensão numa pasta aglomerante). As expressões correntemente adoptadas em betões são as que relacionam a tensão de corte com o gradiente de velocidade (Quadro 3.2) e também permitem avaliar o comportamento reológico de pastas e argamassas (Ferraris, 1999).

Atzeni, Massida e Sanna, 1985, compararam a eficácia das várias expressões apresentadas e propuseram, para suspensões concentradas como as pastas de cimento, uma modificação da equação de Eyring, uma vez que conduziu aos melhores resultados, quando comparados com os obtidos experimentalmente. Contudo, os parâmetros intervenientes na equação de Eyring, não têm significado físico, sendo adoptados devido à possibilidade de definir com maior precisão o comportamento real das pastas através da expressão proposta. Assim, estes parâmetros não podem ser aferidos isoladamente, e resultam de procedimentos de cálculo.

Foi já comprovado que a expressão de Herschel e Bulkley é a que melhor descreve o comportamento de determinados betões, como é o caso dos betões auto-compactáveis (Larrard e Ferraris, 1998, Larrard, Ferraris e Sedran, 1998, Larrard, 1999). No entanto, a relação mais utilizada para descrever o comportamento reológico de betões é a de Bingham, devido à possibilidade de medição dos dois parâmetros independentemente, e, também, porque o comportamento reológico é, em geral, traduzido satisfatoriamente recorrendo a uma relação linear (Smeplass, 1993, Hu, Larrard e Gjørv, 1995, Ferraris e Lobo, 1998, Domone, Yongmo e Banfill, 1999, Daczko, 2000).

Assim, o comportamento reológico de pastas, argamassas e betões pode ser avaliado através da determinação de, pelo menos, dois parâmetros, ambos com significado físico: o limite de escoamento e a viscosidade. No entanto, a maioria dos ensaios correntemente realizados permite apenas determinar um só parâmetro, eventualmente relacionado com um dos factores caracterizadores do comportamento reológico. Apesar da existência de metodologias experimentais que permitem quantificar o limite de escoamento e a viscosidade, a sua utilização não

se encontra generalizada devido à dificuldade de as implementar em obra e aos custos associados, significativamente superiores aos dos ensaios correntes.

Além da medição do comportamento reológico dos betões, a reologia destes materiais abrange o estudo da previsão do seu comportamento a partir do comportamento dos seus componentes (pasta ligante e argamassa) e em função da composição das misturas (relação A/L, conteúdo de agregados, tipo de cimento e adjuvantes empregues). No entanto, e até ao momento, as tentativas desenvolvidas ainda não se podem considerar satisfatórias. Uma das dificuldades principais reside na grande amplitude de dimensões das partículas (de micrómetros até dezenas de milímetros). Outro aspecto que influencia o estudo da reologia dos betões prende-se com o facto de o comportamento da mistura não ser apenas função do comportamento individual dos seus componentes. O comportamento reológico dos betões não pode ser entendido como uma combinação linear do comportamento das pastas e dos agregados que o constituem. O volume de pasta existente e o confinamento provocado pelos agregados afectam significativamente a reologia das misturas, não permitindo o estabelecimento de relações directas entre o comportamento da pasta ligante e o do betão. Outros factores podem ser apontados, tais como a compactação, a temperatura, a energia de mistura e as condições de colocação nos moldes devido, por exemplo, ao efeito de parede ou à densidade e afastamento entre armaduras.

Para facilitar a operação de colocação e preenchimento dos moldes, um betão deverá ser constituído por uma pasta ligante (ou argamassa) com elevada deformabilidade, mantendo a viscosidade necessária para garantir a uniforme suspensão das partículas grossas e assim evitar a segregação entre os agregados grossos e os restantes constituintes do sistema.

Na deformação do betão fresco, designadamente quando este se movimenta entre as armaduras ou numa zona confinada pela cofragem, a posição relativa dos agregados é alterada, provocando a colisão entre estas partículas, que é tanto maior quanto menor for a sua distância relativa. Este movimento relativo provoca o incremento das tensões internas no material e pode obstruir o necessário escoamento da massa de betão. Este aspecto é tanto mais importante quanto mais restrito for o espaço disponível para o betão escoar, nomeadamente em elementos de dimensões reduzidas e em zonas de grande densidade de armaduras.

A redução da viscosidade das misturas pode diminuir a sua capacidade para manter a dispersão homogénea dos constituintes e, assim, contribuir para a anisotropia da mistura e o empobrecimento das zonas de interface existentes, quer entre o material granular e a pasta ligante, quer entre as armaduras e a pasta ligante. Por outro lado, o aumento da viscosidade da pasta ligante contraria o incremento de tensões internas resultantes da colisão entre as partículas do

agregado e contribui para a diminuição da tendência para a obstrução do escoamento, principalmente aquando da presença de obstáculos (Ferreira, 2001). No entanto, a viscosidade deve ser mantida em níveis suficientemente baixos, para assim, contribuir para uma fácil fluidez da massa de betão fresco.

Sistematizando o que foi anteriormente referido, é possível interpretar os betões como suspensões incluindo partículas variando entre 1 μm e as dezenas de milímetros. As propriedades reológicas destas suspensões podem ser aproximadamente descritas assumindo o modelo de Bingham, definido através da determinação de duas quantidades: a viscosidade e o limite de escoamento. A grande maioria dos ensaios correntes não caracterizam satisfatoriamente o comportamento reológico das composições, uma vez que apenas permitem aferir parâmetros eventualmente relacionados com apenas uma das características apontadas. Na Figura 3.5, é possível constatar como dois betões, apresentando um dos parâmetros iguais e o segundo significativamente diferente, podem diferir substancialmente no seu comportamento reológico. Desta forma fica comprovada a particular importância da medição da trabalhabilidade de misturas cimentíceas através, de pelo menos, dois parâmetros: a viscosidade e a tensão limite de escoamento.

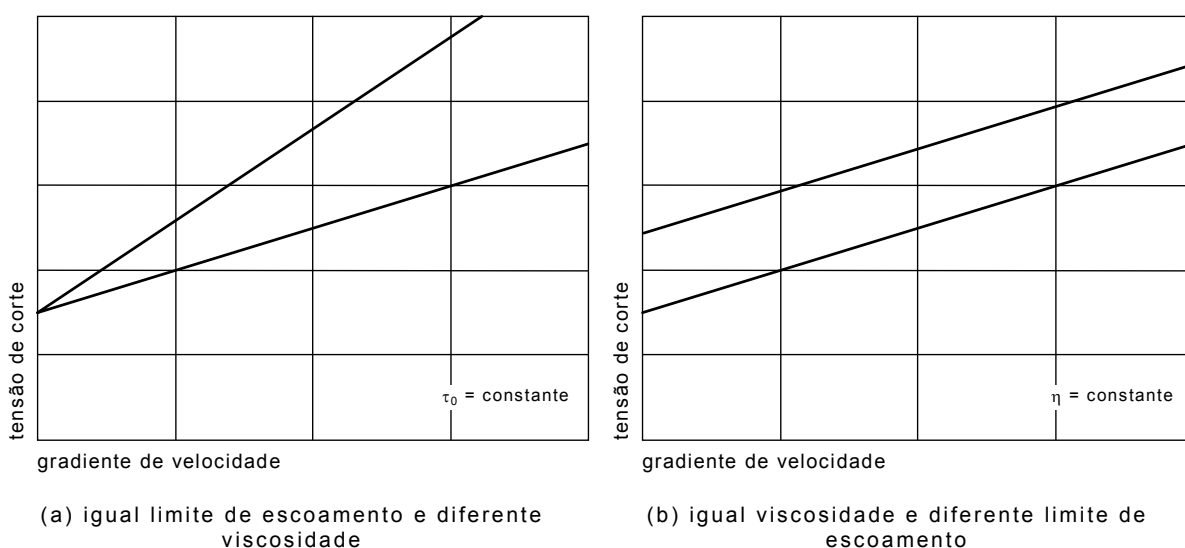


Figura 3.5 – Reologia dos betões

Aos BED é exigida facilidade de colocação em obra e de compactação, sem afectar as características exigíveis à mistura quando endurecida. A trabalhabilidade deste tipo de betões é, em geral, avaliada recorrendo a ensaios convencionais, empregues em betões correntes. Contudo, as características específicas dos BED podem dificultar a correcta interpretação do resultado dos ensaios convencionais. Esta situação pode ser facilmente exemplificada quando o limite de escoamento, indirectamente avaliado através do ensaio de abaixamento, atinge valores inseridos no intervalo de variação desejado, mas a viscosidade (não aferida através do ensaio de abaixamento) é tão elevada que torna a mistura difícil de

colocar nos moldes, mesmo recorrendo a vibração potente. Estas composições são designadas, correntemente, como viscosas. Segundo Proença, 1996, a forte dosagem de superplastificante, associada a razões A/L muito baixas, conferem ao betão uma nova característica: a viscosidade. Embora aparentemente muito fluídos, deslizam e bombam-se com dificuldade.

3.4 MÉTODOS DE ENSAIO

Os métodos de ensaio utilizados na determinação das propriedades reológicas de pastas e betões podem ser divididos em dois grupos, consoante permitam a aferição de um ou dois parâmetros. Conforme abordado anteriormente, a correcta avaliação do comportamento reológico de pastas, argamassas e betões implica a determinação de pelo menos duas quantidades: a viscosidade e o limite de escoamento.

3.4.1 AFERIÇÃO DE UM PARÂMETRO

A grande maioria dos ensaios convencionais permitem, apenas, a medição de um parâmetro reológico. A relação entre o factor medido e a viscosidade ou o limite de escoamento não é óbvia. Em geral, τ_0 ou η não podem ser calculados recorrendo aos valores medidos, embora possa, eventualmente, existir uma relação entre eles.

Os principais ensaios utilizados para a avaliação da trabalhabilidade de pastas, argamassas e betões, aferida através de apenas um parâmetro são os seguintes (Ferraris, 1999):

- ensaio de abaixamento;
- ensaio de espalhamento;
- VB;
- cone de fluidez;
- ensaios de penetração: bola de Kelly; aparelho de Vicat; ensaio de Wigmore;
- *K-slump test*;
- maniabilímetro LCL;

- ensaio de Fritsch;
- tubo viscosímetro;
- capacidade de preenchimento: *L-box*; *box-test*;
- aparelho de Orimet.

Os ensaios de abaixamento, de penetração e o *K-slump test*, estão relacionados com o limite de escoamento porque permitem medir a capacidade das misturas começarem a fluir. Os restantes ensaios relacionam-se com a viscosidade, sendo os seus resultados reflexo da capacidade do material escoar após a tensão de corte instalada ultrapassar a tensão limite de escoamento. A tensão de corte aplicada pode ser obtida por vibração (espalhamento, VB, maniabilímetro LCL e ensaio de Fritsch) ou por gravidade (cone de fluidez, tubo viscosímetro, capacidade de preenchimento e aparelho de Orimet).

Os ensaios mais correntes entre nós, e os de maior aplicabilidade em pastas, argamassas e betões de elevado desempenho, não abrangem todos os previamente descritos. Assim, será dada especial atenção aos ensaios utilizados na campanha experimental implementada neste trabalho: ensaios de abaixamento, espalhamento, penetração e cone de fluidez.

3.4.1.1 ENSAIO DE ABAIXAMENTO

Para a realização deste ensaio, um molde metálico tronco-cónico (cone de Abrams), aberto em ambas as extremidades e colocado numa superfície horizontal é preenchido com betão (obedecendo a um determinado procedimento) e é rapidamente retirado. O abaixamento da massa de betão é medido, conforme ilustrado na Figura 3.6.

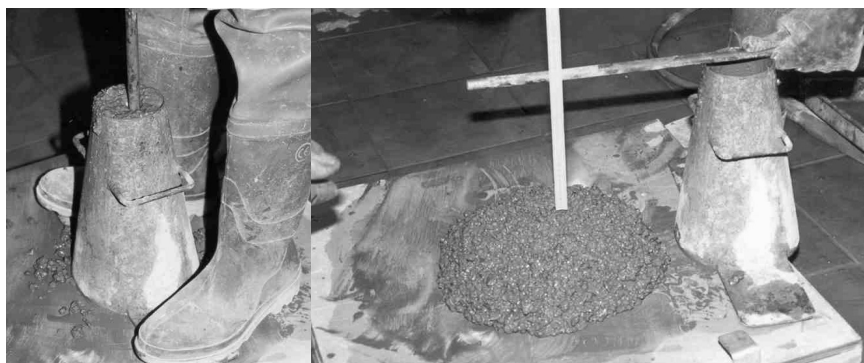


Figura 3.6 – Ensaio de abaixamento

Este ensaio, de utilização generalizada em obra, tem como principal atributo a sua extrema simplicidade. O betão sofre um abaixamento, apenas se a tensão de corte (peso de betão por unidade de área) exceder a tensão limite de escoamento. O movimento da massa de betão cessa quando a tensão de corte aplicada (que diminui à medida que o betão flui) atinge valores inferiores ao limite de escoamento. Assim, este ensaio fornece uma quantidade relacionada com a tensão limite de escoamento do material.

A grande limitação deste ensaio reside na possibilidade de dois betões disporem do mesmo abaixamento e apresentarem comportamento reológico substancialmente distinto. A relação entre o abaixamento no cone de Abrams e a trabalhabilidade das composições de betão não é directa e pode contribuir para uma deficiente avaliação do comportamento das misturas.

A variabilidade dos resultados pode ser atribuída, fundamentalmente, ao operador e a modificações na dosagem dos constituintes. Este ensaio é particularmente útil como instrumento de controlo da qualidade das amassaduras, pois permite detectar eventuais alterações na composição, nomeadamente na quantidade de água adicionada.

O ensaio de abaixamento é regulamentado em Portugal pela norma NP 87 de 1964 e, segundo a prEN 206-1, 2000, devido à falta de sensibilidade registada para determinados valores do abaixamento inerente a este ensaio, é recomendável a sua utilização apenas se o valor do abaixamento estiver situado no intervalo compreendido entre 10 mm e 210 mm.

3.4.1.2 ENSAIO DE ESPALHAMENTO

Este ensaio encontra-se regulamentado pela norma alemã DIN 1045, 1988, e está ilustrado na Figura 3.7. Um molde metálico tronco-cónico com 200 mm de diâmetro inferior, 200 mm de altura e 130 mm de diâmetro superior é colocado numa placa horizontal basculante, é preenchido com betão e é posteriormente retirado. Em seguida, a placa é levantada 40 mm e depois largada. Este procedimento repete-se 15 vezes em 15 segundos. O espalhamento do betão é medido em duas direcções perpendiculares e é calculado o respectivo valor médio. O resultado do ensaio é o valor médio referido, e é considerado, correntemente, como representativo da trabalhabilidade do betão. A simplicidade deste ensaio permite a sua utilização em obra, sendo a sua aplicação particularmente indicada para betões viscosos, dotados de abaixamentos elevados no cone de Abrams, como é frequente nos BED.

O valor do espalhamento de um betão está relacionado com a sua viscosidade e não com o limite de escoamento, uma vez que a operação de levantar e largar a placa de assentamento induz tensões de corte superiores à tensão limite de escoamento.

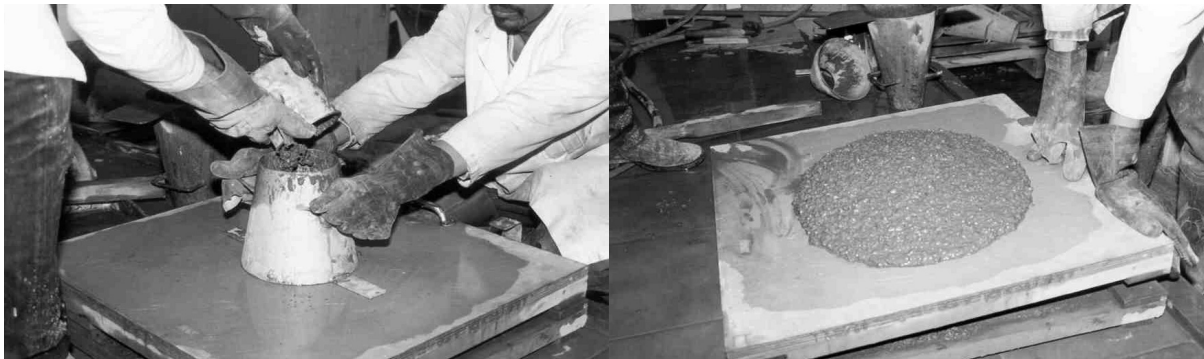


Figura 3.7 – Ensaio de espalhamento

Assim, o valor medido relaciona-se com a trabalhabilidade da mistura quando excedido o seu limite de escoamento. Se o betão não sofre qualquer tipo de abaixamento ou espalhamento este ensaio não é representativo da consistência da composição devido ao facto de não se ter ultrapassado a tensão limite de escoamento, não se registando, assim, o fluir do betão. Esta afirmação pode, também, ser aplicada ao ensaio de abaixamento.

Por razões semelhantes às apontadas no caso do ensaio de abaixamento, a prEN 206-1, 2000, recomenda valores limites para a validade deste ensaio. Este tipo de ensaio pode ser considerado como representativo da consistência do betão, se o seu resultado pertencer ao intervalo limitado pelos valores de 340 mm e 620 mm.

Ensaio semelhante podem ser implementados em pastas e argamassas, sendo o relativo a pastas (mini-abaixamento) já abordado em 2.7.1. O ensaio de espalhamento, aplicável a argamassas é idêntico ao de betões e encontra-se descrito na norma ASTM C109.

Alves e Helene, 1996, preconizam a determinação do espalhamento dispensando o dispositivo previsto na norma DIN 1045. Os autores propõem a medição do espalhamento, logo após a remoção do cone de Abrams. O ensaio é em tudo semelhante ao ensaio de abaixamento, sendo medido o espalhamento do betão e não o seu abatimento. Este ensaio mais não é do que o já referido mini-abaixamento aplicado a misturas de betão fluidas. As conclusões extraídas da campanha experimental elaborada pelos referidos autores realçam que a medição do espalhamento de betões fluidos permite uma melhor caracterização do seu comportamento reológico do que a determinação do seu abaixamento. No entanto, destacam que este tipo de ensaio não permite uma diferenciação precisa do

comportamento de betões fluidos, na medida em que pequenas diferenças nas misturas e efeitos de segregação mais discretos não são detectados em termos numéricos ou quantitativos.

3.4.1.3 ENSAIO DE PENETRAÇÃO

O princípio subjacente a este tipo de ensaio reside no facto de a penetração de um objecto depender da tensão limite de escoamento do material. A massa do objecto penetrante (ou a força aplicada) permite verificar se a tensão induzida é superior ao limite de escoamento: só assim se verificará penetração.

Este tipo de ensaio apresenta as vantagens e inconvenientes do ensaio de abaixamento e é empregue na determinação do conteúdo de água necessária ao fabrico de uma pasta de cimento de consistência normal, de acordo com a NP EN 196-3. A adopção deste ensaio pode ser útil para a determinação da exigência de água de pastas incluindo, ou não, adições minerais e adjuvantes superplastificantes. Assim, é possível aferir a eficácia do adjuvante, expressa através da quantificação da diminuição da exigência de água de pastas com diferentes teores de SP em relação a pastas sem adição de adjuvante.

3.4.1.4 CONE DE FLUIDEZ

O cone de fluidez (cone de Marsh) é frequentemente utilizado em pastas, nomeadamente para a determinação do ponto de saturação dos SP, conforme descrito em 2.7.1.

O cone de Marsh foi já adaptado ao uso em betões, e consiste num funil com 615 mm de comprimento com um tubo de descarga de 150 mm de comprimento. O diâmetro superior do cone mede 230 mm, o orifício de descarga tem um diâmetro de 75 mm e o declive das paredes do funil é de 6:1. A quantidade de betão a introduzir no cone é de 10 L e a máxima dimensão do agregado está limitada a 20 mm. O resultado do ensaio consiste em determinar o tempo necessário ao escoamento da massa de betão através do orifício do funil.

Este tipo de ensaio permite a aferição de um valor relacionado com a viscosidade do material ensaiado. Se a pasta, a argamassa ou o betão escoarem através do orifício, significa que a tensão instalada ultrapassa o limite de escoamento. Se o escoamento não se verificar é porque a tensão limite de escoamento é superior à

tensão de corte instalada. Nestas condições, o escoamento pode ser forçado através do aumento da massa de material, elevando a tensão de corte instalada, ou aumentando o diâmetro do tubo de descarga.

O ensaio do cone de Marsh, utilizado em pastas e argamassas (Figura 3.8), é regulamentado pela norma francesa NF P18-358 e pela norma ASTM C939-94a. Os dois documentos preconizam diferentes dimensões para os cones, sendo os procedimentos de ensaio também ligeiramente diferentes. No entanto, ambos limitam a sua utilização a argamassas com determinada máxima dimensão do agregado (3 mm: NF P18-358; 2.36 mm: ASTM C939-94a), sendo o seu uso extensível a qualquer tipo de pasta ligante.



Figura 3.8 – Cone de Marsh

A tentativa de avaliação do comportamento reológico de betões por intermédio do ensaio do cone de Marsh, em pastas ou argamassas, mesmo quando constituídas com os mesmos materiais e as mesmas proporções empregues no betão, apresenta algumas limitações óbvias.

Um factor limitativo, inerente a este ensaio, consiste no pressuposto de que a mistura exhibe um comportamento reológico Newtoniano, completamente caracterizado através de apenas um parâmetro (a viscosidade), o que nem sempre é verificado.

Segundo Agulló *et al*, 1999, a acção principal dos SP consiste na redução da tensão limite de escoamento, não influenciando significativamente a viscosidade da pasta ligante. Assim, a aplicabilidade de ensaios expeditos que permitam avaliar a trabalhabilidade por intermédio de somente um parâmetro para a determinação da quantidade óptima de superplastificante, poderá estar confinada a um ensaio do tipo do de abaixamento, relacionado, fundamentalmente, com o limite de

escoamento do fluido. Outra das limitações deste tipo de ensaio, reside no facto de a reologia dos betões poder não estar directamente relacionada com a reologia das fases que o integram, designadamente da pasta ligante ou da argamassa.

Em betões de elevado desempenho, a trabalhabilidade é controlada, fundamentalmente, pela eficácia do adjuvante superplastificante, contrariamente ao verificado nos betões convencionais, onde a água adicionada desempenha um papel primordial. Assim, caso seja assumida a validade do ensaio de pastas para a determinação do ponto de saturação dos SP, parece razoável esperar que a trabalhabilidade dos BED seja controlada pela reologia das pastas ligante, realçando a importância de ensaios avaliadores do seu comportamento.

3.4.2 AFERIÇÃO SIMULTÂNEA DE DOIS PARÂMETROS

A avaliação das características reológicas de um betão pode ser efectuada recorrendo a ensaios que possibilitem a medição de dois parâmetros. Os valores determinados nestes ensaios não permitem, necessariamente, o cálculo directo da viscosidade e do limite de escoamento. Em geral, os factores medidos estão relacionados com os dois parâmetros reológicos de um modo não trivial. As principais dificuldades na implementação de ensaios reológicos que permitam a aferição directa de τ_0 e η estão relacionadas com a dimensão da fracção grossa do agregado, com a tendência existente para ocorrer segregação e com os efeitos diferidos, sentidos ao longo do tempo.

As características reológicas das pastas podem ser determinadas recorrendo ao uso de viscosímetros coaxiais, do tipo Brookfield. Não se torna possível generalizar a sua utilização a betões, uma vez que a máxima dimensão do agregado obrigaria ao recurso a cilindros coaxiais com dimensões desmesuradas. Esta limitação surge como resultado da necessidade de assegurar um gradiente de velocidade linear entre as superfícies de corte. Uma boa aproximação deste comportamento linear é conseguida caso se verifique uma diferença entre o raio interior e o raio exterior do cilindro coaxial superior a cinco vezes a máxima dimensão do agregado e se a relação entre raios estiver compreendida entre 1 e 1.1. Nestas circunstâncias, a utilização de agregados com máxima dimensão de 10 mm obrigaria à construção de cilindros coaxiais com raio interior de 0.5 m e raio exterior de 0.55 m (Ferraris, 1999). Estas dimensões, correspondentes a um agregado de dimensões relativamente pequenas, são substancialmente elevadas e impedem o desenvolvimento de um dispositivo de ensaio com dimensões praticáveis.

O viscosímetro do tipo Brookfield (Figura 3.9) é um dispositivo que obriga um cilindro coaxial, imerso no fluido a ensaiar, a exercer um movimento de rotação em torno do seu eixo sujeito a distintas velocidades angulares constantes. Em teoria, para cada valor da velocidade angular, corresponde um determinado gradiente de velocidade ao qual está associado um momento torsor. O cilindro imerso no fluido está ligado a um transdutor através de uma haste rígida (*spindle*). Durante a rotação, o atrito do fluido sobre o cilindro faz com que se desenvolva um momento torsor, que é registado pelo transdutor. Quando se atinge o equilíbrio, a força que se opõe ao movimento é igual à força registada no transdutor. Essa força é directamente proporcional à viscosidade.

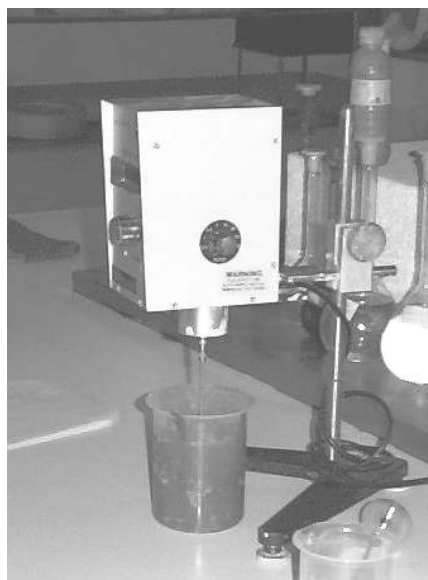


Figura 3.9 – Viscosímetro do tipo Brookfield

Um das vantagens deste tipo de equipamento é que, combinando adequadamente a velocidade angular com os *spindles* disponíveis, é possível abranger uma extensa gama de gradientes de velocidade, tensões de corte e, conseqüentemente, de viscosidades. É também possível trabalhar com tensões de corte reduzidas e assim definir o reograma $\dot{\gamma} - \tau$ na proximidade do limite de escoamento, τ_0 .

A aferição dos parâmetros reológicos fundamentais dos sistemas cimentícios, em função da concentração de superplastificante e do tempo, contabilizado a partir do início da mistura, fornece a caracterização do comportamento reológico do conjunto. Contudo, devido às dificuldades experimentais inerentes a este tipo de investigação, encontram-se relativamente poucos estudos na bibliografia da especialidade.

Ramachandran *et al*, 1998, relatam experiências em pastas efectuadas por outros autores, e que permitem identificar que a acção dos superplastificantes se reflecte na diminuição conjunta do limite de escoamento e da viscosidade (Figura 3.10). São verificadas reduções significativas do limite de escoamento, particularmente

quando as pastas são fabricadas com uma reduzida relação A/L. Em presença de maiores quantidades de SP, o limite de escoamento tende a diminuir até se anular, passando as pastas a comportarem-se como fluidos Newtonianos.

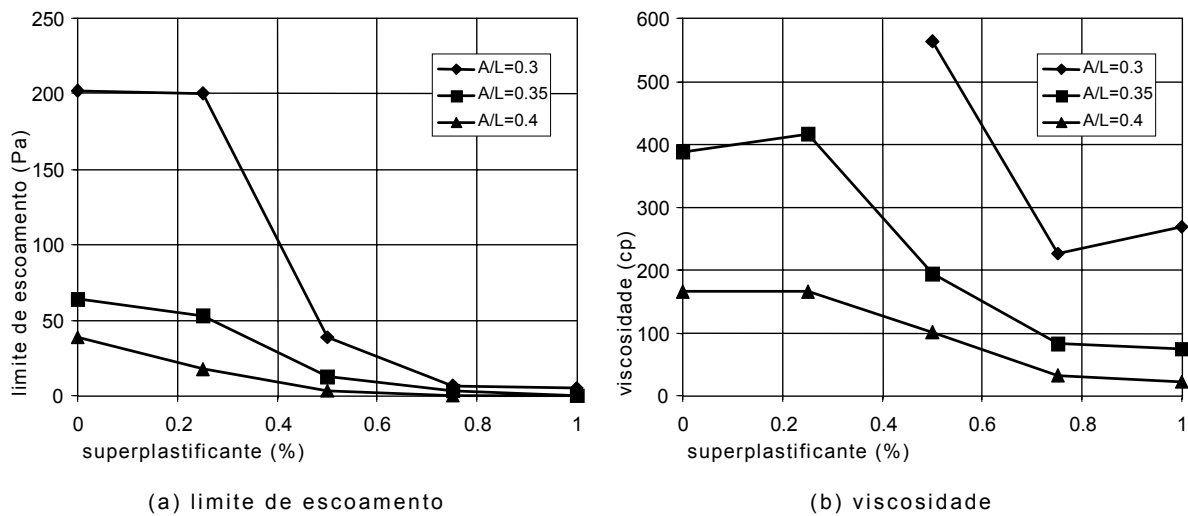


Figura 3.10 – Efeito da concentração de SP nas propriedades reológicas de pastas de cimento (Ramachandran *et al*, 1998)

Foram já realizados numerosos estudos com o objectivo de caracterizar as propriedades reológicas dos betões, tendo sido desenvolvido equipamento capaz de aferir as propriedades reológicas dos betões. O princípio de funcionamento dos equipamentos desenvolvidos é semelhante ao do viscosímetro do tipo Brookfield (Domone, Yongmo e Banfill, 1999, Ferraris, 1999). De entre os vários dispositivos actualmente disponíveis, é de salientar que alguns, nomeadamente os baseados no trabalho desenvolvido por Tattersall, iniciado na década de 1970 (Tattersall, 1991), não permitem determinar características intrínsecas do sistema, possibilitando apenas a quantificação de parâmetros relacionados (momento torsor e velocidade angular).

Devido à complexidade do escoamento turbulento ocorrido e à impossibilidade de calibrar o equipamento com fluidos de características conhecidas, não é possível estimar o limite de escoamento e a viscosidade a partir das quantidades determinadas (Legrand, 1993, Ferraris, 1999). No entanto, Domone, Yongmo e Banfill, 1999, apresentam relações de calibração que permitem estimar τ_0 e η a partir de ensaios num viscosímetro de Tattersall modificado. Outro tipo de equipamento foi desenvolvido em França, no *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*, por Hu *et al*, 1996. Assumindo que o fluido apresenta comportamento de Bingham, a análise da distribuição das tensões de corte instaladas permite o cálculo de τ_0 e η .

Ao contrário do detectado em pastas, o efeito dos SP nas propriedades do betão fresco pode não provocar a diminuição conjunta do limite de escoamento e da viscosidade da mistura. A acção dos SP é particularmente notória na redução do

limite de escoamento, afectando de forma marginal a viscosidade (Smeplass, 1993, Banfill, 1994, Ramachandran *et al*, 1998, Domone, Yongmo e Banfill, 1999). Outros autores (Hu, Larrard e Gjrv, 1995, Gjrv, 1998), indicam que o efeito dos SP se faz sentir, também, na viscosidade da mistura, aumentando-a. Resultados tpicos de τ_0 e η , em funo da quantidade de superplastificante, apresentam-se na Figura 3.11.

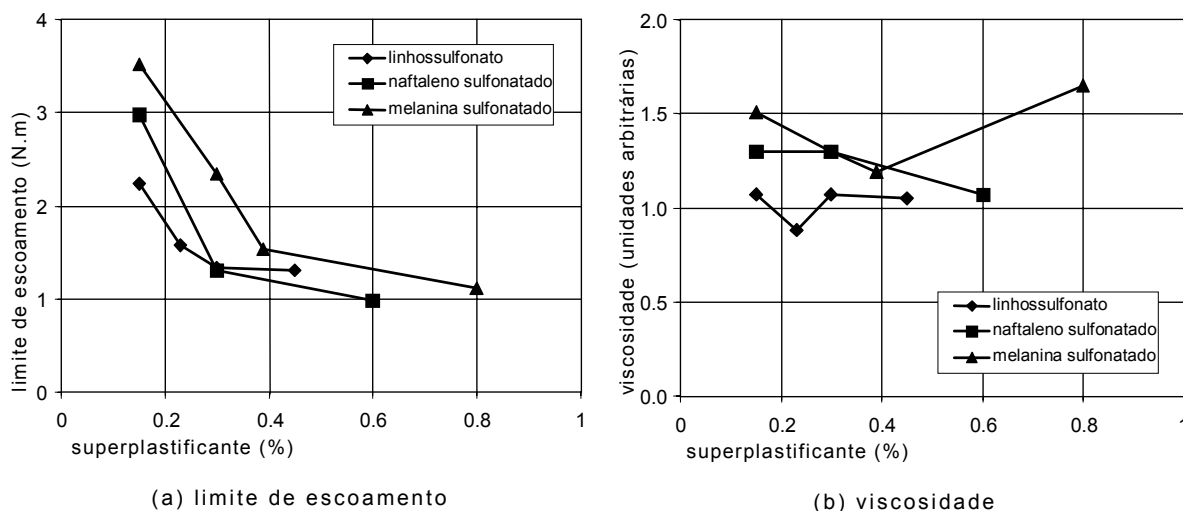


Figura 3.11 – Efeito da concentrao de SP nas propriedades reológicas de betões (Ramachandran *et al*, 1998)

Banfill, 1994, estudou, entre outros aspectos, o efeito da substituio de cimento por cinzas volantes em argamassas, concluindo que a adio mineral contribui de modo significativo para uma reduo do limite de escoamento e da viscosidade. Amassaduras de betão efectuadas por Domone, Yongmo e Banfill, 1999, indiciam que as cinzas volantes diminuem o limite de escoamento e aumentam o correspondente abaixamento no cone de Abrams. No entanto, a adio de cinzas volantes contribuiu para um acréscimo da viscosidade dos betões produzidos.

Em geral, a trabalhabilidade de um betão  referida em termos qualitativos através de expressões como fluidez, compactabilidade, facilidade de bombagem e acabamento das superfícies. Se a trabalhabilidade for expressa em relao às suas propriedades reológicas (limite de escoamento e viscosidade),  possível medir de forma quantitativa e consistente as características do material no estado fresco.

Neste contexto, Larrard, 1999, indica que o betão fresco deve fluir facilmente dos camiões betoneira e outros dispositivos utilizados em obra para efectuar a sua colocao. Assim, em correspondência,  necessário restringir a tensão limite de escoamento a um valor máximo admissível, equivalente a um abaixamento mínimo. A facilidade de bombagem e a consistência requeridas ao betão fresco, obrigam a limitar o valor da viscosidade. O autor sugere como valores limites a adoptar, $\tau_0 \leq 1500$ MPa e $\eta \leq 300$ Pa.s.

Embora possa ser considerada atractiva a ideia de quantificar as propriedades reológicas dos betões frescos, o elevado custo do sofisticado equipamento necessário não o torna adequado a uma utilização intensiva em aplicações práticas, sendo necessário investir no desenvolvimento de um ensaio simples, de fácil implementação em obra. Segundo Larrard, 1999, os reómetros são equipamentos cujo campo de aplicação deverá estar confinado ao uso em laboratório, em investigação, e como instrumento auxiliar de análise em determinados casos concretos.

Smeplass, 1993, demonstra algum cepticismo relativamente às potencialidades deste tipo de ensaio. O autor aponta algumas das suas limitações e afirma que o uso combinado de ensaios de abaixamento e espalhamento pode fornecer informações mais úteis do que as obtidas através da realização de testes recorrendo a viscosímetros com elevado grau de sofisticação.

C A P Í T U L O 4

características mecânicas dos BED

4.1 INTRODUÇÃO

A avaliação do comportamento de estruturas de betão é, em geral, efectuada recorrendo a modelos de cálculo de maior ou menor sofisticação. Para que essa modelação possa ser satisfatória e permita simular o comportamento real das estruturas, o conhecimento das características mecânicas dos materiais intervenientes é um factor fundamental, nomeadamente a sua resposta a acções de compressão, tracção, flexão e corte.

O desempenho de um material de matriz cimentícia é correntemente avaliado com base, exclusivamente, na sua resistência à compressão. Contudo, a qualidade de uma simulação numérica do comportamento, até à rotura, de uma estrutura de betão também depende de outras propriedades deste material, destacando-se o módulo de elasticidade em compressão e a energia de fractura, que pode ser avaliada em ensaios de tracção directa ou por intermédio de ensaios de flexão.

O conhecimento do comportamento do material, apenas até à sua máxima capacidade de carga, não permite simular adequadamente a resposta até à rotura de uma estrutura constituída com esse mesmo material. O comportamento após fendilhação de uma estrutura de material de matriz cimentícia só é devidamente captado se a resposta global do material for conhecida. Assim, leis que permitam simular o comportamento em amolecimento do betão fendilhado são fundamentais para o sucesso do modelo, nomeadamente em análise não linear material. Para tal, é necessário recorrer a sistemas controlados em malha fechada, de modo a ser possível realizar ensaios comandados por deslocamentos e, assim, obter a resposta carga-deformação até ao completo esgotamento da capacidade de deformação do provete.

4.2 COMPORTAMENTO EM COMPRESSÃO

A avaliação do comportamento dos betões em compressão é, geralmente, realizada com recurso à caracterização da resposta de provetes produzidos para o efeito e que são devidamente ensaiados em equipamento próprio.

O comportamento do betão à compressão uniaxial, determinado por intermédio de ensaios, é influenciado por vários factores que podem afectar os respectivos resultados. Os principais aspectos a ter em atenção são: a forma e dimensão dos

provetes; o estado das superfícies dos provetes em contacto com os pratos da prensa; as distorções relativamente à forma original; o tipo e características do sistema de aplicação de carga.

Genericamente, pode ser afirmado que as formas dos provetes mais utilizadas, tanto em investigação como em obra, são a cilíndrica e a cúbica. A opção pela utilização de provetes cilíndricos ou cúbicos não é trivial e é alvo de controvérsia, ainda não completamente resolvida. Ambas as formas apresentam vantagens e inconvenientes relacionados com a qualidade dos resultados, a facilidade da produção, os recursos exigidos, bem como pelo facto de a resistência em cilindros permanecer como referência relativamente aos códigos estruturais existentes. Este último aspecto pode obrigar, caso se opte pelos provetes cúbicos, a recorrer a coeficientes de conversão que possibilitem a previsão da resistência em provetes cilíndricos.

Aquando da determinação do comportamento à compressão de BED em provetes cúbicos, um aspecto pode ser considerado crítico: o paralelismo entre as faces sujeitas à aplicação da carga. Segundo Larrard *et al*, 1994, o deficiente paralelismo pode resultar num acréscimo substancial de roturas por corte, originando resultados inferiores aos reais. Assim, segundo os autores, o recurso a provetes cúbicos pode não dispensar o procedimento de regularização de uma ou de ambas as faces do provete em contacto com o sistema de aplicação de carga. A dispensa do procedimento de regularização só pode ser assegurada quando verificada e comprovada a boa condição dos moldes.

Estes autores estudaram a influência da forma e dimensão dos provetes e concluíram que os cubos de 100 mm de aresta conduziam a resultados com um valor do desvio padrão superior e que a relação com os valores da resistência à compressão em cilindros variava num intervalo compreendido entre 0.71 e 1.02. Nestas condições, a determinação da resistência à compressão em cilindros (que prevalece como referência para considerações estruturais) a partir de resultados em provetes cúbicos e usando os coeficientes de conversão convencionais pode conduzir à redução do coeficiente de segurança da estrutura. Para obviar estes aspectos, os autores recomendam que caso se pretenda quantificar a resistência à compressão através de provetes cúbicos, estes devem ser convenientemente rectificadas numa ou em ambas as faces e que o factor de conversão para cilindros deve ser sempre determinado para cada caso concreto por intermédio de ensaios.

Opinião contrária é apresentada por Imam, Vandewalle e Mortelmans, 1995. Estes autores basearam-se nos resultados obtidos numa exaustiva campanha de ensaios realizada em betões que atingiram resistências à compressão compreendidas entre 82 MPa e 117 MPa. Nessa campanha experimental, as superfícies dos provetes cilíndricos foram rectificadas e as dos cúbicos não sofreram qualquer tratamento.

Os resultados obtidos permitiram obter um factor de conversão entre a resistência à compressão em cilindros $\phi 150 \times 300 \text{ mm}^3$ e em cubos de $150 \times 150 \times 150 \text{ mm}^3$ igual a 0.942 com um coeficiente de variação de apenas 2.54%. A relação obtida entre cilindros $\phi 150 \times 300 \text{ mm}^3$ e cubos de $100 \times 100 \times 100 \text{ mm}^3$ foi de 0.898 e o respectivo coeficiente de variação de 2.46%. Desta forma, atendendo à reduzida dispersão de resultados e às vantagens inerentes à menor dimensão dos provetes, os autores referem que o uso de provetes de dimensões reduzidas (cubos de 100 mm de aresta e cilindros de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura) é aconselhável e recomendável para testar betões de elevada resistência à compressão.

Nesta perspectiva e relativamente às dimensões a adoptar para os provetes de BED, não parece haver motivos relevantes que impeçam a adopção de moldes com dimensões inferiores, desde que salvaguardadas as restrições impostas pela máxima dimensão do agregado. A adopção de provetes mais pequenos apresenta vantagens óbvias, nomeadamente o seu menor peso e volume que proporcionam um mais fácil manuseamento e armazenagem, uma menor quantidade de betão despendido e a possibilidade de utilizar prensas correntes.

Recentemente, o comité técnico TC 148-SSC da RILEM, 2000, recomendou a adopção de provetes cilíndricos $\phi 100 \times 200 \text{ mm}^3$ ou prismáticos $100 \times 100 \times 200 \text{ mm}^3$ para a aferição completa do comportamento do betão em compressão, representado pelo diagrama tensão-extensão incluindo a fase de amolecimento pós-pico.

De acordo com Aïtcin, 1998, o recurso a cilindros $\phi 100 \times 200 \text{ mm}^3$, em alternativa aos cilindros padrão, tem como consequência a obtenção de valores da resistência à compressão ligeiramente superiores (cerca de 5%) e um coeficiente de variação semelhante (para ambos próximo dos 2.5%). Resultados semelhantes foram obtidos por Burg *et al*, 1999, relativamente à diferença de valores da resistência à compressão determinada em provetes cilíndricos com altura igual ao dobro do diâmetro e 100 mm ou 150 mm de diâmetro (os resultados em cilindros $\phi 100 \times 200 \text{ mm}^3$ foram aproximadamente 2% superiores aos obtidos em cilindros $\phi 150 \times 300 \text{ mm}^3$). Contudo, os resultados determinados por Burg *et al*, 1999, em cilindros de 100 mm de diâmetro apresentaram um coeficiente de variação mais elevado do que o registado em provetes padrão (cerca de 1.5 a 2.5 vezes o registado em cilindros $\phi 150 \times 300 \text{ mm}^3$).

Contrariamente aos resultados obtidos pelos dois investigadores atrás referidos, Mindess, 1994, refere a existência de valores contraditórios, resultantes de testes em provetes cilíndricos $\phi 100 \times 200 \text{ mm}^3$, $f_{c,\phi 100}$, e $\phi 150 \times 300 \text{ mm}^3$, $f_{c,\phi 150}$. Este autor indica que em diversos estudos foram obtidas relações $f_{c,\phi 100} / f_{c,\phi 150}$, substancialmente diferentes, e que variaram entre 0.93 e 1.1. Maior discrepância

entre $f_{c,\phi 100} / f_{c,\phi 150}$ é relatada por Júnior, 1999, que obteve resistências médias à compressão 23.3% superiores em provetes $\phi 100 \times 200 \text{ mm}^3$ quando comparadas com as obtidas nos provetes de $\phi 150 \times 300 \text{ mm}^3$.

Admitindo que os pratos da prensa são perfeitamente planos, é fundamental garantir que as superfícies de contacto dos provetes se ajustem o mais possível a esta situação e que, em simultâneo, essas duas faces se encontrem o mais paralelas possível. Só desta forma é possível garantir um estado de tensão uniaxial e realizar a transmissão dos esforços actuantes ao provete de modo uniforme, minimizando possíveis concentrações de tensões em determinadas zonas, que podem originar roturas prematuras. Este aspecto assume maior relevo em BED do que em betões convencionais, devido à sua maior rigidez, tornando-os menos adaptáveis à superfície dos pratos da prensa.

Exceptuando o caso de graves distorções dimensionais, a correcção das superfícies dos provetes pode ser efectuada recorrendo a um dos seguintes processos:

- rectificação e polimento (realizado por intermédio de equipamento adequado);
- sistemas aderentes (por capeamento das faces com argamassa de alta resistência, em geral à base de enxofre);
- sistemas não aderentes (por interposição entre as faces e os pratos de placas de materiais elastómeros ou de uma caixa de areia).

A correcção das superfícies de contacto através de capeamento com argamassas de enxofre é o processo mais utilizado em betões convencionais, e pode também ser utilizado em BED, desde que se garanta que a resistência da argamassa seja superior à do betão. Caso contrário, esta metodologia não deve ser implementada uma vez que o material de regularização pode romper prematuramente, provocando variações na uniformidade da transmissão das cargas, o que conduz à obtenção de resultados sem validade, inferiores aos reais.

Investigações conduzidas por Vichit-Vadakan, Carino e Mullings, 1998, chamam a atenção de que a resistência à compressão das argamassas não deve ser entendida isoladamente como uma medida fiável da sua aplicabilidade como material de capeamento. Segundo estes autores, a resistência à compressão dos provetes de betão é afectada, fundamentalmente, pelo módulo de elasticidade da argamassa de capeamento empregue.

Apesar da influência do módulo de elasticidade do material de capeamento, a qualidade destes produtos, nomeadamente das argamassas à base de enxofre, é normalmente avaliada em função da sua resistência à compressão.

No caso dos cilindros, existem indicações que comprovam a aplicabilidade de argamassas de alta resistência à base de enxofre (com resistência à compressão determinada em cubos de 50 mm de aresta compreendida entre 50 MPa e 70 MPa) em betões com resistências à compressão até 70 MPa a 75 MPa. Em betões com resistência superior é recomendável a rectificação das faces dos provetes (Boulay *et al*, 1992, Aïtcin, 1998, Burg *et al*, 1999). Mindess, 1994, indica como limite de aplicação de argamassas de regularização de alta resistência à base de enxofre um valor da resistência à compressão dos betões mais elevado (98 MPa) e refere que o recurso à rectificação das faces é, aparentemente, o único método que assegura a obtenção de resultados válidos em betões com resistência à compressão superior. Hansen *et al*, 1996, ensaiaram provetes de betão com resistência à compressão até 90 MPa, capeados com argamassa à base de enxofre ou rectificadas, e também obtiveram resultados semelhantes. Lessard, Chaallal e Aïtcin, 1993, mostraram ser possível a determinação da resistência à compressão de betões com resistências até 130 MPa através de cilindros capeados com argamassa de alta resistência. Contudo, estes autores detectaram que o desvio padrão foi significativamente superior ao obtido com superfícies rectificadas, não sendo, por isso, recomendável o recurso ao capeamento em betões que ultrapassem os 100 MPa de resistência à compressão.

É de realçar que o método de referência, consensualmente aceite, que garante a obtenção de bons resultados, consiste em rectificar as faces dos provetes, utilizando um procedimento similar ao utilizado em provetes de pedra. No âmbito da mecânica das rochas esta temática foi já suficientemente discutida e solucionada: os provetes, depois de devidamente regularizados numa máquina rectificadora, devem ser colocados directamente entre os pratos da prensa e a carga deve ser transmitida directamente às amostras a ensaiar. Esta metodologia exige que o laboratório esteja dotado desse equipamento, o que nem sempre acontece por ser relativamente dispendioso e por exigir um procedimento de preparação que aumenta a morosidade do processo. De qualquer forma, e dada a fiabilidade desta metodologia, a validação de outras formas de preparação dos provetes deve ser sempre efectuada através da sua comparação com os resultados obtidos em provetes rectificados (Boulay *et al*, 1992, Lessard, Chaallal e Aïtcin, 1993, Mindess, 1994, Aïtcin, 1998).

Para betões convencionais é geralmente aceite que as características do equipamento afectem marginalmente o valor da tensão de rotura, determinada em ensaios de compressão. Contudo, principalmente em betões de elevada resistência, o sistema utilizado, nomeadamente a prensa, pode influenciar significativamente a resposta total da amostra até se esgotar completamente a sua capacidade de deformação. Apesar de a rigidez axial do equipamento parecer não influenciar a resistência máxima obtida (Mindess, 1994), a aferição da lei de

comportamento total, incluindo a fase pós-pico, só é possível caso a prensa seja dotada de rigidez axial suficientemente elevada.

As cargas de rotura mais elevadas que os BED suportam obrigam a que o equipamento armazene elevadas quantidades de energia elástica, principalmente nos seus elementos axiais, que é subitamente libertada aquando da rotura do provete. A frequente repetição dessa elevada libertação de energia pode desregular o equipamento, comprometendo drasticamente a sua calibração. Assim, é imperioso testar este tipo de betões em máquinas dotadas de rigidez elevada e que garantam que a deformação sofrida pelo equipamento é pouco significativa, quando comparada com a do provete sujeito a ensaio. Júnior, 1999, recomenda a utilização de máquinas de ensaio com uma rigidez pelo menos igual à do provete, sendo preferíveis equipamentos dotados de uma rigidez mais elevada. O autor conseguiu determinar, com sucesso, as leis de comportamento de betões com cerca de 60 MPa de resistência à compressão, utilizando uma prensa com uma rigidez da ordem de grandeza da dos provetes testados.

A rigidez do equipamento utilizado por Júnior, 1999, foi determinada através da medição das forças e dos deslocamentos registados com os pratos em contacto, sem interposição de qualquer provete, sendo o deslocamento medido o correspondente à subida do prato inferior da máquina. A rigidez obtida foi de 1730 kN/mm para valores de carga compreendidos entre os 800 kN e os 4500 kN.

Outra das questões fundamentais relativas ao equipamento diz respeito à sua capacidade de carga. Este factor pode ser limitativo, uma vez que é geralmente considerado que uma prensa não deve ser utilizada repetidamente em ensaios que mobilizem mais de 2/3 da sua capacidade máxima de carga (Aïtcin, 1998).

Como a maioria dos laboratórios estão equipados com prensas que foram desenvolvidas para ensaiar betões convencionais, normalmente apresentam uma capacidade de carga de cerca de 1300 kN (Aïtcin, 1998). Assim, este tipo de equipamento deverá ser empregue apenas para testar provetes cilíndricos de $\phi 150 \times 300 \text{ mm}^3$ e provetes cúbicos de 150 mm de aresta de betão com resistência à compressão até cerca de 50 MPa e 40 MPa, respectivamente. Para resistências superiores pode recorrer-se a provetes de menor secção transversal. O recurso a cilindros de $\phi 100 \times 200 \text{ mm}^3$ permite o ensaio em prensas correntes de betões com resistência à compressão inferior a 110 MPa. Caso se opte por moldar provetes cúbicos de 100 mm de aresta, é possível ensaiar betões com resistência à compressão até 85 MPa.

Neste contexto, fica assim reforçada a necessidade de padronizar, para betões de elevada resistência, os ensaios de compressão em provetes de menores dimensões (desde que a máxima dimensão do agregado o permita), como os cilindros de

100 mm de diâmetro e 200 mm de altura ou os cubos de 100 mm de aresta. Esta tendência é corroborada pela recente recomendação do comité técnico da RILEM, TC 148-SSC, que prevê a utilização de provetes cilíndricos $\phi 100 \times 200 \text{ mm}^3$.

Outras problemáticas relativas ao ensaio de compressão foram, também, abordadas por Lessard, Chaallal e Aïtcin, 1993, que concluíram ser necessário alterar as dimensões da rótula acoplada ao prato superior das prensas, caso se ensaiem provetes de diferentes geometrias, de modo a obter configurações de rotura idênticas e a maximizar o valor da resistência à compressão. Este aspecto, por si só, pode ser justificativo das discrepâncias observadas na bibliografia entre os valores determinados em provetes cilíndricos $\phi 100 \times 200 \text{ mm}^3$ e $\phi 150 \times 300 \text{ mm}^3$.

Quanto à excentricidade dos provetes relativamente ao eixo vertical de solicitação da prensa, os mesmos autores verificaram que não interfere nos resultados, desde que se garantam excentricidades inferiores a 6 mm para betões convencionais e 4 mm para betões de elevada resistência. Estes valores limites podem ser assegurados facilmente através de uma cuidadosa observação aquando do posicionamento do provete.

4.2.1 CURVA TENSÃO-EXTENSÃO

4.2.1.1 DETERMINAÇÃO EXPERIMENTAL

Para a aferição do diagrama tensão-extensão completo é necessária uma configuração de ensaio mais complexa do que a correntemente utilizada em ensaios de determinação da tensão de rotura à compressão. Estes últimos são, em geral, obtidos numa prensa hidráulica sob controlo de força, ou seja, impondo uma determinada velocidade de aplicação de carga constante. Este procedimento não permite a determinação do comportamento após ser alcançada a carga de rotura. Conforme se pode constatar através da observação de um diagrama tensão-extensão típico (Figura 4.1), não faz sentido utilizar a força aplicada como variável de controlo do ensaio, uma vez que não é possível prever com exactidão a localização do pico do diagrama, correspondente à tensão de rotura do provete, para em seguida diminuir consecutivamente a carga aplicada. Num ensaio controlado por força, ultrapassada a carga máxima, não é possível garantir uma resposta estável, sendo o procedimento incontrolável, resultando na rotura brusca do provete.

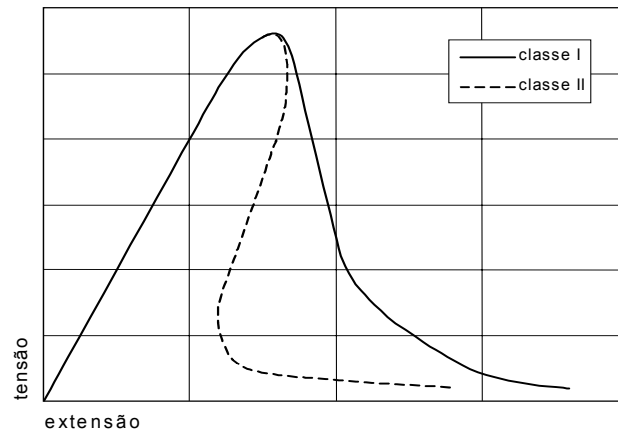


Figura 4.1 – Diagrama tensão-extensão

Através da observação da Figura 4.1 é possível distinguir dois tipos possíveis de comportamento: classe I, onde se verifica um aumento contínuo do deslocamento ou; classe II, que apresenta uma diminuição do deslocamento no ramo descendente da curva, e que é designado por *snap-back* na literatura inglesa. O fenómeno de *snap-back* ocorre quando parte do provete (ou estrutura) prossegue a deformação devido à acção mecânica enquanto que a restante entra em descarga, provocando uma resposta global da classe II. Durante a fase de amolecimento, em que a carga decresce com o aumento da deformação, o material localizado fora da zona de dano entra em descarga. Se os equipamentos de medida utilizados para controlo dos deslocamentos forem dispostos axialmente e abrangerem uma porção substancial de volume de material que se encontra em descarga, pode ocorrer *snap-back* e o ensaio torna-se instável (Barros, 1995).

Para a determinação do comportamento em compressão uniaxial as opções disponíveis para realização do ensaio consistem em eleger como variável de controlo o deslocamento do êmbolo do actuador (ou do prato móvel da prensa), os deslocamentos axiais ou transversais do provete e combinações dos diferentes deslocamentos. No caso de comportamento tipificado como classe I, a resposta pós-pico pode ser determinada controlando a deformação do provete ou o deslocamento do êmbolo do actuador. A maneira mais comum de realizar o ensaio é através do controlo e registo contínuo do deslocamento entre os pratos da máquina ou directamente no provete (Júnior, 1999).

A caracterização do comportamento do tipo classe II é mais complexa e pode ser realizada se o ensaio for controlado pelo deslocamento transversal sofrido pelo provete. O recurso a este deslocamento é adequado porque se verifica que este cresce continuamente durante todo o ensaio. No entanto, dado que este tipo de deslocamento apresenta valores bastante inferiores aos registados na direcção axial, é necessário utilizar equipamento de medida mais sofisticado e com maior precisão. A avaliação do comportamento classe II também pode ser efectuada com

sucesso através do controlo dos deslocamentos axiais, desde que se garanta uma rotação do sistema de eixos do diagrama força-deslocamento em torno da origem (Figura 4.2). Nesta circunstância, o controlo do ensaio passa a ser efectuado não pelo valor do deslocamento, mas sim por uma grandeza relacionada linearmente com o deslocamento e com a força aplicada (Van Mier *et al*, 1997, Faust, 1997). É obvio que, adoptando este procedimento, o ensaio torna-se ainda mais complexo, exigindo um equipamento mais sofisticado, capaz de processar, em tempo útil, as grandezas referidas.

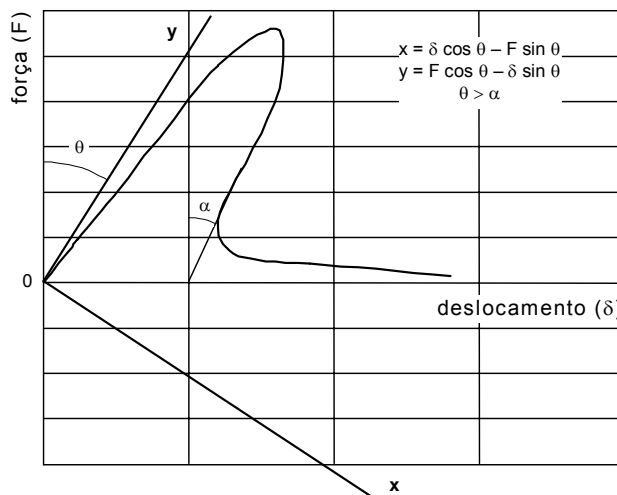


Figura 4.2 – Rotação de eixos para controlo combinado força-deslocamento

A forma e a dimensão dos provetes sujeitos a ensaio são parâmetros que variam consideravelmente na literatura consultada. Os provetes convencionais de 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura são os mais utilizados (Júnior, 1999), muito embora alguns investigadores utilizem provetes cilíndricos de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura (Mansur, Wee e Chin, 1995, Wee, Chin e Mansur, 1996, Júnior, 1999), de 250 mm de diâmetro e 300 mm de altura (Marino, Siviero e Volta, 1995), de 76.2 mm de diâmetro e alturas de 45.7 mm, 91.4 mm e 137.2 mm (Lee e Willam, 1997), provetes prismáticos de 100x100x400 mm³ (Han e Walraven, 1994) e de 150x150x400 mm³ (Schutter, 1999). As principais conclusões acerca do efeito da forma e dimensão dos provetes são sintetizadas por Van Mier *et al*, 1997: o aumento da esbelteza (relação entre a altura e o diâmetro do provete) conduz a uma maior tendência para a ocorrência de *snap-back* na curva tensão-extensão, indiciando que a esbelteza deve ser reduzida o mais possível para evitar eventuais efeitos estruturais (encurvadura) e diminuir a zona de localização do dano; uma esbelteza dupla é recomendável por proporcionar uma menor influência do efeito de cintagem; valores de esbelteza inferiores a dois podem conduzir a uma resistência superior (devido ao efeito de cintagem) e a uma elevada variabilidade dos resultados; os resultados de cilindros e prismas de igual dimensão e esbelteza são comparáveis; e os resultados comparativos relativos à adopção de diferentes dimensões dos provetes não são concludentes.

Outro dos efeitos que influencia a curva tensão-extensão é o tipo de contacto entre o provete e os pratos de carga da prensa. Van Mier *et al*, 1997 e Júnior, 1999, indicam que o contacto com elevado nível de fricção, entre o prato e o provete, pode provocar o confinamento do betão junto aos pratos, aumentando, assim, a capacidade de carga no regime pós-pico e pode restringir o dano à zona central do provete. Um nível reduzido de atrito, conseguido por colocação de uma folha de teflon entre o prato e o provete, pode provocar o desenvolvimento de fissuração mais vertical e a conseqüente redução da resistência pós-pico e da ductilidade. A recomendação do comité técnico RILEM TC 148-SSC, 2000, fornece indicações claras e precisas a adoptar em ensaios realizados com o objectivo de determinar o diagrama tensão-extensão na região pós-pico.

Devido ao comportamento à compressão ser dependente das condições de ensaio e das dimensões dos provetes, o comité técnico da RILEM propõe a generalização de um procedimento, recomenda a adopção de provetes com determinadas dimensões e especifica a instrumentação necessária, de modo a caracterizar o comportamento em amolecimento em condições normalizadas, o que permite a comparação entre os resultados obtidos em diferentes tipos de betão, ensaiados com equipamentos distintos. A necessidade de normalizar o ensaio que permita a caracterização do comportamento pós-pico à compressão uniaxial resulta do facto de este ser afectado pela variação das condições de ensaio e pela geometria dos provetes.

Segundo a RILEM TC 148-SSC, 2000, a deformação axial verificada entre as extremidades do provete pode ser utilizada como sinal de controlo em betões cuja resistência à compressão não ultrapasse os 60 MPa a 70 MPa. No caso de resistências superiores, pode ocorrer um comportamento tipo classe II, devendo ser tomadas precauções especiais, tais como as referidas anteriormente, de modo a poder determinar o eventual fenómeno de *snap-back*. Ainda segundo a RILEM, este ensaio deve ser realizado com uma velocidade de deformação de $1.0 \mu\text{m/s} \pm 10.0\%$.

O procedimento proposto apenas contempla a determinação do comportamento pós-pico, devendo o comportamento pré-pico ser avaliado adoptando uma metodologia distinta, a seguir descrita e que deve ser implementada para a determinação do módulo de elasticidade em compressão.

A deformação axial medida entre as extremidades do provete não deve ser usada na determinação do módulo de elasticidade do material. Para uma determinação apropriada do comportamento pré-pico e do módulo de elasticidade, os deslocamentos devem ser referidos ao terço central da altura do provete. A ocorrência de macrofendilhação e destacamento superficial de betão durante a fase de amolecimento, impossibilita a determinação do diagrama completo

tensão-extensão recorrendo a instrumentos de medida fixos ao provete, nomeadamente no seu terço central.

Um dos processos possíveis para definir a curva completa tensão-extensão consiste em efectuar o controlo do ensaio através do deslocamento do prato móvel do equipamento de carga. Assim, as deformações contabilizadas incluem a deformação do equipamento utilizado como estrutura de reacção, da zona central do provete e das extremidades do provetes eventualmente sujeitas ao efeito de cintagem. De modo a isolar o deslocamento sofrido no terço central do provete, todo o diagrama determinado deverá ser corrigido através de um factor $\Delta\varepsilon$ (ver Figura 4.3) calculado recorrendo ao valor do módulo de elasticidade real, $E_{\text{terço central}}$, aferido recorrendo aos deslocamentos verificados na zona central do provete. Esta metodologia consiste em igualar o valor do módulo de elasticidade real ao valor do declive da relação tensão-extensão na zona elástica, localizada na região pré-pico do diagrama completo, $E_{\text{prato prensa}}$, determinado a partir dos deslocamentos sofridos pelo prato móvel da prensa (Mansur, Wee e Chin, 1995, Júnior, 1999).

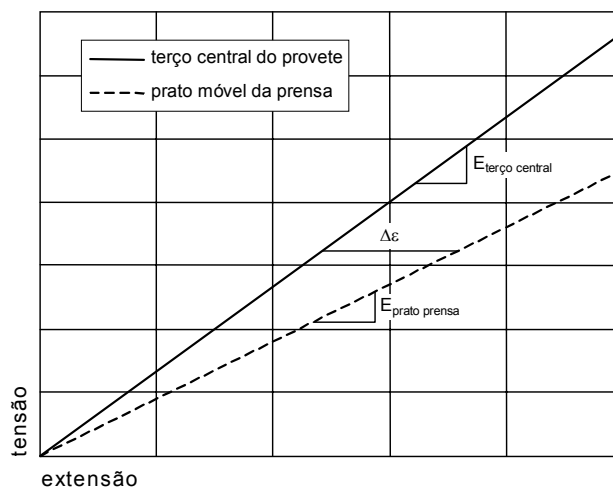


Figura 4.3 – Módulo de elasticidade determinado através dos deslocamentos do prato móvel da prensa e através dos deslocamentos verificados no terço central do provete

4.2.1.2 MODELOS NUMÉRICOS

Para simular o comportamento à compressão uniaxial do betão simples, o CEB-FIP, 1999, propõe a adopção da equação (4.1) como representativa do ramo ascendente e do ramo descendente da relação tensão-extensão até valores da tensão superiores a metade da resistência média de rotura (ver Figura 4.4 (a)).

$$\sigma_c = \frac{\frac{E_c \varepsilon_c}{E_{c,sec} \varepsilon_{c0}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}}\right)^2}{1 + \left(\frac{E_c}{E_{c,sec}} - 2\right) \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}}} f_{cm,cil} \quad (4.1)$$

onde:

$$\varepsilon_{c0} = 0.0017 + 0.0010 \left(\frac{f_{cm,cil}}{f_{cm0}} \right) \quad (4.2)$$

em que:

E_c : é o módulo de elasticidade tangente (MPa);

$E_{c,sec}$: é o módulo de elasticidade secante (MPa) desde a origem até à tensão média de compressão máxima, $f_{cm,cil}$, e $E_{c,sec} = f_{cm,cil} / \varepsilon_{c0}$;

σ_c : é a tensão de compressão (MPa);

ε_c : é a extensão em compressão;

ε_{c0} : é a extensão, correspondente a $f_{cm,cil}$;

$f_{cm,cil}$: é a tensão média de rotura à compressão em cilindros $\phi 150 \times 300 \text{ mm}^3$;

f_{cm0} : toma o valor 70 MPa.

Para valores de tensão do ramo descendente inferiores ao valor referido ($\sigma_c < 0.5 f_{cm,cil}$), é recomendável a adopção da relação preconizada no código modelo CEB-FIP 90, 1990 (equação (4.3)).

$$\sigma_c = \left[\left(\frac{1}{\varepsilon_{c,lim} / \varepsilon_{c0}} \xi - \frac{2}{(\varepsilon_{c,lim} / \varepsilon_{c0})^2} \right) \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} \right)^2 + \left(\frac{4}{\varepsilon_{c,lim} / \varepsilon_{c0}} - \xi \right) \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} \right]^{-1} f_{cm,cil} \quad (4.3)$$

com:

$$\xi = \frac{4 \left[\left(\frac{\varepsilon_{c,lim}}{\varepsilon_{c0}} \right)^2 \left(\frac{E_c}{E_{c,sec}} - 2 \right) + 2 \frac{\varepsilon_{c,lim}}{\varepsilon_{c0}} - \frac{E_c}{E_{c,sec}} \right]}{\left[\frac{\varepsilon_{c,lim}}{\varepsilon_{c0}} \left(\frac{E_c}{E_{c,sec}} - 2 \right) + 1 \right]^2} \quad (4.4)$$

em que, parte das variáveis já foram identificadas para a equação anterior e (ver Figura 4.4 (a)):

$\epsilon_{c,lim}$: é a maior extensão de compressão correspondente a um valor de tensão igual a $0.5 f_{cm,cil}$.

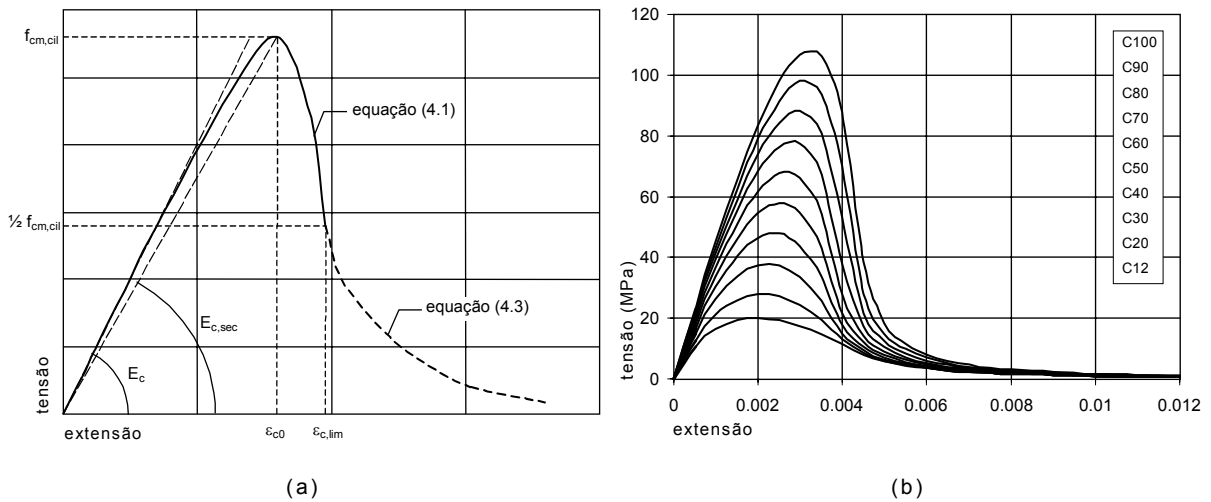


Figura 4.4 – Diagramas tensão-extensão propostos pelo CEB-FIP (CEB-FIP, 1999)

Conforme ilustrado na Figura 4.4 (b), as expressões propostas pelo CEB-FIP simulam o aumento da fragilidade do comportamento do betão com o aumento da sua resistência, visível através do acréscimo da inclinação do ramo de amolecimento.

Experiências conduzidas por Schutter, 1999 e Shehata, Shehata e Mattos, 2000, comprovam a aplicabilidade das expressões preconizadas pelo CEB-FIP. Contudo, outros autores sugerem a adopção de relações diferentes, de modo a melhorar o ajuste aos resultados experimentais por eles obtidos (Wee, Chin e Mansur, 1996, Gysel e Taerwe, 1996).

4.2.2 MÓDULO DE ELASTICIDADE

4.2.2.1 DETERMINAÇÃO EXPERIMENTAL

A determinação experimental do módulo de elasticidade deve ser efectuada recorrendo à medição dos deslocamentos da zona central do provete, verificados num ensaio de compressão uniaxial. Os provetes a utilizar deverão ter uma esbelteza aproximadamente igual a dois e não é desejável o emprego de relações

inferiores entre a altura e a dimensão transversal. Com esta limitação pretende-se assegurar que os deslocamentos sejam medidos em locais sujeitos o mais possível a um estado de tensão aproximadamente uniaxial, onde o efeito de cintagem possa ser considerado desprezável.

Para a determinação do módulo de elasticidade só interessa considerar o ramo ascendente do diagrama de tensões-extensões, pelo que o ensaio tanto pode ser realizado sob controlo de força como sob controlo de deslocamentos. A especificação do LNEC E397-1993 fornece indicações para a realização do ensaio, que deve ser executado sob controlo de força e que contempla o recurso a ciclos de carga até que a diferença entre as extensões em dois ciclos consecutivos não exceda 1×10^{-5} . Durante a realização do ensaio, a tensão aplicada deverá estar compreendida entre 0.5 MPa a 1.0 MPa e 1/3 da tensão de rotura prevista. Os instrumentos de medida, necessários para aferir as variações de comprimento da zona central do provete devem ter uma base de medida, L_0 , não inferior à aresta ou diâmetro do provete, com um mínimo de 100 mm, e devem ser colocados de tal modo que os pontos de fixação estejam a igual distância dos extremos do provete e a pelo menos 1/4 da altura a contar dos extremos. A norma americana ASTM C469, 1994, preconiza um procedimento semelhante.

Torrenti *et al*, 1999, recomendam um procedimento de ensaio para a determinação do módulo de elasticidade de betões. O ensaio consiste em realizar pelo menos três ciclos de carga e descarga, variando entre 5% e 30% da força de rotura prevista. A medição dos deslocamentos axiais deverá ser efectuada recorrendo a pelo menos três instrumentos de medida dispostos simetricamente em relação aos eixos longitudinal e transversal do provete (ver Figura 4.5).

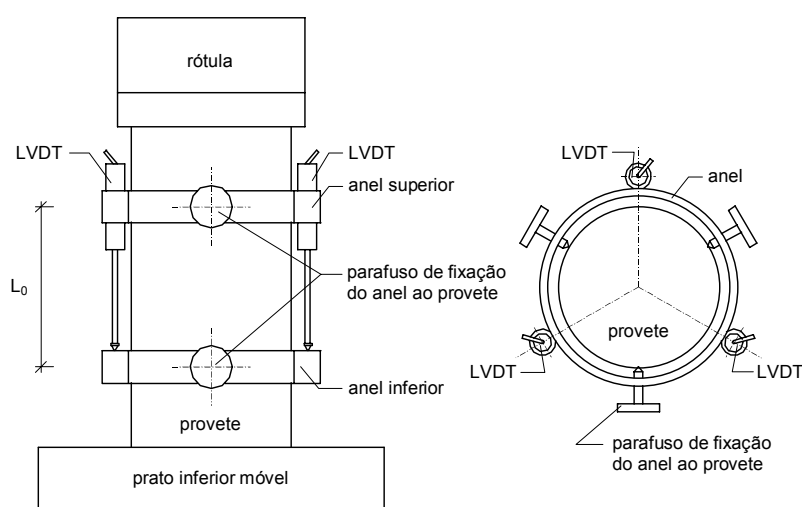


Figura 4.5 – Representação esquemática do ensaio experimental utilizado para determinar o módulo de elasticidade segundo Torrenti *et al*, 1999, recorrendo a transdutores de deslocamentos (LVDT's)

O deslocamento entre os pratos da prensa não deve ser considerado e a base de medida dos deslocamentos, L_0 , deverá pertencer ao intervalo compreendido entre metade e 1.1 vezes o diâmetro do provete cilíndrico. O procedimento prevê o controlo do ensaio por força ou por deslocamento e indica as correspondentes velocidades de aplicação da tensão ou da extensão (entre 0.2 MPa/s a 1.0 MPa/s e entre 5 $\mu\text{m}/\text{m}/\text{s}$ a 25 $\mu\text{m}/\text{m}/\text{s}$, respectivamente). Durante a realização do ensaio deverá proceder-se ao registo dos valores da força actuante e dos deslocamentos associados, de forma a permitir determinar as respectivas tensões e extensões envolvendo um número máximo possível de pontos e o resultado final do módulo de elasticidade deverá ser calculado através do método dos mínimos quadrados.

A experiência da Universidade de Sherbrooke e da Universidade de Berkeley, relatada por Aïtcin, 1998, valida a determinação do módulo de elasticidade de BED por intermédio de um procedimento semelhante aos anteriormente descritos, correntemente utilizados em betões convencionais. Segundo este autor, não há necessidade de proceder a qualquer tipo de preparação dos provetes cilíndricos, sendo possível determinar o módulo de elasticidade recorrendo a instrumentos de medida correntes, como é o caso dos transdutores de deslocamentos (LVDT's: *linear variable differential transformers*). Os resultados obtidos são similares aos determinados recorrendo a equipamento mais dispendioso e que exige um maior tempo de preparação. Assim, não é necessário recorrer, por exemplo, ao uso de extensómetros colados ao provete.

Segundo este autor, os deslocamentos devem ser medidos na zona central da amostra cilíndrica de betão, por intermédio de LVDT's montados em anéis fixos ao provete (ver Figura 4.5), distanciados de metade da altura do mesmo e semelhantes aos previstos na ASTM C469, 1994. Aïtcin, 1998, refere que a utilização de apenas dois LVDT's, distanciados de 180°, é suficiente, uma vez que a boa qualidade dos resultados obtidos com dois LVDT's na Universidade de Sherbrooke e na Universidade de Berkeley permite dispensar o uso do terceiro. O ensaio deverá prever a realização de pelo menos três ciclos de carga e descarga.

4.2.2.2 MODELOS NUMÉRICOS

O módulo de elasticidade do betão é controlado pelo módulo de elasticidade dos seus componentes, designadamente da pasta ligante hidratada e dos agregados, e pode ser estimado a partir do módulo de elasticidade dos seus constituintes, tendo como base a teoria dos materiais compósitos. No entanto, correntemente o módulo de elasticidade é estimado através de expressões empíricas que o relacionam com a respectiva resistência à compressão. Neste contexto, foi já proposto um número

considerável de relações empíricas, sustentadas em resultados experimentais (ver Figura 4.6, relativa às expressões propostas pelo ACI), e sucessivamente adoptadas pelas regulamentações de diversos países.

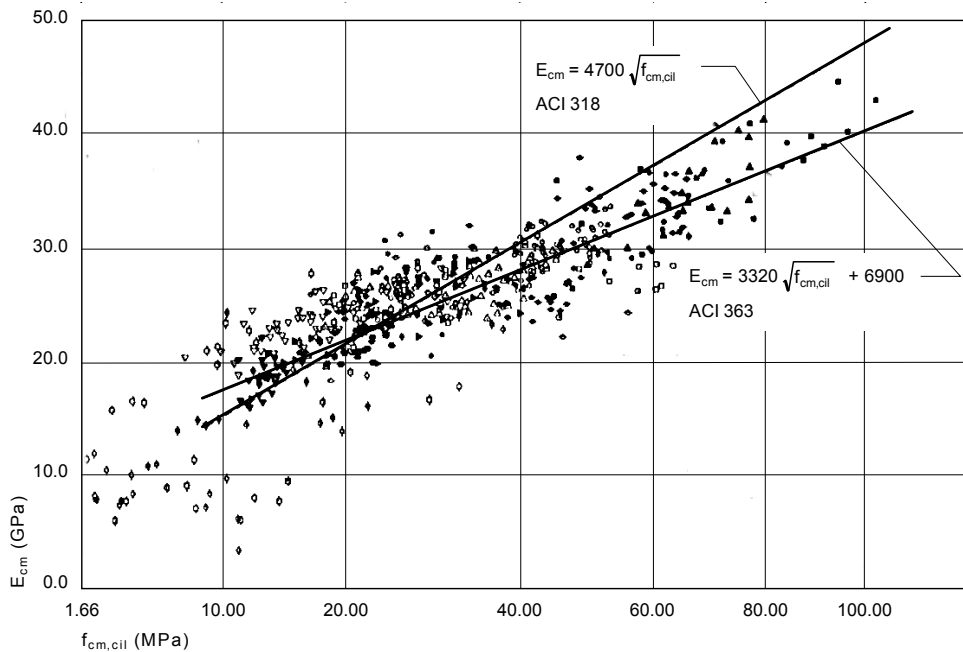


Figura 4.6 – Variação do módulo de elasticidade com a resistência à compressão (ACI *Committee* 363, 1992)

A previsão do módulo de elasticidade pode ser consideravelmente melhorada se a influência do módulo de elasticidade do agregado for tida em consideração. Quanto maior for o módulo de elasticidade do agregado grosso maior será o módulo de elasticidade do betão (Ahmad, 1994).

O CEB-FIP, 1999, propõe a seguinte relação:

$$E_{cm} = \alpha_E E_{c0} \sqrt[3]{\frac{f_{cm,cil}}{f_{cm0}}} \tag{4.5}$$

em que:

E_{cm} : é o módulo de elasticidade tangente médio (MPa);

E_{c0} : toma o valor 2.15×10^4 MPa;

$f_{cm,cil}$: é a resistência à compressão média determinada em cilindros $\phi 150 \times 300$ mm³ (MPa);

f_{cm0} : toma o valor 10 MPa;

α_E : é um coeficiente que depende do tipo de agregado e que assume os valores expressos no Quadro 4.1.

Quadro 4.1 – Efeito do tipo de agregado no módulo de elasticidade do betão (CEB-FIP, 1999)

Tipo de agregado	α_E
Basalto, calcário denso	1.2
Quartzítico	1.0
Calcário	0.9
Arenito	0.7

O efeito associado ao uso dos diferentes valores de α_E propostos ilustra-se na Figura 4.7. Observando esta Figura, verifica-se que a consideração do tipo de agregado empregue no betão influencia substancialmente o valor estimado do E_{cm} segundo o CEB-FIP, 1999.

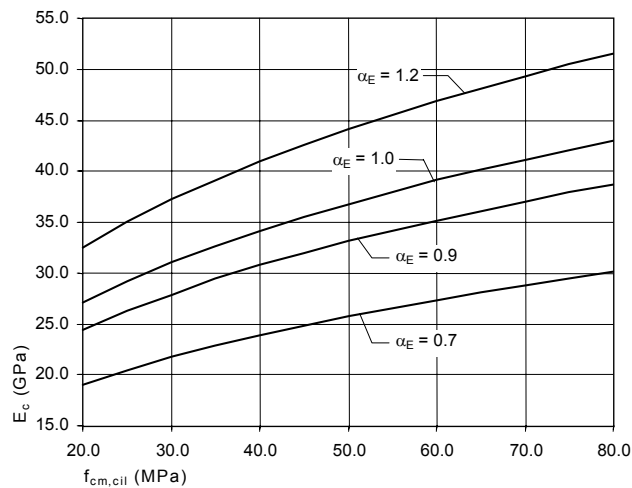


Figura 4.7 – Efeito do parâmetro α_E no valor estimado de E_{cm} segundo o CEB-FIP, 1999

Outras relações empíricas que permitem estimar o valor do módulo de elasticidade do betão a partir do conhecimento da sua resistência à compressão podem ser encontradas na bibliografia.

Como exemplos, apresentam-se as expressões recomendadas pelo REBAP, 1986, pelo ACI 318, 1995, pelo código norueguês NS 3473, 1992, pela regulamentação australiana AS 3600 e pela canadiana CAN A23.3-M90:

$$\text{REBAP: } E_{cm} = 9500 \sqrt[3]{f_{cm,cil}} \quad (\text{MPa}) \quad (4.6)$$

$$\text{ACI 318: } E_{cm} = 4700 \sqrt{f_{cm,cil}} \quad (\text{MPa}) \quad (4.7)$$

$$\text{NS 3473: } E_{cm} = 9500 f_{cm,cil}^{0.3} \quad (\text{MPa}) \quad (4.8)$$

$$\text{AS 3600: } E_{cm} = 0.043 \rho^{1.5} \sqrt{f_{cm,cil}} \quad (\text{MPa}) \quad (4.9)$$

$$\text{CAN A23.3-M90: } E_{cm} = 5000 \sqrt{f_{cm,cil}} \text{ (MPa)} \quad (4.10)$$

em que $f_{cm,cil}$ (MPa) é a resistência à compressão uniaxial média determinada em cilindros $\phi 150 \times 300 \text{ mm}^3$ e ρ representa a massa volúmica do betão em kg/m^3 .

A expressão recomendada pelo REBAP é aplicável em betões cuja resistência característica à compressão, determinada em cilindros de 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura, não exceda os 50 MPa (resistência máxima prevista no regulamento nacional). A relação proposta pelo ACI 318, para betões de massa volúmica corrente, foi deduzida através dos resultados de ensaios realizados em betões com resistência inferior a 40 MPa e, segundo o ACI *Committee* 363, 1992, sobrestima o valor de E_{cm} para resistências superiores (ver Figura 4.6).

Admitindo que a expressão (4.7), recomendada pelo ACI 318, sobrestima os valores de E_{cm} dos betões com resistência à compressão superior a 40 MPa, as preconizadas pela regulamentação australiana (4.9) e canadiana (4.10) também, uma vez que o factor de proporcionalidade entre a raiz quadrada da resistência à compressão e o módulo de elasticidade é ainda maior nestas últimas.

O ACI *Committee* 363, 1992, apresenta uma relação aplicável a betões com resistências à compressão compreendidas entre 21 MPa e 83 MPa:

$$E_{cm} = 3320 \sqrt{f_{cm,cil}} + 6900 \text{ (MPa)} \quad (4.11)$$

Comparando o desenvolvimento das curvas propostas pelo CEB-FIP, 1999, com a curva indicada pelo ACI *Committee* 363, 1992, (ver Figuras 4.7 e 4.8) constata-se que os valores do módulo de elasticidade estimados recorrendo à expressão (4.5) correspondentes a betões fabricados com agregados basálticos ou calcários densos ($\alpha_E = 1.2$), quartezíticos ($\alpha_E = 1.0$) e calcários ($\alpha_E = 0.9$) superam os previstos pelo referido comité do ACI.

Analisando conjuntamente todas as relações propostas, apenas a preconizada pelo regulamento norueguês fornece valores estimados de E_{cm} semelhantes aos previstos pelo ACI *Committee* 363. É também possível verificar que, segundo o CEB-FIP, a previsão do módulo de elasticidade de betões constituídos com agregados areníticos ($\alpha_E = 0.7$) se afasta substancialmente das restantes estimativas, assumindo valores claramente inferiores.

Conforme é possível constatar através da observação da Figura 4.8, a implementação das diferentes equações propostas pelos códigos internacionais origina uma variação de valores apreciável. Em geral, as relações propostas fazem depender o módulo de elasticidade proporcionalmente à raiz cúbica ou à raiz quadrada da resistência média à compressão.

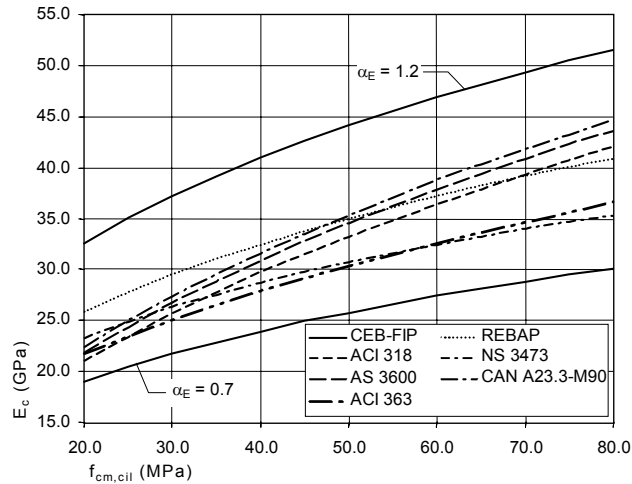


Figura 4.8 – Variação de E_c com $f_{cm,cil}$, de acordo com expressões regulamentares

Nestas circunstâncias, Gutiérrez e Cánovas, 1995, ajustaram aos seus resultados experimentais diferentes curvas, obtendo os seguintes resultados:

$$E_{cm} = 2782 \sqrt{f_{cm,cil}} + 10958 \text{ (MPa)}; R^2 = 0.878 \quad (4.12)$$

$$E_{cm} = 8261 \sqrt[3]{f_{cm,cil}} + 132 \text{ (MPa)}; R^2 = 0.880 \quad (4.13)$$

$$E_{cm} = 21735 + 175 f_{cm,cil} \text{ (MPa)}; R^2 = 0.859 \quad (4.14)$$

Conforme é possível constatar, os coeficientes de correlação, R^2 , são bastante próximos e apresentam um valor que indica que qualquer uma das aproximações é passível de ser utilizada. Tentando simplificar as fórmulas, obrigando as curvas a passar na origem (o que se apresenta, também, fisicamente mais correcto), apenas a expressão baseada na raiz cúbica da resistência à compressão não sofreu uma diminuição do respectivo coeficiente de correlação, e a relação linear deixou de poder ser aplicada. As relações determinadas foram as seguintes:

$$E_{cm} = 8330 \sqrt[3]{f_{cm,cil}} \text{ (MPa)}; R^2 = 0.880 \quad (4.15)$$

$$E_{cm} = 4100 \sqrt{f_{cm,cil}} \text{ (MPa)}; R^2 = 0.767 \quad (4.16)$$

Desta forma, com base nos resultados obtidos, a aplicação da equação (4.15) permitiu estimar o módulo de elasticidade com uma boa aproximação, o que indicia que as relações de proporcionalidade entre o módulo de elasticidade e a raiz cúbica da resistência à compressão podem ser mais eficazes do que as baseadas em relações lineares e na raiz quadrada da resistência à compressão.

A constante de proporcionalidade referida está relacionada com o módulo de elasticidade do agregado e foi aferida para os betões estudados, constituídos por agregados graníticos e apresentando resistências à compressão compreendidas entre cerca de 25 MPa e 110 MPa.

Gutiérrez e Cánovas, 1995, perante a análise dos resultados disponíveis na bibliografia propõem uma relação que permite estimar o valor de α_E , interveniente na equação (4.5) preconizada pelo CEB-FIP, 1999, em função do módulo de elasticidade do agregado, E_a :

$$\alpha_E = 0.1485 \sqrt{E_a} \text{ (GPa)}; R^2 = 0.810 \quad (4.17)$$

Assim, é possível rescrever a equação (4.5):

$$E_{cm} = \alpha_E 8482.5 \sqrt[3]{f_{cm,cil}} \text{ (MPa)} \quad (4.18)$$

ou:

$$E_{cm} = 1259.65 \sqrt{E_a} \sqrt[3]{f_{cm,cil}} \text{ (MPa)} \quad (4.19)$$

As relações de dependência verificadas entre a resistência à compressão e o módulo de elasticidade de betões convencionais podem ser imputadas, fundamentalmente, à reduzida transferência de tensões na interface entre a pasta de cimento hidratada e os agregados devido à grande porosidade da zona de transição. Este aspecto pode, eventualmente, ser menos relevante nos BED, uma vez que estes betões apresentam, em geral, uma zona de transição particularmente fortalecida. Em determinados BED os agregados graúdos podem passar a ser o ponto fraco do sistema, ou mesmo quando estes apresentam uma resistência superior à da pasta ou à da argamassa, verifica-se uma transferência de tensões na interface muito mais eficaz. Assim, em betões com resistências à compressão elevadas mas semelhantes, é possível obterem-se valores dos respectivos módulos de elasticidade substancialmente diferentes, alterando apenas o tipo de agregado e o respectivo módulo de elasticidade (Baalbaki, 1997, Aïtcin, 1998).

Baseado nos resultados obtidos em BED similares, fabricados com diferentes tipos de agregados (calcário, granito e arenito), Baalbaki, 1997, recomenda a adopção de uma relação simplificada:

$$E_{cm} = K_0 + 200 f_{cm,cil} \text{ (MPa)} \quad (4.20)$$

em que K_0 é um factor dependente do tipo de agregado.

Com base nos resultados experimentais obtidos, o referido autor propõe: $K_0 = 9500$ MPa para arenitos; $K_0 = 19000$ MPa para granitos; e $K_0 = 22000$ MPa para agregados calcários. Devido à grande variação do parâmetro K_0 , Baalbaki, 1997, estabeleceu a sua dependência com o módulo de elasticidade do agregado, e sugeriu a adopção de uma equação de utilização mais generalizada:

$$E_{cm} = -52 + 41.6 \log(E_a) + 0.2 f_{cm,cil} \quad (\text{GPa}) \quad (4.21)$$

onde as variáveis têm o significado anteriormente descrito, E_a é expresso em GPa e $f_{cm,cil}$ em MPa.

Analisando os resultados experimentais disponíveis na literatura, pode-se constatar que o coeficiente de Poisson da rocha, ν_a , também influencia significativamente as propriedades mecânicas dos BED. Neste contexto, Baalbaki, 1997, estabeleceu uma relação que permite estimar o módulo de elasticidade do betão em função do coeficiente de Poisson da rocha mãe do agregado grosso, ν_a , dos módulos de elasticidade da matriz (pasta de ligante + partículas de areia com dimensão inferior a 2.0 mm), E_{mt} , e do agregado grosso, E_a .

$$E_c = 5.5 (E_{mt})^{0.53} (E_a)^{0.22} (\nu_a)^{0.38} \quad (\text{GPa}) \quad (4.22)$$

As relações empíricas apresentadas baseiam-se na análise de resultados obtidos por diversos autores e carecem de uma sustentação teórica. No entanto, devido à sua simplicidade, são ferramentas de uso generalizado que devem ser usadas com especial precaução, principalmente no caso de BED.

Apoiados nas teorias gerais dos materiais compósitos foram desenvolvidos, diferentes modelos matemáticos com o objectivo de prever as propriedades mecânicas do betão. Neste contexto, o betão pode ser considerado como um sistema bifásico onde a fase dispersa é representada pelos agregados grossos e a fase contínua pela matriz aglomerante. A matriz aglomerante pode ser entendida como a pasta ligante (ligante + água) ou como a mistura desta com as partículas de agregado de menor dimensão (argamassa). Segundo Baalbaki, 1997, a matriz aglomerante pode ser simulada pela totalidade das partículas presentes no betão com dimensão inferior a 2.0 mm, o que inclui areia e, portanto, constitui uma argamassa. As equações gerais foram já formuladas, e relacionam o módulo de elasticidade do betão com o módulo de elasticidade dos seus componentes e com as proporções volumétricas dos agregados e da matriz. As características requeridas pela maior parte dos modelos são as seguintes:

- E_{mt} : módulo de elasticidade da matriz aglomerante;
- E_a : módulo de elasticidade da fracção grossa dos agregados;

- g_{mt} : quantidade relativa de matriz aglomerante (fracção do volume total do compósito);
- g_a : quantidade relativa de agregado grosso (fracção do volume total do compósito);

onde é válida a relação $g_{mt} + g_a = 1$.

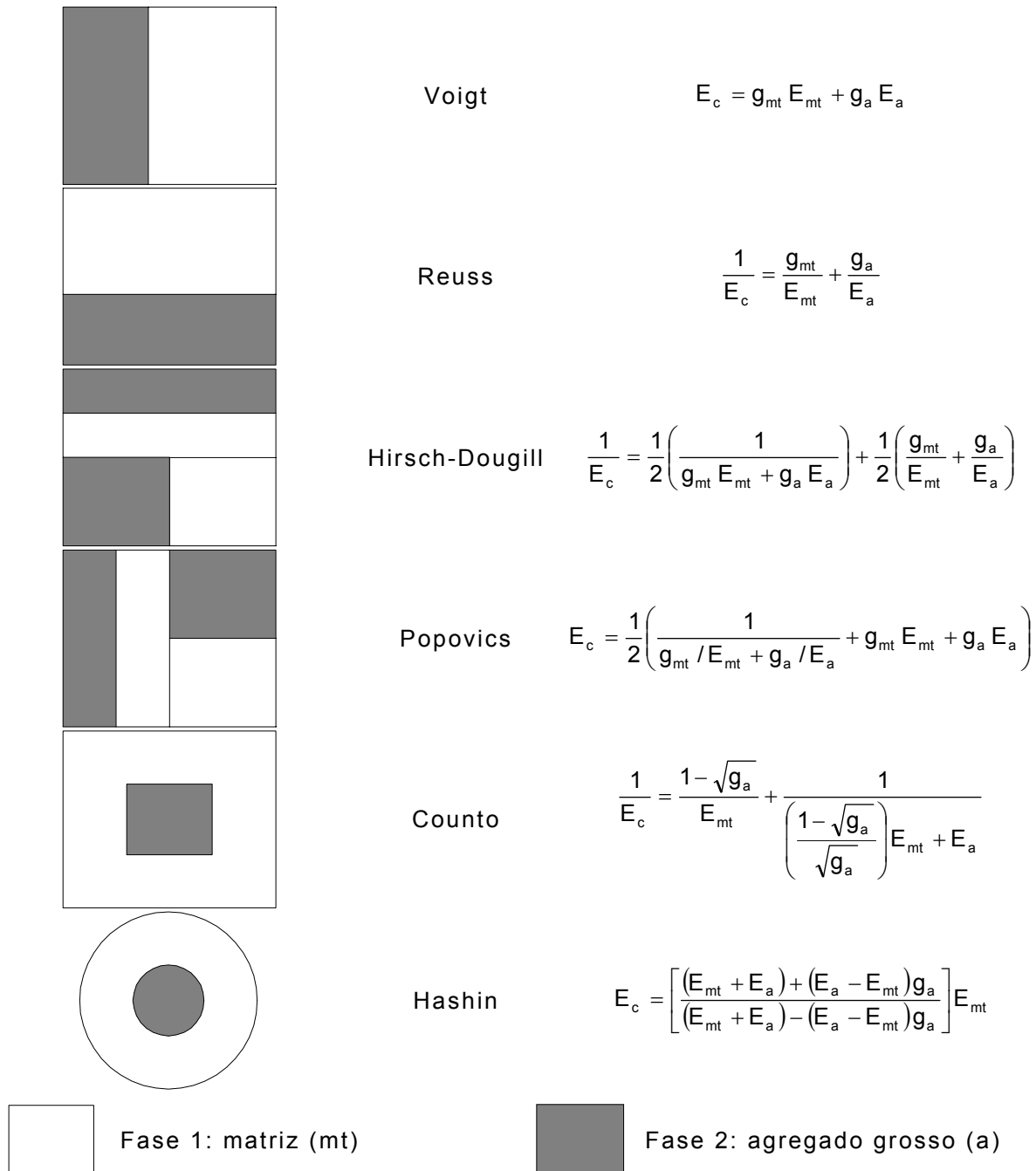


Figura 4.9 – Módulo de elasticidade de materiais bifásicos (Baalbaki, 1997)

Os principais modelos bifásicos apresentam-se na Figura 4.9 (Neto e Djanikian, 1996, Baalbaki, 1997, Aïtcin, 1998).

Baseado nos princípios teóricos dos materiais compósitos, Baalbaki, 1997, desenvolveu dois outros modelos (Figura 4.10) e aferiu a sua implementação comparando os valores estimados com os experimentalmente disponíveis. Em geral, as duas metodologias propostas forneceram valores concordantes com os determinados experimentalmente (desvios médios inferiores a 3%), indiciando que os fenómenos de base que regem o comportamento dos BED foram tidos em consideração.

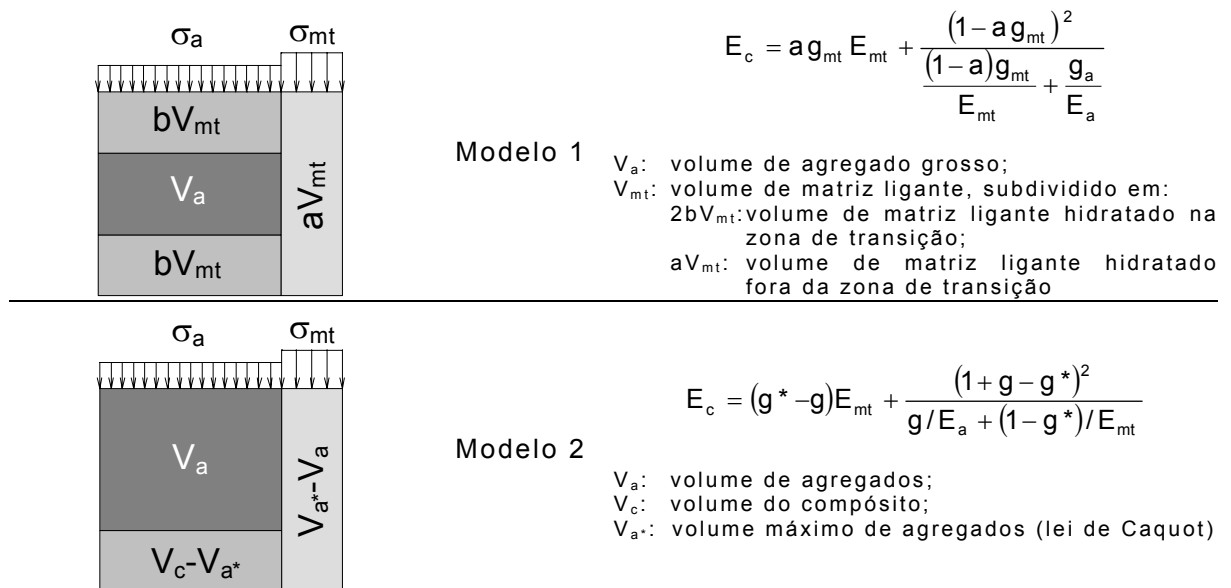


Figura 4.10 – Modelos de previsão do módulo de elasticidade baseados na teoria dos materiais compósitos propostos por Baalbaki, 1997

No modelo 1 a zona de transição entre o esqueleto granular e a matriz é tida em consideração por intermédio da variável “a”, função da compacidade da matriz e, conseqüentemente, da ligação agregados-pasta.

No modelo 2 a concentração dos agregados na matriz e a noção de volume real de pasta necessária ao preenchimento intergranular são considerados.

A aplicação do modelo 2 exige o conhecimento dos seguintes dados:

- a curva granulométrica (em particular a dimensão máxima e mínima dos agregados) de modo a permitir a avaliação da concentração máxima dos agregados, g^* , com base na lei de Caquot (equação (4.23)),

$$g^* = 1 - 0.47 \left(\frac{D_{\min}}{D_{\max}} \right)^{0.2} \quad (4.23)$$

em que D_{\min} representa a mínima dimensão do agregado e D_{\max} a máxima dimensão do agregado;

- a concentração real, g , dos agregados (agregados grossos + agregados finos);

- o módulo de elasticidade da rocha, E_a ;
- o módulo de elasticidade da matriz ligante, E_{mt} .

4.2.3 COEFICIENTE DE POISSON

A determinação do coeficiente de Poisson exige a medida simultânea da extensão axial e da extensão transversal dos provetes durante o ensaio de compressão uniaxial. No entanto, apesar da sua determinação não ser propriamente complexa, uma vez que se pode adoptar um esquema de ensaio semelhante ao apresentado na Figura 4.5 (complementado com a presença de pelo menos um instrumento de medida de deslocamentos, que deve ser colocado a meia altura do provete e na direcção transversal ao seu eixo), a quantidade de resultados experimentais, disponíveis na bibliografia, é reduzida para o betão em geral e para o BED em particular.

O *ACI Committee 363*, 1992, indica que os resultados do coeficiente de Poisson obtidos por diferentes investigadores variam entre 0.20 e 0.32, parecendo detectar-se uma tendência para a sua diminuição com o aumento da razão A/L do betão, devido, provavelmente, à existência de mais vazios.

Esta tendência é corroborada pelos resultados dos ensaios realizados por Júnior, 1999, em betões com resistência à compressão de 47.4 MPa a 51.8 MPa e compreendidos entre 36.2 MPa e 36.8 MPa, que permitiram determinar coeficientes de Poisson da ordem dos 0.23 e 0.20, respectivamente.

Utilizando os resultados disponíveis e os obtidos por Iravani, 1996, para o coeficiente de Poisson de betões com resistências à compressão compreendidas entre 55 MPa a 125 MPa, o referido autor determinou um valor médio de 0.20 e um desvio padrão associado de 0.033.

Baseado na escassa informação disponível, o valor do coeficiente de Poisson dos BED, avaliado no domínio elástico, parece ser comparável ao obtido em betões convencionais (*ACI Committee 363*, 1992, Ahmad, 1994).

4.3 COMPORTAMENTO EM TRACÇÃO

A resistência à tracção do betão é um dos parâmetros de fractura que influencia o comportamento em fase fendilhada deste material e que afecta outras propriedades

como a sua aderência às armaduras e a sua durabilidade. A resistência à tracção pode ser determinada recorrendo a ensaios de tracção directa ou, indirectamente, por intermédio de ensaios de compressão diametral ou de flexão.

A qualidade de uma simulação numérica no avaliar do comportamento até à rotura de estruturas de betão depende significativamente da energia despendida na formação de uma fenda de área unitária (Barros, 1995, Barros, 1999), designada por energia de fractura, G_F , (Hillerborg, Modéer e Petersson, 1976, RILEM TC 50-FMC, 1985). A energia de fractura é considerada como uma característica do material que é capaz de descrever o comportamento à tracção do betão segundo o CEB-FIP, 1999. Para que os resultados obtidos com modelos constitutivos de análise não linear material de estruturas de betão não dependam da malha de elementos finitos adoptada na discretização da estrutura é necessário que a lei que simula o comportamento em amolecimento do betão fendilhado seja definida com base na energia de fractura do betão (Bazant e Oh, 1983).

Os ensaios de tracção directa são de difícil execução, sendo os resultados disponíveis escassos. No entanto, conforme refere Hordijk, 1991, o ensaio de tracção uniaxial sob controlo de deslocamentos é o teste mais adequado para quantificar a energia de fractura. A principal limitação deste tipo de ensaio reside no facto de exigir equipamentos de transferência de carga de elevada rigidez (condição necessária mas não suficiente para garantir a estabilidade do ensaio) e sistemas de controlo adequados, caracterizados por uma elevada sensibilidade. Para os BED, este aspecto torna-se ainda mais relevante, devido à sua maior fragilidade e resistência. Assim, dado que este tipo de equipamento não está disponível na maioria dos laboratórios, a G_F tem sido quantificada recorrendo a ensaios de flexão em vigas prismáticas dotadas de um entalhe a meio vão.

4.3.1 COMPRESSÃO DIAMETRAL

A determinação da resistência à tracção dos betões pode ser conseguida através de um método indirecto, a compressão diametral, também conhecido por ensaio brasileiro. O ensaio consiste na aplicação de cargas uniformemente distribuídas ao longo de duas geratrizes opostas de um provete cilíndrico até atingir a sua rotura e pode também ser realizado em provetes prismáticos de secção quadrada (ver Figura 4.11).

Registada a respectiva força de rotura, $F_{m\acute{a}x}$, obtém-se a tensão de tracção na direcção normal ao plano diametral que contém as forças (resistência à tracção por compressão diametral, $f_{ct,sp}$):

$$f_{ct,sp} = \frac{2F_{m\acute{a}x}}{\pi db} \quad (4.24)$$

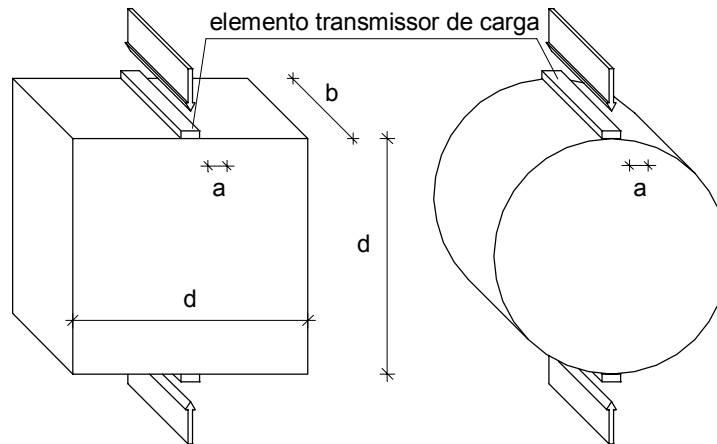


Figura 4.11 – Ensaio de compressão diametral em provetes prismáticos e cilíndricos

Em betões convencionais a resistência à tracção avaliada através do ensaio de compressão diametral atinge valores que rondam os 10% da resistência à compressão. No entanto, em BED o acréscimo verificado na resistência à compressão não é acompanhado de um aumento da resistência à tracção da mesma ordem de grandeza. A resistência à compressão diametral em BED, e por consequência a resistência à tracção, é sempre mais reduzida, podendo, tal como indica o *ACI Committee 363, 1992*, atingir apenas cerca de 5% da respectiva resistência à compressão. No entanto, segundo Carrasquillo, Nilson e Slate, 1981, a resistência média à tracção por compressão diametral, $f_{ctm,sp}$, de BED pode ser estimada recorrendo à expressão proposta pelo ACI para betões convencionais, que relaciona a resistência à tracção por compressão diametral com a resistência à compressão (equação (4.25), válida para $21 \text{ MPa} < f_{cm,cil} < 83 \text{ MPa}$). Contudo, este tipo de expressões devem ser utilizadas com alguma cautela, sendo preferível aferir directamente o valor de $f_{ctm,sp}$ através de ensaios laboratoriais de fácil implementação, tanto mais que em nada diferem dos que normalmente se realizam em betões convencionais (Aïtcin, 1998).

$$f_{ctm,sp} = 0.59 \sqrt{f_{cm,cil}} \quad (\text{MPa}) \quad (4.25)$$

Iravani, 1996, comprovou a aplicabilidade da equação (4.25) em betões dotados de resistência à compressão aos 28 dias de idade até 120 MPa.

Variadas expressões são propostas por outros autores relacionando $f_{ctm,sp}$ com a resistência à compressão do betão, designadamente:

- Carrasquillo, Nilson e Slate, 1981 ($21 \text{ MPa} < f_{cm,cil} < 83 \text{ MPa}$):

$$f_{ctm,sp} = 0.54 \sqrt{f_{cm,cil}} \quad (\text{MPa}) \quad (4.26)$$

- Ahmad e Shah, 1985 ($f_{cm,cil} < 84$ MPa):

$$f_{ctm,sp} = 0.462 f_{cm,cil}^{0.55} \text{ (MPa)} \quad (4.27)$$

- Burg e Ost, 1992 ($85 \text{ MPa} < f_{cm,cil} < 130$ MPa):

$$f_{ctm,sp} = 0.61 \sqrt{f_{cm,cil}} \text{ (MPa)} \quad (4.28)$$

- Iravani, 1996 ($50 \text{ MPa} < f_{cm,cil} < 100$ MPa):

$$f_{ctm,sp} = 0.57 \sqrt{f_{cm,cil}} \text{ (MPa)} \quad (4.29)$$

Analisando o resultado da implementação das expressões (4.25) a (4.29) (Figura 4.12) é possível verificar que todas elas conduzem a resultados semelhantes, sendo as propostas pelo ACI (equação (4.25)) e por Burg e Ost, 1992 (equação (4.28)), as que estimam os maiores valores de $f_{ctm,sp}$ em função de $f_{cm,cil}$. A expressão mais conservativa é da autoria de Carrasquillo, Nilson e Slate, 1981 (equação (4.26)).

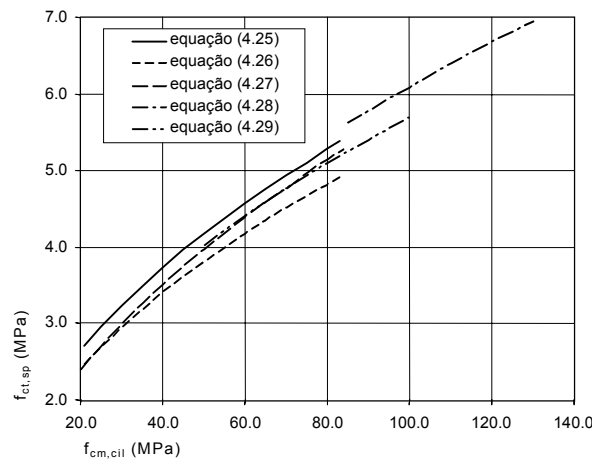


Figura 4.12 – Variação estimada de $f_{ct,sp}$ com $f_{cm,cil}$

A resistência à tracção quando avaliada através do ensaio brasileiro fornece valores cerca de 5% a 12% superiores aos determinados por tracção directa (Neville, 1995). De acordo com o código modelo CEB-FIP 90, 1990, a resistência à tracção média, f_{ctm} , pode ser estimada recorrendo à equação (4.30).

$$f_{ctm} = 0.9 f_{ctm,sp} \quad (4.30)$$

Baseados em resultados mais recentes e incluindo ensaios em BED, König e Grimm, 1996, propõem a adopção da expressão (4.31):

$$f_{ctm} = f_{ctm0} \ln \left(1 + \frac{f_{cm,cil}}{f_{cm0}} \right) \quad (4.31)$$

em que f_{ctm0} toma o valor 2.12 MPa e f_{cm0} é igual a 10 MPa.

A aplicação da expressão (4.31) a betões apresentando $f_{cm,cil}$ compreendidos entre 20 MPa e 85 MPa é similar à adopção da expressão (4.30), recomendada pelo CEB-FIP 90, 1990, considerando o valor estimado de $f_{ctm,sp}$ proposto pelo ACI (equação (4.25)), conforme se pode constatar através da observação da Figura 4.13.

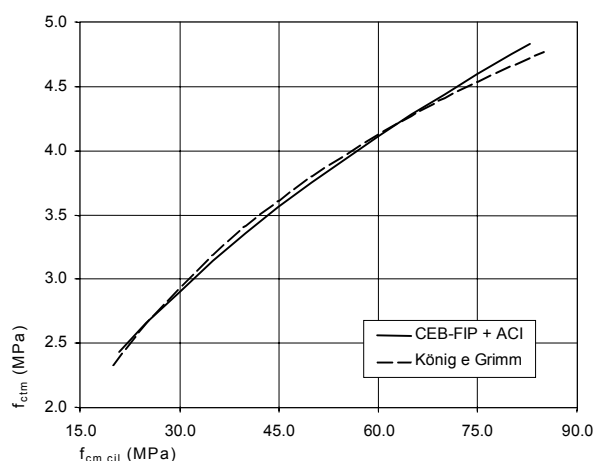


Figura 4.13 – Variação estimada de f_{ctm} com $f_{cm,cil}$

O mecanismo de rotura em tracção uniaxial é distinto do verificado em compressão diametral devido aos diferentes estados de tensão aplicados. Assim, as propriedades dos agregados, as zonas de transição e a pasta ligante não influenciam da mesma forma o comportamento verificado nos dois tipos de ensaio.

Nestas circunstâncias, é improvável que seja possível estabelecer uma relação única que traduza a dependência entre a resistência à tracção avaliada pelos diferentes métodos (Hansen *et al*, 1996). Estes autores conduziram ensaios comparativos em provetes de betão, sujeitando-os a acções de tracção directa e de compressão diametral. Os resultados obtidos permitiram realçar que a resposta dos provetes depende da dimensão dos cilindros usados no ensaio brasileiro. De uma maneira geral, a resistência à tracção por compressão diametral evidenciou uma maior tendência para acompanhar o aumento da resistência à compressão das diferentes amassaduras realizadas do que a resistência à tracção directa que forneceu resultados com uma menor variação. A um incremento da resistência à compressão de 62.3 MPa para 114.8 MPa, determinada em cilindros de 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura, corresponderam acréscimos na resistência à tracção de cerca de 10% e 75% em ensaios de tracção directa e de compressão diametral, respectivamente. No entanto, os autores indicam que apesar de ser recomendável o ensaio de tracção directa, o ensaio brasileiro pode ser utilizado em BED que atinjam, pelo menos, resistências à compressão até 100 MPa a 110 MPa.

Rocco *et al*, 1999, estudaram o efeito da dimensão dos provetes e das condições de transmissão de carga na resistência à compressão diametral, e concluíram, que esta depende substancialmente do diâmetro do provete (ou do lado da sua base quadrangular) e das dimensões do elemento transmissor de carga, nomeadamente da sua largura, “a” (ver Figura 4.11), pelo que é, pelo menos, questionável a consideração da resistência à tracção obtida neste ensaio como uma propriedade do material.

Os resultados obtidos por Rocco *et al*, 1999, indicam que à medida que a dimensão do provete, d , aumenta e a largura relativa, a/d , decresce, a resistência à compressão diametral tende assintoticamente para um valor mínimo, praticamente coincidente com o obtido num ensaio de tracção directa. Os autores recomendam a adopção de relações a/d inferiores a 8%, tendo os melhores resultados sido obtidos com a relação mínima experimentada: 4%.

A mesma campanha experimental, permitiu, também, verificar que os resultados dependem do procedimento adoptado no ensaio. Ensaio estáveis, controlados pela deformação diametral registada, conduziram à obtenção de menores valores de $f_{ct,sp}$, mais próximos dos obtidos nos ensaio de tracção directa. Realizando o mesmo ensaio, mas agora sob controlo da força actuante ou do deslocamento vertical verificado, os autores constataram que este tende a tornar-se instável e resulta em valores de $f_{ct,sp}$ tanto maiores quanto maior for a velocidade de aplicação de carga. De acordo com os resultados obtidos, apenas para velocidades de aplicação da carga correspondentes a um acréscimo da tensão inferior a 1 MPa/minuto, os resultados dos testes estáveis e instáveis são similares, verificando-se que a velocidade de aplicação de carga nos ensaios estáveis tende para um valor nulo na vizinhança da força máxima aplicada.

Assim, para o ensaio de compressão diametral fornecer valores semelhantes aos obtidos num ensaio de tracção directa, especial cuidado deverá ser tido relativamente à escolha das dimensões dos provetes, dos elementos transmissores de carga e do tipo de controlo utilizado. Asseguradas estas condições, o ensaio brasileiro pode ser um instrumento simples e particularmente eficaz na avaliação da resistência à tracção de betões.

A validade deste tipo de ensaio é realçada pelo CEB-FIP, 1999, que refere que o ensaio de compressão diametral é um ensaio útil para determinar indirectamente a resistência à tracção, uma vez que é simples de realizar e apresenta algumas vantagens relativamente ao ensaio de flexão: fornece resultados mais próximos da tensão de tracção directa e, também, é menos dependente do efeito de escala.

4.3.2 FLEXÃO

Petersson, 1980, propôs um método de quantificação da energia de fractura, (energia necessária à propagação de uma fenda de tracção com uma área unitária) avaliada recorrendo a ensaios de flexão em vigas com entalhe a meio vão, submetidas a três pontos de carga (Figura 4.14).

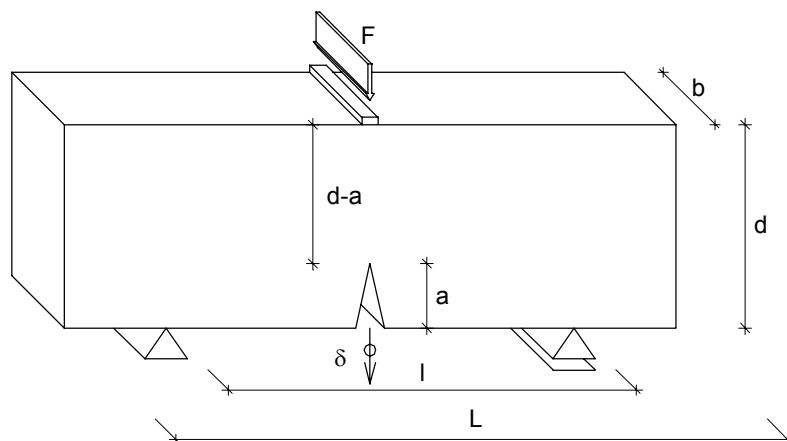


Figura 4.14 – Ensaio de flexão, proposto por Petersson, 1980

Para que a energia de fractura, avaliada através do resultado de ensaios de flexão seja independente da dimensão do provete e do respectivo entalhe e que, portanto, possa ser considerada uma característica do material, Petersson, 1980, refere que os provetes devem estar sujeitos a algumas limitações dimensionais.

Baseado no modelo da fenda fictícia de Hillerborg, Modéer e Petersson, 1976 e Hillerborg, 1989, o comité técnico 50-FMC da RILEM (mecânica da fractura do betão: métodos de ensaio) propôs, em 1985, uma pré-recomendação para avaliar a energia de fractura do material utilizando um ensaio de flexão com três pontos de carga.

A RILEM sugere a adopção das dimensões dos provetes indicadas no Quadro 4.2. A escolha da dimensão dos prismas de betão a ensaiar deverá depender da máxima dimensão do agregado graúdo, $D_{\text{máx}}$.

Quadro 4.2 – Dimensão dos provetes para ensaio de flexão (RILEM TC 50-FMC, 1985)

$D_{\text{máx}}$ (mm)	d (mm)	b (mm)	L (mm)	l (mm)
1 – 16	100 ± 5	100 ± 5	840 ± 10	800 ± 5
16.1 – 32	200 ± 5	100 ± 5	1190 ± 10	1130 ± 5
32.1 – 48	300 ± 5	150 ± 5	1450 ± 10	1385 ± 5
48.1 – 64	400 ± 5	200 ± 5	1640 ± 10	1600 ± 5

Para que a energia dissipada fora da zona de fractura possa ser considerada desprezável, as deformações nessa zona devem ser elásticas. De modo a

assegurar tal premissa, a profundidade do entalhe não deve ser muito pequena (Shah, Swartz e Ouyang, 1995).

Barros, 1995, indica que a dimensão da superfície de fractura não deve ser muito reduzida face à dimensão do agregado mais grosso. A RILEM TC 50-FMC, 1985, de modo a satisfazer esta questão e de modo a garantir que a energia consumida fora da zona de fractura seja desprezável face à energia dissipada na zona de fractura, sugere a adopção de $a/d = 0.5$ (ver Figura 4.14).

O ensaio deverá ser realizado sob controlo do deslocamento a meio vão, δ , sendo registada ao longo do ensaio, a relação F - δ , em que F é a força aplicada pelo actuador (Figura 4.15).

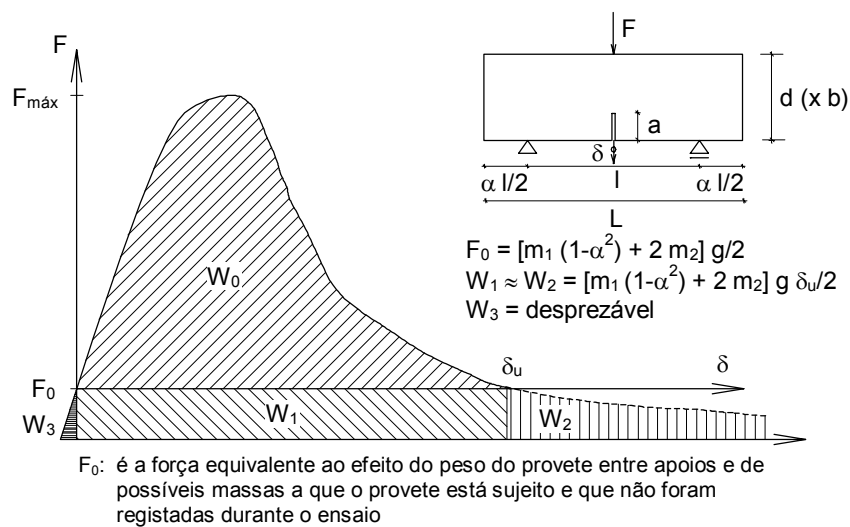


Figura 4.15 – Quantificação da energia de fractura segundo a RILEM (Barros, 1995)

Se para além do trabalho induzido pelo actuador, W_0 , se se considerar o trabalho desenvolvido pelo efeito da massa do provete, m_1 , o trabalho associado ao efeito de eventuais massas, m_2 , que acompanham a deformação do provete até ao final do ensaio, e que não estão acopladas ao equipamento de aplicação de carga, tendo ainda em conta o facto de o provete ter uma dimensão superior à distância entre apoios, α , e desprezando a parcela referenciada como W_3 na Figura 4.15, a energia de fractura pode ser calculada recorrendo à expressão (4.32) (Barros, 1995).

$$G_F = \frac{W_0 + [m_1 (1-\alpha^2) + 2m_2] g \delta_u}{b(d-a)} \quad (4.32)$$

em que:

- W_0 : é o trabalho produzido pela carga F exercida pelo actuador durante a deformação do provete (área sob a curva F - δ);

- m_1 : é a massa do provete entre apoios;
- m_2 : é a massa do equipamento que acompanha a deformação do provete durante o ensaio e que não está acoplada ao actuador;
- α : é o parâmetro que corrige o trabalho produzido pelo peso próprio do provete, tendo em conta o facto de L poder ser diferente de l ($\alpha = L/l-1$);
- g: é a aceleração da gravidade;
- δ_u : é a flecha última, i.e., o deslocamento registado no fim do ensaio, quando $F = 0$;
- b (d-a): é a área da superfície de fractura projectada para o plano acima do entalhe e na ortogonal ao eixo do provete.

Hillerborg, 1985_b, analisou os resultados obtidos em diversos laboratórios e verificou a existência de uma dependência de G_F relativamente à geometria dos provetes. Esta dependência pode ser imputada à eventual dissipação de energia fora da superfície de fractura (Shah, Swartz e Ouyang, 1995).

Devido à relativa facilidade na sua determinação e apesar de o modelo proposto por Hillerborg, Modéer e Petersson, 1976, prever a aferição de três parâmetros (G_F , f_{ct} e w_c , sendo f_{ct} a resistência à tracção uniaxial e w_c a deformação máxima ocorrida no mesmo ensaio), é usual recorrer apenas a G_F para caracterizar a tenacidade do material (Shah, Swartz e Ouyang, 1995). Contudo, este procedimento pode induzir conclusões erradas. Se se analisar a dependência entre a energia de fractura e a resistência à compressão do betão, verifica-se que, normalmente, G_F sofre um acréscimo com o aumento da capacidade resistente às acções de compressão. Contudo, não é possível concluir que a tenacidade do betão com maior resistência à compressão é superior. Em geral, passa-se exactamente o contrário: os betões com maior resistência à compressão exibem um comportamento mais frágil. Assim, a tenacidade deve ser avaliada combinando os três factores anteriormente referidos (Gettu e Shah, 1994).

Hillerborg, Modéer e Petersson, 1976, definiram um comprimento característico, l_{ch} , proporcional ao comprimento da zona onde se processa a fractura de acordo com o modelo da fenda fictícia e que pode ser considerado como uma característica do material.

$$l_{ch} = \frac{E_c G_F}{f_{ct}^2} \quad (4.33)$$

em que E_c representa o módulo de elasticidade e f_{ct} a resistência à tracção do material testado. Em betões, o l_{ch} atinge valores da ordem dos 100 mm a 400 mm (Shah, Swartz e Ouyang, 1995) e à medida que decresce, aumenta a fragilidade do material.

O código modelo 90, 1990, recomenda uma expressão empírica que permite estimar o valo médio da energia de fractura, G_{Fm} , (N/mm) em função da resistência média à compressão do betão, expressa em MPa e determinada em cilindros de 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura (equação (4.34)). O valor de G_{F0} encontra-se tabelado em função da máxima dimensão do agregado (Quadro 4.3) e o valor de f_{cm0} é fixo e igual a 10 MPa.

$$G_{Fm} = G_{F0} \left(\frac{f_{cm,cil}}{f_{cm0}} \right)^{0.7} \quad (4.34)$$

Quadro 4.3 – Efeito da máxima dimensão do agregado na energia de fractura do betão (código modelo 90, 1990)

$D_{m\acute{a}x}$ (mm)	G_{F0} (N/mm)
8	0.025
16	0.03
32	0.058

Devido ao substancial aumento da fragilidade dos betões de elevada resistência, o CEB-FIP, 1999, limita a aplicação da expressão (4.34), proposta pelo código modelo 90, apenas a betões com $f_{cm,cil}$ inferior a 80 MPa. Para betões de resistência superior, o CEB-FIP, 1999, sugere o uso de uma energia de fractura constante, que depende apenas da máxima dimensão do agregado (equação (4.35)).

$$G_{Fm} = 4.30 G_{F0} \quad (4.35)$$

As relações (4.34) e (4.35) são, no entender do CEB-FIP, 1999, apenas aproximações grosseiras. O código modelo 90, 1990, refere que a expressão (4.34) não reflecte a dependência registada face à dimensão dos provetes testados, podendo acarretar erros substanciais até $\pm 30\%$.

É de salientar, também, que as expressões propostas pelo referido código modelo (equações (4.34) e (4.35)) consideram que a energia de fractura corresponde apenas à área W_0 sob a curva carga-flecha (ver Figura 4.15), pelo que não têm em conta a participação do peso próprio do provete e do efeito de eventuais massas não registadas durante o ensaio. Assim, os valores estimados de G_{Fm} pelo CEB-FIP deverão ser inferiores aos determinados em ensaios pela aplicação da expressão (4.32), podendo a diferença ser da ordem dos 40% a 60% (Hillerborg, 1985_a).

O ensaio descrito, utilizado para a determinação da energia de fractura, também permite determinar outras propriedades, tais como a resistência à flexão e o módulo de elasticidade.

A resistência máxima à flexão na secção do entalhe, tendo em conta a acção do peso próprio do provete e de eventuais massas não acopladas ao actuador de carga, $f_{ct,fl}$, obtém-se através da expressão (4.36).

$$f_{ct,fl} = C_1 \frac{[F_{m\acute{a}x} + C_2 m_1 g(1 - \alpha^2) + m_2 g] l}{b(d - a)^2} \quad (4.36)$$

em que, para além dos parâmetros já descritos na equação (4.32), são também intervenientes:

- $F_{m\acute{a}x}$: é a força máxima registada ao longo do ensaio;
- C_1 : é uma constante que varia com o tipo de ensaio efectuado e que assume o valor 1.5 no caso do ensaio ser realizado sob três pontos de carga e 1.0 para ensaios efectuados recorrendo a quatro pontos de carga;
- C_2 : é uma constante que varia com o tipo de ensaio efectuado e que assume o valor 0.5 no caso do ensaio ser realizado sob três pontos de carga e 3/4 para ensaios efectuados recorrendo a quatro pontos de carga;

A determinação de $f_{ct,fl}$ permite, à semelhança do ensaio de compressão diametral, estimar o valor médio da resistência à tracção do betão, f_{ctm} . Em geral, o valor de $f_{ct,fl}$ é superior ao obtido em ensaios de tracção directa e é fortemente dependente das dimensões do provete testado, particularmente da sua altura, d (CEB-FIP, 1999). A equação (4.37), proposto pelo CEB-FIP, 1999, permite relacionar a resistência à flexão de um provete prismático e a resistência média à tracção axial do betão.

$$f_{ct,fl} = f_{ctm} \frac{1 + \alpha_{fl} \left(\frac{d}{d_0} \right)^{0.7}}{\alpha_{fl} \left(\frac{d}{d_0} \right)^{0.7}} \quad (4.37)$$

em que d_0 assume o valor 100 mm e α_{fl} é um coeficiente que depende do comprimento característico, l_{ch} .

A expressão (4.37) foi deduzida recorrendo a considerações baseadas na mecânica da fractura (CEB-FIP, 1999) e tem em conta as dimensões do provete. À medida que a altura do provete, d , aumenta, $f_{ct,fl}$ aproxima-se da tensão de tracção do betão (ver Figura 4.16).

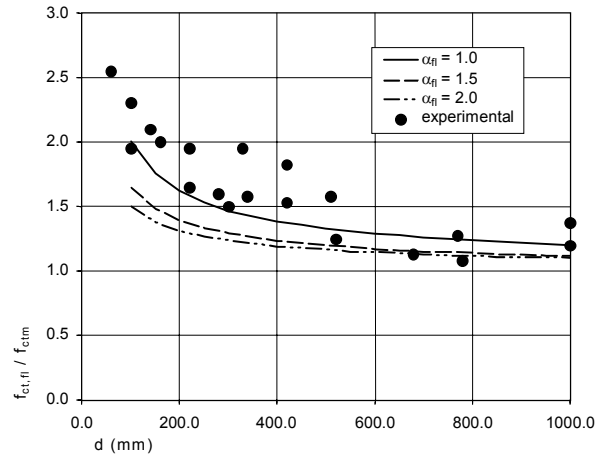


Figura 4.16 – Efeito da altura do provete, d, na resistência à flexão do betão (CEB-FIP, 1999)

O código modelo 90, 1990, propõe a adopção de um valor fixo para α_{fl} , igual a 1.5. No entanto, este parâmetro depende da ductilidade do betão e decresce à medida que o betão se torna mais frágil. Este aspecto é comprovado pela comparação entre os valores estimados através da expressão (4.37) e os obtidos experimentalmente (Figura 4.16). É possível observar que mesmo para uma dada altura do provete, d, a relação $f_{ct,fl}/f_{ctm}$ não é constante, decrescendo com o aumento da fragilidade do betão.

Petersson, 1981, baseando-se na teoria da elasticidade deduziu a expressão (4.38) que permite determinar o módulo de elasticidade do material sujeito ao ensaio de flexão com secção entalhada a meio vão.

$$E_{c,fl} = \left[1 + 3.15 \left(\frac{d}{l} \right)^2 + 8 \frac{d}{l} g \left(\frac{a}{d} \right) \right] \frac{1}{4b} \left(\frac{l}{d} \right)^3 \frac{dF}{d\delta} \quad (4.38)$$

em que:

- $dF/d\delta$: representa a inclinação do ramo linear inicial ascendente da curva resposta, F- δ , obtida do ensaio realizado sob três pontos de carga;
- $g(a/d)$: é uma função que depende do factor a/d e que para $0.45 < a/d < 0.55$ pode ser avaliada recorrendo à expressão (4.39).

$$g \left(\frac{a}{d} \right) = \frac{0.15}{\left(1 - \frac{a}{d} \right)^3} \quad 0.45 < a/d < 0.55 \quad (4.39)$$

Para valores de a/d situados fora do intervalo considerado, Hillerborg, 1983, sugere as quantidades apresentadas no Quadro 4.4.

Quadro 4.4 – Valores de $g(a/d)$ para $0 < a/d \leq 0.5$ (Hillerborg, 1983)

a/d	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
$g(a/d)$	0.035	0.14	0.32	0.63	1.20

Giaccio, Rocco e Zerbino, 1993, efectuaram ensaios que permitiram avaliar a G_F de diversos tipo de betões de elevada resistência. Os testes foram conduzidos satisfazendo o prescrito pela RILEM TC50-FMC, 1985, em betões com resistências à compressão até 100 MPa, sendo variáveis de análise, além do nível de resistência à compressão, o tipo e a textura superficial do agregado. Este estudo experimental permitiu que os autores apontassem como conclusões principais as seguintes observações:

- a energia de fractura dependeu da máxima dimensão do agregado, e os menores valores foram registados em argamassas;
- a energia de fractura sofreu um acréscimo com o aumento da resistência à compressão dos betões, mesmo para betões de elevada resistência. Contudo, os incrementos verificados na G_F , diminuiriam com o aumento do nível da resistência, indicando um aumento da fragilidade;
- à medida que a resistência à compressão aumentou, a força máxima registada nos ensaios de flexão também aumentou, seguida de um ramo de amolecimento com cada vez maior inclinação. O deslocamento final máximo foi similar para diferentes níveis de resistência, e dependeu do tipo e da dimensão do agregado (o deslocamento máximo verificado em argamassas foi substancialmente menor do que o dos betões);
- o comprimento característico sofreu uma significativa diminuição com o aumento da resistência à compressão. Betões de elevada resistência apresentaram valores dois a três vezes inferiores aos verificados em betões convencionais, fabricados com o mesmo tipo de agregado.

Tasdemir *et al*, 1996, corroboram que a energia de fractura e o comprimento característico apresentam uma forte dependência relativamente à dimensão do agregado do betão e referem que ambos os factores aumentam com o acréscimo da máxima dimensão do agregado. Chen, Yao e Wu, 2000, apresentam tendências semelhantes, e indicam que a ductilidade dos BED pode ser melhorada, desde que se recorra a um tipo de agregado de baixa fragilidade.

Contrariamente ao relatado por outros investigadores, Navalurkar *et al*, 1999, referem que a energia de fractura permanece aproximadamente constante para níveis de resistência à compressão compreendidos entre 62 MPa e 83 MPa.

C A P Í T U L O 5

d u r a b i l i d a d e d o s B E D

5.1 INTRODUÇÃO

É consensualmente aceite que uma estrutura de betão para ser considerada durável necessita conservar, no decorrer da sua vida útil, os requisitos de segurança, de funcionalidade e de estética devidamente definidos no projecto, sem custos de manutenção não previstos (Andrade e Alonso, 1996, Neville, 2001).

A durabilidade não é uma característica intrínseca do material, mas está relacionada com o seu desempenho ao longo da sua vida útil, quando sujeito a determinadas condições ambientais. Assim, não é possível generalizar o conceito de durabilidade, devendo esta característica ser especificada face à aplicação prevista e ao meio onde a estrutura vai permanecer (Aïtcin, 1998, Neville, 2001), i.e., por exemplo, um determinado betão considerado adequadamente durável para a realização de uma laje de um edifício pode não cumprir os requisitos necessários quando aplicado numa ponte ou barragem.

Neste contexto, o presente capítulo foi elaborado de forma a abordar os principais mecanismos de degradação do betão e os parâmetros de controlo da durabilidade de utilização mais frequente, bem como os fundamentos teóricos inerentes às formas de transporte através do betão que os ensaios aferidores dos referidos parâmetros pretendem representar.

5.2 MECANISMOS DE DETERIORAÇÃO DO BETÃO

As principais formas de ataque que provocam a deterioração das estruturas de betão armado, podem ser divididas em internas e externas ao betão (Almeida, 1990, Aïtcin, 1998, Neville, 2001).

Como causas internas, é possível destacar as expansões provocadas por reacção dos agregados com o ligante ou a partir da contaminação dos agregados com cloretos e sulfatos e a presença de cloretos em determinados adjuvantes, nomeadamente os aceleradores.

As principais causas externas podem ser divididas em acções mecânicas, variações de temperatura, variações de humidade e ataque de substâncias químicas agressivas (ver Quadro 5.1).

Quadro 5.1 – Causas externas de deterioração do betão (Almeida, 1990)

Causa	Acção
Mecânica	Sobrecargas
	Movimentação de fundações
	Fadiga
	Impacto
	Abrasão
	Desgaste
Variação de temperatura	Fissuração
	Evaporação de água
	Ciclos alternados gelo-degelo
Variação de humidade	Perda de água
	Instabilidade volumétrica
	Cristalização de sais nos poros
Agentes químicos agressivos	Cloretos
	Sulfatos
	Ácidos em geral
	Dióxido de carbono
	Águas muito puras

Cada uma das formas de ataque referidas, actuando isoladamente ou em simultâneo, podem conduzir à fissuração, expansão, alteração e degradação do betão, podendo mesmo provocar o colapso estrutural.

Uma das principais causas da degradação de uma estrutura de betão armado consiste na deterioração do betão de recobrimento e a consequente corrosão das armaduras. Este efeito pode assumir diferentes níveis de gravidade em função da protecção da estrutura e da agressividade do meio ambiente envolvente. Nos dias de hoje é habitual distinguir as necessidades de durabilidade dos betões, e considerar betões resistentes a meios agressivos que ataquem com mais preponderância a camada de recobrimento e betões resistentes a meios agressivos cujo ataque incide principalmente nas armaduras.

A acção dos ácidos, sulfatos, gelo-degelo e a reacção álcalis-agregado provoca, fundamentalmente, a deterioração (do ponto de vista físico, químico ou biológico) do betão de recobrimento e, secundariamente, das armaduras. Relativamente ao ataque das armaduras, os principais agentes agressivos são o dióxido de carbono e os iões cloreto. Embora não deteriore o betão de recobrimento propriamente dito, são responsáveis pela destruição da película passivante protectora das armaduras, por diminuição da alcalinidade do betão envolvente. No caso dos cloretos, a destruição da camada passivante não é, em geral, generalizada mas

sim pontual e verifica-se uma intervenção directa nas reacções de dissolução do ferro.

Em qualquer dos casos, após despassivação é necessário haver condições suficientes de humidade e oxigénio para ocorrer corrosão (Coutinho, 1998).

Almeida, 1990, indica que, como consequência dos ataques sofridos e sob o ponto de vista da durabilidade, a corrosão das armaduras é o estado limite mais crítico das estruturas de betão armado. Neste contexto, é essencial dotar a armadura de uma camada de recobrimento de boa qualidade, com uma reduzida capacidade de difusão de cloretos e de oxigénio (Pigeon, 1996).

O betão pode constituir um excelente meio de protecção das armaduras devido à formação de uma película passivante de óxidos de ferros na superfície do aço, que é estável nas condições ideais de elevada alcalinidade do meio, desde que o betão constitua uma barreira protectora à penetração dos agentes agressivos que podem desestabilizar essa película (Salta, 2001).

A eficácia da barreira física constituída pela camada exterior de betão depende da sua espessura e da sua qualidade, nomeadamente das suas características de transporte das espécies químicas despassivantes e dos agentes necessários à progressão dos fenómenos de corrosão, principalmente a água e o oxigénio.

A película passivante pode ser destruída, originando a despassivação do aço, devido, fundamentalmente, à redução da alcalinidade do betão por acção da carbonatação ($\text{PH} < 11.5$) e pela presença de iões cloreto junto das armaduras, em teores superiores a um determinado valor crítico.

Baseando-se na bibliografia disponível, Pigeon, 1996, aponta a penetração de cloretos como a principal causa da deterioração das estruturas de betão construídas em variados locais de todo o mundo.

A penetração de cloretos do meio exterior para o interior da massa de betão pode processar-se através de diferentes mecanismos (Salta, 1996_a):

- absorção de água do mar por mecanismos de sucção capilar ou através de fissuras existentes;
- permeação por diferenças de pressão;
- difusão por diferenças de concentração de cloretos;
- electromigração por diferenças de potencial eléctrico.

Em geral, a penetração de cloretos resulta da combinação dos vários mecanismos, sendo possível, quase sempre, identificar um que é predominante. Se o betão não é demasiado poroso e não apresenta fissuras, o mecanismo de transporte dominante é a difusão. Caso contrário, o mecanismo preponderante é a sucção capilar.

Segundo Salta, 1996^a, a resistência à compressão dos betões constitui um bom indicador da sua resistência à carbonatação, existindo inúmeras fórmulas empíricas relacionando a resistência à compressão com a espessura de carbonatação. Através dos resultados disponíveis, verifica-se que a carbonatação é muito reduzida em betões que apresentam resistência característica à compressão aos 28 dias de idade superior a 50 MPa.

No entanto, a resistência à compressão não deve ser entendida como um parâmetro caracterizador da durabilidade dos elementos de betão armado. A resistência à compressão é determinada considerando o betão sujeito a um estado uniaxial de tensão, mobilizando a totalidade da secção. A durabilidade do betão envolve, fundamentalmente, a camada de recobrimento que pode ser afectada pelas condições de cura. Assim, é possível existir um elemento de betão dotado de elevada resistência à compressão e reduzida durabilidade se a camada de recobrimento for pequena ou se a cura se processar deficientemente.

Assumindo que os materiais empregues na fabricação de BED são seleccionados criteriosamente, tendo como objectivo eliminar a ocorrência de causas de deterioração endógenas, especial atenção deve ser dada à resistência do betão a agentes externos.

5.3 PERMEABILIDADE À ÁGUA

A permeação ou permeabilidade pode ser definida, no sentido restrito, como o caudal escoado através do sistema poroso, em condições de saturação, causado por um gradiente de pressão. Se o escoamento for laminar não turbulento e permanente, pode ser avaliado através da lei de Darcy.

$$V = k_w i \quad (5.1)$$

em que:

V – velocidade de circulação da água (m/s);

i – gradiente de pressão hidráulica;

k_w – coeficiente de permeabilidade à água (m/s).

A aplicação desta lei pressupõe a existência de um fluxo estacionário. Esta condição só se verifica se a porosidade do betão for acentuada, caso contrário o estabelecimento deste estado de fluxo pode demorar algumas semanas (Ferreira, 2000).

Em betões de qualidade média ou superior, como é o caso dos BED, é difícil atingir um fluxo estacionário de água. Para este tipo de betões, a permeabilidade à água pode ser aferida através de ensaios, semelhantes aos que recorrem à consideração do fluxo estacionário, operando com pressões menores e medindo a profundidade de penetração da água ou a água absorvida durante o ensaio.

Khatri e Sirivivatnanon, 1997, indicam um critério de selecção do tipo de ensaio a empregar em betões (penetração ou fluxo), em função da idade do material à data do ensaio, t (dias), e da resistência à compressão aos 28 dias de idade, $f_{c,28}$ (MPa):

$$2.3t^2 + 1.1f_{c,28}^2 > 10400 \Rightarrow \text{ensaio de penetração} \quad (5.2)$$

$$2.3t^2 + 1.1f_{c,28}^2 < 10400 \Rightarrow \text{ensaio de fluxo} \quad (5.3)$$

Os autores referem que o coeficiente de permeabilidade determinado através do ensaio de penetração é dependente da sua duração e que obtiveram valores semelhantes dos coeficientes de permeabilidade aferidos com recurso aos dois diferentes métodos, submetendo os provetes, no ensaio de penetração, a água sob pressão durante três dias.

Os métodos mais correntemente utilizados para avaliar a permeabilidade à água de betões são o *Initial Surface Absorption Test*, ISAT, e o de Figg. No entanto, estes métodos medem a qualidade superficial do betão, envolvendo, além da permeabilidade do betão, mecanismos de absorção, não medindo a permeabilidade do betão como um todo.

Quadro 5.2 – Classes de qualidade do betão em função do seu coeficiente de permeabilidade (Coutinho, 1998)

Coeficiente de permeabilidade, k_w	Classe de qualidade
$k_w \geq 1 \times 10^{-10}$ m/s	Reduzida
1×10^{-12} m/s < k_w < 1×10^{-10} m/s	Média
$k_w \leq 1 \times 10^{-12}$ m/s	Elevada

Coutinho, 1998, classifica os betões em função dos respectivos valores do coeficiente de permeabilidade de acordo com o apresentado no Quadro 5.2.

É de salientar que um betão é considerado impermeável se a profundidade de penetração média for inferior a 20 mm e a máxima inferior a 50 mm, quando avaliada através do ensaio recomendado pela ISO 7031 aos 28 dias de idade. Este ensaio consiste em submeter provetes cúbicos de betão a água sobre pressão numa das faces. Durante as primeiras 48 horas o provete é sujeito a uma pressão de 0.1 MPa, subindo sucessivamente para 0.3 MPa e 0.7 MPa. Estes níveis de pressão são mantidos durante 24 horas. A NP ENV 206 preconiza, indirectamente, a adopção deste ensaio, referindo a necessidade de cumprimento da norma ISO 7031 em betões em que se exija reduzida permeabilidade.

5.4 PERMEABILIDADE AOS GASES

A permeabilidade aos gases consiste em avaliar o seu fluxo através do betão quando sujeitos a determinada pressão.

O fluxo registado através de um provete de betão por um fluído não compressível, como é o caso da água, pode ser avaliado recorrendo à lei de Darcy. Contudo, quando o fluído é compressível, a lei de Darcy deve ser adequadamente modificada, permitindo o cálculo do volume de fluído escoado sujeito a determinada pressão média no interior do provete.

Para escoamentos laminares e uniformes de fluidos compressíveis através de um meio poroso e com capilares de dimensão reduzida, é aplicável a equação de Hagen-Poiseuille (equação (5.4)).

$$k_G = \frac{2QL\eta p_f}{A(p_1^2 + p_2^2)} \quad (5.4)$$

em que:

k_G – coeficiente de permeabilidade aos gases (m^2);

η – viscosidade do gás ($N.s/m^2$);

Q – volume de gás escoado por unidade de tempo (m^3/s);

L – espessura da secção atravessada (m);

A – área penetrada (m^2);

p_f – pressão a que o volume Q é medido (N/m^2);

p_1 – pressão de entrada do gás (N/m^2);

p_2 – pressão de saída do gás (N/m^2).

Encontram-se disponíveis variadas metodologias para a aferição da permeabilidade aos gases de provetes de betão, sendo de destacar o método *Cembureau*, o permeâmetro de Leeds, o método de Figg e o método de Parrot.

O método *Cembureau* está normalizado pela especificação do LNEC E392-1993, o seu uso é recomendado pela RILEM TC 116-PCD, 1999 que apresenta os procedimentos a adoptar quer para a preparação dos provetes quer para o ensaio propriamente dito. O ensaio consiste em fazer atravessar o provete por oxigénio (ou azoto) a uma pressão variável desde os 1.5 bar até aos 3.0 bar, medindo-se o caudal escoado. Admitindo válidas as condições de aplicação da lei de Hagen-Poiseuille, válida para escoamentos laminares e uniformes de fluidos compressíveis através de um meio poroso, é possível determinar o coeficiente de permeabilidade recorrendo à equação (5.4). O método de Figg encontra-se também normalizado através de uma especificação do LNEC (E413-1993), que abrange a determinação do coeficiente de permeabilidade ao ar e à água.

5.5 ABSORÇÃO CAPILAR

Por absorção capilar entende-se a entrada de água na rede porosa do betão devido a forças capilares resultantes da diferença de pressão verificada entre a superfície livre da água e a superfície do mesmo líquido presente nos poros capilares. Este mecanismo faz-se sentir caso o betão se encontre sujeito a ciclos de molhagem e secagem e depende do diâmetro dos poros capilares.

A absorção capilar reveste-se de particular importância na maioria das obras de betão na medida em que constitui um dos mecanismos preponderantes de entrada de água e agentes agressivos nela dissolvidos através do betão de recobrimento das armaduras (Coutinho, 1998).

A absorção capilar também pode ser encarada como um parâmetro de durabilidade do betão, podendo ser minimizada a acção dos agentes agressivos como o ataque de sulfatos, de cloretos, a reacção álcalis-agregado e a acção de ciclos de gelo-degelo, caso o betão seja dotado de um reduzido coeficiente de absorção capilar. Um betão não saturado em contacto com uma solução salina irá, por sucção capilar, absorver esta mesma solução, acelerando a penetração de cloretos no betão, que se processará não apenas por difusão, mas através de um mecanismo misto que envolve simultaneamente os dois tipos diferentes de transporte.

Se cada poro capilar do betão for individualizado é possível aplicar as leis de Jurin (equação (5.5)) e Poiseuille (equação 5.6)).

$$p = \frac{2\delta'}{r} \quad (5.5)$$

em que:

p – pressão de ascensão capilar (g/mm^2);

δ' – tensão superficial do líquido (g/mm);

r – raio do capilar (mm).

$$v = \frac{r^2 p}{8\eta h} \quad (5.6)$$

em que:

v – velocidade de ascensão capilar (mm/s);

η – viscosidade do líquido ($\text{g.s}/\text{mm}^2$);

h – altura de ascensão capilar (mm);

Como $V = h/t$, sendo t o tempo de ascensão capilar em segundos, e para a água $\delta' = 75 \times 10^{-4} \text{ g}/\text{mm}$ e $\eta = 13 \times 10^{-8} \text{ g.s}/\text{mm}^2$, vem que:

$$h \approx 120 \sqrt{tr} \quad (5.7)$$

Assim, é possível demonstrar que a ascensão capilar é proporcional à raiz quadrada do tempo e do raio capilar. Na prática, não é possível analisar os poros capilares individualmente pelo facto de estes estarem dispostos de uma forma irregular e formarem um emaranhado de pequenos canais, de secção extraordinariamente variável, extremamente complexos e numerosos (Coutinho e Gonçalves, 1994). Neste contexto, a capilaridade do betão deve ser considerada como um todo, recorrendo a ensaios que assim a considerem e que consistem em medir a velocidade de absorção de água pelo betão não saturado e imerso numa altura de água, em geral, de 2 mm a 5 mm. O resultado dos ensaios de absorção capilar obtidos por diversos autores têm validado a dependência linear da quantidade de água absorvida com a raiz quadrada do tempo nas primeiras horas de ensaio (Coutinho, 1998, Wirchin, Hadjieva-Zaharieva e Buyle-Bodin, 2000, Martins, Ferreira e Dal Molin, 2000, Sampaio, Coutinho e Sampaio, 2000), expressa pela equação (5.8).

$$A_c = a_0 + S\sqrt{t} \quad (5.8)$$

em que:

A_c – quantidade de água absorvida por unidade de área da secção em contacto com a água, desde o início do ensaio (mg/mm^2 , mm^3/mm^2 ou mm);

a_0 – água absorvida pelos poros na superfície de contacto (mg/mm^2);

S – coeficiente de absorção capilar ($\text{mg}/(\text{mm}^2 \times \text{min}^{0.5})$ ou $\text{mm}/\text{min}^{0.5}$).

Observando o resultado típico de um ensaio de absorção capilar, expresso num diagrama que relaciona a água absorvida por unidade de área com a raiz quadrada do tempo (Figura 5.1) e sabendo que o preenchimento de um vaso capilar se processa mais rapidamente com o aumento do seu diâmetro, é possível identificar, fundamentalmente, três comportamentos distintos no decurso do ensaio.

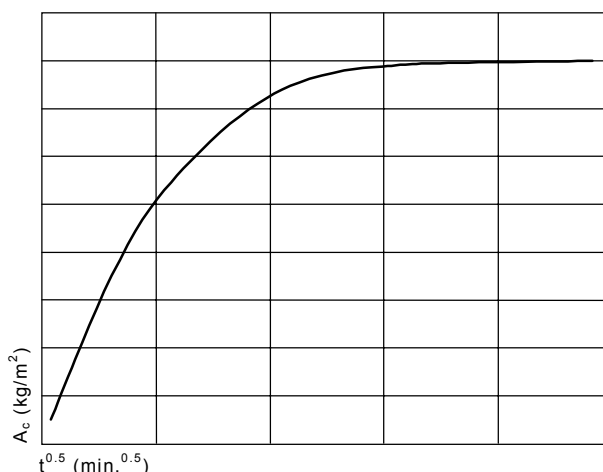


Figura 5.1 – Cinética de absorção capilar

Numa primeira fase, correspondente à maior inclinação e que permite o cálculo do coeficiente de absorção capilar, S , verifica-se o preenchimento com água dos capilares de maior diâmetro. A segunda parte da curva reflecte o preenchimento dos capilares mais finos e processa-se mais lentamente. A terceira e última fase, caracteriza-se por uma estabilização da quantidade de água absorvida, factor indicativo do completo preenchimento da rede capilar.

A caracterização da durabilidade dos betões recorrendo ao parâmetro S , definido, em geral, nas primeiras quatro horas de ensaio (Coutinho, 1998) justifica-se, pois este reflecte o período de absorção capilar dos poros de maior diâmetro, que funcionam como caminhos privilegiados para a penetração de fluídos gasosos e líquidos (Wirquin, Hadjieva-Zaharieva e Buyle-Bodin, 2000).

De modo a simular o comportamento global, verificado durante todo o ensaio, Hall, 1989, sugere a adopção da equação (5.9) em detrimento da anteriormente apresentada (5.8), representativa apenas da primeira fase do ensaio.

$$A_c = B + S\sqrt{t} - Ct \quad (5.9)$$

em que B e C são constantes.

Este ensaio encontra-se descrito na especificação do LNEC E393-1984, que impõe a medição da absorção de água através de uma das faces do provete ao longo de três dias, após 3, 6, 24 e 72 horas, em provetes previamente secos durante um determinado período de tempo, necessário à obtenção de uma massa constante. Outras entidades sugerem a execução do ensaio mais rapidamente. A *Concrete Society*, 1987, indica para duração do ensaio cerca de 4 horas, sendo a absorção de água medida aos 5, 10, 20, 30, 60, 90, 120, 180 e 270 minutos.

Aferindo o coeficiente de absorção capilar recorrendo aos tempos de medição propostos pela *Concrete Society*, é possível classificar qualitativamente o betão conforme apresentado no Quadro 5.3 (Browne, 1991).

Quadro 5.3 – Classes de qualidade do betão em função do seu coeficiente de absorção capilar (Browne, 1991)

Coeficiente de absorção capilar, S	Classe de qualidade
$S \geq 0.2 \text{ mg}/(\text{mm}^2 \times \text{min}^{0.5})$	Reduzida
$0.1 \text{ mg}/(\text{mm}^2 \times \text{min}^{0.5}) < S < 0.2 \text{ mg}/(\text{mm}^2 \times \text{min}^{0.5})$	Média
$S \leq 0.1 \text{ mg}/(\text{mm}^2 \times \text{min}^{0.5})$	Elevada

Apesar do reconhecido interesse em determinar o coeficiente de absorção capilar, medindo a absorção de água a partir de provetes secos, este tipo de ensaio não reflecte as reais condições verificadas em obra. O betão em obra encontra-se sujeito a ciclos de secagem-molhagem e portanto apresenta teores de humidade variáveis. Coutinho, 1998, refere que variados autores sugerem a realização deste tipo de ensaio após a realização de diversos ciclos de secagem-molhagem. Os valores do coeficiente de absorção capilar diminuem para valores da ordem de metade a partir do primeiro ciclo de secagem-molhagem, continuando, geralmente, a decrescer com o aumento do número de ciclos, aproximando-se dos valores observados em obra.

O comité TC 116-PCD da RILEM, 1999, recomenda a realização de ensaios de absorção capilar de modo a caracterizar a durabilidade dos betões. Contudo, a metodologia referida baseia-se no método proposto por Fagerlund e consiste na medição da água absorvida em provetes cilíndricos de 150 mm de diâmetro e 50 mm de espessura em intervalos de tempo de 10 minutos, 1 hora, 4 horas e 24 horas, podendo desenrolar-se para além das 24 horas desde que a água não atinja

o topo do provete, altura em que o ensaio deverá ser, obrigatoriamente, concluído. A principal diferença deste método, em relação ao indicado, entre outros, pelo LNEC (E393-1984), reside no facto de, inicialmente, os provetes não se encontrarem secos. Os provetes deverão ser convenientemente preparados, de modo a atingirem uma concentração de humidade que se encontre em equilíbrio com um ambiente à temperatura de 20 ± 1 °C e com humidade relativa de 75 ± 2 %. Para este tipo de ensaio não é expectável a detecção de qualquer dependência entre a quantidade de água absorvida por unidade de área e a raiz quadrada do tempo e o resultado do ensaio é expresso pelo conjunto de valores da água absorvida por unidade de área registados nos instantes de tempo previstos.

5.6 DIFUSÃO

A difusão é um processo que consiste no transporte de matéria resultante do movimento aleatório das partículas. Em betões, a difusão de gases, iões e vapores pode ocorrer devido à diferença de concentração do agente difusor existente entre o betão e o meio envolvente, na ausência de pressão hidráulica. O processo de difusão é induzido pela tendência verificada em equilibrar as diferenças de concentrações existentes, resultando num fluxo de substância difusora de uma região de maior concentração para outra de menor concentração.

Associados, total ou parcialmente, ao mecanismo de difusão os principais agentes de degradação do betão armado são o dióxido de carbono, os sulfatos e os cloretos. O efeito da penetração destes agentes no betão foi já mencionado, podendo acarretar consequências extremamente graves na durabilidade das estruturas, associadas à ocorrência de corrosão das armaduras. Neste contexto, deverá ser dado especial relevo ao efeito pernicioso da acção dos cloretos, onde em BED é expectável que a sua penetração ocorra, preponderantemente, devido a mecanismos de difusão.

O mecanismo de difusão pode ser expresso pela 1ª lei de Fick, válida apenas em condições estacionárias:

$$J = -D \frac{dc}{dx} \quad (5.10)$$

em que:

J – fluxo de massa de espécies difundidas ($\text{g/m}^2/\text{s}$)

D – coeficiente de difusão (m^2/s);

$\frac{dc}{dx}$ – gradiente de concentração para o interior do betão (g/m^4), em que c representa a concentração (g/m^3) e x a distância da superfície (m).

Em condições não estacionárias, pode aplicar-se a 2ª lei de Fick:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = D \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} \quad (5.11)$$

Para determinados casos particulares relativamente à geometria, às condições de fronteira e à constância do coeficiente de difusão, é possível obter uma solução da equação (5.11).

Considerando que a velocidade de difusão, D , é constante, a concentração à superfície, c_s , é igualmente constante e o meio é infinito, uma solução da 2ª lei de Fick é dada por:

$$c(x,t) = c_s \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{Dt}} \right) \right] \quad (5.12)$$

em que $c(x,t)$ representa a concentração da substância difusora à distância x , para o tempo de exposição t e $\operatorname{erf}(z)$ é a função de erro.

Se o betão contém uma quantidade inicial de cloretos, c_0 , antes de ser exposto em ambiente salino, a expressão (5.12) toma a forma:

$$c(x,t) = c_s - (c_s - c_0) \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{Dt}} \right) \quad (5.13)$$

As expressões (5.12) e (5.13) são também aplicáveis a um meio anisotrópico semi-infinito nas condições em que a difusão é considerada unidireccional e, portanto, em que apenas existe gradiente de concentrações segundo o eixo dos xx , coincidente com o eixo principal de difusão.

As expressões anteriores são utilizadas usualmente nos métodos laboratoriais baseados na difusão natural, em condições não estacionárias, para a determinação do coeficiente de difusão dos cloretos no betão. No entanto, convém referir que as leis de Fick da difusão são adequadas apenas para estudar a difusão de sistemas em que não há interacção iónica. No caso de existência dessas interacções iónicas, mesmo que em soluções com reduzidas concentrações, verifica-se uma redução do potencial químico e das forças de transporte das espécies em difusão, tornando o coeficiente de difusão dependente da concentração (Salta e Gonçalves, 1996).

Para caracterizar a resistência de um betão à penetração de cloretos é fundamental determinar o seu coeficiente de difusão. O método de aferição de D que à partida poderia ser indicado como o mais favorável seria o de considerar as condições de exposição natural. Assim, seria possível a determinação de perfis de cloretos, aplicar a solução da 2ª lei de Fick apresentada e determinar para além de D, o valor da concentração superficial de cloretos, c_s . Contudo, este processo é extremamente moroso, justificando o aparecimento de métodos acelerados, alguns deles baseados em fenómenos de migração.

A migração consiste no transporte de iões num electrólito devido à acção de um campo eléctrico externo. A aplicação do campo eléctrico tem como consequência provocar a aceleração do processo de difusão dos iões, originando um fluxo de corrente, que promove o movimento dos iões no sentido oposto à carga dos eléctrodos.

A força eléctrica, actuante num ião, é igual à carga do ião multiplicada pelo campo eléctrico nesse ponto (Salta e Gonçalves, 1996):

$$F_d = Z_i e_0 E \quad (5.14)$$

em que:

F_d – força de condução;

Z_i – valência do ião;

e_0 – carga do electrão;

E – campo eléctrico.

Em determinado meio, o fluxo total de iões pode ser imputado a acções de natureza química devido a gradientes de concentração (difusão), a fenómenos de natureza eléctrica como consequência da existência de um campo eléctrico exterior (migração) e ainda a correntes de convecção. Ou seja:

Fluxo = difusão + migração + convecção

e pode ser quantificado através da equação de Nernst-Planck:

$$-J(x) = D \frac{\partial c(x)}{\partial x} + \frac{ZF}{RT} DC \frac{\partial E(x)}{\partial x} + C v(x) \quad (5.15)$$

em que:

$J(x)$ – fluxo de cloretos;

D – coeficiente de difusão de cloretos;

∂c – variação da concentração;

∂x – variação da distância;

Z – carga do ião cloreto;

F – constante de Faraday;

R – constante dos gases perfeitos;

T – temperatura absoluta;

C – concentração de cloretos na solução;

∂E – variação de potencial;

v – velocidade por convecção forçada dos iões.

Considerando o meio constituído pelo betão e pela solução intersticial, o fenómeno de convecção pode ser considerado como marginal e a parcela correspondente à difusão poderá ser desprezada se a voltagem aplicada for elevada. Nestas condições, o coeficiente de difusão em estado estacionário, D_s , poderá ser calculado, considerando apenas o fenómeno de migração, recorrendo à expressão (5.16) (Salta e Gonçalves, 1996).

$$D_s = \frac{JRTL}{ZFC\gamma\Delta E} \quad (5.16)$$

em que:

L – espessura do provete de betão;

γ – coeficiente de actividade;

ΔE – diferença de potencial instalada.

O recurso aos resultados de ensaios acelerados para avaliar o desempenho do betão, segundo Ferreira, 2000, é questionável, mas estes mesmos ensaios podem fornecer indicações relevantes em estudos comparativos acerca do comportamento de diferentes composições.

Salta, 1996_b, realizou um estudo comparativo entre os coeficientes de difusão determinados através de ensaios de difusão e de migração de cloretos, em amostras do mesmo betão. O resultado dos ensaios permitiu verificar que os

valores correspondentes aos ensaios de migração se apresentaram sistematicamente inferiores aos aferidos em ensaios de difusão. Andrade e Sanjuan, 1994, observaram discrepâncias semelhantes, sendo os resultados provenientes dos ensaios de migração cerca de 3 a 5 vezes inferiores aos obtidos em ensaios de difusão. De acordo com Ferreira, 2000, esta discrepância atenua-se com a diminuição da permeabilidade do betão, parecendo legítimo supor que em BED, seja reduzida.

Andrade *et al*, 2000, efectuaram um estudo envolvendo vários métodos de migração em diferentes tipos de betões, o que permitiu comparar os resultados com os obtidos em ensaios de difusão natural. Os resultados apresentaram valores discordantes, não sendo possível generalizar a tendência descrita anteriormente, tendo sido apenas verificada para os betões mais permeáveis. Outra das conclusões apontadas envolve a dispersão de resultados entre os diferentes métodos de migração, que aumentou para composições menos permeáveis.

Apesar da falta de consenso relativamente à validade dos ensaios de migração, GjØrv, 2001, propõe que o betão seja agrupado em cinco classes de resistência à penetração de cloretos obtidas com base em resultados de ensaios de migração realizados de acordo com o método desenvolvido na *Chalmers Tekniska Högskola*, CTH, e que se apresentam no Quadro 5.4.

Quadro 5.4 – Classes de resistência do betão à penetração de cloretos (GjØrv, 2001)

Coeficiente de difusão em estado não estacionário, D_{ns}	Classe de resistência à penetração de cloretos
$D_{ns} \geq 15 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$	Reduzida
$10 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s} < D_{ns} < 15 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$	Moderada
$5 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s} < D_{ns} \leq 10 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$	Elevada
$2.5 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s} < D_{ns} \leq 5 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$	Muito elevada
$D_{ns} \leq 2.5 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$	Ultra elevada

Encontra-se referida na bibliografia consultada uma quantidade apreciável de diferentes ensaios avaliadores da resistência do betão à penetração de cloretos, baseados quer em ensaios de difusão, quer em ensaios de migração, contemplando situações em regime estacionário ou em regime não estacionário. Coutinho, 1998, apresenta, esquematicamente, os principais métodos existentes, que se transcrevem no Quadro 5.5.

Por não ser consensual a opinião de qual dos ensaios representa melhor a resistência do betão à penetração de cloretos, nomeadamente em relação à validade dos ensaios de migração, não foi ainda possível a adopção generalizada de uma das metodologias apresentadas.

Quadro 5.5 – Principais métodos de caracterização da resistência do betão à penetração de cloretos (Coutinho, 1998)

Difusão	Regime não estacionário por imersão 2ª lei de Fick	Ensaio natural	
		Ensaio acelerado (LNEC E390)	Concentração elevada
			Imersão/Secagem
Regime estacionário 1ª lei de Fick	Células de difusão: células de Page (LNEC E383, Page <i>et al</i> , 1981; Concrete Society, 1987; Costa, 1997)		
	Células de difusão com agitação		
Migração	Regime não estacionário ensaios rápidos de permeabilidade aos cloretos	Whiting, 1993; AASHTO T277-83; ASTM C1202-94: mede-se a carga eléctrica Q após 6 horas sob o potencial de 60 V. Q está correlacionado com a permeabilidade aos cloretos (tabela)	
		Dhir <i>et al</i> , 1990: ensaio em que se obtém D	
		Bercke e Hicks, 1992: expressão empírica entre D e Q (obtida em AASHTO)	
		CTH: Luping e Nilsson, 1992; ensaio em que sob um potencial de 30 V se define o perfil e a partir deste calcula-se D	
		Andrade e Whiting, 1996: ensaio com a duração de 48 horas em que sob um potencial de 12 V se define o perfil	
		Streicher e Alexander, 1995: ensaio semelhante ao AASHTO, mas muito mais rápido; mede-se a condutividade inicial do betão	
	Regime estacionário	Ensaio nórdico: <i>Nordtest method</i> , 1989	
Andrade, 1993: ensaio baseado na equação de Nernst Planck			

Foram desenvolvidos testes interlaboratoriais no âmbito do já referido comité TC 116-PCD da RILEM, tendo como objectivo adoptar um ensaio de referência representativo da resistência do betão à penetração de cloretos. O ingresso dos iões de cloro foram estudados recorrendo a ensaios de imersão e a dois tipos de ensaios de migração diferentes (CTH; Andrade e Whiting). Os resultados obtidos não foram conclusivos, o que não permite eleger nenhum dos ensaios como padrão. Apesar de individualmente as metodologias testadas exibirem reduzida dispersão de resultados, uma comparação directa entre elas não é ainda possível devido aos parâmetros medidos incluírem diferentes implicações. Neste contexto, a RILEM refere a necessidade de desenvolver um maior esforço de investigação, no sentido de compreender melhor os mecanismos de contaminação do betão por cloretos e salienta que presentemente é ainda prematuro recomendar um tipo de ensaio como padrão.

5.7 BED = BETÃO MAIS DURÁVEL

Conforme referido anteriormente, as questões relacionadas com a durabilidade foram as principais motivadoras da adopção da designação *betão de elevado*

desempenho em detrimento de *betão de elevada resistência* e, em geral, os BED são materiais substancialmente mais duráveis que os betões convencionais.

O fabrico de um BED exige o uso de relações A/L reduzidas, geralmente inferiores a 0.4. Um betão assim produzido apresenta, em fresco, as partículas de ligante muito mais próximas do que as presentes num betão convencional. Assim, numa pasta ligante pertencente a um BED, os produtos da hidratação preenchem a maioria dos espaços intergranulares, originando um rápido desenvolvimento da resistência. Neste tipo de betões, a obtenção de uma pasta compacta e resistente não está condicionada ao desenvolvimento de grandes quantidades de produtos da hidratação. Contrariamente, um betão convencional necessita de grandes quantidades de produtos hidratados que desenvolvam cristais, preenchendo uma distância relativamente elevada, até atingirem os produtos de hidratação desenvolvidos em grãos adjacentes. Como resultado do mecanismo de hidratação, os BED apresentam uma microestrutura substancialmente mais fechada do que a de um betão convencional, comportando-se a pasta ligante hidratada como quase amorfa e muito compacta. A zona de transição entre a pasta e o agregado, que num betão convencional é extremamente porosa, num BED é substancialmente melhorada, podendo mesmo ser imperceptível.

Como consequência directa da microestrutura dos BED, a resistência à compressão pode exibir valores extremamente elevados, podendo atingir os 100 MPa, e a penetrabilidade deste tipo de betões é consideravelmente inferior à dos betões convencionais, originando materiais mais duráveis. Assim, é expectável que um BED apresente elevada resistência à penetração de agentes agressivos pelos diferentes mecanismos de transporte referidos (permeabilidade, sucção capilar e difusão).

Segundo Pigeon, 1996 e Aïtcin, 1998, um BED pode ser tão impermeável à água que torne impossível a sua medição através dos ensaios de permeabilidade utilizados em betões correntes e que exigem o estabelecimento de um fluxo de água através do provete. No entanto, os resultados dos ensaios de migração de cloretos, indicam que ainda existe uma malha de capilares muito fina e tortuosa que comunica entre si e que permite a passagem de corrente eléctrica e, conseqüentemente, de iões cloretos. Assim, os valores obtidos num ensaio do tipo AASHTO (ASTM C1202-94, 1994), são substancialmente inferiores aos obtidos num betão convencional.

Andrade e Sanjuan, 1994, através da análise dos resultados disponíveis até à data, tipificaram a amplitude de variação dos coeficiente de difusão de cloretos dos betões convencionais e dos BED (Figura 5.2).

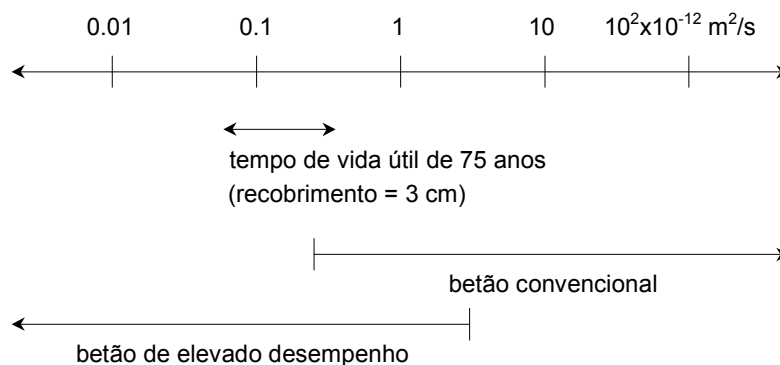


Figura 5.2 – Amplitude de valores correntes do coeficientes de difusão de cloretos em betões convencionais e em BED (Andrade e Sanjuan, 1994)

Os autores indicam que os betões convencionais apresentam valores do coeficiente de difusão de cloretos superiores a $0.3 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ a $0.5 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$, podendo atingir valores até $10 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$, dependendo de parâmetros como a composição, o tipo de cimento e as condições de cura. Relativamente aos BED, os valores disponíveis são, em geral, inferiores, podendo apontar-se como limite superior $3 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ a $5 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$, dependendo, também, das condições de fabricação, colocação e cura.

5.8 REQUISITOS DE DURABILIDADE

Apesar da evolução registada durante os últimos anos nos códigos e regulamentos relativos a estruturas de betão, as exigências de durabilidade não têm merecido tratamento semelhante às exigências mecânicas, em particular no que concerne à resistência à compressão.

Os requisitos de durabilidade têm sido acautelados de forma indirecta através de imposições em relação à composição, fabrico, colocação em obra e cura. A NP ENV 206, 1993, e, mais recentemente a prEN 206-1, 2000, estabelecem, em função das condições de exposição ambiental, tipos de cimento e de agregados a utilizar, valores mínimos da dosagem de cimento e máximos da razão água/cimento e, quando aplicável, teores mínimos de ar, que uma vez cumpridos permitem supor que o tempo de vida do elemento de betão será da ordem dos 50 a 60 anos.

De modo a clarificar a aplicação das classes de exposição ambiental presentes na NP ENV 206, 1993, o LNEC elaborou a especificação E378-1993 que, tal como a prEN 206-1, 2000, divide os mecanismos de deterioração em dois grupos: os que provocam a corrosão das armaduras e acabam por romper o betão de recobrimento destas; e os que provocam a deterioração do próprio betão. O primeiro grupo inclui a carbonatação e a acção dos cloretos e o segundo a acção dos ciclos gelo-degelo e a acção dos sulfatos e de outros ambientes quimicamente agressivos. Estes

documentos recomendam, adicionalmente (e para cada classe de exposição ambiental), classes de resistência à compressão mínimas a atingir.

Apesar das exigências de durabilidade patentes nos documentos referidos, os códigos e normas actualmente existentes, nacionais ou internacionais, sobre a produção e uso do betão como material estrutural não incluem critérios objectivos e quantificáveis de modo a permitir avaliar a conformidade dos betões face a requisitos distintos da resistência à compressão, que, em geral, se apresenta como o único critério de desempenho cujo cumprimento é necessário verificar. Nestas circunstâncias, não é devidamente acautelado, dentro de limites convenientes, o desempenho do betão relativamente à manutenção das suas características ao longo da sua vida útil.

As abordagens mais frequentes permitem apenas avaliar o desempenho dos betões qualitativamente, o que torna inviável a verificação da segurança em relação a um estado limite de durabilidade durante a fase de projecto das estruturas.

Presentemente, não há ainda consenso em relação à identificação dos parâmetros de durabilidade a controlar nem à forma de os avaliar por intermédio de ensaios específicos, realizados segundo procedimentos concretos. No entanto, importantes desenvolvimentos têm surgido ultimamente.

Considerando que os agentes agressivos actuam em solução, um betão deve possuir reduzida penetrabilidade aos líquidos e este parâmetro pode ser encarado como exigência fundamental de modo a garantir elevada durabilidade às composições de betão (Neville, 2001). Segundo este autor, a penetrabilidade deve ser entendida como abrangendo os vários mecanismos de transporte de fluídos através do betão: permeabilidade, difusão e absorção. Assim, é a penetrabilidade do betão a agentes agressivos que controla a velocidade de corrosão das armaduras e os parâmetros de transporte, permitindo obter informação quantitativa acerca da penetração dos vários agentes. Por este facto, a permeabilidade pode ser encarada como um critério de desempenho no âmbito da durabilidade do betão (RILEM TC 116-PCD, 1999_a).

Segundo o comité da RILEM referido, os principais mecanismos de transporte a que se encontra sujeito o betão podem ser avaliados através dos seguintes parâmetros de aferição: coeficiente de permeabilidade aos gases; coeficiente de absorção capilar de água; e coeficiente de difusão de iões cloreto. A selecção destes três mecanismos de transporte não foi arbitrária, uma vez que se encontram directamente envolvidos nas reacções que promovem a degradação ou se correlacionam fortemente com a velocidade de deterioração do betão. Resultados interlaboratoriais realizados no âmbito do comité técnico TC 116-PCD da RILEM e apresentados no seu relatório final, apontam o ensaio de permeabilidade aos gases

(método de *Cembureau*) e o ensaio de absorção capilar (método de Fagerlund modificado) como testes de rotina a realizar em betões. No âmbito do mesmo comité, os resultados dos ensaios avaliadores da resistência à penetração de cloretos não foram conclusivos, o que evidencia a necessidade de aprofundar os estudos sobre o assunto e impede o seleccionar de um método padrão de utilização generalizada. Através da análise dos resultados provenientes do uso generalizado destes ensaios espera-se, no futuro, poder estabelecer correlações com a durabilidade dos betões, eleger valores limites para os coeficientes determinados e elaborar critérios de conformidade.

No sentido de obviar os aspectos referidos, nos últimos anos tem-se desenvolvido um esforço significativo de modo a permitir que o projecto de elementos de betão satisfaça critérios de durabilidade. Recentemente, a RILEM, através do seu comité técnico TC 130-SL, contribuiu de forma significativa para que no futuro os critérios de durabilidade sejam implementados de forma concreta em fase de projecto, uma vez que estabeleceu critérios atendendo não só a exigências mecânicas mas, também, a exigências de durabilidade: na fase final do projecto, os parâmetros mecânicos (estáticos e dinâmicos) são combinados com os de durabilidade, o que permite uma avaliação quantitativa do desempenho das estruturas de betão ao longo da vida útil requerida (Sarja, 2000).

C A P Í T U L O 6

materiais e procedimentos de ensaio

6.1 INTRODUÇÃO

No presente capítulo, apresentam-se as principais propriedades dos materiais seleccionados para a realização do estudo experimental de BED com incorporação de materiais correntes, bem como os procedimentos empregues nos ensaios adoptados para caracterizar o comportamento das pastas, das argamassas e dos betões.

Os materiais foram seleccionados considerando exclusivamente os de utilização generalizada no fabrico de betões convencionais, tendo em conta a sua corrente disponibilidade no mercado. Neste contexto, pretendeu-se avaliar a possibilidade de fabricação de BED recorrendo a materiais de baixo custo (nomeadamente cinzas volantes e areias britadas) e cuja aplicação contribua para minimizar alguns problemas de impacte ambiental.

Seleccionados os materiais, procedeu-se à definição de um programa experimental que permitisse o fabrico de betões de desempenho melhorado e respectiva caracterização, tanto sob o ponto de vista da trabalhabilidade, como das características mecânicas e da durabilidade.

A grande maioria dos ensaios foi realizada no Laboratório Professor Júlio Barreiros Martins do Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho, situado no Campus de Azurém, em Guimarães. A análise granulométrica por difracção de raios laser do cimento e das cinzas volantes foi realizada nas instalações da Fábrica de Tintas Leme, S.A., localizada na Maia e uma parte substancial dos ensaios avaliadores da reologia das pastas de ligante foram realizados em Laboratórios do Departamento de Ciências da Engenharia e Tecnologia da Escola Superior de Tecnologia e Gestão do Instituto Politécnico de Viana do Castelo, nomeadamente os que envolveram a utilização do viscosímetro de Brookfield.

6.2 MATERIAIS SELECCIONADOS

A produção de BED tem vindo a ser efectuada recorrendo, maioritariamente, à utilização de sílica de fumo e agregados convenientemente seleccionados. Desta forma, o custo inicial dos BED vem substancialmente agravado, quando comparado com o dos betões convencionais.

Em Portugal, a utilização de uma dosagem de sílica de fumo de 10% da massa de cimento, aconselhada na generalidade da bibliografia consultada, implica a duplicação do custo do material aglomerante. O preço da adição mineral pode atingir cerca de 10 vezes o do cimento e, nestas circunstâncias, o recurso a outra adição mineral, como a cinza volante, cujo único custo está praticamente associado às despesas de transporte, apresenta-se particularmente atractivo.

Está demonstrado que a utilização de areias britadas em detrimento das roladas pode contribuir para um pior desempenho dos betões, em particular no que diz respeito à trabalhabilidade, o que normalmente obriga ao aumento da quantidade de água da amassadura. No entanto, de acordo com as necessidades de protecção ambiental, dificilmente será possível, e a breve prazo só quando se provar a sua inevitabilidade, continuar com a exploração de agregados nos rios e faixa costeira.

6.2.1 CIMENTO

O cimento utilizado no fabrico dos betões produzidos no decurso da campanha experimental foi do tipo I e da classe 42.5R, de acordo com a NP 2064, 1991. Foi gentilmente fornecido pela CIMPOR, Indústria de Cimentos S.A. e era proveniente do seu Centro de Produção de Souselas. A escolha deste tipo e classe de cimento foi condicionada pela necessidade de adoptar um cimento portland, não composto, para assim isolar e avaliar devidamente o efeito da adição de cinza volante. A selecção do cimento também foi condicionada pela sua disponibilidade no mercado nacional, bem como pelo seu custo. Por esta razão a classe de resistência 42.5 foi preferida à 52.5.

O cimento foi fornecido a granel, em várias remessas de cerca de 200 kg cada, e foi armazenado em recipientes estanques. O cimento foi recolhido dos silos dos Serviços Comerciais Norte da CIMPOR, localizados na Maia, aquando do carregamento dos camiões de distribuição. Com este procedimento de fornecimento em várias remessas procurou-se reduzir ao máximo o contacto do cimento com o ar, por via da abertura dos recipientes para extracção da quantidade necessária à realização das amassaduras, evitando a utilização da mesma remessa por um período de tempo alargado. Durante o decurso total do programa experimental foram recolhidas cerca de dez diferentes remessas, perfazendo um total de aproximadamente 2000 kg.

As principais características químicas, físicas e mecânicas do cimento seleccionado encontram-se descritas no Quadro 6.1, enquanto que no Quadro 6.2 representam-se os componentes potenciais do cimento de acordo com as equações

de Bogue (Coutinho, 1988_a). Os valores apresentados no Quadro 6.1 resultaram do controlo estatístico do fabricante e correspondem a médias anuais englobando o período de fornecimento do cimento. Os valores das características devidamente assinaladas foram confirmados experimentalmente, o que funcionou como controlo de recepção e resultaram da média obtida em ensaios realizados em amostras provenientes dos diferentes fornecimentos.

Quadro 6.1 – Características químicas, físicas e mecânicas do cimento I42.5R utilizado

Composição química	Perda ao fogo (%)	2.52
	Óxido de silício – SiO ₂ (%)	19.71
	Óxido de alumínio – Al ₂ O ₃ (%)	5.41
	Óxido de ferro – Fe ₂ O ₃ (%)	3.34
	Óxido de cálcio total – CaO (%)	61.49
	Óxido de magnésio – MgO (%)	2.58
	Sulfatos – SO ₃ (%)	3.22
	Cloretos – Cl ⁻ (%)	0.01
	Cal livre (%)	0.81
	Resíduo insolúvel (%)	1.94
Propriedades físicas	Massa volúmica (kg/m ³)*	3150
	Superfície específica Blaine (m ² /kg)**	358.4
	Granulometria > 90 μm (%)	1.7
	Expansibilidade (%)	28.3
	Exigência de água (%)***	28.0
	Início de presa (minutos)	185
	Fim de presa (minutos)	243
Propriedades mecânicas	Resistência à compressão – 2 dias (MPa)**	33.1
	Resistência à compressão – 7 dias (MPa)**	44.9
	Resistência à compressão – 28 dias (MPa)**	53.6

(*) – resultados confirmados experimentalmente – LNEC E64;

(**) – resultados confirmados experimentalmente – NP EN 196-6;

(***) – resultados confirmados experimentalmente – NP EN 196-3.

Quadro 6.2 – Componentes potenciais do cimento

Silicato tricálcico – C ₃ S (%)	61.61
Silicato bicálcico – C ₂ S (%)	4.55
Aluminato tricálcico – C ₃ A (%)	8.69
Aluminoferrato tetracálcico – C ₄ AF (%)	10.15
Sulfato de cálcio – C \bar{S} (%)	5.47

Também foi realizada a análise granulométrica do cimento por difracção de raios laser. O ensaio foi realizado com a amostra seca recorrendo a um medidor de granulometria laser Malvern 2600. O resultado desta análise encontra-se representado na Figura 6.1, e, complementarmente, também foi determinada a dimensão média das partículas que teve como resultado 19.2 μm.

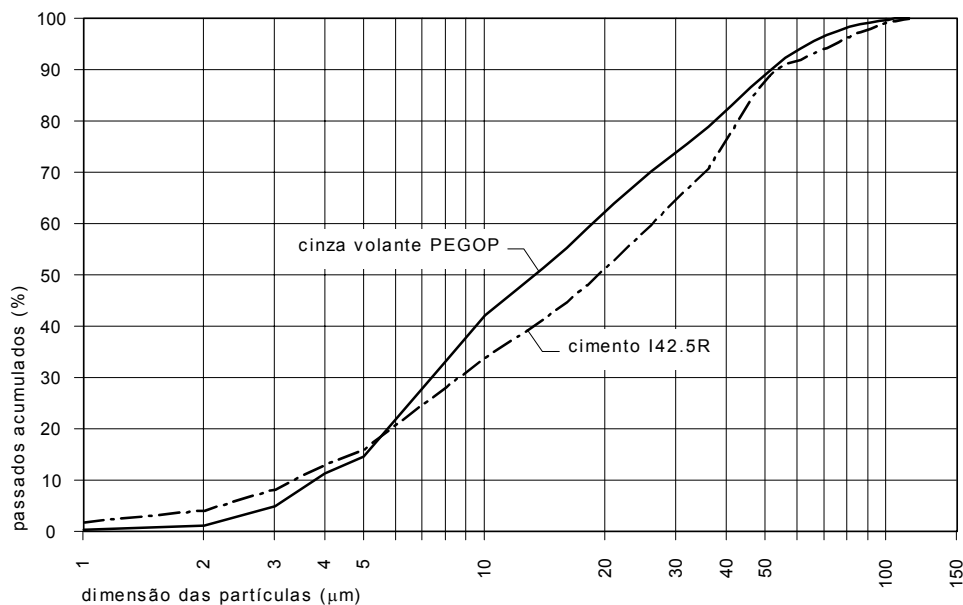


Figura 6.1 – Curvas granulométricas do cimento e das cinzas volantes

6.2.2 CINZAS VOLANTES

Neste trabalho, foram utilizadas, como adições minerais do tipo II, cinzas volantes provenientes da Central Termoelétrica do Pego, classificadas de acordo com a ASTM C618, como pertencendo à classe F. O recurso às cinzas volantes originárias da Central do Pego, em detrimento das da Central de Sines, justifica-se devido à sua maior disponibilidade. As de Sines, de reconhecida melhor qualidade, são, na sua quase totalidade, utilizadas no fabrico de cimentos compostos, não se encontrando praticamente disponíveis para adição em betões.

As cinzas volantes empregues na totalidade da campanha experimental foram gentilmente cedidas pelo Departamento de Carvão e Cinzas da PEGOP Energia Eléctrica, S.A. e foram fornecidas em duas remessas diferentes. Juntamente com cada remessa foram também fornecidos os dados relativos ao controlo de qualidade realizado pelo fornecedor. O armazenamento das cinzas foi realizado em recipientes estanques, semelhantes aos utilizados para armazenamento do cimento, e apenas foram abertos para retirar as quantidades necessárias à realização dos diferentes ensaios.

Conforme se pode constatar através dos dados mensais médios fornecidos pelo fabricante, e que abrangem os períodos de fornecimento (Quadro 6.3), existem importantes amplitudes de variação das diferentes características avaliadas, o que pode pôr em causa a sua uniformidade. Como exemplo, pode referir-se o valor da finura, entendida como a percentagem da massa das cinzas volantes retida por via

húmida no peneiro com malha de 45 µm. Convém lembrar que a NP EN 450 limita a finura a 40% e admite amplitudes de variação que não excedam os 10%. A média dos valores apresentados no Quadro 6.3 é inferior ao recomendado (22.82%). No entanto, apresenta uma amplitude de variação significativamente superior. Os valores mínimo e máximo apresentam uma variação de aproximadamente 40% relativamente ao valor médio, superando em cerca de quatro vezes o valor limite admissível.

Quadro 6.3 – Amplitude de variação das características químicas e físicas das cinzas volantes da PEGOP

Composição química	Perda ao fogo (%)	5.60 – 9.28
	Óxido de silício – SiO ₂ (%)	42.16 – 58.46
	Óxido de alumínio – Al ₂ O ₃ (%)	21.04 – 32.65
	Óxido de ferro – Fe ₂ O ₃ (%)	3.51 – 9.13
	Óxido de cálcio total – CaO (%)	1.67 – 9.18
	Óxido de magnésio – MgO (%)	0.65 – 2.59
	Sulfatos – SO ₃ (%)	0.22 – 1.04
	Cloretos – Cl ⁻ (%)	0.00 – 0.06
	Cal livre (%)	0.00 – 0.12
	Óxido de sódio – Na ₂ O (%)	0.18 – 0.91
	Óxido de potássio – K ₂ O (%)	0.72 – 3.11
	Óxido de fósforo – P ₂ O ₅ (%)	0.15 – 2.14
	Óxido de titânio – TiO ₂ (%)	0.69 – 1.89
	Total SiO ₂ + Al ₂ O ₃ + Fe ₂ O ₃ (%)	74.55 – 92.16
Propriedades físicas	Massa volúmica (kg/m ³)*	2360
	Superfície específica Blaine (m ² /kg)**	387.9
	Granulometria > 45 µm (%)	14.10 – 31.55
	Granulometria > 75 µm (%)	5.60 – 18.85
	Humidade (%)	0.01 – 0.32
	Exigência de água (%)***	0.297

(*) – resultados confirmados experimentalmente – LNEC E64;

(**) – resultados confirmados experimentalmente – NP EN 196-6;

(***) – resultados confirmados experimentalmente – NP EN 196-3.

As significativas diferenças registadas entre os valores máximos e mínimos apresentados no Quadro 6.3, podem ser consequência do uso de carvões provenientes de diferentes origens e da necessidade de cumprir os parâmetros ambientais previstos na legislação relativa à emissão de gases poluentes, que impedem a realização da sua queima até ao limite.

Comparando os valores descritos no Quadro 6.3 com os valores limites impostos pela regulamentação europeia, dos Estados Unidos da América e da antiga União Soviética (ver Quadro 2.14) é possível verificar que apenas o valor da perda ao fogo não cumpre o prescrito.

O teor de inqueimados dos lotes fornecidos foi verificado experimentalmente através da realização de ensaios de controlo, de acordo com o método descrito na NP EN 196-2, por determinação das diferenças de massa entre antes e depois de sujeitar as cinzas volantes a um aquecimento ao rubro durante uma hora. O valor médio obtido foi de 7.0% e enquadra-se nos valores fornecidos pelo fabricante, embora ligeiramente inferior ao valor médio indicado (7.44%).

Devido à falta de garantias de cumprimento das limitações regulamentares e no sentido de averiguar a sua real influência, foi experimentada uma solução de melhoramento da composição das cinzas volantes por separação em duas fracções granulométricas. Este objectivo foi atingido porque, tal como era previsível, se verificou uma muito expressiva concentração de inqueimados na fracção grossa da divisão efectuada.

No Quadro 6.4 são apresentados os resultados da perda ao fogo determinados em amostras de cinzas volantes conforme fornecidas e nas fracções de dimensão inferior e superior a 75 μm , obtidas por peneiração.

Quadro 6.4 – Perda ao fogo das cinzas volantes

Cinzas volantes	Perda ao fogo média (%)
Conforme recebidas	7.0
Partículas $\geq 75 \mu\text{m}$	26.5
Partículas $< 75 \mu\text{m}$	3.5

Com o conhecimento de que a quantidade de partículas superiores a 75 μm se situa próxima dos 14.5%, os valores obtidos podem ser relacionados e validados. Assim, por interpolação linear, é possível estimar o valor do teor de inqueimados da granulometria completa das cinzas volantes a partir dos valores das duas partes. Através deste processo, o valor determinado foi de 6.84%, suficientemente próximo do valor experimental obtido directamente na amostra conforme recebida, o que confirma e valida o procedimento.

Através dos valores obtidos na perda ao fogo foi possível confirmar que grande parte do carbono inqueimado está concentrado nas partículas de maior dimensão, superiores a 75 μm . Desta forma fica provada a possibilidade de melhorar a qualidade das cinzas volantes através da exclusão da fracção grossa ($> 75\mu\text{m}$), permitindo o seu enquadramento dentro dos limites previstos nos documentos normativos vigentes.

No entanto, como o processo de separação acarreta custos adicionais, o que contraria a premissa inicial da economia, foi decidido utilizar as cinzas volantes conforme recebidas.

A análise granulométrica das cinzas, ilustrada na Figura 6.1, foi determinada recorrendo ao processo de difracção de raios laser, também utilizado para caracterizar a distribuição granulométrica das partículas de cimento. Esta análise também permitiu determinar o diâmetro médio das partículas de cinza volante (13.4 μm), bem como constatar que a granulometria das cinzas volantes é semelhante à do cimento, sendo o diâmetro médio dos dois materiais da mesma ordem de grandeza. A semelhança dos valores da superfície específica de Blaine, determinada para ambos os materiais, confirma a semelhança dimensional das suas partículas.

No entanto, comparando as duas curvas granulométricas, é possível observar que as partículas das cinzas volantes são ligeiramente mais finas do que as do cimento, apesar de o cimento conter maiores quantidades de partículas com menores dimensões. Esta diferença, apesar de pouco significativa, pode ser observada para dimensões inferiores a cerca de 6 μm . É, também, de realçar que as curvas granulométricas dos materiais estudados e apresentadas na Figura 6.1, enquadram-se perfeitamente nas sugeridas por Malhotra e Mehta em 1996, como ilustrativas de materiais típicos (ver Figura 2.5).

Quanto à determinação do índice de actividade, também previsto na NP EN 450 como importante aferidor da qualidade das cinzas volantes, não se procedeu à sua determinação conforme preconiza o documento normativo. Contudo, foram testadas argamassas realizadas com todos os materiais presentes nos betões com dimensão inferior a 2 mm, tendo como objectivo prever o comportamento desta parte integrante dos betões. A não utilização de um cimento de referência e a preparação de misturas com 0%, 20%, 40% e 60% (em massa) de substituição de cimento por cinzas volantes, superplastificante e areia não normalizada, inviabiliza a comparação directa dos resultados com os indicados na referida norma, que estabelece a determinação do índice de actividade em argamassas com 25% de cinzas, através da comparação com os resultados obtidos numa argamassa normal fabricada com um cimento de referência.

Apresentam-se no Quadro 6.5 os resultados do índice de actividade, obtidos utilizando uma percentagem de substituição de cimento por cinzas volantes de 20% e 40%, uma dosagem de superplastificante de 0.5% e uma razão A/L de 0.3.

Quadro 6.5 – Índice de actividade não normalizado

Idade	Índice de actividade não normalizado (%)	
	CV/(C+CV)=20%	CV/(C+CV)=40%
7 dias	85.9	67.3
28 dias	97.3	89.5
90 dias	99.2	95.0

Através da análise destes resultados é de prever que, os índices de actividade propostos pela NP EN 450 serão atingidos, uma vez que, mesmo para percentagens de substituição de 40%, os valores obtidos ultrapassam os aí indicados. A NP EN 450 refere que o índice de actividade aos 28 dias e aos 90 dias deve ser pelo menos de 75% e 85%, respectivamente. Se a não utilização de um cimento de referência nem de areia normalizada, se o facto de se ter introduzido SP e não se ter adoptado a composição prevista na norma não influenciarem significativamente os resultados, é de esperar que o índice de actividade se situe entre os valores obtidos para dosagens de 20% e 40% de cinzas volantes, sempre superiores aos especificados.

6.2.3 SUPERPLASTIFICANTE

O superplastificante adoptado em toda a campanha experimental foi seleccionado a partir do estudo comparado de diferentes produtos existentes no mercado realizado por Rocha, 1999, que, por avaliação do comportamento de diferentes SP, permitiu eleger o de melhor desempenho reológico e económico. Os superplastificantes de última geração, à base de carboxilatos, foram preteridos devido ao seu elevado custo (cerca de 1.8 vezes o do SP empregue nesta campanha experimental), não fazendo sentido a sua inclusão em betões que se pretendem de custos controlados e que incorporam materiais correntes.

O superplastificante usado apresenta uma composição química à base de condensados de naftaleno formaldeído sulfonado, a sua designação comercial é RHEOBUILD 1000, e está disponível em solução aquosa. Este produto foi gentilmente cedido pela Bettor MBT Portugal, Produtos Químicos para Construção S.A.

Quadro 6.6 – Principais características do superplastificante (RHEOBUILD 1000)

Teor de sólidos em massa (%)	40 ± 2
Densidade	1.20 ± 0.02
Aspecto	líquido de cor castanha
PH	7.1 ± 0.5
Ponto de congelação (°C)	-5
Conteúdo de cloros	isento
Solubilidade em água	total

No Quadro 6.6 indicam-se as características técnicas do superplastificante fornecidas pelo fabricante. Os valores relacionados com os principais parâmetros

cujo conhecimento é necessário para um estudo mais cuidado da composição do betão (teor de sólidos e densidade) foram confirmados experimentalmente.

Segundo o fabricante, para este superplastificante em forma aquosa, a dosagem típica recomendada em betões, é de 0.8% a 1.5% da massa de cimento, correspondendo a quantidades de extracto sólido compreendidas entre 0.32% e 0.6%. Contudo, estas quantidades podem não ser respeitadas em casos específicos, devidamente estudados e fundamentados.

A redução de água na amassadura que a utilização deste tipo de adjuvante proporciona pode ser avaliada através da realização de ensaios em pastas de consistência normal. Ensaios experimentais permitiram obter uma redução máxima de cerca de 33% da exigência de água em pastas de consistência normal fabricadas com o cimento I42.5R, utilizado neste trabalho. Esta redução máxima foi conseguida através do uso de uma dosagem de extracto sólido de SP igual a 1.0% da massa de cimento.

6.2.4 AGREGADOS

Os agregados são utilizados em grande quantidade no fabrico de argamassas e betões, onde ocupam sensivelmente 70% a 75% do seu volume. Também por este motivo são uma das matérias primas mais utilizadas na construção, e sem dúvida o seu principal campo de aplicação, oscilando o seu consumo anual entre cinco e dez toneladas por habitante nos países industrializados, chegando a atingir, em circunstâncias específicas, valores próximos das vinte toneladas por ano e habitante (Nuñez, 1992).

A composição de betões é, genericamente, efectuada recorrendo a agregados grossos britados e areias naturais roladas. Devido à substancial extracção de britas e dado a sua produção em pedreiras originar elevadas quantidades de materiais finos, este tipo de actividade provoca o aparecimento de um resíduo com um significativo risco e custo ambiental, que salvo utilização, necessita de imediata e apropriada armazenagem de modo a evitar a poluição provocada pelas poeiras que pode criar sérios riscos para a saúde pública.

Por outro lado, considerações ambientais de outra índole, estão na origem da imposição de crescentes restrições à exploração de agregados naturais do leito dos rios, dos estuários e da costa marítima, tendo como principal objectivo a preservação dos recursos existentes. Em Portugal, o decreto-lei nº 90/90, de 16 de Agosto, que regulamenta a extracção de areias e o decreto-lei nº 46/94, de 22 de Fevereiro, que estabelece o regime de licenciamento da utilização do domínio

hídrico, tornam evidentes as progressivas restrições que o estado pretende impor à extracção de agregados naturais fluviais e marítimos. Estas limitações são fundamentadas no facto de se estar a verificar um recuo generalizado da costa litoral, particularmente entre Caminha e Figueira da Foz e no Barlavento Algarvio, e têm como intenção restringir a extracção de agregados ao exclusivamente necessário à regulação dos leitos e reposição da navegabilidade dos estuários e rios. Sempre que possível, os agregados extraídos, obedecendo a estas condições, deverão ser depositados na costa marítima e não explorados comercialmente (Rocha, 1999).

No presente, os rios não estão a cumprir a importante função de produção, transporte e expulsão de agregados, nomeadamente de areias, devido, essencialmente, à existência de barragens ao longo dos seus percursos e da exaustiva e desregrada extracção de agregados em vários locais dos seus leitos, estuários e até na costa marítima ou próximo dela. As barragens revelam-se obstáculos intransponíveis, quebrando a continuidade do trajecto natural dos agregados, ficando estes depositados nas albufeiras e provocando a diminuição da vitalidade das correntes, com a consequente diminuição da capacidade de erudir os leitos e as margens e, no último troço, de transportar os agregados até à foz dos rios (Rocha, 1999).

Nestas circunstâncias, uma das possíveis soluções para minimizar os problemas descritos consiste na crescente utilização de produtos britados, nomeadamente de areias, como componentes dos betões. Assim, tornar-se-ia utilizável um material que pode ser encarado como um subproduto industrial da produção de britas, acarretando inegáveis vantagens ambientais e económicas, consubstanciadas ao facto de a areia britada ser menos dispendiosa do que a natural, permitindo, assim, reduzir o custo do produto final.

Conforme o descrito, é de encorajar o uso crescente de materiais britados, nomeadamente de areias finas com dimensão inferior a 2 mm, como material componente de betões convencionais e de betões de elevado desempenho.

Os principais efeitos afectos ao emprego de materiais britados nas propriedades dos betões foram já abordados em 2.8, sendo de realçar que é de esperar que o uso de areias britadas piore o comportamento das misturas. Associado ao emprego de areias britadas, em detrimento das roladas, é de esperar uma maior exigência de água e um menor módulo de elasticidade do betão.

Neste contexto, foi decidida a utilização de agregados correntemente disponíveis no mercado da região do Minho, provenientes da britagem de rocha granítica e usualmente empregues no fabrico de betões convencionais.

Após a realização de uma pesquisa pelos fornecedores da região do Minho, optou-se pela utilização de agregados graníticos britados provenientes de uma pedreira localizada na Amorosa, concelho de Viana do Castelo.

As principais razões que ditaram a escolha desta pedreira prendem-se com o processo de fabrico aí implementado. O recurso a métodos de fabrico de agregados por impacto e não por esmagamento da rocha mãe, adoptados nesta unidade industrial, garantem a obtenção de uma forma dos agregados mais próxima da cúbica. Outro aspecto relevante que levou à escolha destes agregados foi a observação da fiabilidade de todo o processo de fabrico e consequente garantia de qualidade.

Para a realização de todas as amassaduras de betão previstas na campanha experimental houve a necessidade de adoptar três diferentes tipos de agregados (duas areias e uma brita) que a empresa fornecedora produz para comercialização corrente. Na Figura 6.2 apresenta-se o aspecto superficial do granito escolhido e na Figura 6.3 ilustra-se o aspecto dos agregados utilizados.

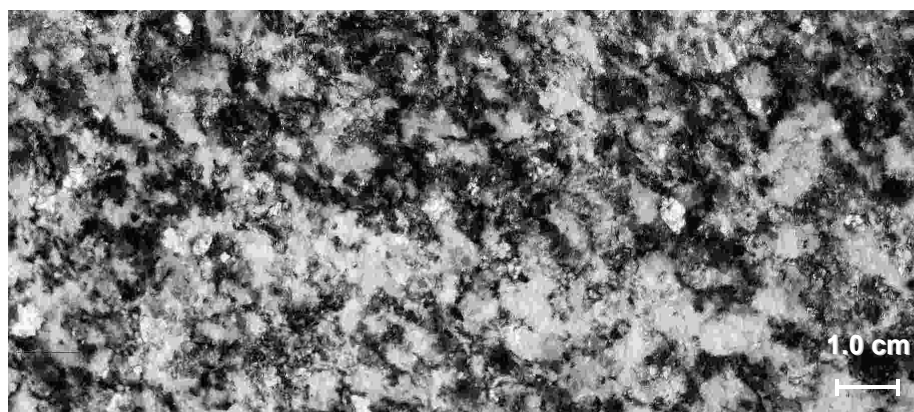


Figura 6.2 – Granito

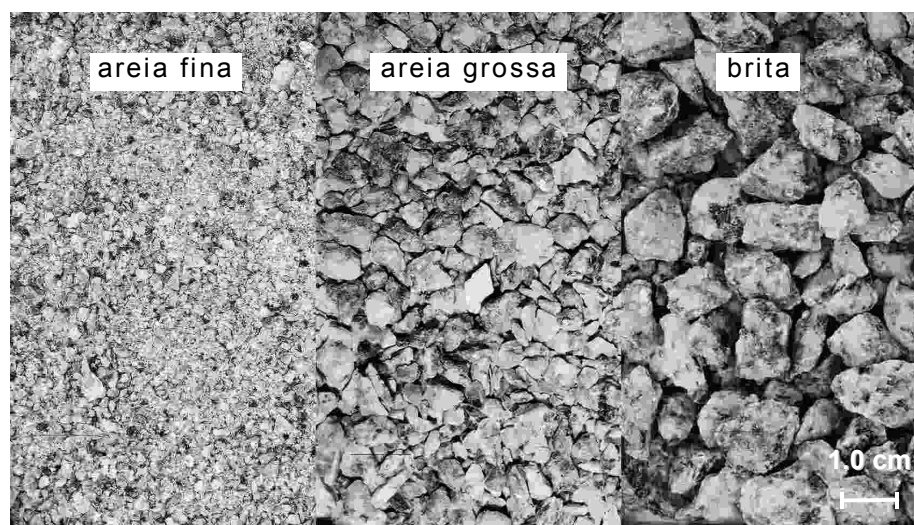


Figura 6.3 – Agregados

Através da observação dos blocos de rocha mãe é possível classificar o material como um granito de duas micas, dotado de grão fino foliado.

As características dos agregados foram controladas através da realização dos ensaios, cujos resultados se apresentam no Quadro 6.7.

Quadro 6.7 – Características dos agregados

Característica / ensaio	Areia fina	Areia grossa	Brita
Resistência mecânica / resistência à compressão (MPa)	145.84		
Resistência mecânica / resistência ao esmagamento (%)	–	–	25
Resistência mecânica / desgaste de Los Angeles (%)	–	–	26
Módulo de elasticidade (GPa)	50.38		
Absorção de água (%)	0.51	1.88	2.35
Peso específico das partículas secas (kg/m ³)	2610	2530	2390
Massa volúmica do material impermeável das partículas (kg/m ³)	2650	2650	2530
Massa volúmica das partículas saturadas com superfície seca (kg/m ³)	2630	2570	2440
Coefficiente de forma – índice volumétrico	–	–	0.21
Teor de partículas finas e matérias solúveis (%)	3.5	1.52	0.54
Classe granulométrica	2.5/0.16	5/1.25	10/2.5
Máxima dimensão (mm)	2.38	4.76	9.53
Módulo de finura	2.47	4.54	5.93

Os ensaios foram conduzidos de acordo com os documentos normativos indicados na especificação do LNEC E373-1993, com excepção dos de resistência à compressão e módulo de elasticidade. As classes granulométricas indicadas foram determinadas em concordância com o prescrito na especificação E355 do LNEC. O resultado da resistência à compressão indicado no Quadro 6.7 resultou da média obtida em sete provetes cilíndricos com aproximadamente 100 mm de diâmetro, ϕ , e 200 mm de altura, h , tal como se apresenta no Quadro 6.8. Os provetes foram extraídos por carotagem de um bloco de granito da rocha mãe, segundo duas direcções perpendiculares entre si (i e ii).

Quadro 6.8 – Resistência à compressão dos provetes de granito, f_a

Direcção	ϕ (mm)	h (mm)	f_a (MPa)
i	103.1	205.1	131.88
	103.0	169.1	129.98
	104.2	190.8	158.31
	103.8	190.5	156.46
ii	103.0	204.2	142.10
	102.3	204.4	158.53
	103.0	204.3	143.66

A avaliação do módulo de elasticidade dos agregados foi efectuada por intermédio de ensaios em seis provetes cilíndricos de granito com cerca de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura. De modo análogo ao referido anteriormente para os provetes utilizados nos ensaios de compressão, as amostras foram extraídas por carotagem segundo duas direcções perpendiculares, i e ii. Os ensaios foram realizados sob controlo de força para níveis de carga compreendidos entre 5% e 30% da força de rotura estimada, tendo por base os resultados prévios da resistência à compressão.

Para efectuar os ensaios utilizou-se um sistema controlado em malha fechada, denominado *SENTUR* e descrito em 6.4.4.1. A força aplicada foi avaliada através de uma célula de carga de 250 kN de capacidade máxima e com uma precisão de 0.015%, disposta entre o actuador e o provete.

O actuador foi montado numa estrutura de reacção constituída por perfis metálicos HEB200. O procedimento de ensaio adoptado consistiu na realização de dez ciclos de carga e descarga com uma velocidade de aplicação de força de 4.3 kN/s.

Os deslocamentos foram registados por intermédio de dois transdutores e um extensómetro eléctrico, dispostos segundo três geratrizes equidistantes de 120°. Os dois transdutores, dotados de 5.0 mm de campo de medida e uma precisão de 0.09% (LVDT1) e 0.05% (LVDT2), foram montados em dois anéis espaçados de 50 mm e fixos ao provete por intermédio de três ligações pontuais. O extensómetro eléctrico, com um comprimento de 30 mm, foi colado à superfície da amostra. Na Figura 6.4 apresenta-se uma foto de um ensaio.

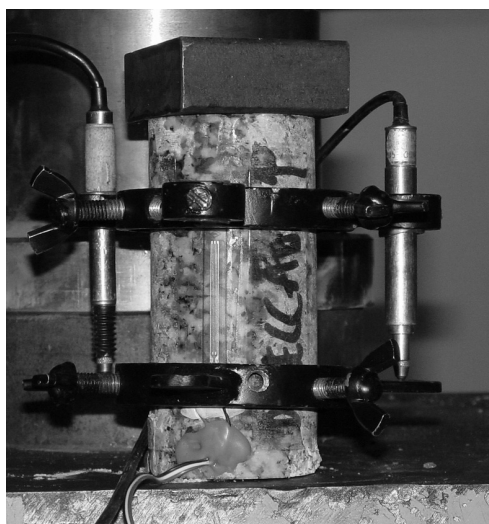


Figura 6.4 – Ensaio avaliador do módulo de elasticidade dos agregados

No decurso dos ciclos de carga e descarga realizados, foram registadas as forças e os deslocamentos correspondentes, permitindo a determinação das respectivas tensões e extensões. Os módulos de elasticidade, associados a cada local de medida (LVDT1, LVDT2 e extensómetro), foram determinados recorrendo a uma

regressão linear baseada no método dos mínimos quadráticos e aplicada aos pares de valores tensão-extensão correspondentes apenas ao ramo ascendente dos ciclos de carga. Os ramos descendentes não foram considerados. Os resultados obtidos apresentam-se no Quadro 6.9, bem como os respectivos coeficientes de correlação linear, R^2 .

Quadro 6.9 – Módulo de elasticidade dos provetes de granito (GPa)

Direcção i																		
Ciclo	Provete 1						Provete 2						Provete 3					
	LVDT1	R ²	LVDT2	R ²	extensómetro	R ²	LVDT1	R ²	LVDT2	R ²	extensómetro	R ²	LVDT1	R ²	LVDT2	R ²	extensómetro	R ²
1	-	-	48.09	0.974	38.46	0.981	38.02	0.972	16.86	0.998	73.38	0.959	19.10	0.974	101.9	0.955	51.29	0.976
2	-	-	50.86	0.987	41.44	0.982	44.13	0.986	19.76	0.998	92.35	0.939	20.37	0.995	122.5	0.882	56.68	0.972
3	-	-	52.58	0.982	41.63	0.984	44.41	0.983	19.94	0.997	88.58	0.937	20.04	0.993	113.5	0.903	54.90	0.972
4	-	-	49.14	0.982	42.42	0.984	44.69	0.976	20.49	0.998	95.65	0.949	20.23	0.994	117.1	0.878	54.65	0.977
5	-	-	47.00	0.978	41.81	0.981	45.05	0.976	20.31	0.996	90.39	0.940	20.27	0.993	112.5	0.909	54.93	0.977
6	-	-	50.61	0.985	42.69	0.982	44.00	0.969	20.06	0.998	90.30	0.932	20.56	0.996	124.5	0.895	54.11	0.976
7	-	-	48.15	0.972	42.70	0.985	44.56	0.966	20.13	0.997	91.13	0.921	20.44	0.995	108.8	0.925	53.66	0.977
8	-	-	48.40	0.983	42.34	0.986	45.71	0.966	20.21	0.996	99.06	0.925	20.54	0.993	112.8	0.885	53.19	0.978
9	-	-	50.52	0.982	41.76	0.980	46.42	0.969	20.16	0.997	97.30	0.939	20.24	0.994	129.1	0.893	53.07	0.973
10	-	-	48.47	0.975	41.76	0.985	47.62	0.961	20.23	0.997	97.01	0.918	20.45	0.997	109.6	0.903	54.58	0.970
Direcção ii																		
Ciclo	Provete 1						Provete 2						Provete 3					
	LVDT1	R ²	LVDT2	R ²	extensómetro	R ²	LVDT1	R ²	LVDT2	R ²	extensómetro	R ²	LVDT1	R ²	LVDT2	R ²	extensómetro	R ²
1	19.38	0.974	103.4	0.955	27.17	0.992	150.5	0.765	22.61	0.986	56.07	0.978	41.21	0.791	18.34	0.931	59.71	0.936
2	20.67	0.995	124.3	0.882	29.53	0.994	152.2	0.652	26.61	0.994	65.35	0.960	55.81	0.946	22.93	0.985	66.90	0.946
3	20.33	0.993	115.2	0.903	28.31	0.990	135.7	0.737	25.68	0.993	62.45	0.949	60.87	0.949	23.25	0.982	63.73	0.949
4	20.44	0.995	118.8	0.878	27.62	0.990	159.6	0.727	26.78	0.992	64.98	0.936	58.08	0.960	22.97	0.987	63.92	0.946
5	20.57	0.993	114.1	0.909	27.14	0.989	138.0	0.749	25.85	0.995	63.50	0.948	58.88	0.924	22.39	0.981	65.24	0.957
6	20.86	0.996	126.3	0.895	-	-	155.4	0.548	26.71	0.995	64.84	0.956	60.05	0.945	22.76	0.986	61.70	0.953
7	20.75	0.995	110.4	0.925	-	-	104.5	0.522	26.25	0.996	64.08	0.945	58.59	0.962	23.31	0.984	66.48	0.964
8	20.85	0.993	114.5	0.885	-	-	148.9	0.791	27.36	0.992	64.66	0.970	55.81	0.943	23.43	0.983	64.64	0.957
9	20.54	0.994	131.0	0.893	-	-	126.7	0.752	26.49	0.992	64.72	0.967	55.19	0.945	23.33	0.982	63.42	0.957
10	20.75	0.997	111.2	0.903	-	-	135.6	0.682	26.62	0.993	63.62	0.957	55.47	0.960	23.25	0.983	64.95	0.960

A resposta dos vários provetes ensaiados ocorreu conforme o previsto, sendo a relação tensão-extensão aproximadamente linear, conforme os elevados valores de R^2 o podem demonstrar. Apenas o provete 2, correspondente à direcção ii, exibiu

valores reduzidos de R^2 (entre 52.2% e 79.1%) associados aos registos efectuados pelo transdutor LVDT2, indiciando deficiências, provocadas, possivelmente, por uma montagem inadequada do transdutor.

As diferenças registadas entre ciclos são relativamente pequenas, sendo de salientar a tendência para os valores correspondentes ao primeiro ciclo se afastarem mais dos restantes. O módulo de elasticidade afecto a cada instrumento de medida, E_a^* , foi calculado considerando apenas os valores que distam menos de 5% dos correspondentes ao último ciclo, permitindo determinar os valores médios do módulo de elasticidade a adoptar para cada provete, E_{am}^* . Recorrendo a estes últimos, foi determinado o módulo de elasticidade médio do granito, E_{am} , considerando apenas os valores de E_{am}^* que permitem assegurar que o respectivo valor médio seja determinado com um coeficiente de variação inferior a 10%. Os resultados obtidos estão dispostos no Quadro 6.10, apresentando-se assinalados entre parêntesis os valores de E_{am}^* não considerados no cálculo de E_{am} .

Quadro 6.10 – Módulo de elasticidade dos agregados

Direcção	Provete	E_a^* (GPa)			E_{am}^* (GPa)	Coeficiente de variação (%)	E_{am} (GPa)	Coeficiente de variação (%)
		LVDT1	LVDT2	extens.				
i	1	–	49.02	42.06	45.54	10.81	50.38	8.62%
	2	46.58	20.14	96.27	54.33	71.14		
	3	20.35	111.43	54.42	(62.06)	(74.15)		
ii	1	20.64	113.09	27.56	53.76	95.78		
	2	136.45	26.48	64.24	(75.72)	(73.79)		
	3	56.07	23.07	64.55	47.90	45.76		

As condições ideais de ensaio para a determinação do módulo de elasticidade pressupõem que se instale um estado de tensão uniaxial nos provetes. No entanto, conforme se pode constatar por intermédio da observação do Quadro 6.10, tal condição não foi alcançada. As diferenças registadas entre os E_a^* determinados evidenciam a presença de importantes esforços de flexão instalados nos provetes, provocando a rotação das suas secções. A presença indesejável de rotações pode ter sido provocada pela existência de eventuais excentricidades da carga aplicada, pela falta de paralelismo e planura das faces das amostras (que não foram rectificadas) e pela própria heterogeneidade do material. Contudo, o valor determinado ($E_{am} = 50.38$ GPa) é da mesma ordem de grandeza do determinado por outros autores em provetes graníticos (Gutiérrez e Cánovas, 1995, Neto e Djanikian, 1995, Baalbaki, 1997), o que parece legitimar as considerações efectuadas.

No Quadro 6.11 apresentam-se os resultados da análise granulométrica dos agregados utilizados (que foi realizada em concordância com o exigido na NP 1379), expressos em percentagem de material retido e acumulado. As respectivas

curvas granulométricas estão representadas na Figura 6.5, juntamente com os fusos granulométricos indicados na ASTM C33, que classifica o agregado grosso utilizado como uma brita nº 8.

Quadro 6.11 – Análise granulométrica dos agregados

Peneiros		Porcentagem de material retido e acumulado		
Série ASTM	mm	Areia fina	Areia grossa	Brita
1/2"	12.7	-	-	-
3/8"	9.52	-	-	3.42
4	4.76	-	9.82	94.72
8	2.38	2.51	68.32	98.54
16	1.19	28.69	87.80	98.85
30	0.595	53.41	93.95	99.03
50	0.297	75.99	96.51	99.18
100	0.149	86.65	97.84	99.35
200	0.075	97.38	98.65	99.53

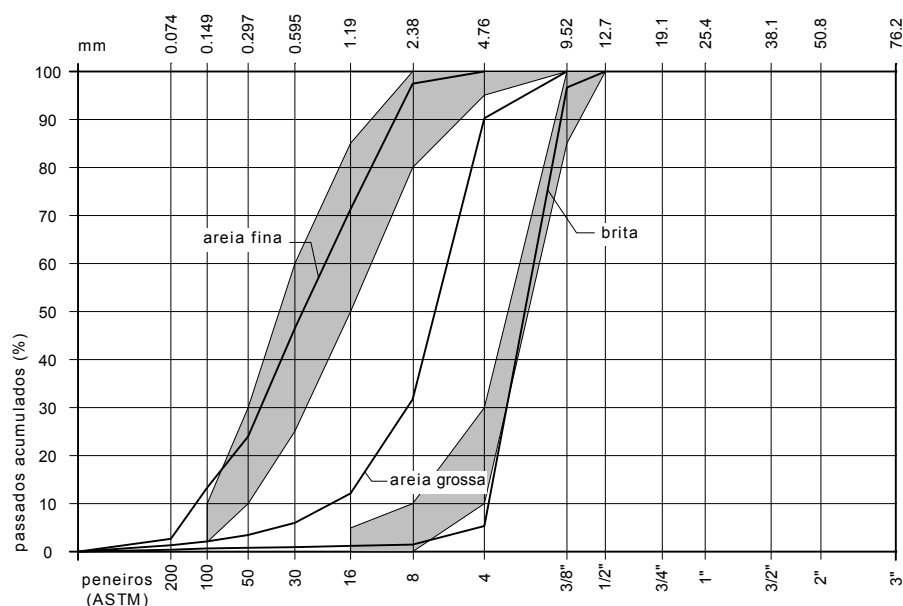


Figura 6.5 – Curvas granulométricas dos agregados

As características avaliadas, através de todos os ensaios realizados, satisfazem as exigências estipuladas na especificação do LNEC E373. Apesar de não terem sido efectuados todos os ensaios previstos na referida especificação, o que impede concluir acerca da conformidade dos agregados, os resultados disponíveis indicam a sua adequabilidade para a utilização na produção de argamassas e betões.

A opção tomada relativamente ao número de areias (areia fina e areia grossa) a empregar nas amassaduras de betão é justificada pela necessidade de obter uma mistura granular de elevada compacidade. Conforme se pode facilmente constatar através da observação da Figura 6.5, a mistura de apenas uma das areias com a

brita não permite a obtenção de um esqueleto granular suficientemente extenso, dotado de uma distribuição granulométrica aproximadamente sobreponível à curva de referência proposta no método de composição adoptado (método de Faury).

Como pode ser observado, também na Figura 6.5, as curvas granulométricas da areia fina e da brita enquadram-se, praticamente em todo o seu desenvolvimento, nas exigências da ASTM C33, podendo a areia grossa ser encarada como um material capaz de colmatar falhas de material de tamanho intermédio. Outra vantagem associada à utilização da areia grossa é o facto de ela permitir elevar o módulo de finura da fracção fina da mistura granular. Desta forma, é possível atingir valores do módulo de finura da areia mistura, mais próximos dos recomendados para este tipo de betões que, devido aos elevados teores em ligante, já possuem elevadas quantidades de partículas finas.

Confrontando as características dos agregados seleccionados com as referidas na bibliografia da especialidade (ver 2.8.1 e 2.8.2), é possível verificar que, genericamente, os escolhidos para este trabalho não podem ser considerados como ideais. Por exemplo, os elevados teores de absorção de água que se verificam tanto na areia grossa como na brita (superiores a 1.0%), indiciam claramente uma elevada porosidade do material. De acordo com Larrard, 1994, este aspecto deve ser merecedor de especial atenção e Gutiérrez e Cánovas, 1996, sugerem a adopção de limitações nas características dos agregados a usar em BED. Como já foi referido, os agregados seleccionados não satisfazem essas recomendações, nomeadamente no que diz respeito: ao índice volumétrico de 0.21 que é inferior ao mínimo recomendável (0.25); à resistência ao desgaste de Los Angeles de 26% que supera o valor máximo aconselhado (15%); e à resistência ao esmagamento de 25% que ultrapassa o limite proposto (13%).

6.2.5 ÁGUA DE AMASSADURA

A água utilizada em todas as amassaduras de pastas, argamassas e betões foi proveniente da rede pública de abastecimento de Guimarães. As suas características não foram analisadas por não ter sido considerado necessário, conforme indicado na especificação do LNEC E372, 1993. De acordo com esta especificação, basta que a água seja potável, para que se considere adequada a sua utilização na produção de betões e argamassas.

6.3 ENSAIOS EM PASTAS E ARGAMASSAS

De modo a avaliar o comportamento em fresco e as principais propriedades mecânicas de pastas e argamassas, realizadas com os mesmos materiais empregues nas amassaduras de betão, e, na tentativa de reproduzir isoladamente a sua matriz ligante (entendida como constituída pelos materiais presentes na composição dos betões com dimensão inferior a 2 mm), foram realizados os ensaios que se passam a descrever.

6.3.1 EXIGÊNCIA DE ÁGUA

Este ensaio permite determinar a quantidade de água necessária à obtenção de uma pasta de consistência normal. A definição de pasta de consistência normal encontra-se descrita na norma NP EN 196-3, onde é enunciada como aquela cuja dosagem de água permite a penetração da sonda do aparelho de Vicat de 6 ± 1 mm, medida a partir da base do molde.

Os procedimentos adoptados e os equipamentos empregues neste ensaio foram os que a referida norma indica. No entanto, e uma vez que a NP EN 196-3 só abrange pastas de cimento, foi necessário proceder a uma ligeira adaptação dos procedimentos, fazendo com que fosse possível contemplar misturas que incorporassem cinzas volantes e superplastificantes.

Nestas circunstâncias, não deixa de ser razoável que este ensaio permita detectar relações entre o consumo de água, a quantidade de superplastificante e a percentagem de substituição de cimento por cinzas, bem como, possibilite uma forma de avaliar a eficácia do SP, expressa através da redução da quantidade de água proporcionada pela adição do adjuvante.

Apesar de carecer de confirmação e sustentação teórica adequada, o resultado deste ensaio, geralmente expresso através da relação A/L determinada, também pode indicar, com razoável aproximação, a dosagem de água necessária para a completa hidratação do ligante, constituído, no caso em estudo, pela mistura de cimento e de cinzas volantes.

6.3.2 CONE DE MARSH

O ensaio com o cone de Marsh, pode, genericamente, ser dividido em duas fases distintas: a primeira consiste na fabricação da pasta ou da argamassa; e a segunda na aferição do tempo (tempo de fluidez ou tempo de escoamento) que determinado volume, dessa mesma pasta ou argamassa, demora a fluir através do orifício do cone.

Os equipamentos empregues e os procedimentos adoptados para a preparação das pastas ou das argamassas e para a execução do ensaio, basearam-se nas normas NF P18-358, 1985, e ASTM C939, 1994, bem como no trabalho desenvolvido por Carbonari, 1996. Na Figura 6.6, ilustra-se o cone de Marsh utilizado na campanha experimental.

Para a medição do tempo de fluidez das pastas foi utilizado um tubo de descarga com 8.3 mm de diâmetro interior. No decurso dos ensaios, foi possível constatar que, para permitir o escoamento das argamassas era necessário utilizar um tubo de descarga com maior diâmetro, pelo que foi feita uma adaptação no cone de modo a permitir a utilização alternada dos dois tubos de descarga. O diâmetro interior utilizado para o ensaio com argamassas foi fixo em 12.5 mm.

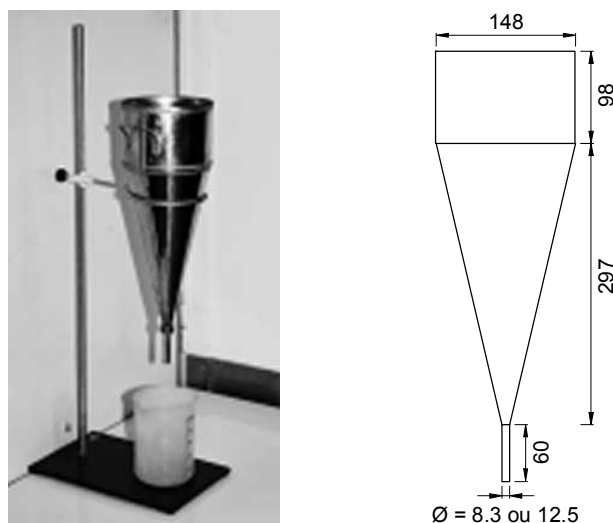


Figura 6.6 – Cone de Marsh (dimensões interiores em mm)

A sequência adoptada no fabrico das misturas encontra-se descrita no Quadro 6.12 e foi elaborada com base na avaliação do efeito dos vários tipos de procedimento acima referidos na variação do tempo de escoamento. Depois de assegurar o bom desempenho da sequência proposta, por constatação da semelhança dos resultados obtidos recorrendo aos outros procedimentos, verificou-se uma vantagem adicional na adopção deste procedimento, porque possibilitou a posterior utilização das mesmas pastas na realização do ensaio com o viscosímetro de

Brookfield e na execução das argamassas, através da simples adição e mistura de areia.

Quadro 6.12 – Sequência de mistura das pastas

Tempo	Tempo Acumulado	Velocidade do misturador	Operação
-	-	0	introduzir C + CV
1 min.	1 min.	60 rpm	-
1 min.	2 min.	60 rpm	introduzir 5/6 A + 1/3 SP*
3 min.	5 min.	120 rpm	-
15 seg.	5 min. 15 seg.	0	limpar recipiente
1 min. 45 seg.	7 min.	60 rpm	introduzir 1/12 A + 1/3 SP*
15 seg.	7 min. 15 seg.	0	limpar recipiente
1 min. 45 seg.	9 min.	60 rpm	introduzir 1/12 A + 1/3 SP*

(*)- durante os primeiros 15 seg.

Para o fabrico tanto das pastas como das argamassas foi utilizado um misturador conforme o indicado na norma portuguesa NP EN 196-3 e a quantificação dos componentes foi elaborada por forma a produzir um volume de 1200 cm³ de pasta, considerado suficiente para a realização dos ensaios previstos.

Depois de concluído o processo de produção da pasta, esta foi vertida no cone de Marsh com o orifício de descarga, de diâmetro interior igual a 8.3 mm, devidamente tapado, até perfazer um volume de 1000 cm³. A distância entre a extremidade inferior do tubo de descarga e a base do recipiente de medida foi ajustada em 20 cm. Seguidamente, destapou-se o orifício, permitindo o escoamento, iniciando-se nesse instante a cronometragem do tempo. O resultado do ensaio consiste na determinação do tempo necessário ao escoamento de 500 cm³ de pasta. O fim do ensaio é detectado através da observação do momento em que o volume de pasta, depositado no recipiente de descarga convenientemente graduado, atinge o valor pretendido.

Imediatamente após a realização do ensaio com o tubo de descarga de 8.3 mm, a mesma pasta foi novamente vertida no cone de Marsh, desta vez dotado com o tubo de descarga de 12.5 mm. Depois de repetidos os passos anteriormente descritos, também foram registados os tempos de escoamentos correspondentes a esta variante.

O passo seguinte consistiu em separar o volume total de pasta em duas partes: uma, com 350 cm³, para ensaiar no viscosímetro de Brookfield; e outra, com os restantes 850 cm³, à qual foi adicionada uma determinada quantidade de areia, de modo a produzir uma argamassa obedecendo ao procedimento descrito no Quadro 6.13.

Quadro 6.13 – Sequência de mistura das argamassas (cone de Marsh)

Tempo	Tempo Acumulado	Velocidade do misturador	Operação
–	–	–	850 cm ³ de pasta
30 seg.	30 seg.	60 rpm	introduzir areia
30 seg.	1 min.	60 rpm	–
1 min.	2 min.	120 rpm	–

Após a fabricação da argamassa, esta foi sujeita ao ensaio de fluidez no cone de Marsh, dotado para o efeito com o tubo de descarga de 12.5 mm, repetindo mais uma vez a sequência anteriormente descrita.

Com o objectivo de manter constantes as condições de ensaio e, desta forma, reduzir as fontes de incerteza, houve um cuidado especial em iniciar os ensaios de escoamento depois de decorridos intervalos de tempo semelhantes. Nesta perspectiva, os tempos de escoamento das pastas foram aferidos decorridos cerca de 8 minutos, após o instante de adição da água ao ligante, e os ensaios em argamassas após aproximadamente 12 minutos.

Este tipo de ensaio permite, fazendo variar a dosagem de adjuvante e mantendo constantes os outros parâmetros, determinar a quantidade óptima de superplastificante.

O efeito da adição mineral no comportamento reológico das pastas e das argamassas é, também, possível de avaliar, mantendo fixa a quantidade de superplastificante e a dosagem de água e fazendo variar a quantidade de cinzas volantes adicionadas em substituição de determinada massa de cimento.

Ainda relativamente a este ensaio, outro objectivo deve ser realçado e consiste na possibilidade de evidenciar eventuais incompatibilidades entre os vários materiais constituintes da mistura, nomeadamente entre o superplastificante e o ligante (ver 2.7.1).

6.3.3 VISCOSÍMETRO DE BROOKFIELD

Conforme referido em 3.4.2 as características reológicas das pastas podem ser determinadas recorrendo a viscosímetros coaxiais do tipo Brookfield. A utilização deste tipo de equipamento permite a obtenção de dois parâmetros definidores do comportamento reológico de determinados fluidos e suspensões: o limite de escoamento, τ_0 , e a viscosidade, η . Para que estes parâmetros sejam definidores da reologia das misturas é necessário que estas obedeçam a um comportamento de Newton, de Bingham ou de Herschel-Bulkley.

O viscosímetro de Brookfield é um dispositivo que obriga um cilindro coaxial, imerso na pasta a ensaiar, a exercer um movimento em torno do seu eixo, com uma determinada velocidade angular constante, originando um movimento semelhante da pasta na sua vizinhança. Em teoria, à velocidade angular aplicada está associado um único gradiente de velocidade, $\dot{\gamma}$, e um determinado momento torsor. Durante o movimento de rotação imposto é necessário que o momento torsor aplicado seja capaz de vencer o atrito existente entre a pasta e o cilindro. Este momento torsor é registado por intermédio de um transdutor que o viscosímetro possui ligado ao cilindro através de uma haste rígida (*spindle*). O resultado fornecido pelo viscosímetro não é o valor do momento torsor mas sim o da viscosidade aparente, η_0 , que é proporcional ao momento torsor, admitindo que a pasta exhibe um comportamento Newtoniano ($\tau_0 = 0$).

Sumariamente, a determinação do comportamento reológico consiste na aferição da gama de viscosidades aparentes associadas a diferentes velocidades angulares impostas. Dito de outra forma, fazendo variar o valor da velocidade angular, é possível registar os respectivos valores das viscosidades aparentes e, assim elaborar o reograma da pasta em estudo, traduzido pelo respectivo diagrama $\dot{\gamma} - \tau$.

Caso o fluido exhiba um comportamento de Bingham, o limite de escoamento corresponde à ordenada na origem e a viscosidade ao declive da curva respectiva.

Na Figura 6.7 é possível visualizar o viscosímetro utilizado, bem como a gama de *spindles* disponíveis.

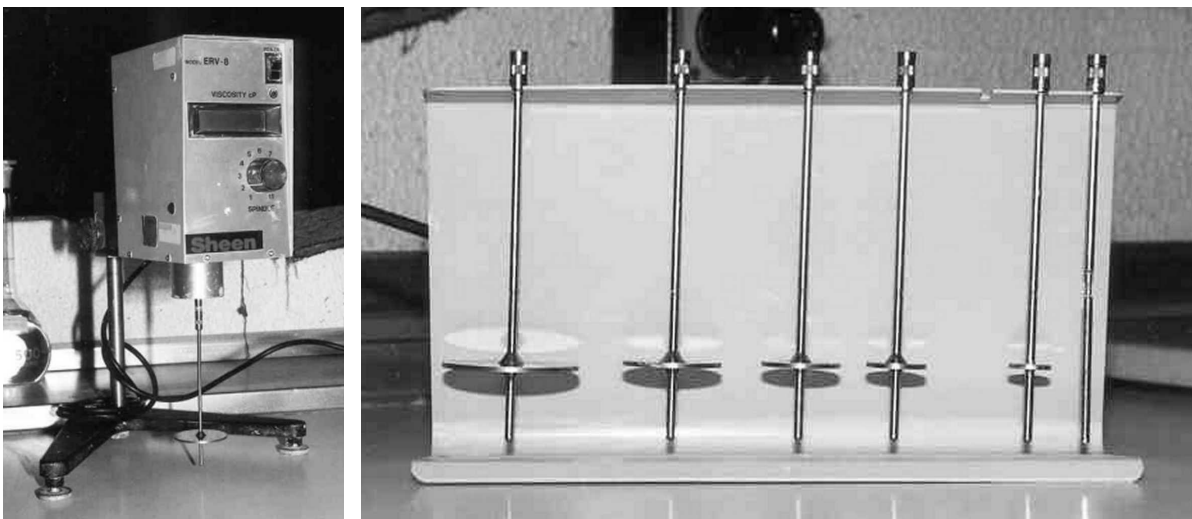


Figura 6.7 – Viscosímetro do tipo Brookfield e *spindles* disponíveis

No Quadro 6.14 apresentam-se os campos de medida da viscosidade aparente correspondentes a cada um dos *spindles* disponíveis e em função da velocidade angular imposta.

Quadro 6.14 – Campos de medida dos *spindles*

Velocidade angular (rpm)	Viscosidade aparente (cP)						
	<i>Spindle</i>						
	1	2	3	4	5	6	7
100.0	100	400	1000	2000	4000	10000	40000
50.0	200	800	2000	4000	8000	20000	80000
20.0	500	2000	5000	10000	20000	50000	200000
10.0	1000	4000	10000	20000	40000	100000	400000
5.0	2000	8000	20000	40000	80000	200000	800000
2.5	4000	10000	40000	80000	100000	400000	1000000
1.0	10000	10000	100000	100000	100000	1000000	1000000
0.5	10000	10000	100000	100000	100000	1000000	1000000
Incremento	1		10			100	

Combinando adequadamente a velocidade angular imposta com o *spindle* utilizado, é possível abarcar várias gamas da viscosidade aparente e, conseqüentemente, do gradiente de velocidade de diferentes pastas. Assim, torna-se possível trabalhar com valores da tensão de corte reduzidos, o que contribui decisivamente para uma definição mais rigorosa da tensão limite de escoamento, τ_0 .

O viscosímetro usado permite impor velocidades angulares de 0.5, 1.0, 2.5, 5.0, 10.0, 20.0, 50.0 e 100.0 rpm e dispõe de vários *spindles*, numerados de 1 a 7. O de maiores dimensões (número 1) é o indicado para as menores viscosidades aparentes, abrangendo valores de 0 a 100 cP (para uma velocidade de 100 rpm).

O procedimento adoptado nos ensaios realizados consistiu em abranger todo o leque de velocidades disponíveis, utilizando sempre o mesmo *spindle* em cada pasta. O ensaio foi iniciado com a velocidade mais baixa, aumentando-se a velocidade sucessivamente após a viscosidade aparente fornecida pelo equipamento estabilizar, sendo tal valor convenientemente registado. Depois de apontado o valor da viscosidade aparente correspondente à velocidade máxima de 100.0 rpm, procedeu-se inversamente, fazendo consecutivos decréscimos da velocidade angular até atingir a velocidade mínima de 0.5 rpm.

O procedimento descrito, permite avaliar a reversibilidade do comportamento reológico das pastas. A diferença verificada no comportamento reológico das pastas quando se aplicam gradientes de velocidade crescentes e decrescentes pode ser aferida através da quantificação da área confinada entre as duas curvas. Esta quantidade permite verificar a tendência que as suspensões apresentam para alterar o seu comportamento reológico em função do regime de escoamento a que se encontram sujeitas.

O equipamento permite efectuar medições com a precisão de 10% relativamente à viscosidade aparente, determinada à velocidade máxima. Ou seja, por exemplo, o *spindle* número 3 a 20 rpm efectua leituras até 5000 cP com desvio máximo de ± 50 cP em incrementos de 10 cP; o *spindle* número 6 a 20 rpm faz leituras até 50000 cP com precisão de ± 500 cP em incrementos de 100 cP.

Quando se pretende, como já foi referido, para cada uma das pastas ensaiadas, utilizar o mesmo *spindle* na totalidade das velocidades de rotação possíveis e como se desconhece previamente a amplitude de viscosidades aparentes da suspensão, é necessário proceder a uma medida inicial a 100 rpm de modo a, por tentativas, escolher o *spindle* apropriado. Só depois desta escolha se está em condições de iniciar o procedimento de determinação das viscosidades aparentes.

Determinadas as viscosidades aparentes, η_0 , correspondentes às várias velocidades angulares aplicadas, passa-se à fase de processamento dos resultados que permitem a construção das curvas que relacionam o gradiente de velocidade com a tensão de corte.

O processamento dos dados baseia-se na consideração de que o movimento de rotação do *spindle* obriga a que a pasta no qual está imerso sofra também um movimento angular na sua vizinhança. Considerando que se forma um cilindro de pasta de raio $r = r_0$ em movimento com uma velocidade angular constante, ω_0 , e que para raios superiores a velocidade diminui continuamente até se anular, é possível demonstrar que a tensão de corte no fluido quando $r = r_0$, pode ser expressa recorrendo à relação (6.1):

$$\tau = 2\eta_0 \omega_0 \quad (6.1)$$

Expressando ω_0 em rpm, $\bar{\omega}_0$, a expressão (6.1) toma a forma:

$$\tau = \frac{\pi}{15} \eta_0 \bar{\omega}_0 \quad (6.2)$$

Determinada a tensão de corte, o gradiente de velocidade obtém-se dividindo a tensão de corte pela viscosidade aparente.

$$\dot{\gamma} = \frac{\tau}{\eta_0} \quad (6.3)$$

Assim, é possível transformar os pares de valores $(\bar{\omega}_0, \eta_0)$, resultantes do ensaio das pastas no viscosímetro de Brookfield, em pares de valores $(\dot{\gamma}, \tau)$, e construir o respectivo reograma.

6.3.4 PROPRIEDADES MECÂNICAS DAS ARGAMASSAS

Admitindo que o betão pode ser entendido como um material compósito bifásico (esqueleto granular embebido na matriz aglomerante), procurou-se caracterizar o comportamento da fase aglomerante. Neste contexto, a matriz foi simulada por intermédio da realização de argamassas, que foram fabricadas com os materiais constituintes dos betões com dimensão inferior a 2.0 mm.

O estudo dos betões com exclusivo recurso à análise das suas próprias características é substancialmente moroso e dispendioso se considerada a quantidade de matérias primas necessárias e todos os recursos laboratoriais associados, como sejam: o espaço de armazenamento das matérias primas e das amostras; o tempo de ocupação dos equipamentos; e os recursos humanos necessários. Neste contexto, reveste-se de particular interesse o desenvolvimento de processos mais económicos, que permitam estimar convenientemente as características dos betões, e que paralelamente, permitam uma significativa redução do tempo necessário à preparação e manuseamento dos provetes, e que promovam a redução da quantidade de material consumido.

No caso presente, o recurso a ensaios em argamassas pode reflectir o efeito da adição de cinzas volantes, particularmente na resistência à flexão e à compressão. Por outro lado, baseado na afirmação de que a utilização de um cimento mais resistente conduzirá a um betão com maior resistência à compressão (Daczko, 1999), parece razoável concluir que o recurso a ensaios em argamassas pode contribuir para eleger a melhor composição da matriz aglomerante, que estará na origem da composição de betão com maior capacidade de resistência a esforços mecânicos.

Nestas circunstâncias, estes ensaios podem funcionar como avaliadores do potencial de determinadas misturas, e permitir a eliminação prévia de certas composições, o que permite reduzir o número total de amassaduras de betão a realizar.

Assim, os ensaios em argamassas foram realizados com o intuito de aferir, não só as propriedades da matriz, mas também, como forma de estimar o comportamento do betão, nomeadamente a sua capacidade resistente à flexão e à compressão. No entanto, só a comparação entre resultados provenientes de ensaios em argamassas e em betões poderá comprovar esta possibilidade.

Desta forma, usando os mesmos materiais e mantendo as quantidades relativas empregues na composição dos diversos betões estudados, designadamente o cimento, as cinzas volantes, a areia fina britada e a água, foram realizadas amassaduras de argamassas com relação A/L constante. Também foram adoptadas

duas quantidades diferentes de superplastificante, expressas em percentagem de partículas sólidas relativamente à massa de ligante empregue: 0.5% e 1.0%. As quantidades de SP utilizadas resultaram da análise dos resultados dos ensaios em pastas, conducentes à determinação do ponto de saturação do SP.

De modo a simular convenientemente a matriz dos betões, as argamassas foram fabricadas recorrendo apenas à fracção fina da areia. Esta fracção resultou da divisão da areia em duas porções, através da sua peneiração no peneiro de malha 2.0 mm, tendo sido seleccionada apenas a fracção passada.

A quantidade de areia fina peneirada usada foi determinada com base nas composições dos betões a realizar. Assim, foi aferida a quantidade média de agregado com dimensões inferiores a 2.0 mm e determinadas as diferentes percentagens em função da massa de ligante. A média dessas percentagens foi de 82.23%, que serviu como valor de adição de areia fina no fabrico das argamassas.

O estudo das argamassas, envolveu apenas composições com 500 kg/m^3 de ligante e uma relação A/L constante de 0.3. Estes parâmetros foram iguais a uma das séries de betões realizadas, o que permitiu comparar e retirar conclusões acerca do eventual paralelismo de comportamento.

As argamassas foram fabricadas no mesmo misturador utilizado para as pastas de acordo com o procedimento apresentado no Quadro 6.15 e o seu comportamento em fresco foi avaliado por intermédio do ensaio de espalhamento. As características mecânicas aferidas foram a resistência à flexão e à compressão, em provetes de $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$, moldados, compactados, conservados e ensaiados de acordo com o descrito na NP EN196-1. O ensaio de espalhamento foi realizado respeitando o estipulado na norma ASTM C 109.

Quadro 6.15 – Sequência de mistura das argamassas

Tempo	Tempo Acumulado	Velocidade do misturador	Operação
–	–	0	introduzir C + CV + 0.9A
30 seg.	30 seg.	60 rpm	–
30 seg.	1 min.	60 rpm	introduzir areia
30 seg.	1 min. 30 seg.	60 rpm	–
1 min. 30 seg.	3 min.	0	limpar recipiente*
1 min.	4 min.	60 rpm	introduzir 0.1A + SP
1 min.	5 min.	60 rpm	–
2 min.	7 min.	120 rpm	–

(*) – durante os primeiros 15 seg.

No decurso dos ensaios foi detectado que as argamassas produzidas se apresentavam com elevado grau de fluidez, sendo mesmo, por vezes, impossível determinar o seu espalhamento recorrendo ao molde regulamentar, pelo facto de o

espalhamento ultrapassar a dimensão da mesa. Para contornar esta limitação, procedeu-se à realização do ensaio satisfazendo todas as prescrições impostas, mas usando um molde de menores dimensões, correspondente ao empregue nos ensaios com o aparelho de Vicat.

Tendo como objectivo determinar as resistências à flexão e à compressão das argamassas em seis idades distintas (3, 7, 28, 56, 90 e 295 dias), foi necessário produzir seis amassaduras distintas para cada composição, extraíndo-se três provetes com $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$ de cada amassadura, a serem ensaiados quando atingida a idade pretendida.

Também foram realizadas amassaduras suplementares, com as quais se moldaram provetes com dimensões de $40 \times 40 \times 80 \text{ mm}^3$, o que permitiu a determinação do respectivo módulo de elasticidade aos 7 e aos 56 dias de idade. O processo de obtenção dos provetes foi em tudo semelhante ao anteriormente descrito, excepto na particularidade de, os moldes regulamentares de $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$, terem sido divididos em duas metades por interposição de chapas metálicas fabricadas para o efeito. A determinação do módulo de elasticidade foi feita apenas em composições com 0% e 40% de cinzas volantes, o que permitiu avaliar a eventual existência de uma relação com o respectivo valor da resistência à compressão.

O ensaio que permitiu a determinação do módulo de elasticidade consistiu em avaliar a resposta dos provetes sujeitos a seis ciclos de carga e descarga, em compressão axial. Na Figura 6.8, inclui-se uma foto de um destes ensaios, onde se pode ver a disposição dos LVDT's e o sistema de interface usado na transferência de carga dos pratos da máquina para o provete.

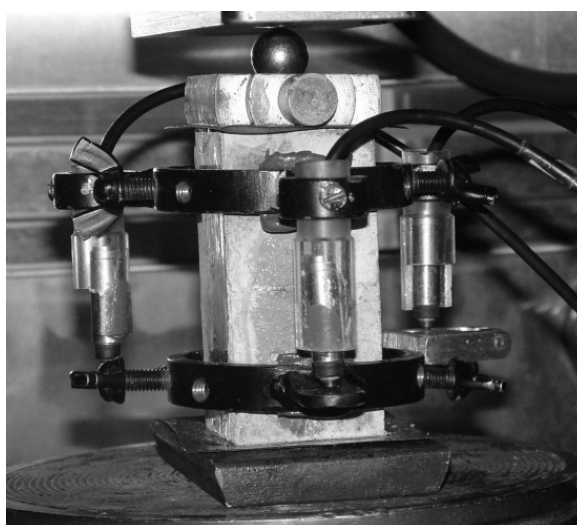


Figura 6.8 – Determinação do módulo de elasticidade das argamassas

O equipamento usado permitiu que o controlo do ensaio fosse efectuado por intermédio da força aplicada, que foi avaliada através de uma célula de carga com 22.24 kN de capacidade e $\pm 0.04\%$ de precisão. Os ensaios foram efectuados com

uma velocidade de transmissão de carga de 0.76 kN/s, o que corresponde a 0.475 MPa/s, e de acordo com a sequência apresentada na Figura 6.9.

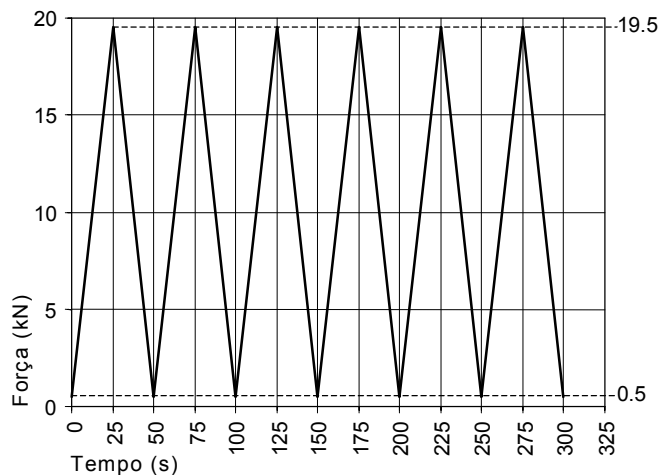


Figura 6.9 – Curva de carregamento cíclico usada para a determinação do módulo de elasticidade das argamassas

Para determinar os deslocamentos na zona central do provete foram utilizados três transdutores (com um campo de medida de 1.0 mm e com 0.25% de precisão) equidistantes de 120°, acoplados a dois anéis circulares fixos ao provete e afastados de 50 mm, de acordo com a disposição apresentada na Figura 6.8.

Por forma a tornar a transmissão das cargas o mais uniforme possível, foi colocada uma esfera entre o prato superior da prensa e a face superior do provete, que assim permitiu a materialização de uma rótula, inexistente no sistema.

A reduzida altura dos provetes (80 mm) obrigou à adopção de uma elevada base de medida dos deslocamentos ($L_0 = 50$ mm) devido à necessidade de registar deslocamentos com ordem de grandeza compatível com a precisão dos LVDT's. Este facto pode tornar o ensaio particularmente sensível ao efeito de confinamento provocado pelo atrito entre as faces do provete e os elementos transmissores de carga. Por esta razão, procedeu-se à colocação, em cada uma das duas faces do provete a ensaiar, de duas folhas de *teflon* com 5.0 μm de espessura, convenientemente lubrificadas. Através deste procedimento pretendeu-se diminuir o atrito referido e, conseqüentemente, o confinamento na zona de medição dos deslocamentos, o que conduziu a que o estado de tensão instalado correspondesse a um estado de tensão mais próximo do uniaxial.

A força máxima de 19.5 kN, aplicada no decurso do ensaio, foi escolhida de modo a assegurar que, para a argamassa menos resistente, não fosse ultrapassada a tensão de cerca de 1/3 da tensão de rotura prevista. Desta forma, garantiu-se uma resposta linear do material durante os vários ciclos de carga realizados.

O valor do módulo de elasticidade de cada composição foi determinado através do cálculo, com base no método dos mínimos quadrados, da inclinação da recta que melhor aproximou o conjunto de pontos registados nos ramos ascendentes dos seis ciclos de carga e descarga realizados. Foram apenas considerados os pontos correspondentes a forças superiores a 5% da força de rotura.

No fim dos ciclos de carga referidos, os provetes foram sujeitos a forças crescentes de compressão até atingirem a rotura, de modo análogo ao realizado para os provetes de 40x40x160 mm³, utilizados na avaliação da resistência à compressão das diferentes composições.

6.4 ENSAIOS EM BETÕES

Foram realizadas diversas amassaduras de betão, em cumprimento de um programa experimental organizado com o objectivo de contribuir para o melhor conhecimento da influência da incorporação de cinzas volantes em betões, nomeadamente em BED.

Neste sub-capítulo descrevem-se os procedimentos adoptados no fabrico, na moldagem e na conservação dos provetes de betão. Também são apresentados todos os ensaios realizados e que tiveram como objectivo caracterizar o comportamento no estado fresco e no estado endurecido das composições produzidas.

6.4.1 AMASSADURA

O principal objectivo a satisfazer durante a operação de amassadura de um betão consiste em assegurar a homogeneidade da mistura, garantindo o envolvimento da superfície dos agregados por quantidades suficientes de pasta ligante. A eficácia da mistura é condicionada pelo tipo de equipamento utilizado, bem como pelo tipo de materiais empregues.

Se para betões convencionais não há unanimidade quanto ao estabelecimento de um procedimento de mistura único que permita garantir a eficiência da mistura, para BED este aspecto ainda proporciona maior discussão, até pela relevância que nestes casos assume. A necessidade de recorrer à adição de mais componentes, nomeadamente os superplastificantes e as adições minerais, vem dificultar a definição do procedimento a adoptar. As principais questões que se podem apontar

quanto à adopção de determinada metodologia de mistura são, fundamentalmente, a determinação da melhor sequência e do tempo de adição mais adequado para os vários componentes que conduzam à obtenção do melhor desempenho.

Apesar desta problemática não ter sido considerada relevante para este trabalho, houve a preocupação de adoptar um procedimento de mistura único, a usar em todas as amassaduras. O procedimento adoptado, baseou-se na experiência laboratorial adquirida e o tempo de adição do SP foi fixo em função das sugestões fornecidas pelo fabricante, confirmadas na bibliografia sobre o assunto e validadas através de amassaduras experimentais.

Todas as amassaduras foram realizadas no mesmo misturador com 120 litros de capacidade máxima, de eixo vertical e pás rotativas.

O procedimento de mistura empregue consistiu em:

- humedecer o misturador;
- introduzir os agregados sequencialmente (brita, areia grossa e areia fina), iniciando-se a operação com o material mais grosso e terminando no mais fino;
- colocar o misturador em funcionamento, permitindo a mistura dos elementos granulares durante um minuto;
- avaliar o teor de humidade médio da mistura dos agregados e efectuar a correspondente correcção da quantidade de água a adicionar;
- introduzir o material ligante (cimento e, eventualmente, cinzas volantes);
- misturar durante um minuto;
- introduzir a quantidade de água da amassadura prevista, retirando cerca de 200 ml (a introduzir posteriormente, juntamente com o SP);
- misturar durante dois minutos;
- introduzir o superplastificante e os 200 ml de água em falta;
- misturar dois minutos.

O teor de humidade médio dos agregados foi determinado através da diferença entre a massa de uma amostra conforme recolhida do tambor do misturador e a massa da mesma amostra depois de seca. Para tal, depois de devidamente misturados os três tipos de agregados utilizados, procedeu-se à recolha de cinco amostras com cerca de 100 g cada, extraídas de diferentes locais da mistura, as quais foram secas durante um período de 15 minutos num microondas. Recorrendo

ao valor médio dos resultados da aludida diferença de massa de cada uma das cinco amostras, foi corrigida a dosagem de água a introduzir na mistura. A correcção na dosagem dos agregados não foi efectuada visto as diferenças detectadas não parecerem ser significativas.

Se não for contabilizado o tempo necessário à avaliação do teor de humidade dos agregados, o procedimento de execução da amassadura demora cerca de seis minutos a concretizar, desde a entrada em funcionamento do misturador, até à sua conclusão, o que perfaz cerca de quatro minutos após a adição de água ao ligante.

6.4.2 COMPORTAMENTO DO BETÃO FRESCO

Após a execução da amassadura, conforme descrito no ponto anterior, procedeu-se à avaliação das suas propriedades em fresco. Para tal, foi decidido avaliar a trabalhabilidade das diferentes composições através da realização de ensaios simples, correntemente adoptados em betões convencionais: o ensaio de abaixamento e o ensaio de espalhamento.

Os ensaios foram realizados em consonância com o previsto na NP 87 (para o ensaio de abaixamento), na norma DIN 1045 (para o ensaio de espalhamento), e já foram abordados em 3.4.1.1 e 3.4.1.2, respectivamente. O recurso a estes dois tipos de ensaio foi motivado, fundamentalmente, pela sua facilidade de execução, pelo seu uso generalizado em obra e, também, pelo facto de o valor medido em cada um dos ensaios poder ser indicador de duas diferentes características reológicas do sistema: a tensão limite de escoamento e a viscosidade.

A realização destes ensaios permitiu, também, enquadrar os betões produzidos nas classes de abaixamento e de espalhamento indicadas na prEN 206-1, 2000.

6.4.3 MOLDAGEM, CONSERVAÇÃO, TIPO E DIMENSÃO DOS PROVETES UTILIZADOS

Para a fabricação dos provetes, precedeu-se ao preenchimento dos respectivos moldes em duas camadas consecutivas, com volume semelhante. Concluída a colocação de cada uma das camadas, os provetes foram compactados numa mesa vibratória (Figura 6.10). Sem comprometer a homogeneidade da mistura, o período de tempo de actuação da mesa vibratória foi o considerado necessário à libertação

do máximo possível de ar aprisionado. Cada tempo de vibração, para a totalidade das amassaduras realizadas, não ultrapassou os 20 segundos.



Figura 6.10 – Moldagem de provetes cilíndricos de 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura

Após a operação de preenchimento e compactação dos provetes, procedeu-se à regularização da superfície de betão exposta ao ar. Seguidamente, os provetes foram armazenados em câmara húmida, onde permaneceram, até à desmoldagem, à temperatura de 21°C e humidade relativa superior a 90%.

A desmoldagem dos provetes foi realizada cerca de 24 horas após a amassadura e a sua conservação, até à data de realização dos ensaios, foi efectuada por imersão em água a uma temperatura de 21°C, dentro de um tanque situado no interior da câmara húmida (Figura 6.11).



Figura 6.11 – Conservação dos provetes imersos em água na câmara húmida

Para cada composição, fabricada com uma quantidade de ligante superior ou igual a 500 kg/m³, foram moldados 32 cubos de 100 mm de aresta, 12 cilindros de 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura e 12 prismas com 850x100x100 mm³. Para

as composições fabricadas com 400 kg/m³ de ligante, foram moldados apenas 24 cubos de 100 mm de aresta, 3 cilindros de 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura e 3 prismas com 850x100x100 mm³.

Quadro 6.16 – Provetes usados no programa experimental

Amassadura	Ligante (kg/m ³)	Volume (L)	Provetes	Ensaio	Idade (dias)	N.º provetes
0	400 500 600	50	4 cubos 100x100x100 mm ³	corte	> 90	3
			3 cilindros φ150x300 mm ³	compressão	> 90	2
				compressão diametral	> 90	1
			3 prismas 100x100x850 mm ³	flexão*	> 90	3
1	500 600	85	4 cubos 100x100x100 mm ³	compressão	3	3
			9 cilindros φ150x300 mm ³	compressão	7	2
					28	2
					56	2
				compressão diametral	7	1
					28	1
					56	1
			3 prismas 100x100x850 mm ³	flexão*	56	3
2	500 600	85	24 cubos 100x100x100 mm ³	compressão	7	3
					28	3
					56	3
					90	3
					> 90	3
			corte	7	3	
				28	3	
				56	3	
			6 prismas 100x100x850 mm ³	flexão*	7	3
			28		3	
3	400	40	20 cubos 100x100x100 mm ³	compressão	3	3
					7	3
					28	3
					56	3
					90	3
					> 90	3
			3 cilindros φ150x300 mm ³	compressão	> 90	3

(*) – os meios prismas resultantes do ensaio de flexão foram, posteriormente, utilizados nos ensaios de durabilidade (absorção de água por imersão e por capilaridade e penetração de cloretos em estado não estacionário).

Inicialmente foram realizadas amassaduras experimentais (designadas por amassaduras 0 no quadro 6.16) que permitiram, para cada quantidade de ligante utilizada (400 kg/m^3 , 500 kg/m^3 e 600 kg/m^3), fixar a razão A/L a adoptar, bem como produzir alguns provetes. Só depois de aferido o processo foi iniciada a execução das restantes amassaduras (designadas por amassaduras 1, 2 e 3 no Quadro 6.16), que permitiram a moldagem do tipo e número de provetes apresentado no Quadro 6.16.

6.4.4 AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DO BETÃO

O comportamento mecânico dos betões produzidos foi avaliado através da realização de ensaios de compressão uniaxial, compressão diametral, flexão e corte. Estes ensaios foram escolhidos de modo a poder caracterizar o desempenho dos BED fabricados e estudar o efeito da adição de cinzas volantes relativamente aos esforços mecânicos mais relevantes, cujo conhecimento é essencial no projecto de estruturas de betão armado: compressão, tracção, flexão e corte.

O ensaio de compressão uniaxial foi realizado em provetes cúbicos de 100 mm de aresta e em cilindros de 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura. A realização destes ensaios teve como objectivo a determinação, em idades distintas, da tensão de rotura e do módulo de elasticidade das várias composições estudadas.

O ensaio de compressão diametral, realizado em provetes cilíndricos com 150 mm de diâmetro e cerca de 96.5 mm de altura, possibilitou estimar a resistência à tracção dos betões.

O ensaio de flexão teve como intuito fundamental determinar a relação $F - \delta$ de forma a avaliar o comportamento até ao esgotamento da capacidade de deformação do provete. Com base nos resultados obtidos nestes ensaios, foi quantificada a energia de fractura, a resistência à tracção por flexão, o comprimento característico e o módulo de elasticidade em flexão. Este ensaio consistiu em avaliar a resposta de provetes prismáticos com $100 \times 100 \times 850 \text{ mm}^3$ a uma carga aplicada a meio vão. Antes de submeter os provetes a ensaio, foi executado um entalhe a meio vão, perpendicularmente ao respectivo eixo longitudinal.

O ensaio de corte foi realizado em provetes cúbicos de 100 mm de aresta, previamente entalhados de modo a que a rotura fosse provocada por esforços de corte.

A totalidade dos ensaios mecânicos foram efectuados recorrendo a um sistema controlado em malha fechada, denominado *SENTUR* (Freitas, Barros e Fonseca, 1998).

6.4.4.1 EQUIPAMENTO USADO PARA CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO: *SENTUR*

O *SENTUR* é um equipamento móvel servo-controlado que permite efectuar ensaios estáticos e dinâmicos em elementos estruturais. Este sistema, do qual se apresenta uma ilustração na Figura 6.12, é constituído por um grupo hidráulico, um controlador digital e um actuador, sendo o comando efectuado através de *software* desenvolvido para o efeito. Ao *SENTUR* podem ser acoplados actuadores hidráulicos específicos, integrados em estruturas de reacção, ou pode comandar o funcionamento da prensa hidráulica existente no Laboratório Professor Júlio Barreiros Martins do Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho.

O *SENTUR* permite a leitura de um máximo de doze canais de transdutores de deslocamento, seis canais de transdutores de força e seis canais de extensometria. A aquisição de dados relativa à extensometria é feita com recurso a um processamento suplementar efectuado por um computador próprio ligado em rede ao computador principal. O sinal recebido por qualquer destes elementos de medida (força, deslocamento ou extensometria) pode ser seleccionado para controlar o ensaio.



(a) vista geral



(b) vista posterior

Figura 6.12 – Sistema móvel de ensaios estruturais: *SENTUR*

Tanto para deslocar o prato móvel da prensa (ver Figura 6.14), como para accionar o actuador triplo (ver Figura 6.13), foi utilizado o grupo hidráulico acoplado ao

SENTUR. No caso da prensa tratou-se de uma adaptação ao equipamento já existente, enquanto que para o caso do actuador triplo, este foi desenvolvido especificamente para trabalhar conjuntamente com o *SENTUR*.

A prensa, quando associada ao grupo hidráulico próprio, tem uma capacidade máxima de 3000 kN. No entanto, quando associada ao *SENTUR*, passa a estar limitada à capacidade do grupo hidráulico deste sistema, ou seja passa para 2000 kN a força máxima aplicável. A aferição da força instalada é efectuada com recurso a um transdutor de pressão que mede a pressão do óleo sobre o êmbolo.

O actuador triplo (Figura 6.13) tem 250 kN de capacidade máxima de carga, 200 mm de curso e é constituído por três cilindros: os laterais com 100 kN de capacidade máxima e o central com 50 kN. Os cilindros estão ligados a um elemento de elevada rigidez que obriga à uniformização dos seus movimentos.

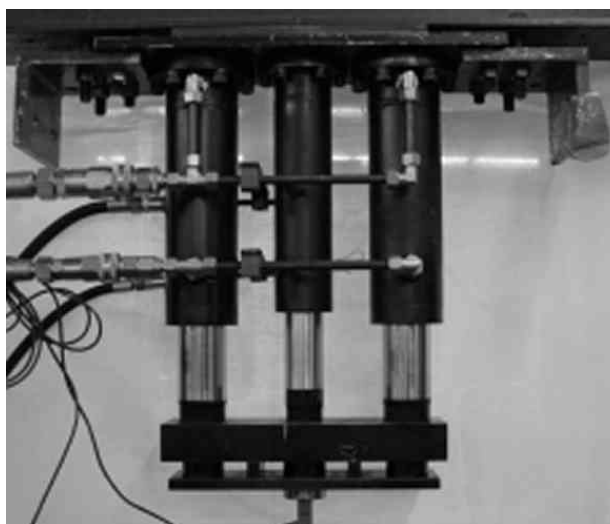


Figura 6.13 – Actuador triplo

Este actuador permite optar por três diferentes limites de carga, consoante se activam: o conjunto dos três cilindros em simultâneo (250 kN); os dois cilindros laterais (200 kN); ou apenas o cilindro central (50 kN). Esta versatilidade permite, (quando convenientemente seleccionando o nível de carga solicitado ao actuador em função da carga máxima estimada) efectuar uma maior gama de ensaios, sem comprometer a indispensável estabilidade e rigor de controlo. A concepção deste actuador teve ainda em atenção o facto de se pretender garantir a necessária estabilidade dos ensaios onde a força actuante é reduzida, conforme é o caso, por exemplo, dos ensaios de flexão em provetes de betão. Fazendo deslocar os cilindros laterais é possível instalar uma pré-carga no cilindro central, bem como e de modo análogo, deslocando o cilindro central, é possível aplicar uma pré-carga aos cilindros laterais. Este procedimento contribui para a introdução de forças iniciais nos cilindros activos que, desta forma, poderão ter sempre uma carga não nula, o que contribui decisivamente para a estabilidade do ensaio. A aplicação dos

regimes de pré-carga efectua-se de forma automática, por intermédio do *software* já desenvolvido (Barros, Cruz e Ullrich, 1999).

O conjunto constituído pelo *SENTUR*, actuador, sensor de controlo e provete, forma um mecanismo em malha fechada. O *software* de controlo fornece o sinal de comando ao elemento controlado e o sensor de controlo retorna um sinal ao controlador indicando como o elemento controlado respondeu. Por sua vez o controlador reage à diferença verificada entre os sinais de comando e de retorno e ajusta o sinal de comando que activa o actuador hidráulico por forma a corrigir a diferença registada (Barros, 1995).

6.4.4.2 CARACTERÍSTICAS DA PRENSA

Quando em funcionamento com o seu grupo hidráulico, a prensa tem capacidade máxima de carga de 3000 kN, mas o controlo apenas pode ser efectuado por força, sendo somente registada a carga aplicada ao provete. Quando ligado o *SENTUR* à prensa, os ensaios podem ser efectuados por intermédio de controlo de deformação ou de força, mas a capacidade máxima de carga é de apenas 2000 kN. Neste último caso, a prensa é utilizada como estrutura de reacção com actuador acoplado, sendo a aquisição de dados processada automaticamente, de acordo com o intervalo de tempo definido pelo operador no procedimento adoptado. Assim, recorrendo ao *SENTUR*, é possível registar os valores da força aplicada e respectivos deslocamentos sofridos ao longo da totalidade do ensaio, ficando estes valores guardados em ficheiro para posterior tratamento.

A prensa utilizada tem o prato superior fixo e o prato inferior móvel. Conforme estipula a especificação do LNEC E226 de 1968, ao prato superior está acoplada uma rótula que ajuda a garantir a uniformidade da tensão aplicada.

Conforme referido em 4.2, a determinação para os BED da curva total $\sigma - \epsilon$, incluindo a fase de amolecimento, exige o uso de prensas com elevada rigidez axial. Como ordem de grandeza da rigidez necessária, que deve no mínimo ser semelhante à dos provetes a ensaiar, indica-se a da prensa utilizada por Júnior, 1999, na Universidade Politécnica da Catalunha, UPC, em betões que apresentavam resistências à compressão até cerca de 60 MPa: 1730 kN/mm. Ainda a título indicativo, uma prensa MTS 315.02, com capacidade máxima de 2700 kN, é dotada de uma rigidez axial de 9000 kN/mm (MTS, 1994).

Assim, de modo a avaliar a adequabilidade da prensa para a determinação do comportamento pós-pico em compressão uniaxial de betões cuja resistência máxima esperada deverá estar compreendida entre os 60 MPa e os 70 MPa, foi

necessário proceder à determinação da rigidez do sistema. Por interposição de um calibrador mecânico de rigidez conhecida, entre os pratos da prensa, foi possível proceder à medição do deslocamento sofrido a meio vão da travessa superior, quando sujeita a cargas até cerca de 2300 kN. A medição do referido deslocamento foi efectuada com recurso a deflectómetros aí instalados. Além do deslocamento a meio vão da travessa superior, também foram registados os deslocamentos nos topos dos montantes.

O valor obtido para a rigidez do conjunto foi de 1485 kN/mm. Fazendo uma avaliação diferenciada dos diferentes deslocamentos medidos, foi possível verificar que cerca de 77% da deformação vertical total do conjunto era devida à deformação axial dos dois montantes existentes, constituídos em aço e com secção circular de 120 mm de diâmetro.

Apesar de o valor determinado não se afastar significativamente do da prensa existente na UPC, através de ensaios preliminares em provetes cilíndricos de betão, constatou-se que a rigidez disponível não era suficiente para avaliar o comportamento pós-pico de betões com resistências à compressão superiores a cerca de 60 MPa. Para obviar este facto, procedeu-se ao reforço da prensa, tendo presente que, no essencial, se deveria actuar no reforço da rigidez axial dos montantes. A solução final adoptada apresenta-se na Figura 6.14, onde é possível identificar os montantes de reforço, bem como os respectivos suportes que envolvem exteriormente a estrutura anterior, formando dois pórticos transversais de confinamento.

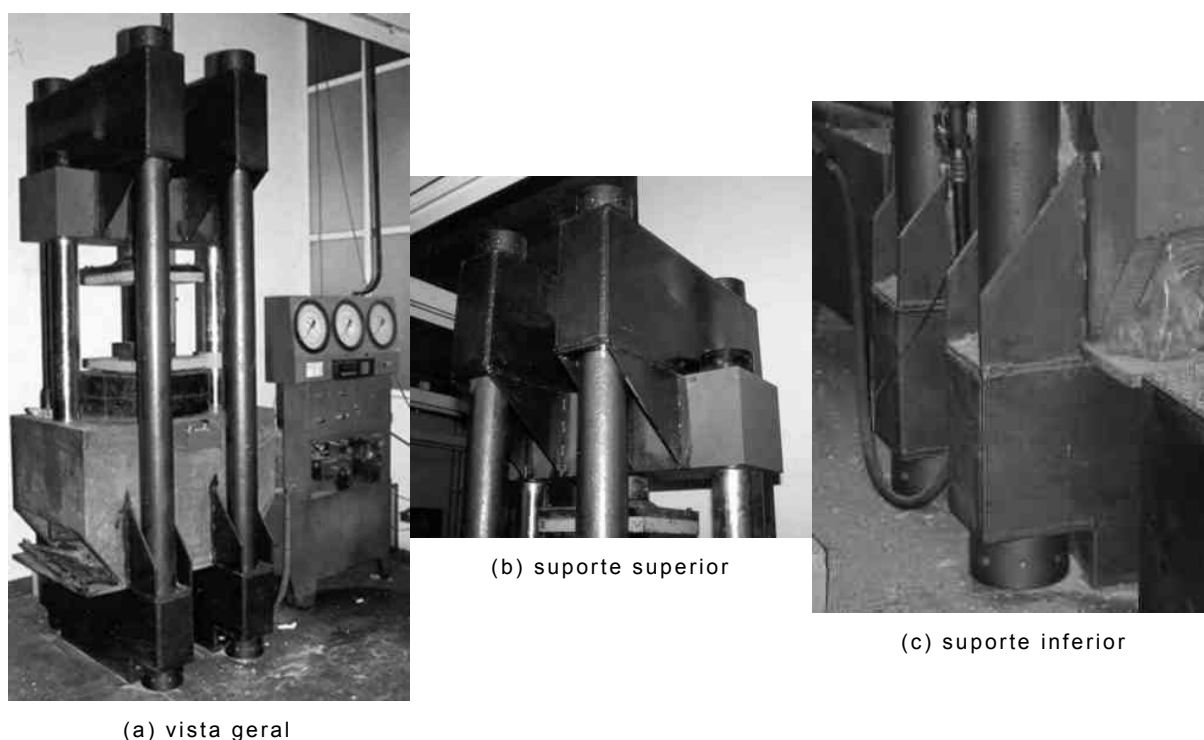


Figura 6.14 – Prensa reforçada

Os montantes de reforço foram executados recorrendo a barras cilíndricas com 150 mm de diâmetro. Os suportes foram realizados com chapas exteriores de aço de 16 mm e reforçadas interiormente com uma chapa de 10 mm colocada no sentido longitudinal, em posição central. As extremidades dos montantes de reforço foram roscadas de modo a permitir a solidarização do conjunto através de porcas de aperto. Esta ligação foi executada de modo a garantir um pré-esforço dos montantes de reforço e, assim, uniformizar os deslocamentos dos vários montantes (dois preexistentes e quatro suplementares). O reforço da prensa assim realizado provocou um aumento da rigidez axial para o dobro, passando para o valor de 2855 kN/mm.

Quadro 6.17 – Características dos equipamentos de medida

Designação	Referência	Tipo	Campo de medida	Capacidade máxima	Precisão	Ensaio
LVDT 1	19948	transdutor indutivo de deslocamentos	5.0 mm	–	0.09%	compressão uniaxial de cilindros e cubos; compressão diametral; flexão; corte
LVDT 2	8156	transdutor indutivo de deslocamentos	5.0 mm	–	0.05%	compressão uniaxial de cilindros e cubos; flexão;
LVDT 3	13625	transdutor resistivo de deslocamentos	6.3 mm	–	0.05%	compressão uniaxial de cilindros; compressão diametral; flexão;
LVDT 4	2987	transdutor indutivo de deslocamentos	25.0 mm	–	0.08%	compressão uniaxial de cilindros e cubos; compressão diametral
LVDT 5	31923	transdutor indutivo de deslocamentos	5.0 mm	–	0.16%	módulo de elasticidade
CC 1	S91165	transdutor de força	–	10.0 kN	0.05%	flexão
CC 2	H32200	transdutor de força	–	100.0 kN	0.05%	corte
CC3	1221ex	transdutor de força	–	250.0 kN	0.015%	módulo de elasticidade
TP	prensa	transdutor de pressão	–	–	–	compressão uniaxial de cilindros e cubos; compressão diametral

6.4.4.3 CARACTERÍSTICAS DOS EQUIPAMENTOS DE MEDIDA

Com excepção do transdutor de pressão usado para aferição do valor da força actuante nos ensaios realizados na prensa, na totalidade dos restantes ensaios, as cargas foram avaliadas por intermédio de transdutores de força e as deformações por transdutores de deslocamentos (LVDT's – *linear voltage displacement transducers*). Nos ensaios realizados para determinação do módulo de elasticidade

dos betões, também foram utilizados, em alguns casos, extensómetros eléctricos colados à superfície dos provetes. No Quadro 6.17, apresentam-se as principais características dos equipamentos utilizados.

6.4.4.4 COMPRESSÃO UNIAXIAL DE PROVETES CILÍNDRICOS

O comportamento das diferentes composições em compressão uniaxial foi avaliado por intermédio de ensaios em provetes cilíndricos com 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura.

De modo a avaliar o comportamento das diferentes composições ao longo do tempo, procedeu-se ao ensaio de provetes em idades distintas. Para cumprir o programado, foram testados aos 7, 28, 56 e mais de 300 dias dois provetes em cada idade. Houve uma preocupação inicial em cumprir com rigor as datas de ensaio previstas, principalmente nas idades mais jovens, sendo os provetes correspondentes à avaliação da resistência a longo prazo ensaiados em datas próximas dos 300 dias.

No dia anterior à data prevista para o ensaio, os provetes cilíndricos foram retirados da câmara húmida, onde se encontravam imersos em água, para se proceder à sua preparação. A preparação dos cilindros de betão consistiu na regularização da face que não esteve em contacto com o molde, através de capeamento com argamassa à base de enxofre, tornando-a plana e assegurando o necessário paralelismo das faces. Para material de capeamento foi utilizado um composto, disponível comercialmente, constituído por uma mistura de enxofre e partículas minerais finas. De acordo com os dados fornecidos pelo fabricante, a resistência à compressão avaliada em cubos de 50.8 mm de aresta e determinada satisfazendo o previsto na ASTM C617, ultrapassava os 55 MPa às duas horas. A resistência à compressão da argamassa de capeamento satisfaz os valores indicados em 4.2, o que valida a sua aplicação em provetes de betão cuja resistência à compressão máxima se prevê ser da ordem dos 60 MPa a 70 MPa.

Ainda como preparação do ensaio, antes da colocação dos provetes na prensa, procedeu-se à montagem de anéis circulares onde serão fixos os transdutores de deslocamentos. Para tal, recorreu-se a três anéis, sendo um colocado a meia altura do provete onde será acoplado, na direcção perpendicular ao seu eixo um transdutor (LVDT 3) de modo a medir o deslocamento transversal nessa mesma zona. Este anel, é aberto ao longo de uma geratriz e pivotante ao longo da diametralmente oposta. Os outros dois anéis foram montados distanciados de

60 mm e foram colocados simetricamente em relação ao anel central. No anel superior colocou-se um transdutor de deslocamentos (LVDT 2), para medir o deslocamento ocorrido em relação ao anel inferior, onde está localizada a superfície de encosto do respectivo cursor. Na Figura 6.15, é possível visualizar o provete já capeado e com os três anéis colocados, o que facilita a compreensão da descrição anterior.

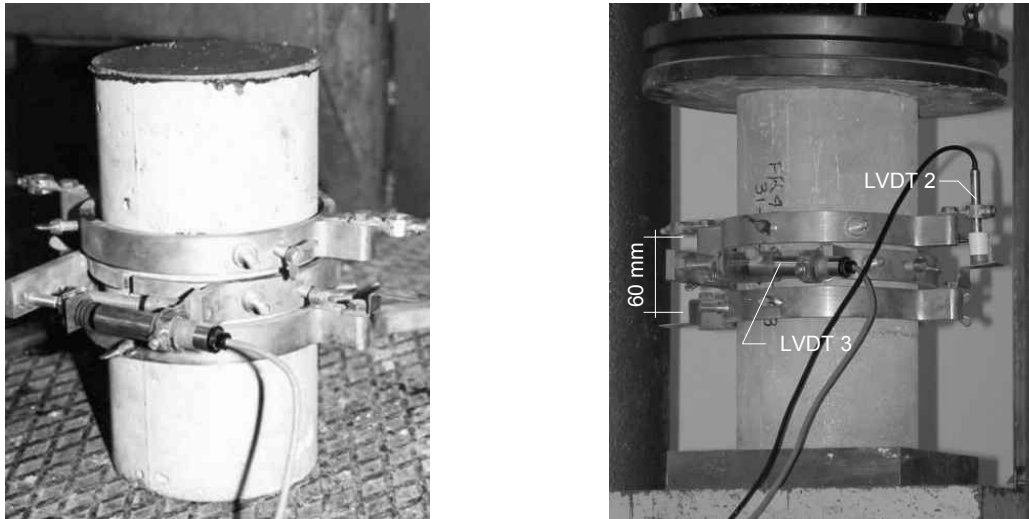
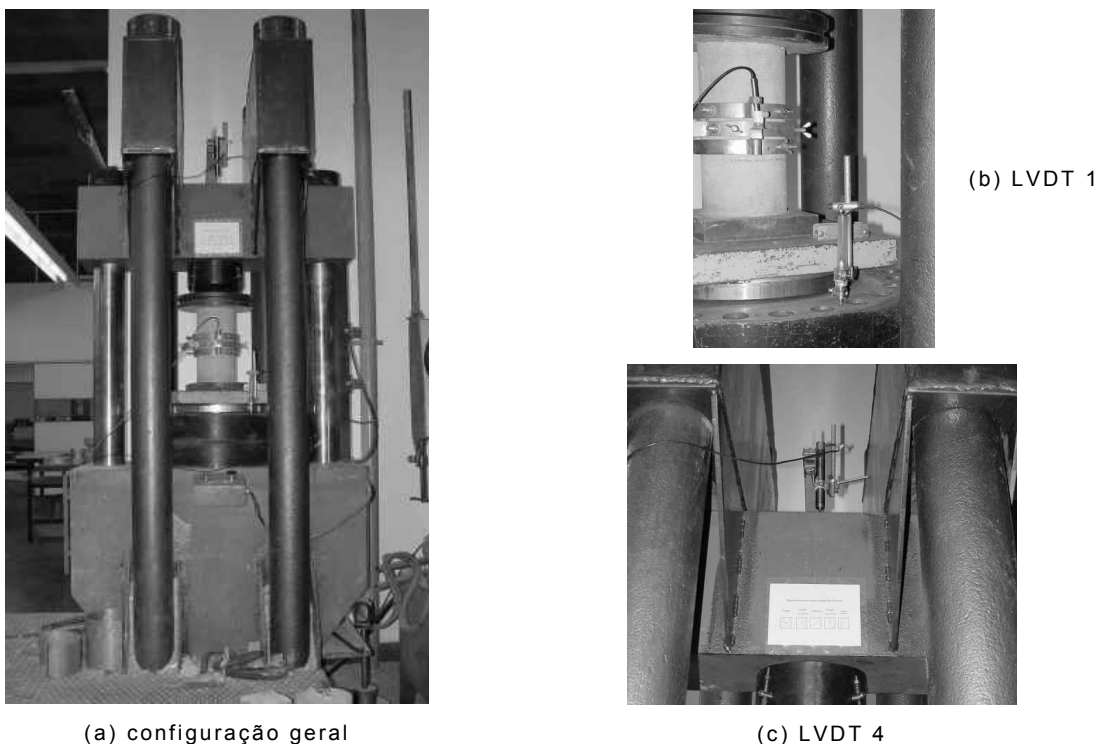


Figura 6.15 – Provete cilíndrico preparado para ensaio de compressão

Os ensaios foram conduzidos sob controlo do deslocamento do prato móvel da prensa, e aferidos, em simultâneo, os deslocamentos axiais da zona central do provete, a expansão transversal na direcção perpendicular ao eixo do provete e o deslocamento a meio vão sofrido pelo travessão superior da prensa.



(a) configuração geral

(c) LVDT 4

Figura 6.16 – Ensaio de compressão uniaxial de provetes cilíndricos

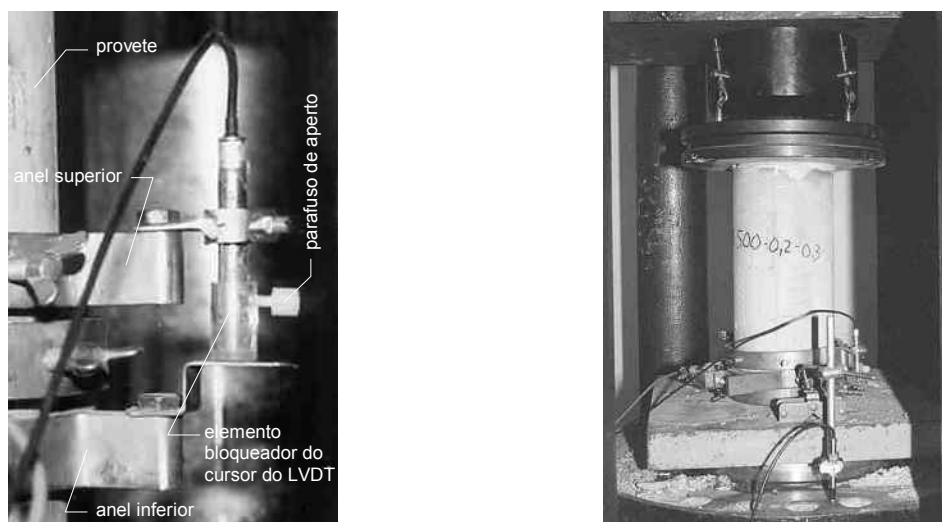
O deslocamento do prato móvel da prensa foi avaliado recorrendo ao transdutor LVDT 1, sendo o deslocamento aferido relativamente a um local que se pode considerar isento de deformação. O deslocamento da travessa superior da prensa foi determinado através de um transdutor de menor precisão, LVDT 4, ligado a um elemento exterior à prensa materializado através de uma barra metálica presa a uma parede do laboratório.

Na Figura 6.16 (a) apresenta-se o aspecto geral de um ensaio em curso, sendo possível verificar na Figura 6.16 (b) o pormenor referente ao transdutor de controlo e na Figura 6.16 (c) o detalhe relativo ao transdutor avaliador da rigidez da prensa.

Os ensaios foram realizados com uma velocidade do deslocamento de controlo constante e igual a $2.0 \mu\text{m/s}$ e os parâmetros medidos no decurso do ensaio foram registados em intervalos de tempo espaçados de 1.0 s.

A opção pelo controlo do ensaio com recurso ao LVDT que mede o deslocamento ascensional do prato móvel da prensa é justificada pelo facto de, predominantemente durante a fase de amolecimento, ocorrer macrofendilhação e destacamento superficial no provete de betão, o que dificulta a obtenção do diagrama de tensões-extensões completo. De facto, quando se recorre a instrumentos de medida (LVDT's ou extensómetros) fixos ao provete, em particular no seu terço central, ou quando o ensaio é controlado através do deslocamento relativo entre anéis dispostos, também, no terço central do provete, o ensaio poderá tornar-se instável. Outra questão fundamental, que deve ser levada em linha de conta, prende-se com o facto de a rotura poder ocorrer com uma elevada libertação de energia, típica dos materiais com comportamento frágil (como o esperado para os BED), o que pode danificar irremediavelmente os instrumentos de medida aí instalados. A juntar às observações descritas, deve também ser considerado que, se o *SENTUR* detectar que algum dos transdutores não se encontra no seu campo linear de medida, interrompe de imediato o ensaio, o que inviabiliza a avaliação do comportamento do provete de betão.

Para obviar o surgimento dos mais que prováveis problemas anteriormente apontados e, mais uma vez, porque a fendilhação na fase pós-pico pode originar deslocamentos apreciáveis, implicando a saída do campo linear de medida dos LVDT's usados, bem como, por forma a preservar o equipamento, os LVDT's foram trancados e os anéis nos quais estavam montados foram removidos da zona de dano quando o nível de força atingiu cerca de 1/3 da carga máxima prevista. Desta forma, o comportamento pós-pico foi avaliado através dos deslocamentos do prato móvel da prensa, que continuou a ser medido e em relação ao qual continuou a ser realizado o controlo do ensaio até à sua conclusão.



(a) pormenor de um LVDT a bloquear

(b) ensaio em curso após remoção dos anéis

Figura 6.17 – Avaliação do comportamento pós-pico em compressão uniaxial de provetes cilíndricos

Os LVDT's foram montados com um dispositivo que permite, manualmente, fixar os seus cursores (Figura 6.17 (a)). Desta forma foi possível, quando atingida a carga prevista, proceder à operação de bloqueamento dos LVDT's, seguida do desaperto dos elementos de fixação dos anéis, descendo-os para local mais protegido, conforme se mostra na Figura 6.17 (b). Estas operações foram levadas a cabo sem interromper o normal decurso do ensaio. O equipamento de registo dos deslocamentos continuou a receber informação após a operação de bloqueamento dos LVDT's, só que assumindo valores constantes e iguais à última leitura. Posteriormente, na fase de processamento dos resultados, estes valores não foram considerados.

6.4.4.5 COMPRESSÃO UNIAXIAL DE PROVETES CÚBICOS

O comportamento à compressão uniaxial do betão também foi avaliado em ensaios realizados em provetes cúbicos com 100 mm de aresta.

De modo a avaliar com mais exactidão a evolução das características mecânicas ao longo do tempo, os BED estudados foram testados, recorrendo a amostras cúbicas, abrangendo uma maior quantidade de idades de ensaio do que as quatro usadas em provetes cilíndricos. Para estes provetes foi estabelecido um programa de ensaios que contemplou o ensaio de todas as composições aos 3, 7, 28, 56, 90 e uma idade superior a 180 dias. Tal como com os provetes cilíndricos houve uma grande preocupação em ser o mais rigoroso possível com o cumprimento das datas dos ensaios referentes às menores idades. Os ensaios em cubos com idade superior a 180 dias foram realizados entre os 180 e os 216 dias.

De modo semelhante ao efectuado com provetes cilíndricos, também se recorreu ao deslocamento do prato móvel da prensa para o controlo deste ensaio, medido por intermédio do LVDT 1. Todos os ensaios foram realizados impondo uma velocidade de deslocamento constante de $6.0 \mu\text{m/s}$.

Também os deslocamentos longitudinais do terço central do provete foram avaliados. A determinação destes deslocamentos foi feita de modo análogo às amostras cilíndricas. Os deslocamentos axiais, na direcção da aplicação da carga, foram aferidos recorrendo à montagem do LVDT 2 em aros quadrados de 120 mm de lado, colocados distanciados de 30 mm na zona central do cubo de betão.

De modo a garantir a continuidade do ensaio na região pós-pico, foi igualmente necessário proceder ao bloqueamento do LVDT 2 e posterior remoção dos aros, para salvaguarda da integridade do equipamento de medida.

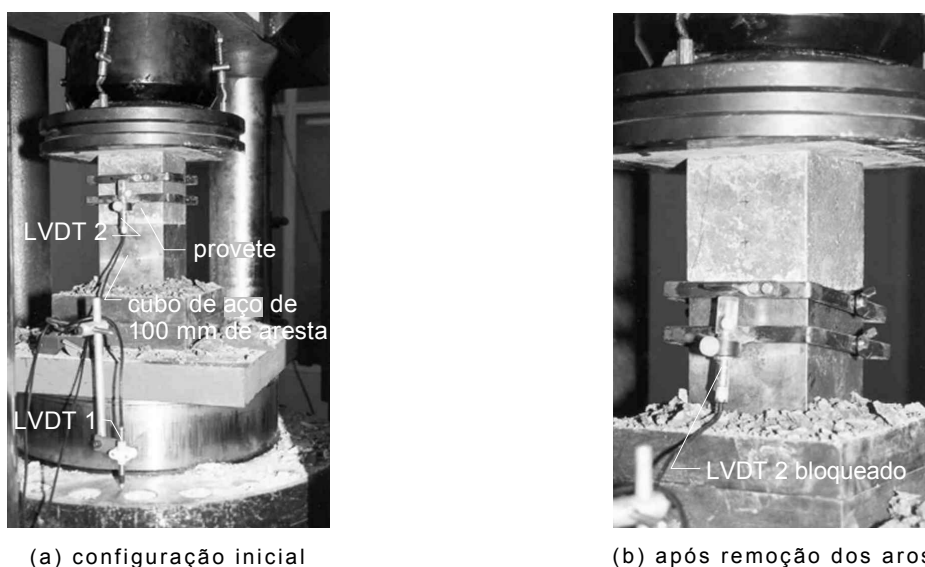


Figura 6.18 – Ensaio de compressão uniaxial de provetes cúbicos

Na Figura 6.18 é possível visualizar um ensaio em curso. A Figura 6.18 (a) representa a fase do ensaio em que a carga aplicada é inferior a $1/3$ da carga de rotura prevista e a Figura 6.18 (b) ilustra o ensaio de um provete após o bloqueamento do LVDT 2 e subsequente remoção dos aros.

Desde o início até ao término do ensaio todas as medições efectuadas (força e deslocamentos) foram registadas em ficheiro informático em intervalos de tempo de 0.5 segundos.

6.4.4.6 COMPRESSÃO DIAMETRAL DE PROVETES CILÍNDRICOS

Um dos processos utilizados para caracterizar o comportamento à tracção dos betões produzidos consistiu em submeter provetes cilíndricos ao ensaio de compressão diametral, também designado por ensaio brasileiro.

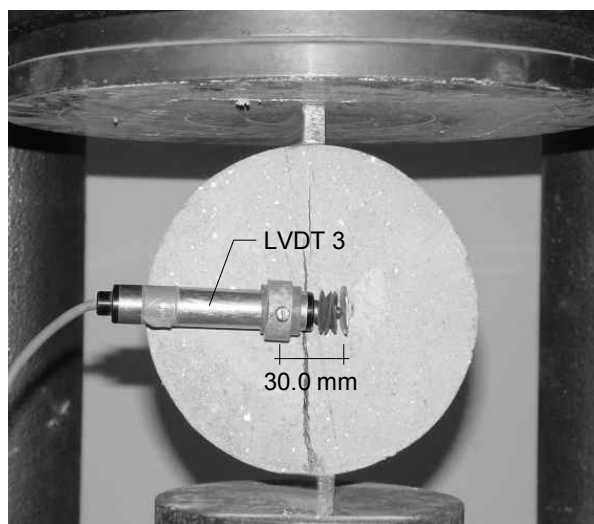
Para tal, quatro cilindros de 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura, foram reservados para a realização deste ensaio, que foi efectuado em quatro idades distintas: aos 7, 28, 56 dias e a uma idade mais avançada, superior a 300 dias. Em cada idade foram testadas três amostras, obtidas cortando por via húmida, com serra apropriada, um cilindro em aproximadamente três partes iguais, resultando provetes com 150 mm de diâmetro e cerca de 96.5 mm de altura.

Os ensaios foram realizados na prensa existente no laboratório e sob controlo de deslocamentos. O deslocamento de controlo usado, à semelhança dos ensaios de compressão uniaxial, foi o do prato móvel da prensa, onde foi instalado, para o efeito, o LVDT 1 (ver Figura 6.18 (a)). A velocidade de deslocamento adoptada foi de 2.0 $\mu\text{m/s}$.

Na Figura 6.19 (a) é possível visualizar um ensaio de compressão diametral em curso e, na Figura 6.19 (b), após atingida a rotura.



(a) em curso



(b) após atingida a rotura

Figura 6.19 – Ensaio de compressão diametral

O ensaio foi montado com o objectivo de avaliar o comportamento antes e depois de alcançada a força máxima. Para o efeito, foi colocado um transdutor de deslocamentos (LVDT 3) na direcção perpendicular à sollicitação, de modo a aferir os deslocamentos ocorridos antes da formação da primeira fenda de tracção e, posteriormente, registar a sua abertura. O LVDT 3 foi disposto de forma a

determinar os deslocamentos em relação a uma base de medida com 30 mm (ver Figura 6.19).

Os provetes foram convenientemente centrados na prensa, de forma a fazer com que o eixo de solicitação estivesse contido num plano diametral. Entre os pratos da prensa e as linhas de contacto com o provete, interpuseram-se elementos de aço com $10 \times 20 \times 100 \text{ mm}^3$, de forma a que a carga fosse aplicada ao longo de uma geratriz do provete.

Apesar das várias tentativas, que foram efectuadas fazendo variar a velocidade de deslocamento até $1.0 \mu\text{m/s}$, não foi possível determinar o comportamento em amolecimento do betão fendilhado. Dado que a rotura é demasiado frágil neste tipo de ensaio, para se conseguir registar o comportamento pós-fendilhação seria necessário que a estrutura de reacção tivesse maior rigidez, que os transdutores de deslocamentos fossem mais precisos, principalmente o de controlo, e que o sistema de controlo do *SENTUR* respondesse mais rapidamente à brutal alteração de rigidez ocorrida aquando da fendilhação do provete.

Em alternativa, foi tentada a possibilidade de efectuar o ensaio considerando como variável de controlo o deslocamento diametral, o que também se revelou infrutífero. Os reduzidos deslocamentos verificados não permitiram um controlo eficaz, carecendo o sistema utilizado de maior sensibilidade. Por outro lado, verificou-se que a velocidade do deslocamento do prato móvel da prensa de $1.0 \mu\text{m/s}$ não era a mais adequada, uma vez que a resposta com a velocidade de $2.0 \mu\text{m/s}$ se revelou significativamente melhor. Não sendo possível assegurar a estabilidade do ensaio e depois de esgotadas todas as possibilidades oferecidas pelo sistema *SENTUR* associado à prensa, os ensaios subsequentes foram realizados sob controlo de deslocamentos, com a velocidade de $2.0 \mu\text{m/s}$, mas sem instrumentação do provete com o transdutor LVDT 3.

Nestas circunstâncias, ficou inviabilizado o estudo do comportamento dos BED produzidos, sujeitos ao mecanismo de rotura inerente a este tipo de ensaio. O principal resultado deste ensaio limitou-se à determinação da tensão de rotura por compressão diametral, $f_{ct,sp}$, função da força máxima aplicada e das dimensões do provete.

6.4.4.7 FLEXÃO

O comportamento em flexão dos betões produzidos foi avaliado por intermédio de ensaios de flexão, realizados sob três pontos de carga em provetes com dimensões de $100 \times 100 \times 850 \text{ mm}^3$. Os ensaios foram efectuados aos 7, 28, 56 dias de idades e

noutra, superior a 150 dias. Em cada uma dessas idades foram testados três provetes de cada composição.

No dia anterior ao agendado para o ensaio, procedeu-se à preparação dos provetes, que consistiu na realização de um entalhe com cerca de 25.0 mm de profundidade e 5.0 mm de espessura, localizado a meio vão, na face oposta à de betonagem e perpendicularmente ao eixo longitudinal. O entalhe foi efectuado através de corte húmido com uma serra mecânica apropriada.

A configuração do ensaio adoptada encontra-se representada na Figura 6.20. O controlo do ensaio foi efectuado através do sistema *SENTUR*, associado ao actuador triplo descrito em 6.4.4.1. Como estrutura de reacção recorreu-se a um pórtico metálico constituído por perfis HEB200 cuja configuração final foi estabelecida de modo a assegurar a rigidez necessária à estabilidade do ensaio. Depois de efectuados alguns ensaios preliminares foi possível comprovar o bom desempenho da estrutura de reacção. A realização dos ensaios preliminares ainda permitiu calibrar o ganho da placa de aquisição, que se revelou outro dos parâmetros bastante sensível ao tipo de resposta do sistema.

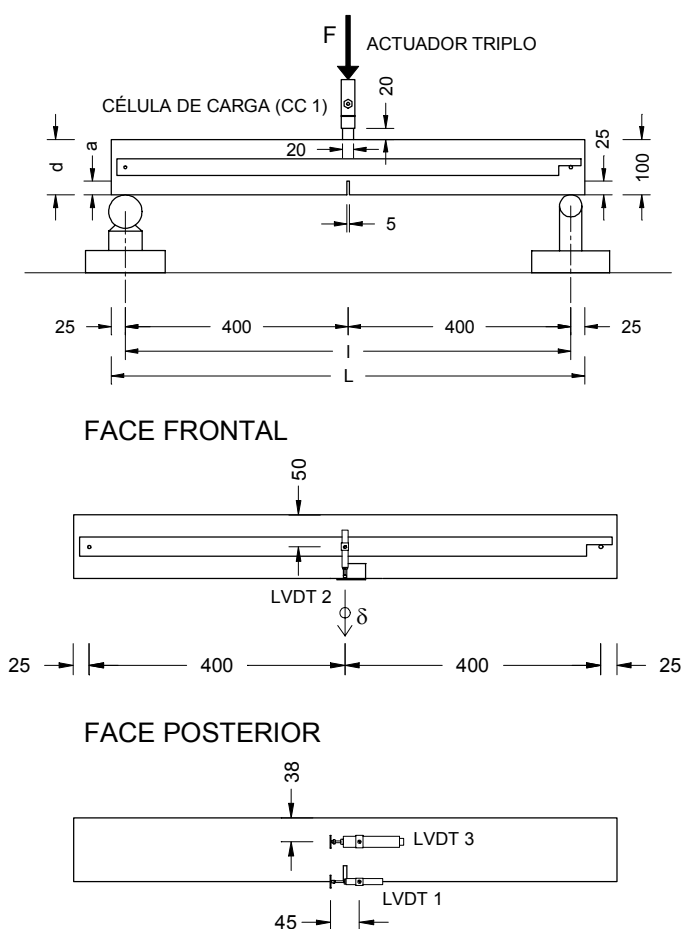


Figura 6.20 – Configuração do ensaio de flexão (dimensões em mm)

Para a concretização do ensaio, o provete foi colocado sobre apoios ligados a uma viga do pórtico de reacção. Ambos os apoios (ver Figura 6.21) foram seleccionados

por forma a permitirem que livremente ocorram rotações no plano longitudinal do provete, ao mesmo tempo que restringem os movimentos verticais. Além deste impedimento, o apoio da esquerda (Figura 6.21 (a)) permite ainda a ocorrência de pequenos deslocamentos na direcção do eixo do provete e rotações no sentido transversal, de forma a atender a possíveis empenamentos deste.

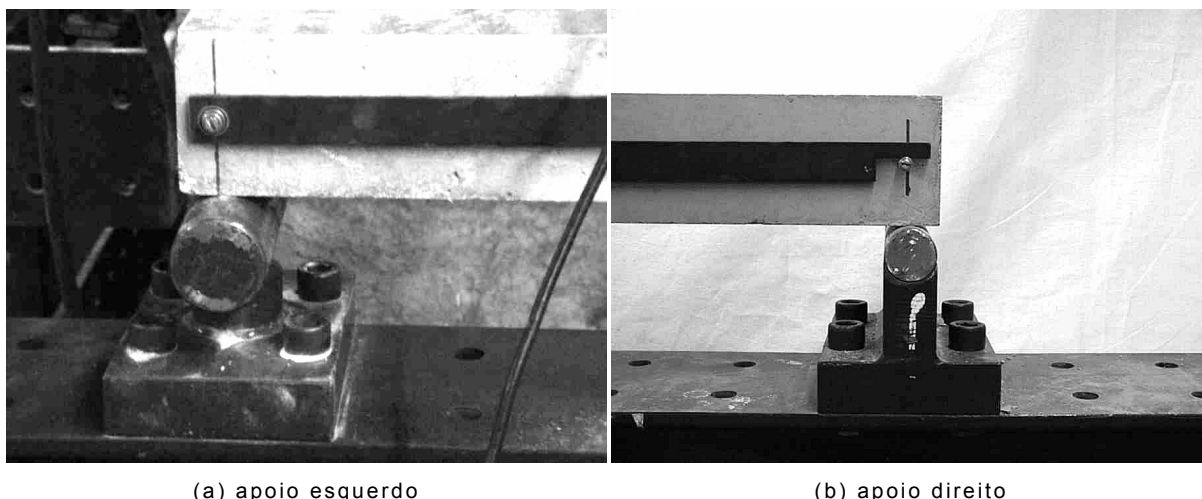
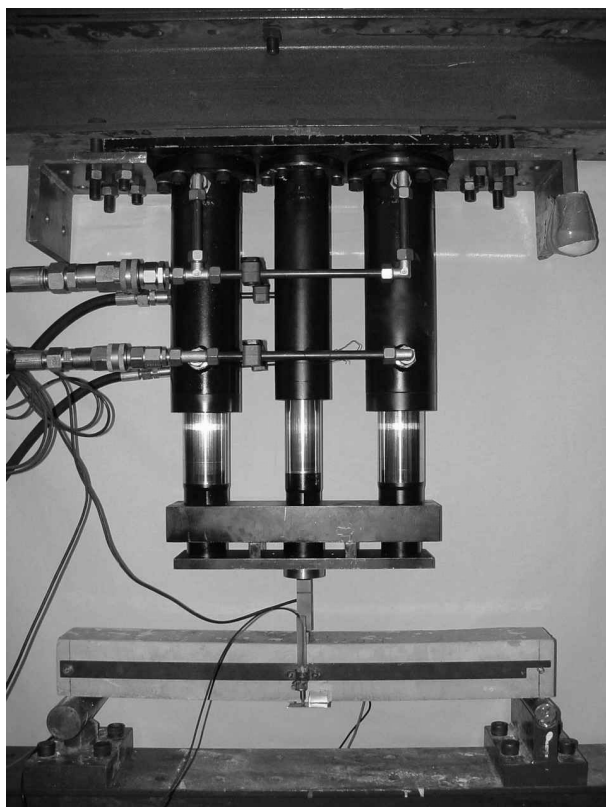


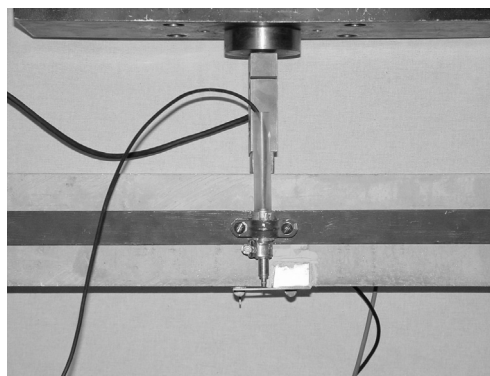
Figura 6.21 – Configuração dos apoios usados no ensaio de flexão

O ensaio foi controlado pelo deslocamento registado pelo transdutor indutivo LVDT 2 (ver Figura 6.20), instalado de modo a medir a evolução da flecha a meio vão, δ , do provete. Este transdutor foi ligado a uma barra metálica auxiliar que se apoia em dois pontos fixos do provete, de forma a não serem registados deslocamentos parasitas. Com o intuito de determinar a deformação na zona de fractura, foram aplicados dois transdutores de deslocamentos dispostos na face posterior dos provetes de acordo com a Figura 6.20. Assim, junto à face inferior foi colocado o transdutor LVDT 1 e a meia altura da superfície de fractura o transdutor LVDT 3. A força foi determinada por meio de uma célula de carga (CC 1) com 10.0 kN de capacidade máxima de carga. Os ensaios foram realizados com uma velocidade de deslocamento vertical de $6.0 \mu\text{m/s}$, a que corresponde uma velocidade de abertura de fenda de $3.0 \mu\text{m/s}$. As leituras dos deslocamentos e das forças foram registadas em cada 0.5 segundos e gravadas em ficheiro para posterior tratamento.

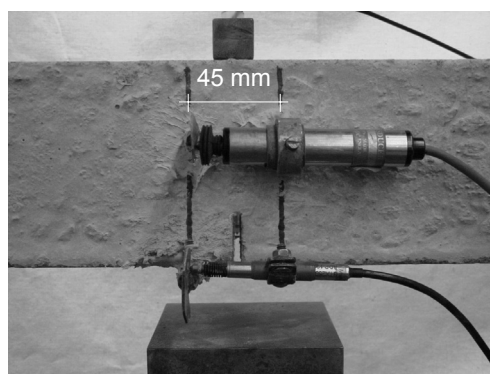
Na Figura 6.22 são apresentadas imagens do ensaio de flexão, onde é possível observar a configuração geral do ensaio (a) e pormenores referentes aos transdutores de deslocamentos utilizados (b) e (c). Ainda na Figura 6.22 (b), é apresentado o transdutor utilizado no controlo do ensaio, capaz de registar os deslocamentos sofridos a meio vão, junto ao entalhe. Na Figura 6.22 (c), onde está representada uma vista posterior do provete, é possível visualizar o entalhe realizado no provete e os transdutores montados junto à face inferior (LVDT 1) e a meia altura da superfície de fractura (LVDT 3).



(a) configuração geral



(b) medição da flecha a meio vão



(c) medição da abertura de fenda

Figura 6.22 – Ensaio de flexão

Os resultados deste ensaio permitiram, para além da obtenção da curva $F - \delta$, determinar a energia de fractura, G_F , a resistência máxima à tracção em flexão, $f_{ct,fl}$, o comprimento característico, l_{ch} , e o módulo de elasticidade em flexão, $E_{c,fl}$, conforme referido em 4.3.2.

6.4.4.8 CORTE

Para caracterizar os betões produzidos relativamente à sua resistência ao esforço transversal, foram preparados provetes cúbicos com 100 mm de aresta. A esses provetes foram realizados dois entalhes, afastados de 30.0 mm e executados em duas faces opostas, com 50.0 mm de profundidade e 5.0 mm de espessura, conforme se ilustra na Figura 6.23. A realização dos entalhes foi executada no dia anterior ao previsto para o ensaio. Foram efectuados ensaios aos 7, 28, 56 dias e a uma idade superior a 200 dias. Em cada idade, foram ensaiados três provetes.

A Figura 6.23 (c) representa em detalhe a célula de carga utilizada (CC 2), bem como o transdutor LVDT 1 utilizado no controlo do ensaio. O ensaio foi executado com uma velocidade de deslocamentos de $1.5 \mu\text{m/s}$ e as leituras foram registadas em cada meio segundo. O ensaio foi realizado na estrutura porticada de reacção e

a carga foi aplicada com recurso ao actuador triplo, de forma semelhante à do ensaio de flexão.

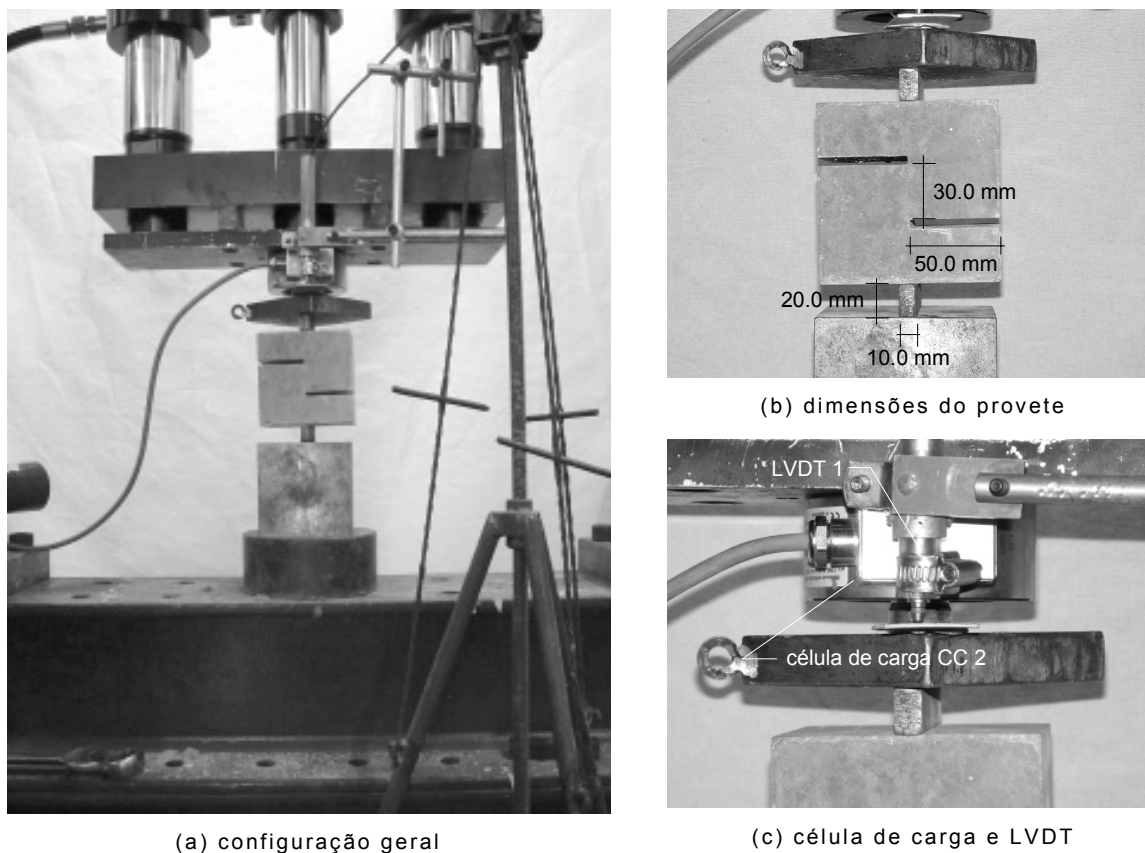


Figura 6.23 – Ensaio de corte

A célula de carga utilizada possui uma extremidade convexa o que permitiu a materialização de uma rótula entre a referida célula e um elemento rígido de transmissão de carga. Encostado a esse elemento foi colocada uma barra rígida de aço com $10 \times 20 \times 100 \text{ mm}^3$, de modo a garantir a transmissão da solicitação ao provete cúbico. Na zona inferior do provete, a carga foi também transmitida recorrendo a uma barra de dimensão igual à utilizada na face superior. Com este dispositivo, pretendeu-se que a carga actuasse no provete segundo um plano contendo a superfície de fractura esperada, apresentando uma área de $30 \times 100 \text{ mm}^2$.

De modo semelhante ao ocorrido no ensaio de compressão diametral, foi intenção deste ensaio determinar o comportamento do betão antes e após atingir a carga máxima. Contudo, pelo facto de o tipo de rotura ser extremamente frágil, não foi possível obter o comportamento em amolecimento dos betões ensaiados, mesmo depois de ter sido tentado, sem êxito, variar a velocidade do ensaio e o ganho da placa de aquisição de dados do sistema.

6.4.5 DURABILIDADE DO BETÃO ENDURECIDO

Tendo como objectivo caracterizar, de uma forma abrangente, os BED produzidos, ou seja, para que o estudo reflecta todas as potencialidades consideradas importantes que justificam a denominação *elevado desempenho*, foi imprescindível associar à caracterização mecânica e da trabalhabilidade a avaliação da durabilidade das misturas.

A durabilidade das misturas foi aferida através da realização de ensaios de absorção de água por imersão e por capilaridade, através da determinação dos coeficientes de difusão de cloretos em estado não estacionário e por intermédio da medição da resistividade eléctrica.

Estes ensaios foram realizados à idade de cerca de um ano e foram aproveitados os provetes que resultaram dos meios prismas provenientes do ensaio de flexão. Os provetes sujeitos aos ensaios de absorção de água apresentavam uma forma aproximadamente cúbica com 100 mm de aresta e os empregues nos ensaios de penetração de cloretos e resistividade eléctrica dimensões próximas de $100 \times 100 \times 50 \text{ mm}^3$.

6.4.5.1 PREPARAÇÃO DOS PROVETES

Os provetes usados nos ensaios de durabilidade foram os meios prismas resultantes dos ensaios de flexão em vigas de $100 \times 100 \times 850 \text{ mm}^3$ fabricados com as amassaduras 0, assim designadas em 6.4.3 (ver Quadro 6.16). Após a realização dos ensaios de flexão, os meios prismas foram mantidos no laboratório, expostos ao ar, até serem submetidos aos ensaios de durabilidade.

Através de corte por via húmida, os provetes foram acertados dimensionalmente e originaram as amostras designadas por a_1 , a_2 e a_3 , a usar nos ensaios de absorção de água e as amostras b_1 , b_2 , b_3 , b_4 , b_5 e b_6 a sujeitar ao ensaio de penetração de cloretos, conforme ilustrado na Figura 6.24. O provete a_4 , funcionou como reserva, para o caso de ser necessário proceder à repetição de qualquer dos ensaios, ou para prevenir a hipótese da necessidade de proceder a uma eventual substituição se algum deles se danificasse durante o processo de corte. Para além do provete a_4 , a reserva de provetes provenientes da mesma amassadura (amassadura 0) para eventuais repetições é substancial. Relembramos que foram ensaiadas três vigas à flexão, o que possibilitou preparar, no máximo, 12 provetes com $100 \times 100 \times 100 \text{ mm}^3$ e 18 provetes com $50 \times 100 \times 100 \text{ mm}^3$. Neste contexto, é evidente a larga margem de

manobra existente, caso seja necessário proceder à repetição de qualquer dos ensaios realizados ou à substituição de qualquer espécime danificado.

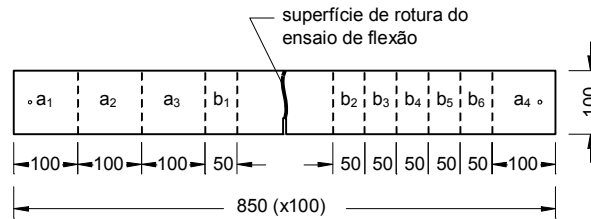


Figura 6.24 – Provetes para ensaios de durabilidade (dimensões em mm)

Assim, foram submetidos três provetes ao ensaio de absorção de água por imersão e, posteriormente, os mesmos provetes, foram sujeitos ao ensaio de absorção de água por capilaridade. O ensaio de penetração de cloretos, bem como o de resistividade eléctrica, foi realizado recorrendo a seis provetes de cada composição.

6.4.5.2 ABSORÇÃO DE ÁGUA POR IMERSÃO

De cada composição realizada foram ensaiados três provetes, respeitando os procedimentos descritos na especificação do LNEC E394, 1993, referente à determinação da absorção de água por imersão à pressão atmosférica.

Os ensaios decorreram a uma temperatura de cerca de 21°C. Primeiramente, procedeu-se à saturação dos provetes, tendo o cuidado de efectuar esta operação por etapas: imersão de cerca de 1/3 da altura das amostras durante aproximadamente uma hora; imersão até 2/3 da altura dos provetes durante a hora seguinte; e imersão completa durante um intervalo de tempo suficiente para que a diferença da média das pesagens não ultrapassasse 0.1% (o que aconteceu decorridos 7 dias). Antes da realização de todas as pesagens houve o cuidado de retirar a água superficial dos provetes pela passagem por um pano húmido espremido. Atingida a saturação dos provetes, procedeu-se à sua pesagem com a superfície seca e após imersão em água, sendo registadas as respectivas massas (massa do provete saturado com a superfície seca, m_1 , e massa hidrostática, m_2).

Em seguida, procedeu-se à secagem dos provetes numa estufa ventilada à temperatura de 105 °C até a sua massa ficar constante. A massa do provete seco, m_3 , também foi atingida ao fim de 7 dias, quando a diferença das massas obtidas entre pesagens foi inferior a 0.1%.

A absorção de água por imersão à pressão atmosférica foi calculada e expressa em percentagem recorrendo à expressão (6.4).

$$A_i = \frac{m_1 - m_3}{m_1 - m_2} \times 100 \quad (6.4)$$

6.4.5.3 ABSORÇÃO DE ÁGUA POR CAPILARIDADE

Os provetes de betão, referentes às várias composições estudadas, após terem sido sujeitos ao ensaio de absorção de água por imersão foram submetidos ao ensaio de absorção de água por capilaridade à pressão atmosférica. Os procedimentos de ensaio foram efectuados de forma a satisfazer o disposto na especificação do LNEC E393, 1993, na parte aplicável.

Para concretizar este desiderato, após as operações de secagem e posterior arrefecimento até atingir a temperatura ambiente, as quatro faces de cada provete, adjacentes à face através da qual ocorrerá a absorção de água, foram sujeitas a uma pintura com tinta epoxídica ao longo de 15 mm da sua altura. Seguidamente, os provetes foram colocados sobre suportes em recipientes apropriados e procedeu-se ao enchimento dos recipientes com água até o nível atingir 5 ± 1 mm acima da face inferior dos provetes, sempre com a preocupação de não molhar as faces desprovidas de protecção por pintura. Posteriormente, os recipientes contendo os provetes foram devidamente tapados, de modo a minimizar as trocas de água com o exterior e o nível de água foi mantido constante durante todo o ensaio. Com a manutenção do nível da água inferior à altura das faixas pintadas com material isolante, pretendeu-se garantir que a água absorvida pelas amostras penetrasse por capilaridade, apenas através de uma das faces do provete.

Em todos os provetes, como face de absorção da água, optou-se por escolher uma das que resultou das operações de corte efectuadas nos provetes com $100 \times 100 \times 850 \text{ mm}^3$, provenientes do ensaio de flexão.



(a) aspecto geral

(b) pormenor de um provete

Figura 6.25 – Ensaio de absorção de água por capilaridade à pressão atmosférica

A Figura 6.25 ilustra um ensaio em curso, onde é possível observar em (a) uma perspectiva geral e em (b), mais em detalhe, os provetes submetidos a ensaio.

A quantificação da água absorvida foi feita através da realização de sucessivas pesagens dos provetes. Essas pesagens foram realizadas de acordo com um plano de pesagens estabelecido, perfazendo 29 dias e com início no primeiro contacto dos provetes com a água (ver Quadro 6.18), o que obrigou ao cumprimento dos intervalos de tempo aí definidos. As sucessivas pesagens foram sempre efectuadas depois de escorrida a água superficial.

Quadro 6.18 – Frequência de pesagem dos provetes no ensaio de absorção de água por capilaridade

Pesagem	Tempo
1	10 min
2	30 min
3	60 min
4	1h30m
5	2h
6	2h30m
7	3h
8	3h30m
9	4h
10	4h30m
11	5h
12	5h30m
13	6h
14	6h30m
15	7h
16	7h30m
17	8h
18	1 dia
19	2 dias
20	3 dias
21	4 dias
22	8 dias
23	10 dias
24	14 dias
25	15 dias
26	17 dias
27	21 dias
28	29 dias

Não foram registadas as alturas de ascensão capilar devido à impossibilidade de as registar com a precisão adequada, uma vez que se revelaram de difícil percepção. No entanto, em todos os provetes, foi possível observar que o nível de água absorvida nunca atingiu a altura do provete.

Os resultados obtidos nos ensaios realizados permitiram determinar, para cada instante de tempo, a respectiva absorção capilar, calculada através da divisão do aumento da massa registado pela área da superfície inferior do provete que esteve em contacto com a água. Este procedimento permitiu elaborar diagramas representativos da cinética de absorção capilar, expressando a absorção capilar em função da raiz quadrada do tempo.

Também foi realizada uma avaliação dos resultados considerando apenas as primeiras quatro horas de ensaio, em relação às quais se procedeu ao cálculo dos coeficientes de absorção capilar de cada composição, de acordo com o descrito em 5.5. Este parâmetro pode ser considerado como caracterizador da durabilidade das misturas, uma vez que reflecte o período de absorção capilar em relação ao qual se realiza o preenchimento dos poros de maior diâmetro, principais responsáveis pela penetração de fluidos gasosos e líquidos nos betões.

6.4.5.4 PENETRAÇÃO DE CLORETOS EM REGIME NÃO ESTACIONÁRIO

A caracterização da resistência à migração de cloretos foi realizada através de ensaios em regime não estacionário, baseados no procedimento desenvolvido por Luping, 1996 (*CTH rapid method*).

Considerando a penetração dos iões de cloro sob potenciais químicos e eléctricos como unidireccional e assumindo que o fluxo de iões que percorre o material é resultado da soma dos dois processos, é possível recorrer a uma Lei de Fick modificada para caracterizar o fenómeno (Andrade *et al*, 1995):

$$J = -D \left(\frac{\partial c}{\partial x} - \frac{ZF\Delta E}{RTL} c \right) \quad (6.5)$$

Onde os parâmetros intervenientes assumem o seguinte significado:

J – fluxo de massa de espécies difundidas;

D – coeficiente de difusão;

$\frac{\partial c}{\partial x}$ – gradiente de concentração para o interior do betão, em que c representa a concentração e x a distância da superfície;

Z – carga do ião cloreto;

F – constante de Faraday;

ΔE – diferença de potencial instalada;

R – constante dos gases perfeitos;

T – temperatura absoluta;

L – espessura do provete de betão;

c – concentração de cloretos na solução.

Mas, como este processo é claramente dependente do tempo e se for considerado constante o coeficiente de difusão, D , a relação (6.5) pode tomar a seguinte forma:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = -\frac{\partial J}{\partial x} = D \left(\frac{\partial^2 c}{\partial x^2} - \frac{ZF\Delta E}{RTL} \frac{\partial c}{\partial x} \right) \quad (6.6)$$

Esta expressão (6.6) é dotada de uma solução analítica, válida em regime não estacionário, desde que consideradas as condições de fronteira como semi-infinitas (Andrade *et al*, 1995):

$$c = \frac{c_0}{2} \left[e^{ax} \operatorname{erfc} \left(\frac{x + aD_{ns} t}{2\sqrt{D_{ns} t}} \right) + \operatorname{erfc} \left(\frac{x - aD_{ns} t}{2\sqrt{D_{ns} t}} \right) \right] \quad (6.7)$$

Em que D_{ns} representa o coeficiente de difusão em regime não estacionário, $a = \frac{ZF\Delta E}{RTL}$ e erfc é o complemento da função erro erf ($\operatorname{erfc} = 1 - \operatorname{erf}$).

Quando o campo eléctrico $\Delta E/L$ é suficientemente elevado e a profundidade de penetração, x_d , suficiente, ou seja $x_d > aD_{ns} t$, o primeiro termo da equação (6.7) situado entre os parêntesis rectos tende para zero:

$$\operatorname{erfc} \left(\frac{x_d + aD_{ns} t}{2\sqrt{D_{ns} t}} \right) \rightarrow 0 \quad (6.8)$$

Nestas condições, a equação (6.7) pode ser rescrita e assumir a seguinte forma simplificada:

$$c_d = \frac{c_0}{2} \operatorname{erfc} \left(\frac{x_d - aD_{ns} t}{2\sqrt{D_{ns} t}} \right) \quad (6.9)$$

ou:

$$\frac{x_d - aD_{ns} t}{2\sqrt{D_{ns} t}} = \operatorname{erf}^{-1} \left(1 - \frac{2c_d}{c_0} \right) \quad (6.10)$$

Onde:

c_d – concentração de iões correspondente à profundidade de penetração;

x_d – profundidade de penetração que pode ser detectável recorrendo a um processo colorimétrico;

erf^{-1} – inverso da função erro.

Finalmente, fazendo $\xi = \operatorname{erf}^{-1} \left(1 - \frac{2c_d}{c_0} \right)$ e resolvendo a equação (6.10) em ordem a

D_{ns} :

$$D_{ns} = \frac{1}{at} \left(\frac{2\xi^2}{a} + x_d - \frac{2\xi}{\sqrt{a}} \sqrt{\frac{\xi^2}{a} + x_d} \right) \quad (6.11)$$

Ferreira, 2000, indica que usando o nitrato de prata na avaliação de x_d , se verifica uma alteração colorimétrica para uma concentração de cloro livre, c_d , de cerca de 0.15% da massa de cimento. O valor de ξ não sofre grandes alterações com a variação da concentração. Assim, se considerarmos um factor de condensação de 2 à profundidade x_d , a concentração de iões de cloro livres, c_d , será aproximadamente igual a 0.07 N.

Correntemente, os ensaios de migração de iões de cloro em regime não estacionário são realizados a uma temperatura, T , de cerca de 295 K, recorrendo a provetes com 50 mm de espessura ($L = 50$ mm) e aplicando uma diferença de potencial de 30 ou 40 V. Nestas condições, o parâmetro ξ^2 pode ser desprezado, uma vez que apresenta uma ordem de grandeza muito inferior a ξ , o que possibilita a seguinte simplificação da equação (6.11):

$$D_{ns} = \frac{1}{at} \left(x_d - \frac{2\xi}{\sqrt{a}} \sqrt{x_d} \right) \quad (6.12)$$

ou:

$$D_{ns} = \frac{RTL}{ZF\Delta E} \left(\frac{x_d - \alpha \sqrt{x_d}}{t} \right) \quad (6.13)$$

onde:

$$\alpha = 2 \sqrt{\frac{RTL}{ZF\Delta E}} \operatorname{erf}^{-1} \left(1 - \frac{2c_d}{c_0} \right) \quad (6.14)$$

A expressão (6.13) permite, de uma forma prática, determinar o coeficiente de difusão de cloretos em estado não estacionário, D_{ns} , e avaliar a resistência dos betões a este tipo de ataque.

Estabelecida a forma corrente da equação que permite a determinação de D_{ns} , parece pertinente relembrar o significado dos parâmetros intervenientes nas equações (6.13) e (6.14):

R – constante dos gases perfeitos, $R = 8.314 \text{ J}/(\text{mole.K})$;

T – temperatura absoluta da solução, K;

L – espessura do provete, m;

Z – valor absoluto do ião de valência; para iões de cloro, $Z = 1.0$;

F – constante de Faraday, $F = 9.648 \times 10^4 \text{ J}/(\text{mole.V})$;

ΔE – valor absoluto da diferença de potencial, V;

x_d – profundidade de penetração, m;

t – duração do ensaio, s;

erf^{-1} – inverso da função de erro;

c_d – concentração de cloro para a qual se verifica alteração colorimétrica do nitrato de prata, $c_d \approx 0.07 \text{ N}$;

c_0 – concentração de cloro na célula a montante, N.

Abordadas as considerações teóricas subjacentes ao estabelecimento da equação (6.13), que conduz ao cálculo do coeficiente de difusão em regime não estacionário de iões de cloro em betões, D_{ns} , resta esclarecer o processo de realização dos ensaios que possibilita a determinação dos parâmetros que caracterizam o comportamento do material.

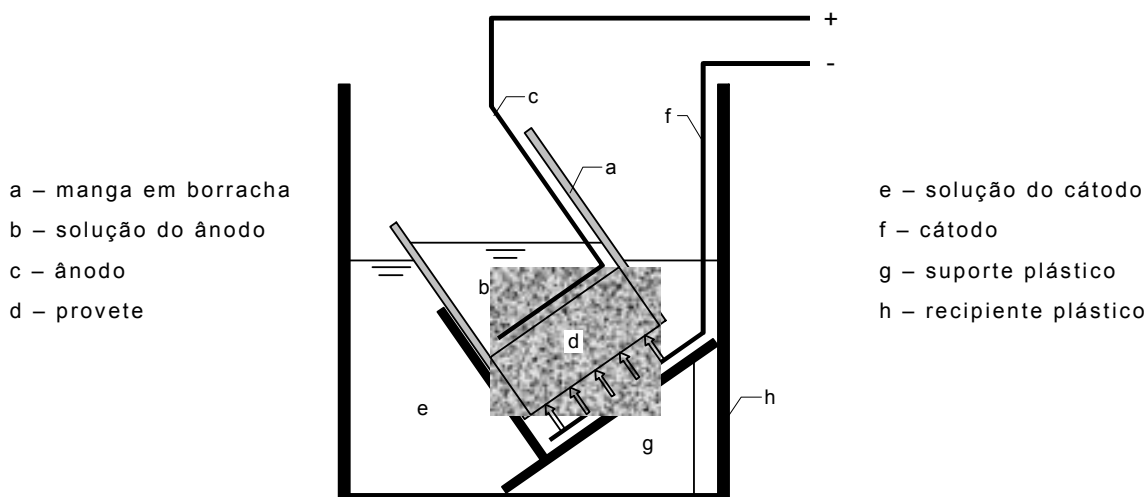


Figura 6.26 – Ensaio de migração de cloretos em estado não estacionário: *CTH rapid method* (Luping, 1996)

Para estas circunstâncias, Luping, 1996 e Luping *et al*, 1999, sugerem que seja aplicada uma diferença de potencial de 10 a 60 V, em função da qualidade do betão, a um provete de 50 mm de espessura e de secção circular com um diâmetro de cerca de 100 mm, de acordo com o esquema representado na Figura 6.26.

Antes da realização do ensaio as faces laterais dos provetes devem ser convenientemente impermeabilizadas, recorrendo, por exemplo, a uma pintura com tinta à base de resina epoxídica. De seguida, ao provete deve ser convenientemente apertada uma manga de borracha, de modo a impedir o fluxo de líquidos através da interface provete/manga e que ao mesmo tempo sirva de reservatório para posterior enchimento com o líquido do ânodo. Efectuada esta operação o conjunto deverá ser colocado sobre um suporte plástico em contacto com a solução do cátodo.

A este conjunto, quando aplicada uma diferença de potencial, estabelece-se uma corrente eléctrica que vai forçar a migração dos iões cloro presentes na solução do cátodo, através da amostra de betão. Neste tipo de ensaios, a diferença de potencial deverá ser aplicada durante um determinado intervalo de tempo, definido em função da qualidade do betão. Atingido o fim desse intervalo de tempo, o provete é removido do recipiente, cuidadosamente retirado da manga de borracha e as suas superfícies limpas com um pano. O passo seguinte consiste em proceder à divisão das amostras em duas porções, sujeitando-as a um ensaio semelhante ao de compressão diametral. As superfícies de rotura são então pulverizadas com uma solução de nitrato de prata que faz com que fique visível a profundidade a que os iões cloro penetraram, permitindo que a respectiva medição se realize de acordo com o disposto na Figura 6.27.

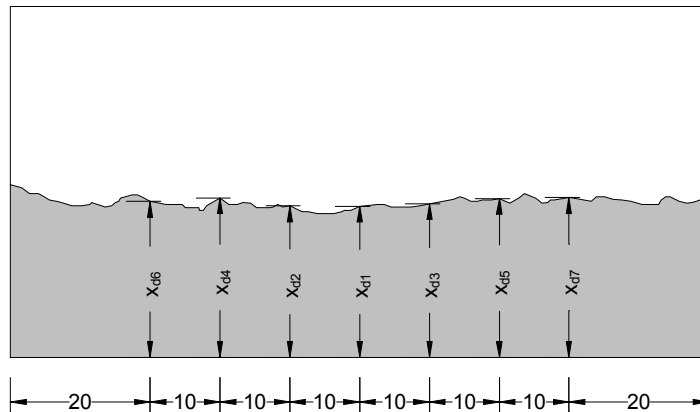


Figura 6.27 – Medida da profundidade de penetração dos cloretos (dimensões em mm)

Depois de determinada a profundidade de penetração dos cloretos, x_d , resultante da média das diferentes medições realizadas, calcula-se o coeficiente de difusão de cloretos em estado não estacionário, D_{ns} , recorrendo à expressão (6.13).

O esquema de ensaio adoptado no decorrer deste programa experimental foi ligeiramente diferente do sugerido por Luping, do qual foi adaptado. A principal diferença foi a forma dos provetes adoptados (provetes prismáticos com $100 \times 100 \times 50 \text{ mm}^3$). A forma prismática, em detrimento da cilíndrica, revelou-se de mais difícil impermeabilização, particularmente no contacto entre o provete e o material utilizado na realização do reservatório. No entanto, os resultados retirados deste ensaio podem ser directamente comparáveis aos obtidos cumprindo integralmente o proposto por Luping, 1996, uma vez que as alterações efectuadas não implicaram qualquer alteração dos conceitos base subjacentes ao processo.

A metodologia e os procedimentos adoptados serão, de seguida, apresentados com mais pormenor.

Antes de proceder à aplicação da diferença de potencial, foi necessário preparar os provetes a ensaiar. A primeira operação consistiu na impermeabilização das faces laterais das amostras, com 50 mm de altura, recorrendo a uma pintura com um produto à base de resina epoxídica (Figura 6.28). O passo seguinte consistiu na materialização de um reservatório no topo dos provetes, cuja base seja uma das faces dos provetes. Para o concretizar, envolveram-se as faces laterais dos provetes com uma película plástica autocolante de altura superior à das faces do provete, seguida da selagem das juntas existentes entre os dois materiais com um mastique-cola de poliuretano e com resina epoxídica. Como garantia adicional, todas as faces laterais foram ainda envolvidas com fita autocolante (Figura 6.29).

Posteriormente, os provetes foram saturados por vácuo com a solução do ânodo. Para tal, foi necessário proceder à sua colocação num excicador, imersos na solução do ânodo. O excicador foi selado e aplicou-se o vácuo durante 6 horas, a uma pressão de 10 mmHg (1.33 kPa), que foi atingido em poucos minutos.

Decorrido o período de tempo indicado, permitiu-se a entrada de ar no excicador, mantendo o provete na solução durante mais 18 horas.

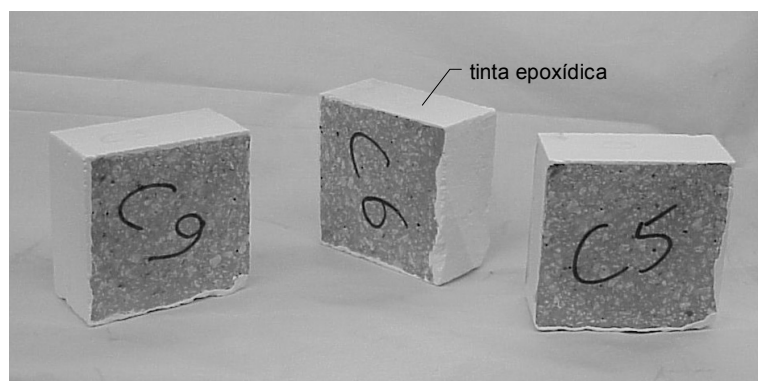
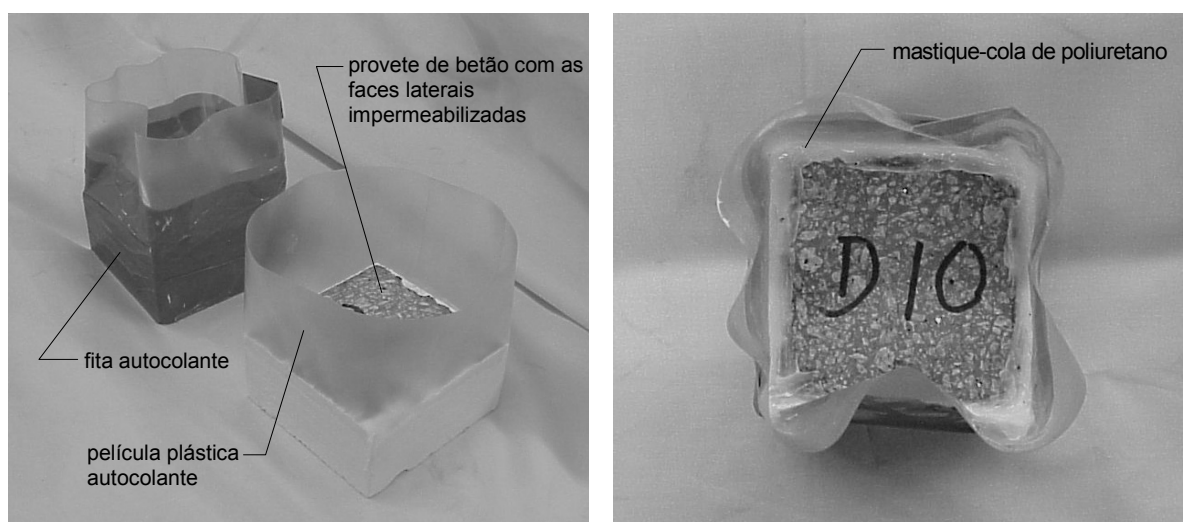


Figura 6.28 – Preparação dos provetes a submeter ao ensaio *CTH*: impermeabilização das faces laterais



(a) vista geral

(b) vista superior de um provete preparado

Figura 6.29 – Preparação dos provetes a submeter ao ensaio *CTH*: realização do reservatório

A solução do cátodo foi produzida com 10% de NaCl numa solução de 0.1 M NaOH, ou seja, 4.0 g de NaOH mais 100.0 g de NaCl por litro de água destilada. A solução para o ânodo foi constituída por 0.3 M NaOH, ou seja, 12.0 g de NaOH por litro de água destilada.

Preparados os provetes, foi necessário colocá-los sobre suportes num recipiente apropriado que já continha a solução do ânodo. Imersa na solução, foi inserida uma malha de aço inoxidável que, ligada ao polo positivo de uma fonte de alimentação, constituiu o ânodo. No reservatório criado na face superior do provete introduziu-se a solução do cátodo de modo a envolver outra malha em aço inoxidável que, em ligação com o polo negativo da fonte de alimentação, funciona como cátodo. A diferença de potencial pretendida pode então ser aplicada e deve registar-se a intensidade de corrente inicial, lida num multímetro. Para betões correntes, a diferença de potencial indicada é de 30.0 ± 0.2 V. No caso de betões

mais densos, a diferença de potencial deve passar para 40.0 ± 0.2 V. Nos ensaios realizados, a diferença de potencial imposta foi de 40.0 ± 0.2 V, aplicada com recurso a uma fonte de alimentação de corrente contínua com capacidade máxima de 60 V e 3.0 A.

Quanto à duração do ensaio, esta foi determinada em função da leitura inicial da intensidade de corrente, satisfazendo o preconizado por Luping, 1996, e apresentado no Quadro 6.19.

Quadro 6.19 – Duração do ensaio CTH (Luping, 1996)

Intensidade de corrente inicial, I_0 (mA)	Duração do ensaio, t_{CTH} (horas)
$I_0 < 5$	168
$5 \leq I_0 < 10$	96
$10 \leq I_0 < 30$	48
$30 \leq I_0 < 60$	24
$60 \leq I_0 < 120$	8
$120 \leq I_0 < 240$	4
$I_0 > 240$	2



Figura 6.30 – Configuração geral de um ensaio de penetração de cloretos em curso

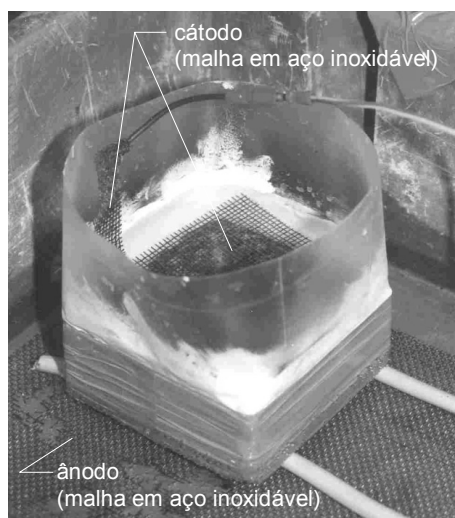


Figura 6.31 – Pormenor de um provete submetido ao ensaio de penetração de cloretos

Através de uma ligação em paralelo, envolvendo várias amostras, é possível ensaiar simultaneamente uma quantidade apreciável de provetes. No presente trabalho, foram ensaiados em simultâneo até 18 provetes.

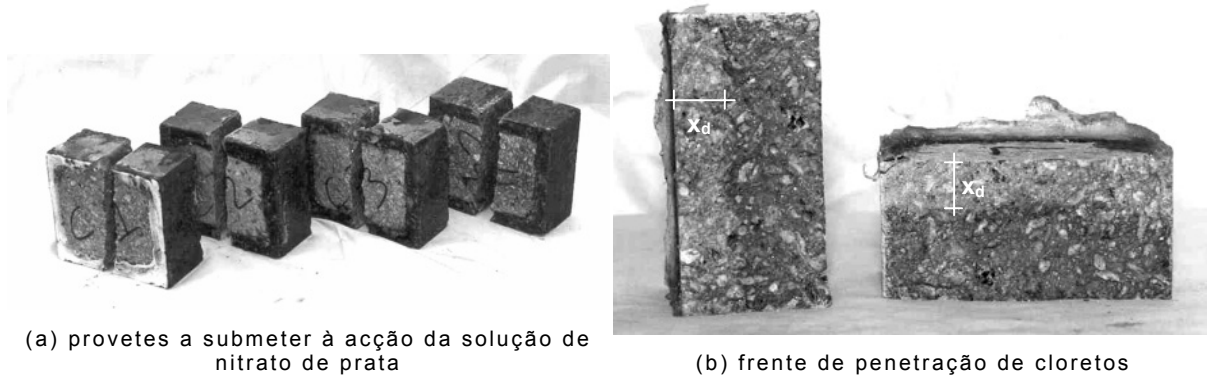
Na Figura 6.30 é possível observar a configuração geral de um ensaio de migração de cloretos em curso e na Figura 6.31 um provete em pormenor.

A intensidade de corrente foi registada ao longo de todo o ensaio, o que permitiu ao operador avaliar o andamento do processo e detectar eventuais ocorrências indesejáveis, nomeadamente a identificação de impermeabilizações de provetes mal realizadas. Atingido o tempo previsto para conclusão do ensaio, e depois de registada a última leitura da intensidade da corrente, os provetes foram retirados do recipiente, as suas faces limpas com um pano seco e removeu-se a película de plástico e o material de selagem anteriormente colocado.

Depois de divididos os provetes em duas porções, por intermédio da realização de um ensaio semelhante ao de compressão diametral em provetes cilíndricos, procedeu-se à pulverização das superfícies de rotura com uma solução de nitrato de prata (0.1 M AgNO_3) e os provetes foram guardados em local escuro durante cerca de uma hora. Decorrido este intervalo de tempo, as superfícies pulverizadas foram expostas a uma luz fluorescente durante algumas horas.

Na Figura 6.32 (b) apresenta-se um provete após ter sido dividido em duas porções, onde é possível visualizar a frente de penetração de cloretos, identificável pela coloração mais clara.

De acordo com metodologia apresentada na Figura 6.27, determinou-se a profundidade de penetração média nas duas superfícies, x_d , o que permitiu, através da aplicação da expressão (6.13) calcular o coeficiente de difusão de cloretos em regime não estacionário, D_{ns} , das amostras submetidas a ensaio.



(a) provetes a submeter à acção da solução de nitrato de prata

(b) frente de penetração de cloretos

Figura 6.32 – Avaliação da profundidade de penetração de cloretos após ensaio

No presente trabalho foram preparados e submetidos ao ensaio de migração de cloretos, seis provetes de cada uma das doze composições estudadas, tendo os testes decorrido cerca de um ano depois da realização das respectivas amassaduras.

6.4.5.5 RESISTIVIDADE ELÉCTRICA

No ensaio *CTH* de penetração acelerada de cloretos é efectuada uma leitura inicial da intensidade de corrente com o intuito de estabelecer a duração do ensaio. Recorrendo a essas leituras, é possível determinar a resistividade eléctrica dos betões sujeitos a ensaio.

Assim, nos provetes sujeitos à aplicação de uma diferença de potencial de 40 ± 0.5 V, foi registada a respectiva intensidade de corrente inicial, recorrendo à primeira leitura do ensaio anterior.

Por aplicação da Lei de Ohm é possível determinar a resistividade eléctrica, ρ , oferecida pelos provetes:

$$R = \frac{\Delta E}{I_0} \quad (6.15)$$

sabendo que:

$$R = \rho \frac{L}{A} \quad (6.16)$$

é possível concluir que:

$$\rho = \frac{\Delta E A}{L I_0} \quad (6.17)$$

em que:

ρ – resistividade eléctrica, $\Omega.m$;

R – resistência eléctrica, Ω ;

ΔE – valor absoluto da diferença de potencial, V;

A – área da superfície do provete, m^2 ;

L – espessura do provete, m;

I_0 – intensidade de corrente inicial, A.

O procedimento utilizado na avaliação de ρ é parte integrante do ensaio *CTH*. Neste sentido e à semelhança dos ensaios efectuados para determinação do D_{ns} , a resistividade do betão foi aferida em seis provetes de cada uma das amassaduras efectuadas.

C A P Í T U L O 7

caracterização experimental de
pastas e argamassas

7.1 INTRODUÇÃO

O betão pode ser entendido como um material composto por uma matriz aglomerante (a pasta ou a argamassa), que envolve um material de enchimento (o esqueleto granular), e que após endurecer forma uma massa sólida, mais ou menos compacta, semelhante a uma pedra natural.

Neste sentido, a caracterização das pastas e argamassas (produzidas com os materiais seleccionados para o fabrico dos betões) foi realizada com o objectivo principal de tentar reproduzir isoladamente a matriz aglomerante dos betões e analisar o seu comportamento. Assumindo como válida a premissa de que o estudo das partes contribui para o conhecimento do todo, podem ser retiradas importantes conclusões desta análise. Desta forma, será possível justificar melhor determinados comportamentos que posteriormente se venham a verificar nos betões, bem como detectar ou otimizar previamente certas propriedades cuja extrapolação para os BED seja viável.

O recurso à análise de pastas e argamassas apresenta vantagens óbvias:

- menor dispêndio de matérias primas (cimento, agregados, adições minerais, adjuvantes e água);
- redução do tempo necessário à preparação e realização das misturas;
- menores gastos em armazenamento e manuseamento de provetes;
- menor exigência de recursos humanos;

Sintetizando, desde que o comportamento do betão possa ser avaliado através de ensaios efectuados em pastas e argamassas, será possível minimizar o consumo de recursos laboratoriais.

Neste contexto, os ensaios em pastas e argamassas foram efectuados no pressuposto de que era possível concretizar os seguintes objectivos:

- identificar o eventual desempenho deficiente de determinado material, contribuindo para a sua rejeição como constituinte de BED (por exemplo uma adição mineral pode ser considerada inadequada para a incorporação em BED caso a argamassa com ela fabricada não atinja certa resistência à compressão mínima imposta);

- aferir a quantidade óptima de superplastificante, a usar em betões, através de ensaios em pastas (cone de Marsh, ou similar), conforme é correntemente implementado com sucesso no processo de escolha da composição de um BED;
- avaliar o efeito da inclusão de diferentes quantidades de CV em duas características distintas da matriz ligante: a trabalhabilidade e a resistência mecânica. Para tal, foram realizadas os ensaios descritos em 6.3, envolvendo misturas com percentagens de substituição de cimento por CV de 0%, 20%, 40% e 60%. Também foram efectuadas amassaduras com 100% de CV, mas apenas como misturas de controlo e só em determinados ensaios.

Os resultados dos ensaios realizados em pastas e argamassas são aqui apresentados e analisados. As considerações apontadas cingem-se apenas aos ensaios em pastas e argamassas e, ao longo do texto, serão extraídas algumas conclusões relativas, exclusivamente, ao conteúdo deste capítulo.

7.2 ESTUDO DA TRABALHABILIDADE DAS PASTAS E DAS ARGAMASSAS

Os ensaios realizados tiveram como objectivo principal a caracterização do comportamento reológico de pastas e argamassas, encaradas como uma das partes constituintes dos betões a produzir: a matriz aglomerante. Houve a preocupação de ensaiar pastas e argamassas com composições e materiais cujos resultados fossem susceptíveis de relacionar com os resultados dos ensaios em betões, já devidamente planeados.

Para atingir o objectivo, foram realizados os seguintes ensaios:

- penetração da sonda do aparelho de Vicat (exigência de água);
- cone de Marsh (tempo de fluidez ou tempo de escoamento);
- viscosímetro de Brookfield (viscosidade e tensão limite de escoamento).

Dos ensaios realizados presume-se que o referente ao viscosímetro de Brookfield permita identificar os parâmetros definidores da reologia das suspensões em causa. Pretende-se que os resultados deste ensaio possibilitem a avaliação dos restantes resultados obtidos, provenientes de ensaios expeditos e de utilização corrente, tentando relacionar o tempo de escoamento e a exigência de água com cada um dos aludidos parâmetros reológicos das composições testadas.

Deste modo, pretende-se avaliar a sensibilidade dos ensaios expeditos e, paralelamente, poder identificar se esses ensaios permitem ou não caracterizar adequadamente o comportamento reológico das misturas.

7.2.1 EXIGÊNCIA DE ÁGUA

Conforme mencionado em 6.3.1, a avaliação da exigência de água foi feita cumprindo o descrito na NP EN 196-3.

Inerente a este tipo de ensaio está o princípio de que só se verificará a penetração da sonda caso a tensão limite de escoamento, τ_0 , da pasta seja ultrapassada. Assim, o resultado deste ensaio deverá estar intimamente relacionado com a tensão limite de escoamento da mistura e não com a viscosidade da suspensão. Mais concretamente, a determinação da exigência de água das diferentes composições planeadas, e onde foram empregues os materiais seleccionados para este trabalho, deverá permitir avaliar o efeito quer da adição de SP quer da quantidade de CV adicionada, relativamente ao parâmetro τ_0 . O ensaio de Brookfield, permitirá esclarecer a validade desta hipótese.

Este ensaio apresenta a grande vantagem de ser correntemente utilizado na determinação da pasta de consistência normal dos cimentos, o que proporciona aos operadores de laboratório uma grande sensibilidade e experiência na sua manipulação.

Foram realizados ensaios em pastas ligante, com substituição de cimento por CV de 0%, 20%, 40%, 60% e 100% e percentagens de SP de 0%, 0.5%, 1.0% e 2.0%. Os resultados obtidos encontram-se no Quadro 7.1.

Com os resultados obtidos e ilustrados sob a forma gráfica na Figura 7.1 é possível evidenciar, com mais clareza, o efeito quer da adição de SP quer da substituição de cimento por CV nas misturas produzidas.

Numa primeira análise da Figura 7.1, as principais conclusões que se podem retirar indicam que a acção do SP é favorável tanto em pastas de cimento como em pastas constituídas por cimento e CV, até uma dosagem de SP de cerca de 1.0%. A partir desta percentagem, o efeito do SP não evidencia qualquer efeito favorável, podendo até considerar-se que se inicia o processo inverso, onde maiores quantidades de SP conduzem a uma exigência de água ligeiramente superior. Por outro lado, também fica bem patente que, quanto maior for a quantidade de CV na mistura maior é a dosagem de água necessária à obtenção de uma pasta de consistência normal.

Quadro 7.1 – Resultados dos ensaios de exigência de água

C (g)	CV (g)	CV/L (%)	SP (g)	SP/L (%)*	A (g)	A/L
500	0	0%	0.0	0.0%	140.0	0.280
400	100	20%			141.6	0.283
300	200	40%			142.5	0.285
200	300	60%			145.6	0.291
0	500	100%			148.6	0.297
500	0	0%	6.25	0.5%	98.7	0.205
400	100	20%			102.5	0.213
300	200	40%			107.5	0.222
200	300	60%			114.1	0.236
0	500	100%			123.7	0.255
500	0	0%	12.5	1.0%	86.5	0.188
400	100	20%			91.8	0.199
300	200	40%			97.6	0.210
200	300	60%			106.5	0.228
0	500	100%			118.6	0.252
500	0	0%	25.0	2.0%	82.0	0.194
400	100	20%			86.8	0.204
300	200	40%			92.5	0.215
200	300	60%			101.0	0.232
0	500	100%			112.5	0.255

* – relação entre a quantidade de extracto sólido de SP e a dosagem de ligante, expressa em percentagem

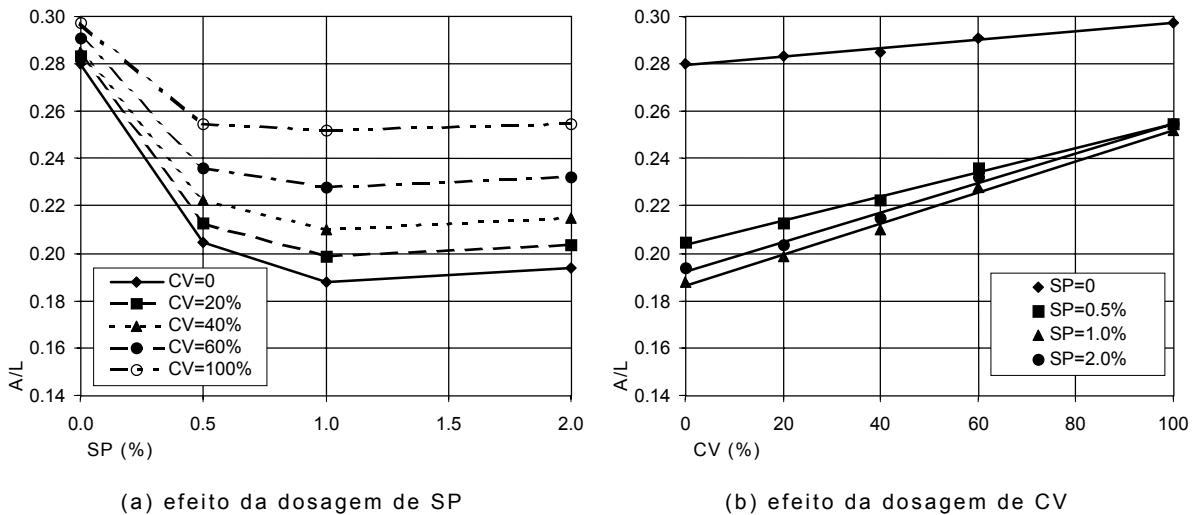


Figura 7.1 – Exigência de água das pastas

Uma avaliação mais cuidada e pormenorizada dos resultados apresentados na Figura 7.1 (a), ainda permite salientar que:

- a acção do SP aparenta maior eficácia no cimento do que nas CV, bem patente no maior espaçamento entre as linhas à medida que aumenta a presença de CV na mistura;
- a adição de SP, permite uma diminuição máxima da quantidade de água da amassadura de 32.8%, 29.9%, 26.3%, 21.7% e 15.1% para misturas com 0%, 20%, 40%, 60% e 100% de CV, respectivamente, o que confirma a maior eficácia do SP no cimento;
- para quantidades de SP superiores a 1.0% não se verificam acréscimos de trabalhabilidade das pastas, sendo a exigência de água das pastas fabricadas com 2.0% de SP até ligeiramente superior à das pastas com 1.0% de SP;
- o ponto de saturação do SP pode ser determinado através da realização deste ensaio e, para as composições estudadas, situa-se próximo de 1.0%, não havendo, aparentemente, qualquer vantagem em recorrer a quantidades mais elevadas;
- considerando o factor económico inerente ao custo do SP, parece ser razoável adoptar 0.5% como dosagem óptima a empregar na fabricação de betões, uma vez que os ganhos de trabalhabilidade são aparentemente pouco significativos para dosagens superiores e cada vez menores com o acréscimo de CV; a utilização da dosagem de 0.5% de SP em detrimento da de 1.0%, de maior desempenho, acarreta uma diminuição do efeito redutor de água de 18.3%, 16.6%, 16.4%, 12.3% e 5.8% para quantidades de substituição de cimento por CV de 0%, 20%, 40%, 60% e 100%, respectivamente. Apesar de poder ser considerado com alguma relevância o facto de se utilizar 0.5% ou 1.0% de SP nas pastas com menores quantidades de CV, em termos médios, englobando as cinco diferentes percentagens de substituição de cimento por CV, a redução de água causada pela presença de 1.0% de SP é de 25.2% e usando 0.5% de 21.4%, o que significa, a este nível de avaliação, uma diferença relativamente pequena.

Através da observação da Figura 7.1 (b) fica bem demonstrada a contribuição das CV na trabalhabilidade das pastas produzidas. As crescentes perdas de trabalhabilidade à medida que aumenta a quantidade de cimento substituído por CV, estão aí bem evidenciadas. Este efeito faz-se sentir de modo mais pronunciado quando considerada a inclusão de SP, o que parece indiciar uma menor eficácia deste aditivo em relação às CV. De qualquer forma, é possível verificar que a inclusão de SP provoca uma clara diferença de comportamento entre as pastas fabricadas com e sem este adjuvante e contribui significativamente para a redução da exigência de água das pastas.

Ainda relativamente à Figura 7.1 (b), é possível observar que a variação da exigência de água em relação à quantidade de CV pode ser representada através da aproximação de rectas aos resultados obtidos. Recorrendo ao método dos mínimos quadráticos, o coeficiente de correlação linear mínimo obtido foi de 98.2%, o que confirma a boa aproximação verificada. No Quadro 7.2, são apresentadas as equações das rectas de aproximação, bem como os respectivos coeficientes de correlação linear, R^2 .

Quadro 7.2 – Resultado da aproximação de relações lineares aos pontos representados na Figura 7.1 (a) recorrendo ao método dos mínimos quadráticos

SP (%)	Equações	R^2
0.0	$(A/L) = 0.0176 (CV/L) + 0.2796$	0.982
0.5	$(A/L) = 0.0513 (CV/L) + 0.2035$	0.995
1.0	$(A/L) = 0.0658 (CV/L) + 0.1865$	0.994
2.0	$(A/L) = 0.0626 (CV/L) + 0.1924$	0.994

O efeito negativo provocado pela presença das CV, contraria o que seria de esperar para este tipo de adição mineral. É normalmente aceite que, devido à dimensão e forma aproximadamente esférica das suas partículas, o comportamento reológico dos betões com CV de boa qualidade vem geralmente beneficiado, o que em princípio também se deveria verificar em relação às pastas.

A explicação desta evidência pode ser fundamentada com base em dois efeitos que, nestas circunstâncias, podem assumir maior relevância do que a esperada:

- a presença de elevados teores de inqueimados contidos nas CV utilizadas, com elevada apetência para adsorver água, que deixa de estar disponível para o necessário envolvimento e lubrificação das partículas de ligante. Em simultâneo, estas partículas podem também adsorver parte do SP adicionado que, assim, deixa de estar disponível para cumprir as funções para as quais foi incluído na mistura: dispersão e desfloculação das partículas de ligante;
- a inclusão de adições minerais, em geral com partículas mais finas que o cimento, faz aumentar a superfície específica do conjunto, sendo este aumento tanto maior quanto maior for a quantidade de cimento substituído. Este aumento da superfície específica obriga a um acréscimo de água de forma a garantir o necessário envolvimento das partículas de ligante e assim atingir a mesma trabalhabilidade.

Analisando as possíveis causas apresentadas, a que aparenta ter maior influência nos resultados obtidos parece ser a primeira. As diferenças registadas nas superfícies específicas dos dois materiais ($C = 358.4 \text{ m}^2/\text{kg}$ e $CV = 387.9 \text{ m}^2/\text{kg}$, aferidas pelo método de Blaine) não parecem ser suficientes para explicar o sucedido. O facto de a acção dos SP parecer ser mais efectiva no cimento do que nas CV, pode indiciar que importantes quantidades de SP são adsorvidas pelas CV.

Este aspecto pode ser evidenciado através da observação da Figura 7.1 (b), onde é possível distinguir dois tipos de comportamento distintos. Em pastas sem inclusão de SP, o aumento da quantidade de CV não parece ser tão relevante como nas composições com adição de SP. Tal pode ser facilmente identificado pela observação dos declives das rectas representativas das relações verificadas entre a dosagem de CV e a exigência de água das misturas. Nestas circunstâncias, tudo parece indicar que as cinzas volantes, provenientes da Central Termoeléctrica do Pego, podem ser consideradas de qualidade reduzida, pelo menos no que diz respeito aos aspectos abordados.

Contudo, é de lembrar que os resultados deste ensaio devem ser mais fortemente relacionáveis com a tensão limite de escoamento do que com a viscosidade das misturas produzidas. Também por isto, é talvez prematuro concluir acerca da influência das CV na trabalhabilidade dessas misturas.

Admitindo que as pastas exibem um comportamento próximo do de Bingham, o comportamento reológico deve ser avaliado recorrendo a dois parâmetros (τ_0 e η), e este ensaio pode não ser esclarecedor relativamente à viscosidade das mesmas. Aliás, no decorrer dos ensaios foi possível constatar, através de uma análise de sensibilidade por parte do operador, a existência de diferenças significativas no comportamento das pastas, parecendo estas muito mais viscosas quando fabricadas com elevadas quantidades de CV. Inclusivamente, este aspecto chegou mesmo a dificultar a realização de alguns ensaios.

Na determinação da pasta de consistência normal de misturas sem CV não foram encontradas dificuldades de maior enquanto que na presença de misturas com percentagens elevadas de substituição de cimento por CV, muito pequenas diferenças na quantidade de água adicionada permitiram passar de penetrações excessivas da sonda para valores inferiores ao exigido.

7.2.2 CONE DE MARSH

Utilizando o cone de Marsh para determinar o tempo de escoamento das misturas produzidas, procurou-se avaliar o efeito associado à variação da quantidade de SP e da percentagem de substituição de C por CV.

Foi adoptada a relação A/L igual a 0.3 de modo a aproximar a composição das pastas e argamassas à dos betões com elas produzidos. Este valor justifica-se pois, conforme se poderá confirmar no Capítulo 8, os betões foram realizados com razões A/L iguais a 0.4, 0.3 e 0.25, consoante a quantidade de ligante usada: 400 kg/m³, 500 kg/m³ ou 600 kg/m³, respectivamente.

O efeito da adição de CV foi estudado recorrendo a misturas com incorporação de CV em substituição de 0%, 20%, 40%, 60% e 100% de massa de cimento, enquanto que o efeito do SP foi avaliado fazendo variar a quantidade de extracto sólido de SP, expresso em relação à quantidade de ligante: 0.25%, 0.50%, 1.0%, 1.5%, 2.0% e 3.0%.

Foram ensaiadas diversas composições, fabricadas de acordo com o descrito em 6.3.2. Depois de completo o processo de mistura, as pastas foram vertidas no cone de Marsh e obrigadas a passar através do orifício de descarga com 8.3 mm de diâmetro. O tempo decorrido entre o início e o fim do escoamento (tempo de escoamento ou tempo de fluidez) das diferentes pastas foi medido e devidamente registado, $t_{p8,\phi 8.3}$. De seguida, foi trocado o orifício de descarga pelo de 12.5 mm de diâmetro e repetida a medição do tempo de fluidez da pasta, registando-se os respectivos resultados, $t_{p8,\phi 12.5}$.

Finalizada esta operação, foi adicionada e misturada areia fina (de dimensão inferior a 2 mm) à pasta de acordo com o procedimento descrito em 6.3.2. Tendo como intenção principal a aproximação do comportamento destas misturas à da matriz aglomerante dos betões correspondentes, a realizar posteriormente, a dosagem de areia foi calculada de modo a representar a quantidade média de areia fina presente nessas composições. O valor médio obtido para a quantidade de areia a adicionar foi de 82.2% da massa de ligante. Depois de concluída a mistura das argamassas, estas foram colocadas no cone de Marsh e novamente determinados os respectivos tempos de escoamento, ainda com o orifício de descarga de 12.5 mm, $t_{a12,\phi 12.5}$.

Com os índices da designação adoptada para representar os diferentes tempos de escoamento determinados, pretende-se significar o seguinte:

p8: pasta ensaiada cerca de 8 minutos após a introdução da água na mistura;

a12: argamassa ensaiada cerca de 12 minutos após a introdução da água na mistura;

$\phi 8.3$: orifício de descarga com diâmetro igual a 8.3 mm;

$\phi 12.5$: orifício de descarga com diâmetro igual a 12.5 mm.

Os resultados obtidos apresentam-se no Quadro 7.3. É ainda importante ser referido que em nenhum dos casos analisados foram observados vestígios de segregação dos materiais constituintes, nem foi possível detectar o efeito de borbulha ou ocorrência de grumos (floculação em forma de esferas) referido por alguns autores (Rocha, 1999).

Quadro 7.3 – Resultados dos ensaios do cone de Marsh (A/L = 0.3)

CV/L (%)	SP/L (%)	Pastas		Argamassas
		$t_{p8, \phi 8.3}$	$t_{p8, \phi 12.5}$	$t_{a12, \phi 12.5}$
0	0.25	não flui	não flui	não flui
20		não flui	não flui	não flui
40		50.02"	15.53"	não flui
60		1'05"64	19.14"	não flui
100		1'05"83	21.13"	não flui
0	0.50	13.35"	5.40"	1'16"17
20		14.97"	5.29"	58.04"
40		18.15"	6.22"	58.03"
60		27.21"	9.05"	1'12"78
100		1'05"35	20.67"	não flui
0	1.00	11.24"	4.45"	42.22"
20		13.57"	4.94"	40.77"
40		15.66"	5.63"	42.22"
60		21.52"	6.97"	45.13"
100		46.85"	15.00"	2'49"00
0	1.50	11.22"	4.20"	32.2"
20		13.94"	4.70"	36.03"
40		14.94"	5.07"	35.91"
60		20.04"	6.59"	50.03"
100		45.85"	15.31"	2'06"23
0	2.00	10.48"	4.27"	30.79"
20		12.80"	4.86"	35.97"
40		14.65"	5.09"	38.78"
60		19.83"	6.50"	44.91"
100		50.89"	17.10"	não flui
0	3.00	11.54"	4.24"	29.5"
20		não realizado	não realizado	não realizado
40		não realizado	não realizado	não realizado
60		não realizado	não realizado	não realizado
100		51.29"	18.10"	não flui

No Quadro 7.3, os ensaios respeitantes a dosagens de SP igual a 3.0% e percentagens de substituição de C por CV de 20%, 40% e 60% (referenciados como “não realizados”) não foram efectuados devido à estabilização do tempo de escoamento verificada para quantidades inferiores de SP, pelo que não são de esperar ganhos significativos de fluidez. De qualquer forma, esta situação pôde ser confirmada através do ensaio de duas misturas de controlo, realizadas sem adição de CV e com 100% de CV, onde se comprovou que o tempo de escoamento não

sofreu variações significativas aquando do aumento de SP de 2.0% para 3.0%. Como complemento, pode ainda ser referido que a inclusão de quantidades de SP da ordem dos 3.0% pode ser considerada como muito elevada, podendo classificar-se como antieconómica, o que claramente colide com a premissa inicial de economia das composições de betão a produzir.

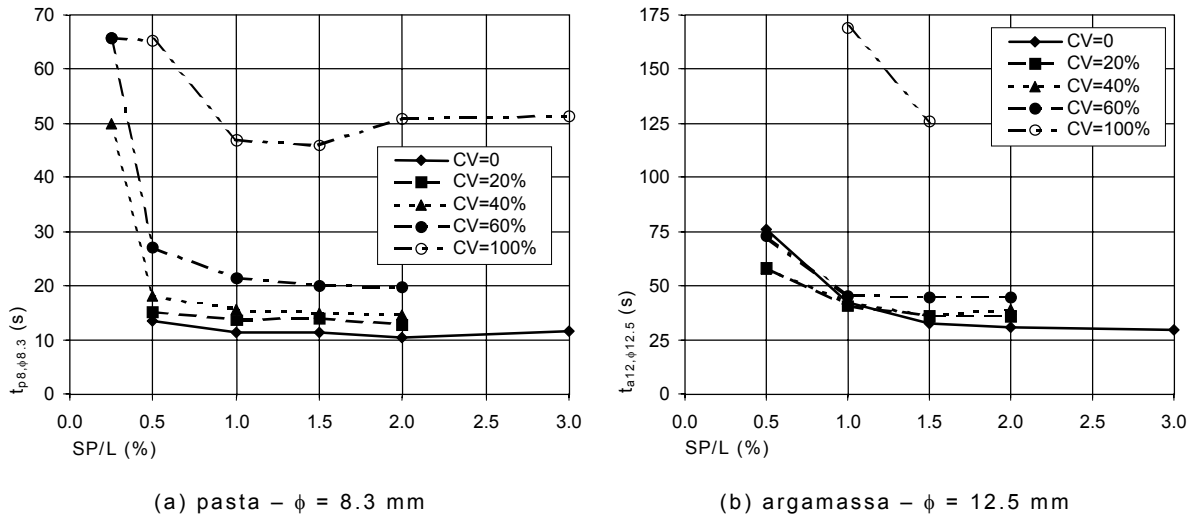


Figura 7.2 – Variação do tempo de escoamento com a quantidade de SP

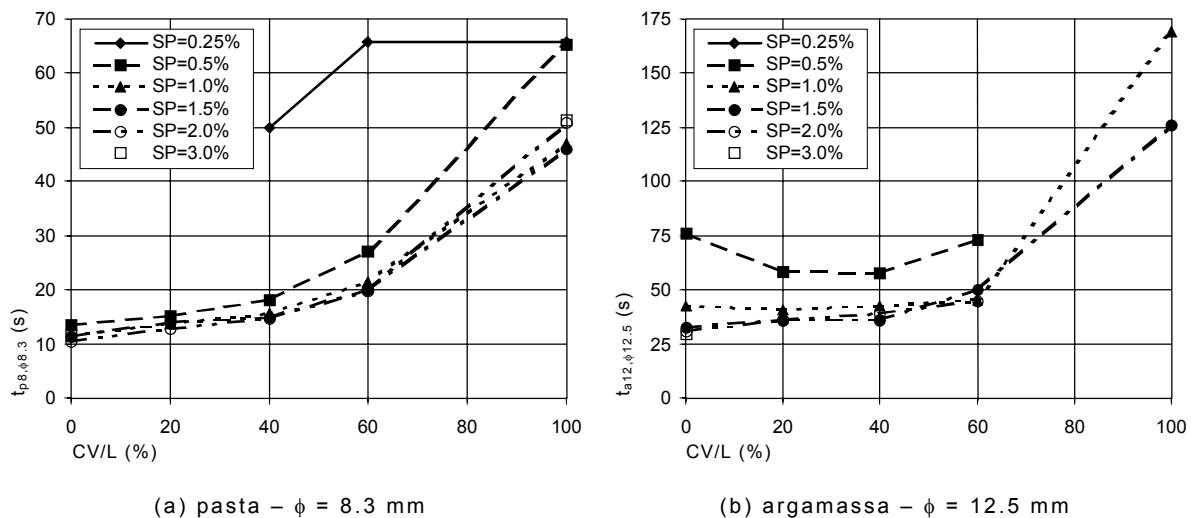


Figura 7.3 – Variação do tempo de escoamento com a quantidade de CV

Através da avaliação dos resultados, agora representados pelo conjunto de diagramas apresentados na Figura 7.2 e na Figura 7.3, que ilustram a variação do tempo de escoamento em função da quantidade de SP e da dosagem de CV, respectivamente, é possível observar relativamente às pastas o seguinte:

- as curvas representadas na Figura 7.2 (a) e (b) apresentam um desenvolvimento que pode ser considerado típico (ver 2.7.1), indiciando não existir incompatibilidade entre o SP e o ligante;

- o ponto de saturação das pastas pode ser facilmente identificado através da observação da Figura 7.2 (a) e corresponde a uma dosagem de SP de cerca de 1.0% (a partir desse valor não se verificam ganhos de fluidez significativos);
- em pastas com substituição de C por CV até 40%, os ganhos de fluidez conseguidos com o aumento de SP de 0.5% para 1.0% são, aparentemente, marginais;
- as pastas fabricadas com quantidades de CV superiores a 40% são claramente beneficiadas na sua fluidez com o aumento de SP de 0.5% para 1.0%;
- as pastas e argamassas produzidas sem cimento (CV = 100%) exibiram um comportamento reológico marcadamente diferente das restantes e apresentaram tempos de escoamento bastante superiores;
- o facto de na totalidade das pastas fabricadas com 0.25% de SP apenas terem fluído as constituídas com quantidades de CV superiores ou iguais a 40%, aparentemente indica que a adição de CV beneficia a fluidez das pastas dotadas de reduzida quantidade de SP;
- a fluidez das pastas diminui com o acréscimo de CV. Este aspecto é particularmente evidente na Figura 7.3 (a), onde é possível constatar que os tempos de escoamento variam segundo uma relação aproximadamente linear até valores de CV = 40%, afastando-se sucessivamente dessa relação para quantidades superiores;
- a inclusão de uma quantidade reduzida de SP (igual a 0.25%) contribui para uma fluidez das pastas bastante aquém da verificada com dosagens superiores. Dito de outra forma, há uma redução substancial do tempo de escoamento quando o SP passa de 0.25% para 0.5%, i.e., há um salto muito evidente;
- o valor do tempo de escoamento da pasta constituída com SP = 0.25% e CV = 100% pode considerar-se como atípico, quando comparado com os restantes, e bastante inferior ao esperado.

Por intermédio da análise dos resultados dos ensaios realizados em argamassas é possível constatar que:

- o ponto de saturação determinado nos ensaios de argamassas difere do obtido em pastas, indiciando comportamentos reológicos distintos;
- a quantidade óptima de SP verificada nas argamassas é de 1.5%, excepto nas constituídas com CV = 60%, onde não se registaram ganhos significativos de fluidez a partir de 1.0% de SP. Contudo, a passagem de 1.0% para 1.5% de SP

conduz a ganhos muito pequenos, com excepção das composições com 100% de CV;

- nas argamassas, o aumento da dosagem de SP de 0.5% para 1.0% manifestou-se claramente vantajoso, diminuindo significativamente o correspondente tempo de escoamento;
- nas argamassas elaboradas sem inclusão de cimento (CV = 100%), quantidades de SP superiores a 1.5% revelaram pior desempenho, ao ponto de nem ter sido possível estabelecer o seu escoamento no cone de Marsh.

Nas observações aqui apontadas não foi feita qualquer referência aos tempos de escoamento de pastas medidos no cone de Marsh com o orifício de descarga de 12.5 mm. Esta omissão deve-se ao facto de se ter constatado que os resultados foram proporcionais aos registados com o orifício de 8.3 mm de diâmetro. Analisando a relação existente entre os tempos de escoamento com o tubo de descarga de 8.3 mm de diâmetro, $t_{p8,\phi 8.3}$, e os correspondentes à utilização de um diâmetro de 12.5 mm, $t_{p8,\phi 12.5}$, verificou-se que é possível estabelecer uma relação entre eles. Através da expressão (7.1) é possível prever um deles em função do outro com um desvio médio de 6.4% e um coeficiente de correlação linear de 99.13%. Os maiores desvios verificaram-se nas misturas elaboradas sem CV onde se detectou um erro absoluto máximo de 20.9%.

$$t_{p8,\phi 12.5}^{\text{previsto}} = 0.3224 t_{p8,\phi 8.3} \quad (7.1)$$

A Figura 7.4 ilustra a boa aproximação que se verifica entre os valores reais e os valores previstos de $t_{p8,\phi 12.5}$ recorrendo à equação (7.1).

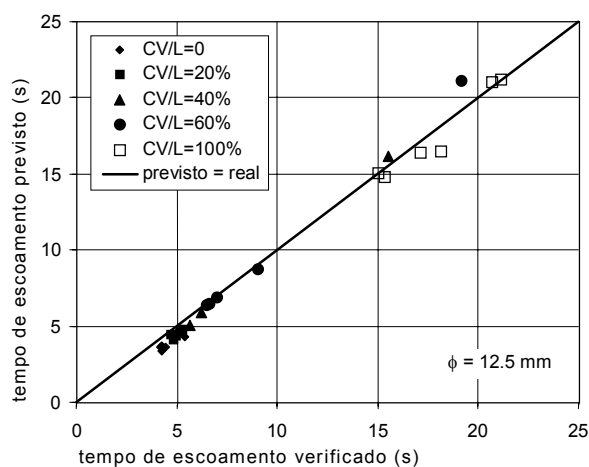


Figura 7.4 – Comparação do tempo de escoamento verificado, $t_{p8,\phi 12.5}$, com o previsto

Com o tubo de descarga de 12.5 mm de diâmetro, os tempos de escoamento apresentaram valores substancialmente mais reduzidos, portanto mais susceptíveis à ocorrência de erros de leitura. O emprego do tubo de maior diâmetro resultou

como tentativa de escoar as pastas que não fluíram através do orifício de 8.3 mm. No entanto, tal como é possível verificar no Quadro 7.3, este procedimento revelou-se infrutífero, continuando as pastas que não fluíram a não fluir através do cone.

Assim, adoptou-se como resultado padrão o obtido com o diâmetro de 8.3 mm, uma vez que a consideração dos tempos de escoamento correspondentes ao diâmetro de 12.5 mm nada acrescentou ao conhecimento da reologia das pastas.

No entanto, os ensaios com o diâmetro de 12.5 mm não se podem considerar como completamente insignificantes. Se mais não houver, pelo menos permitiram: dentro de determinados limites, concluir da irrelevância do tamanho do orifício de descarga; aferir os resultados dos ensaios efectuados com o tubo de descarga de 8.3 mm, possibilitando a sua validação; e confirmar a inexistência de resultados incaracterísticos.

Com o objectivo de avaliar a perda de trabalhabilidade com o tempo, que tem uma relevância prática fundamental no betão, e caracterizar melhor o comportamento dos SP, também foram realizados ensaios das pastas no cone de Marsh ($\phi = 8.3$ mm) em instantes de tempo diferentes do $t_{p8,\phi8.3}$. Para este efeito foram preparadas novas pastas, sem qualquer alteração aos procedimentos anteriormente descritos até à primeira passagem pelo cone de Marsh. De seguida, as pastas foram mantidas em repouso num recipiente apropriado e ensaiadas depois de decorridos 15, 30 e 60 minutos após a aferição dos respectivos $t_{p8,\phi8.3}$. Dois minutos antes dos tempos previstos, as pastas foram colocadas no misturador durante esse intervalo de tempo a uma velocidade de 60 rpm. Devido à morosidade do processo, apenas as pastas com incorporação de 0.5% de SP foram ensaiadas.

Os resultados obtidos nestes ensaios são apresentados no Quadro 7.4 e na Figura 7.5. Neste contexto, t_d deve ser entendido como o período de tempo que decorre entre a adição da água à mistura e a realização do ensaio.

Quadro 7.4 – Resultados dos ensaios do cone de Marsh diferidos no tempo (A/L = 0.3)

CV/L (%)	SP/L (%)	Tempo de escoamento (s)			
		$t_d = 8$ min.	$t_d = 8 + 15$ min.	$t_d = 8 + 30$ min.	$t_d = 8 + 60$ min.
0%	0.5%	13.33	13.96	15.41	18.27
20%		14.95	15.74	16.94	17.87
40%		19.26	20.23	21.65	22.64
60%		27.85	27.94	30.32	31.12
100%		64.58	64.91	67.56	70.06

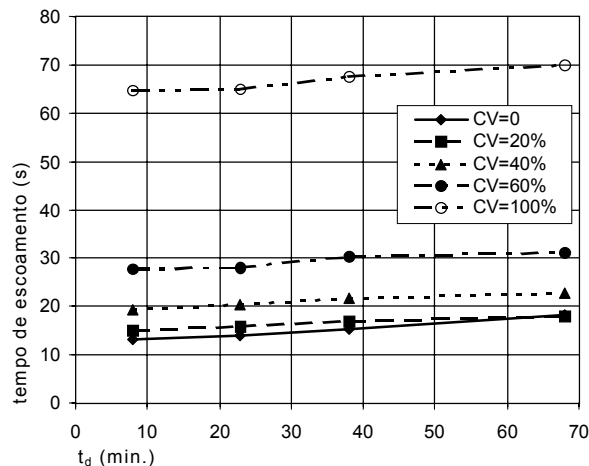


Figura 7.5 – Variação do tempo de escoamento com o instante de realização do ensaio

Através da análise dos resultados é possível constatar que, para o período de tempo considerado, t_d aumenta com o tempo, segundo uma relação aproximadamente linear de pequeno declive.

Na Figura 7.6 ilustra-se a evolução das perdas de fluidez verificadas ao longo do tempo. Nesta avaliação, as perdas de fluidez foram consideradas como a razão entre os diferentes tempos de escoamento ($t_d = 8 + 15$ min; $t_d = 8 + 30$ min; $t_d = 8 + 60$ min) e o tempo de escoamento determinado na primeira passagem das pastas pelo cone de Marsh ($t_d = 8$ min).

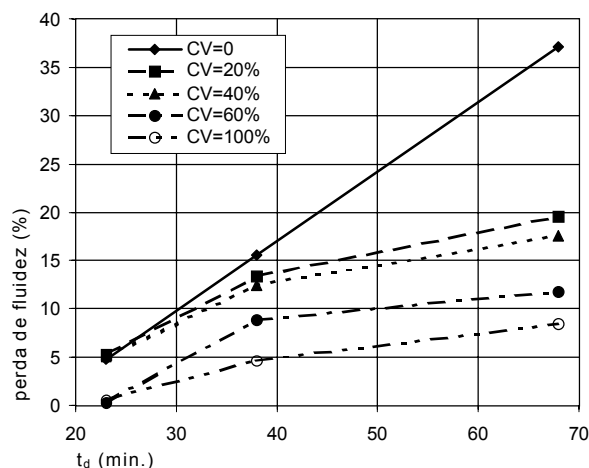


Figura 7.6 – Variação da perda de fluidez com o tempo

As relações entre a perda de fluidez e o t_d , expressas na Figura 7.6, permitem verificar que a influência da quantidade de CV na perda de fluidez das pastas ao longo do tempo é considerável. A presença das CV provoca uma diminuição da perda de fluidez com o tempo. Este efeito faz-se sentir com mais intensidade quanto maior for a quantidade de cimento substituído por CV e pode ser justificado devido à lentidão das reacções pozolânicas das CV que se processam com menos rapidez do que as reacção de hidratação do cimento, o que contribui para retardar

a presa e, conseqüentemente, para manter os níveis de trabalhabilidade durante um período de tempo mais alargado. Este aspecto confirma o que ocorre nos betões, onde a presença de CV, em geral, diminui a perda de trabalhabilidade ao longo do tempo.

Nos ensaios realizados, a perda de fluidez das composições com CV foi mais acentuada para valores de t_d compreendidos entre 23 e 38 minutos, contrariando o verificado em pastas sem CV cuja perda de fluidez variou de forma aproximadamente linear no mesmo período, resultando em diferenças de perda de fluidez mais acentuadas em composições com e sem CV decorrida uma hora entre a primeira e a última avaliação da fluidez efectuada.

7.2.3 VISCOSÍMETRO DE BROOKFIELD

A caracterização reológica de fluidos e suspensões pode ser efectuada recorrendo a ensaios em reómetros. De acordo com o descrito em 3.4.2 e 6.3.3, considerando as pastas como um fluido e submetendo-as ao ensaio num viscosímetro de Brookfield, determinam-se os parâmetros definidores do seu comportamento reológico.

O viscosímetro de Brookfield possibilita a determinação da tensão de corte para diferentes gradientes de velocidade, o que permite estabelecer o reograma do fluido.

Em 3.2 foram já apresentadas as principais equações definidoras da reologia dos fluidos e suspensões. Aplicando os conceitos descritos a pastas, argamassas e betões, (ver 3.3) é de esperar que o comportamento seja convenientemente avaliado recorrendo a expressões como as propostas por Bingham (7.2) e, Herschel e Bulkley (7.3).

$$\tau = \tau_0 + \eta \dot{\gamma} \quad (7.2)$$

$$\tau = \tau_0 + k \dot{\gamma}^n \quad (7.3)$$

em que τ representa a tensão de corte e $\dot{\gamma}$ o gradiente de velocidade.

Caso a suspensão satisfaça a relação de Bingham, o seu comportamento reológico pode ser caracterizado através de dois parâmetros, considerados como propriedades do material: a tensão limite de escoamento, τ_0 , e a viscosidade, η . A expressão proposta por Herschel e Bulkley também é dependente do parâmetro τ_0 , mas apresenta a desvantagem de conter dois parâmetros que carecem de

significado físico, porque resultam do método de aproximação adoptado (k e n). Observando as expressões (7.2) e (7.3) parece evidente que a expressão proposta por Herschel e Bulkeley deverá conduzir a melhores correlações com os resultados experimentais, até porque, a primeira é um caso particular da segunda, quando n for unitário.

Para a concretização deste ensaio foram aproveitadas as pastas anteriormente passadas pelo cone de Marsh, de onde foram recolhidas as quantidades necessárias. No decorrer deste processo foram registados os valores da viscosidade aparente, η_0 , lidos para cada uma das velocidades de rotação seleccionadas: 0.5; 1.0; 2.5; 5.0; 10.0; 20.0; 50.0; e 100.0 rpm. De modo a avaliar a reversibilidade do comportamento reológico das pastas, inicialmente foram impostas velocidades de rotação crescentes, desde 0.5 rpm até 100.0 rpm. Atingida a velocidade de rotação máxima, procedeu-se inversamente. Com recurso às expressões (6.2) e (6.3) determinaram-se os pares de valores ($\dot{\gamma}$, τ) que permitiram construir os reogramas correspondentes.

Aquando da mistura do ligante com a água, ocorre dissolução iónica e iniciam-se reacções químicas que são responsáveis pela formação de uma camada com reduzida espessura de produtos de hidratação que vai envolver as partículas de ligante não hidratadas. Esta camada pode provocar a ligação das partículas e a sua conseqüente aglomeração (Wang, Konsta-Gdoutos e Shah, 2002). Estas ligações, que provocam a aglomeração das partículas, podem ser quebradas de forma irreversível através da aplicação de tensões de corte apropriadas, induzidas pelo próprio procedimento de mistura adoptado ou por vibração, o que facilita o escoamento das pastas.

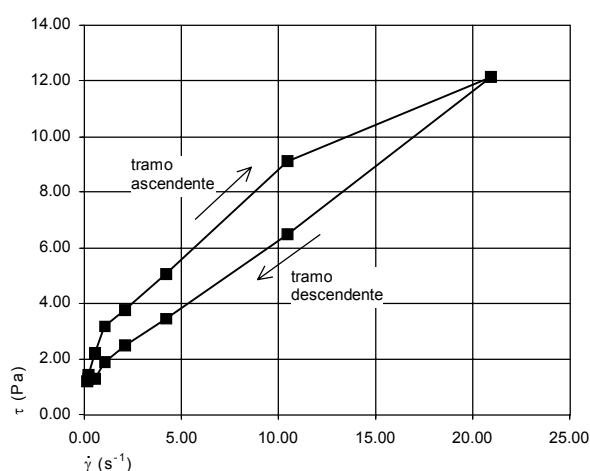


Figura 7.7 – Reograma típico, obtido para a composição com CV = 0%, SP = 0.50% e A/L = 0.3

Os ensaios realizados permitiram detectar este tipo de comportamento nalgumas das pastas produzidas, conforme se pode observar na Figura 7.7 correspondente à

pasta fabricada sem inclusão de CV, com 0.50% de SP e com A/L = 0.3, e representativa de um reograma típico.

A Figura 7.7 permite identificar a existência de um comportamento reológico não reversível, claramente distinto entre a fase correspondente ao aumento da velocidade de rotação do *spindle* (tramo ascendente) e à sua diminuição (tramo descendente). O movimento do *spindle* imerso na pasta sujeita ao ensaio misturou-a e induziu tensões de corte que permitiram quebrar algumas das ligações responsáveis pela aglomeração das partículas de ligante, contribuindo para a desfloculação da pasta. Por este motivo, a viscosidade diminuiu com o aumento da tensão de corte durante a primeira parte do ensaio (tramo ascendente), passando o comportamento reológico durante a fase seguinte (tramo descendente) a ser próximo do proposto por Bingham ou por Herschel e Bulkley.

Uma vez identificado o comportamento não reversível de determinadas pastas e justificada a sua ocorrência, adoptou-se, para estas pastas, ajustar aos resultados experimentais as relações propostas por Bingham e por Herschel e Bulkley considerando apenas a parte do reograma correspondente ao tramo descendente.

Quadro 7.5 – Exemplo de resultados obtidos com o viscosímetro de Brookfield usando o *spindle* nº 2. Composição com CV = 40%, SP = 1.0% e A/L = 0.3

$\bar{\omega}_0$ (rpm)	η_0 (Pa.s)	$\dot{\gamma}$ (s ⁻¹)	τ (Pa)
0.5	0.0510	0.1047	0.0053
1	0.1750	0.2094	0.0367
2.5	0.2310	0.5236	0.1210
5	0.2280	1.0472	0.2388
10	0.2270	2.0944	0.4754
20	0.2300	4.1888	0.9634
50	0.2720	10.4720	2.8484
100	0.3590	20.9440	7.5189
50	0.2700	10.4720	2.8274
20	0.2230	4.1888	0.9341
10	0.2160	2.0944	0.4524
5	0.2150	1.0472	0.2251
2.5	0.1960	0.5236	0.1026
1	0.1310	0.2094	0.0274
0.5	0.0830	0.1047	0.0087

Nem todas as pastas ensaiadas exibiram um comportamento não reversível. No Quadro 7.5 e na Figura 7.8 apresentam-se os resultados obtidos numa composição dotada de comportamento reversível, composta com CV = 40%, SP = 1.0% e razão A/L = 0.3. Os valores das leituras das restantes composições não são aqui apresentados por se ter considerado que estes eram representativos do conjunto.

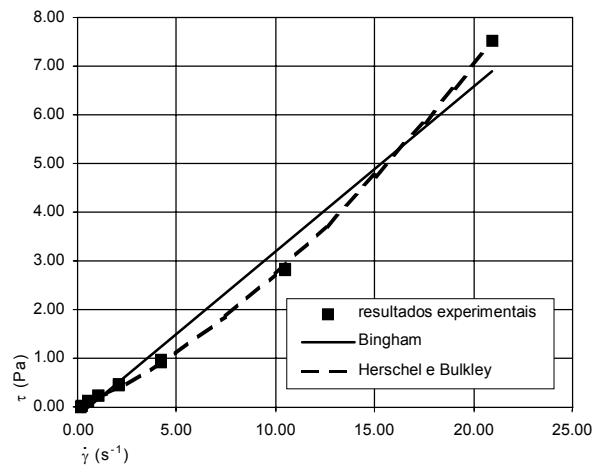


Figura 7.8 – Exemplo de reograma, obtido para a composição com CV = 40%, SP = 1.0% e A/L = 0.3

A aproximação dos resultados experimentais aos modelos de Bingham e de Herschel e Bulkley foi realizada com base no método dos mínimos quadráticos, contemplou todas as misturas ensaiadas e os respectivos resultados apresentam-se no Quadro 7.6.

Não foi possível realizar o ensaio da pasta com uma dosagem de 0.25% de SP e sem adição de CV. O viscosímetro utilizado ultrapassou a sua capacidade máxima, o que inviabilizou a determinação das características dessa suspensão com uma viscosidade aparente tão elevada.

Observando os resultados expressos no Quadro 7.6 é possível constatar que, conforme o esperado, ao modelo de Herschel e Bulkley estão associados maiores coeficientes de correlação, R^2 , do que em relação ao modelo de Bingham. No entanto, em termos gerais, a aproximação à expressão de Bingham é conseguida com coeficientes de correlação que se podem considerar muito satisfatórios ($0.9058 \leq R^2 \leq 0.9991$), não muito distantes dos valores extremos de R^2 correspondentes à adopção da equação de Herschel e Bulkley ($0.9088 \leq R^2 \leq 0.9999$).

Com o acréscimo de SP e para maiores quantidades de CV, a aproximação aos modelos teóricos, aferida através de R^2 , parece melhorar globalmente a sua aplicabilidade.

A determinação de τ_0 através do ajuste dado pelo método dos mínimos quadráticos originou a obtenção de valores negativos, sem significado físico admissível. Contudo, esses valores foram reduzidos e podem ser considerados aproximadamente iguais a zero. Refazendo os cálculos, para os casos em que τ_0 apresentou um valor negativo, de forma a obrigar as curvas a passar na origem, foram obtidos os valores expressos no Quadro 7.7, onde é possível observar um

ligeiro decréscimo nos valores de R^2 . Como a redução verificada no coeficiente de correlação foi muito ligeira, a opção tomada relativamente à obrigatoriedade em obter valores de τ_0 sempre superiores ou iguais a zero parece razoável e passível de ser adoptada nas análises subsequentes. Dito de outra forma, para que se garanta significado físico a todos os parâmetros em estudo, em detrimento dos valores apresentados no Quadro 7.6, devem ser adoptados os valores descritos no Quadro 7.7.

Quadro 7.6 – Resultado da aproximação dos modelos de Bingham e de Herschel e Bulkley aos valores experimentais (A/L = 0.3)

CV/L (%)	SP/L (%)	Bingham			Herschel e Bulkley			
		τ_0 (Pa)	η (Pa.s)	R^2	τ_0 (Pa)	k	n	R^2
0	0.25	-	-	-	-	-	-	-
	0.50	1.7255	0.5309	0.9335	1.0476	1.1928	0.7337	0.9490
	1.00	-0.1909	0.3233	0.9743	0.1558	0.0733	1.4891	0.9945
	1.50	-0.1619	0.3013	0.9832	0.1233	0.0890	1.4015	0.9980
	2.00	-0.0171	0.2592	0.9720	0.1068	0.1582	1.1616	0.9749
	3.00	-0.1563	0.3225	0.9811	0.1220	0.1112	1.3502	0.9931
20	0.25	5.3089	2.9122	0.9339	4.8237	3.3538	0.9527	0.9343
	0.50	1.7943	0.7458	0.9058	1.3421	1.1426	0.8591	0.9088
	1.00	-0.1862	0.3526	0.9753	0.1374	0.1045	1.4129	0.9977
	1.50	-0.1483	0.3122	0.9814	0.0852	0.1129	1.3469	0.9991
	2.00	-0.1333	0.3063	0.9841	0.1024	0.1191	1.3203	0.9990
40	0.25	3.6415	2.2656	0.9510	0.2666	5.5751	0.7054	0.9742
	0.50	1.3699	0.9122	0.9807	0.5033	1.8108	0.7715	0.9927
	1.00	-0.1968	0.3390	0.9783	0.0734	0.1112	1.3802	0.9990
	1.50	-0.1469	0.3412	0.9866	0.0957	0.1462	1.2872	0.9988
	2.00	-0.1168	0.3799	0.9910	0.1105	0.1931	1.2291	0.9991
60	0.25	2.3008	1.3368	0.9930	1.4784	2.1114	0.8481	0.9982
	0.50	0.1061	0.6579	0.9961	0.2855	0.5026	1.0907	0.9975
	1.00	-0.1740	0.4344	0.9905	0.0825	0.2234	1.2251	0.9984
	1.50	-0.0984	0.4316	0.9971	0.0550	0.3003	1.1224	0.9997
	2.00	-0.0143	0.4510	0.9984	0.0789	0.3697	1.0669	0.9992
100	0.25	1.0038	1.5734	0.9991	0.9208	1.6481	0.9845	0.9992
	0.50	-0.1671	0.9014	0.9966	-0.1134	0.8537	1.0183	0.9967
	1.00	0.4003	0.8750	0.9973	0.0303	1.2189	0.8895	0.9999
	1.50	0.8231	0.8694	0.9958	-0.0126	1.3772	0.8565	0.9985
	2.00	1.1321	1.2546	0.9923	0.4628	1.8821	0.8650	0.9960
	3.00	1.4785	1.6856	0.9974	0.9681	2.1935	0.9113	0.9991

Quadro 7.7 – Resultado da aproximação dos modelos de Bingham e de Herschel e Bulkley aos valores experimentais garantindo que $\tau_0 \geq 0$ (A/L = 0.3)

CV/L (%)	SP/L (%)	Bingham			Herschel e Bulkley			
		τ_0 (Pa)	η (Pa.s)	R ²	τ_0 (Pa)	k	n	R ²
0	0.25	–	–	–	–	–	–	–
	0.50	1.7255	0.5309	0.9335	1.0476	1.1928	0.7337	0.9490
	1.00	0	0.3101*	0.9698*	0.1558	0.0733	1.4891	0.9945
	1.50	0	0.2901*	0.9794*	0.1233	0.0890	1.4015	0.9980
	2.00	0	0.2580*	0.9720*	0.1068	0.1582	1.1616	0.9749
	3.00	0	0.3117*	0.9781*	0.1220	0.1112	1.3502	0.9931
20	0.25	5.3089	2.9122	0.9339	4.8237	3.3538	0.9527	0.9343
	0.50	1.7943	0.7458	0.9058	1.3421	1.1426	0.8591	0.9088
	1.00	0	0.3373*	0.9699*	0.1374	0.1045	1.4129	0.9977
	1.50	0	0.2999*	0.9767*	0.0852	0.1129	1.3469	0.9991
	2.00	0	0.2853*	0.9804*	0.1024	0.1191	1.3203	0.9990
40	0.25	3.6415	2.2656	0.9510	0.2666	5.5751	0.7054	0.9742
	0.50	1.3699	0.9122	0.9807	0.5033	1.8108	0.7715	0.9927
	1.00	0	0.3227*	0.9713*	0.0734	0.1112	1.3802	0.9990
	1.50	0	0.3291*	0.9830*	0.0957	0.1462	1.2872	0.9988
	2.00	0	0.3702*	0.9881*	0.1105	0.1931	1.2291	0.9991
60	0.25	2.3008	1.3368	0.9930	1.4784	2.1114	0.8481	0.9982
	0.50	0.1061	0.6579	0.9961	0.2855	0.5026	1.0907	0.9975
	1.00	0	0.4201*	0.9874*	0.0825	0.2234	1.2251	0.9984
	1.50	0	0.4235*	0.9961*	0.0550	0.3003	1.1224	0.9997
	2.00	0	0.4498*	0.9984*	0.0789	0.3697	1.0669	0.9992
100	0.25	1.0038	1.5734	0.9991	0.9208	1.6481	0.9845	0.9992
	0.50	0	0.8877*	0.9960*	0	0.7998*	1.0385*	0.9965*
	1.00	0.4003	0.8750	0.9973	0.0303	1.2189	0.8895	0.9999
	1.50	0.8231	0.8694	0.9958	0	1.3700*	0.8581*	0.9985*
	2.00	1.1321	1.2546	0.9923	0.4628	1.8821	0.8650	0.9960
	3.00	1.4785	1.6856	0.9974	0.9681	2.1935	0.9113	0.9991

* – valor calculado de modo a garantir que $\tau_0 \geq 0$

Para facilitar a análise da dependência dos parâmetros dos dois modelos referidos, procedeu-se à construção de gráficos representativos dessas variações em função da quantidade de SP e da dosagem de CV das pastas estudadas, que se apresentam nas Figuras 7.9 a 7.13.

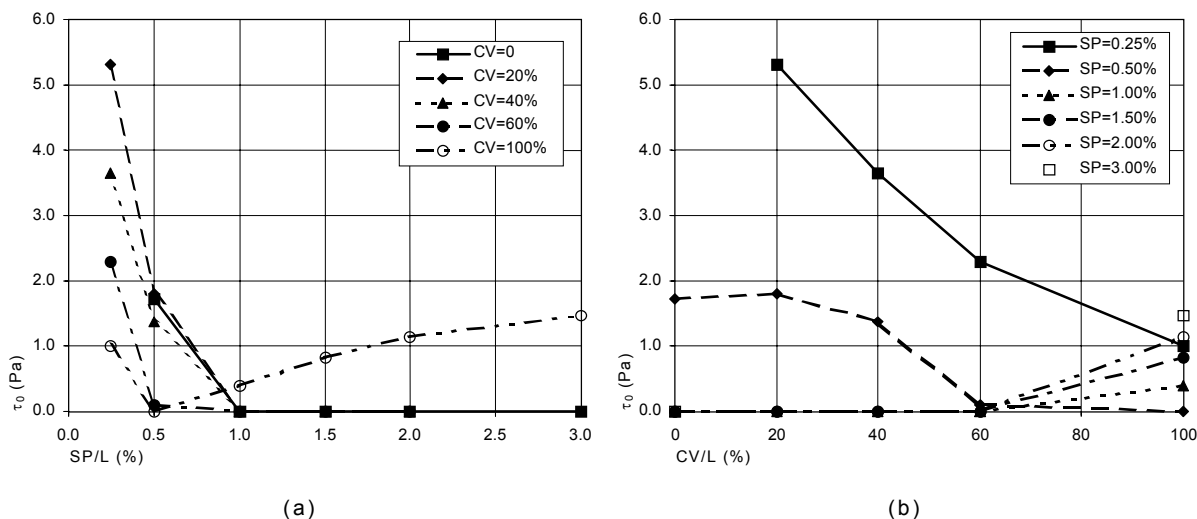


Figura 7.9 – Variação de τ_0 em função da % SP (a) e da % CV (b) (comportamento de Bingham)

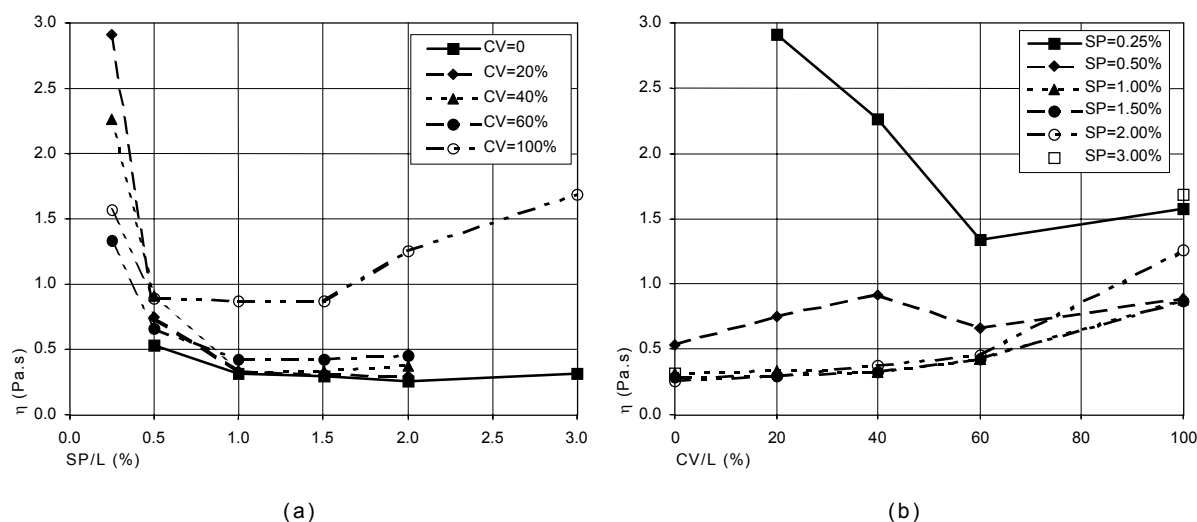


Figura 7.10 – Variação de η em função da % SP (a) e da % CV (b) (comportamento de Bingham)

Através da análise da Figura 7.9 e da Figura 7.10, correspondentes à adopção do modelo de Bingham, é possível apontar as seguintes tendências:

- a acção do SP contribuiu para a diminuição da viscosidade e do limite de escoamento das pastas até dosagens de cerca de 1.0%, excepto na composição com 100% de CV, em que não foram visíveis melhorias significativas a partir de cerca de 0.5% de SP;
- o ponto de saturação do SP também pode ser identificado recorrendo à análise dos resultados provenientes da realização deste ensaio. Este ensaio possibilita a determinação de uma quantidade óptima de SP em relação ao limite de escoamento e outra, eventualmente distinta, tendo em conta o efeito do SP na viscosidade das pastas. No entanto, nas misturas estudadas, não foram obtidas quantidades óptimas de SP diferentes, permanecendo o seu valor relativamente a

ambos os parâmetros igual a 1.0% (exceptuando a redução marginal de τ_0 da pasta com 60% de CV aquando da passagem de 0.5% para 1.0% de SP e as pastas compostas com CV = 100%);

- nas pastas realizadas com uma dosagem de SP correspondente ao ponto de saturação, as respectivas viscosidades apresentaram valores semelhantes, excepto na mistura constituída com 100% de CV, cuja viscosidade mínima foi substancialmente superior à das restantes;
- o limite de escoamento mínimo, registado em todas as pastas elaboradas com a respectiva quantidade óptima de SP apresentou o valor nulo, que corresponde a um comportamento Newtoniano. Este aspecto verificou-se também para dosagens de SP superiores à quantidade óptima, excepto nas pastas constituídas com 100% de CV;
- nas suspensões fabricadas com menores quantidades de SP (0.25% e 0.50%) a introdução de CV provocou a diminuição do τ_0 , tendendo a transformar o comportamento das pastas em Newtoniano;
- nas pastas ensaiadas, o ponto de saturação corresponde à dosagem de SP que permite transformar uma pasta ligante numa suspensão com comportamento Newtoniano;
- em pastas fabricadas sem inclusão de cimento, quantidades superiores a 0.5% de SP provocaram o aumento da tensão limite de escoamento em relação à verificada com a quantidade óptima de SP, acompanhado por uma estabilização da viscosidade e posterior aumento;
- aparentemente, as consequências da utilização de 0.5% ou 1.0% de SP repercutiram-se de forma mais acentuada no limite de escoamento do que na viscosidade das suspensões, exceptuando a composição com 60% de CV, onde as diferenças registadas não foram significativas;
- em termos gerais, nas pastas elaboradas com uma quantidade de SP superior a 0.25%, a viscosidade aumentou ligeiramente com o acréscimo de CV, sendo este efeito mais pronunciado para CV = 100%;
- a introdução de quantidades crescentes de CV até 60% parece diminuir a viscosidade das pastas com 0.25% de SP, sendo esta tendência invertida para misturas com 100% de CV, que mantiveram uma viscosidade inferior à das pastas constituídas com CV \leq 40%;
- a tensão limite de escoamento diminuiu à medida que a presença das CV aumentou, até quantidades de SP de 0.5%. Para quantidades superiores de SP, o

aumento da quantidade de CV nas misturas, até 60%, não provocou alterações neste parâmetro. Uma tendência contrária só foi registada para composições com dosagens de 100% de CV.

A vantagem da adição de CV, verificada no comportamento reológico de pastas fabricadas com quantidades reduzidas de SP, pode ser devida à dimensão e forma aproximadamente esférica das partículas de CV. Nestas composições, a reduzida quantidade de SP pode não ser a suficiente para controlar o comportamento reológico das misturas, sendo essa função atribuída principalmente à água adicionada. A melhoria do comportamento induzida pela presença de CV sobrepõe-se à eventual elevada quantidade de água adsorvida pelo carbono presente nas CV. Com o acréscimo de dosagem de SP, o comportamento reológico passa a ser mais controlado pelo adjuvante, não sendo, nesta situação, as CV capazes de sobrepor as suas qualidades às proporcionadas pelo SP. A adicionar a este facto, as CV aparentemente adsorvem quantidades significativas de SP, impedindo que o adjuvante desempenhe a função para a qual foi adicionado. Neste sentido e sintetizando, parece poder ser afirmado que, quanto maior a quantidade de CV presente nas misturas, menor é a quantidade de SP disponibilizado para promover a dispersão e desfloculação das partículas de ligante, reduzindo significativamente a sua eficácia.

As Figuras 7.11 a 7.13 representam a variação com a quantidade de SP e de CV dos parâmetros caracterizadores do comportamento reológico das pastas, quando adoptado o modelo proposto por Herschel e Bulkley (τ_0 , k e n). Através da observação das Figuras referidas é possível verificar que as tendências apontadas para os parâmetros do modelo de Bingham (τ_0 , η) são, genericamente, aplicáveis aos parâmetros do modelo de Herschel e Bulkley (τ_0 , k), desde que se faça a correspondência entre k e a viscosidade.

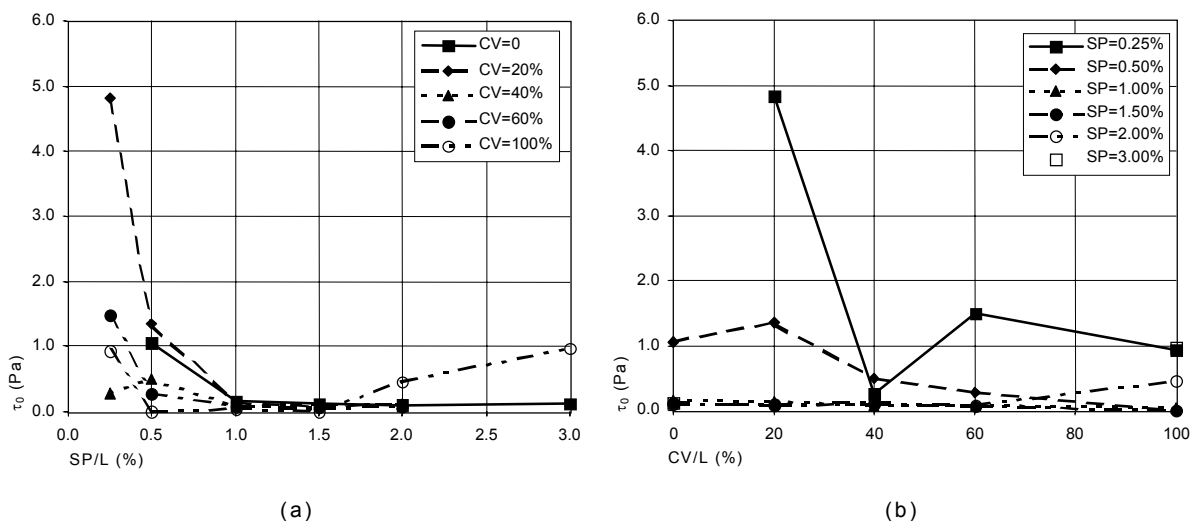


Figura 7.11 – Variação de τ_0 em função da % SP (a) e da % CV (b) (comportamento de Herschel e Bulkley)

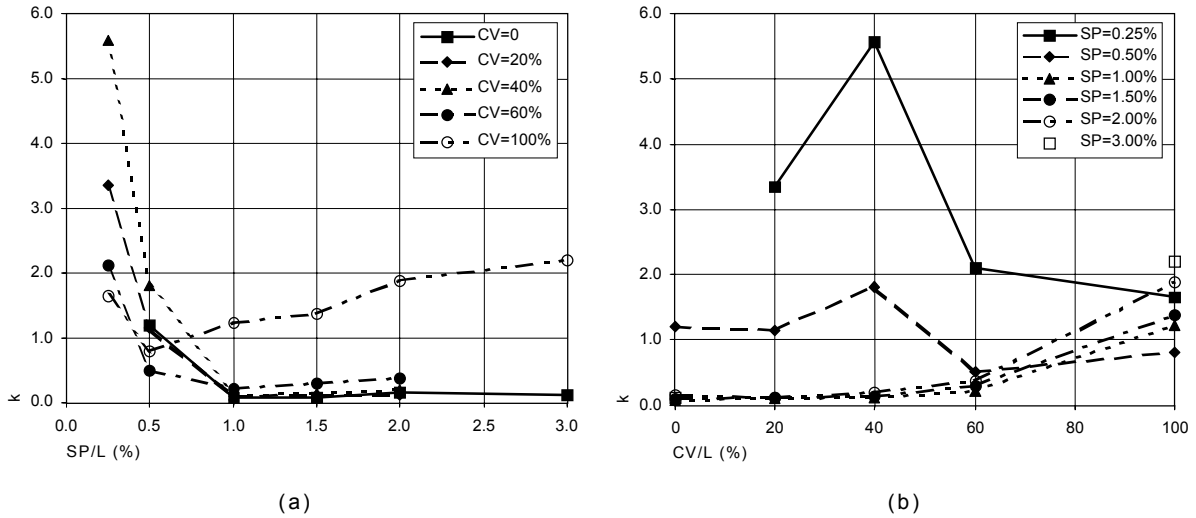


Figura 7.12 – Variação de k em função da % SP (a) e da % CV (b) (comportamento de Herschel e Bulkley)

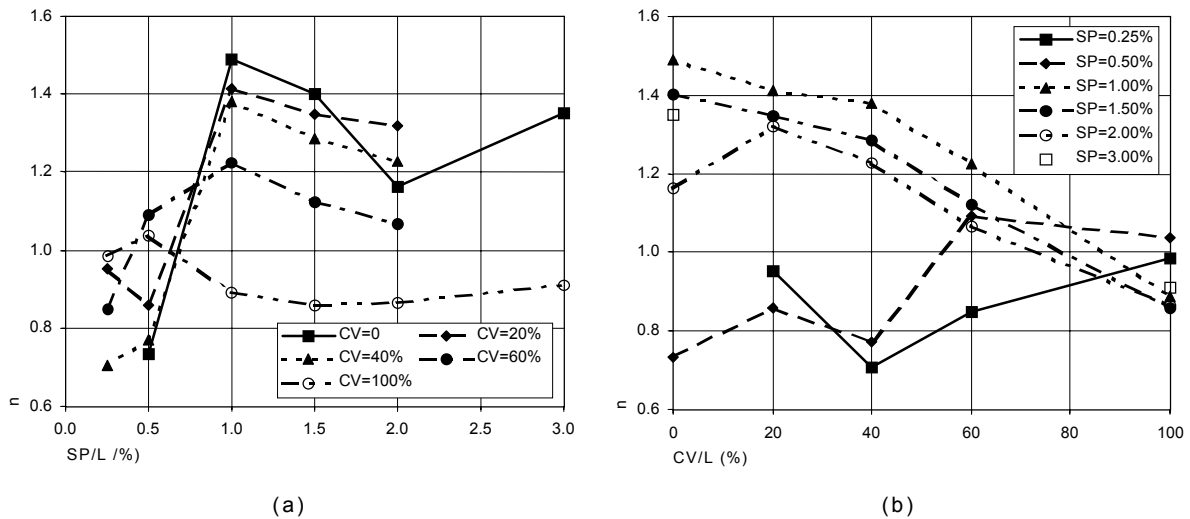


Figura 7.13 – Variação de n em função da % SP (a) e da % CV (b) (comportamento de Herschel e Bulkley)

Os valores obtidos indicam que, para satisfazer o método de Herschel e Bulkley, o valor de τ_0 sofre uma diminuição em relação ao determinado recorrendo à relação de Bingham. No que diz respeito à comparação entre os valores de η e k , por se tratar de grandezas com significado físico distinto, as comparações quantitativas não devem ser consideradas válidas. Quanto aos valores de n obtidos, por falta de evidente coerência são de difícil análise, indiciando não haver uma relação clara nem com a variação da quantidade de SP, nem com as diferentes dosagens de CV empregues. No entanto, em algumas das pastas estudadas o valor de n afastou-se consideravelmente do valor unitário (correspondente a um comportamento de Bingham). Também parece verificar-se uma tendência para a gradual aproximação a esse valor unitário com o aumento da percentagem de CV, nomeadamente em pastas fabricadas com quantidades de CV superiores a 40%.

Comparando as Figuras 7.11 a 7.13 com as Figuras 7.9 e 7.10, merece especial realce o facto de nas correspondentes ao comportamento de Herschel e Bulkley, ocorrerem valores atípicos, que não acompanham a tendência geral. A título de exemplo podem indicar-se os elevados valores de k das composições com 40% de CV e incorporações de 0.25% e 0.5% de SP e o reduzido valor de τ_0 verificado na composição com 40% de CV e 0.25% de SP.

Assim, a juntar à falta de significado físico dos parâmetros k e n do modelo de Herschel e Bulkley, o facto de existirem valores substancialmente diferentes dos esperados, associado à aparente falta de relação de n com a variação da quantidade de SP e de CV, constitui um claro óbice à adopção deste tipo de comportamento teórico como definidor da reologia das misturas produzidas.

Neste contexto, a adopção do modelo de comportamento proposto por Bingham, caracterizado através de dois parâmetros, ambos com significado físico claro, e com resultados que podem ser considerados mais consistentes e previsíveis, parece ser o mais indicado para a caracterização reológica das misturas realizadas.

Conforme referido anteriormente, as pastas foram testadas no viscosímetro de Brookfield sujeitas a diferentes velocidades de rotação do *spindle* escolhido. Inicialmente registou-se a leitura da viscosidade aparente correspondente à velocidade de rotação mais reduzida, repetindo-se o processo, sucessivamente para a velocidade imediatamente superior até atingir a velocidade máxima permitida pelo equipamento (100.0 rpm). De seguida, realizou-se o processo inverso, até regressar à velocidade mínima (0.5 rpm), tendo o cuidado de registar as respectivas viscosidades aparentes verificadas. Assim, foi possível construir os reogramas, constituídos por um tramo ascendente (correspondente ao aumento sucessivo da velocidade de rotação do *spindle*) e um tramo descendente (associado à diminuição consecutiva da velocidade de rotação do *spindle*) e avaliar a reversibilidade do comportamento reológico das pastas.

A diferença de comportamento traduzida pelos dois tramos dos reogramas é devida à desfloculação provocada pelo movimento do *spindle* imerso na pasta, conforme anteriormente enunciado. Desta forma, a área confinada entre o tramo ascendente e o tramo descendente deverá estar relacionada com a quantidade de pasta desfloculada durante o processo de mistura inerente ao próprio ensaio de Brookfield. Ao valor dessa área designou-se índice de desfloculação, I_d , expresso em Pa/s (ver Figura 7.14).

Quanto maior for o valor do índice de desfloculação das pastas mais enérgica deverá ser a sua mistura para quebrar um maior número de ligações entre as partículas de ligante, que são responsáveis pela sua aglomeração. Quanto menor

for o valor deste índice mais desfloculada se encontra a pasta e mais reversível é o seu comportamento.

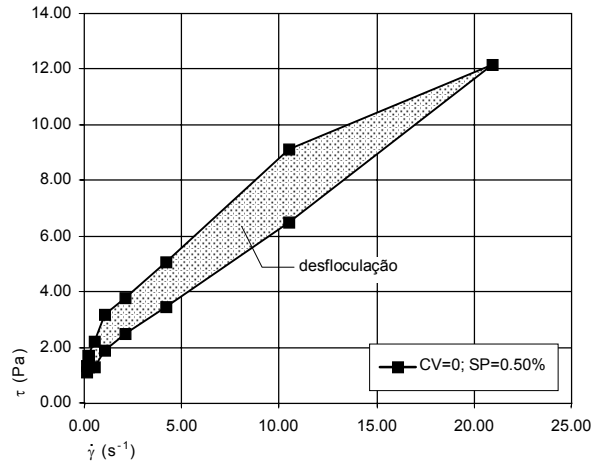


Figura 7.14 – Avaliação da desfloculação ocorrida durante o ensaio no viscosímetro de Brookfield

Uma vez que o SP é introduzido nas composições com o objectivo de promover a dispersão e a desfloculação das partículas de ligante, a eficácia da quantidade empregue pode ser avaliada por intermédio do valor de I_d . Em pastas apresentando um valor de I_d elevado a quantidade de partículas de ligante floculadas deve ser também elevada, o que pode revelar a ineficácia do SP empregue ou a inadequação da sua dosagem. É expectável que pastas constituídas com uma dosagem de SP inferior à quantidade óptima apresentem valores de I_d superiores aos correspondentes a essa dosagem óptima e que o seu valor seja próximo de zero, o que também revelará o bom desempenho do SP utilizado.

Os valores dos índices de desfloculação, I_d , determinados para as composições estudadas e expressos em Pa/s apresentam-se no Quadro 7.8, e a respectiva variação com a quantidade de SP e de CV é representada na Figura 7.15.

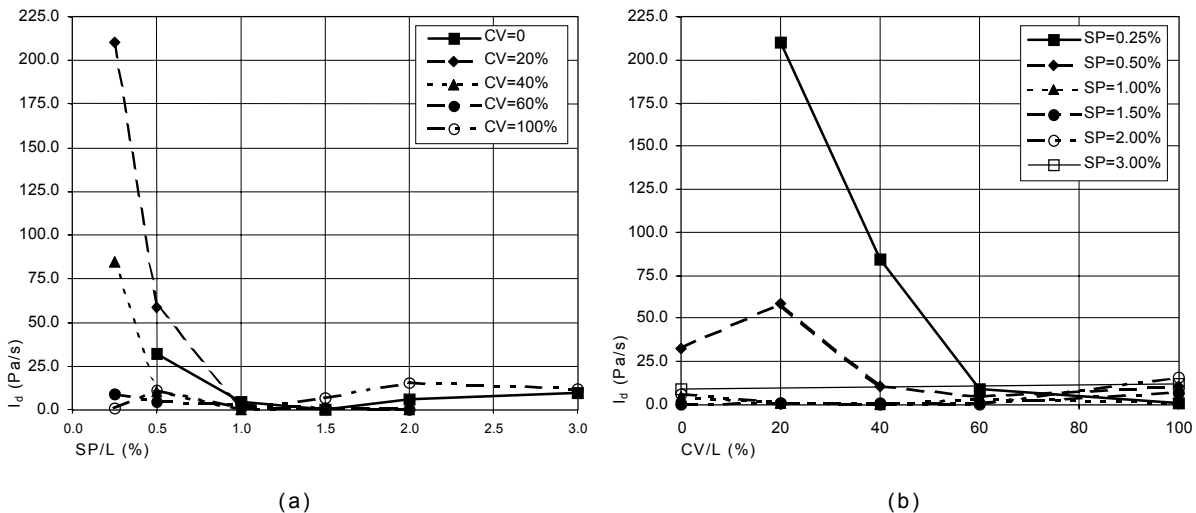


Figura 7.15 – Relação entre o índice de desfloculação, a dosagem de SP (a) e a de CV (b)

Quadro 7.8 – Índices de desfloculação das pastas (A/L = 0.3)

CV/L (%)	SP/L (%)	I_d (Pa/s)
0	0.25	–
	0.50	32.2243
	1.00	4.1405
	1.50	0.1192
	2.00	5.6325
	3.00	9.1497
20	0.25	210.3509
	0.50	58.2773
	1.00	1.0905
	1.50	0.5050
	2.00	0.4285
40	0.25	84.4141
	0.50	10.3273
	1.00	0.3546
	1.50	0.5750
	2.00	0.3057
60	0.25	9.0398
	0.50	4.4886
	1.00	2.8542
	1.50	0.3949
	2.00	0.0053
100	0.25	1.0644
	0.50	10.7044
	1.00	0.4140
	1.50	6.9197
	2.00	15.4107
	3.00	11.7041

Da análise dos resultados obtidos é possível retirar as seguintes observações:

- a partir de cerca de 1.0% de SP, não foram visíveis alterações significativas no índice de desfloculação das pastas, podendo, em relação a este parâmetro, ser considerada como dosagem óptima, a partir da qual as pastas apresentam um comportamento reológico reversível;
- o valor de I_d correspondente à dosagem óptima de SP foi próximo de zero o que indicia a adequabilidade do SP empregue, capaz de desflocular eficazmente as partículas de ligante de modo a não terem sido afectadas pelo processo de mistura adoptado. O nível de desfloculação provocado pela quantidade óptima de

SP foi tão acentuado que o movimento de mistura do *spindle* apenas promoveu as condições requeridas pelo tipo de escoamento que foi necessário estabelecer durante o ensaio;

- quantidades crescentes de SP de 0.25% até 1.0% permitiram reduções bastante acentuadas do I_d nas pastas constituídas com dosagens de CV até 40%. Acima de CV = 40%, as diferenças foram marginais;
- nas pastas fabricadas com as menores quantidades de SP (0.25% e 0.50%), a adição de CV parece contribuir para a diminuição de I_d ;
- para quantidades de SP superiores ou iguais ao ponto de saturação (SP = 1.0%), o efeito da variação da quantidade de CV parece ser, aparentemente, irrelevante; contudo, os resultados obtidos apontaram para a existência de uma ligeira tendência no aumento de I_d com a passagem de 60% para 100% de CV.

7.2.3.1 COMPARAÇÃO COM OS RESULTADOS OBTIDOS EM ENSAIOS EXPEDITOS

A aferição dos parâmetros caracterizadores do comportamento reológico (τ_0 e η) permite estabelecer comparações com os resultados de outros ensaios realizados, nomeadamente a exigência de água e o tempo de escoamento no cone de Marsh. Conforme foi referido aquando da apresentação dos resultados destes ensaios, vários autores aceitam que os valores da exigência de água devem estar mais relacionados com o limite de escoamento, enquanto que os resultados do ensaio do cone de Marsh devem estar relacionados com a viscosidade das suspensões. Estas considerações foram inicialmente previstas aquando da programação dos trabalhos experimentais e podem ser avaliadas caso se considere válida a definição do comportamento reológico das pastas recorrendo à expressão proposta por Bingham.

A confrontação dos resultados e a eventual detecção de relações entre η ou τ_0 e os valores obtidos em ensaios, que podem ser considerados expeditos e com algum grau de empirismo, pode contribuir para o desejável esclarecimento da validade desses mesmos ensaios, bem como, pode ajudar a responder a questões que podem ser consideradas pertinentes, como por exemplo: como explicar que duas pastas dotadas de viscosidades diferentes e limites de escoamento iguais possam apresentar exigências de água semelhantes?; ou, será similar o tempo de escoamento no cone de Marsh de duas pastas com viscosidades semelhantes e limites de escoamento distintos? E, no caso de a resposta a esta última questão

ser negativa, será que o ensaio do cone de Marsh pode ser considerado como adequado aos casos correntes, nomeadamente para a determinação do ponto de saturação dos SP?

Exigência de água

A determinação dos reogramas das pastas, recorrendo ao ensaio no viscosímetro de Brookfield, permitiu a determinação directa das suas características reológicas, nomeadamente a tensão limite de escoamento e a viscosidade. Com os parâmetros determinados, assumidos como características das misturas, é possível estabelecer comparações com os resultados obtidos em ensaios de mais fácil implementação, correntemente utilizados em situações práticas e que, de uma forma indirecta, se presume que avaliem características relacionáveis com τ_0 e η .

No caso em apreço, é comum considerar que a exigência de água se relaciona mais com a tensão limite de escoamento do que com a viscosidade (ver 3.4.1.3). Por um lado, como parece evidente e é afirmado por vários autores (Ferraris, 1999), a penetração da sonda do aparelho de Vicat só se deve verificar quando a tensão induzida pela massa dessa sonda superar o τ_0 da pasta ensaiada. Por outro lado, e tal como foi verificado experimentalmente, é um facto que existem várias composições de pastas com comportamento Newtoniano ($\tau_0 = 0$) ou próximo dele, o que, a ser verdade a consideração inicial, implicaria que, para estes casos, houvesse uma muito ligeira oposição à penetração da sonda.

Para esclarecimento desta questão, mostra-se na Figura 7.16 (a) e (b) a relação existente entre os valores da relação A/L, obtidos no ensaio de exigência de água, com os respectivos valores de τ_0 e η , calculados a partir dos resultados obtidos nos ensaios no viscosímetro de Brookfield e aproximados ao modelo de Bingham.

Conforme se pode constatar através da análise da Figura 7.16, a exigência de água não se correlaciona satisfatoriamente com nenhum dos parâmetros reológicos determinados. Assim, é possível concluir que a quantidade de água necessária para obter uma pasta de consistência normal não está relacionada directamente com o respectivo τ_0 . Fica também comprovado que pelo facto de existirem pastas com comportamento Newtoniano ($\tau_0 = 0$) ou próximo dele, dotadas de diferentes viscosidades, cuja exigência de água atingiu valores substancialmente diferentes, impossibilita a existência de uma relação directa entre A/L e τ_0 .

Para que o ensaio de exigência de água possa ser considerado como representativo do comportamento reológico das pastas e aceitando que a sua

reologia pode ser caracterizada através de dois parâmetros, resta averiguar a existência de uma eventual relação com a viscosidade. Estudando a relação entre a viscosidade e a exigência de água de pastas com comportamento exclusivamente Newtoniano (Figura 7.17) é possível concluir que, apesar de o conjunto de pontos poder ser considerado escasso, o valor de A/L determinado não pode ser expresso em função da viscosidade.

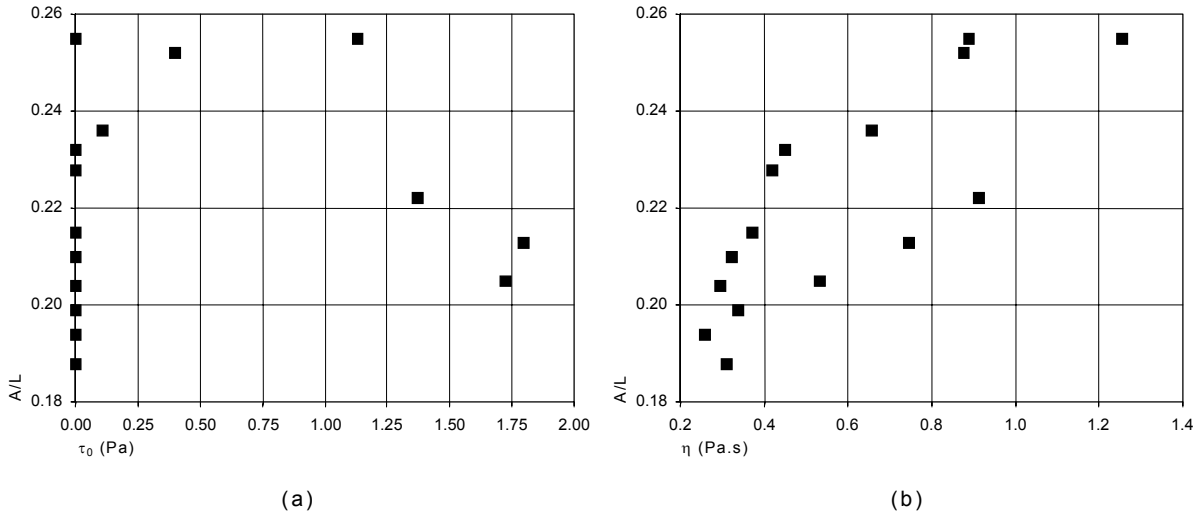


Figura 7.16 – Relação entre a exigência de água das pastas, os respectivos limite de escoamento (a) e a viscosidade (b)

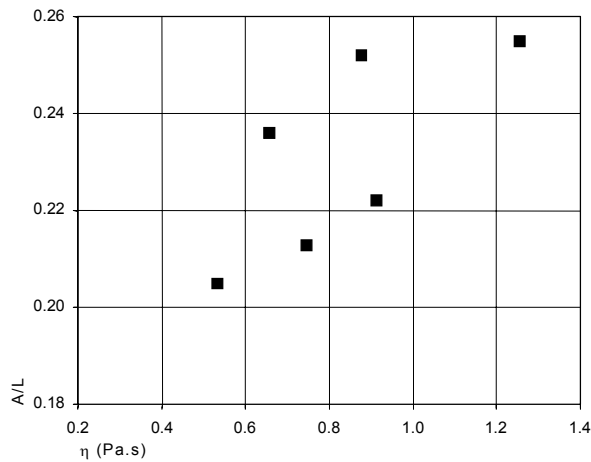


Figura 7.17 – Relação entre a exigência de água das pastas com comportamento Newtoniano e as respectivas viscosidades

Apesar de a penetração da sonda só ocorrer após a tensão induzida pela sua massa ultrapassar a tensão limite de escoamento da pasta, o que poderia indiciar a existência de uma relação directa entre A/L e τ_0 , o facto de a quantidade de água avaliada não ser a correspondente à determinação desse instante, mas sim da penetração de 6.0 ± 1.0 mm a partir da base, parece inviabilizar qualquer correlação directa entre A/L e os parâmetros definidores do comportamento reológico das pastas.

Assim, tudo aponta para que o ensaio de exigência de água não possa ser considerado como avaliador do comportamento reológico das pastas, o que impossibilita concluir que duas pastas que exibem igual exigência de água sejam dotadas de características reológicas equivalentes. Para além de τ_0 e η , outros factores parecem intervir na determinação da quantidade de água necessária à realização de uma pasta de consistência normal.

Nestas circunstâncias, apesar das constatações descritas em 7.2.1 poderem ser consideradas conforme o esperado e sobreponíveis às apresentadas aquando da análise dos resultados obtidos nos ensaios subsequentes, a determinação da quantidade de água necessária à realização de uma pasta de consistência normal como forma de caracterizar o comportamento reológico das pastas, merece alguma prudência, não parecendo que este processo tenha provado ser o mais indicado para o efeito. A eventual vantagem de proceder a este ensaio como meio de poder obter um parâmetro relacionado com o τ_0 das pastas não se revelou consistente, parecendo não ser muito proveitosa a sua realização, a menos que se pretenda determinar somente a quantidade óptima de SP.

Cone de Marsh

Numa primeira avaliação, que só considere a percepção do fenómeno físico em causa, parece que os tempos de escoamento no cone de Marsh deverão estar mais relacionados com a viscosidade das pastas do que com a tensão limite de escoamento. Esta avaliação fundamenta-se na percepção de que só pelo facto de existir escoamento, garante por si só que a tensão de corte instalada ultrapassa a tensão limite de escoamento da suspensão. Assim, é de esperar que as diferenças verificadas no tempo de escoamento sejam maioritariamente reflexo das diferenças entre as viscosidades das misturas testadas.

A determinação dos parâmetros reológicos das diferentes pastas fabricadas, admitindo que apresentam um comportamento de Bingham, permite estabelecer as respectivas comparações com os tempos de fluidez ocorridos, o que permite avaliar a validade da expectável relação entre o tempo de escoamento e a viscosidade das pastas.

Representando a variação do tempo de escoamento das pastas no cone de Marsh, através do orifício de descarga de 8.3 mm, com a tensão limite de escoamento e com a viscosidade, calculadas através dos resultados obtidos nos ensaios efectuados no viscosímetro de Brookfield, é possível constatar a independência de

$t_{p8,\phi8.3}$ relativamente a τ_0 (Figura 7.18 (a)) e a fraca relação entre $t_{p8,\phi8.3}$ e η (Figura 7.18 (b)).

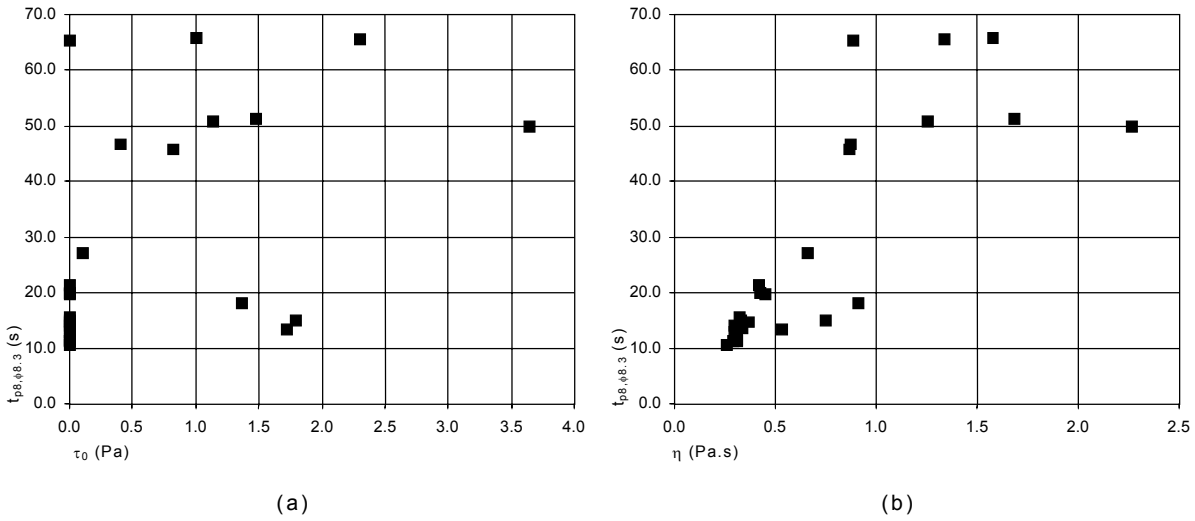


Figura 7.18 – Relação entre o tempo de escoamento das pastas, os respectivos limites de escoamento (a) e a viscosidade (b)

Observando a Figura 7.18 (b), parece não haver uma correlação directa entre as variáveis representadas. No entanto, e insistindo na hipótese de o tempo de fluidez poder ser função da viscosidade das pastas, parece pertinente averiguar se a mesma falta de relação se verifica para todos os casos ou se é possível isolar alguma característica específica que a permita estabelecer. Neste sentido, foi construído o gráfico que se apresenta na Figura 7.19, onde são apresentados, exclusivamente, os resultados observados em pastas com comportamento Newtoniano, isto é, com tensão limite de escoamento nula.

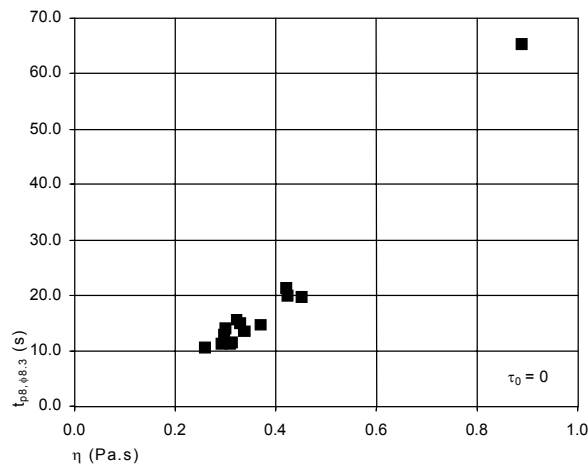


Figura 7.19 – Relação entre o tempo de escoamento e a viscosidade das pastas com comportamento Newtoniano

Analisando a Figura 7.19, já é possível detectar a existência de uma relação, aparentemente linear, entre as variáveis envolvidas.

No entanto, porque se verificou que existia uma grande concentração de pontos com viscosidades e correspondentes tempos de escoamento entre 0.26 Pa.s a 0.45 Pa.s e 10.5 s a 21.5 s, respectivamente, e apenas um ponto substancialmente afastado desse intervalo, realizaram-se ensaios complementares com outros materiais que não pastas ligante. O ensaio de outros fluidos permite, também, avaliar a viabilidade do ensaio no cone de Marsh de modo mais abrangente, retirando alguma eventual especificidade das pastas ensaiadas.

Assim, procedeu-se à determinação do tempo de escoamento no cone de Marsh e dos reogramas de dois fluidos: água e óleo lubrificante sintético disponível no mercado. A razão do recurso a estes dois materiais deveu-se ao comportamento Newtoniano que exibem, bem como, para o caso da água, ao prévio conhecimento da viscosidade à temperatura a que decorreu o ensaio. O resultado destes ensaios complementares estão apresentados no Quadro 7.9.

Quadro 7.9 – Características dos fluidos complementares

Fluido	Tempo de escoamento no cone de Marsh (s)		η (Pa.s)
	$\phi = 8.3$ mm	$\phi = 12.5$ mm	
água	4.24	2.085	0.001
óleo	25.74	6.22	0.2905

Completando o gráfico da Figura 7.19 com os valores do Quadro 7.9, obteve-se o gráfico representado na Figura 7.20.

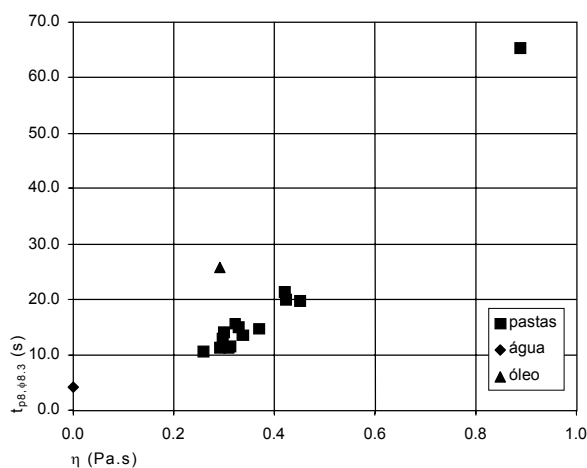
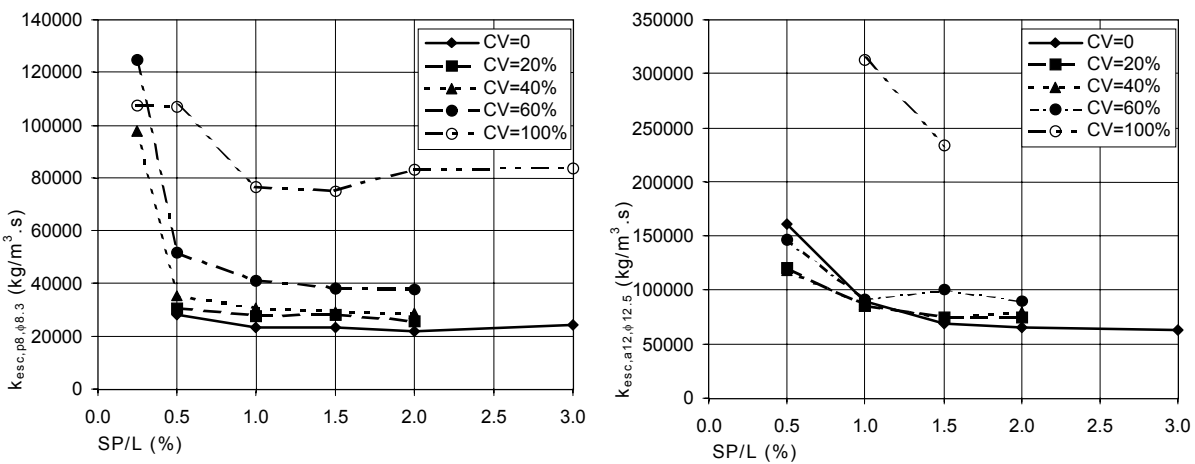


Figura 7.20 – Relação entre o tempo de escoamento e a viscosidade dos fluidos e suspensões com comportamento Newtoniano

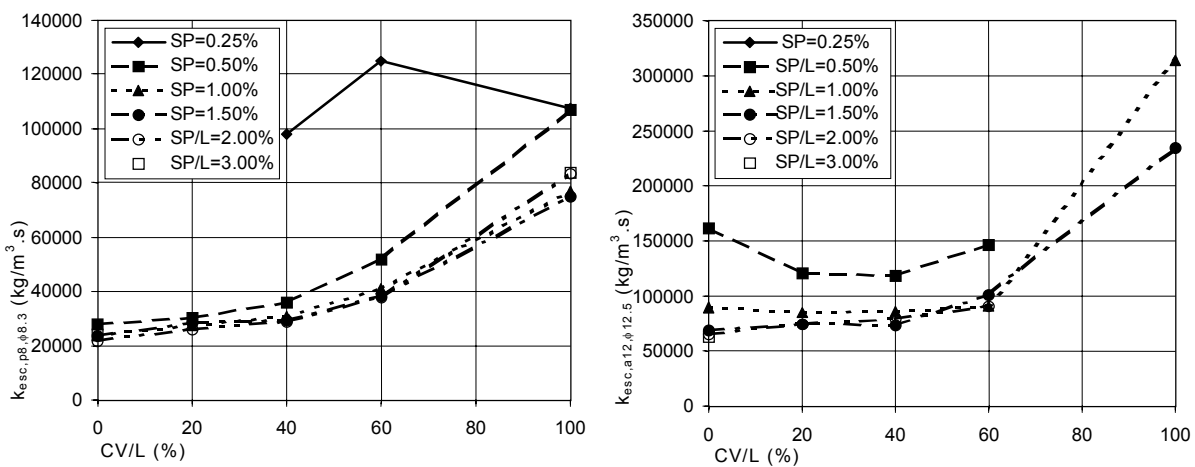
Por observação da Figura 7.20 é possível verificar que a consideração da água e do óleo veio provocar a perda da aparente relação linear entre o $t_{p8,\phi 8.3}$ e a η que se verificava na Figura anterior. Contudo, esta situação não pode ser considerada como inesperada, uma vez que, pelo facto de se utilizar na comparação quer a água quer o óleo, introduz-se uma nova variável na análise: a massa volúmica. Apesar de este aspecto não ter ainda merecido qualquer referência, a expectativa

era a de que os fluidos com maior massa volúmica escoassem mais rapidamente do que os fluidos dotados de parâmetros reológicos semelhantes (τ_0 e η) mas com massa volúmica inferior, uma vez que a tensão de corte instalada é devida, fundamentalmente, à acção do seu peso. Nestas circunstâncias, a distribuição de valores apresentada na Figura 7.20 pode ser justificada devido ao facto de as pastas apresentarem massas volúmicas que podem ser consideradas similares, mas de ordem de grandeza substancialmente diferente da dos outros fluidos testados: a água e o óleo.

A consideração da influência da massa volúmica das composições ensaiadas no tempo de escoamento pode pôr em causa as conclusões anteriormente apresentadas. Como é sabido, a massa volúmica das CV é inferior à do cimento, o que determina que composições com diferentes quantidades de CV tenham diferentes massas volúmicas, que necessariamente influenciam os respectivos tempos de escoamento.



(a) pasta – $\phi = 8.3 \text{ mm}$ (b) argamassa – $\phi = 12.5 \text{ mm}$
 Figura 7.21 – Variação do factor de escoamento com a quantidade de SP



(a) pasta – $\phi = 8.3 \text{ mm}$ (b) argamassa – $\phi = 12.5 \text{ mm}$
 Figura 7.22 – Variação do factor de escoamento com a quantidade de CV

Para atender a este facto, procedeu-se à determinação de um novo parâmetro, ao qual se convencionou chamar factor de escoamento, k_{esc} , e que foi obtido através do produto do tempo de escoamento verificado no cone de Marsh pela respectiva massa volúmica. A massa volúmica das pastas foi determinada a partir do conhecimento das massas volúmicas dos materiais constituintes e das respectivas quantidades introduzidas na mistura. Os resultados da consideração dos factores de escoamento apresentam-se na Figura 7.21 e na Figura 7.22.

Confrontando os gráficos das Figuras 7.21 e 7.22 com os das Figuras 7.2 e 7.3, pode considerar-se que as conclusões anteriormente apontadas permanecem genericamente válidas. No entanto, é possível constatar uma maior aproximação das curvas representativas das diferentes dosagens de CV empregues e permite realçar o resultado atípico verificado na pasta composta com CV = 100% e SP = 0.25%.

Representado graficamente a variação do factor de escoamento, $k_{esc,p8,\phi8.3}$, com a viscosidade, obtém-se a Figura 7.23, onde é possível identificar a existência de uma relação entre ambas as quantidades. Na mesma Figura, também são apresentadas duas possíveis aproximações aos resultados obtidos, determinadas com recurso ao método dos mínimos quadráticos, cujas expressões analíticas e correspondentes coeficientes de correlação são indicados no Quadro 7.10.

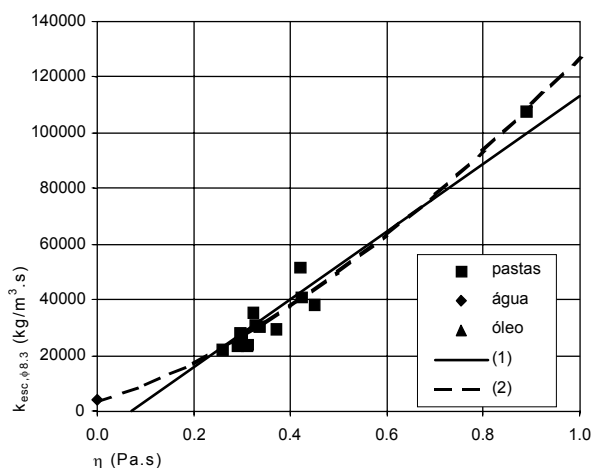


Figura 7.23 – Relação entre o factor de escoamento e a viscosidade dos fluidos e suspensões com comportamento Newtoniano

Quadro 7.10 – Expressões analíticas de ajuste aos pontos da Figura 7.23

Equação	Parâmetro			R ²
	a	b	c	
$y = a + b.x$ (1)	-8788.7333	122126.1700	–	0.9270
$y = a.(x-b)^c$ (2)	110562.7800	-0.0964	1.5327	0.9619

Os elevados valores dos coeficientes de correlação comprovam a existência de uma dependência acentuada entre o factor de escoamento e a viscosidade, o que

permite estimar a viscosidade dos fluidos testados a partir do conhecimento dos respectivos tempos de escoamento e correspondentes massas volúmicas.

Através da análise dos resultados obtidos é possível constatar que o ensaio do cone de Marsh permite caracterizar a reologia de fluidos Newtonianos e pode ser considerado como um ensaio que reflecte a trabalhabilidade das pastas ensaiadas, desde que se considere como resultado um factor de escoamento e não apenas o respectivo tempo de escoamento. Em pastas com comportamento Newtoniano é possível concluir que a um aumento do factor de escoamento corresponde um acréscimo de viscosidade do material ensaiado.

O ensaio do cone de Marsh é correntemente utilizado para a determinação da quantidade óptima de SP, bem como para aferir a compatibilidade do SP com o ligante empregue na mistura. Os resultados obtidos, e aqui apresentados, contribuem para o esclarecimento acerca da validade deste ensaio relativamente ao seu propósito. Apesar de este ensaio não permitir a completa caracterização de uma pasta com um comportamento de Bingham em que o valor de τ_0 é não nulo, pode ser considerado como avaliador da reologia de suspensões que exibam um comportamento Newtoniano. Como os ensaios com o viscosímetro de Brookfield permitiram detectar comportamentos Newtonianos em pastas fabricadas com quantidades óptimas de SP, podendo mesmo esta quantidade estar associada à capacidade do SP reduzir o limite de escoamento para valores nulos, a utilização generalizada do cone de Marsh para os fins descritos parece ser correcta.

Apenas a comparação entre comportamentos reológicos de misturas dotadas de diferentes massas volúmicas merece uma análise mais cuidada. Ficou provada a necessidade de considerar essa influência, corrigindo o tempo de escoamento medido directamente no ensaio. A forma que se revelou adequada, consistiu na consideração não do tempo de escoamento verificado, mas sim do seu produto com o valor da massa volúmica da pasta em causa. Assim, a comparação entre diferentes fluidos não deve ser efectuada recorrendo ao tempo de escoamento lido directamente do cone de Marsh, mas sim a um factor de escoamento, quantitativamente expresso em $\text{kg/m}^3 \cdot \text{s}$, ou noutras unidades relacionadas.

7.2.4 ESPALHAMENTO

Os ensaios anteriormente descritos foram efectuados tendo como preocupação fundamental estudar o comportamento reológico de uma das partes constituintes do betão: a matriz aglomerante. Tendo como objectivo principal avaliar as características mecânicas dessa matriz aglomerante foram realizadas amassaduras

de argamassas de modo a fabricar provetes prismáticos de $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$ para posterior ensaio à flexão e à compressão. Antes da moldagem dos provetes, aproveitou-se para realizar outra avaliação do comportamento reológico através do ensaio de espalhamento das argamassas produzidas com os constituintes e de acordo com as dosagens dos betões produzidos no âmbito deste trabalho.

As argamassas foram fabricadas utilizando areia fina britada, retirada da areia fina utilizada, separada por peneiração através do peneiro com malha de 2.0 mm. Este procedimento teve como objectivo garantir que as argamassas assim produzidas pudessem ser consideradas representativas da matriz aglomerante da série de betões, a fabricar com uma quantidade de ligante de 500 kg/m^3 e razão A/L de 0.3. A quantidade de areia introduzida na mistura foi calculada de modo a satisfazer a dosagem média de agregados com dimensões inferiores a 2.0 mm presente nas composições de betão referidas. O valor obtido foi de 82.23% da massa de ligante.

Conforme descrito em 6.3.4, a trabalhabilidade das argamassas foi controlada através da realização do ensaio de espalhamento satisfazendo o procedimento indicado na norma americana ASTM C 109. Contudo, durante o período de fabricação das argamassas foi possível detectar que estas, em geral, se apresentavam extremamente fluidas, o que impediu, em alguns casos, a realização do ensaio, porque o diâmetro do espalhamento ultrapassou a dimensão da mesa onde foi realizado. Para garantir que todos os ensaios fossem concretizáveis, fez-se uso, não do molde recomendado, mas de um molde com dimensões inferiores: o molde utilizado nos ensaios de pastas de cimento no aparelho de Vicat, dotado de uma base com diâmetro de 78.5 mm.

Após a realização dos ensaios de exigência de água, cone de Marsh e viscosímetro de Brookfield, a análise dos respectivos resultados permitiu estabelecer como quantidade óptima de SP um valor próximo de 1.0%. No entanto, alguns ensaios mostraram não ser particularmente evidente que o uso de 1.0% de SP fosse claramente mais vantajoso quando comparado com a dosagem de 0.5%. Neste contexto e adicionando o facto de este trabalho pretender contribuir para a possibilidade de produzir BED com recurso a materiais correntes e de baixo custo, surge como particularmente aliciante a hipótese de reduzir os custos iniciais dos betões recorrendo ao emprego da menor quantidade de SP possível.

De modo a indagar acerca desta possibilidade, foram elaboradas argamassas fabricadas com 0.5% e 1.0% de SP. O recurso ao ensaio em argamassas, em detrimento do ensaio em betões, pode ser justificado devido às óbvias vantagens inerentes à realização, armazenamento, economia de meios, facilidade de manuseamento e ensaio deste tipo de material, já referidas anteriormente. Os resultados obtidos permitirão avaliar a possibilidade de aferir a representabilidade destas características no próprio betão.

No Quadro 7.11 apresentam-se as composições das argamassas testadas, devidamente referenciadas através das designações adoptadas, enquanto que no Quadro 7.12 estão representados os valores obtidos nos ensaios de espalhamento. Os valores constantes do Quadro 7.12 são o resultado de seis diferentes amassaduras realizadas para cada composição e, cada valor, resulta da média de dois diâmetros medidos em duas direcções aproximadamente perpendiculares.

Quadro 7.11 – Composição e designação das argamassas

Argamassa	C (g)	CV (g)	Areia (g)	Água (g)	SP (g)
CV0-SP0.5	1200.00	0	986.74	332.03	15.00
CV20-SP0.5	960.00	240.00			
CV40-SP0.5	720.00	480.00			
CV60-SP0.5	480.00	720.00			
CV0-SP1.0	1200.00	0	986.74	323.03	30.00
CV20-SP1.0	960.00	240.00			
CV40-SP1.0	720.00	480.00			
CV60-SP1.0	480.00	720.00			

Quadro 7.12 – Espalhamento das argamassas

Argamassa	Espalhamento (mm)							
	Amassadura						Valor médio	Coeficiente de variação (%)
	1	2	3	4	5	6		
CV0-SP0.5	154.0	145.0	150.0	152.5	152.5	155.5	151.6	2.4
CV20-SP0.5	152.0	158.5	147.2	162.0	158.8	154.0	155.4	3.5
CV40-SP0.5	148.5	136.0	162.0	157.5	150.0	166.5	153.4	7.1
CV60-SP0.5	172.5	174.0	157.0	174.0	160.0	170.0	167.9	4.5
CV0-SP1.0	235.0	225.0	225.0	230.0	227.5	225.0	227.9	1.8
CV20-SP1.0	217.5	215.0	220.0	222.5	222.5	222.5	220.0	1.4
CV40-SP1.0	222.5	222.5	222.5	225.0	222.5	220.0	222.5	0.7
CV60-SP1.0	230.0	230.0	220.0	230.0	230.0	215.0	225.8	2.9

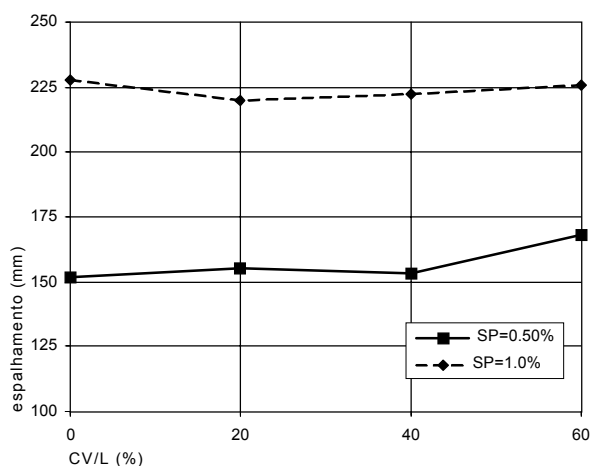


Figura 7.24 – Espalhamento das argamassas

Observando os valores do espalhamento das argamassas (Figura 7.24) é possível verificar que este ensaio não demonstrou particular sensibilidade no que diz respeito à presença de diferentes quantidades de CV, mas permitiu identificar claramente as diferenças de comportamento associadas à variação da quantidade de SP. Em média a introdução de 1.0% de SP permitiu obter espalhamentos 42.6% superiores aos verificados com SP = 0.5%.

A detectada falta de sensibilidade deste ensaio relativamente à quantidade de CV presente nas misturas pode ser justificada devido aos elevados valores de espalhamento verificados, não sendo este ensaio o mais apropriado para estes níveis de trabalhabilidade.

Os resultados podem considerar-se concordantes com os obtidos aquando do ensaio das argamassas no cone de Marsh, onde foi possível identificar um comportamento diferenciado do das pastas. Enquanto que a totalidade dos ensaios realizados em pastas evidencia, em geral, comportamentos que permitem duvidar dos benefícios da subida de 0.5% para 1.0% de SP, a análise dos tempos de escoamento das argamassas ensaiadas no cone de Marsh e dos valores do espalhamento revelam claramente essa vantagem.

7.3 ESTUDO DAS CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DAS PASTAS E DAS ARGAMASSAS

Com o intuito de avaliar as argamassas sob o ponto de vista do seu comportamento mecânico, foram realizados ensaios de flexão e compressão em seis idades distintas. Em duas das composições realizadas, também foi aferido o módulo de elasticidade.

De modo a estudar o efeito da adição de diferentes percentagens de CV (0%, 20%, 40% e 60%), bem como de diferentes dosagens de SP (0.5% e 1.0%), procedeu-se ao fabrico de oito composições diferentes. As composições estudadas foram as utilizadas no ensaio de espalhamento.

7.3.1 RESISTÊNCIA À FLEXÃO

Com os provetes prismáticos de 40x40x160 mm³ fabricados, foram realizados ensaios de flexão e, posteriormente, de compressão satisfazendo o indicado na NP EN196-1 e o descrito em 6.3.4. No Quadro 7.13 são apresentados: os valores

médios da tensão de rotura à tracção por flexão, $f_{ctm,fl}$, verificados no conjunto dos três provetes testados em cada idade e para cada composição; os valores médios da massa dos provetes, m_m , e os respectivos coeficientes de variação.

Quadro 7.13 – Massa dos provetes de argamassa e respectiva resistência à flexão

Argamassa	Idade (dias)	Massa		Resistência à flexão	
		m_m (g)	c. variação (%)	$f_{ctm,fl}$ (MPa)	c. variação (%)
CV0-SP0.5	3	576.01	0.55	10.32	4.29
	7	579.31	0.78	13.01	4.78
	28	585.11	0.57	12.81	9.84
	56	587.57	0.92	13.34	7.28
	90	585.33	2.82	14.01	8.24
	294	590.89	0.48	13.67	6.22
CV20-SP0.5	3	569.78	1.22	9.86	9.52
	7	574.16	0.98	11.52	4.82
	28	575.48	1.17	12.25	3.45
	56	579.24	0.41	12.65	4.68
	90	582.09	0.18	11.83	5.21
	290	586.99	1.20	13.43	3.10
CV40-SP0.5	3	560.28	0.58	7.49	6.43
	7	569.78	0.93	8.51	10.01
	28	564.75	0.97	10.05	1.81
	56	560.47	0.68	10.20	9.07
	90	564.87	1.52	11.35	12.90
	290	562.59	0.27	11.57	9.52
CV60-SP0.5	3	556.14	0.54	5.14	3.31
	7	561.48	0.65	5.69	1.62
	28	564.39	0.51	8.39	4.67
	56	563.41	0.28	8.85	3.66
	90	563.84	0.69	9.19	8.11
	296	562.90	0.19	11.37	1.34
CV0-SP1.0	3	608.24	0.25	13.48	4.35
	7	607.88	0.73	12.25	0.75
	28	607.74	0.92	11.89	6.40
	56	610.94	1.23	12.25	3.76
	90	607.17	0.80	14.99	2.29
	282	607.74	0.37	15.10	4.64
CV20-SP1.0	3	580.56	0.88	9.85	4.60
	7	591.42	0.51	10.62	4.62
	28	581.76	0.41	10.06	2.53
	56	590.15	0.77	11.69	8.46
	90	585.19	0.82	12.24	3.41
	317	594.18	0.41	11.63	8.26
CV40-SP1.0	3	577.01	1.44	7.30	4.17
	7	574.18	0.85	8.85	7.09
	28	573.92	0.61	9.33	3.16
	56	572.94	0.34	9.78	8.69
	90	570.11	0.20	10.60	1.42
	317	579.83	0.46	11.10	10.92
CV60-SP1.0	3	560.13	0.59	4.40	2.23
	7	565.31	0.58	5.75	4.42
	28	557.98	0.65	6.74	9.55
	56	555.29	0.95	8.39	6.14
	90	553.93	1.10	9.10	2.16
	280	560.79	0.68	10.97	5.02

Analisando o efeito da inclusão de 0.5% ou 1.0% de SP na amassadura, através da observação da Figura 7.25, é possível afirmar que, em geral, argamassas fabricadas com a maior quantidade de SP (1.0%) apresentaram maior massa e resistência à flexão semelhante à das realizadas com a menor quantidade (0.5%).

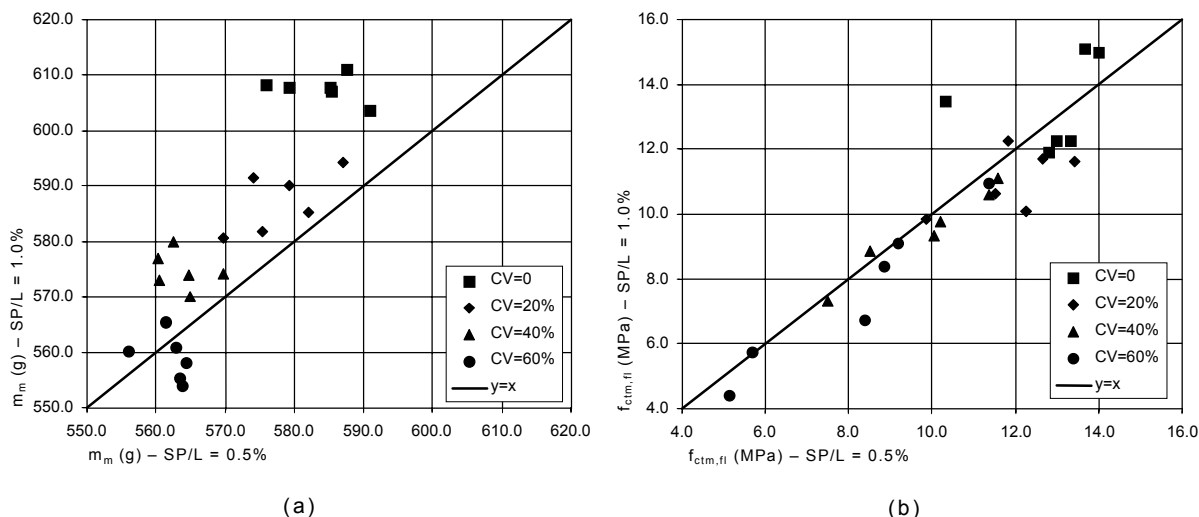


Figura 7.25 – Efeito da introdução de 0.5% ou 1.0% de SP na massa dos provetes (a) e na respectiva resistência à flexão (b)

A maior massa registada nos provetes com 1.0% de SP pode ser considerada marginal porque não ultrapassa os 5%. No entanto, os resultados mostram uma tendência que pode ser devida a uma melhor compactação das misturas e consequente redução do volume de vazios, permitida pela melhor trabalhabilidade verificada. Como o procedimento de compactação usado nas duas séries de provetes foi exactamente o mesmo e igual ao definido pela norma NP EN196-1, a hipótese da melhor trabalhabilidade estar na origem da maior compacidade das composições com 1.0% de SP parece razoável.

No entanto, uma maior compacidade deveria implicar uma maior capacidade resistente o que, genericamente, não se verificou nos ensaios de flexão. Assim, conforme o esperado, é possível concluir que o aumento da quantidade de SP de 0.5% para 1.0%, em geral, não altera a capacidade resistente à flexão das argamassas produzidas. O efeito associado ao acréscimo de SP, apenas se faz sentir relativamente à sua função fundamental de aumento da trabalhabilidade.

A evolução da resistência média à flexão ao longo do tempo e com a quantidade de CV pode, mais facilmente, ser analisada através da observação das Figuras 7.26 e 7.27, respectivamente. Como primeira observação genérica da análise dessas Figuras pode ser referido o facto de algumas curvas apresentarem um desenvolvimento atípico, possivelmente devido ao tipo de rotura inerente a este tipo de ensaio. Em flexão, a rotura ocorre quando numa determinada secção a resistência máxima à tracção é atingida, provocando a abertura de fendas e consequente propagação da fissuração. Este mecanismo desenvolve-se de forma

brusca, podendo ser considerado como de elevada sensibilidade a possíveis heterogeneidades do material, não havendo garantia de que a superfície de rotura se localize exactamente a meio vão do provete, onde o momento flector é máximo. O comportamento da composição fabricada com 1.0% de SP e sem adição de CV é um bom exemplo dessa constatação.

A diminuição da resistência, verificada ao longo do tempo, é completamente contrária ao esperado. A hidratação do cimento é um processo diferido que vai aumentando ao longo do tempo e, caso a cura se processe em condições satisfatórias, deveria ser acompanhado de aumentos sucessivos das características mecânicas.

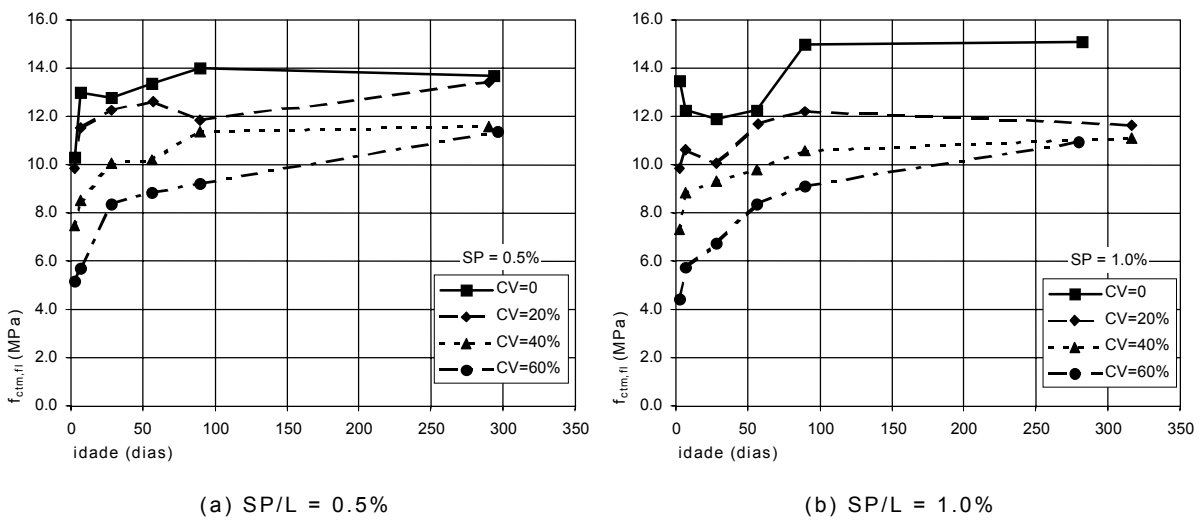


Figura 7.26 – Evolução da resistência média à flexão ao longo do tempo

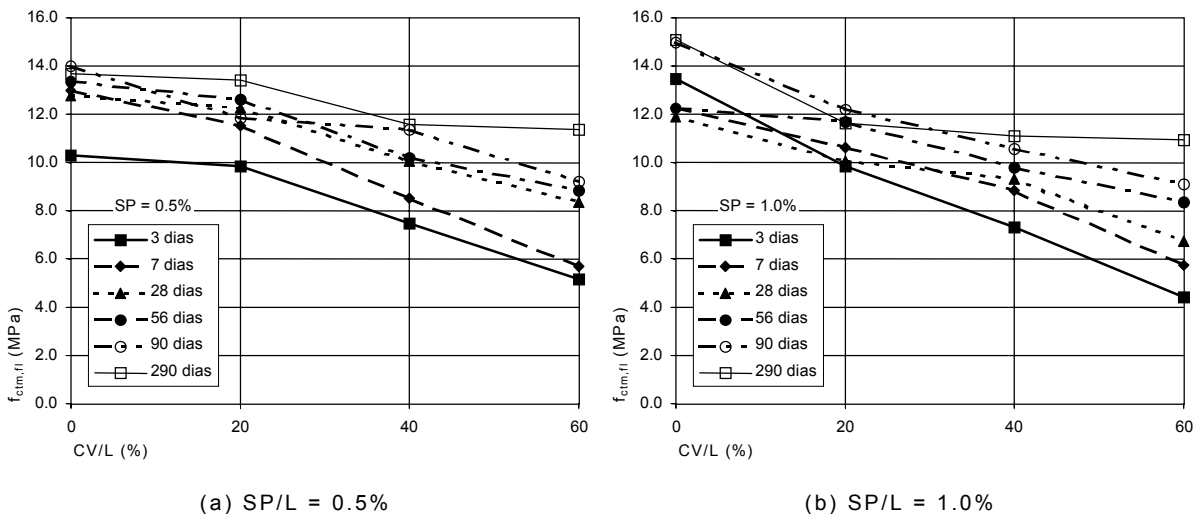


Figura 7.27 – Variação da resistência média à flexão com a quantidade de CV

Nestas circunstâncias, a análise dos resultados disponíveis torna-se mais difícil. No entanto, pode ter-se como conclusão principal o facto de se verificar que a introdução de CV prejudica a resistência à flexão das argamassas, sendo este efeito tanto maior quanto mais elevada for a quantidade de C substituída por CV e mais evidente nas menores idades.

O facto de a adição de CV provocar um atraso no desenvolvimento da resistência à flexão já era esperado, uma vez que a reacção pozolânica entre as CV e o hidróxido de cálcio libertado durante a hidratação do cimento é um processo lento e subsequente à própria hidratação do cimento. Em relação à recuperação que surge com o decorrer do tempo, ou seja, quanto maior for a idade de realização dos ensaios maior é a resistência relativa das composições com CV (quando comparadas com as registadas nas argamassas sem inclusão de CV), também é justificada pela lentidão das reacções pozolânicas das CV.

Este aspecto é facilmente identificável através da observação da Figura 7.28, onde é representado o desenvolvimento dos índices de actividade da resistência em flexão ao longo do tempo. O índice de actividade em flexão resulta do quociente entre a resistência à flexão da composição com determinada quantidade de C substituída por CV e a resistência à flexão da composição constituída exclusivamente com cimento como material ligante.

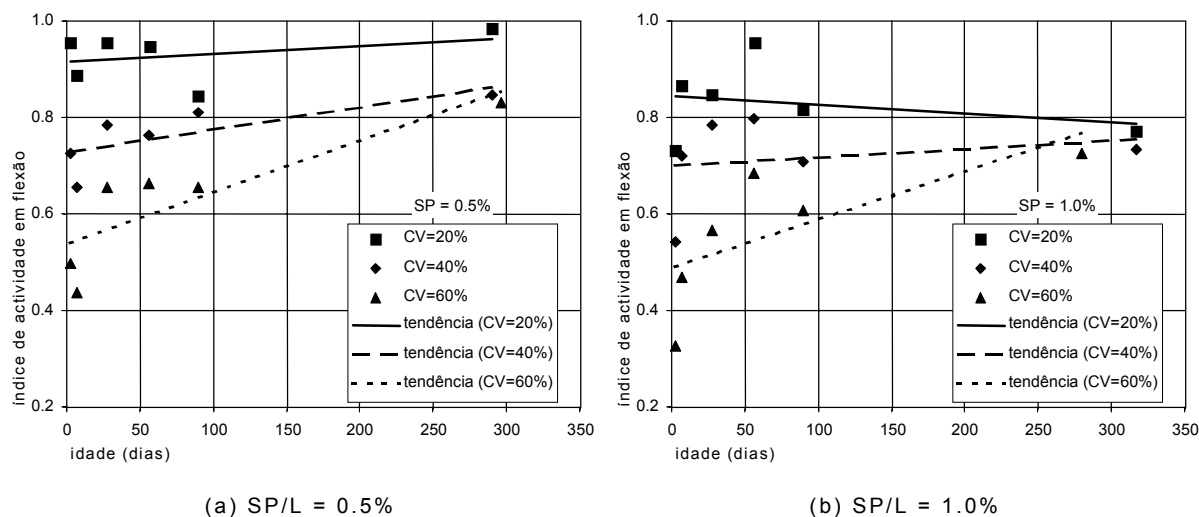


Figura 7.28 – Índice de actividade em flexão das argamassas

Ainda na Figura 7.28, para além da representação do valor dos índices de actividade registados, apresenta-se a tendência verificada na evolução dos respectivos índices ao longo do tempo. As linhas de tendência foram obtidas recorrendo ao método dos mínimos quadráticos e apresentam coeficientes de correlação reduzidos, indicando não ser a relação linear capaz de traduzir com suficiente aproximação o ocorrido. No entanto, as linhas referidas têm como principal atributo possibilitar a interpretação global do efeito da introdução de CV na resistência à flexão ao longo do tempo, permitindo apontar as tendências verificadas.

Com excepção do constatado nas composições com 20% de CV e 1.0% de SP, cuja tendência verificada se pode considerar atípica, os índices de actividade evoluem ao longo do tempo com uma taxa de crescimento tanto maior quanto maior for a quantidade de CV presente na respectiva composição.

É de salientar que, apesar do aumento verificado ao longo do tempo na resistência à flexão das composições fabricadas com CV e mesmo em idades de teste mais avançadas, nunca a resistência das composições sem adição de CV foi alcançada. Apenas se pode considerar como excepção o valor registado aos 290 dias na composição com CV = 20% e SP = 0.5% que apresentou um índice de actividade aproximadamente igual à unidade (0.98). Assim, tendo em conta os restantes resultados, as CV utilizadas parecem não poder ser consideradas como um material com capacidade para melhorar a resistência à tracção por flexão das argamassas.

7.3.2 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

Após a concretização do ensaio de resistência à flexão, os meios provetes daí resultantes foram submetidos a novo ensaio, de modo a determinar a resistência à compressão das argamassas produzidas. Os ensaios de flexão e compressão foram realizados na mesma data o que veio a permitir aferir a resistência à compressão aos: 3, 7, 28, 56, 90 e cerca de 290 dias. Para cada idade foram submetidos a ensaio seis meios provetes e os resultados médios obtidos, f_{cm} , encontram-se descritos no Quadro 7.14, bem como os respectivos coeficientes de variação.

Para o cálculo de f_{cm} , foram apenas considerados os valores que apresentaram um desvio relativamente ao valor médio inferior a 10%. Dos resultados obtidos nos 288 meios provetes ensaiados no decorrer de toda a campanha experimental, apenas 14 (i.e. 5%) não foram considerados. Desses 14 valores não considerados, 10 ocorreram em idades distintas, o que permitiu obter o valor médio recorrendo pelo menos a 5 resultados. Apenas na amassadura CV0-SP0.5, testada à idade de 3 dias, e na CV20-SP0.5, aos 291 dias, foi necessário proceder à eliminação de 2 resultados (provenientes de provetes 40x40x160 mm³ distintos), o que implicou, apenas para estes casos, o recurso a quatro resultados.

Afim de verificar o efeito da % de SP, os resultados são apresentados de forma gráfica na Figura 7.29. Analisando os resultados obtidos é possível verificar que, analogamente ao sucedido nos ensaios de flexão, a resistência à compressão varia marginalmente com a introdução na amassadura de 0.5% ou 1.0% de SP. A Figura 7.29, evidencia este aspecto, sendo possível constatar através da comparação com a Figura 7.25 (b), e como era de esperar, uma menor dispersão de valores nos resultados provenientes dos ensaios de resistência à compressão.

Quadro 7.14 – Resistência à compressão dos provetes de argamassa

Argamassa	Idade (dias)	Resistência à compressão	
		f_{cm} (MPa)	c. variação (%)
CV0-SP0.5	3	51.42	9.32
	7	55.61	5.68
	28	56.03	3.78
	56	61.06	5.91
	90	66.61	2.84
	294	69.88	4.04
CV20-SP0.5	3	40.26	6.86
	7	47.77	5.14
	28	54.51	4.27
	56	61.53	6.09
	90	66.07	3.86
	290	61.83	5.86
CV40-SP0.5	3	33.73	6.99
	7	37.41	5.16
	28	50.14	5.38
	56	53.42	3.61
	90	63.30	2.90
	290	62.46	7.77
CV60-SP0.5	3	17.99	5.03
	7	26.99	2.10
	28	33.24	5.26
	56	41.88	5.56
	90	46.60	5.47
	296	59.28	8.05
CV0-SP1.0	3	50.71	3.41
	7	53.94	4.94
	28	61.34	0.96
	56	64.37	6.74
	90	74.76	7.98
	282	71.50	5.94
CV20-SP1.0	3	40.83	8.55
	7	52.80	6.06
	28	53.18	4.37
	56	61.51	3.91
	90	64.57	7.27
	317	73.48	4.62
CV40-SP1.0	3	30.20	6.32
	7	38.93	2.88
	28	47.40	3.11
	56	56.75	3.23
	90	62.08	3.90
	317	60.42	2.36
CV60-SP1.0	3	21.27	4.03
	7	26.50	2.26
	28	36.35	7.55
	56	44.23	5.01
	90	48.85	5.24
	280	53.55	4.26

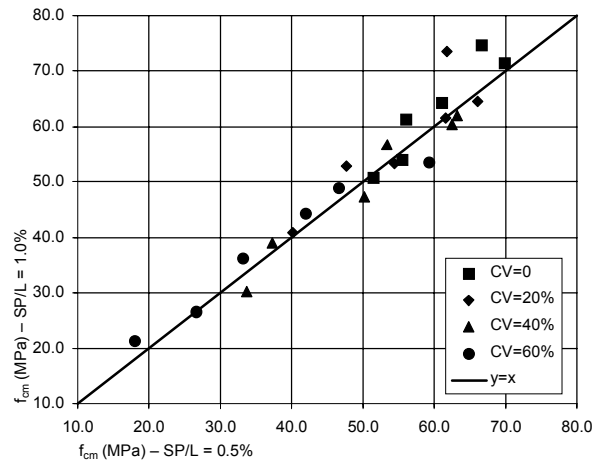


Figura 7.29 – Efeito da utilização de 0.5% ou 1.0% de SP na resistência à compressão

A evolução da resistência à compressão ao longo do tempo pode ser avaliada através da análise dos resultados obtidos em seis idades diferentes. Uma vez que os ensaios foram realizados num número elevado de idades distintas e que abrangem um espaço temporal alargado, é possível aproximar aos resultados experimentais curvas de ajuste que permitam caracterizar de forma contínua essa mesma variação. O modelo adoptado foi o proposto por Knudsen, 1980, e Carino, 1984, que foi recentemente abordado por Carino e Lew, 2001, e que representa a evolução da resistência à compressão ao longo do tempo por intermédio da equação hiperbólica (7.4):

$$f_c = f_{m\acute{a}x} \frac{k(t - t_0)}{1 + k(t - t_0)} \quad (7.4)$$

Em que:

f_c : resistência à compressão estimada para uma determinada idade t ;

$f_{m\acute{a}x}$: resistência à compressão máxima, obtida quando o tempo tende para infinito;

k : constante válida para uma determinada temperatura de cura mantida estável e expressa por unidade de tempo;

t_0 : idade correspondente ao início do desenvolvimento da resistência.

Admitindo que logo após a realização da amassadura se inicia o desenvolvimento da resistência à compressão ($t_0 = 0$), procedeu-se à determinação dos valores dos parâmetros $f_{m\acute{a}x}$ e k recorrendo a uma regressão não linear com base no método dos mínimos quadráticos. Os resultados obtidos apresentam-se no Quadro 7.15, bem como os coeficientes de correlação, R^2 , determinados.

Quadro 7.15 – Parâmetros $f_{m\acute{a}x}$ e k das argamassas produzidas

Argamassa	$f_{m\acute{a}x}$ (MPa)	k (dias ⁻¹)	R^2
CV0-SP0.5	64.45	1.1073	0.6340
CV20-SP0.5	62.93	0.5228	0.9041
CV40-SP0.5	60.42	0.3065	0.8689
CV60-SP0.5	52.94	0.1138	0.8534
CV0-SP1.0	69.40	0.7157	0.7601
CV20-SP1.0	65.90	0.5033	0.7784
CV40-SP1.0	60.28	0.2799	0.9240
CV60-SP1.0	50.80	0.1656	0.9157

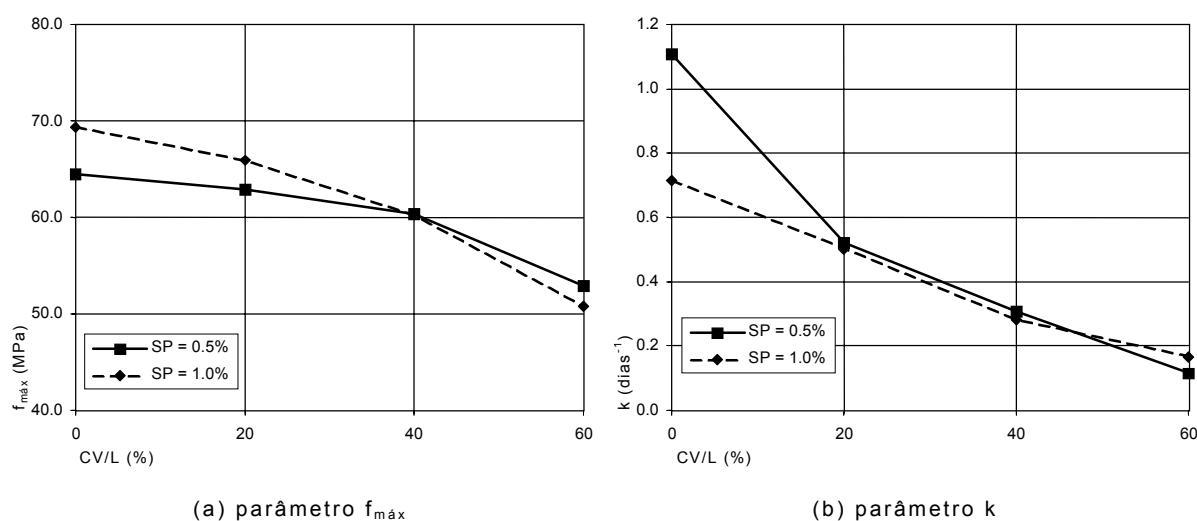


Figura 7.30 – Variação dos parâmetros $f_{m\acute{a}x}$ e k com a quantidade de CV e de SP

Conforme se pode constatar por intermédio da observação da Figura 7.30 (a), a resistência máxima estimada, $f_{m\acute{a}x}$, decresce com o aumento da quantidade de CV presente nas misturas e de forma mais evidente aquando da passagem de CV = 40% para CV = 60%. Enquanto que a diminuição média de $f_{m\acute{a}x}$ em relação à mistura de controlo (CV = 0%) pode ser considerada reduzida para quantidades de C substituídas por CV até 40% (96% para CV = 20% e 90% para CV = 40%), é já considerável para CV = 60% (78%).

O aumento da dosagem de SP de 0.5% para 1.0% influencia marginalmente o $f_{m\acute{a}x}$ das composições. A diferença mais acentuada foi registada para as composições sem CV (8%) e para as restantes não ultrapassou os 5%.

Relativamente à variação do parâmetro k , a Figura 7.30 (b) demonstra que este também diminui com o aumento da quantidade de CV e que é praticamente insensível à variação da quantidade de SP das argamassas fabricadas com 20%, 40% e 60% de CV.

Identificada a dependência dos parâmetros intervenientes na equação (7.4) em relação às variáveis mais importantes em estudo (%CV e %SP), uma vez que os

valores de $f_{m\acute{a}x}$ calculados se apresentam consistentes e os coeficientes de correlação se podem considerar satisfatórios, é possível concluir que essa mesma equação é aplicável aos resultados experimentais obtidos, o que permite avaliar a evolução da resistência à compressão das argamassas de modo mais abrangente.

Na Figura 7.31 (a) e na Figura 7.32 (a) apresenta-se a variação da resistência à compressão média ao longo do tempo, incluindo os resultados experimentais e as respectivas curvas de ajuste. A Figura 7.31 (b) e a Figura 7.32 (b) evidenciam a variação da resistência à compressão determinada experimentalmente com a quantidade de substituição de C por CV.

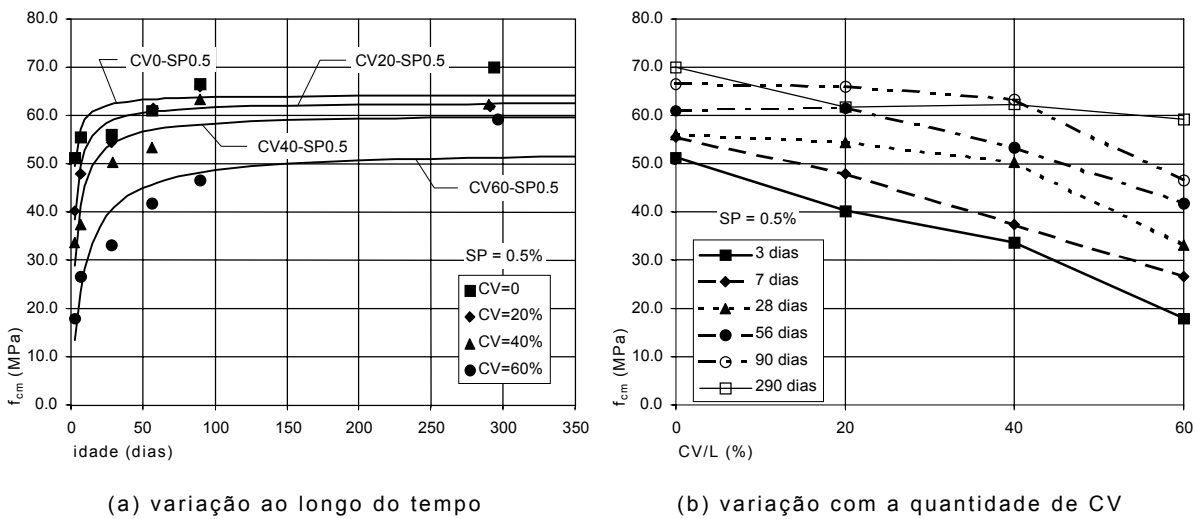


Figura 7.31 – Resistência à compressão média das argamassas (SP = 0.5%)

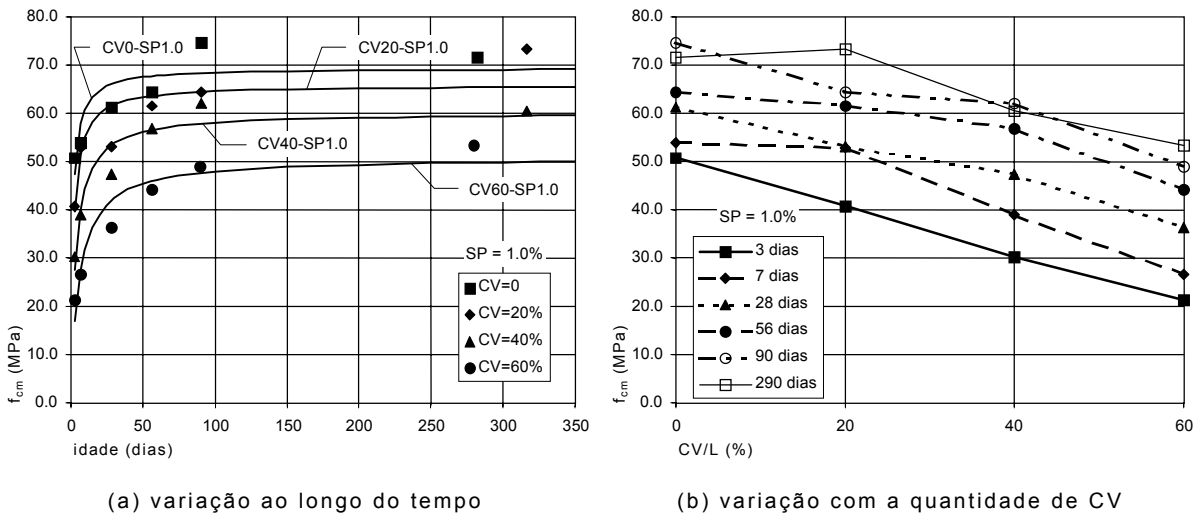


Figura 7.32 – Resistência à compressão média das argamassas (SP = 1.0%)

Através da análise dos resultados expressos nas Figuras 7.31 e 7.32, podem ser apontadas as seguintes observações:

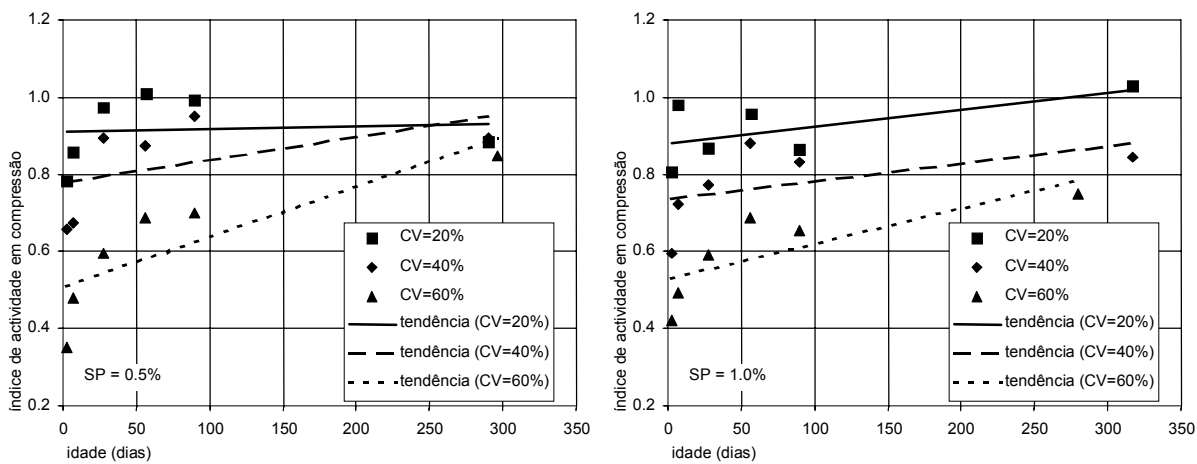
- a inclusão de CV diminuiu a resistência à compressão das argamassas, sendo este efeito mais marcante nas primeiras idades e progressivamente mais reduzido ao longo do tempo;

- para idades inferiores a 90 dias, a resistência à compressão diminuiu claramente com o aumento da quantidade de CV;
- para idades de 90 dias e 290 dias verificou-se uma estabilização (ou uma ligeira diminuição) das resistências à compressão das composições com quantidades de CV até 40%;
- aos 56 dias de idade as argamassas dotadas de quantidades de CV inferiores a 40% atingiram uma resistência à compressão semelhante e aproximadamente igual a 60 MPa; composições com 40% de CV afastaram-se ligeiramente desse valor e atingiram cerca de 55 MPa; a introdução de 60% de CV provocou uma diminuição de resistência aos 56 dias de idade mais acentuada, para um valor próximo de 42 MPa;
- a ordem de grandeza da resistência à compressão verificada aos 56 e aos 90 dias de idade das misturas com 0% e 20% de CV pode ser considerada semelhante;
- com base nos valores estimados da resistência máxima à compressão, $f_{m\acute{a}x}$, (Quadro 7.15) e independentemente da idade, não parece viável que a composição com 20% de CV ultrapasse a resistência à compressão da de referência, cujo material aglomerante é constituído exclusivamente com cimento;
- até aos 7 dias, a diminuição da resistência à compressão com o aumento de CV na mistura parece obedecer a uma relação linear; para idades superiores, em geral, a diminuição aparenta ser linear até à quantidade de 40% de CV, sofrendo um claro decréscimo para dosagens de 60% de CV;
- os aspectos referidos no ponto anterior foram mais visíveis nas composições com 0.5% de SP e podem ser justificados pela lentidão da reacção pozolânica das CV, associada à presença de quantidades de C reduzidas nas misturas com 60% de CV, indiciando a presença de quantidades de hidróxido de cálcio disponibilizados pela hidratação do cimento também reduzidas;
- genericamente, o comportamento das misturas com dosagens de CV até 40% e para idades superiores ou iguais a 56 dias aparentaram um comportamento em compressão que pode ser considerado semelhante, afastando-se significativamente desse mesmo comportamento as composições com 60% de CV;
- globalmente, as considerações aqui apontadas relativamente aos resultados dos ensaios de compressão são aplicáveis ao ensaio de flexão, analisado em 7.3.1.

A contribuição das CV na resistência à compressão pode ser quantificada através do índice de actividade em compressão, obtido dividindo o valor da resistência à

compressão verificado nas composições com CV pelo valor determinado nas composições de referência, sem incorporação de CV.

Avaliando os índices de actividade em compressão obtidos (Figura 7.33), é possível verificar que, tal como nos ensaios de flexão, ocorre um acréscimo deste índice ao longo do tempo. A sua taxa de crescimento é tanto maior quanto maior a quantidade de CV, o que indicia uma eventual maior eficácia económica das misturas com CV, uma vez que o custo das CV é cerca de 20% do custo do cimento (dados fornecidos pela PEGOP).



(a) SP/L = 0.5%

(b) SP/L = 1.0%

Figura 7.33 – Índices de actividade em compressão das argamassas

Perante os resultados obtidos, e em consonância com o referido em 7.3.1, o efeito da introdução de CV não proporcionou a obtenção de argamassas com resistências mecânicas (quer à flexão, quer à compressão) superiores às das misturas de referência (sem inclusão de CV), mesmo para as idades mais avançadas e para a menor quantidade de substituição de C por CV (20%). Confrontando esta constatação com o efeito esperado (CV consideradas de boa qualidade melhoram as características mecânicas dos betões, particularmente em idades avançadas), as CV provenientes da Central Termoeléctrica do Pego parecem não cumprir os requisitos necessários para se considerarem como CV de boa qualidade, potenciadoras das características mecânicas das misturas. No entanto, comparando os custos financeiros e ambientais da substituição de C por CV, os resultados obtidos auspiciam a obtenção de betões capazes de atingir níveis de resistência satisfatórios para determinadas aplicações, desde que não sejam exigidos elevados valores de resistência em idades iniciais.

7.3.3 RELAÇÃO ENTRE A RESISTÊNCIA À FLEXÃO E À COMPRESSÃO

Confrontando as observações referentes à capacidade resistente das argamassas aos esforços de compressão e de flexão, em geral, podem considerar-se concordantes. Nomeadamente, as considerações apontadas subjacentes aos índices de actividade, aparentam a existência de uma relação entre as características mecânicas descritas.

Analisando a variação da resistência à compressão com a registada à flexão, (Figura 7.34), é possível identificar, claramente, a existência de uma relação entre as duas quantidades.

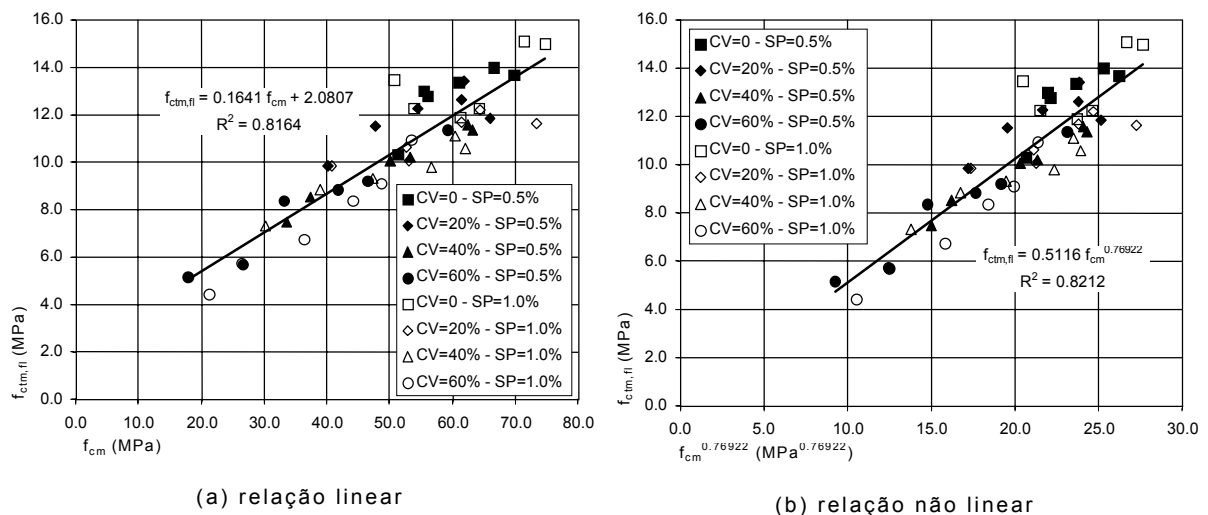


Figura 7.34 – Relação entre a resistência à compressão e à flexão das argamassas

Estudando a dependência entre as quantidades referidas, recorrendo quer a uma regressão linear, quer a uma regressão não linear, é possível determinar as curvas cujas equações e respectivos coeficientes de correlação se apresentam na Figura 7.34. Observando os resultados obtidos, parece não haver vantagem significativa na adopção de uma relação não linear. Os coeficientes de correlação determinados são semelhantes, sendo a equação linear capaz de estimar a resistência à tracção em flexão a partir do conhecimento da resistência à compressão com um desvio máximo de 26.5% correspondente à mistura CV60-SP1.0. No entanto, a relação não linear apresenta a vantagem de se apresentar fisicamente mais consistente, uma vez que contém a origem.

7.3.4 MÓDULO DE ELASTICIDADE EM COMPRESSÃO

A aferição do módulo de elasticidade das argamassas foi motivada, fundamentalmente, pela possibilidade de averiguar a eficácia dos modelos numéricos de previsão do módulo de elasticidade dos betões baseados na teoria dos materiais compósitos apresentados em 4.2.2.2. Para tal, é necessário quantificar o módulo de elasticidade da matriz ligante dos betões, que foi simulada através das argamassas produzidas.

Os ensaios foram efectuados de acordo com a descrição realizada em 6.3.4. Os provetes foram fabricados recorrendo a duas amassaduras suplementares, o que permitiu a execução de prismas de argamassa com 40x40x80 mm³. As composições escolhidas para a avaliação do módulo de elasticidade foram a CV0-SP0.5 e a CV40-SP0.5. A razão que presidiu a esta escolha foi a possibilidade de obter um valor de referência relativo à composição sem CV e outro que permitisse avaliar o efeito da presença das CV nas argamassas. Para cada amassadura, foram moldados seis provetes, que foram ensaiados aos 7 e aos 56 dias de idade.

Na expectativa de que o módulo de elasticidade em compressão das argamassas possa ser calculado com aproximação suficiente recorrendo a uma relação de proporcionalidade com a sua resistência à compressão (Larrard e Roy, 1992, Baalbaki, 1997), os ensaios realizados tiveram como objectivo a determinação desses coeficientes de proporcionalidade. A confirmar-se, esta expectativa poderá vir a possibilitar posteriores extrapolações para aferição do módulo de elasticidade noutras idades e em composições com quantidades de CV diferentes.

O ensaio utilizado para a avaliação do módulo de elasticidade compreendeu a realização de cinco ciclos de carga e descarga. No Quadro 7.16 e no Quadro 7.17, apresentam-se os resultados obtidos e que correspondem aos ramos ascendentes dos ciclos de carga, ou seja, os valores obtidos aquando da descarga não foram incluídos na análise. Conforme referido em 6.3.4, os ensaios foram realizados de modo a permitir a determinação dos deslocamentos axiais dos provetes em três locais distintos (LVDTa, LVDTb e LVDTc), e a cada medição corresponde um valor diferente do módulo de elasticidade.

Registados os resultados de cada ensaio (força aplicada e deslocamento correspondente), procedeu-se ao seu processamento, que permitiu determinar o módulo de elasticidade recorrendo a uma regressão linear, realizada pelo método dos mínimos quadráticos e aplicada aos pares de valores tensão-extensão compreendidos entre 5.0% e 30% da resistência máxima à compressão. Nos Quadros 7.16 e 7.17, apresentam-se, os valores dos módulos de elasticidade determinados, bem como os respectivos R².

Quadro 7.16 – Módulo de elasticidade das argamassas aos 7 dias (GPa)

CV0-SP0.5 (7 dias)																		
Ciclo	Provete 1						Provete 2						Provete 3					
	LVDTa	R ²	LVD Tb	R ²	LVD Tc	R ²	LVD Ta	R ²	LVD Tb	R ²	LVD Tc	R ²	LVD Ta	R ²	LVD Tb	R ²	LVD Tc	R ²
1	56.05	0.995	19.79	1.000	22.32	0.996	41.82	0.982	34.64	0.992	18.10	0.999	27.42	0.995	16.14	0.999	24.50	0.999
2	80.26	0.988	19.82	1.000	21.49	0.999	28.03	0.997	28.53	0.991	26.05	0.994	30.28	0.994	17.83	0.998	24.56	0.995
3	83.98	0.987	20.16	1.000	20.94	0.999	27.11	0.998	29.26	0.993	26.67	0.994	31.16	0.995	18.08	0.998	24.15	0.994
4	83.89	0.987	20.51	1.000	20.57	0.999	26.61	0.999	29.70	0.993	26.82	0.994	31.40	0.995	18.30	0.998	23.84	0.994
5	82.19	0.983	20.73	1.000	20.25	0.999	26.08	0.999	30.53	0.993	26.90	0.994	31.91	0.995	18.40	0.997	23.62	0.993
CV40-SP0.5 (7 dias)																		
Ciclo	Provete 1						Provete 2						Provete 3					
	LVDTa	R ²	LVD Tb	R ²	LVD Tc	R ²	LVD Ta	R ²	LVD Tb	R ²	LVD Tc	R ²	LVD Ta	R ²	LVD Tb	R ²	LVD Tc	R ²
1	19.44	0.997	30.58	0.968	18.91	0.996	8.87	0.998	41.93	0.398	16.49	0.998	26.45	0.860	14.07	0.997	12.63	0.997
2	23.71	0.998	23.62	0.990	19.26	0.994	9.55	0.999	86.14	0.910	22.03	0.996	24.71	0.987	19.09	0.994	14.89	0.998
3	24.48	0.998	22.05	0.990	19.68	0.994	9.62	0.999	71.98	0.951	22.86	0.995	22.94	0.992	19.08	0.994	15.81	0.998
4	25.16	0.998	20.93	0.992	20.17	0.995	9.73	0.999	62.96	0.970	23.82	0.994	22.08	0.992	18.96	0.995	16.32	0.998
5	25.37	0.998	20.51	0.992	20.41	0.994	9.77	0.998	56.69	0.983	24.51	0.994	21.36	0.992	18.97	0.994	16.69	0.997

Quadro 7.17 – Módulo de elasticidade das argamassas aos 56 dias (GPa)

CV0-SP0.5 (56 dias)																		
Ciclo	Provete 1						Provete 2						Provete 3					
	LVDTa	R ²	LVD Tb	R ²	LVD Tc	R ²	LVD Ta	R ²	LVD Tb	R ²	LVD Tc	R ²	LVD Ta	R ²	LVD Tb	R ²	LVD Tc	R ²
1	39.16	0.992	22.85	0.998	28.69	0.998	18.38	1.000	31.62	0.997	53.20	0.961	59.84	0.998	17.18	0.998	38.87	0.959
2	40.53	0.998	28.50	1.000	23.98	1.000	22.00	1.000	28.25	0.997	47.00	0.980	48.06	0.999	18.83	1.000	43.17	0.989
3	39.87	0.998	29.08	1.000	23.21	1.000	22.51	1.000	28.58	0.998	42.68	0.985	44.96	0.999	19.76	1.000	39.60	0.989
4	39.17	0.998	29.66	1.000	23.17	1.000	23.02	1.000	29.66	1.000	40.83	0.988	43.29	0.999	29.66	1.000	38.30	0.992
5	38.37	0.999	29.57	1.000	23.43	1.000	23.33	1.000	28.96	0.999	39.33	0.994	44.04	0.999	20.74	1.000	37.17	0.994
CV40-SP0.5 (56 dias)																		
Ciclo	Provete 1						Provete 2						Provete 3					
	LVDTa	R ²	LVD Tb	R ²	LVD Tc	R ²	LVD Ta	R ²	LVD Tb	R ²	LVD Tc	R ²	LVD Ta	R ²	LVD Tb	R ²	LVD Tc	R ²
1	19.38	1.000	264.7	0.532	15.93	0.999	56.88	0.058	14.40	0.998	20.89	1.000	62.64	0.988	15.25	0.993	12.09	0.998
2	20.67	0.999	158.2	0.863	19.36	1.000	148.2	0.639	15.88	0.997	22.26	1.000	47.52	0.981	18.36	0.998	16.39	0.998
3	21.06	0.999	119.5	0.927	19.82	1.000	116.6	0.787	16.69	0.997	22.00	1.000	41.43	0.992	18.77	0.998	17.07	0.997
4	21.57	0.999	30.25	1.000	20.13	1.000	97.85	0.868	30.25	1.000	21.89	1.000	38.93	0.990	30.24	1.000	17.47	0.996
5	22.19	0.999	79.43	0.988	20.17	1.000	83.32	0.928	18.24	0.998	21.72	1.000	36.48	0.995	19.26	0.998	18.08	0.996

Analisando os resultados apresentados nos Quadros 7.16 e 7.17 verifica-se que o comportamento das argamassas aos ciclos de carga e descarga impostos ocorreu conforme previsto, sendo a resposta dos materiais aproximadamente linear. Este aspecto pode ser comprovado através da avaliação dos R^2 determinados, que em geral foram muito próximos da unidade, o que indica a existência de uma forte correlação linear entre as variáveis envolvidas. Apenas nos primeiros ciclos, e só nalguns casos, foram detectadas correlações de menor valor, que, no entanto, evoluíram para valores próximos da unidade no decorrer dos ciclos subsequentes.

Como o procedimento de ensaio adoptado resultou na obtenção de módulos de elasticidade diferentes para cada ciclo e para cada instrumento de medida, foi necessário estabelecer um critério para determinar um valor único, representativo desta propriedade.

Torrenti, Dantec, Boulay e Semblat, 1999, do *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*, desenvolveram uma proposta de ensaio válida para determinar o módulo de elasticidade longitudinal do betão. Estes autores preconizaram a realização de, pelo menos, três ciclos de carga e descarga, desde que a diferença entre os módulos de elasticidade correspondentes ao terceiro e segundo ciclos não ultrapassasse 10%. Caso contrário, deverão ser efectuados mais ciclos até satisfazer a referida condição. O módulo de elasticidade deverá então ser calculado através do método dos mínimos quadráticos, envolvendo o maior número possível de pontos da curva tensão-extensão do material. O critério adoptado neste trabalho foi baseado nas recomendações dos referidos autores.

Uma vez que os ensaios resultaram na obtenção de valores do módulo de elasticidade correspondentes aos cinco ciclos realizados e alguns deles foram praticamente coincidentes, desprezaram-se os que diferiam mais de 5% do determinado no último ciclo e procedeu-se ao cálculo do respectivo valor médio. Assim, para cada LVDT, determinou-se o respectivo valor do módulo de elasticidade, E_{ca} , E_{cb} e E_{cc} . O valor do módulo de elasticidade do provete, E_{cm1} , E_{cm2} e E_{cm3} , foi determinado a partir da média dos valores de E_{ca} , E_{cb} e E_{cc} . O valor final do módulo de elasticidade em compressão, de cada composição estudada, resultou da média dos valores determinados em cada provete, tendo em atenção a dispersão de valores associada a cada um deles.

Observando os resultados obtidos e expressos no Quadro 7.18, é possível constatar que os módulos de elasticidade correspondentes a cada LVDT apresentaram valores díspares, consequência de deslocamentos diferenciados provocados por um estado de tensão não uniaxial, o que pode indiciar a presença de significativos deslocamentos de rotação das secções. Tal pode ser devido ao facto de a carga ter sido aplicada excentricamente, não sendo a esfera existente entre o prato superior da prensa e o provete capaz de anular os esforços de flexão

associados, ou também pode ser imputado à acentuada heterogeneidade do material com zonas de maior capacidade resistente do que outras.

Quadro 7.18 – Módulo de elasticidade em compressão das argamassas

Argamassa	Idade (dias)	Provete	E_{ca} (GPa)	E_{cb} (GPa)	E_{cc} (GPa)	$E_{c_{mi}^*}$ (GPa)	Coeficiente de variação (%)	E_{cm} (GPa)	Coeficiente de variação (%)
CV0-SP0.5	7	1	82.58	20.20	20.59	(41.12)	(87.31)	26.15	8.25
		2	26.60	29.83	26.61	27.68	6.73		
		3	31.49	18.26	24.13	24.63	26.92		
	56	1	39.14	29.20	23.45	30.60	25.95	32.14	8.23
		2	22.95	28.86	40.08	30.63	28.40		
		3	44.10	23.39	38.11	35.20	30.28		
CV40-SP0.5	7	1	25.00	20.72	20.09	21.94	12.19	20.37	10.89
		2	9.71	63.88	23.31	(32.30)	(87.26)		
		3	22.13	19.00	15.27	18.80	18.27		
	56	1	21.88	79.43	19.87	(40.39)	(83.73)	24.35	-
		2	83.32	18.24	21.75	(41.10)	(89.05)		
		3	36.48	18.80	17.78	24.35	43.19		

* - i = 1, 2 ou 3 consoante a designação do provete.

O facto de as faces de aplicação das cargas não terem sido rectificadas de modo a assegurar o seu paralelismo, pode ter contribuído para que a resultante das acções aplicadas actuasse numa direcção diferente da do eixo do provete.

Possivelmente, o sucedido deverá ter sido originado pelo conjunto de causas descritas, e não por uma só.

No entanto, desprezando os valores médios cujo coeficiente de variação associado assumiu resultados extremamente elevados (superiores a 80% e assinalados entre parêntesis no Quadro 7.18), determinaram-se os E_{cm} correspondentes às duas idades de ensaio e às duas composições testadas e cuja dispersão associada se pode considerar razoável (coeficiente de variação inferior a 11%). Os valores de E_{cm} assim obtidos parecem ser razoáveis, enquadrando-se no esperado, o que parece legitimar o critério utilizado.

Depois de testados os provetes de argamassa para aferição dos respectivos módulos de elasticidade, procedeu-se à realização do ensaio de resistência à compressão, cujo procedimento foi semelhante ao realizado nos provetes 40x40x160 mm³ provenientes do ensaio à flexão. Os resultados obtidos apresentam-se no Quadro 7.19.

As resistências médias à compressão dos provetes ensaiados indicadas no Quadro 7.19, assumiram valores dentro do previsto, mas apresentaram uma ligeira diminuição relativamente às apresentadas em 7.3.2. As diferenças verificadas

podem ser consideradas marginais, uma vez que atingiram uma diferença máxima de 4.9% (CV40-SP0.5 aos 56 dias) e uma diminuição média de 2.9%.

Quadro 7.19 – Resistência à compressão das argamassas utilizadas para aferição dos respectivos módulos de elasticidade

Argamassa	Idade (dias)	Provete	f_c (MPa)	f_{cm} (MPa)	Coefficiente de variação (%)
CV0-SP0.5	7	1	48.36	54.30	10.09
		2	59.16		
		3	55.38		
	56	1	59.28	59.30	20.23
		2	47.32		
		3	71.31		
CV40-SP0.5	7	1	37.90	36.91	5.19
		2	34.70		
		3	38.13		
	56	1	50.31	50.81	6.00
		2	48.04		
		3	54.08		

Contudo, apesar dos valores médios poderem ser considerados semelhantes, a dispersão associada aumentou consideravelmente, excepto nos ensaios realizados aos 7 dias de idade com a composição CV40-SP05. Este aspecto contraria o esperado, até porque os valores obtidos em 7.3.2 resultaram do ensaio de provetes provenientes de amassaduras diferentes. Tendo sido realizadas seis amassaduras de modo a cumprir o programa de ensaios estabelecido, houve o cuidado de, em cada idade e sempre que possível, utilizar provetes correspondentes a amassaduras distintas, de modo a tornar os resultados independentes da amassadura e, assim, diluir eventuais particularidades associadas a determinadas amassaduras.

Nos provetes fabricados com o intuito de avaliar o respectivo módulo de elasticidade, o procedimento seguido foi distinto, e os seis provetes fabricados foram moldados em simultâneo num único molde e a partir da mesma amassadura.

Recorrendo aos resultados obtidos e assumindo como válida a existência de uma relação de proporcionalidade entre o módulo de elasticidade e a respectiva resistência à compressão:

$$E_{cm} = k_E f_{cm} \quad (7.5)$$

Utilizando os valores médios, f_{cm} e E_{cm} , apresentados nos Quadros 7.18 e 7.19, os valores do coeficiente de proporcionalidade, k_E , assumem os valores descritos no Quadro 7.20.

Quadro 7.20 – Valores do coeficiente de proporcionalidade k_E

Argamassa	Idade (dias)	f_{cm} (MPa)	E_{cm} (GPa)	k_E	k_{Em}	Coeficiente de variação (%)
CV0-SP0.5	7	54.30	26.15	481.66	513.68	7.51
	56	59.30	32.14	542.01		
CV40-SP0.5	7	36.91	20.37	551.83		
	56	50.81	24.35	479.25		

O valor médio de k_E determinado, k_{Em} , apresenta uma dispersão relativamente reduzida, conforme demonstra o valor do seu coeficiente de variação (7.51%).

Assim, tudo indica que a adoção de um valor médio, k_{Em} , a implementar em todas as composições, deverá prever o módulo de elasticidade das misturas com aproximação suficiente.

Quadro 7.21 – Previsão do módulo de elasticidade médio das argamassas com 0.5% de SP

Argamassa	Idade (dias)	f_{cm} (MPa)	E'_{cm} (GPa)
CV0-SP0.5	3	51.42	26.41
	7	55.61	28.57
	28	56.03	28.78
	56	61.06	31.37
	90	66.61	34.22
	294	69.88	35.90
CV20-SP0.5	3	40.26	20.68
	7	47.77	24.54
	28	54.51	28.00
	56	61.53	31.61
	90	66.07	33.94
	290	61.83	31.76
CV40-SP0.5	3	33.73	17.33
	7	37.41	19.22
	28	50.14	25.76
	56	53.42	27.44
	90	63.30	32.52
	290	62.46	32.08
CV60-SP0.5	3	17.99	9.24
	7	26.99	13.86
	28	33.24	17.07
	56	41.88	21.51
	90	46.60	23.94
	296	59.28	30.45

Assumindo o valor determinado de k_{Em} como válido para todas as argamassas descritas em 7.3.2, é possível estimar o respectivo valor do módulo de elasticidade médio, E'_{cm} . Como resultado da adopção do critério descrito, o Quadro 7.21 é representativo dos resultados obtidos para a totalidade das argamassas fabricadas com 0.5% de SP.

7.4 CONCLUSÕES

Ao longo deste capítulo foram apresentados e interpretados os resultados dos ensaios realizados em pastas e argamassas, individualizando, assim, o estudo de uma das fases dos betões, entendidos como materiais compósitos: a matriz aglomerante. A campanha experimental foi programada de modo a avaliar a trabalhabilidade e as características mecânicas das pastas e das argamassas produzidas. Neste sub-capítulo procuram-se sintetizar as conclusões mais relevantes apontadas ao longo do texto.

Tendo com objectivo caracterizar a trabalhabilidade das pastas produzidas com diferentes quantidades de CV e com uma relação A/L constante, realizaram-se ensaios reológicos no viscosímetro de Brookfield. O comportamento das pastas ensaiadas comprovou a viabilidade da adopção do modelo de Bingham, sendo os respectivos resultados mais consistentes do que os obtidos recorrendo ao modelo de Herschel e Bulkley. Desta forma, a reologia das pastas pôde ser descrita através de dois parâmetros, caracterizadores do comportamento reológico das suspensões: a tensão limite de escoamento, τ_0 , e a viscosidade, η .

A realização do ensaio no viscosímetro de Brookfield também proporcionou a comparação dos seus resultados, considerados como padrão, com os obtidos em ensaios expeditos, de utilização corrente: a determinação da exigência de água de pastas de consistência normal e o ensaio no cone de Marsh. Assim, foi possível avaliar se os resultados dos ensaios expeditos se relacionam com os parâmetros definidores da reologia das pastas.

A avaliação da possibilidade de realização dos dois ensaios expeditos referidos, para assim determinar dois parâmetros distintos relacionados, individualmente, com uma das duas características reológicas das misturas cujo comportamento pode ser classificado como de Bingham (τ_0 e η), conduziu a conclusões distintas. Enquanto que o ensaio no cone de Marsh de pastas com comportamento Newtoniano forneceu resultados intimamente relacionados com a viscosidade, desde que se considere não o tempo de escoamento, mas sim um factor de escoamento, a realização do ensaio de exigência de água não parece ser viável

para obter um valor relacionado com a tensão limite de escoamento nem com a viscosidade. Perante os resultados obtidos, parece ser possível generalizar que, nas condições descritas, o ensaio no cone de Marsh trata-se de um ensaio reológico, o que legitima a sua utilização, contrariamente ao ensaio de exigência de água que não deve ser considerado como capaz de fornecer um resultado relacionado com as características reológicas das misturas.

Comparando os procedimentos necessários à obtenção do tempo de escoamento com os associados à determinação da exigência de água, uma vez mais, o ensaio no cone de Marsh apresenta-se vantajoso, mais rápido e menos sujeito a erros por parte do operador, visto tratar-se de uma determinação directa, não sendo necessário o recurso a tentativas. Assim, tudo indica ser o ensaio no cone de Marsh um ensaio a implementar em situações práticas, contrariamente ao de determinação da exigência de água, cuja utilização deve ser ponderada e considerada apenas no caso de impossibilidade de determinação dos tempos de escoamento.

Relativamente à determinação da quantidade óptima de SP, os resultados dos ensaios efectuados comprovam ser possível a sua determinação recorrendo quer ao ensaio no cone de Marsh quer ao ensaio de exigência de água. Apesar das limitações inerentes à realização do ensaio de exigência de água, a quantidade óptima de SP obtida pode-se considerar, em geral, semelhante à determinada nos outros ensaios (viscosímetro de Brookfield e cone de Marsh).

A determinação do ponto de saturação do SP pode ser efectuada recorrendo directamente aos tempos de escoamento verificados no cone de Marsh mas, não se mostrou viável a comparação do comportamento reológico de pastas diferentes, que apresentem massas volúmicas distintas, recorrendo à análise directa dos tempos de escoamento. Os resultados obtidos, permitiram verificar a existência de uma forte correlação entre os valores de η determinados e um factor de escoamento, k_{esc} , determinado através do produto da massa volúmica do material sujeito a ensaio pelo respectivo tempo de escoamento.

Assim, propõe-se que a comparação do comportamento reológico das pastas, nomeadamente as fabricadas com quantidades de CV diferentes, não seja realizada recorrendo aos tempos de escoamento verificados, mas sim aos factores de escoamento.

Comprovada a validade do ensaio no cone de Marsh e a inadequação da determinação da exigência de água, resta analisar o comportamento reológico das pastas ensaiadas, nomeadamente o efeito da adição de diferentes quantidades de CV e de SP.

Relativamente à quantidade de SP, os ensaios permitiram determinar uma dosagem a partir da qual os ganhos não se apresentam, aparentemente, significativos, correspondendo ao ponto de saturação. Os ensaios em pastas indicam que a quantidade óptima de SP deve ser de cerca de 1.0%.

A acção dos SP é particularmente notória na redução do τ_0 das misturas, provocando a sua diminuição consecutiva até atingir a quantidade óptima, para a qual os fluidos testados exibiram um comportamento Newtoniano. Para quantidades de SP superiores, as variações de τ_0 foram, em geral, marginais. Este aspecto, realça a adequabilidade dos ensaios no cone de Marsh, nomeadamente na determinação do ponto de saturação, sendo previsível, face aos resultados obtidos, que ao ponto de saturação determinado esteja associada uma mistura com comportamento Newtoniano, perfeitamente caracterizável recorrendo ao ensaio no cone de Marsh.

Relativamente à viscosidade, o efeito do aumento da dosagem de SP parece ser semelhante, não sendo as diferenças de η provocadas pelas quantidades de SP empregues tão acentuadas como as verificadas nos respectivos τ_0 , nomeadamente para dosagens de SP entre 0.5% e 1.0%. Para esta amplitude de variação de SP, os resultados dos ensaios no cone de Marsh apresentaram diferenças, aparentemente, pouco significativas, principalmente até dosagens de 40% de CV.

Em relação à adição de CV, os ensaios permitiram concluir que, em geral, quanto maior for a quantidade de CV, pior é o comportamento das misturas, acentuando-se esta tendência para quantidades de substituição de C por CV de 100%. No entanto, a adição de CV parece contribuir para a redução de τ_0 e η em composições fabricadas com SP = 0.25%. Para SP = 0.5%, a adição de CV contribui para a redução de τ_0 até quantidades de 60%, sendo o efeito na η contrário, acompanhando a tendência geral descrita.

Face ao apresentado, é possível concluir que o efeito do SP é mais eficaz no cimento do que nas CV. Este aspecto poderá estar associado ao elevado teor de carbono das CV, cuja presença implica especial apetência para adsorver água juntamente com quantidades de SP, que assim deixam de estar disponíveis para o necessário envolvimento e lubrificação das partículas de ligante, impedindo o adequado funcionamento de dispersão e desfloculação das partículas.

O efeito prejudicial associado à presença de CV nas pastas contraria o esperado para CV de boa qualidade, visto ser normalmente aceite que a sua inclusão beneficia o comportamento reológico, devido à sua dimensão e à forma aproximadamente esférica das suas partículas. Esta constatação permite alertar para a eventual deficiente qualidade deste tipo de CV, proveniente da Central Termoeléctrica do Pego, quando confrontada com CV de outras origens.

Em relação à quantidade de SP a utilizar nas amassaduras de betão, as diferenças de comportamento registadas entre pastas e argamassas constituídas com 0.5% ou 1.0% de SP levantam algumas dúvidas quanto à dosagem a implementar no tipo de betões que se pretendem produzir neste trabalho. As principais diferenças no comportamento reológico das pastas verificaram-se no limite de escoamento, sendo menos significativas na viscosidade. Considerando o factor económico e colocando a hipótese de, nos betões, se obterem níveis de trabalhabilidade satisfatórios com 0.5% de SP, o aumento de trabalhabilidade proporcionado pela inclusão de 1.0% de SP pode não justificar o custo adicional.

Os resultados dos ensaios de flexão e compressão comprovaram que as CV parecem não cumprir os requisitos necessários para serem consideradas como de elevada qualidade, uma vez, que quando incluídas em argamassas, não proporcionaram suplantar as resistências obtidas nas composições sem inclusão de CV até à idade de cerca de 290 dias. Mesmo nas composições com 20% de CV, tal desempenho não foi verificado, não sendo provável a sua ocorrência em idades subsequentes. Conforme o esperado, as CV afectam de modo significativo as resistências a curto prazo, sendo estas tanto menores quanto maior a quantidade de CV, havendo uma recuperação com o tempo, visível através do aumento continuado do índice de actividade em flexão e em compressão.

As composições de argamassas realizadas permitiram realçar que, em termos de resistência mecânica, a adição de 1.0% de SP não se apresenta vantajosa quando comparada com a introdução de 0.5% de SP. O acréscimo de SP contribui apenas para aumentar a trabalhabilidade das misturas.

A realização dos ensaios tendo em vista a determinação do módulo de elasticidade da matriz dos betões a produzir, permitiu detectar algumas dificuldades inerentes ao processamento dos seus resultados, e possibilitou a quantificação de uma relação de proporcionalidade entre o módulo de elasticidade e a resistência à compressão que se espera profícua no avaliar do módulo de elasticidade dos betões, recorrendo a modelos baseados na teoria dos materiais compósitos.

Apesar do que foi referido em relação à qualidade das CV, as resistências à compressão das argamassas, justificam algum optimismo quanto aos resultados a obter em amassaduras de betão, indiciando a possibilidade de produção de BED com inclusão de materiais correntes de baixo custo, atingindo níveis de resistência à compressão correspondentes a cerca de 60 MPa aos 56 dias de idade, podendo ser considerados, face a esta característica, como enquadrados no patamar inferior dos BED (classe I, de acordo com Aïtcin, 1998 – ver Quadro 2.2), sendo de esperar que atinjam valores da resistência à compressão que permitam considerar os betões como de elevada resistência, satisfazendo o indicado na prEN 206-1, 2000 (classe de resistência superior a C50/60).

C A P Í T U L O 8

c a r a c t e r i z a ç ã o
e x p e r i m e n t a l d e b e t õ e s

8.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo, procede-se à avaliação experimental dos pressupostos de base deste trabalho, relacionados com a produção de BED de baixo custo, com recurso aos materiais seleccionados, nomeadamente as CV provenientes da Central Termoeléctrica do Pego e a areia britada.

A campanha experimental programada pretendeu abranger diferentes aspectos, de forma a caracterizar os BED produzidos em relação às propriedades fundamentais, cujo conhecimento permite avaliar a exequibilidade, as vantagens e os inconvenientes relacionados com a aplicação prática destes betões.

Tendo como objectivo averiguar o efeito da introdução de CV nos betões, foram realizadas amassaduras com diferentes quantidades de substituição de C por CV, fixas em 20%, 40% e 60%. Foram também efectuadas amassaduras de controlo, constituídas sem inclusão de CV, de modo a permitir estabelecer comparações com os BED produzidos com as quantidades de CV referidas. O efeito das CV foi avaliado para cada dosagem de ligante usada, que variou entre os valores de 400 kg/m^3 , 500 kg/m^3 e 600 kg/m^3 .

Através dos ensaios realizados procurou-se avaliar a trabalhabilidade, o comportamento mecânico e a durabilidade dos betões produzidos. De modo a caracterizar o comportamento em fresco, realizaram-se ensaios correntes, de abaixamento e de espalhamento. A caracterização mecânica das misturas produzidas incidiu no estudo da variação ao longo do tempo da capacidade resistente aos principais esforços a que se encontra sujeita uma estrutura: compressão, tracção, flexão e corte. O comportamento em compressão foi avaliado em provetes cúbicos de 100 mm de aresta e em cilindros de 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura. A resistência à tracção foi aferida indirectamente, recorrendo a ensaios de compressão diametral e, também, a ensaios de flexão. Os ensaios de flexão foram realizados com o objectivo adicional de calcular as respectivas energias de fractura e contribuir para a caracterização da ductilidade das composições. O comportamento ao corte foi avaliado recorrendo a ensaios em provetes cúbicos com 100 mm de aresta, convenientemente preparados de modo a condicionar a rotura dos mesmos pela acção do esforço transversal instalado.

Complementarmente à avaliação das características mecânicas, as propriedades no estado endurecido das misturas produzidas foram avaliadas recorrendo a ensaios representativos da sua durabilidade. Os ensaios realizados incidiram na determinação da absorção de água por imersão e por capilaridade, no cálculo do

coeficiente de difusão de cloretos em estado não estacionário e na avaliação da resistividade dos BED produzidos.

Através do programa de ensaios estabelecido procurou-se avaliar de uma forma abrangente o desempenho dos betões fabricados, tendo como objectivo averiguar a possibilidade de implementação deste tipo de betões em situações práticas.

8.2 COMPOSIÇÕES ESTUDADAS

Com o objectivo de caracterizar a influência da introdução de CV em betões, foram realizadas diferentes amassaduras com percentagens de substituição de C por CV de 0%, 20%, 40% e 60% em composições com quantidades totais de ligante ($L = C + CV$) de 400 kg/m^3 , 500 kg/m^3 e 600 kg/m^3 . Estas três diferentes dosagens de ligante foram seleccionadas por se tratarem de valores correntemente adoptados em BED, o que também permitiu averiguar o efeito da dosagem de ligante nas propriedades a estudar.

No que diz respeito à quantidade de SP a utilizar nas diversas composições estudadas, esta foi fixa em 0.5% do respectivo extracto sólido em relação à massa total de ligante. A adopção deste valor decorreu da avaliação dos resultados do estudo do comportamento reológico das pastas e das argamassas apresentados no capítulo anterior. Apesar de o ponto de saturação determinado sugerir a utilização de 1.0% de SP, se considerado o factor económico inerente à redução da quantidade de SP para metade, desde que assegurada a possibilidade de produção de betões com trabalhabilidade adequada, a utilização da dosagem de SP = 0.5% permite um melhor enquadramento numa das premissas fundamentais deste trabalho que consiste na possibilidade de produzir BED de baixo custo. Neste contexto, não fica completamente esclarecida a possibilidade de o recurso a 1.0% de SP poder conduzir a níveis superiores de trabalhabilidade, ou à eventualidade de se poder atingir um melhor desempenho das composições através da redução da razão A/L.

A quantidade de água a adicionar na amassadura foi determinada recorrendo a amassaduras experimentais com 40% de CV, de forma a obter uma relação A/L constante para cada dosagem de ligante. Fazendo variar a quantidade de água presente nessas misturas, foram determinados os correspondentes abaixamentos no cone de Abrams. A razão A/L adoptada foi aquela que conduziu à obtenção de um abaixamento de cerca de 200 mm, considerado como um valor correntemente exigido nas aplicações práticas de BED. Este procedimento foi repetido para cada

uma das quantidades de ligante previstas, e dele resultaram os valores apresentados no Quadro 8.1.

Quadro 8.1 – Relações A/L adoptadas nas composições estudadas

Ligante (kg/m ³)	A/L
400	0.40
500	0.30
600	0.25

A quantidade de água interveniente na quantificação da relação A/L foi considerada como sendo aquela que se apresenta disponível para promover as reacções de hidratação do cimento e subsequentes reacções pozolânicas das CV, bem como para participar na trabalhabilidade das misturas.

Dito de outra forma, a quantificação da quantidade total de água a introduzir durante o processo de amassadura contemplou a que vai ser absorvida pelos agregados e dependeu do respectivo teor de humidade deste componente no instante da mistura. Como os agregados foram utilizados conforme fornecidos, não tendo sido sujeitos a qualquer processo de secagem, foi necessário proceder à determinação do seu teor de humidade (de acordo com o descrito em 6.4.1) de modo a corrigir a quantidade de água a adicionar. Também foi considerado no cálculo da quantidade de água o facto de o SP utilizado se encontrar em solução aquosa, já contendo, portanto, uma determinada quantidade de água (60%) que foi devidamente descontada.

Fixas as quantidades de ligante, de SP e de A/L a usar, e seleccionados os materiais a empregar nas amassaduras de betão, determinaram-se as quantidades dos três agregados a incluir na mistura (areia fina, areia grossa e brita) recorrendo ao método de Faury, adaptado a esta circunstância: o volume de vazios foi estimado de acordo com o recomendado pelo ACI *Committee* 211, 1990; e o volume de cimento (preconizado no método) foi substituído pelo volume de ligante, fazendo intervir deste modo a presença das CV. A curva real da mistura foi aproximada à curva teórica através da utilização do método dos mínimos quadráticos. Os valores adoptados para os parâmetros da curva de referência ($A = 26$ e $B = 1.5$) foram seleccionados conforme recomendado pelo autor (Faury, 1958), em função da trabalhabilidade pretendida e da natureza dos agregados utilizados.

Para as composições estudadas, apresentam-se no Quadro 8.2 os valores determinados das quantidades dos diferentes componentes, com os quais se procedeu à realização das amassaduras. A nomenclatura utilizada para designar os betões produzidos foi escolhida de modo a identificar claramente a respectiva dosagem. Optou-se por uma designação constituída por dois números separados pela sigla CV: o primeiro número representa a quantidade de ligante; e o segundo

a percentagem de substituição de C por CV. Assim, por exemplo, o betão designado 500CV40 contém 500 kg/m³ de ligante e 40% dessa quantidade são CV.

Quadro 8.2 – Composição dos betões estudados

Betão	A/L	C (kg/m ³)	CV (kg/m ³)	Areia fina (kg/m ³)	Areia grossa (kg/m ³)	Brita (kg/m ³)
400CV0	0.40	400.0	0.0	613.56	233.55	857.45
400CV20		320.0	80.0	591.96	262.38	878.58
400CV40		240.0	160.0	552.99	284.75	875.65
400CV60		160.0	240.0	503.44	300.96	855.01
500CV0	0.30	500.0	0.0	502.92	308.43	865.61
500CV20		400.0	100.0	461.85	334.01	869.82
500CV40		300.0	200.0	406.91	349.01	847.11
500CV60		200.0	300.0	364.24	373.70	848.70
600CV0	0.25	600.0	0.0	377.30	367.85	850.73
600CV20		480.0	120.0	326.57	399.51	856.01
600CV40		360.0	240.0	271.28	407.93	832.76
600CV60		240.0	360.0	223.26	421.23	824.23

Através da análise dos valores apresentados no Quadro 8.2 é possível constatar que a aplicação do método de Faury conduziu à obtenção de composições com cerca de 65% de volume de agregados, média dos valores extremos de 59% e 69%, correspondentes às amassaduras 400CV0 e 600CV60, respectivamente. Conforme seria de esperar, a inclusão de CV nas misturas origina um decréscimo no volume de agregados, devido ao facto de as CV apresentarem uma massa volúmica inferior à do C. Associado a esse decréscimo verifica-se que a relação $b / (af + ag)$ entre o volume do agregado grosso (brita: b) e do agregado fino (areia fina: af + areia grossa: ag) aumenta, atingindo o valor máximo de 1.4 para a composição 600CV60 e o mínimo de 1.1 para a composição 400CV0, aos quais corresponde o valor médio de 1.2.

8.3 ESTUDO DA TRABALHABILIDADE DOS BETÕES

Tal como foi descrito em 6.4.2, antes da operação de preenchimento dos moldes, para cada uma das amassaduras, foram realizados ensaios de abaixamento (de acordo com as especificações da norma NP 87), seguidos dos ensaios de espalhamento (conforme especifica a norma DIN 1045).

A realização destes dois ensaios foi motivada pela sua simplicidade de execução, pelo facto de serem de utilização generalizada em obra, e pela possibilidade de relacionar cada um dos resultados com uma característica reológica do sistema

diferente. De acordo com o referido em 3.4.1, o valor do abaixamento deverá estar relacionado com a tensão limite de escoamento, τ_0 , e o espalhamento com a viscosidade, η , do betão fresco.

Para cumprir o programa de ensaios previsto foi necessário produzir um número de provetes considerável, o que levou à necessidade de realizar duas amassaduras distintas para as composições com 400 kg/m³ de ligante e três para as fabricadas com 500 kg/m³ e 600 kg/m³. Em todas elas se aproveitou para aferir a trabalhabilidade através dos ensaios descritos. No Quadro 8.3, apresentam-se os resultados verificados para as diferentes composições, em que:

S_{1m} : valor médio do abaixamento;

F_m : valor médio do espalhamento; e

δ_{cv} : coeficiente de variação associado a cada um dos ensaios.

Quadro 8.3 – Trabalhabilidade dos betões

Composição	Abaixamento (mm)						Espalhamento (mm)					
	Amassadura				S_{1m}	δ_{cv} (%)	Amassadura				F_m	δ_{cv} (%)
	0	1	2	3			0	1	2	3		
400CV0	120	–	–	90	105.0	20.2	465	–	–	435	450.0	4.7
400CV20	200	–	–	220	210.0	6.7	455	–	–	515	485.0	8.7
400CV40	180	–	–	180	180.0	0.0	505	–	–	595	550.0	11.6
400CV60	215	–	–	195	205.0	6.9	565	–	–	500	532.5	8.6
500CV0	20	25	23	–	22.7	11.1	360	245	340	–	315.0	19.5
500CV20	90	120	105	–	105.0	14.3	425	430	335	–	396.7	13.5
500CV40	210	190	200	–	200.0	5.0	460	490	470	–	473.3	3.2
500CV60	230	230	230	–	230.0	0.0	535	585	525	–	548.3	5.9
600CV0	40	30	35	–	35.0	14.3	345	335	370	–	350.0	5.2
600CV20	170	125	80	–	125.0	36.0	350	340	410	–	366.7	10.3
600CV40	180	220	190	–	196.7	10.6	510	540	480	–	510.0	5.9
600CV60	240	225	225	–	230.0	3.8	540	555	495	–	530.0	5.9

Representando os resultados indicados no Quadro 8.3 sob a forma gráfica (Figura 8.1), onde se expressa a variação do abaixamento e do espalhamento com a quantidade de substituição de C por CV, é possível avaliar o efeito provocado pelas CV na trabalhabilidade das composições produzidas.

Os gráficos da Figura 8.1, para além de representarem os resultados médios correspondentes a cada amassadura, também ilustram o enquadramento dos resultados na classificação proposta pela prEN 206-1, 2000.

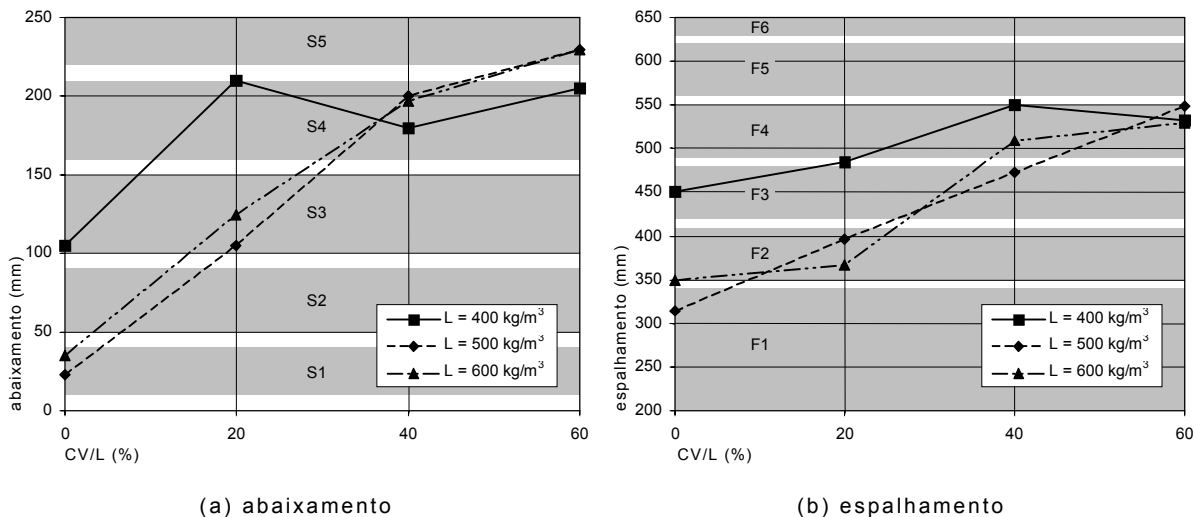


Figura 8.1 – Relação entre a percentagem de substituição de C por CV, o abaixamento (a) e o espalhamento (b)

Através da análise desta Figura é possível observar que:

- a incorporação de CV favorece significativamente a trabalhabilidade. Inclusivamente, permite que betões da classe de abaixamento S1 passem a ser considerados da S5 e que da classe de espalhamento F1 evoluam para a F4. Contrariamente ao verificado nas pastas e nas argamassas, as partículas de CV, devido à sua forma aproximadamente esférica e à sua superfície pouco rugosa, contribuem de modo relevante para uma melhor lubrificação do esqueleto granular, o que conduz a uma maior mobilidade dos grãos do agregado por redução do atrito entre eles;
- a acção favorável das CV é menos significativa em composições com quantidades de substituição de C por CV superiores a 40%. Este facto pode ser justificado pela maior preponderância do efeito verificado em pastas e argamassas, relacionado com a maior exigência de água que a presença das CV provoca, em oposição ao efeito benéfico provocado pela sua forma aproximadamente esférica e superfície pouco rugosa. Também é expectável que o efeito de rolamento proporcionado pela presença de CV aumente com o acréscimo da sua quantidade na mistura apenas até um determinado limite, a partir do qual as CV são incapazes de promover uma melhoria do comportamento do conjunto;
- o efeito da diminuição da quantidade de ligante, associado ao aumento simultâneo da relação A/L, parece ser mais relevante na melhoria da trabalhabilidade das composições com dosagens de CV até 20%. O abaixamento e o espalhamento das misturas constituídas com 40% e 60% de CV aparenta ser praticamente independente da razão A/L e correspondente quantidade de ligante;
- em misturas com 400 kg/m³ de ligante, o valor do abaixamento parece estabilizar para quantidades de CV a partir de 20%, o que aparentemente indica que,

relativamente a este aspecto, não é vantajoso recorrer a dosagens de CV superiores;

- as diferenças registadas nos ensaios relativos às composições com 500 kg/m³ e 600 kg/m³ de ligante podem ser consideradas marginais;
- para percentagens de CV até 20%, o comportamento reológico das composições com 400 kg/m³ de ligante, afastou-se do verificado nas restantes composições. Conforme seria de esperar, de modo a satisfazer o pretendido e relacionado com o valor do abaixamento imposto para as composições com 40% de CV (cerca de 200 mm), a composição com menor quantidade de ligante foi aquela que exigiu o fabrico dos betões com uma maior relação A/L. Enquanto as misturas com maiores quantidades de ligante foram obtidas com relações A/L relativamente próximas (L = 500 kg/m³: A/L = 0.3; L = 600 kg/m³: A/L = 0.25), as amassaduras com 400 kg/m³ de ligante foram fabricadas com uma relação A/L mais afastada (A/L = 0.4). Esse maior aumento da quantidade de água, nas composições com menor quantidade de ligante, conduziu ao fabrico de betões, sem inclusão de CV e com 20% de CV, que apresentaram valores do abaixamento e do espalhamento claramente superiores aos das restantes;
- partindo do princípio que os betões apresentam um comportamento reológico de Bingham e que os resultados do abaixamento e do espalhamento estão relacionados com o τ_0 e a η das misturas, respectivamente, a adição de CV foi responsável pela diminuição simultânea destas duas características, embora de uma forma aparentemente mais pronunciada na diminuição do τ_0 do que na redução da η .

Comparando os resultados apresentados no capítulo anterior, relativos ao estudo de pastas e argamassas, com os actuais, é possível concluir que o efeito da adição das CV se manifesta de forma antagónica nos respectivos comportamentos reológicos. Enquanto que a adição de CV em pastas e argamassas prejudicou o seu comportamento em fresco, em betões sucedeu exactamente o contrário, pelo menos no que diz respeito ao aumento do abaixamento e do espalhamento.

Os resultados obtidos nos ensaios realizados em pastas e em argamassas indicaram uma menor eficácia do efeito dispersante e desfloculante dos SP em presença de CV, em princípio motivada pelo elevado teor em carbono das CV. Tal como já foi observado no capítulo anterior, as partículas de carbono demonstram uma grande aptidão para adsorver água e, conseqüentemente, uma quantidade significativa de SP nela dissolvida, o que reduz a quantidade de adjuvante disponível. Em betões este efeito não é perceptível talvez por ser compensado pelo efeito lubrificante das CV, potenciado pelo facto de às composições com CV

estarem associados maiores volumes de ligante, cuja influência pode ser mais relevante em betões do que em pastas e argamassas.

8.4 ESTUDO DAS CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DOS BETÕES

Com o intuito de determinar o comportamento das misturas produzidas quando sujeitas às principais acções mecânicas patentes na generalidade dos elementos estruturais, foram realizados ensaios de compressão uniaxial, de compressão diametral, de flexão e de corte. Para além da avaliação da capacidade resistente dos betões produzidos, a realização destes ensaios também possibilitou a determinação de outras características complementares como, por exemplo, o módulo de elasticidade e a energia de fractura.

8.4.1 AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO EM COMPRESSÃO UNIAXIAL

O comportamento em compressão uniaxial das composições fabricadas foi avaliado através de ensaios, realizados de acordo com os procedimentos descritos em 6.4.4.4 e 6.4.4.5, referentes à utilização de provetes cilíndricos e cúbicos, respectivamente. Para cada amassadura, foram moldados provetes (cúbicos de 100 mm de aresta e cilíndricos de 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura) em número suficiente para permitir os respectivos ensaios em idades distintas. Os provetes cúbicos foram ensaiados em seis idades diferentes (3, 7, 14, 28, 56, 90, > 170 dias), enquanto que os cilíndricos foram testados em quatro (7, 28, 56, > 300 dias). Com este procedimento pretendeu-se concretizar o estudo do desenvolvimento das características mecânicas ao longo do tempo associadas a um estado de tensão uniaxial de compressão, designadamente a resistência à compressão, a sua comparação com os resultados obtidos em provetes de argamassa e o módulo de elasticidade.

8.4.1.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO EM PROVETES CÚBICOS

Os ensaios avaliadores da resistência à compressão dos betões produzidos foram realizados sob controlo de deslocamentos, de acordo com o descrito em 6.4.4.5.

Os ensaios foram efectuados às idades de 3, 7, 28, 56, 90 e cerca de 195 dias. Houve a preocupação de respeitar rigorosamente as datas de ensaio referentes às cinco primeiras idades, enquanto que, no que diz respeito à última idade de ensaio, permitiu-se que houvesse uma ligeira variação, concretizada no intervalo de tempo entre os 187 e os 210 dias. Foi permitida esta variação por se considerar que, para estas idades, as variações dos resultados deverão ser pouco significativas e sem relevância para o estudo em causa, o que legitima a sua comparação directa.

Os resultados obtidos para a resistência à compressão apresentam-se nos Quadros 8.4, 8.5 e 8.6, onde constam os valores médios, $f_{cm,cubo}$, e respectivos coeficientes de variação, resultantes do ensaio de três provetes de cada amassadura e para cada uma das idades de ensaio.

Quadro 8.4 – Resistência à compressão dos provetes cúbicos de betão ($L = 400 \text{ kg/m}^3$)

Betão	Idade (dias)	Resistência à compressão	
		$f_{cm,cubo}$ (MPa)	c. variação (%)
400CV0	3	–	–
	7	37.32	4.38
	28	44.96	1.31
	56	44.51	6.76
	90	57.02	1.94
	195	53.11	5.40
400CV20	3	21.32	2.76
	7	28.77	4.75
	28	36.54	1.61
	56	45.09	3.65
	90	48.21	3.15
	204	57.29	2.80
400CV40	3	13.01	2.22
	7	19.20	1.54
	28	27.10	1.09
	56	33.21	8.33
	90	41.59	1.20
	210	52.65	1.13
400CV60	3	9.06	4.25
	7	13.29	1.45
	28	18.95	4.81
	56	24.28	2.38
	90	36.42	2.69
	195	35.86	0.39

Quadro 8.5 – Resistência à compressão dos provetes cúbicos de betão ($L = 500 \text{ kg/m}^3$)

Betão	Idade (dias)	Resistência à compressão	
		$f_{cm,cubo}$ (MPa)	c. variação (%)
500CV0	3	–	–
	7	50.67	1.14
	28	58.51	1.33
	56	65.90	4.14
	90	73.11	4.99
	195	65.70	8.94
500CV20	3	41.30	1.43
	7	44.57	7.64
	28	56.78	1.71
	56	65.90	4.02
	90	66.03	8.95
	216	86.75	4.44
500CV40	3	32.76	1.76
	7	21.26	0.52
	28	34.49	2.79
	56	42.26	1.84
	90	57.28	0.40
	195	55.70	0.90
500CV60	3	20.10	3.36
	7	23.70	1.63
	28	34.04	1.31
	56	43.55	0.44
	90	47.19	5.26
	195	57.22	2.43

Quadro 8.6 – Resistência à compressão dos provetes cúbicos de betão ($L = 600 \text{ kg/m}^3$)

Betão	Idade (dias)	Resistência à compressão	
		$f_{cm,cubo}$ (MPa)	c. variação (%)
600CV0	3	54.34	0.61
	7	55.49	1.39
	28	65.13	5.48
	56	73.64	1.09
	90	86.16	1.96
	188	76.23	5.36
600CV20	3	45.60	3.93
	7	50.22	0.44
	28	65.25	3.24
	56	73.18	3.09
	90	85.50	0.58
	188	86.42	2.99
600CV40	3	35.32	0.83
	7	40.78	4.07
	28	59.09	4.99
	56	66.56	5.83
	90	81.46	2.96
	188	76.95	5.31
600CV60	3	22.99	6.77
	7	29.03	2.33
	28	45.57	5.29
	56	62.98	1.26
	90	64.37	6.11
	173	73.44	5.18

Para avaliar a evolução da resistência à compressão ao longo do tempo dos betões fabricados, tal como foi efectuado em 7.3.2 relativamente às argamassas, procedeu-se ao ajuste dos resultados obtidos recorrendo à equação hiperbólica (7.4) proposta por Knudsen, 1980 e Carino, 1984 e recentemente abordada por Carino e Lew, 2001.

$$f_c = f_{m\acute{a}x} \frac{k(t-t_0)}{1+k(t-t_0)} \quad (7.4) - \text{ver 7.3.2}$$

O significado físico dos parâmetros intervenientes foi já referido em 7.3.2. No entanto, recorda-se que:

f_c : resistência à compressão prevista para uma determinada idade t ;

t_0 : idade correspondente ao início do desenvolvimento da resistência;

$f_{m\acute{a}x}$: resistência à compressão máxima, obtida quando t tende para infinito; e

k : constante válida para uma determinada temperatura de cura mantida estável e expressa em dias⁻¹.

Quadro 8.7 – Parâmetros $f_{m\acute{a}x}$ e k determinados para as diferentes composições produzidas (provetes cúbicos)

Betão	$f_{m\acute{a}x}$ (MPa)	k (dias ⁻¹)	R^2
400CV0	53.11	0.2973	0.6926
400CV20	52.19	0.1683	0.8799
400CV40	51.01	0.0559	0.8735
500CV60	39.01	0.0498	0.8762
500CV0	69.21	0.3598	0.7820
500CV20	73.46	0.2820	0.7197
500CV40	52.00	0.1918	0.5217
500CV60	52.97	0.1153	0.8711
600CV0	77.21	0.5744	0.6951
600CV20	82.40	0.2895	0.8456
600CV40	77.68	0.1908	0.8927
600CV60	71.95	0.0989	0.9342

Admitindo que o desenvolvimento da resistência à compressão se inicia a partir da data de realização da amassadura ($t_0 = 0$), procedeu-se à determinação dos valores dos parâmetros $f_{m\acute{a}x}$ e k (Quadro 8.7). Esta determinação foi efectuada através da aproximação de uma curva aos valores experimentais, recorrendo a uma regressão não linear com base no método dos mínimos quadráticos. De modo a aferir a qualidade da aproximação, também foram calculados os respectivos coeficientes de correlação, R^2 .

Observando os valores de $f_{m\acute{a}x}$ obtidos para os diferentes bet\~{o}es, apenas o correspondente \`a composi\~{c}\~{a}o 500CV40 apresentou um valor at\~{i}pico, ligeiramente inferior ao da composi\~{c}\~{a}o com 60% de CV (Figura 8.2 (a)). No entanto, esta ocorr\~{e}ncia n\~{a}o deve ser imputada \`a eventual inadequa\~{c}\~{a}o da curva de ajuste. Atrav\~{e}s da observa\~{c}\~{a}o do Quadro 8.5, verifica-se que a resist\~{e}ncia \`a compress\~{a}o das composi\~{c}\~{a}oes com 500 kg/m³ de ligante e 40% de CV apresentou alguns valores inferiores ao previsto, o que evidencia uma forte possibilidade de terem ocorrido alguns problemas durante o processo de cura ou durante a realiza\~{c}\~{a}o da amassadura.

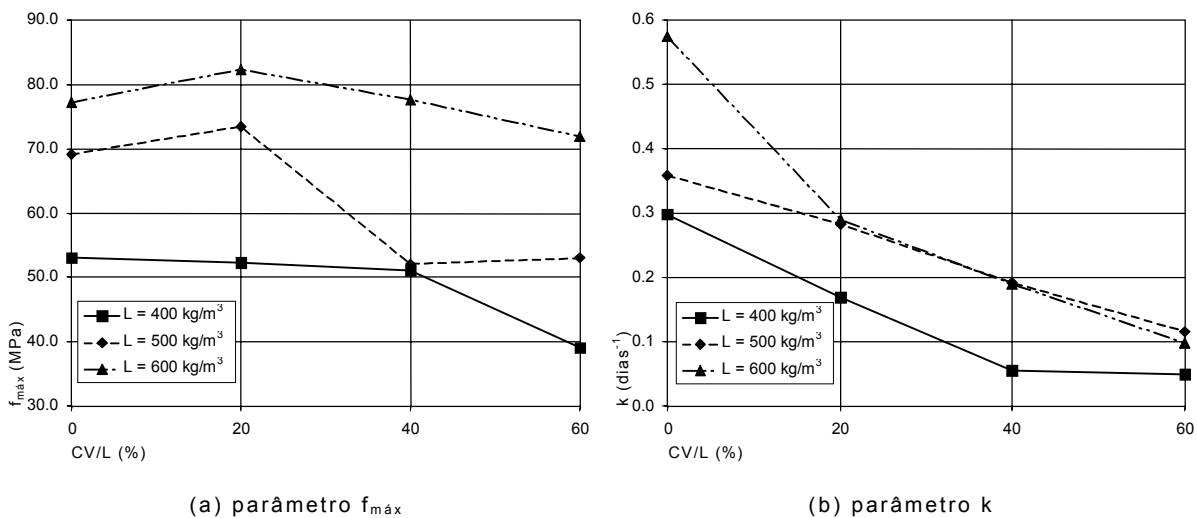


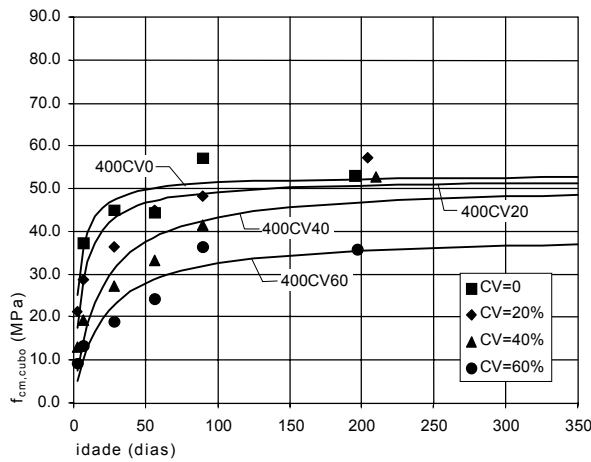
Figura 8.2 – Varia\~{c}\~{a}o dos par\~{a}metros $f_{m\acute{a}x}$ e k com a quantidade de CV e de L (provetes c\~{u}bicos)

Relativamente \`a evolu\~{c}\~{a}o da resist\~{e}ncia \`a compress\~{a}o m\`axima estimada, atingida quando o tempo tende para infinito, em fun\~{c}\~{a}o do aumento da presen\~{c}\~{a} das CV na mistura, a configura\~{c}\~{a}o das curvas representadas na Figura 8.2 (a) aponta para a possibilidade de se poder concluir acerca da exist\~{e}ncia de uma quantidade \`optima de CV. Face aos resultados obtidos, a quantidade \`optima de CV, que proporciona a obten\~{c}\~{a}o de maiores valores de $f_{m\acute{a}x}$, dever\~{a} rondar os 20%. Este efeito \`e menos marcante nos bet\~{o}es fabricados com $L = 400$ kg/m³, para os quais o $f_{m\acute{a}x}$ praticamente n\~{a}o sofreu altera\~{c}\~{a}oes em composi\~{c}\~{a}oes com 0%, 20% e 40% de CV, sendo mesmo ligeiramente superior na composi\~{c}\~{a}o sem adi\~{c}\~{a}o de CV.

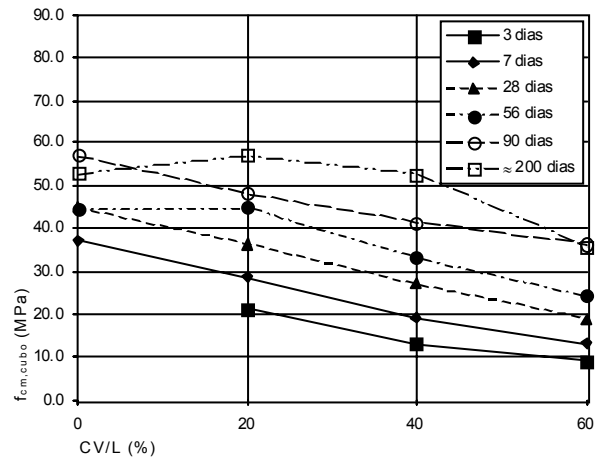
O par\~{a}metro k varia com a quantidade de CV e com a dosagem de ligante da forma representada na Figura 8.2 (b). Nesta Figura \`e vis\~{i}vel que o valor de k diminui com o aumento da adi\~{c}\~{a}o de CV, sendo esta varia\~{c}\~{a}o aproximadamente exponencial para as composi\~{c}\~{a}oes fabricadas com 400 kg/m³ e 600 kg/m³ de ligante.

O desenvolvimento das curvas de evolu\~{c}\~{a}o da resist\~{e}ncia \`a compress\~{a}o ao longo do tempo (resultantes da aplica\~{c}\~{a}o da express\~{a}o (7.4), recorrendo aos valores dos par\~{a}metros $f_{m\acute{a}x}$ e k apresentados no Quadro 8.7), bem como da varia\~{c}\~{a}o da

resistência à compressão média aferida em provetes cúbicos com a quantidade de CV pode ser observado nas Figuras 8.3, 8.4 e 8.5.

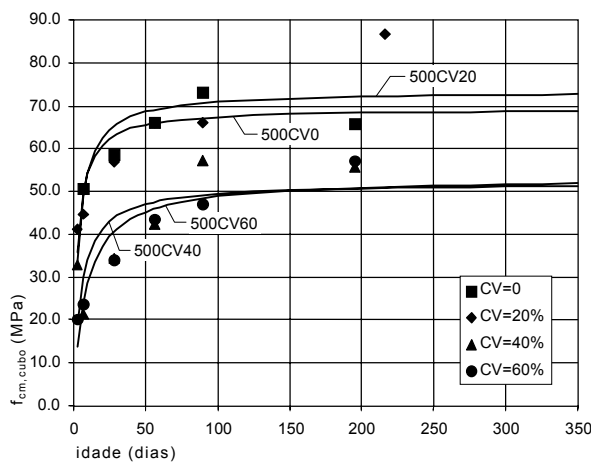


(a) variação ao longo do tempo

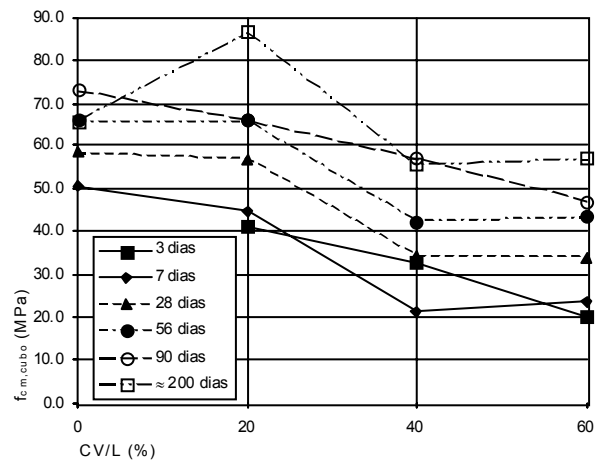


(b) variação com a quantidade de CV

Figura 8.3 – Resistência à compressão média em provetes cúbicos ($L = 400 \text{ kg/m}^3$)

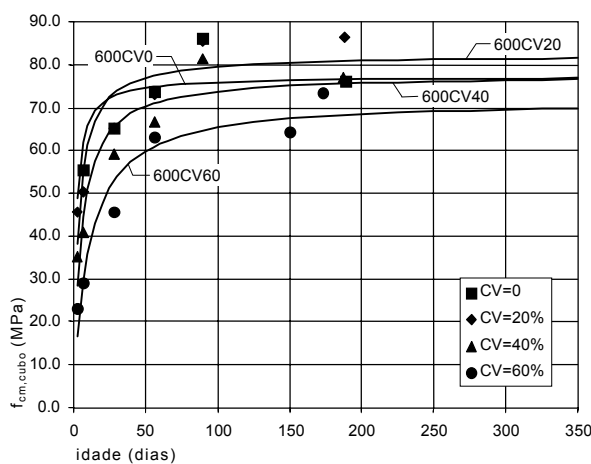


(a) variação ao longo do tempo

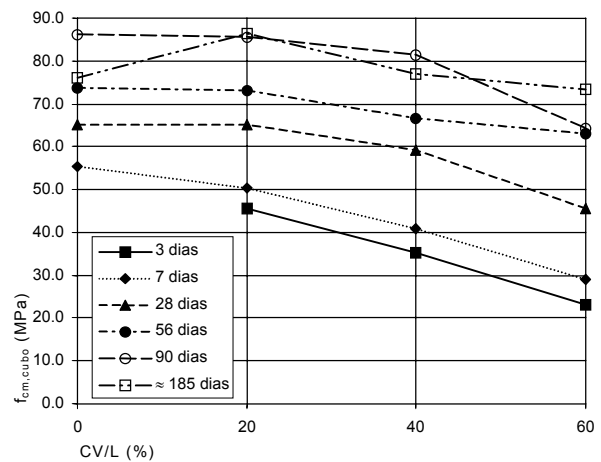


(b) variação com a quantidade de CV

Figura 8.4 – Resistência à compressão média em provetes cúbicos ($L = 500 \text{ kg/m}^3$)



(a) variação ao longo do tempo



(b) variação com a quantidade de CV

Figura 8.5 – Resistência à compressão média em provetes cúbicos ($L = 600 \text{ kg/m}^3$)

Através da análise da Figura 8.4, referente aos betões com 500 kg/m^3 de ligante, é possível identificar valores atípicos da resistência à compressão desses betões. A composição 500CV20 apresentou aos 216 dias de idade um $f_{\text{cm,cubo}}$ substancialmente elevado que não acompanhou a tendência evidenciada pelas outras idades e restantes composições. Apesar do resultado da composição 500CV20 ter sido obtido num ensaio realizado aos 216 dias e os restantes terem sido obtidos aos 195 dias, a diferença de idade (21 dias) não parece justificar a disparidade verificada nos resultados.

Dos resultados obtidos nas composições com 500 kg/m^3 de ligante e 40% de CV, apenas os valores correspondentes aos 3 e aos 90 dias parecem ser razoáveis. Nas restantes idades, a resistência à compressão atingiu, em geral, valores inferiores ao da composição com 60% de CV. Este aspecto é claramente evidenciado na Figura 8.4 (b).

Enquanto que a curva de previsão da evolução de $f_{\text{cm,cubo}}$ ao longo do tempo da composição 500CV20 evolui de forma semelhante à da sem adição de CV, a curva relativa à mistura com 40% de CV apresenta-se substancialmente afastada da sua localização esperada. A curva de desenvolvimento da resistência à compressão dos betões 500CV40 deveria estar compreendida entre as curvas das composições com 20% e 60% de CV. No entanto, verifica-se que a curva respeitante à adição de 40% de CV apresenta uma configuração semelhante à dos betões com 60% de CV, nomeadamente para idades superiores a cerca de 100 dias.

Tal como já foi referido no capítulo anterior, os provetes cúbicos utilizados na determinação da resistência à compressão dos betões foram obtidos em diferentes amassaduras. Conforme indicado no Quadro 6.16, a amassadura 1 permitiu a moldagem de cubos a ensaiar aos 3 dias de idade, enquanto que os restantes foram moldados recorrendo à amassadura 2. Apesar de os ensaios relativos à trabalhabilidade das amassaduras 1 e 2 dos betões 500CV40 apresentarem valores que podem ser considerados concordantes (Quadro 8.2), indiciando não terem ocorrido erros no fabrico da amassadura, o facto de os valores de $f_{\text{cm,cubo}}$ obtidos aos 3 dias de idade (amassadura 1) apresentarem valores razoáveis e os determinados na generalidade das restantes idades (amassadura 2) serem inferiores ao expectável, levanta a possibilidade de (partindo do princípio de que as quantidades dos diversos materiais introduzidas na mistura se encontravam correctas) terem ocorrido alguns problemas durante a cura dos provetes provenientes da amassadura 2, ou terem sido compactados de forma deficiente. Assim, todos os provetes moldados a partir da amassadura 2 e com a composição 500CV40 podem ter sido afectados por este problema, o que determina uma análise mais atenta dos seus resultados.

Para melhor esclarecer o alcance deste problema, resta salientar que a amassadura 2, para além da moldagem de 24 cubos de 100 mm de aresta, (destinados ao ensaio de resistência à compressão uniaxial aos 7, 28, 56, 90 e cerca de 190 dias de idade) também permitiu a moldagem dos provetes cúbicos de 100 mm de aresta a submeter ao ensaio de corte aos 7, 28 e 56 dias de idade e dos provetes prismáticos com $100 \times 100 \times 850 \text{ mm}^3$ para o ensaio de flexão aos 7 e 28 dias de idade. Neste contexto, não parece razoável considerar os valores de $f_{cm, \text{cubo}}$ registados na composição 500CV40, pelo que foram excluídos de todas as análises. Para remediar esta situação espera-se que os resultados dos ensaios efectuados em provetes cilíndricos permitam esclarecer eventuais dúvidas relativas ao comportamento desta composição de betão.

Através da análise das Figuras 8.3 a 8.5 é possível apontar as seguintes observações:

- é possível produzir BED de custo reduzido com incorporação de materiais correntes e que atingem cerca de 60 MPa de resistência média à compressão aos 28 dias de idade e 65 MPa aos 56 dias de idade com uma quantidade de ligante de 500 kg/m^3 e cerca de 70 MPa aos 28 dias de idade e 75 MPa aos 56 dias de idade se se utilizarem 600 kg/m^3 de ligante;
- como era de esperar, a utilização de 400 kg/m^3 de ligante conduziu a valores da resistência à compressão inferiores, onde os valores máximos conseguidos apenas alcançaram os 45 MPa aos 28 dias de idade e os 50 MPa aos 56 dias de idade (em misturas sem inclusão de CV);
- em termos gerais, nas composições com 600 kg/m^3 de ligante, percentagens de substituição de C por CV até 40% parecem conduzir à obtenção de valores médios da resistências à compressão da mesma ordem de grandeza, enquanto que se verificou que o comportamento das composições com 60% de CV foi marcadamente mais afastado do das restantes;
- apesar das menores resistências verificadas nas idades mais jovens, as composições com 60% de substituição de C por CV, permitiram produzir betões com apreciável resistência à compressão (atendendo à reduzida quantidade de C presente na mistura) em idades mais avançadas: cerca de 50 MPa aos 90 dias de idade e $L = 500 \text{ kg/m}^3$ ($C = 200 \text{ kg/m}^3$); e aproximadamente 65 MPa aos 90 dias com $L = 600 \text{ kg/m}^3$ ($C = 240 \text{ kg/m}^3$);
- o ganho de resistência à compressão dos betões nas primeiras idades é tanto mais lento quanto maior for a quantidade de C substituído por CV e é consequência da maior morosidade da reacção pozolânica das CV;

- nos betões que incorporam CV, apesar das menores resistências detectadas nas idades iniciais, quanto maior for a idade de realização dos ensaios maior é o ganho de resistência à compressão;
- a substituição de C por 20% de CV nas composições com 500 kg/m³ e 600 kg/m³ de ligante tende a provocar um ligeiro acréscimo da resistência à compressão relativamente às misturas de controlo (sem inclusão de CV) a partir de aproximadamente 20 dias de idade. No entanto, esse aumento previsto é da mesma ordem de grandeza da variação de resistência verificada no ensaio dos três provetes à mesma idade, o que leva a concluir que os BED referidos (produzidos com 20% de CV) apresentam uma resistência à compressão média semelhante aos de controlo, a partir da idade indicada;
- até alcançar a idade de aproximadamente 300 dias, nas composições com 40% de CV e 600 kg/m³ de ligante, a resistência à compressão estimada é ligeiramente inferior à das composições sem adição de CV. Para idades superiores, estima-se que a resistência à compressão das composições referidas seja semelhante. No entanto, os resultados evidenciam, por intermédio da aplicação da expressão (7.4) que para idades superiores a cerca de 50 dias (correspondendo a uma resistência à compressão de cerca de 70 MPa), a diminuição esperada de $f_{cm,cubo}$ provocada pela incorporação de 40% de CV seja da mesma ordem de grandeza da variação de resistência à compressão sofrida pelos diferentes provetes testados à mesma idade. Assim, a partir da idade referida, a composição 600CV40 apresenta valores de resistência à compressão que podem ser considerados semelhantes aos obtidos na mistura de controlo (600CV0);
- nos betões fabricados com 400 kg/m³ de ligante e sem a presença de CV é previsível que o respectivo $f_{cm,cubo}$ atinja cerca de 50 MPa aos 56 dias de idade; nos betões com 20% de CV, cerca de 45 MPa e; nos betões com 40% de CV cerca de 35 MPa a 40 MPa;
- nas composições com 400 kg/m³ de ligante, a resistência à compressão diminui com o aumento da quantidade de C substituído por CV em todas as idades testadas;
- a diminuição de $f_{cm,cubo}$ verificada nas composições com 400 kg/m³ de ligante varia linearmente com a quantidade de CV, sendo o declive das respectivas rectas aproximadamente constante em todas as idades;
- nas composições com 600 kg/m³ de ligante a variação de $f_{cm,cubo}$ com a quantidade de CV é aproximadamente linear até à idade de 7 dias;
- a partir dos 28 dias de idade, as composições com 600 kg/m³ de ligante apresentam uma variação marginal de $f_{cm,cubo}$ até 20% de CV;

- composições com $L = 600 \text{ kg/m}^3$ e 40% de CV sofrem uma ligeira diminuição de $f_{\text{cm,cubo}}$ relativamente às constituídas com quantidades inferiores de CV, atenuando-se essa diferença com o aumento da idade de ensaio;
- nas composições dotadas de 600 kg/m^3 de ligante e para as idades superiores ou iguais a 28 dias, a introdução de 60% de CV origina, em geral, uma diminuição da resistência à compressão mais acentuada.

As curvas de evolução da resistência à compressão ao longo do tempo apresentadas nas Figuras 8.3 a 8.5 resultaram da aplicação da expressão (7.4) e envolveram os valores dos parâmetros indicados no Quadro 8.7. A dependência de $f_{\text{máx}}$ e k relativamente às duas principais variáveis em estudo (a quantidade de substituição de C por CV e a dosagem de ligante) já foi abordada na interpretação da Figura 8.2. Analisando com mais pormenor a variação dos parâmetros referidos, é possível expressar a equação (7.4) em função de CV/L e de L , considerando as expressões a seguir indicadas, válidas para os betões produzidos.

$$f_{\text{máx}} = \left(\alpha_1 \ln \left(\frac{\text{CV}}{L} + \alpha_2 \right) + \alpha_3 \right) L + \alpha_4 \frac{\text{CV}}{L} + \alpha_5 \quad (8.1)$$

$$k = \alpha_6 \exp \left(\alpha_7 L + \alpha_8 \frac{\text{CV}}{L} \right) \quad (8.2)$$

Os parâmetros $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5, \alpha_6, \alpha_7$ e α_8 representam constantes que foram determinadas através da aplicação do método dos mínimos quadráticos aos resultados disponíveis. Os seus valores são apresentados no Quadro 8.8.

Quadro 8.8 – Parâmetros $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5, \alpha_6, \alpha_7$ e α_8 determinados para as diferentes composições produzidas (provetes cúbicos)

α_1	0.0132
α_2	0.0285
α_3	-53.2437
α_4	8.3861
α_5	0.1634
α_6	0.0747
α_7	0.0033
α_8	-2.7148

Comparando os resultados de $f_{\text{máx}}$ determinados recorrendo à expressão (8.1) com os apresentados no Quadro 8.7, verifica-se que aos primeiros está associado um desvio absoluto médio bastante reduzido (3.2%). Efectuando uma análise semelhante aos valores de k provenientes da aplicação da expressão (8.2), o desvio absoluto médio calculado atinge os 16.1%, mas, desprezando os dois piores

resultados (correspondentes às composições 400CV40 e 500CV20) o desvio médio absoluto sofre uma redução para 9.7%.

A validade da aplicação da equação (7.4), considerando as relações (8.1) e (8.2), é demonstrada através da comparação dos resultados obtidos, $f'_{cm,cubo}$, com os valores determinados experimentalmente, $f_{cm,cubo}$, e pode ser avaliada na Figura 8.6.

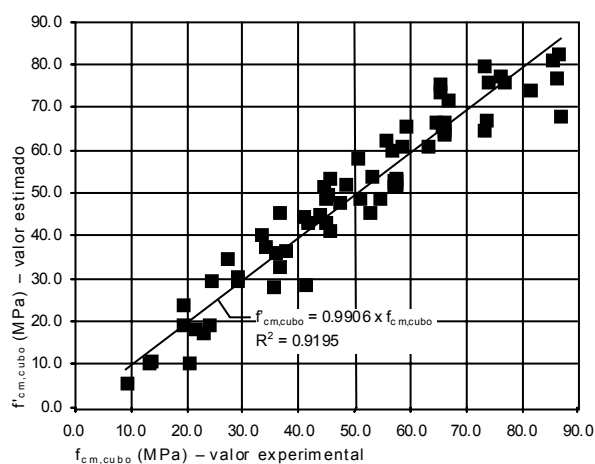


Figura 8.6 – Relação entre a resistência à compressão experimental, $f_{cm,cubo}$, e a estimada através da equação (7.4) utilizando as expressões (8.1) e (8.2), $f'_{cm,cubo}$

Os valores estimados, $f'_{cm,cubo}$, apresentaram um desvio absoluto médio que pode ser considerado reduzido (11.1%), o que comprova a validade da adoção das relações (8.1) e (8.2) propostas.

O recurso à aplicação de uma regressão linear, conforme se representa na Figura 8.6, reforça o bom desempenho das equações (8.1) e (8.2), uma vez que, à relação assim determinada, correspondeu um factor de proporcionalidade muito próximo da unidade (0.9906), a que está associado um coeficiente de correlação linear $R^2 = 91.95\%$. Foi também tentado o ajuste recorrendo a uma relação linear sem a obrigatoriedade de passar pela origem. Esta opção revelou-se inconsequente, uma vez que o coeficiente de correlação linear associado manteve-se praticamente inalterado ($R^2 = 92.08\%$).

Um dos parâmetros que claramente influencia a resistência à compressão dos betões estudados é a dosagem de ligante e a correspondente relação A/L. Os resultados obtidos indicam que o acréscimo de resistência associado à subida da quantidade de ligante de 400 kg/m^3 para 500 kg/m^3 (aumento de 25%) e respectivo decréscimo da A/L de 0.40 para 0.30 (diminuição de 25%) é distinto do correspondente à passagem de $L = 500 \text{ kg/m}^3$ e $A/L = 0.30$ para $L = 600 \text{ kg/m}^3$ (aumento de 20%) e $A/L = 0.25$ (redução de 17%).

De modo a tornar mais clara a dependência da resistência à compressão com a quantidade de ligante e respectiva A/L, averiguou-se a possibilidade de existência

de uma relação entre os valores de $f_{cm,cubo}$ (obtidos em idades iguais) das composições realizadas com 400 kg/m³ e 500 kg/m³ de ligante e das constituídas com 500 kg/m³ e 600 kg/m³. O resultado dessa análise apresenta-se graficamente na Figura 8.7, bem como as rectas de aproximação obtidas pelo método dos mínimos quadráticos e os respectivos R².

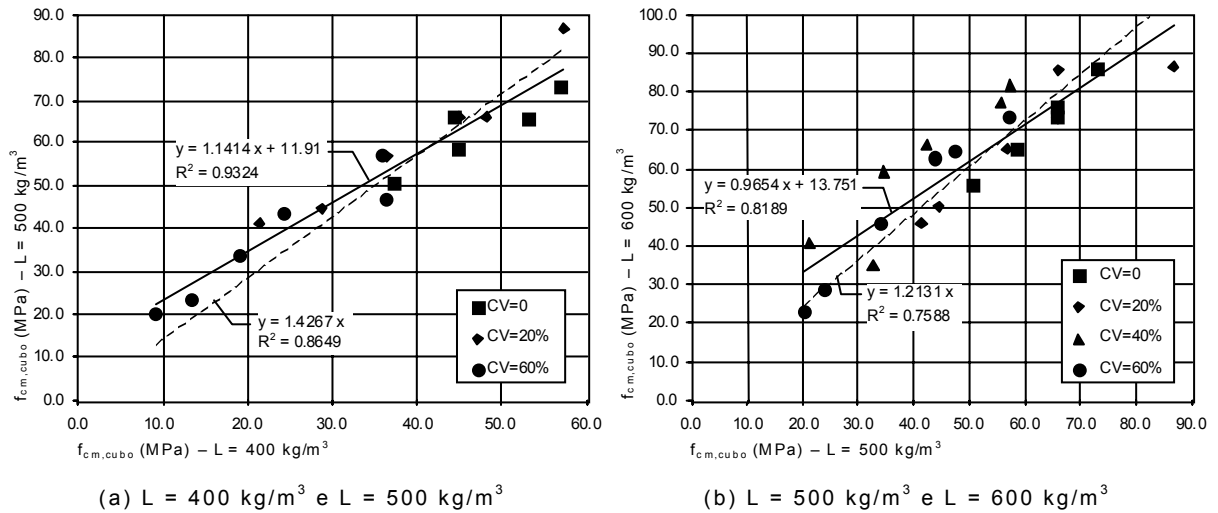


Figura 8.7 – Variação de $f_{cm,cubo}$ com a quantidade de ligante

A reprodução das relações entre as $f_{cm,cubo}$ experimentais recorrendo às rectas de aproximação parece ser efectuada com aproximação suficiente. Nomeadamente quando as aproximações são feitas através de relações lineares do tipo $y = mx + b$ (R^2 superior a 81.89%). Apesar da falta de significado físico, por não passarem pela origem, estas rectas de ajuste apresentam R^2 superiores às do tipo $y = mx$ (R^2 superior a 75.88%), e podem ser consideradas válidas para o intervalo de valores da $f_{cm,cubo}$ obtidos.

Em termos gerais, a dosagem de 500 kg/m³ de ligante aparenta ser mais eficaz, uma vez que as composições fabricadas com esta quantidade de ligante apresentaram ganhos de resistência à compressão relativamente às misturas fabricadas com $L = 400 \text{ kg/m}^3$ (aumento médio de $f_{cm,cubo}$ de 46%) mais relevantes do que os correspondentes à subida da quantidade de ligante de 500 kg/m³ para 600 kg/m³ (aumento médio de $f_{cm,cubo}$ de 22%).

Conforme constatado anteriormente, a introdução de CV provoca um atraso no desenvolvimento da resistência à compressão nas primeiras idades, recuperando parcial ou totalmente em idades mais avançadas. Esta ocorrência está associada ao facto da reacção pozolânica das CV se processar mais lentamente, uma vez que depende da quantidade de hidróxido de cálcio libertada no processo de hidratação do cimento. A determinação do índice de actividade em compressão (relação entre a resistência à compressão de uma composição com uma determinada quantidade de CV e a obtida num betão de controlo, sem adição de CV) permite avaliar melhor

este aspecto e contribuir para o esclarecimento acerca da actividade pozolânica das CV ao longo do tempo.

A variação do referido índice de actividade ao longo do tempo está ilustrada na Figura 8.8, onde constam os valores determinados experimentalmente e as curvas determinadas com recurso à previsão obtida aplicando a equação (7.4).

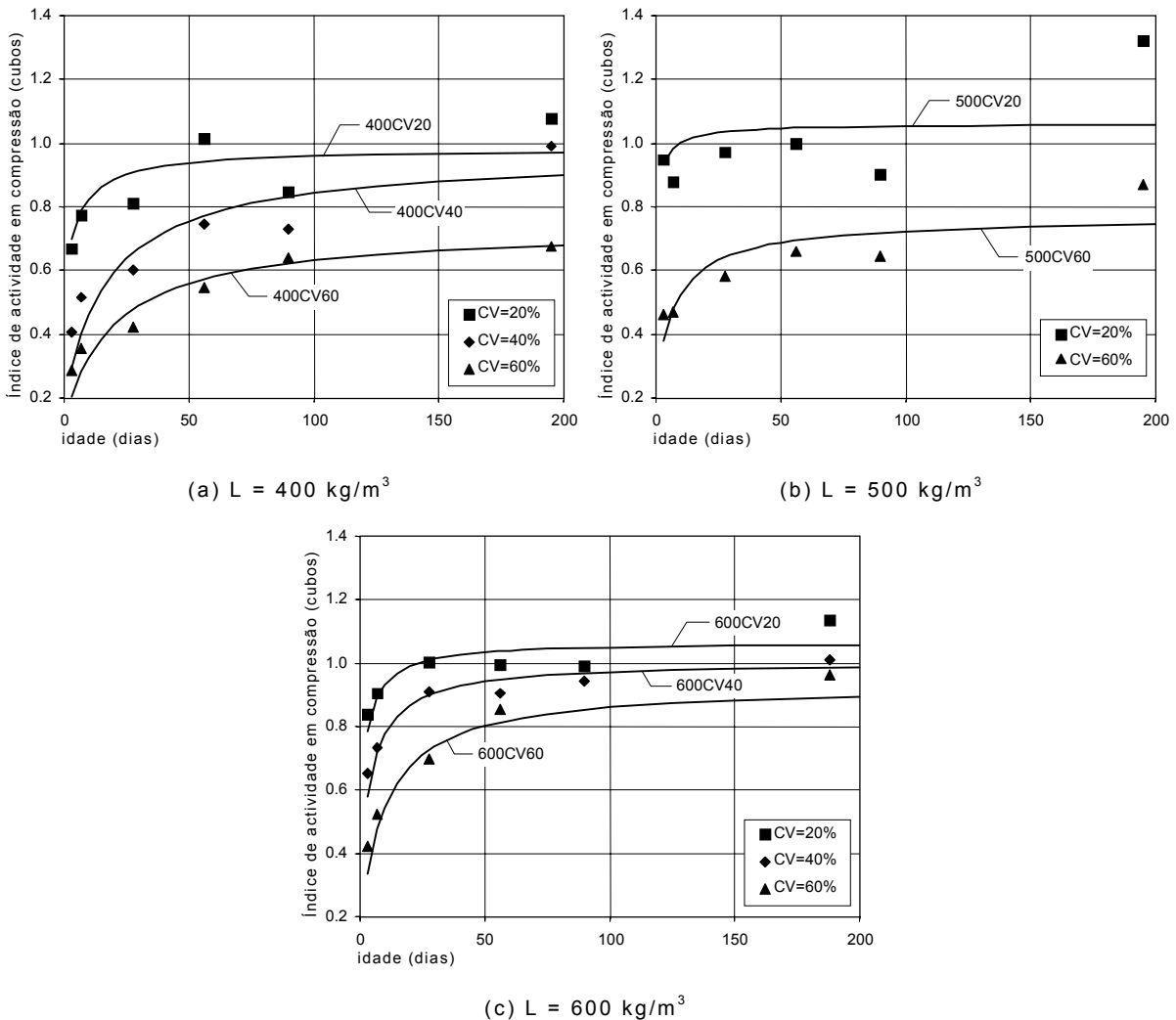


Figura 8.8 – Evolução do índice de actividade em compressão dos betões ao longo do tempo (provetes cúbicos)

Analisando a Figura 8.8 é possível constatar que:

- o índice de actividade em compressão aumenta significativamente nas primeiras idades e estabiliza para idades posteriores;
- o aumento do índice de actividade ao longo do tempo é mais acentuado nas composições com maiores quantidades de CV;
- para idades posteriores a cerca de 50 dias, verifica-se uma estabilização (ou aumento ligeiro) do índice de actividade em compressão para dosagens de CV até 40%;

- até atingir cerca de 50 dias de idade, o índice de actividade em compressão das composições com 60% de CV aumenta significativamente e para idades posteriores apresenta um crescimento menos acentuado;
- os índices de actividade em compressão das composições com 20% de CV, 500 kg/m³ e 600 kg/m³ de ligante apresentam um desenvolvimento semelhante;
- globalmente, o índice de actividade aumenta com o acréscimo da quantidade de ligante, sendo este aspecto tanto mais notório quanto maior for a dosagem de CV, devido à presença na mistura de um maior número de partículas de CV e de cal (proveniente da hidratação do cimento), o que origina a formação de quantidades superiores de silicato de cálcio hidratado resultantes da reacção pozolânica das CV.

8.4.1.2 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO EM PROVETES CILÍNDRICOS

A tensão de rotura à compressão dos betões produzidos também foi determinada recorrendo ao ensaio de provetes cilíndricos regulamentares (150 mm de diâmetro e 300 mm de altura) e de acordo com as indicações apresentadas em 6.4.4.4. A análise dos resultados destes ensaios permitirá complementar o estudo apresentado em 8.4.1.1, relativamente a provetes cúbicos com 100 mm de aresta.

A análise destes resultados também poderá servir para o esclarecimento do comportamento das composições onde foram identificados valores atípicos nos ensaios com provetes cúbicos, nomeadamente a 500CV40, aproveitando o facto de os provetes cilíndricos terem sido obtidos em amassaduras diferentes.

Assumindo que a evolução da resistência à compressão dos betões foi já caracterizada através do ensaio de provetes cúbicos, foram sujeitas a ensaio amostras cilíndricas abrangendo um menor número de idades. Enquanto que os provetes cúbicos foram ensaiados em seis idades distintas, para o caso dos provetes cilíndricos optou-se por fabricar um número suficiente de amostras referentes às composições com L = 500 kg/m³ e L = 600 kg/m³ de modo a permitir o seu ensaio em apenas quatro (7, 28, 56 e uma idade mais avançada, compreendida entre os 385 e os 421 dias de idade). As composições constituídas com 400 kg/m³ de ligante foram testadas apenas à idade de cerca de 315 dias, dado o seu comportamento à compressão ser inferior ao das restantes e, também, porque não alcançou os níveis de resistência pretendidos inicialmente.

No Quadro 8.9 apresentam-se os resultados obtidos, representados pelos valores médios, $f_{cm,cil}$, e pelos respectivos coeficientes de variação, determinados a partir da resistência à compressão em dois provetes, para cada composição e para cada uma das idade de ensaio estabelecida.

Quadro 8.9 – Resistência à compressão dos provetes cilíndricos de betão

Betão	Idade (dias)	Resistência à compressão	
		$f_{cm,cil}$ (MPa)	c. variação (%)
400CV0	325	55.09	1.44
400CV20	315	50.14	3.02
400CV40	292	47.67	3.67
400CV60	325	36.48	1.53
500CV0	7	42.63	2.17
	28	45.41	2.55
	56	46.12	7.69
	421	69.26	7.35
500CV20	7	33.36	0.46
	28	40.83	0.57
	56	46.22	4.69
	385	68.07	10.86
500CV40	7	30.15	0.77
	28	35.54	5.21
	56	48.30	1.60
	400	69.26	5.97
500CV60	7	17.83	2.16
	28	28.13	4.38
	56	34.24	4.95
	400	55.82	2.71
600CV0	7	46.23	1.01
	28	53.16	1.88
	56	58.24	1.91
	413	76.06	10.35
600CV20	7	39.31	8.44
	28	50.76	5.61
	56	59.70	5.86
	395	77.29	0.72
600CV40	7	31.90	4.59
	28	45.09	5.98
	56	52.59	6.72
	395	85.50	3.63
600CV60	7	23.01	7.38
	28	36.26	6.12
	56	-	-
	385	65.32	7.07

Comparando os resultados da resistência à compressão obtidos em provetes cilíndricos com os determinados em provetes cúbicos é possível identificar a existência de uma esperada relação entre eles. Esta dependência apresenta-se na Figura 8.9, que contempla os valores de $f_{cm,cubo}$ e $f_{cm,cil}$ determinados numa mesma idade e afectos às diferentes composições estudadas.

Conforme se pode observar através da análise da Figura 8.9, a resistência à compressão média dos provetes cilíndricos é de cerca de 78% da obtida em

provetes cúbicos de 100 mm de aresta. Este valor enquadra-se nos esperados e descritos na bibliografia (ver 4.2), que aponta para factores de conversão da resistência à compressão de provetes cúbicos de 100 mm de aresta em provetes cilíndricos $\phi 150 \times 300 \text{ mm}^3$ de cerca de 0.7 a 1.0. O elevado valor do respectivo coeficiente de correlação associado à regressão linear adoptada ($R^2 = 95.59\%$) comprova a sua validade.

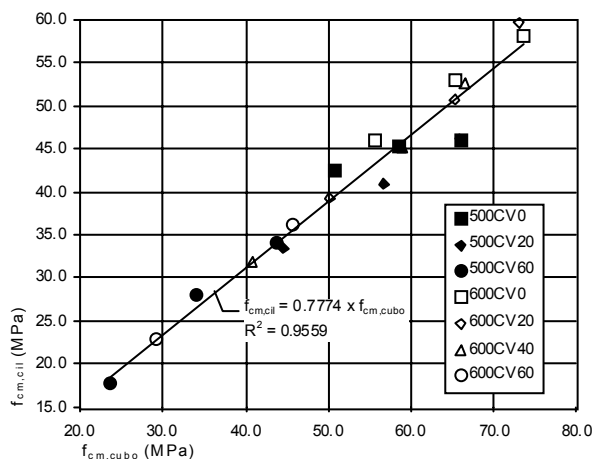


Figura 8.9 – Relação entre a resistência à compressão média determinada em provetes cúbicos e em provetes cilíndricos

Foi também tentado o ajuste por intermédio de uma recta sem a obrigatoriedade de conter a origem. No entanto, o valor do R^2 obtido (95.63%) foi semelhante ao da recta apresentada na Figura 8.9. Assim, para os betões estudados, a adopção de uma relação do tipo $y = mx + c$ ($f_{cm,cil} = 0.7661 \times f_{cm,cubo} + 0.8188$) não contribui para uma melhoria significativa da qualidade da aproximação, o que realça o bom comportamento da recta de regressão apresentada na Figura 8.9 e permite não considerar o parâmetro c , sem qualquer significado físico.

Identificada a relação entre $f_{cm,cubo}$ e $f_{cm,cil}$ e confirmada a sua aplicabilidade é de esperar que as observações apontadas relativamente aos resultados obtidos em provetes cúbicos (8.4.1.1) sejam extensíveis aos dos provetes cilíndricos.

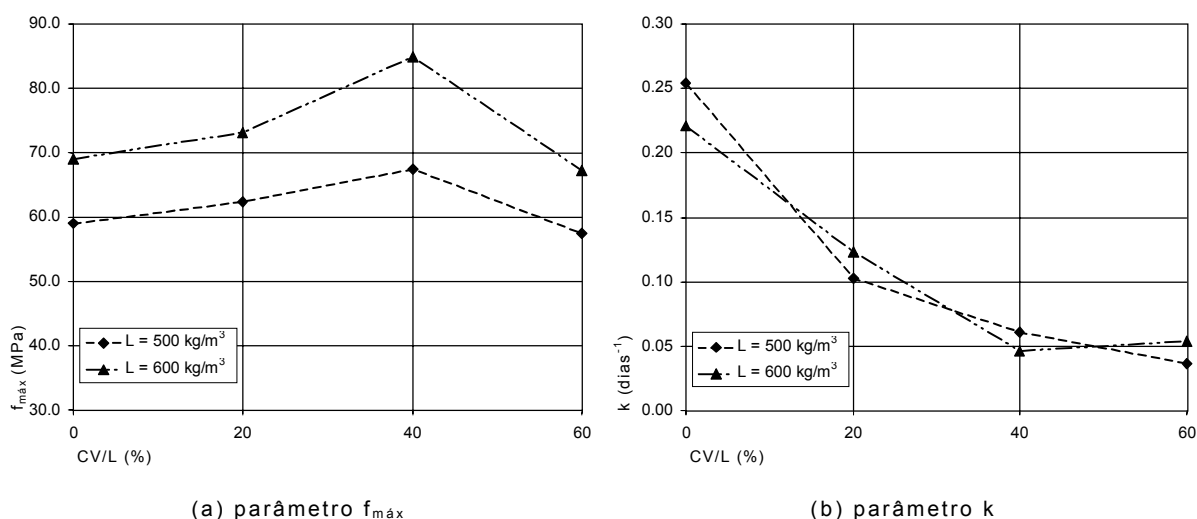
Neste contexto, a análise efectuada aos resultados provenientes dos ensaios de determinação da resistência à compressão das composições estudadas realizados em provetes cilíndricos incidirá, fundamentalmente, nas diferenças verificadas em relação aos provetes cúbicos, em particular em relação à composição 500CV40, e em aspectos específicos associados aos valores da resistência à compressão obtidos em provetes cilíndricos.

Também para o caso dos provetes cilíndricos foram determinados os parâmetros $f_{máx}$ e k intervenientes na equação (7.4) recorrendo ao método dos mínimos quadráticos e considerando os resultados experimentais agora verificados (Quadro

8.10). A influência da dosagem de CV e da quantidade de L nos parâmetros referidos é representada sob a forma gráfica na Figura 8.10.

Quadro 8.10 – Parâmetros $f_{m\acute{a}x}$ e k determinados para as diferentes composições produzidas (provetes cilíndricos)

Betão	$f_{m\acute{a}x}$ (MPa)	k (dias ⁻¹)	R^2
500CV0	58.96	0.2538	0.4297
500CV20	62.43	0.1028	0.7266
500CV40	67.47	0.0605	0.7983
500CV60	57.44	0.0362	0.9203
600CV0	68.92	0.2212	0.6924
600CV20	73.06	0.1232	0.8520
600CV40	84.96	0.0456	0.8517
600CV60	67.18	0.0537	0.9574



(a) parâmetro $f_{m\acute{a}x}$

(b) parâmetro k

Figura 8.10 – Variação dos parâmetros $f_{m\acute{a}x}$ e k com a quantidade de CV e de L (provetes cilíndricos)

Por intermédio da observação da Figura 8.10 (a) é possível constatar que os valores estimados para a $f_{m\acute{a}x}$ aumentam com o acréscimo de ligante e, para a mesma quantidade de ligante, também aumentam com a dosagem de CV até 40%. Para esta quantidade de substituição de C por CV, a $f_{m\acute{a}x}$ atinge o valor máximo, decrescendo para valores inferiores aos da composição sem CV para percentagens de CV iguais a 60%.

O parâmetro k diminui exponencialmente com o aumento da quantidade de CV e não revela qualquer sensibilidade em relação à variação da quantidade de ligante (500 kg/m³ ou 600 kg/m³) conforme evidencia a Figura 8.10 (b).

A comparação de valores de $f_{m\acute{a}x}$ e k correspondentes ao ensaio de provetes cúbicos e de amostras cilíndricas, pode ser realizada por intermédio da observação da Figura 8.11.

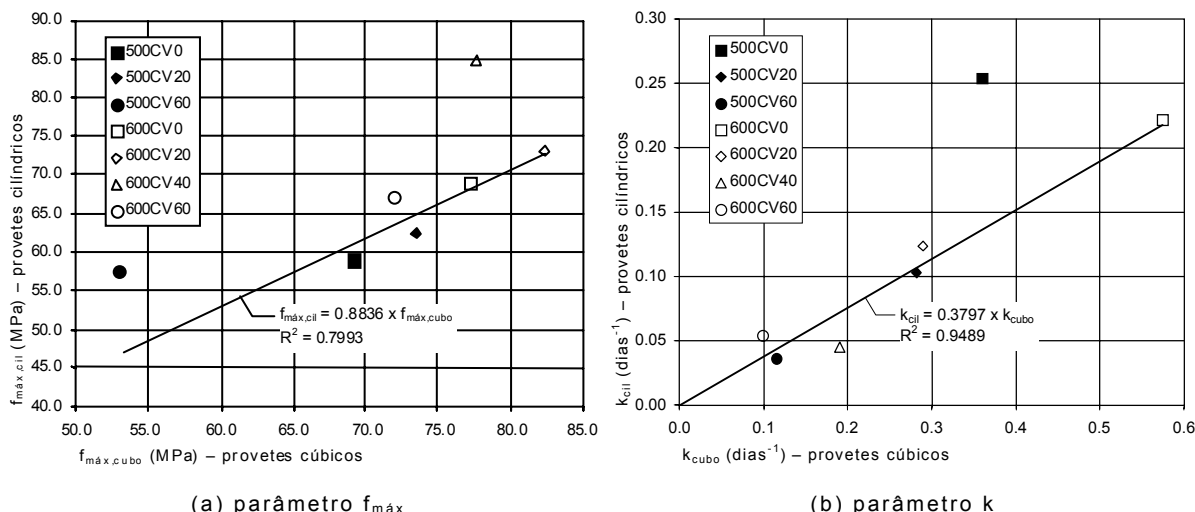


Figura 8.11 – Relação entre os valores de $f_{m\acute{a}x}$ e k afectos ao ensaio de provetes cúbicos e cilíndricos

Esta Figura permite identificar a existência de uma relação linear entre a resistência máxima estimada em provetes cúbicos e cilíndricos. A recta de regressão foi obtida através do método dos mínimos quadráticos e foram desprezados os valores correspondentes às composições 500CV60 e 600CV40, para os quais se detectou um comportamento anómalo. Foi adoptada a relação linear cuja equação se apresenta na Figura 8.11 (a) ($R^2 = 79.93\%$) após se ter constatado que a consideração de uma recta do tipo $y = mx + c$ ($f_{m\acute{a}x,cil} = 0.9684 \times f_{m\acute{a}x,cubo} - 6.3718$) não melhorava significativamente a qualidade do ajuste ($R^2 = 80.55\%$).

A Figura 8.11 (b) evidencia a dependência linear registada entre os valores de k correspondentes ao ensaio em amostras cúbicas e cilíndricas. A recta de regressão foi obtida eliminando o valor de k correspondente à composição 500CV0 por este valor se afastar consideravelmente da tendência verificada para os restantes. O elevado valor do $R^2 = 94.89\%$ valida a relação linear adoptada, não sendo vantajosa a consideração de uma recta que não passa pela origem e que, para além de introduzir uma variável sem significado físico, apenas conduz ao aumento do respectivo R^2 para 94.99%.

As Figuras 8.12 a 8.14 ilustram os resultados médios da resistência à compressão em provetes cilíndricos determinados experimentalmente para as composições realizadas, apresentando-se, também, as curvas representativas da previsão da evolução da resistência à compressão ao longo do tempo, resultantes da utilização da equação (7.4) e dos parâmetros $f_{m\acute{a}x}$ e k apresentados no Quadro 8.10.

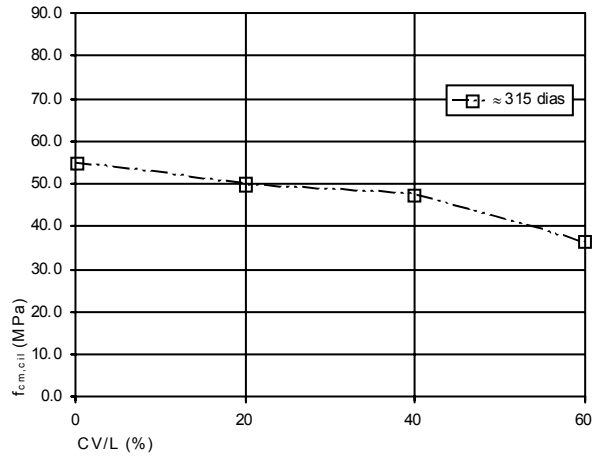
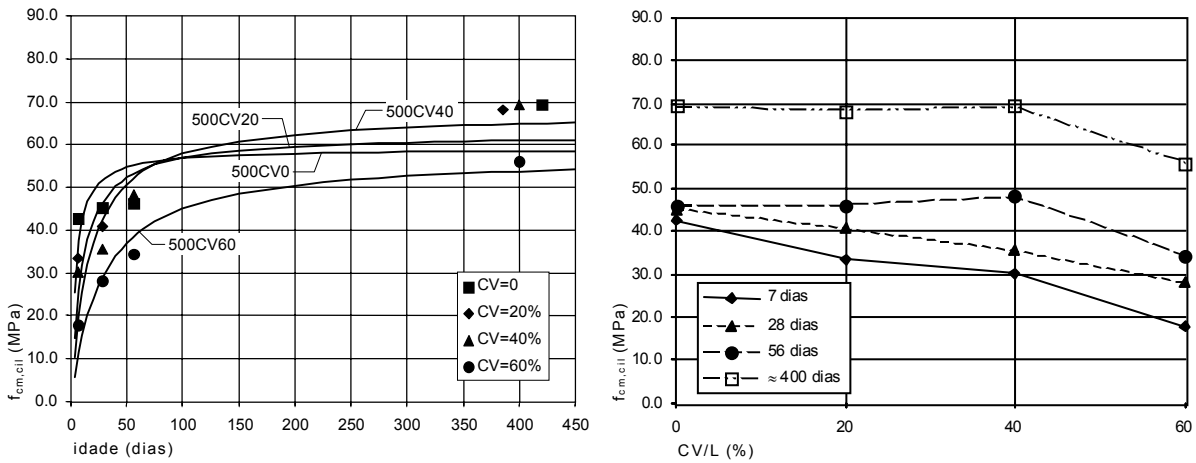


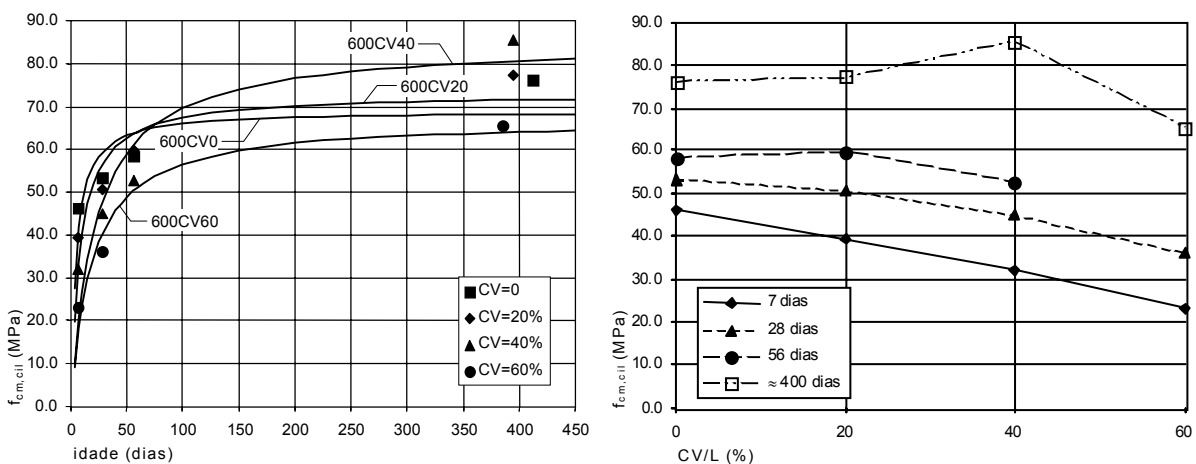
Figura 8.12 – Variação da resistência à compressão média em provetes cilíndricos com a quantidade de CV ($L = 400 \text{ kg/m}^3$)



(a) variação ao longo do tempo

(b) variação com a quantidade de CV

Figura 8.13 – Resistência à compressão média em provetes cilíndricos ($L = 500 \text{ kg/m}^3$)



(a) variação ao longo do tempo

(b) variação com a quantidade de CV

Figura 8.14 – Resistência à compressão média em provetes cilíndricos ($L = 600 \text{ kg/m}^3$)

Através da análise das Figuras 8.12 a 8.14 é possível observar que as principais tendências apontadas aquando da análise dos resultados dos ensaios em provetes

cúbicos são também válidas para os provetes cilíndricos. De qualquer forma, é ainda possível salientar que:

- em geral, a adopção da equação (7.4) conduz a resultados de $f_{cm,cil}$ mais afastados dos determinados para os provetes cúbicos;
- a expressão (7.4) sobrestima os valores de $f_{cm,cil}$ determinados até aos 56 dias de idade. Para idades superiores a tendência inverte-se, passando o modelo de previsão adoptado a subestimar os valores da resistência à compressão em provetes cilíndricos;
- com os materiais seleccionados é possível produzir BED com resistências à compressão em cilindros $\phi 150 \times 300$ mm³ de cerca de 45 MPa aos 28 dias e 50 MPa aos 56 dias de idade com uma quantidade de ligante de 500 kg/m³ e cerca de 55 MPa aos 28 dias e 60 MPa aos 56 dias de idade se aumentada a quantidade de ligante para 600 kg/m³;
- em termos gerais, a partir dos 56 dias de idade, nas composições com 500 kg/m³ e 600 kg/m³ de ligante e dosagens de CV até 40%, as resistências à compressão podem-se considerar semelhantes;
- este último aspecto não é detectável nas composições com 400 kg/m³ de ligante, onde a resistência máxima à compressão, correspondente a uma idade de cerca de 315 dias, foi obtida na mistura sem CV e onde a incorporação de quantidades crescentes de CV foi responsável por uma contínua e aproximadamente linear diminuição da resistência à compressão;
- os níveis de resistência à compressão obtidos em composições com 60% de CV apresentam-se mais afastados dos das restantes. Contudo, é possível identificar uma recuperação apreciável para idades avançadas: cerca de 45 MPa aos 90 dias de idade para $L = 500$ kg/m³ e cerca de 55 MPa para $L = 600$ kg/m³;
- aos 7 dias de idade, o aumento da quantidade de CV provoca uma diminuição aproximadamente linear de $f_{cm,cil}$. Esta diminuição atenua-se para idades superiores e tende a anular-se em composições com dosagens de CV até 40%;
- nas composições fabricadas com $L = 600$ kg/m³ a resistência à compressão aferida experimentalmente aos 400 dias de idade aumentou com o acréscimo da dosagem de CV até valores de substituição de C por CV de 40%. Enquanto que o aumento da $f_{cm,cil}$ verificado com 20% de CV pode ser considerado marginal (cerca de 1.5%), a inclusão de 40% de CV originou a obtenção de resistências à compressão mais elevadas (aumento de cerca de 12.5%) relativamente à mistura de controlo, realizada sem incorporação de CV.

De modo semelhante ao realizado para provetes cúbicos, tanto a dependência de $f_{cm,cil}$ com o tempo como com a quantidade de ligante e a dosagem de CV pode ser explicitada recorrendo às expressões (7.4), (8.1) e (8.2). Os valores dos parâmetros α_1 a α_8 , intervenientes nas equações (8.1) e (8.2), foram calculados pelo método dos mínimos quadráticos e apresentam-se no Quadro 8.11.

Quadro 8.11 – Parâmetros α_1 , α_2 , α_3 , α_4 , α_5 , α_6 , α_7 e α_8 determinados para as diferentes composições produzidas (provetes cilíndricos)

α_1	0.0590
α_2	0.2073
α_3	-70.8604
α_4	24.7802
α_5	0.1634
α_6	0.3592
α_7	-0.0008
α_8	-3.4590

Comparando os resultados de $f_{m\acute{a}x}$ determinados através da expressão (8.1) com os apresentados no Quadro 8.10, verifica-se que são praticamente coincidentes, sendo o respectivo desvio absoluto médio de 4.4%. Efectuando uma análise semelhante aos valores de k , o desvio absoluto médio calculado atinge os 10.6%.

Assim, constata-se que as relações (8.1) e (8.2), permitem englobar na equação (7.4) o efeito da quantidade de ligante e das CV de modo satisfatório. Este aspecto pode ser evidenciado por intermédio da observação da Figura 8.15, que ilustra a relação existente entre os resultados assim calculados, $f'_{cm,cil}$, com os determinados experimentalmente, $f_{cm,cil}$. O desvio absoluto médio dos valores estimados relativamente aos valores experimentais foi de 14.6%.

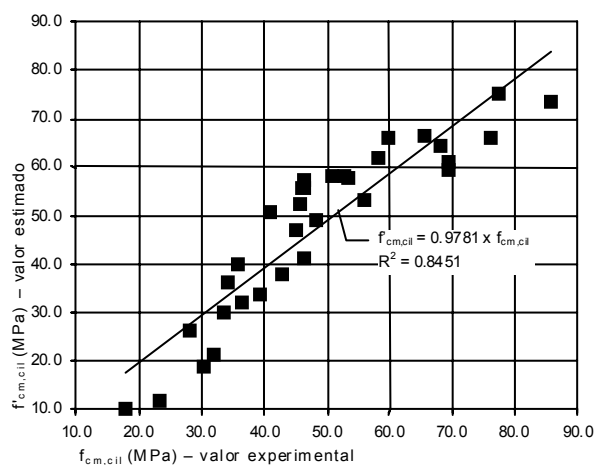


Figura 8.15 – Relação entre a resistência à compressão experimental, $f_{cm,cil}$, e a estimada através da equação (7.4) utilizando as expressões (8.1) e (8.2), $f'_{cm,cil}$

A validade da aproximação pode ainda ser realçada através da adopção da recta de regressão linear, representada na Figura 8.15, e que em relação à qual se verifica um factor de proporcionalidade próximo da unidade (0.9781). A tentativa de melhoria da qualidade do ajuste através da consideração de uma relação do tipo $y = mx + c$ ($f'_{cm,cil} = 0.9792 \times f_{cm,cil} - 0.0610$) resultou na obtenção de um coeficiente de correlação linear igual ($R^2 = 84.51\%$), não se justificando a sua adopção.

A influência da quantidade de ligante e correspondente razão A/L manifesta-se de forma similar à descrita para provetes cúbicos e pode ser comprovada através da comparação das Figuras 8.7 (b) e 8.16, onde são representados os resultados de $f_{cm,cil}$ obtidos em composições fabricadas com 500 kg/m^3 e 600 kg/m^3 de ligante ensaiadas em idades iguais.

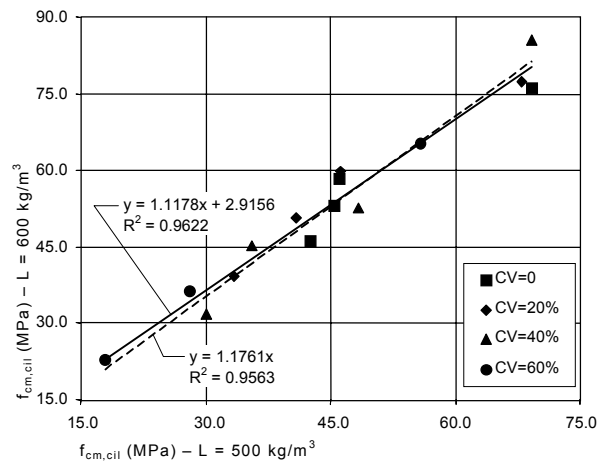
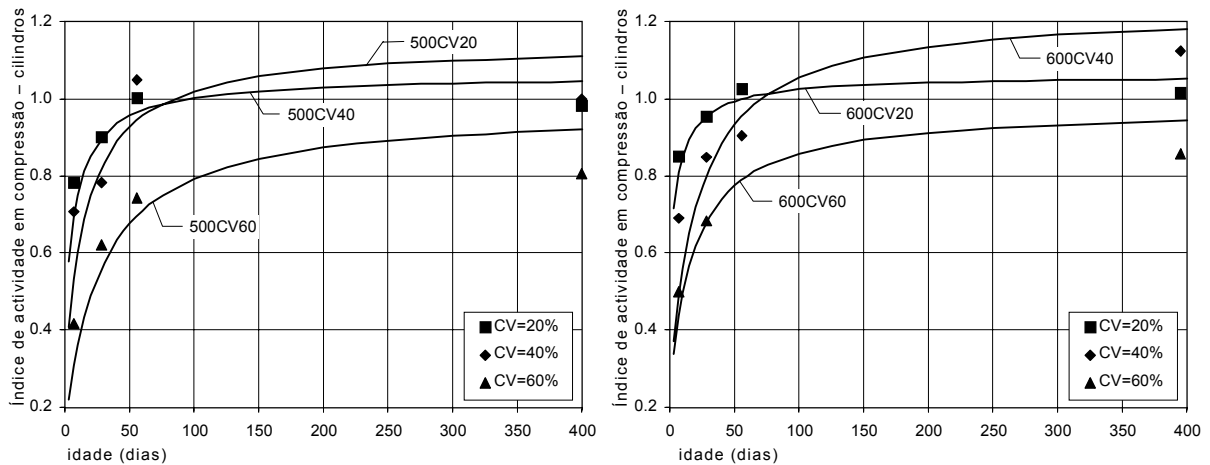


Figura 8.16 – Variação de $f_{cm,cil}$ com a quantidade de ligante

O aumento médio de resistência à compressão proporcionado pelo acréscimo da quantidade de ligante de 500 kg/m^3 para 600 kg/m^3 foi de cerca de 18%, sendo semelhante ao determinado em provetes cúbicos (aumento médio de 21%).



(a) $L = 500 \text{ kg/m}^3$

(b) $L = 600 \text{ kg/m}^3$

Figura 8.17 – Índice de actividade em compressão dos betões (provetes cilíndricos)

Recorrendo aos resultados dos ensaios em provetes cilíndricos também se avaliou a actividade pozolânica das CV, de modo semelhante ao descrito em 8.4.1.1, através da quantificação dos índices de actividade em compressão das composições realizadas. A Figura 8.17 ilustra os resultados obtidos.

A comparação das Figuras 8.8 e 8.17 permite constatar que as considerações apresentadas em 8.4.1.1 são, em geral, extrapoláveis para os resultados agora apresentados. No entanto, a determinação dos índices de actividade em compressão através dos resultados dos provetes cilíndricos permite realçar os seguintes aspectos:

- o índice de actividade em compressão estimado supera a unidade em composições com CV até 40% quando ultrapassada a idade de cerca de 80 dias;
- o índice de actividade em compressão aumenta com o tempo, sendo esse crescimento mais acentuado nas primeiras idades, tendendo a anular-se em idades avançadas;
- quanto maior for a quantidade de CV presente nas composições mais se faz sentir o efeito anteriormente referido;
- os índices de actividade máximos aumentam de forma mais acentuada com o acréscimo da dosagem de L e de CV;
- extrapolando a tendência anterior, parece ser possível a obtenção de índices de actividade mais próximos da unidade em misturas com 60% de CV desde que as composições sejam fabricadas com uma quantidade de ligante superior à máxima estudada ($L = 600 \text{ kg/m}^3$);
- para quantidades de substituição de C por CV inferior a 60%, o índice de actividade em compressão das composições com 500 kg/m^3 e 600 kg/m^3 sofreu alterações que aparentam ser marginais.

8.4.1.3 COMPARAÇÃO COM OS RESULTADOS OBTIDOS EM ARGAMASSAS

Conforme descrito em 6.3.4, foram fabricadas argamassas com o intuito de avaliar as características mecânicas da matriz ligante das composições de betão com 500 kg/m^3 de ligante. Admitindo que fazem parte integrante da matriz todos os materiais com dimensão inferior a 2.0 mm, as amassaduras de argamassa foram

efectuadas utilizando os mesmos materiais e respeitando as dosagens correspondentes às composições dos betões.

Os valores obtidos para a resistência à compressão das argamassas foram já apresentados e analisados em 7.3.2, resultaram do ensaio de provetes prismáticos com 40x40x160 mm³ e foram ensaiados de acordo com o procedimento descrito em 6.3.4.

A relação entre os valores médios da resistência à compressão das argamassas fabricadas com 0.5% de SP, $f_{cm, argam}$, e os obtidos em betões, através do ensaio de provetes cúbicos, $f_{cm, cubo}$, e provetes cilíndricos, $f_{cm, cil}$, foi avaliada recorrendo à determinação das respectivas rectas de regressão. Na Figura 8.18 ilustra-se o resultado do ajuste e os pontos representados correspondem a idades de ensaio iguais.

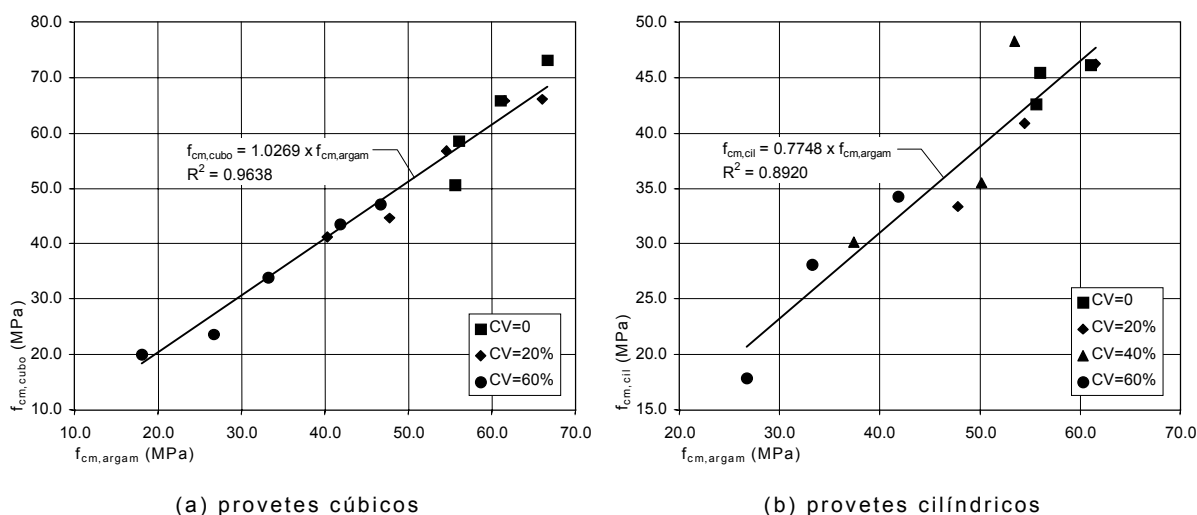


Figura 8.18 – Relação entre a resistência à compressão média determinada em argamassas e em betões ($L = 500 \text{ kg/m}^3$)

Optou-se por relações do tipo $y = mx$, em detrimento das do tipo $y = mx + c$, uma vez que a consideração de uma ordenada na origem não nula, não melhora substancialmente a qualidade da aproximação. Relativamente à equação apresentada na Figura 8.18 (a), o R^2 subiria apenas muito ligeiramente para 0.9657 ($f_{cm, cubo} = 1.0718 \times f_{cm, argam} - 2.3576$), não se alterando o R^2 referente à relação entre $f_{cm, argam}$ e $f_{cm, cil}$ ($f_{cm, cil} = 0.7760 \times f_{cm, argam} - 0.0643$).

Conforme se pode constatar através da análise da referida Figura, a resistência à compressão dos betões produzidos pode ser convenientemente avaliada recorrendo ao ensaio de provetes de argamassa. Os valores da resistência à compressão média medida em provetes de argamassa são praticamente coincidentes com os obtidos nos correspondentes provetes cúbicos de betão (desvio absoluto médio de 5.8% e máximo de 12.6%, para a amassadura com 60% de CV e ensaiada aos 7 dias de idade).

A comparação entre os resultados da resistência à compressão em provetes cilíndricos e em argamassas, confirma a relação verificada entre os valores da resistência à compressão em amostras cilíndricas e cúbicas anteriormente determinada ($f_{cm,cil} = 0.7774 \times f_{cm,cubo}$). Recorrendo aos resultados dos ensaios realizados, é possível estimar o valor de $f_{cm,cil}$ recorrendo aos resultados obtidos em argamassas através da equação apresentada na Figura 8.18 (b), com um desvio absoluto médio de 6.9% e um desvio absoluto máximo de 16.0% (ocorrido na composição com 40% de CV aos 56 dias de idade).

Assim, face aos resultados obtidos, fica comprovada a validade do recurso ao ensaio de compressão de provetes de argamassa como forma de prever a resistência à compressão de betões com uma aproximação suficiente.

Esta constatação pode ser considerada de importância relevante, uma vez que, o recurso à fabricação de provetes de argamassa pode ser particularmente útil no processo de determinação da dosagem dos materiais constituintes a empregar em betões, nomeadamente na escolha da dosagem de ligante e respectiva razão A/L necessária à obtenção de determinada resistência à compressão (ver 6.3.4).

8.4.1.4 MÓDULO DE ELASTICIDADE

Conforme referido em 6.4.4.4, os ensaios de compressão uniaxial foram instrumentados de modo a permitir o registo dos deslocamentos do terço central dos provetes cilíndricos (ver Figura 6.15). Os ensaios foram realizados monotonicamente, sob controlo de deslocamentos, impondo uma velocidade de deslocamento do prato inferior da prensa constante de 2.0 $\mu\text{m/s}$. Não foram realizados quaisquer ciclos de carga e descarga.

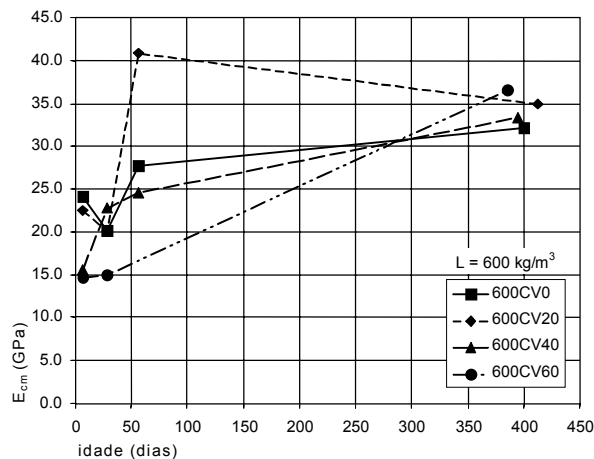
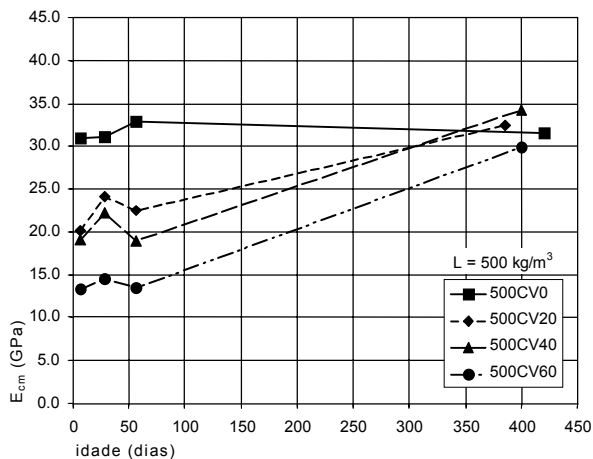
Considerando apenas os valores das tensões e extensões, correspondentes às forças de compressão actuantes inferiores a 1/3 da força máxima prevista e desprezando aqueles cuja tensão apresentava valores inferiores a 5% da tensão máxima, determinou-se o respectivo factor de proporcionalidade (módulo de elasticidade), recorrendo ao método dos mínimos quadráticos.

Os resultados médios correspondentes ao ensaio de dois provetes apresentam-se no Quadro 8.12 e na Figura 8.19, representativa da variação do módulo de elasticidade médio, E_{cm} , com o tempo.

Genericamente, os valores de E_{cm} obtidos podem considerar-se inferiores ao esperado e apresentam uma evolução ao longo do tempo algo atípica.

Quadro 8.12 – Módulo de elasticidade médio

Betão	Idade (dias)	Módulo de elasticidade médio		Coeficiente de correlação linear médio	
		E_{cm} (GPa)	c. variação (%)	R_m^2	c. variação (%)
400CV0	325	34.43	6.41	0.9912	0.68
400CV20	315	25.10	10.68	0.9924	6.07
400CV40	292	25.58	10.20	0.8773	16.93
400CV60	325	19.79	15.42	0.9909	0.60
500CV0	7	30.87	10.73	0.9461	3.49
	28	31.08	20.40	0.9848	0.01
	56	32.88	13.30	0.9893	0.13
	421	31.56	3.73	0.9953	0.07
500CV20	7	20.19	1.49	0.9830	0.24
	28	24.07	12.49	0.9900	0.11
	56	22.45	8.23	0.9899	0.04
	385	32.42	6.62	0.9847	0.68
500CV40	7	19.06	4.73	0.9391	0.45
	28	22.18	17.95	0.9825	0.29
	56	18.95	8.39	0.9515	4.42
	400	34.20	16.83	0.9766	0.70
500CV60	7	13.39	23.93	0.8748	8.84
	28	14.50	21.16	0.9788	0.53
	56	13.46	0.71	0.9818	0.53
	400	29.87	4.63	0.9750	2.35
600CV0	7	24.13	4.65	0.9889	1.09
	28	20.16	10.57	0.9973	0.55
	56	27.66	22.74	0.9926	0.38
	413	32.17	4.31	0.9933	0.17
600CV20	7	22.56	19.16	0.9938	0.23
	28	20.12	10.44	0.9969	0.01
	56	40.90	9.20	0.9922	0.44
	395	35.00	33.60	0.9860	1.84
600CV40	7	15.59	23.56	0.9936	0.31
	28	22.85	19.86	0.9740	2.85
	56	24.57	14.06	0.9924	0.39
	395	33.26	7.80	0.9978	0.12
600CV60	7	14.60	16.35	0.9938	0.02
	28	14.97	6.98	0.9974	0.02
	385	36.60	1.81	0.9901	0.66



(a) L = 500 kg/m³

(b) L = 600 kg/m³

Figura 8.19 – Variação do módulo de elasticidade médio com o tempo

Nas composições com $L = 500 \text{ kg/m}^3$ e com adição de CV, o E_{cm} diminuiu dos 28 para os 56 dias de idade. Também foi visível uma diminuição do E_{cm} nas composições 600CV0 e 600CV20 dos 7 para os 28 dias de idade. A adicionar a este facto, a composição 600CV20 apresentou um valor do E_{cm} aos 56 dias substancialmente diferente dos registados nas restantes idades e composições, suplantando mesmo o determinado com a mesma composição aos 395 dias de idade.

O procedimento adoptado no ensaio de compressão uniaxial dos provetes cilíndricos, que permitiu determinar os E_{cm} indicados, não cumpriu a totalidade das recomendações referidas por outros autores (Aïtcin, 1998 e Torrenti *et al*, 1999) e por documentos normativos referentes à determinação do módulo de elasticidade de betões (LNEC E397-1993 e ASTM C469, 1994) (ver 4.2.2.1).

Comparando os procedimentos de ensaio sugeridos com o implementado, é pertinente realçar três aspectos, que podem ter influenciado os resultados de uma forma relevante e que podem ajudar a explicar o sucedido.

Em primeiro lugar, os ensaios realizados não contemplaram a realização de quaisquer ciclos de carga e descarga que, segundo o referido na bibliografia, deveriam ter sido continuados até assegurar uma variação do E_c , correspondente a dois ciclos de carga consecutivos, inferior a um determinado valor especificado. Aïtcin, 1998 e Torrenti *et al*, 1999, consideram, também, que é necessário submeter os provetes a pelo menos três ciclos de carga.

Em segundo lugar, a medição dos deslocamentos no terço central dos provetes cilíndricos foi concretizada com recurso a apenas um transdutor de deslocamentos, alinhado segundo uma geratriz das amostras. Para que seja satisfatória a medição do estado de deformação recorrendo somente a um instrumento de medida, é necessário assegurar que este seja representativo do estado de deformação imposto, ou seja, que o provete não se encontre sujeito a esforços de flexão significativos, capazes de provocar movimentos de rotação das suas secções.

Aïtcin, 1998, referiu que a determinação experimental do módulo de elasticidade de BED pode ser efectuada com recurso a instrumentos de medida correntes (LVDT), dispensando meios mais dispendiosos e que exigem um maior tempo de preparação (como é o caso dos extensómetros colados à superfície dos provete). O autor baseou-se na experiência adquirida com o equipamento disponível na Universidade de Sherbrooke e na Universidade de Berkeley e referiu que é suficiente proceder ao registo dos deslocamentos do terço central do provete recorrendo a dois LVDT's afastados de 180° . O mesmo autor considera que a utilização de três LVDT's afastados de 120° é dispensável, por serem semelhantes os resultados assim obtidos.

Por último, é de salientar que a velocidade do deslocamento de controlo (avaliador do movimento ascensional do prato inferior da prensa) utilizada nos ensaios foi de $2 \mu\text{m/s}$ o que obrigou a uma variação temporal da extensão no terço central dos provetes de cerca de $2 \mu\text{m/m/s}$ (valor determinado após análise dos resultados obtidos). Este valor pode ser considerado reduzido, uma vez que a bibliografia referida indica velocidades, no mínimo, 2.5 vezes superiores (Torrenti *et al*, 1999, sugere a possibilidade do ensaio ser controlado por deslocamentos satisfazendo velocidades de extensão compreendidas entre $5 \mu\text{m/m/s}$ e $25 \mu\text{m/m/s}$). Como o módulo de elasticidade aumenta com o aumento da velocidade do deslocamento (Ahmad, 1994), é de esperar que os reduzidos valores do E_c registados experimentalmente possam também estar afectados deste efeito.

Apesar de, pelos motivos aqui apontados, os resultados apresentados no Quadro 8.12 poderem não ser representativos do real valor do módulo de elasticidade das composições efectuadas, é possível destacar como tendência geral o facto de os valores de E_{cm} determinados apresentarem valores reduzidos.

Neste contexto, tendo como objectivo minorar alguns dos factores que podem ter afectado os resultados, procedeu-se à realização de novos ensaios, que a seguir se apresentam.

Composições Suplementares

Tendo em consideração o que anteriormente se referiu e, para tentar esclarecer o sucedido relativamente ao E_c das composições em estudo, foram realizadas amassaduras suplementares com o intuito de avaliar o seu módulo de elasticidade, cumprindo agora o especificado na bibliografia e adoptando como base o procedimento de ensaio proposto por Torrenti *et al*, 1999. Os deslocamentos considerados para o cálculo do E_c foram avaliados através de três LVDT's (ver Figura 4.5) e, em determinados provetes, foram também colocados extensómetros eléctricos colados à sua superfície.

Segundo Torrenti *et al*, 1999, a acrescentar às recomendações referidas, os valores da tensão e da extensão devem ser registados ao longo de todo o ensaio, assegurando a obtenção de um máximo possível de pontos e o resultado final do módulo de elasticidade deverá ser calculado recorrendo ao método dos mínimos quadráticos.

Para além do necessário esclarecimento acerca do correcto valor do E_c dos betões em estudo, também se procurou avaliar o efeito da utilização de uma areia fina diferente da até aqui utilizada e de um agregado grosso que apresentava uma

máxima dimensão mais elevada. Com estas novas composições procurou-se averiguar se o emprego de areia britada ou o recurso a um agregado grosso de dimensão reduzida ($D_{m\acute{a}x} = 9.53 \text{ mm}$) estiveram na origem da ocorrência dos reduzidos valores de E_c .

A avaliação do módulo de elasticidade foi realizada em betões produzidos com 500 kg/m^3 de ligante, com uma relação A/L = 0.3, com 0.5% de superplastificante e com incorporação de 0% e 40% de CV.

Foram realizadas seis amassaduras adicionais, sendo duas delas compostas de acordo com o disposto no Quadro 8.1 (500CV0 e 500CV40) e as restantes obtidas por intermédio da utilização do método de Faury, conhecendo a distribuição granulométrica dos novos agregados e considerando que a areia rolada era de origem fluvial (de Entre-os-Rios) com $D_{m\acute{a}x} = 2.38 \text{ mm}$ e um módulo de finura $\eta = 2.47$. O novo agregado grosso era caracterizado por um $D_{m\acute{a}x} = 25.4 \text{ mm}$ e $\eta = 7.03$ e a sua proveniência era a mesma da totalidade dos agregados britados utilizados neste trabalho.

De modo semelhante às anteriores, as amassaduras suplementares foram realizadas recorrendo sempre à mistura de três agregados: areia fina (britada ou rolada); areia grossa britada; e agregado grosso britado ($D_{m\acute{a}x} = 9.53 \text{ mm}$ ou $D_{m\acute{a}x} = 25.4 \text{ mm}$). A areia fina britada foi substituída pela rolada e as novas composições foram recalculadas. Nas composições realizadas com a brita mais grossa, a dosagem dos constituintes manteve-se constante, tendo apenas sido substituída a brita com $D_{m\acute{a}x} = 9.53 \text{ mm}$ pela com $D_{m\acute{a}x} = 25.4 \text{ mm}$. As novas composições apresentam-se no Quadro 8.13.

Quadro 8.13 – Composição das amassaduras suplementares

Betão	C (kg/m^3)	CV (kg/m^3)	Areia fina (kg/m^3)		Areia grossa (kg/m^3)	Brita (kg/m^3)	
			britada	rolada		$D_{m\acute{a}x} = 9.53 \text{ mm}$	$D_{m\acute{a}x} = 25.4 \text{ mm}$
0CV9.53B	500.0	0.0	502.92	–	308.43	865.61	–
40CV9.53B	300.0	200.0	406.91	–	349.01	847.11	–
0CV9.53R	500.0	0.0	–	554.03	250.55	873.48	–
40CV9.53R	300.0	200.0	–	467.17	283.01	867.02	–
0CV25.4R	500.0	0.0	–	554.03	250.55	–	873.48
40CV25.4R	300.0	200.0	–	467.17	283.01	–	867.02

A designação destes betões foi alterada de modo a facilitar a diferenciação dos anteriores e assim tornar mais simples a sua comparação. Assim, na mnemónica utilizada para referenciar estes betões, o primeiro número indica a percentagem de cimento substituído por CV, o número a seguir a CV representa a máxima dimensão do agregado grosso e a última letra representa o tipo de areia fina utilizada (B se britada ou R se rolada).

A trabalhabilidade destas amassaduras também foi avaliada recorrendo à realização dos ensaios de abaixamento e espalhamento. Os respectivos resultados estão apresentados no Quadro 8.14, onde é possível verificar que quer o abaixamento quer o espalhamento das amassaduras repetidas (0CV9.53B e 40CV9.53B) foram semelhantes aos anteriores (500CV0 e 500CV40 – ver Quadro 8.2) e que, conforme esperado, o emprego de areia rolada favorece a trabalhabilidade. A substituição do agregado grosso com $D_{m\acute{a}x} = 9.53$ mm pela brita com $D_{m\acute{a}x} = 25.4$ mm não influenciou o abaixamento nem o espalhamento das composições.

Quadro 8.14 – Trabalhabilidade das amassaduras suplementares

Betão	Abaixamento (mm)	Espalhamento (mm)
0CV9.53B	20	290
40CV9.53B	200	381
0CV9.53R	65	350
40CV9.53R	170	480
0CV25.4R	71	375
40CV25.4R	170	475

Para cada amassadura foram moldados seis provetes cilíndricos $\phi 150 \times 300$ mm³, de forma a possibilitar a avaliação da resistência à compressão e do módulo de elasticidade em duas idades distintas (7 e 77 dias) por intermédio do ensaio de três provetes em cada idade.

Após a realização das amassaduras, os provetes foram conservados em câmara húmida à temperatura de 21° C e humidade relativa superior a 90%. No dia posterior à moldagem dos provetes procedeu-se à sua desmoldagem e posterior imersão em água. Os provetes mantiveram-se imersos em água até à data da realização dos ensaios, ou até dois dias antes no caso dos provetes em que se procedeu à instalação dos extensómetros. A conservação de três provetes de cada uma das composições 0CV9.53R e 40CV9.53R não obedeceu às condições referidas, uma vez que os provetes foram retirados da câmara húmida (onde estiveram imersos em água, exactamente nas mesmas condições dos restantes) aos 7 dias de idade e permaneceram expostos às condições naturais do laboratório até à data da realização dos ensaios.

A avaliação do E_c dos provetes de betão foi efectuada através de ensaios cíclicos, realizados sob controlo de força, para níveis de carga compreendidos entre 5% e 30% da força de rotura estimada.

Para efectuar os ensaios utilizou-se o sistema *SENTUR* (ver 6.4.4.1). A força aplicada foi avaliada através de uma célula de carga de 250 kN de capacidade máxima com uma precisão de 0.015% (CC3 – ver Quadro 6.17), disposta entre o

actuador e o provete. O actuador triplo foi montado numa estrutura de reacção constituída por perfis metálicos HEB200, com rigidez adequada para os níveis de carga aplicados no decurso dos ensaios. O procedimento de ensaio adoptado consistiu na realização de dez ciclos de carga e descarga com uma velocidade de aplicação de força de 4.3 kN/s (a que corresponde uma variação de tensões de 0.24 MPa/s), satisfazendo, assim, o preconizado na bibliografia anteriormente referida.

Nos provetes ensaiados aos 7 dias de idade, os deslocamentos foram registados por meio de três transdutores espaçados de 120° e montados em anéis fixos ao provete de modo semelhante ao efectuado para as composições anteriores. Os transdutores utilizados foram os designados no Quadro 6.17 como LVDT1, LVDT2 e LVDT5 e que apresentam uma precisão de 0.09%, 0.05% e 0.16%, respectivamente.

Porque o LVDT5 revelou pouca sensibilidade, para os ensaios aos 77 dias de idade, foram apenas montados os outros dois LVDT's. Os deslocamentos verificados ao longo da geratriz que anteriormente eram avaliados pelo LVDT5 foram registados por intermédio de um extensómetro eléctrico com 60 mm de comprimento, colado ao provete. Em três dos provetes das composições 0CV9.53R e 40CV9.53R, para além dos dois transdutores, foram dispostos três extensómetros eléctricos de 60 mm espaçados de 120°, ocupando posições intermédias relativamente às dos transdutores.

Na Figura 8.20 apresenta-se uma foto de um ensaio em curso.

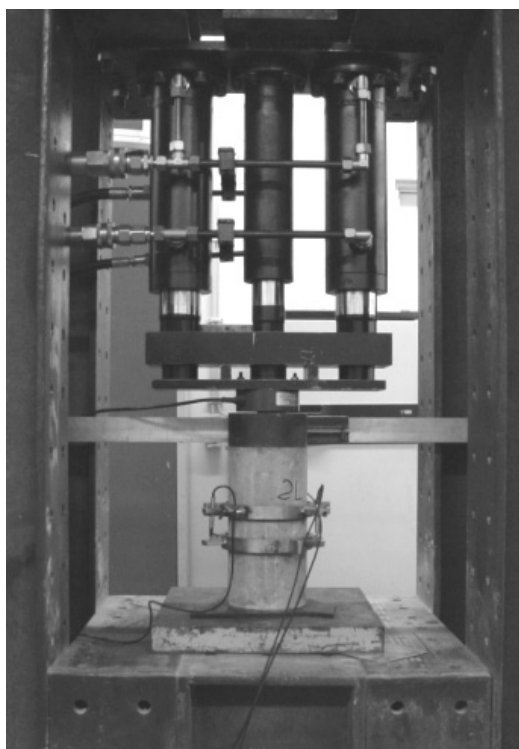


Figura 8.20 – Determinação do módulo de elasticidade das amassaduras suplementares

Posteriormente à realização dos ensaios cíclicos procedeu-se à determinação da resposta total em compressão dos provetes, utilizando a prensa descrita em 6.4.4.2.

Nos Quadros 8.15 e 8.16, apresentam-se os resultados obtidos para as composições 0CV9.53B e 40CV9.53B, considerando apenas o ramo ascendente dos ciclos de carga. Não se apresentam os resultados das restantes composições, uma vez que o elevado volume de valores tornaria a explanação fastidiosa, não acrescentando nada de relevante às conclusões a retirar desta análise.

Quadro 8.15 – Módulo de elasticidade da composição 0CV9.53B (GPa)

0CV9.53B (7 dias)																		
Ciclo	Provete 1						Provete 2						Provete 3					
	LVDT1	R ²	LVDT2	R ²	LVDT5	R ²	LVDT1	R ²	LVDT2	R ²	LVDT5	R ²	LVDT1	R ²	LVDT2	R ²	LVDT5	R ²
1	34.56	0.927	14.65	0.973	16.56	0.737	23.31	0.963	19.18	0.973	11.25	0.452	37.79	0.851	14.08	0.988	19.84	0.569
2	28.66	0.934	17.38	0.978	10.31	0.238	27.79	0.951	19.95	0.971	16.13	0.591	40.65	0.857	16.48	0.979	9.51	0.154
3	33.91	0.885	15.92	0.980	18.12	0.477	26.02	0.953	20.52	0.971	16.66	0.631	41.01	0.828	17.33	0.984	14.60	0.229
4	30.97	0.889	17.76	0.977	19.91	0.513	26.47	0.936	19.21	0.942	16.05	0.583	37.68	0.862	15.96	0.986	12.56	0.155
5	30.11	0.888	17.02	0.980	10.02	0.261	27.97	0.948	18.87	0.967	20.89	0.523	35.79	0.821	17.15	0.975	16.03	0.510
6	27.63	0.932	17.96	0.973	19.81	0.538	25.89	0.960	20.01	0.974	19.33	0.482	35.72	0.917	17.85	0.971	15.27	0.260
7	28.90	0.912	15.83	0.977	17.95	0.579	28.46	0.951	19.83	0.966	18.92	0.581	37.84	0.866	16.42	0.973	14.04	0.424
8	32.64	0.947	16.87	0.976	17.57	0.699	29.86	0.953	18.89	0.964	17.26	0.530	41.32	0.913	17.14	0.977	21.71	0.579
9	31.06	0.941	16.81	0.982	19.70	0.534	25.19	0.934	21.40	0.969	16.57	0.367	36.86	0.923	16.70	0.987	19.32	0.500
10	29.49	0.919	17.67	0.979	17.27	0.763	30.38	0.939	19.90	0.979	20.43	0.683	30.86	0.897	16.61	0.970	19.16	0.423
0CV9.53B (77 dias)																		
Ciclo	Provete 4						Provete 5						Provete 6					
	LVDT1	R ²	LVDT2	R ²	extens.	R ²	LVDT1	R ²	LVDT2	R ²	extens.	R ²	LVDT1	R ²	LVDT2	R ²	extens.*	R ²
1	21.97	0.928	21.80	0.961	27.22	0.866	32.97	0.699	12.99	0.979	31.02	0.552	36.53	0.855	16.88	0.968	-	-
2	26.21	0.925	20.27	0.971	29.46	0.845	34.74	0.568	13.41	0.975	31.29	0.707	42.75	0.711	18.28	0.976	-	-
3	27.04	0.931	20.48	0.976	30.55	0.839	36.34	0.647	15.74	0.956	22.68	0.516	52.03	0.756	17.44	0.980	-	-
4	30.87	0.909	22.24	0.940	26.25	0.758	33.17	0.739	14.65	0.960	24.20	0.492	37.10	0.365	16.66	0.963	-	-
5	28.45	0.905	21.52	0.964	27.43	0.843	41.78	0.583	14.71	0.967	27.82	0.464	47.44	0.763	16.56	0.969	-	-
6	35.69	0.848	18.87	0.966	27.15	0.879	42.83	0.581	14.35	0.966	27.47	0.579	63.01	0.560	16.40	0.979	-	-
7	29.44	0.920	19.88	0.970	26.78	0.853	24.43	0.285	13.98	0.975	29.30	0.581	45.93	0.749	17.08	0.978	-	-
8	28.15	0.924	19.42	0.964	29.51	0.889	35.35	0.746	12.85	0.967	25.14	0.472	52.40	0.663	16.95	0.974	-	-
9	29.91	0.913	20.85	0.952	25.03	0.831	24.43	0.379	14.57	0.974	29.16	0.680	44.96	0.802	16.89	0.972	-	-
10	25.71	0.952	19.10	0.966	26.54	0.829	32.14	0.498	14.41	0.972	29.56	0.657	43.28	0.710	16.07	0.987	-	-

* – extensómetro (extens.) danificado no decurso do ensaio.

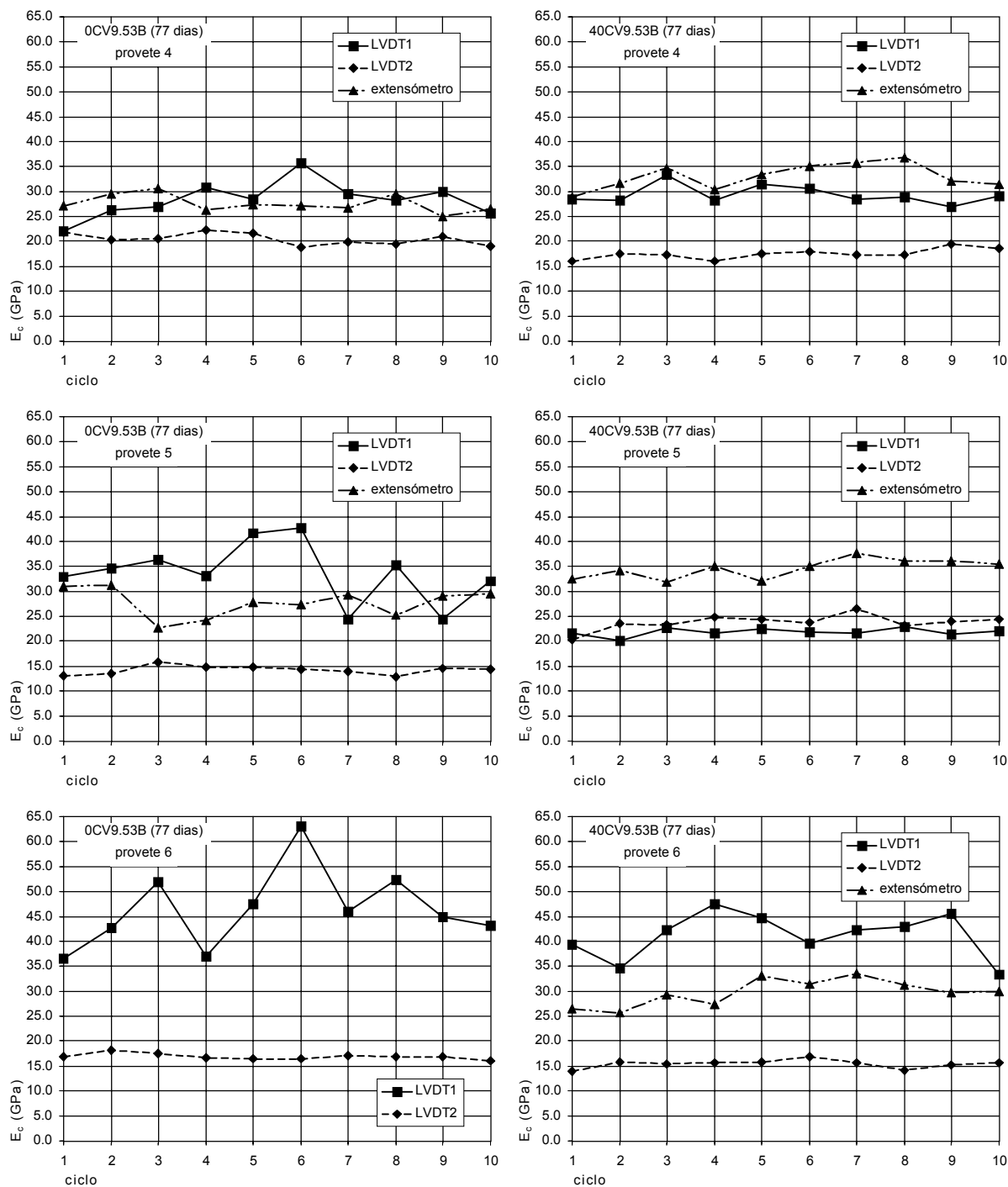
Quadro 8.16 – Módulo de elasticidade da composição 40CV9.53B (GPa)

40CV9.53B (7 dias)																		
Ciclo	Provete 1						Provete 2						Provete 3					
	LVDT1	R ²	LVDT2	R ²	LVDT5	R ²	LVDT1	R ²	LVDT2	R ²	LVDT5	R ²	LVDT1	R ²	LVDT2	R ²	LVDT5	R ²
1	20.91	0.942	15.37	0.961	11.50	0.385	27.94	0.773	11.80	0.976	14.31	0.682	40.53	0.607	13.37	0.980	13.27	0.788
2	19.33	0.947	17.15	0.960	12.39	0.370	31.40	0.770	13.22	0.980	13.65	0.624	27.81	0.220	13.35	0.951	12.93	0.687
3	19.45	0.939	17.28	0.950	12.97	0.464	29.54	0.846	15.33	0.977	12.92	0.617	32.99	0.569	15.12	0.959	12.41	0.644
4	19.47	0.893	16.93	0.941	14.69	0.501	26.46	0.929	14.92	0.941	14.24	0.604	30.05	0.802	13.24	0.964	13.39	0.592
5	18.56	0.942	17.41	0.966	14.49	0.500	24.77	0.943	14.05	0.969	14.11	0.530	36.73	0.588	13.69	0.966	12.17	0.592
6	20.22	0.964	16.84	0.961	14.86	0.495	24.56	0.786	14.73	0.969	13.26	0.326	26.32	0.796	13.29	0.968	12.48	0.538
7	21.14	0.949	17.79	0.969	10.60	0.707	28.61	0.920	14.16	0.954	13.61	0.428	30.71	0.760	13.98	0.966	11.11	0.634
8	22.84	0.938	18.27	0.955	15.17	0.317	27.92	0.918	13.69	0.975	15.35	0.653	30.88	0.688	13.73	0.965	11.40	0.750
9	16.86	0.957	16.65	0.968	16.56	0.546	28.22	0.846	14.36	0.973	12.28	0.482	34.69	0.674	12.79	0.962	13.52	0.491
10	20.45	0.965	16.43	0.964	12.57	0.589	26.65	0.918	14.39	0.956	14.86	0.549	32.45	0.866	15.25	0.972	14.50	0.689
40CV9.53B (77 dias)																		
Ciclo	Provete 4						Provete 5						Provete 6					
	LVDT1	R ²	LVDT2	R ²	extens.	R ²	LVDT1	R ²	LVDT2	R ²	extens.	R ²	LVDT1	R ²	LVDT2	R ²	extens.	R ²
1	28.43	0.912	16.09	0.986	28.94	0.748	21.57	0.951	20.30	0.963	32.48	0.666	39.26	0.703	13.83	0.974	26.57	0.846
2	28.20	0.906	17.51	0.971	31.74	0.774	20.08	0.865	23.55	0.928	34.24	0.812	34.64	0.569	15.88	0.971	25.58	0.611
3	33.28	0.938	17.33	0.964	34.57	0.827	22.68	0.871	23.30	0.946	31.81	0.693	42.37	0.761	15.40	0.979	29.34	0.801
4	28.19	0.945	15.97	0.970	30.29	0.702	21.55	0.968	24.77	0.949	35.09	0.782	47.38	0.697	15.60	0.978	27.39	0.758
5	31.33	0.938	17.57	0.981	33.36	0.742	22.53	0.971	24.42	0.967	31.98	0.809	44.69	0.656	15.93	0.978	33.16	0.790
6	30.53	0.935	17.93	0.974	35.06	0.732	21.71	0.963	23.71	0.948	34.97	0.849	39.48	0.755	16.82	0.970	31.43	0.768
7	28.43	0.897	17.37	0.973	35.74	0.799	21.53	0.959	26.54	0.933	37.64	0.748	42.25	0.784	15.60	0.974	33.56	0.810
8	28.96	0.848	17.38	0.965	36.84	0.733	22.81	0.958	23.00	0.955	36.17	0.754	43.08	0.758	14.20	0.963	31.21	0.827
9	26.93	0.907	19.41	0.957	31.98	0.677	21.43	0.955	23.90	0.943	36.24	0.747	45.59	0.748	15.18	0.970	29.61	0.766
10	29.06	0.920	18.60	0.970	31.33	0.703	22.03	0.947	24.33	0.952	35.49	0.810	33.37	0.454	15.67	0.956	29.95	0.775

Como já foi referido, os ensaios foram realizados de modo a permitir a determinação dos deslocamentos axiais do provete em três locais distintos, correspondendo a cada medição um determinado valor do módulo de elasticidade. O valor final do módulo de elasticidade foi calculado através da adopção de uma regressão linear pelo método dos mínimos quadráticos, aplicada aos pares de valores tensão-extensão compreendidos entre 5.0% e 30.0% da resistência máxima à compressão. Nos Quadros 8.15 e 8.16, também se apresentam os respectivos R².

A análise dos resultados obtidos permitiu constatar a ocorrência de diferenças apreciáveis entre os valores de E_c correspondentes a cada uma das geratrizes onde foram medidos os respectivos deslocamentos (ver Figura 8.21). Este aspecto deve-se, provavelmente, ao facto de os provetes, contrariamente ao pretendido,

não se encontrarem submetidos a um estado uniaxial de tensão. Este efeito pode provocar componentes de flexão importantes, capazes de induzir rotações das secções transversais dos provetes. Os esforços de flexão instalados tanto podem ser devidos a um posicionamento deficiente das amostras na estrutura de reacção, o que implica a existência de indesejáveis excentricidades da carga aplicada, como podem ser justificados pela heterogeneidade associada ao material que impede uma resposta uniforme.



(a) 0CV9.53B (77 dias)

(b) 40CV9.53B (77 dias)

Figura 8.21 – Evolução do módulo de elasticidade ao longo dos ciclos de carga

A Figura 8.21 também permite avaliar a evolução do E_c ao longo dos ciclos de carga. Os valores registados apresentam alguma dispersão, não sendo possível detectar qualquer tendência relativamente à sua variação ao longo dos ciclos de carga, o que impossibilita qualquer conclusão relativamente ao número de ciclos de carga aconselhável.

Em relação à forma de medição dos deslocamentos, os resultados demonstraram que não parece vantajoso o recurso a extensómetros, uma vez que os seus resultados foram similares aos obtidos por intermédio dos diversos LVDT's usados. Analisando a totalidade dos ensaios realizados, é possível avaliar a qualidade das medições efectuadas por intermédio do coeficiente de correlação linear relacionado com a aproximação realizada entre os pares de valores tensão-extensão registados. Os respectivos valores médios de R^2 , R_m^2 , são tanto mais próximos da unidade quanto maior é a precisão dos LVDT utilizados (todos dotados de igual campo de medida: 5.0 mm). Os extensómetros apresentaram um comportamento semelhante ao LVDT1 (ver Quadro 8.17).

Quadro 8.17 – Qualidade das aproximações lineares realizadas

Equipamento	Precisão (%)	R_m^2	c. variação (%)
LVDT1	0.09	0.8893	13.02
LVDT2	0.05	0.9468	4.36
LVDT5	0.16	0.5223	28.24
extensómetro	–	0.8232	12.10

É de salientar que, apesar da variação dos R_m^2 e dos respectivos coeficientes de variação, não se detectou qualquer relação entre estes valores e a dispersão do E_c registada ao longo dos diversos ciclos de carga realizados. Mesmo as medições efectuadas com o equipamento menos preciso (LVDT5), variaram de modo semelhante ao dos outros instrumentos de medida usados, indiciando a sua utilidade, uma vez que os erros associados se devem compensar. Uma vez mais, os resultados apresentados no Quadro 8.17 mostram que a utilização de extensómetros eléctricos não melhora a precisão dos resultados, podendo o seu emprego ser dispensado, o que produz evidentes vantagens uma vez que a sua utilização exige um processo de preparação consideravelmente mais moroso e dispendioso (os extensómetros não podem ser reutilizados).

Assim, face aos resultados registados, não parece correcto determinar o E_c das composições recorrendo apenas a um local de medida dos deslocamentos do provete nem dispensar a realização de ciclos de carga.

No Quadro 8.18 apresenta-se o módulo de elasticidade, E_c , correspondente aos diferentes provetes das composições suplementares estudadas. Os valores de E_c de cada uma das composições correspondem à média registada nos diferentes

instrumentos de medida (LVDT ou extensómetros), E_c^* , que por sua vez foram determinados considerando os valores registados nos vários ciclos de carga realizados, desprezando os valores que distam mais do que 10% do respectivo valor médio.

Quadro 8.18 – Módulo de elasticidade registado nos ensaios cíclicos dos provetes das composições suplementares

Betão	Idade (dias)	Provete	Conservação	E_c^* (GPa)						E_c (GPa)	c. variação (%)
				LVDT1	LVDT2	LVDT5	ext.1	ext.2	ext.3		
0CV9.53B	7	1	a)	30.26	17.02	17.49	-	-	-	21.59	34.79
		2	a)	27.21	19.78	16.53	-	-	-	21.17	25.84
		3	a)	38.30	16.57	14.11	-	-	-	22.99	57.88
	77	4	a)	28.58	20.44	-	27.26	-	-	25.43	17.18
		5	a)	34.12	13.99	-	29.37	-	-	25.83	40.73
		6	a)	44.87	16.92	-	-	-	-	30.89	63.98
40CV9.53B	7	1	a)	19.94	17.01	14.43	-	-	-	17.13	16.08
		2	a)	27.18	14.32	14.04	-	-	-	18.51	40.58
		3	a)	31.96	13.43	12.88	-	-	-	19.42	55.91
	77	4	a)	28.89	17.31	-	33.01	-	-	26.40	30.84
		5	a)	21.79	23.87	-	34.61	-	-	26.76	25.71
		6	a)	42.39	15.59	-	29.82	-	-	29.27	45.82
0CV9.53R	77	1	b)	32.96	21.19	-	22.68	29.12	29.26	27.04	18.26
		2	b)	29.80	35.67	-	31.17	23.78	26.81	29.45	15.27
		3	b)	32.80	19.55	-	-	27.46	21.54	25.34	23.69
	77	4	a)	31.36	19.18	-	21.52	-	-	24.02	26.92
		5	a)	-	25.62	-	26.49	-	-	26.05	2.39
		6	a)	20.59	31.82	-	26.14	-	-	26.18	21.44
40CV9.53R	77	1	b)	15.93	-	-	26.87	34.8	19.62	24.31	34.35
		2	b)	15.68	32.31	-	33.29	30.73	18.05	26.01	32.45
		3	b)	24.09	21.06	-	23.23	22.3	33.59	24.85	20.17
	77	4	a)	24.32	18.23	-	34.48	-	-	25.68	31.98
		5	a)	14.20	41.91	-	24.55	-	-	26.88	52.09
		6	a)	20.59	31.82	-	26.14	-	-	26.18	21.44
0CV25.4R	7	1	a)	16.94	18.93	-	-	-	-	17.94	7.83
		2	a)	18.00	19.99	-	-	-	-	18.99	7.44
		3	a)	23.10	24.09	-	-	-	-	23.60	2.98
	77	4	a)	25.63	33.04	-	19.83	-	-	26.17	25.31
		5	a)	-	20.00	-	26.92	-	-	23.46	20.86
		6	a)	19.93	24.49	-	24.74	-	-	23.05	11.74
0CV25.4R	7	1	a)	13.65	14.67	-	-	-	-	14.16	5.07
		2	a)	13.74	16.14	-	-	-	-	14.94	11.34
		3	a)	19.63	12.46	-	-	-	-	16.04	31.60
	77	4	a)	22.26	16.46	-	-	-	-	19.36	21.16
		5	a)	23.13	-	-	18.75	-	-	20.94	14.79
		6	a)	19.34	27.86	-	25.62	-	-	24.27	18.18

a) – provetes imersos em água até à data de realização dos ensaios;

b) – provetes conservados ao ar após 7 dias de imersão em água.

Os resultados individuais de cada provete apresentados no Quadro 8.18 permitiram determinar os módulos de elasticidade médios, E_{cm} , das composições suplementares realizadas (Quadro 8.19).

Os E_{cm} apresentados no Quadro 8.19 foram determinados por intermédio dos resultados obtidos em ensaios cíclicos, especificamente realizados para tal. Após a

realização destes ensaios, os provetes foram submetidos a ensaios de compressão monotónicos até esgotar a sua capacidade de deformação (segundo o procedimento descrito em 6.4.4.4), o que também permitiu avaliar os seus módulos de elasticidade.

Quadro 8.19 – Módulo de elasticidade médio das composições suplementares (ensaios cíclicos)

Betão	Idade (dias)	Conservação	E_{cm} (GPa)	c. variação (%)
0CV9.53B	7	a)	21.92	4.35
	77	a)	27.38	11.13
40CV9.53B	7	a)	18.36	6.30
	77	a)	27.48	5.68
0CV9.53R	77	b)	27.28	7.57
	77	a)	25.42	4.77
40CV9.53R	77	b)	25.06	3.47
	77	a)	26.25	2.31
0CV25.4R	7	a)	20.18	14.92
	77	a)	24.23	6.99
0CV25.4R	7	a)	15.05	6.28
	77	a)	21.52	11.66

a) – provetes imersos em água até à data de realização dos ensaios;

b) – provetes conservados ao ar após 7 dias de imersão em água.

Nestes ensaios monotónicos, os deslocamentos no terço central dos provetes foram contabilizados recorrendo a dois LVDT's e, nos provetes testados aos 77 dias de idade, também foram utilizados extensómetros, previamente colados à superfície dos provetes. Os resultados obtidos apresentam-se nos Quadros 8.20 e 8.21.

Analisando os resultados expressos no Quadro 8.20 é possível constatar que os valores do E_c determinados no ensaio monotónico apresentam, analogamente ao verificado nos ensaios cíclicos, uma variação apreciável face ao local de medida dos deslocamentos, o que indicia a presença de importantes componentes de flexão. Desta forma, fica ressalvada a consideração anteriormente referida de que o E_c não deve ser determinado recorrendo apenas a um local de medida dos deslocamentos.

Os resultados do E_{cm} obtidos por intermédio de ensaios monotónicos e cíclicos (ver Quadros 8.19 e 8.21 e Figura 8.22) salientam a impossibilidade de prescindir da realização de ciclos de carga para a sua quantificação. As diferenças registadas na determinação do E_{cm} , através dos dois procedimentos de ensaio foram, na maior parte dos casos, substanciais e atingiram um valor máximo de 54% (composição 0CV9.53B aos 7 dias de idade).

Quadro 8.20 – Módulo de elasticidade registado nos ensaios monotónicos dos provetes das composições suplementares

Betão	Idade (dias)	Provete	Conservação	E _c [*] (GPa)					E _c (GPa)	c. variação (%)
				LVDT1	LVDT2	ext.1	ext.2	ext.3		
0CV9.53B	7	1	a)	42.53	28.50	-	-	-	35.52	27.93
		2	a)	32.36	18.22	-	-	-	25.29	39.54
		3	a)	49.22	31.28	-	-	-	40.25	31.52
	77	4	a)	29.93	22.20	22.82	-	-	24.98	17.20
		5	a)	27.00	17.17	-	-	-	22.08	31.45
		6	a)	53.03	25.20	-	-	-	39.11	50.31
40CV9.53B	7	1	a)	16.64	30.00	-	-	-	23.32	40.52
		2	a)	25.15	13.86	-	-	-	19.51	40.93
		3	a)	12.76	12.80	-	-	-	12.78	0.22
	77	4	a)	23.34	24.83	30.56	-	-	26.24	14.52
		5	a)	33.67	24.21	34.11	-	-	30.66	18.24
		6	a)	37.74	21.91	26.31	-	-	28.65	28.52
0CV9.53R	77	1	b)	30.69	29.17	30.14	29.60	27.97	29.51	3.51
		2	b)	33.01	30.30	28.55	30.30	26.60	29.75	7.99
		3	b)	44.11	31.61	30.63	31.8	23.59	32.35	22.87
	77	4	a)	33.73	30.51	26.11	-	-	30.12	12.70
		5	a)	29.39	39.59	24.48	-	-	31.15	24.74
		6	a)	25.69	34.73	25.74	-	-	28.72	18.13
40CV9.53R	77	1	b)	23.65	27.29	24.47	30.44	26.00	26.37	10.13
		2	b)	26.58	24.36	27.14	26.7	28.97	26.74	6.15
		3	b)	30.17	39.70	32.19	21.9	27.8	30.35	21.41
	77	4	a)	32.01	28.84	24.75	-	-	28.53	12.75
		5	a)	39.75	20.01	24.5	-	-	28.09	36.85
		6	a)	33.87	43.72	19.88	-	-	32.49	36.87
0CV25.4R	7	1	a)	27.08	22.73	-	-	-	24.90	12.36
		2	a)	27.45	30.34	-	-	-	28.90	7.07
		3	a)	24.02	25.67	-	-	-	24.84	4.69
	77	4	a)	42.25	26.04	24.64	-	-	30.97	31.61
		5	a)	19.10	26.99	23.05	-	-	23.04	17.11
		6	a)	20.42	20.69	28.90	-	-	23.34	20.66
0CV25.4R	7	1	a)	-	12.96	-	-	-	12.96	-
		2	a)	34.69	18.81	-	-	-	26.75	41.97
		3	a)	28.42	17.84	-	-	-	23.13	32.36
	77	4	a)	32.53	24.30	24.89	-	-	27.24	16.87
		5	a)	27.26	18.38	30.57	-	-	25.40	24.82
		6	a)	23.19	38.17	21.54	-	-	27.63	33.16

a) – provetes imersos em água até à data de realização dos ensaios;
 b) – provetes conservados ao ar após 7 dias de imersão em água.

Através da observação da Figura 8.22 é possível verificar que os resultados obtidos nos ensaios monotónicos foram superiores aos registados nos ensaios cíclicos, e que as maiores diferenças foram registadas aos 7 dias de idade. Para além destas observações, os resultados não permitem revelar outras tendências, o que impossibilita a obtenção de uma relação que permita calibrar os resultados provenientes dos ensaios monotónicos.

Atendendo ao anteriormente referido, os resultados apresentados anteriormente no Quadro 8.12 e na Figura 8.19 para a série de composições com 400 kg/m³, 500 kg/m³ e 600 kg/m³, muito provavelmente, estão afectados dos problemas indicados.

Quadro 8.21 – Valores médios do módulo de elasticidade e da resistência à compressão das composições suplementares (ensaios monotônicos)

Betão	Idade (dias)	Conservação	$f_{cm,cil}$ (MPa)	c. variação (%)	E_{cm} (GPa)	c. variação (%)
0CV9.53B	7	a)	39.46	3.45	33.68	22.70%
	77	a)	57.02	4.77	28.73	31.71%
40CV9.53B	7	a)	31.70	2.96	18.54	28.80%
	77	a)	54.91	3.34	28.52	7.76%
0CV9.53R	77	b)	61.27	1.77	30.54	5.14%
	77	a)	61.31	0.11	30.00	4.07%
40CV9.53R	77	b)	53.22	2.85	27.82	7.91%
	77	a)	51.60	8.16	29.70	8.16%
0CV25.4R	7	a)	36.88	3.23	26.21	8.86%
	77	a)	51.00	3.54	25.79	17.44%
0CV25.4R	7	a)	26.65	5.12	20.95	34.14%
	77	a)	52.20	1.06	26.76	4.44%

a) – provetes imersos em água até à data de realização dos ensaios;
 b) – provetes conservados ao ar após 7 dias de imersão em água.

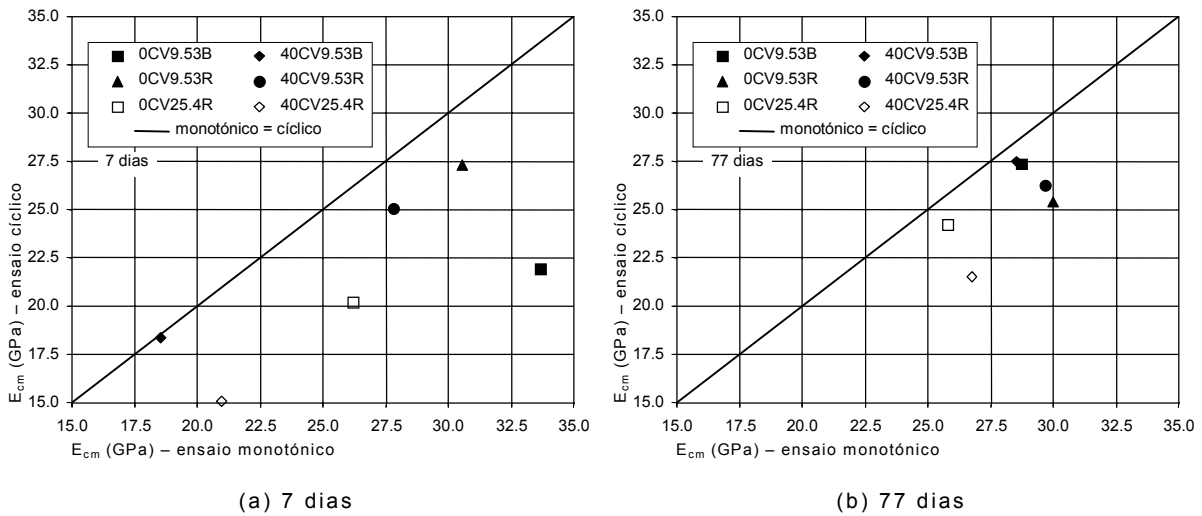


Figura 8.22 – Módulo de elasticidade das composições suplementares determinado por intermédio de ensaios monotônicos ou cíclicos

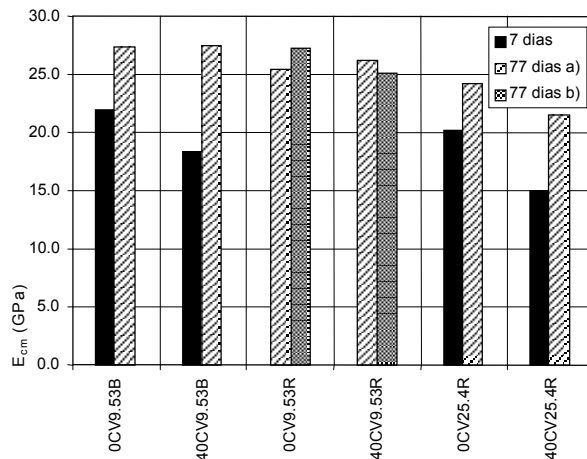


Figura 8.23 – Módulo de elasticidade das composições suplementares

Os resultados do E_{cm} obtidos para as diferentes composições nos ensaios cíclicos são expressos na Figura 8.23 e permitem constatar que:

- as composições testadas apresentaram um módulo de elasticidade de valor reduzido, atingindo um máximo de 27.48 GPa aos 77 dias de idade (composição 40CV9.53B). Este valor é semelhante ao sugerido pelo Eurocódigo 2 (prEN 1992-1: 2001, 1999) para betões da classe C12/15 aos 28 dias de idade ($E_{cm} = 27$ GPa). Era de esperar resultados do E_{cm} substancialmente superiores aos registados;
- a acção das CV no módulo de elasticidade manifestou-se de forma semelhante ao verificado relativamente à resistência à compressão, provocando uma diminuição nas idades mais jovens e uma recuperação para idades mais avançadas, devido ao facto das reacções pozolánicas serem mais lentas que as de hidratação do cimento;
- aos 77 dias de idade as composições com 40% de CV apresentaram um E_{cm} equivalente ao das composições de referência, sem adição de CV;
- a presença de areia fina britada ou rolada parece não influenciar significativamente os resultados do módulo de elasticidade das composições;
- o aumento da máxima dimensão do agregado mais grosso provocou uma diminuição do módulo de elasticidade;
- as condições de conservação testadas (imersão em água após a desmoldagem até à data de preparação dos provetes ou imersão em água apenas durante os primeiros 7 dias de idade) não influenciaram os valores medidos de E_{cm} aos 77 dias de idade.

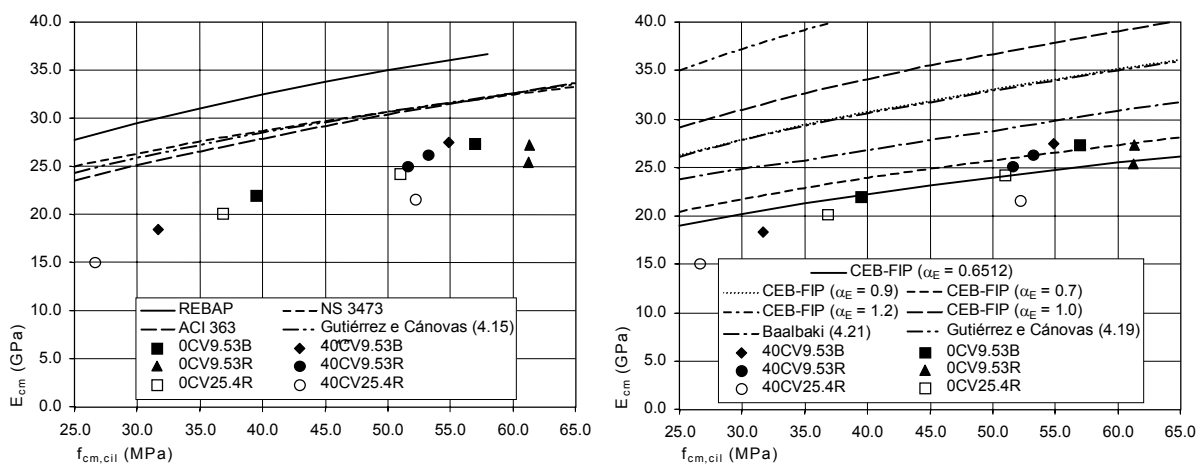
Comparação com os Modelos de Previsão

As principais metodologias presentes na bibliografia e que permitem estimar o valor do módulo de elasticidade dos betões, foram já enumeradas em 4.2.2.2, e podem ser divididas em dois grupos: modelos empíricos baseados na resistência à compressão e modelos baseados na teoria dos materiais compósitos.

A quase totalidade das expressões empíricas referidas em 4.2.2.2 permitem estimar o módulo de elasticidade admitindo que este é proporcional à raiz cúbica, à raiz quadrada ou ao valor da resistência à compressão correspondente, aferida em provetes cilíndricos $\phi 150 \times 300$ mm³.

Através do conhecimento dos valores médios da resistência à compressão das composições suplementares apresentados no Quadro 8.21, é possível avaliar a sua relação com os correspondentes valores do E_{cm} .

Na Figura 8.24 apresentam-se, sob a forma gráfica, as relações obtidas. Na mesma Figura também é possível visualizar o desenvolvimento das curvas resultantes da aplicação das referidas expressões de previsão do módulo de elasticidade.



(a) modelos independentes do tipo de agregado (b) modelos dependentes do tipo de agregado

Figura 8.24 – Relação entre o módulo de elasticidade e a resistência à compressão

Para os agregados utilizados neste trabalho (agregados quartezíticos), o CEB-FIP, 1999, sugere a adoção do valor unitário para o parâmetro α_E (ver equação (4.5)). No entanto, considerando o valor experimental obtido para o módulo de elasticidade do agregado ($E_a = 50.38$ GPa – ver 6.2.4) e aplicando a expressão proposta por Gutiérrez e Cánovas, 1995 (equação (4.17)), obtém-se $\alpha_E = 0.8999$, valor praticamente coincidente com o indicado pelo CEB-FIP para agregados calcários ($\alpha_E = 0.9$), o que implica a sobreposição das respectivas curvas, conforme mostra a Figura 8.24 (b).

Observando a Figura 8.24 é possível verificar que:

- a aplicação das expressões empíricas que permitem estimar o valor do módulo de elasticidade das composições estudadas exclusivamente em função da sua resistência à compressão sobrestimam claramente o valor do E_{cm} , sobretudo para os valores de $f_{cm,cil}$ mais reduzidos, correspondentes aos 7 dias de idade;
- as curvas correspondentes à adoção das relações empíricas apresentadas na Figura 8.24 (a) são semelhantes, exceptuando a preconizada pelo REBAP que é a que mais se afasta dos valores experimentais. A que melhor se aproxima dos valores obtidos é a proposta pelo ACI 363;

- a implementação da expressão sugerida pelo CEB-FIP, considerando o valor de α_E indicado para o tipo de agregados empregue nas composições realizadas ($\alpha_E = 1.0$) sobrestima substancialmente o valor de E_{cm} , conduzindo mesmo a uma pior aproximação do que a do REBAP;
- a melhor aproximação é conseguida considerando para α_E o valor 0.7, que corresponde, segundo o CEB-FIP, a agregados areníticos e, de acordo com a expressão (4.17), a agregados dotados de um módulo de elasticidade bastante reduzido ($E_a = 30.75$ GPa), cerca de 40% do registado experimentalmente em provetes de granito;
- as expressões propostas por Gutiérrez e Cánovas, 1995 e Baalbaki, 1997, que relacionam o E_{cm} com a resistência à compressão do betão e com o módulo de elasticidade do agregado não prevêem com aproximação suficiente o módulo de elasticidade das composições produzidas. No entanto, o uso da relação proposta por Baalbaki, conduz à estimativa de valores de E_{cm} ainda superiores, mas mais próximos dos obtidos nos ensaios efectuados, o que indicia que o módulo de elasticidade não deve ser estimado recorrendo apenas ao valor da resistência à compressão.

O ajuste aos resultados obtidos experimentalmente pode ainda ser melhorado, desde que se recorra à expressão (4.5) e se adopte para α_E um valor mais apropriado. Através da aplicação de uma regressão não linear aos resultados experimentais (com base no método dos mínimos quadráticos), determinou-se um valor de $\alpha_E = 0.6512$ com $R^2 = 69.13\%$. Apesar do coeficiente de correlação não ser propriamente elevado, obteve-se uma melhoria significativa na simulação dos resultados obtidos experimentalmente, conforme se pode constatar através da observação da Figura 8.24.

Perante os resultados obtidos, pode-se inferir que a determinação de α_E recorrendo apenas ao valor do módulo de elasticidade dos agregados parece ser insuficiente e deve incluir outros parâmetros, como sejam, por exemplo, o volume e a rigidez da interface agregados-pasta.

Os modelos que permitem estimar o módulo de elasticidade baseados na teoria dos materiais compósitos também já foram apresentados em 4.2.2.2 e pressupõem a consideração do betão como um material compósito bifásico, em que a fase dispersa é representada pelos agregados e a fase contínua (matriz) pela pasta ligante. O módulo de elasticidade do compósito é assim dependente dos módulos de elasticidade e das proporções volumétricas dos seus dois componentes.

No Quadro 8.22 apresentam-se os valores do módulo de elasticidade dos agregados, conforme descrito em 6.2.4, e da matriz aglomerante. Os módulos de

elasticidade correspondentes a esta última fase foram determinados experimentalmente aos 7 e aos 56 dias de idade e foram estimados para os 77 dias de idade recorrendo à equação (7.5) ($E_{mt} = k_{Em} \times f_{cm,mt}$, em que $f_{cm,mt}$ representa a resistência média à compressão da matriz) deduzida em 7.3.4. O parâmetro k_{Em} é um coeficiente de proporcionalidade determinado com base nos resultados obtidos aos 7 e aos 56 dias de idade para as argamassas estudadas, fabricadas com 500 kg/m^3 de ligante, sem adição de CV ou com substituição de 40% de cimento por CV e que assumiu o valor médio de 513.68 (ver 7.3.4).

Quadro 8.22 – Módulo de elasticidade dos agregados e da matriz aglomerante

Composição	Idade (dias)	E_a (GPa)	E_{mt} (GPa)
0CV9.53B	7	50.38	26.15
	77		33.38
40CV9.53B	7	50.38	20.37
	77		29.69

Através do conhecimento da caracterização, da dosagem dos materiais constituintes e dos valores apresentados no Quadro 8.22, é possível proceder à implementação dos modelos referidos, baseados na teoria dos materiais compósitos. Os resultados obtidos apresentam-se no Quadro 8.23, bem como os valores determinados experimentalmente, facilitando assim a sua comparação.

Quadro 8.23 – Previsão de E_{cm} baseada na teoria dos materiais compósitos

E_{cm} (GPa)	Composição			
	0CV9.53B		40CV9.53B	
	7 dias	77 dias	7 dias	77 dias
Experimental	21.92	27.38	18.36	27.48
Voigt	38.77	42.24	36.31	40.68
Reuss	34.89	40.50	29.80	37.98
Hirsch-Dougill	36.73	41.35	32.74	39.28
Popovics	36.83	41.37	33.06	39.33
Counto	36.79	41.41	32.72	39.35
Hashin	36.48	41.27	32.22	39.14
Baalbaki: modelo 1	34.89	40.50	29.80	37.98
Baalbaki: modelo 2	35.53	40.82	30.70	38.44

Conforme se pode constatar, os E_{cm} previstos recorrendo aos modelos bifásicos baseados na teoria dos materiais compósitos afastam-se substancialmente dos determinados experimentalmente, sobrestimando os respectivos valores.

Os melhores resultados foram obtidos através da aplicação do modelo 1 de Baalbaki que coincide com os obtidos por intermédio do modelo de Reuss, porque este é um caso particular do primeiro, quando o parâmetro “a” assume o valor zero,

ou seja, quando todo o volume de pasta ligante é considerado como pertencente à zona de transição.

A inadequação destes modelos é visível por intermédio da comparação dos valores obtidos do módulo de elasticidade das fases constituintes com os determinados experimentalmente nos compósitos. A estes modelos está subjacente que o compósito apresente um módulo de elasticidade de valor compreendido entre os módulos de elasticidade das suas fases. Neste caso, tal não sucedeu, sendo possível verificar que os módulos de elasticidade da fase contínua superam, para as idades estudadas, os módulos de elasticidade do compósito.

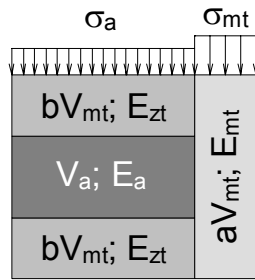
Neste contexto e continuando a admitir como válido considerar os betões como materiais compósitos, é possível concluir que estes não podem ser adequadamente representados só por intermédio de duas fases. Esta afirmação faz sentido até porque, como é já sabido, os betões, para além das fases identificadas, possuem outra, constituída pela zona de interface agregados-pasta. Apesar de, quando comparados com os betões convencionais, os BED apresentarem essa zona de transição particularmente fortalecida, nas composições estudadas a sua não consideração parece inviabilizar a implementação destes modelos.

Baalbaki, 1997, (ver 4.2.2.2) realça a hipótese da necessidade de recorrer a um modelo baseado na teoria dos materiais compósitos que preveja a subdivisão do material em três fases distintas: a matriz aglomerante, os agregados e a zona de transição entre as outras duas fases. Os modelos propostos pelo autor contemplam a existência de uma zona de transição entre os agregados e a pasta, embora apenas a considerem para efeitos de transmissão de tensões, e admitem que o seu módulo de elasticidade é igual ao da matriz.

Uma vez que as amassaduras de betão foram realizadas dispensando a operação de lavagem dos agregados (esta operação foi realizada nas amassaduras efectuadas por Baalbaki e pela generalidade das apresentadas noutros trabalhos), a presença do material fino que os envolve pode ser responsável pela presença de um volume apreciável de zona de transição agregados-pasta com rigidez significativamente inferior à de qualquer destes componentes. Como reforço desta hipótese, é de salientar que os valores obtidos para o módulo de elasticidade, quer da matriz, quer dos agregados, podem ser considerados enquadrados com os resultados obtidos por outros autores, nomeadamente por Baalbaki, 1997.

Neste contexto, foi adaptado o modelo 1 proposto por Baalbaki, 1997, de forma a ser possível incluir a presença de uma fase adicional (a zona de transição), caracterizada por um módulo de elasticidade próprio, E_{zt} , e mantendo as restantes considerações, nomeadamente em relação à divisão do volume de pasta ligante,

por intermédio do parâmetro “a”. A expressão resultante é apresentada na Figura 8.25.



$$E_c = ag_{mt} E_{mt} + \frac{(1 - ag_{mt})^2}{\frac{(1 - a)g_{mt}}{E_{zt}} + \frac{g_a}{E_a}}$$

- V_a: volume de agregado grosso;
- V_{mt}: volume de matriz ligante, subdividido em:
 - 2bV_{mt}: volume de matriz ligante hidratado na zona de transição;
 - aV_{mt}: volume de matriz ligante hidratado fora da zona de transição.

Figura 8.25 – Modelo 1 de Baalbaki, 1997, modificado

Admitindo que o volume da zona de transição corresponde a 20% do da matriz (a = 0.8, valor correntemente adoptado por Baalbaki, 1997) é possível calcular o módulo de elasticidade da zona de transição, E_{zt}, dos betões 0CV9.53B e 40CV9.53B, de modo a que o E_{cm} determinado experimentalmente corresponda com o estimado. Os valores de E_{zt} assim obtidos apresentam-se no Quadro 8.24.

Quadro 8.24 – Previsão de E_{zt} segundo o modelo de Baalbaki modificado (a = 0.8)

E _{zt} (GPa)	Composição			
	0CV9.53B		40CV9.53B	
	7 dias	77 dias	7 dias	77 dias
Baalbaki: modelo 1 modificado	4.43	6.09	3.62	7.02

Analisando os valores apresentados no Quadro 8.24 é possível verificar que o considerar de uma zona de transição que ocupa 20% do volume total de material com dimensão inferior a 2.0 mm conduz à obtenção de valores de E_{zt} bastante reduzidos, atingindo cerca de 20% dos valores de E_{cm} determinados para os betões correspondentes. A presença das CV nas misturas parece afectar a rigidez da zona de transição de modo análogo à resistência à compressão, sendo responsável pela sua diminuição nas idades mais jovens e recuperando para idades posteriores.

8.4.2 AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À TRACÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

Conforme descrito em 6.4.4.6, a resistência à tracção dos betões produzidos foi avaliada com recurso ao ensaio de compressão diametral efectuado em provetes cilíndricos de 150 mm de diâmetro e cerca de 95.5 mm de altura. As composições com 400 kg/m³ de ligante foram testadas apenas à idade de 330 dias enquanto que as restantes foram avaliadas às idades de 7, 28, 56 e 420 (L = 500 kg/m³) ou 415 dias (L = 600 kg/m³).

Quadro 8.25 – Resistência à tracção por compressão diametral

Betão	Idade (dias)	Resistência à tracção por compressão diametral	
		$f_{ctm,sp}$ (MPa)	c. variação (%)
400CV0	330	4.64	3.75
400CV20	330	4.24	6.30
400CV40	330	3.89	0.21
400CV60	330	3.57	1.27
500CV0	7	3.03	3.97
	28	4.12	2.67
	56	4.47	10.72
	420	4.96	6.99
500CV20	7	2.50	5.09
	28	3.97	4.82
	56	4.39	6.62
	420	5.09	3.96
500CV40	7	2.12	4.77
	28	3.01	8.39
	56	3.57	3.93
	420	4.62	6.09
500CV60	7	1.69	4.61
	28	2.51	3.47
	56	2.98	9.08
	420	4.40	6.07
600CV0	7	3.55	1.94
	28	4.54	2.34
	56	4.97	1.76
	415	5.41	4.17
600CV20	7	2.95	2.10
	28	4.15	10.03
	56	4.73	5.07
	415	5.38	10.91
600CV40	7	2.52	4.93
	28	3.39	10.24
	56	3.97	4.71
	415	4.78	0.80
600CV60	7	2.04	1.50
	28	2.79	5.44
	56	3.21	1.72
	415	4.48	5.70

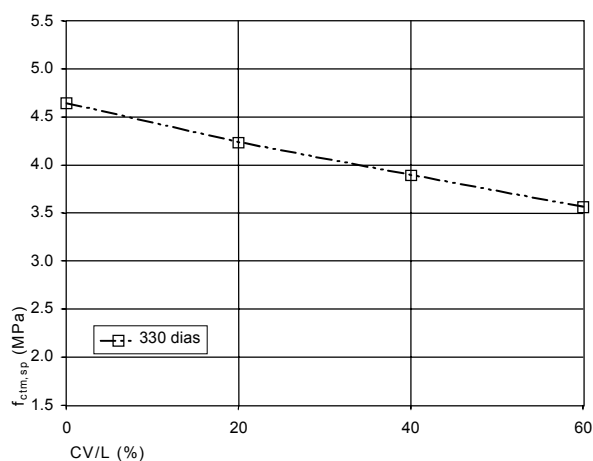
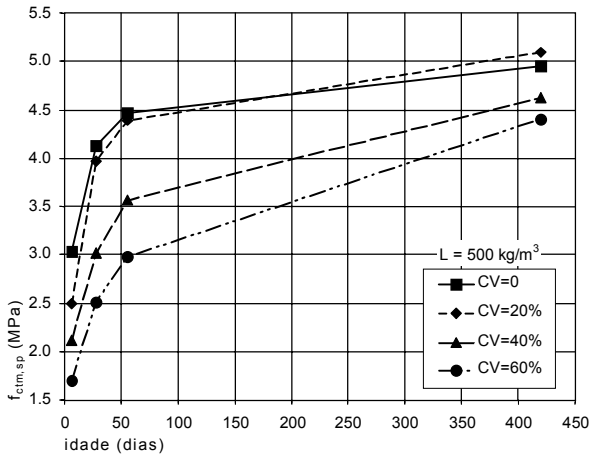
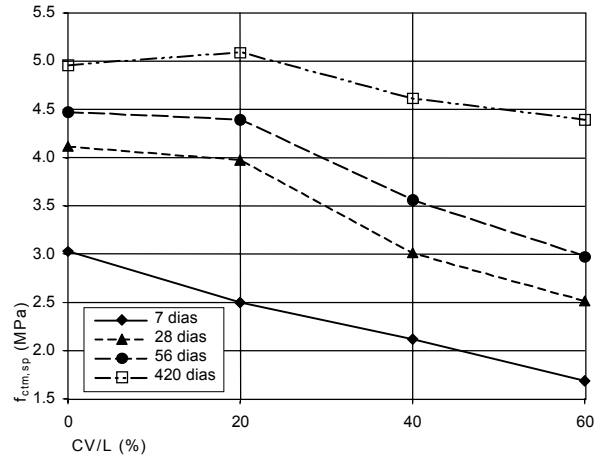


Figura 8.26 – Variação da resistência média à tracção por compressão diametral com a quantidade de CV ($L = 400 \text{ kg/m}^3$)

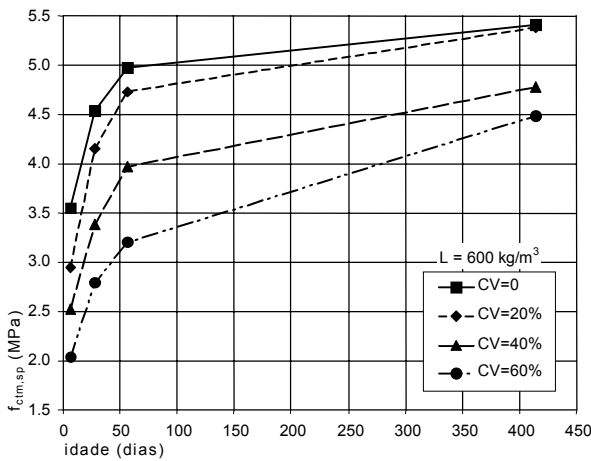


(a) variação ao longo do tempo

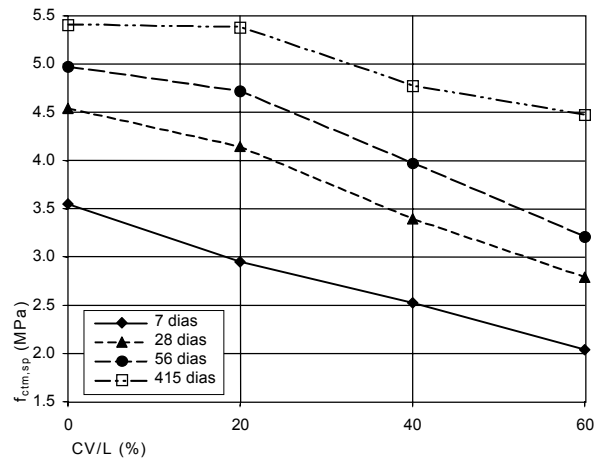


(b) variação com a quantidade de CV

Figura 8.27 – Resistência média à tracção por compressão diametral (L = 500 kg/m³)



(a) variação ao longo do tempo



(b) variação com a quantidade de CV

Figura 8.28 – Resistência média à tracção por compressão diametral (L = 600 kg/m³)

Os resultados médios da resistência à tracção por compressão diametral, $f_{ctm,sp}$, obtidos através do ensaio de três provetes por idade são apresentados no Quadro 8.25, assim como os respectivos coeficientes de variação.

Os resultados apresentados no Quadro 8.25 permitem avaliar o desenvolvimento de $f_{ctm,sp}$ ao longo do tempo e em função da quantidade de CV presente nas composições. Para auxiliar essa avaliação foram construídos os gráficos que se apresentam nas Figuras 8.26 a 8.28.

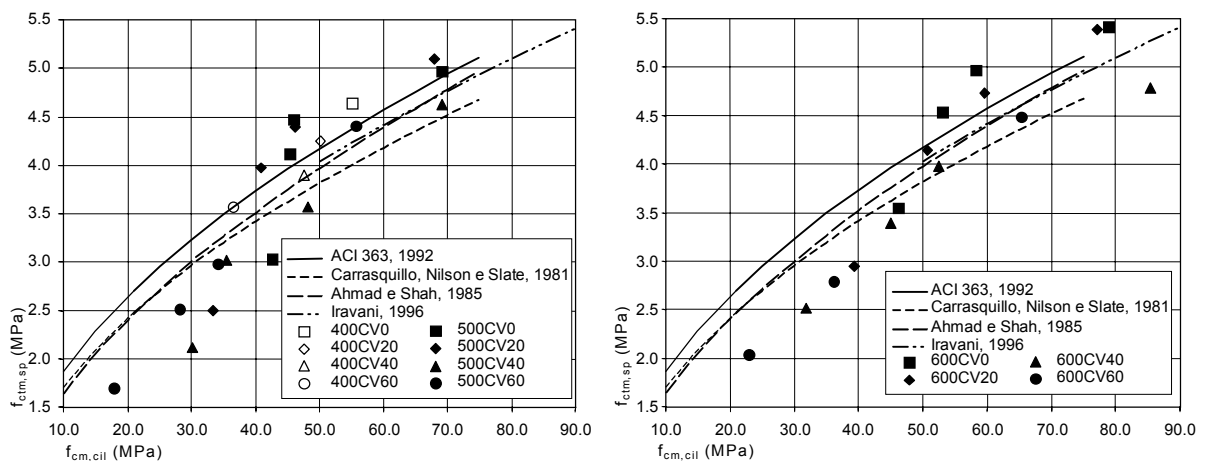
Através da análise das Figuras 8.26 a 8.28, é possível apontar as seguintes considerações:

- a resistência à tracção por compressão diametral é claramente afectada pela presença das CV na composição dos betões, que provoca uma diminuição de $f_{ctm,sp}$ tanto mais acentuada quanto maior for a sua quantidade. Contudo, este

efeito faz-se sentir com mais relevância nas idades mais jovens, diminuindo ao longo do tempo;

- nas composições com $L = 400 \text{ kg/m}^3$, a resistência à tracção por compressão diametral determinada aos 330 dias de idade, diminuiu segundo uma relação aproximadamente linear com o aumento de CV;
- em termos gerais, a partir dos 28 dias de idade, a diferença de $f_{ctm,sp}$ registada entre as composições com 500 kg/m^3 ou 600 kg/m^3 de ligante e com 20% de CV ou sem CV é da ordem dos 10% e pode ser considerada pouco significativa;
- nas composições com CV fabricadas com quantidades de ligante de 500 kg/m^3 e 600 kg/m^3 , a diminuição de $f_{ctm,sp}$ verificada até aos 56 dias de idade é aproximadamente linear e de cerca de 17% para cada 20% de aumento de CV. Para as idades mais avançadas (420 dias para $L = 500 \text{ kg/m}^3$ e 415 dias para $L = 600 \text{ kg/m}^3$) também se verifica a existência de uma relação linear, embora menos acentuada, de cerca de 7% para cada 20% de aumento de CV.

Em 4.3.1, foram já apresentadas as expressões, recomendadas por vários autores, que permitem estimar $f_{ctm,sp}$ a partir do conhecimento do valor da resistência à compressão média obtida em provetes cilíndricos, $f_{cm,cil}$. A generalidade das relações propostas consideram que $f_{ctm,sp}$ é proporcional a $\sqrt{f_{cm,cil}}$. Através da análise da Figura 8.29 é possível comparar os valores de $f_{ctm,sp}$ obtidos experimentalmente com os estimados por recurso às aludidas expressões.



(a) $L = 400 \text{ kg/m}^3$ e $L = 500 \text{ kg/m}^3$ (b) $L = 600 \text{ kg/m}^3$
 Figura 8.29 – Variação da resistência à tracção por compressão diametral com a resistência à compressão

Comparando os valores de $f_{ctm,sp}$ obtidos através da aplicação das expressões referidas com os obtidos experimentalmente verifica-se que, até $f_{ctm,sp}$ atingir cerca de 3.5 MPa, os valores estimados são genericamente superiores aos experimentais, invertendo-se esta tendência para valores superiores. Apesar da

existência das duas tendências indicadas, a que se apresenta mais pronunciada está associada aos menores valores de $f_{ctm,sp}$ determinados e correspondentes às menores resistências à compressão, verificadas nas menores idades (nomeadamente aos 7 dias) e para as composições constituídas com maiores quantidades de CV.

Recorrendo à totalidade dos resultados das composições ensaiadas, procurou-se determinar uma expressão que conduza a uma melhor aproximação aos valores determinados e característicos dos betões em estudo. Foram testados dois tipos de curvas de ajuste:

$$f_{ctm,sp} = a\sqrt{f_{cm,cil}} + b \text{ (MPa)} \tag{8.4}$$

$$f_{ctm,sp} = af_{cm,cil}^c + b \text{ (MPa)} \tag{8.5}$$

em que a, b e c são constantes que, no caso presente, foram determinadas recorrendo ao método dos mínimos quadráticos.

Os resultados destes novos ajustes estão representados na Figura 8.30.

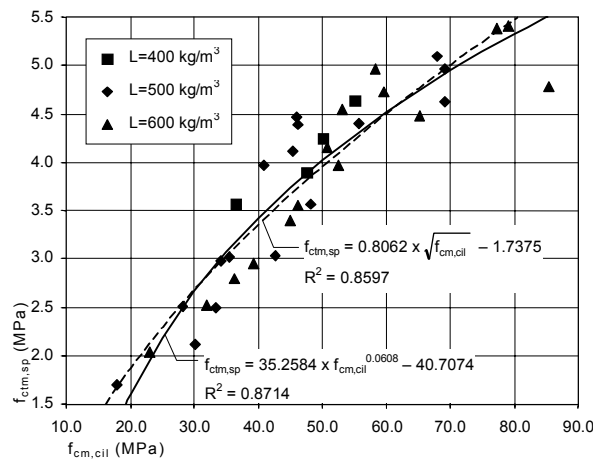


Figura 8.30 – Curvas de ajuste dos valores experimentais da resistência à tracção por compressão diametral em função da resistência à compressão

Como é óbvio, a melhor aproximação resulta da adopção da relação (8.5), com $a = 35.2584$, $b = -40.7074$ e $c = 0.0608$, até porque a outra (8.4) é um caso particular da primeira ($a = 0.8062$ e $b = -1.74$) quando $c = 0.5$. No entanto, avaliando os respectivos valores do coeficiente de correlação, verifica-se que as duas curvas de ajuste apresentam valores semelhantes ($R^2 = 85.97\%$ para a primeira e $R^2 = 87.14\%$ para a segunda). Por outro lado, e como confirmação, é possível verificar, através da observação da Figura 8.30 e para a generalidade dos resultados disponíveis, que ambas conduzem a resultados praticamente coincidentes, nomeadamente nas composições cujo $f_{cm,cil}$ se situa no intervalo compreendido entre cerca de 30 MPa e 70 MPa.

Neste sentido parece razoável adoptar a equação (8.4). No entanto, é consensualmente aceite que o incremento de resistência à tracção associado ao aumento de resistência à compressão é inferior ao agora determinado, como é facilmente comprovado através da comparação do factor de proporcionalidade entre $f_{ctm,sp}$ e $\sqrt{f_{cm,cil}}$ ($a = 0.8062$) com os adoptados pelos diferentes autores referidos em 4.3.1 (ACI 363, 1992: $a = 0.59$; Carrasquillo, Nilson e Slate, 1981: $a = 0.54$; e Iravani, 1996: $a = 0.57$): o valor determinado foi cerca de 40% superior aos propostos. Por outro lado, as expressões sugeridas prevêm um valor nulo para a ordenada na origem ($b = 0$), diferente do valor determinado ($b = -1.74$) e que pode ser considerado apreciável face aos resultados de $f_{ctm,sp}$ obtidos, que variaram entre 1.69 MPa e 5.41 MPa.

Os ensaios realizados também permitiram avaliar o efeito da quantidade de ligante na resistência à tracção por compressão diametral. Comparando os resultados obtidos nas idades máximas de ensaio nas composições com 400 kg/m^3 e 500 kg/m^3 de ligante, é possível verificar que o emprego da maior dosagem de ligante contribuiu para um acréscimo médio de $f_{ctm,sp}$ de 17.2%. Para o caso das quantidades de ligante de 500 kg/m^3 e 600 kg/m^3 , os resultados disponíveis permitiram efectuar uma análise mais aprofundada, uma vez que estas composições foram testadas em quatro idades distintas (Figura 8.31).

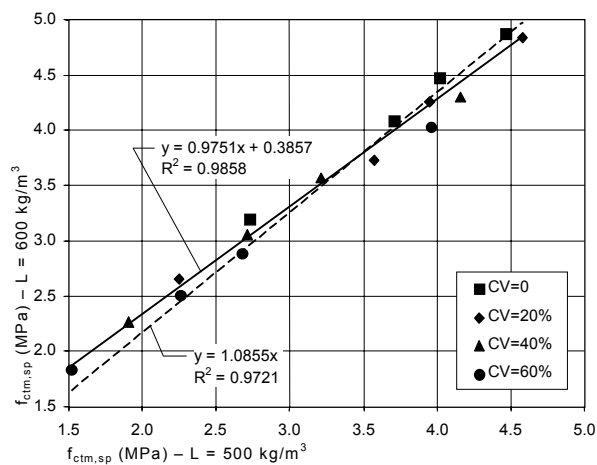


Figura 8.31 – Variação de $f_{ctm,sp}$ com a quantidade de ligante

Verifica-se que a relação entre os valores de $f_{ctm,sp}$ obtidos nas composições com 500 kg/m^3 e 600 kg/m^3 de ligante é linear e com elevado coeficiente de correlação.

A contribuição do aumento de 500 kg/m^3 para 600 kg/m^3 de ligante traduz-se num acréscimo de resistência à tracção por compressão diametral de apenas cerca de 8.6% (cerca de metade do aumento associado à passagem de $L = 400 \text{ kg/m}^3$ para $L = 500 \text{ kg/m}^3$). Neste contexto e para os betões estudados, a subida da quantidade de ligante de 400 kg/m^3 para 500 kg/m^3 beneficia claramente a resistência à tracção e é praticamente inconsequente o aumento para 600 kg/m^3 de

ligante. O aumento significativo do custo associado ao acréscimo da quantidade de ligante para 600 kg/m^3 realça a aparente inadequação deste processo como forma de elevar a resistência à tracção por compressão diametral dos betões produzidos.

Ainda de acordo com o referido em 4.3.1, a resistência à tracção directa pode ser estimada recorrendo aos valores obtidos em ensaios de tracção por compressão diametral. O CEB-FIP 90, 1990, considera que a resistência média à tracção directa, f_{ctm} , é de 90% da obtida por compressão diametral. Na Figura 8.32 está representada a variação de f_{ctm} em função de $f_{cm,cil}$, bem como, o desenvolvimento das relações analíticas que melhor aproximam os valores obtidos experimentalmente e a resultante da adopção da expressão proposta pelo ACI 363, 1992, pressupondo válida a relação proposta pelo CEB-FIP ($f_{ctm} = 0.90 \times f_{ctm,sp}$).

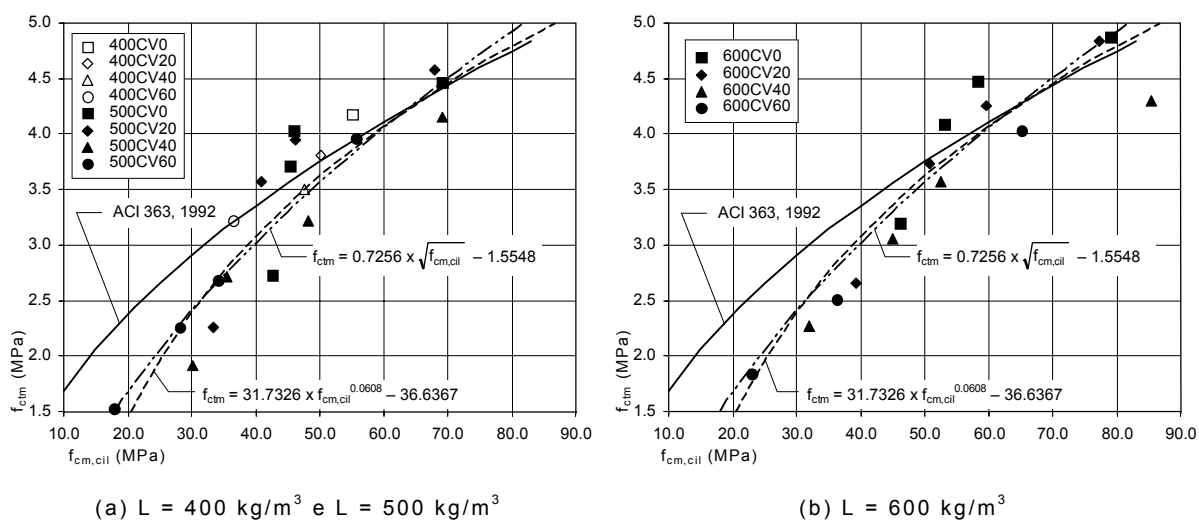


Figura 8.32 – Variação da resistência estimada à tracção directa com a resistência à compressão

8.4.3 AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO EM FLEXÃO

O comportamento em flexão das composições realizadas foi avaliado recorrendo ao ensaio sob três pontos de carga de provetes prismáticos de $100 \times 100 \times 850 \text{ mm}^3$ dotados de um entalhe a meio vão com cerca de 25 mm de profundidade e 5 mm de espessura e realizados sob controlo de deslocamentos de acordo com o descrito em 6.4.4.7. O comportamento em flexão foi avaliado através do registo da força aplicada, F , do deslocamento vertical a meio vão (flecha), δ , e dos deslocamentos longitudinais verificados entre dois pontos próximos da superfície de fractura (junto à face inferior do provete e a meia altura da superfície de fractura – ver Figura 6.20).

As composições com 400 kg/m^3 de ligante foram apenas caracterizadas para a idade de 155 dias, enquanto que para as restantes composições se consideraram

as idades de 7, 28, 56 e 165 ($L = 500 \text{ kg/m}^3$) ou 157 ($L = 600 \text{ kg/m}^3$) dias. Em cada idade e para cada composição foram ensaiados três provetes.

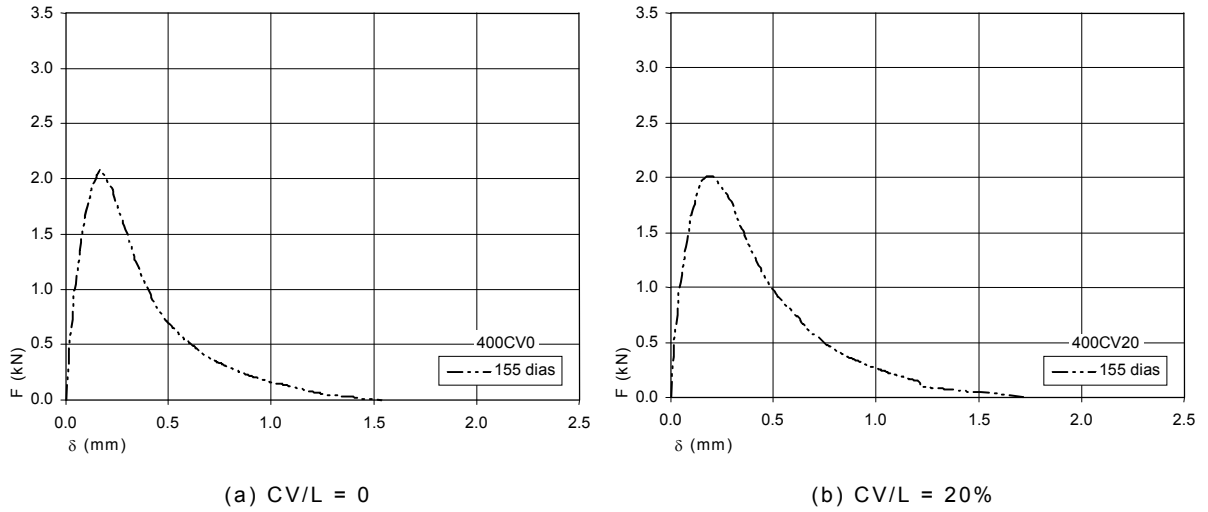


Figura 8.33 – Relações carga-flecha para as composições 400CV0 e 400CV20

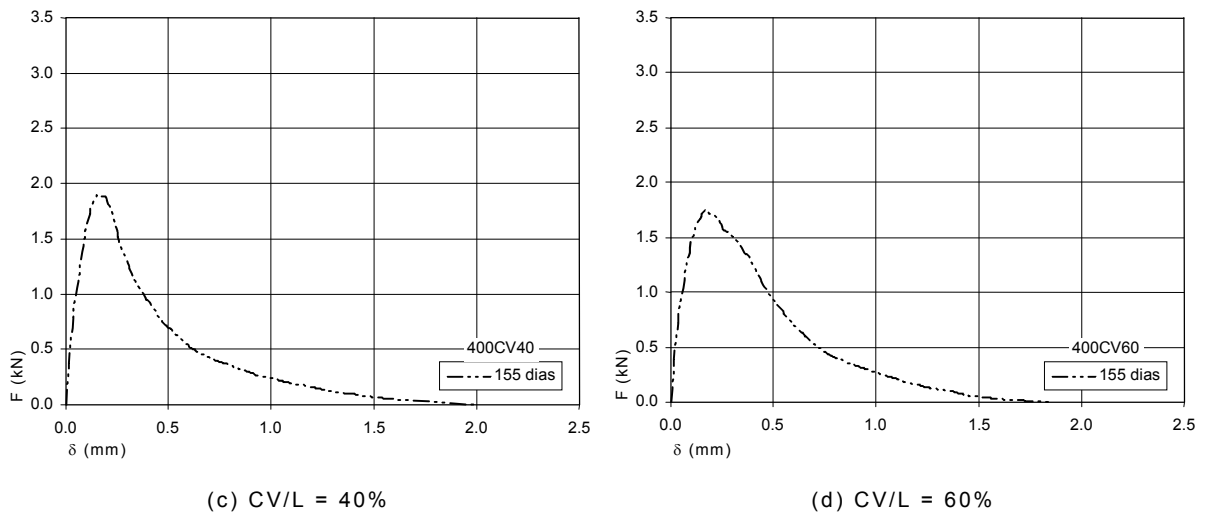


Figura 8.34 – Relações carga-flecha para as composições 400CV40 e 400CV60

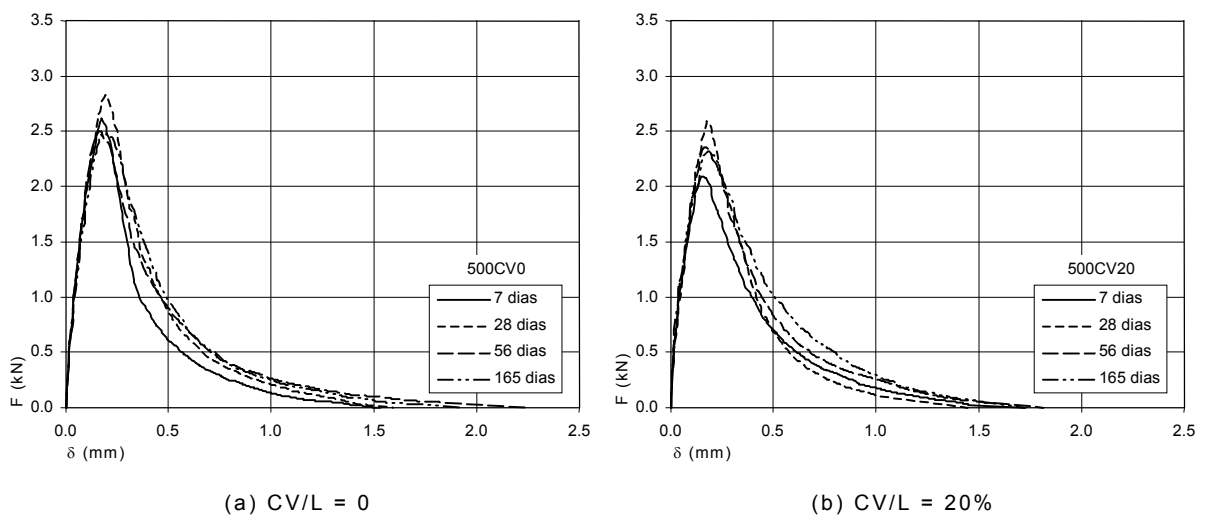
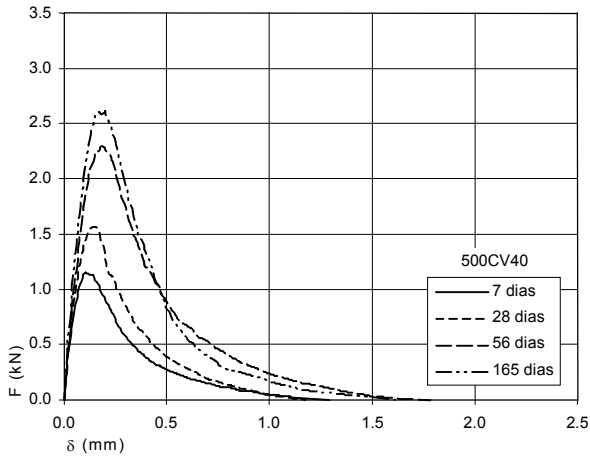
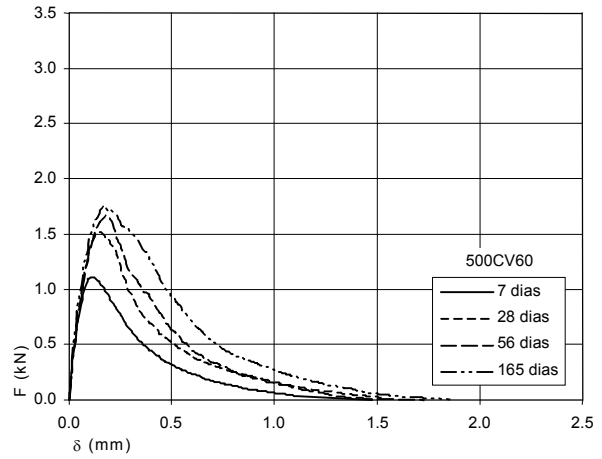


Figura 8.35 – Relações carga-flecha para as composições 500CV0 e 500CV20

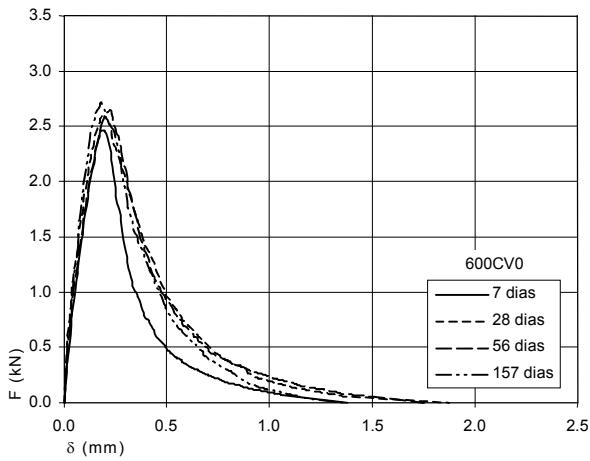


(c) CV/L = 40%

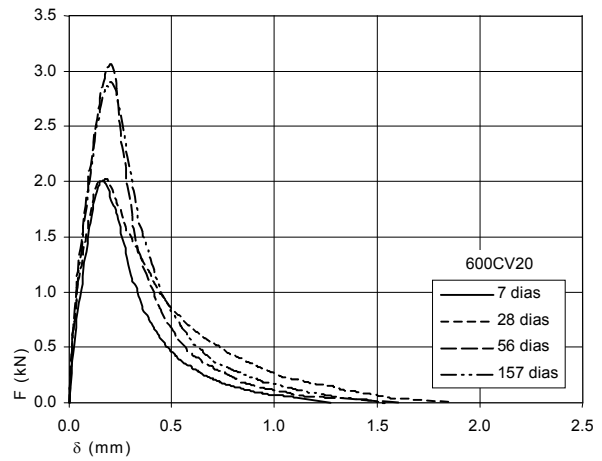


(d) CV/L = 60%

Figura 8.36 – Relações carga-flecha para as composições 500CV40 e 500CV60

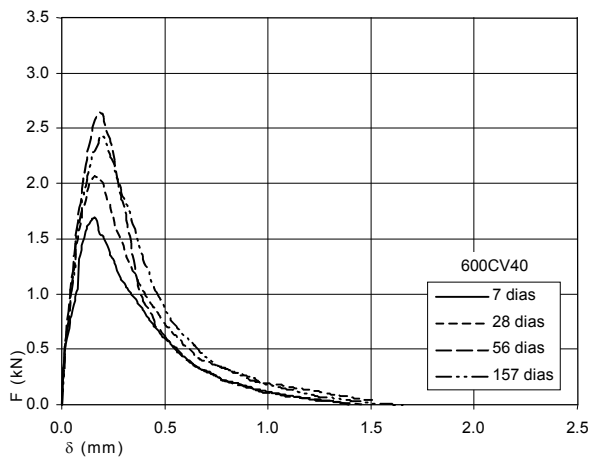


(a) CV/L = 0

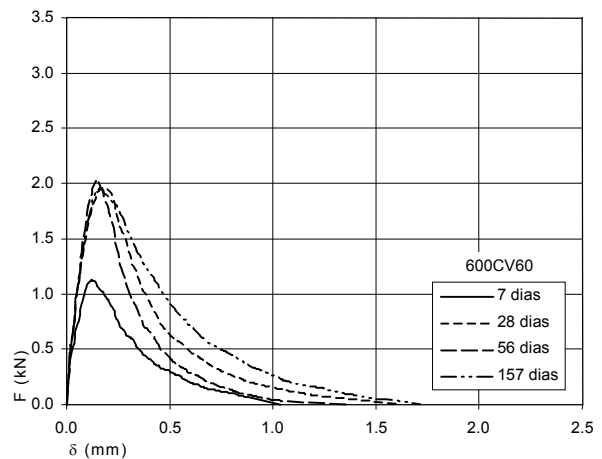


(b) CV/L = 20%

Figura 8.37 – Relações carga-flecha para as composições 600CV0 e 600CV20



(c) CV/L = 40%



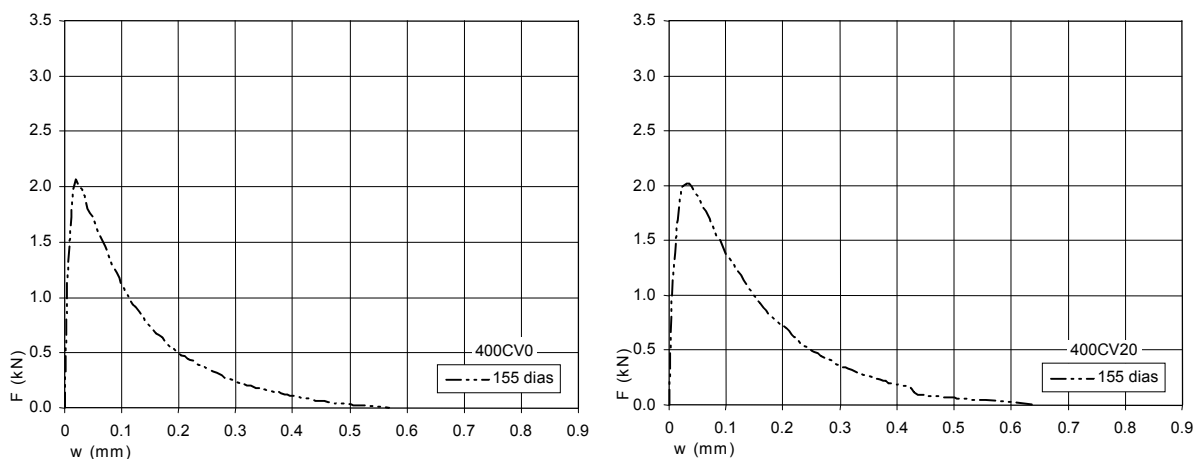
(d) CV/L = 60%

Figura 8.38 – Relações carga-flecha para as composições 600CV40 e 600CV60

Nas Figuras 8.33 a 8.38, apresentam-se as relações carga-flecha determinadas para as composições estudadas.

A análise destas curvas permite observar as seguintes tendências:

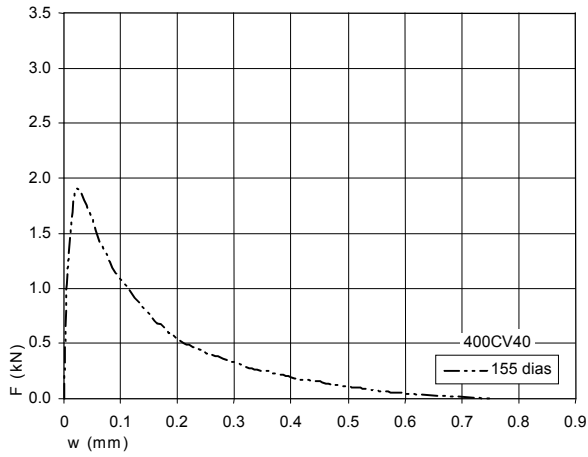
- nas composições sem inclusão de CV, a capacidade de absorção de energia, a força máxima e, conseqüentemente, a resistência à tracção por flexão, $f_{ctm,fl}$, variam pouco com a idade do betão, sendo estas variações praticamente marginais para idades superiores a 7 dias;
- em geral, nas composições com CV, a capacidade de absorção de energia e a $f_{ctm,fl}$ aumentam com a idade do betão, sendo este efeito tanto mais pronunciado quanto mais elevada for a quantidade de CV presente nas misturas;
- para dosagens até 40%, a $f_{ctm,fl}$ e a capacidade de absorção de energia dos betões com idades superiores a 56 dias são da mesma ordem de grandeza das obtidas nas composições sem CV aos 28 dias;
- nas composições com 60% de CV, mesmo para a idade máxima de ensaio, a $f_{ctm,fl}$ e a capacidade de absorção de energia são significativamente inferiores aos valores de referência (composições sem CV testadas aos 28 dias de idade);
- as composições com 400 kg/m^3 de ligante apresentam um comportamento marcadamente inferior ao das restantes ($L = 500 \text{ kg/m}^3$ e $L = 600 \text{ kg/m}^3$), que entre si variam relativamente pouco;
- o comportamento à flexão das composições 500CV40 aos 7 e aos 28 dias de idade, comparado com o verificado com as 500CV20 e 500CV60, ficou aquém do esperado e pode ser considerado semelhante ao da composição 500CV60 à mesma idade, o que evidencia a existência de anomalias nos provetes. Estes resultados confirmam o sucedido nos ensaios avaliadores da resistência à compressão em provetes cúbicos (ver 8.4.1.1), provenientes da mesma amassadura.



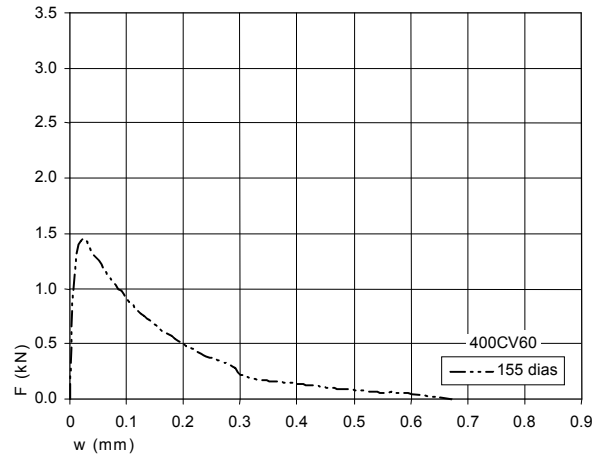
(a) CV/L = 0

(b) CV/L = 20%

Figura 8.39 – Relações carga-abertura de fenda para as composições 400CV0 e 400CV20

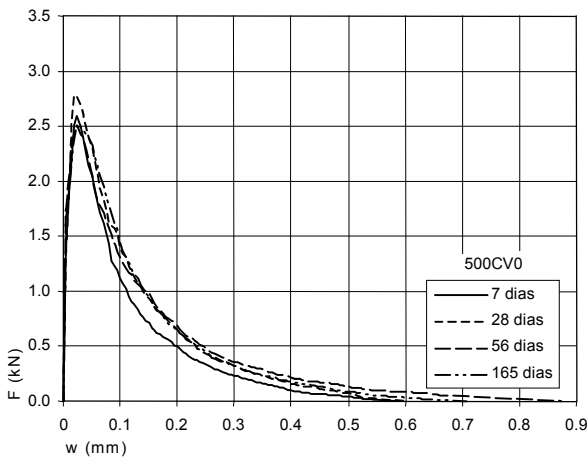


(c) CV/L = 40%

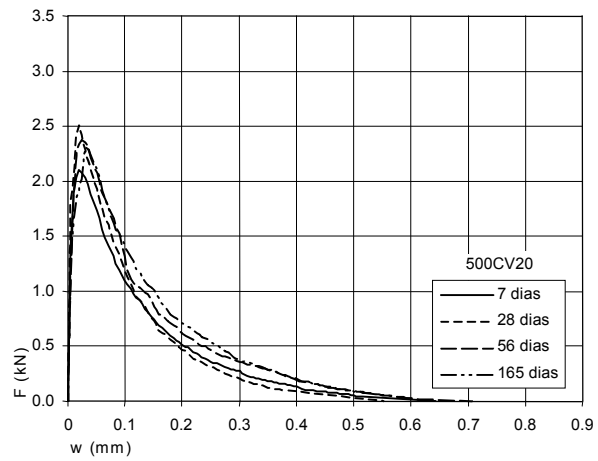


(d) CV/L = 60%

Figura 8.40 – Relações carga-abertura de fenda para as composições 400CV40 e 400CV60

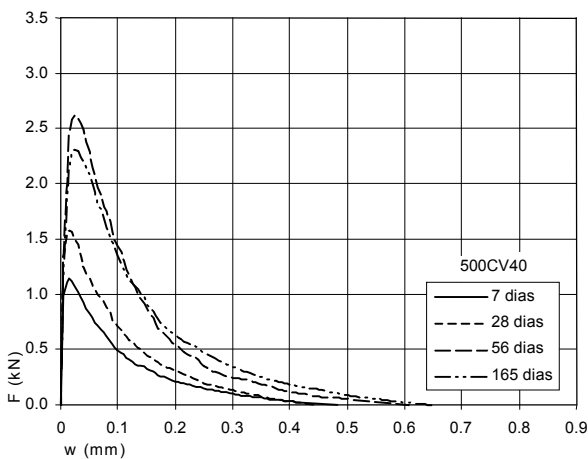


(a) CV/L = 0

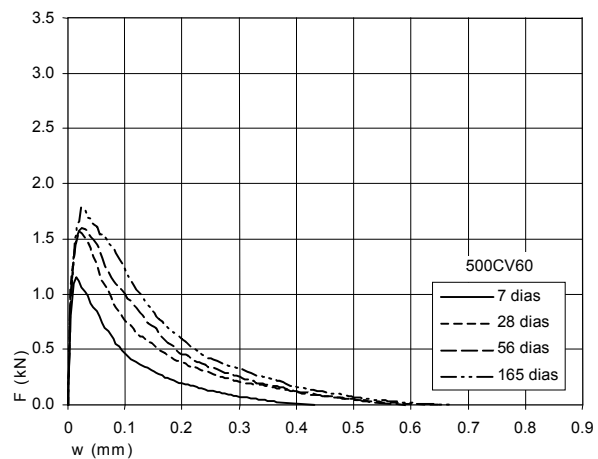


(b) CV/L = 20%

Figura 8.41 – Relações carga-abertura de fenda para as composições 500CV0 e 500CV20



(c) CV/L = 40%



(d) CV/L = 60%

Figura 8.42 – Relações carga-abertura de fenda para as composições 500CV40 e 500CV60

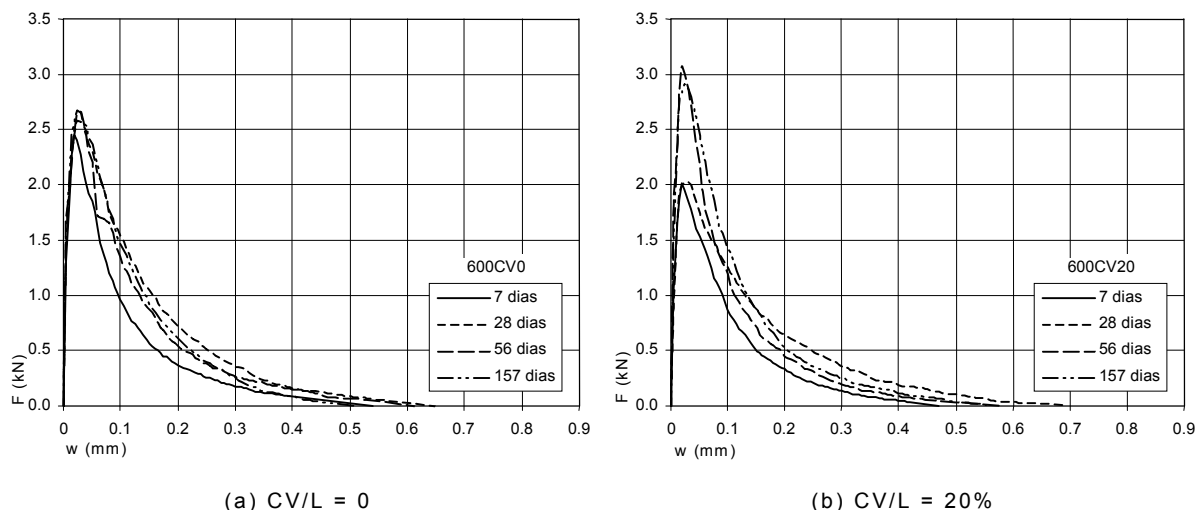


Figura 8.43 – Relações carga-abertura de fenda para as composições 600CV0 e 600CV20

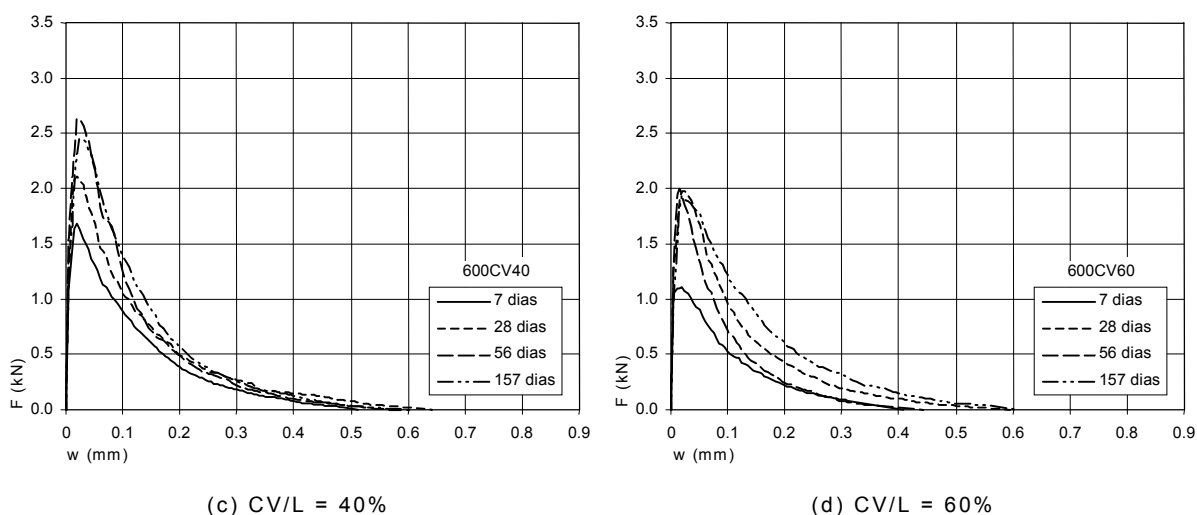


Figura 8.44 – Relações carga-abertura de fenda para as composições 600CV40 e 600CV60

Admitindo que as secções transversais do provete se mantêm planas no decurso do ensaio de flexão e uma vez que foram registados os deslocamentos longitudinais verificados junto à face inferior do provete e a meia altura da superfície de fractura, é possível avaliar o desenvolvimento dos deslocamentos longitudinais sofridos no topo do entalhe, w . As Figuras 8.39 a 8.44 ilustram as relações obtidas.

A análise das dessas Figuras permite obter tendências semelhantes às apresentadas aquando da análise das relações carga-flecha.

Conforme se observa em 4.3.2 os parâmetros registados nos ensaios de flexão permitem determinar: a resistência à tracção por flexão, $f_{ct,fl}$, de acordo com a expressão (4.36); a energia de fractura, G_F (equação (4.32)); e o módulo de elasticidade em flexão, $E_{c,fl}$ (equação (4.38)). No Quadro 8.26 apresentam-se os respectivos resultados médios e os coeficientes de variação associados.

Quadro 8.26 – Resultados dos ensaios de flexão

Betão	Idade (dias)	Resistência à tracção por flexão		Energia de fractura		Módulo de elasticidade em flexão	
		$f_{ctm,fl}$ (MPa)	c. variação (%)	G_{Fm} (N/m)	c. variação (%)	$E_{cm,fl}$ (GPa)	c. variação (%)
400CV0	155	4.80	7.27	158.14	5.80	29.85	1.82
400CV20	155	4.71	11.81	188.36	2.05	27.07	5.19
400CV40	155	4.53	13.16	173.17	6.35	26.73	0.99
400CV60	155	3.43	5.16	149.51	10.07	21.35	13.03
500CV0	7	5.71	3.09	159.10	4.39	29.22	8.83
	28	6.08	3.89	183.69	5.96	29.57	1.79
	56	6.00	11.70	193.18	4.09	30.49	5.03
	165	6.28	8.20	203.92	10.37	31.81	3.87
500CV20	7	4.64	7.57	155.52	1.12	26.50	0.73
	28	5.65	5.34	165.49	15.75	26.65	1.59
	56	5.24	5.61	185.39	7.26	31.45	1.55
	165	5.29	0.95	198.42	13.05	30.01	19.08
500CV40	7	2.66	3.47	89.16	7.21	20.27	0.71
	28	3.58	12.07	100.82	4.99	25.59	12.62
	56	5.12	5.16	180.35	4.14	29.43	10.96
	165	5.70	12.49	191.64	0.32	32.27	11.39
500CV60	7	2.58	2.42	80.13	3.02	18.97	6.02
	28	3.28	3.16	126.42	6.72	23.45	3.89
	56	3.81	6.57	135.93	8.60	24.09	6.47
	165	4.34	10.27	174.62	3.30	25.71	14.56
600CV0	7	5.44	10.01	143.97	9.59	28.49	0.58
	28	5.69	3.00	191.26	3.64	29.21	5.94
	56	6.01	3.31	196.20	1.83	30.33	15.40
	157	5.95	0.75	198.32	5.57	31.48	14.41
600CV20	7	4.64	2.68	126.92	16.55	28.26	12.82
	28	5.01	5.84	183.11	3.13	29.25	2.19
	56	6.03	3.97	182.87	2.61	30.35	3.33
	157	6.13	3.32	186.53	6.61	31.29	6.28
600CV40	7	3.77	11.93	121.37	2.94	22.05	7.36
	28	4.68	0.19	161.75	4.81	26.77	0.15
	56	5.81	4.79	160.05	2.94	28.97	5.05
	157	5.66	11.05	180.53	6.42	29.92	11.07
600CV60	7	2.61	0.84	75.59	1.34	17.76	17.25
	28	4.31	5.64	125.01	7.83	23.22	0.43
	56	5.01	1.99	126.49	1.03	25.38	9.79
	157	5.22	2.63	155.46	1.21	25.52	5.01

8.4.3.1 RESISTÊNCIA À TRACÇÃO POR FLEXÃO

Nas Figuras 8.45 a 8.47 apresenta-se, para as dosagens de ligante estudadas e de acordo com os valores do Quadro 8.26, a variação de $f_{ctm,fl}$ com a idade dos provetes e com a quantidade de CV sob a forma gráfica.

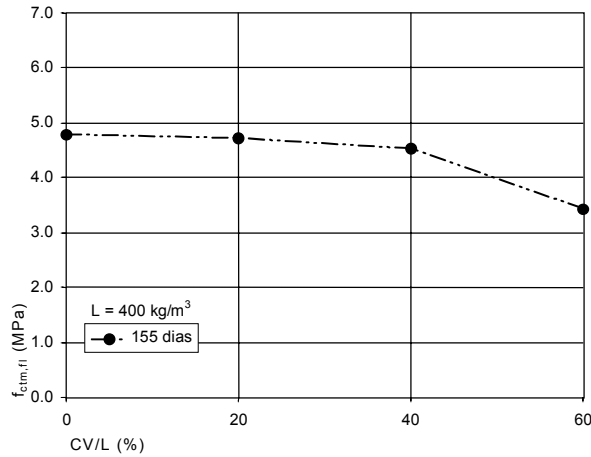
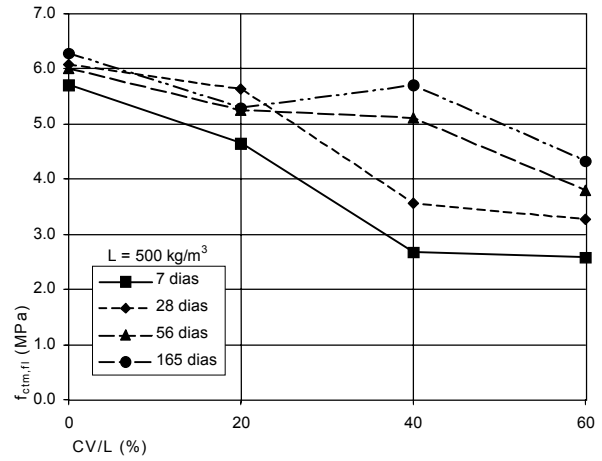
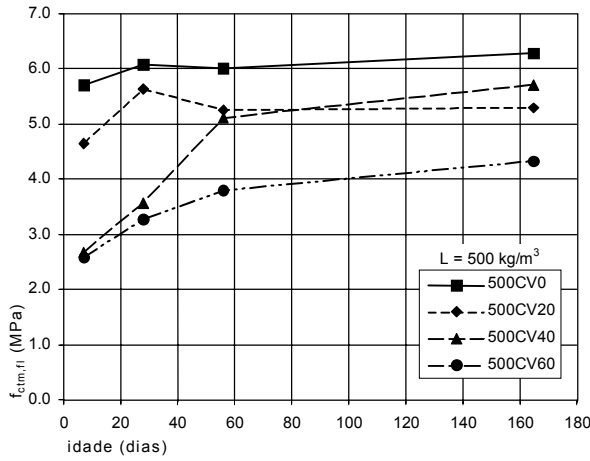


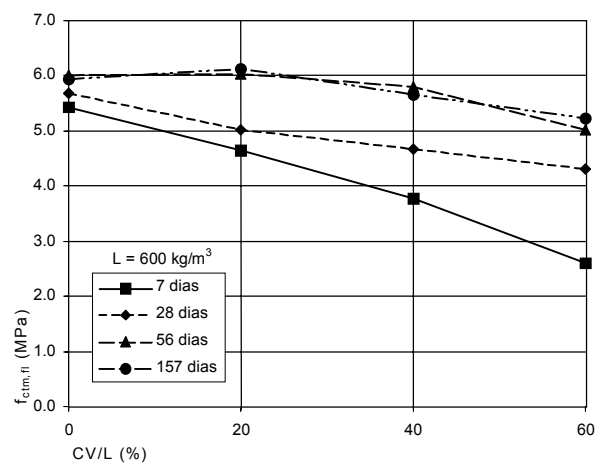
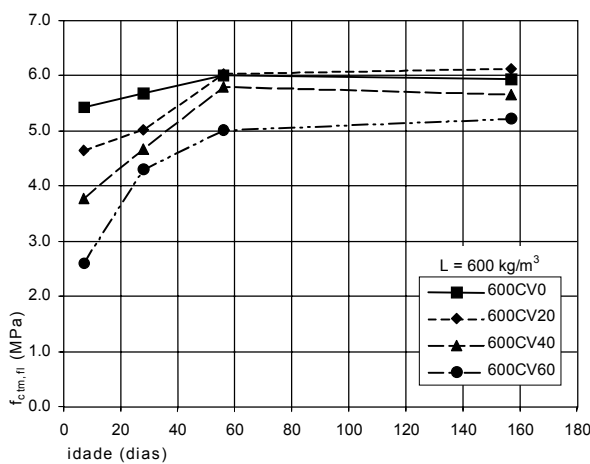
Figura 8.45 – Variação da resistência média à tracção por flexão com a quantidade de CV (L = 400 kg/m³)



(a) variação ao longo do tempo

(b) variação com a quantidade de CV

Figura 8.46 – Resistência média à tracção por flexão (L = 500 kg/m³)



(a) variação ao longo do tempo

(b) variação com a quantidade de CV

Figura 8.47 – Resistência média à tracção por flexão (L = 600 kg/m³)

A análise das Figuras 8.45 a 8.47 permite constatar que:

- nas composições estudadas e para idades superiores ou iguais a 56 dias, a resistência à tracção por flexão variou marginalmente;
- nas composições sem CV, a resistência à tracção por flexão aumentou ligeiramente dos 7 para os 28 dias e permaneceu aproximadamente constante após esta data;
- nas composições com 500 kg/m^3 de ligante, após atingida a idade de 28 dias, o valor de $f_{ctm,fl}$ apresentou variações pouco significativas (excepto nas composições com 40% de CV), enquanto que nas composições com 600 kg/m^3 de ligante, o mesmo efeito se fez sentir para a idade de 56 dias;
- a introdução de quantidades crescentes de CV provocou uma diminuição acentuada de $f_{ctm,fl}$ nas idades mais jovens, até aos 28 dias de idade, segundo uma relação aproximadamente linear;
- para idades superiores a 28 dias e para quantidades de substituição de C por CV até 40%, registaram-se valores de $f_{ctm,fl}$ da mesma ordem de grandeza. Este efeito foi ainda mais pronunciado nas composições com 600 kg/m^3 de ligante;
- as composições com 60% de CV apresentaram valores de $f_{ctm,fl}$ marcadamente inferiores aos das restantes composições;
- apesar do descrito no ponto anterior, nas composições com 60% de CV os valores de $f_{ctm,fl}$ aproximaram-se dos das restantes composições com o aumento da quantidade de ligante, designadamente quando $L = 600 \text{ kg/m}^3$;
- o aumento da quantidade de ligante parece beneficiar significativamente a resistência à tracção por flexão até $L = 500 \text{ kg/m}^3$. Apenas em composições com 60% de CV, parece ser vantajoso o recurso a quantidades superiores de ligante como forma de elevar o valor de $f_{ctm,fl}$.

Aquando da apresentação e análise dos resultados provenientes dos ensaios de compressão diametral (8.4.2), foi referido que a resistência à tracção por compressão diametral de betões é correntemente estimada a partir do valor da sua resistência à compressão, recorrendo às relações (8.4) e (8.5).

Através da implementação de critérios de análise semelhantes e considerando os resultados experimentais da resistência à tracção por flexão, foi possível obter como resultado o apresentado na Figura 8.48, onde é possível evidenciar a relação existente entre os valores médios da resistência à compressão determinada em provetes cilíndricos, $f_{cm,cil}$, e as correspondentes $f_{ctm,fl}$. Os resultados referentes à composição 500CV40 aos 7 e aos 28 dias de idade não foram considerados e não o serão nas análises subsequentes, dado que se confirmam as anomalias

anteriormente detectadas (resistência à compressão em amostras cúbicas), relativas a provetes provenientes da mesma amassadura.

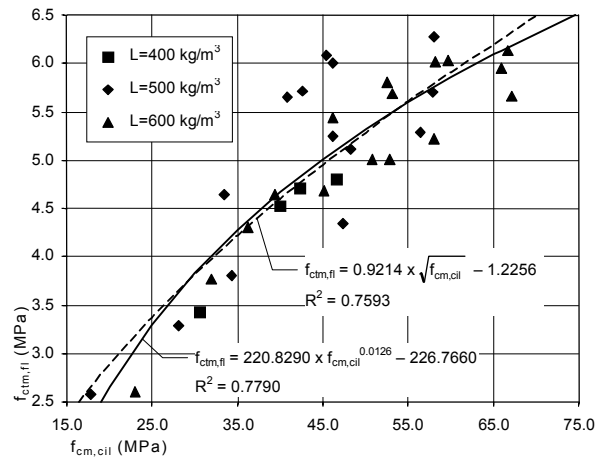


Figura 8.48 – Variação da resistência à tracção por flexão com a resistência à compressão em provetes cilíndricos

Os coeficientes de correlação, R^2 , associados às relações (8.4) e (8.5) atingiram valores que podem ser considerados bastante próximos (75.93% e 77.90%, respectivamente) e os resultados da implementação das expressões mencionadas são mesmo praticamente coincidentes quando $f_{cm,cil}$ está compreendido entre 30.0 MPa e 60.0 MPa.

A adopção das relações propostas sobrestima o valor de $f_{ctm,fl}$ nas composições menos resistentes, onde $f_{ctm,fl}$ é inferior a cerca de 4.5 MPa. Para níveis de resistência à tracção por flexão superiores, os resultados apresentam maior dispersão e não é possível generalizar uma tendência do tipo da referida para níveis de $f_{ctm,fl}$ inferiores.

Estes resultados estão em concordância com os determinados aquando da análise dos resultados da resistência à tracção por compressão diametral (ver Figura 8.30) sendo, contudo, de realçar a maior dispersão de valores verificada na resistência à tracção por flexão, cujos R^2 são inferiores.

A influência da quantidade de ligante na resistência à tracção por flexão também pode ser avaliada. Recorrendo à análise dos resultados registados nas composições com 400 kg/m³ (155 dias de idade) e 500 kg/m³ (165 dias de idade) de ligante, é possível constatar que o aumento da quantidade de ligante é responsável por um acréscimo médio de 23.8% na $f_{ctm,fl}$. A avaliação do efeito da passagem da quantidade de ligante de 500 kg/m³ para 600 kg/m³ pode ser efectuada com mais pormenor, uma vez que estão disponíveis resultados em quatro idades distintas (Figura 8.49).

Contrariamente ao verificado em relação aos ensaios de compressão diametral (ver Figura 8.31), a acentuada dispersão verificada nos valores de $f_{ctm,fl}$, impede que se

possa considerar uma única relação como suficientemente representativa da dependência em relação à quantidade de ligante ($L = 500 \text{ kg/m}^3$ ou $L = 600 \text{ kg/m}^3$). As rectas de ajuste testadas, que englobaram a totalidade dos resultados, apresentaram valores de R^2 reduzidos, nomeadamente aquela em que foi forçada a passagem na origem ($R^2 = 54.16\%$). A correlação apenas atinge valores mais elevados no caso de apenas se considerarem os pontos que envolvem as composições com 60% de CV. No entanto, como tendência geral, a Figura 8.49 permite identificar, na maioria dos casos, uma ligeira subida da $f_{ctm,fl}$ associada ao aumento da quantidade de ligante de 500 kg/m^3 para 600 kg/m^3 .

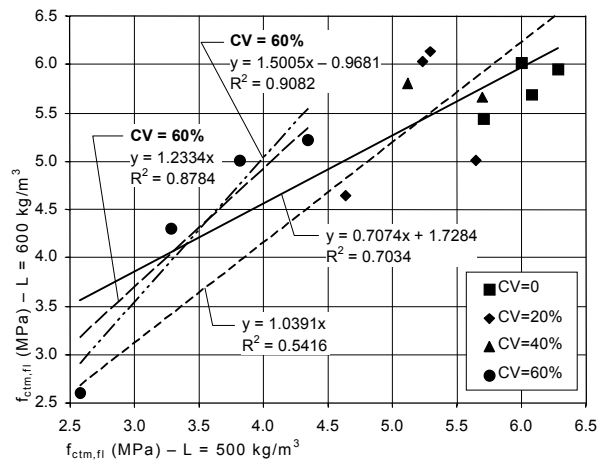


Figura 8.49 – Variação de $f_{ctm,fl}$ com a quantidade de ligante

Recorrendo aos resultados experimentais disponíveis e comparando o acréscimo de $f_{ctm,fl}$ correspondente à passagem de $L = 400 \text{ kg/m}^3$ para $L = 500 \text{ kg/m}^3$ com o verificado aquando da subida da quantidade de ligante de 500 kg/m^3 para 600 kg/m^3 não parece ser compensador aumentar a quantidade do ligante até ao valor máximo estudado. O acréscimo de custo devido ao aumento da quantidade de ligante para 600 kg/m^3 não se repercutirá num acréscimo significativo de $f_{ctm,fl}$ para as composições com quantidades de CV até 40%, apenas parecendo ser pertinente a sua utilização em composições com 60% de CV.

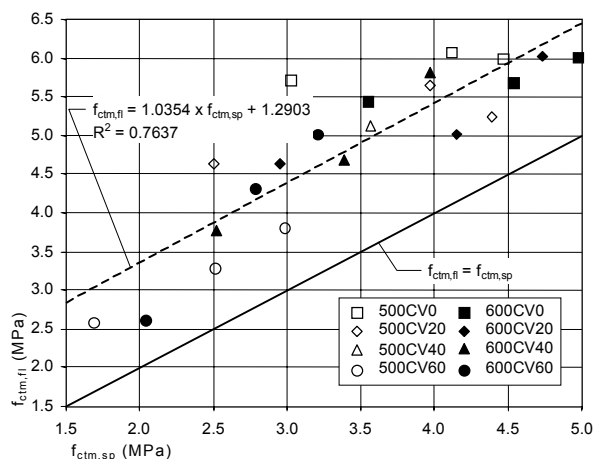


Figura 8.50 – Relação entre $f_{ctm,sp}$ e $f_{ctm,fl}$

Nesta campanha experimental, a resistência à tracção dos betões produzidos foi avaliada indirectamente por intermédio de ensaios de compressão diametral e de flexão. Por forma a permitir a sua comparação, apresenta-se na Figura 8.50 a relação verificada entre os resultados de $f_{ctm,sp}$ e $f_{ctm,fl}$ registados em idades semelhantes.

Conforme se pode constatar através da observação da Figura 8.50, os valores determinados da $f_{ctm,fl}$ superam os da $f_{ctm,sp}$. Utilizando o método dos mínimos quadráticos para ajustar uma relação linear aos pontos existentes verifica-se que o respectivo R^2 atinge o valor 76.37%, enquanto que uma relação do tipo $f_{ctm,fl} = a\sqrt{f_{ctm,sp}} + b$ conduz a uma aproximação apenas ligeiramente melhor, podendo ser considerada como semelhante ($R^2 = 79.13\%$).

A discrepância verificada entre os valores de $f_{ctm,sp}$ e $f_{ctm,fl}$ foi já identificada por outros autores (Coutinho e Gonçalves, 1994; Neville, 1995 e Aïtcin, 1998). Observando a superfície de fractura dos provetes sujeitos ao ensaio de flexão e ao ensaio de compressão diametral é possível identificar que a rotura não foi provocada pelo desenvolvimento do mesmo mecanismo. Na generalidade dos provetes sujeitos a ensaios de flexão a superfície de fractura desenvolveu-se ao longo da interface agregado-pasta, enquanto que nos ensaios de compressão diametral a resistência dos agregados de maior dimensão foi, nalguns casos, mobilizada. Por esta razão, parece ser possível que as duas grandezas não estejam relacionadas.

De modo semelhante ao apresentado para a resistência à tracção por compressão diametral e de acordo com o descrito em 4.3.2, a resistência à tracção directa, f_{ctm} , pode ser estimada recorrendo aos resultados da resistência à tracção por flexão, $f_{ctm,fl}$, através da relação preconizada pelo CEB-FIP, 1999 (equação (4.37)). Nesta equação intervém um parâmetro, α_{fl} , que depende da ductilidade do betão e que decresce à medida que o betão se torna mais frágil.

Considerando α_{fl} constante e igual a 1.5, conforme indicado no código modelo 90 (CEB-FIP, 1990), os valores estimados da f_{ctm} (iguais a 60% dos respectivos $f_{ctm,fl}$ e apresentados no Quadro 8.27) são, em geral, ligeiramente superiores aos resultantes do considerar dos resultados provenientes do ensaio de compressão diametral. A Figura 8.51 (a) permite realçar este aspecto. Contudo, a diferença entre os valores de f_{ctm} estimados a partir de ambos os ensaios pode ser minimizada determinando, por intermédio do método dos mínimos quadráticos, o valor de α_{fl} que melhor se correlaciona com as duas grandezas (Figura 8.51 (b)). O valor de α_{fl} assim determinado é de 1.7777 ($R^2 = 76.27\%$) e implica que f_{ctm} seja igual a 64% de $f_{ctm,fl}$.

Quadro 8.27 – Resistência à tracção directa estimada a partir da resistência à tracção por flexão de acordo com a expressão (4.37) do código modelo 90 (CEB-FIP, 1990)

Betão	Idade (dias)	Resistência à tracção por flexão $f_{ctm,fl}$ (MPa)	Resistência à tracção – f_{ctm} (MPa)	
			$\alpha_{fl} = 1.5$	$\alpha_{fl} = 1.7777$
400CV0	155	4.80	2.88	3.07
400CV20	155	4.71	2.83	3.01
400CV40	155	4.53	2.72	2.90
400CV60	155	3.43	2.06	2.20
500CV0	7	5.71	3.43	3.65
	28	6.08	3.65	3.89
	56	6.00	3.60	3.84
	165	6.28	3.77	4.02
500CV20	7	4.64	2.78	2.97
	28	5.65	3.39	3.62
	56	5.24	3.14	3.35
	165	5.29	3.17	3.39
500CV40	56	5.12	3.07	3.28
	165	5.70	3.42	3.65
500CV60	7	2.58	1.55	1.65
	28	3.28	1.97	2.10
	56	3.81	2.29	2.44
	165	4.34	2.60	2.78
600CV0	7	5.44	3.26	3.48
	28	5.69	3.41	3.64
	56	6.01	3.61	3.85
	157	5.95	3.57	3.81
600CV20	7	4.64	2.78	2.97
	28	5.01	3.01	3.21
	56	6.03	3.62	3.86
	157	6.13	3.68	3.92
600CV40	7	3.77	2.26	2.41
	28	4.68	2.81	3.00
	56	5.81	3.49	3.72
	157	5.66	3.40	3.62
600CV60	7	2.61	1.57	1.67
	28	4.31	2.59	2.76
	56	5.01	3.01	3.21
	157	5.22	3.13	3.34

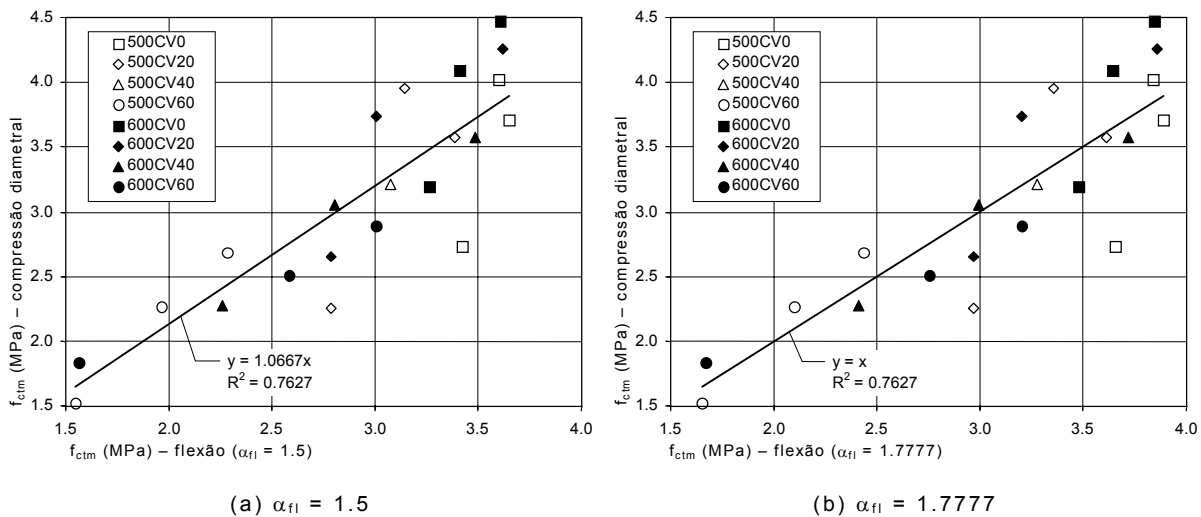


Figura 8.51 – Resistência média à tracção directa estimada por intermédio dos resultados dos ensaios de compressão diametral e dos ensaios de flexão

8.4.3.2 ENERGIA DE FRACTURA

Os ensaios de flexão também permitiram a determinação da energia de fractura, G_F , dos provetes testados. Concretizando as indicações referidas em 4.3.2, a energia de fractura foi quantificada para a totalidade dos provetes por intermédio da expressão (4.32). Assim, face aos resultados disponíveis, foi possível estudar a dependência de G_F com a quantidade de ligante, com o tempo e com a dosagem de CV. Nas Figuras 8.52 a 8.54 apresenta-se o resultado do estudo. Cada uma das curvas representa o valor médio, G_{Fm} , de três provetes distintos (ver Quadro 8.26).

Da análise destas curvas podem-se retirar as seguintes conclusões:

- a ordem de grandeza dos valores registados foi semelhante à dos obtidos por outros autores (Hillerborg, 1983, 1984, Giaccio, Rocco e Zerbino, 1993, Barros, 1995, Darwin *et al*, 2001), revelando a adequabilidade da configuração do provete utilizado e dos procedimentos de ensaio adoptados;
- a energia de fractura aumentou com a idade dos betões estudados;
- nas composições com quantidades de substituição de C por CV inferiores a 60% e para idades superiores a 56 dias, a energia de fractura aumentou muito ligeiramente com a idade;
- em todas as composições com 500 kg/m^3 de ligante, verificou-se que a G_{Fm} aumentou significativamente até aos 56 dias, enquanto que nas composições com $L = 600 \text{ kg/m}^3$ o acréscimo da G_{Fm} foi reduzido para idades superiores a 28 dias. Esta constatação indica que aumentando a quantidade de C, diminui o período de tempo necessário para alcançar a máxima G_F do material. O comportamento da composição 500CV60, dotada da menor quantidade de C ($C = 200 \text{ kg/m}^3$), demonstra isso mesmo, dado que a G_{Fm} aumenta até à idade máxima;
- em termos gerais, verifica-se um decréscimo de G_{Fm} com o aumento da quantidade de CV. Contudo, este decréscimo é mais reduzido para composições com idade superior a 56 dias e com dosagem de CV até 40%;
- as composições com 60% de CV apresentam valores de G_{Fm} substancialmente inferiores aos verificados nas restantes composições. No entanto, esta tendência atenua-se com o tempo;
- o aumento da quantidade de ligante de 400 kg/m^3 para 500 kg/m^3 parece beneficiar significativamente a energia de fractura de todas as composições. Contrariamente, a passagem para 600 kg/m^3 de ligante parece ser inconsequente relativamente à subida de G_{Fm} , provocando mesmo, em geral, a sua diminuição.

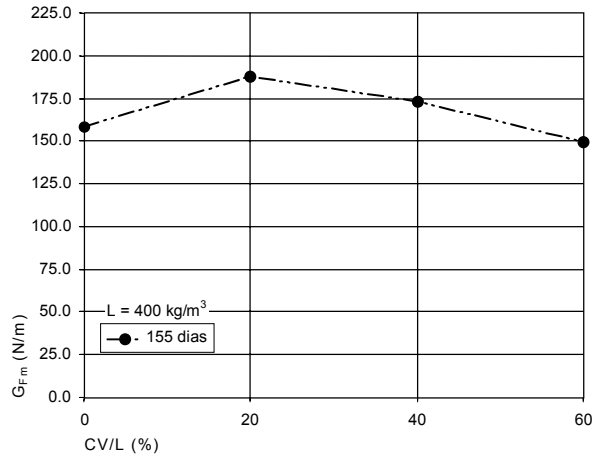
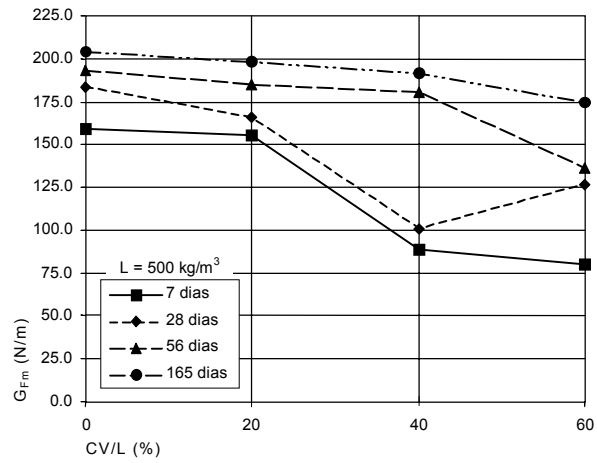
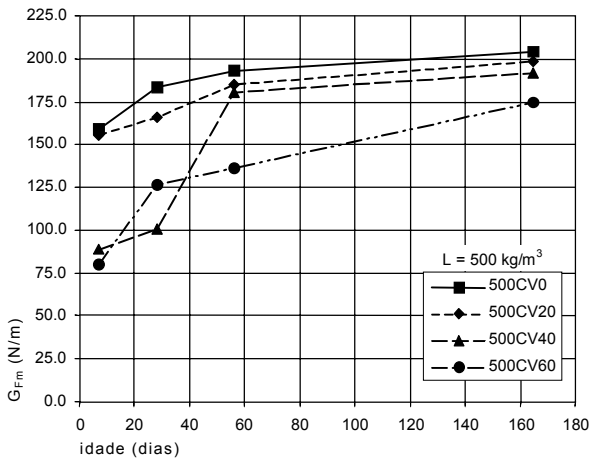


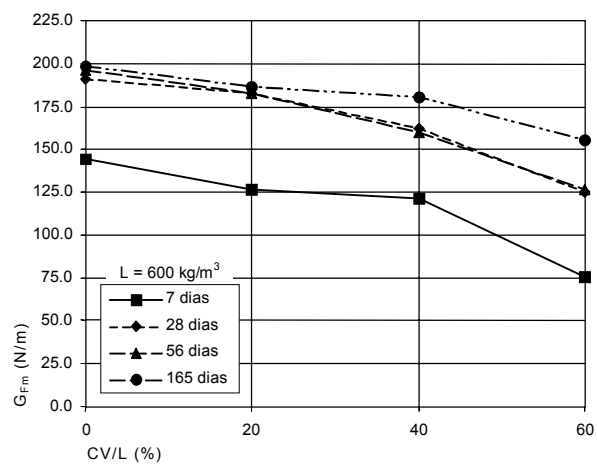
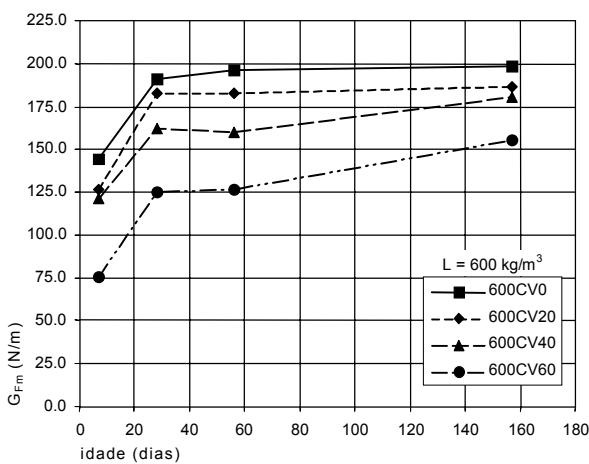
Figura 8.52 – Variação da energia de fractura média com a quantidade de CV ($L = 400 \text{ kg/m}^3$)



(a) variação ao longo do tempo

(b) variação com a quantidade de CV

Figura 8.53 – Energia de fractura média ($L = 500 \text{ kg/m}^3$)



(a) variação ao longo do tempo

(b) variação com a quantidade de CV

Figura 8.54 – Energia de fractura média ($L = 600 \text{ kg/m}^3$)

A dependência verificada de G_{Fm} com o tempo parece estar de acordo com as indicações do código modelo 90 (CEB-FIP, 1990), que foram recentemente validadas (CEB-FIP, 1999).

Para as composições estudadas, a G_{Fm} tende a sofrer um acréscimo do seu valor com o tempo, sendo este acréscimo tanto maior quanto maior for a idade do betão. Assim, parece lícito generalizar que a G_{Fm} varia com o tempo de modo semelhante ao da resistência à compressão, o que indicia a possibilidade de haver uma relação entre ambas as propriedades do material (pelo menos para a gama de resistência à compressão envolvida).

Para este efeito, o CEB-FIP recomenda a adopção da expressão (4.34) que permite estimar o valor de G_{Fm} em função da resistência à compressão verificada em provetes cilíndricos.

Recorrendo aos valores de $f_{cm,cil}$ e de G_{Fm} , determinados para a mesma idade, foi possível construir o gráfico, que se apresenta na Figura 8.55 (a) e onde se incluem as relações propostas pelo código modelo 90 (MC 90) para as várias dimensões máximas do agregado indicadas (8 mm, 16 mm e 32 mm) e as resultantes do ajuste, pelo método dos mínimos quadráticos, de equações do tipo $G_{Fm} = a f_{cm,cil}^b$ e $G_{Fm} = a f_{cm,cil}^{0.7}$. Na Figura 8.55 (b) reproduz-se a dependência verificada entre G_{Fm} e $f_{ctm,fl}$.

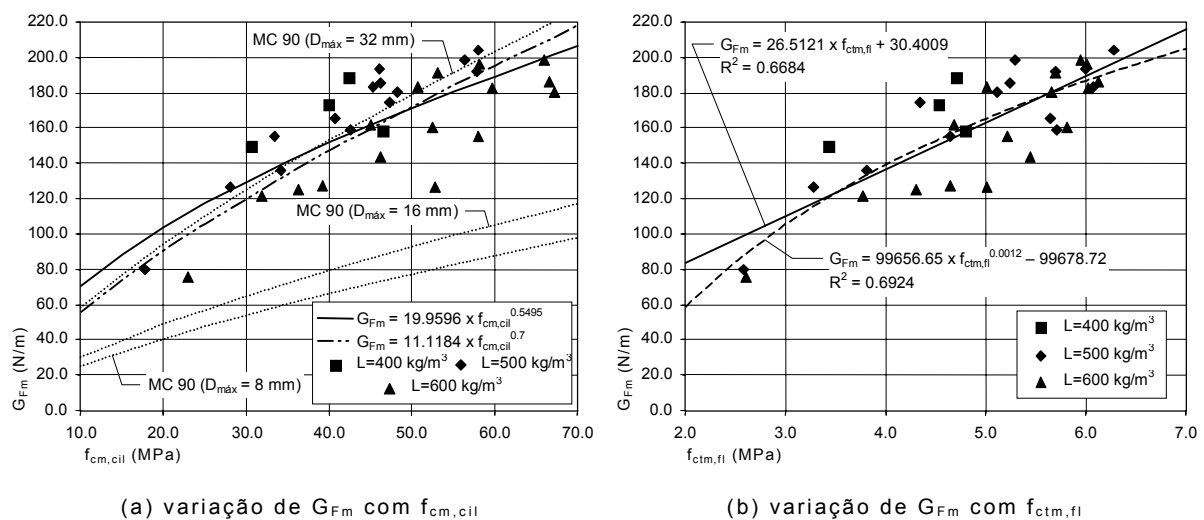


Figura 8.55 – Variação da energia de fractura com a resistência à compressão em provetes cilíndricos e com a resistência à tracção por flexão

Conforme se pode constatar, a implementação da relação proposta pelo código modelo 90 (CEB-FIP, 1990), que tem em conta a máxima dimensão do agregado empregue nas composições através do parâmetro G_{F0} , (ver equação (4.34)) é substancialmente conservadora. A determinação (por interpolação linear) do valor de G_{F0} correspondente aos agregados utilizados ($D_{máx} = 9.53$ mm) e a sua inclusão na expressão (4.34) permite substituí-la pela que a seguir se apresenta:

$$G_{Fm} = 5.1790 f_{cm,cil}^{0.7} \quad (8.6)$$

Os valores de G_{Fm} assim determinados são cerca de metade dos estimados recorrendo à relação do mesmo tipo resultante do ajuste pelo método dos mínimos quadráticos. Esta curva de ajuste ($G_{Fm} = 11.1184f_{cm,cil}^{0.7}$) conduz à obtenção de valores de G_{Fm} semelhantes aos correspondentes à utilização de uma relação do tipo $G_{Fm} = a f_{cm,cil}^b$, ($R^2 = 59.23\%$ para a primeira e $R^2 = 63.13\%$ para esta última).

A discrepância de valores detectada pode ser explicada devido ao não cumprimento da recomendação da RILEM TC 50-FMC, 1985, que estipula que a profundidade do entalhe, “a”, deve ser igual a metade da altura do provete, d. A profundidade do entalhe utilizada em todos os provetes ensaiados neste trabalho ($a \approx 25$ mm) foi de cerca de metade da recomendado pela RILEM. Com esta alteração, pretendeu-se garantir a estabilidade do ensaio, nomeadamente durante a fase de amolecimento, depois de atingida a força máxima. Contudo, apesar da comprovada dependência da G_F face ao valor de a/d , justificada pelo facto de quanto menor for a/d , maior é a energia dissipada em compressão fora da zona de fractura predefinida (Barros, 1995), a deficiente qualidade da estimativa de G_{Fm} por intermédio da equação (8.6) não deve ser imputada ao não cumprimento do previsto na recomendação da RILEM em relação à profundidade do entalhe, uma vez que tendências semelhantes são relatadas por outros autores (Giaccio, Rocco e Zerbino, 1993) que utilizaram provetes elaborados de acordo com o proposto na referida recomendação.

É de salientar que a expressão proposta no referido código modelo não inclui o contributo de diversos factores que intervêm na energia de fractura de um material.

Os valores de G_F obtidos com recurso à expressão (4.34) correspondem unicamente à área sob a curva carga-flecha, pelo que não têm em conta a participação do peso próprio do provete. Assim, os valores de G_{Fm} previstos pela expressão proposta pelo CEB-FIP deverão ser inferiores aos apresentados para as composições elaboradas. Contudo, a elevada diferença verificada relativamente aos valores experimentais (cerca de 100%) não deve ser justificada exclusivamente pela não consideração do peso próprio dos provetes. O mais provável é que a diferença observada seja resultado do acumular de vários efeitos, associada ao carácter conservativo da expressão (4.34), que permite estimar a G_{Fm} dos betões com uma margem de segurança alargada, que pode ser benéfica na sua utilização em projecto. Além de limitar o seu emprego a betões que apresentem uma resistência à compressão, $f_{cm,cil}$, inferior a 80 MPa, o próprio CEB-FIP assume que a adopção da expressão (4.34) pode conduzir a aproximações grosseiras, admitindo uma dispersão de 30% em torno dos valores assim determinados.

Apesar da tendência verificada para o aumento da G_{Fm} com a resistência à compressão dos betões, a correlação detectada é reduzida ($R^2 = 63.13\%$) e reflecte

a elevada dispersão geralmente associada ao ensaio de flexão. No entanto, a correlação de G_{Fm} com outra qualquer propriedade pode ser ligeiramente melhorada caso se considere a sua dependência com a $f_{ctm,fl}$ e não com a $f_{cm,cil}$ (ver Figura 8.55 (b)). Utilizando uma relação linear, o respectivo R^2 aumenta para 66.84%, não se notando grandes diferenças caso se realize o ajuste através de uma relação do tipo $G_{Fm} = a f_{ctm,fl}^b$ ($R^2 = 67.50\%$), ou mesmo $G_{Fm} = a f_{ctm,fl}^b + c$ ($R^2 = 69.24\%$).

A quantidade de ligante é outra das quantidades que afecta a energia de fractura das composições. Aos cerca de 160 dias de idade, o acréscimo de 400 kg/m^3 para 500 kg/m^3 de ligante repercute-se num aumento médio de G_{Fm} de 15.4%, tendendo a estabilizar para quantidades de ligante superiores. Conforme se pode constatar, por intermédio da observação da Figura 8.56, o acréscimo de ligante de 500 kg/m^3 para 600 kg/m^3 provoca mesmo uma ligeira diminuição de G_{Fm} (cerca de 4%). O R^2 obtido foi de 88.61% e, considerando a recta de ajuste com um valor da ordenada na origem não nulo ($y = 1.0016x - 7.5152$), mantém-se praticamente inalterado ($R^2 = 88.79\%$). Assim, a dosagem de 500 kg/m^3 de ligante aparenta ser a que dá origem a maiores valores da energia de fractura, o que indicia maior ductilidade.

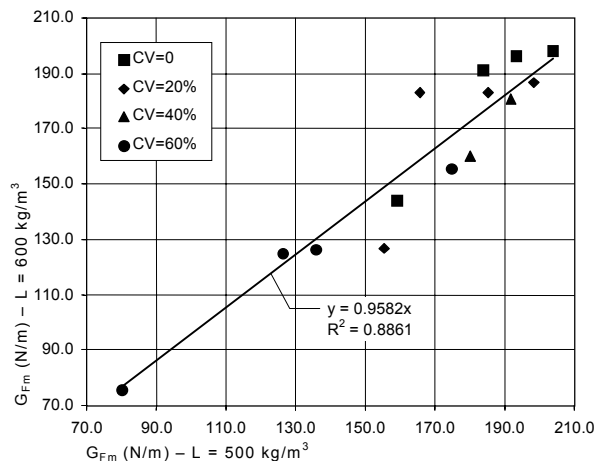


Figura 8.56 – Variação de G_{Fm} com a quantidade de ligante

Conforme referido em 4.3.2, o aumento da energia de fractura com a resistência à compressão pode induzir num erro de avaliação, uma vez que é bastante frequente recorrer-se apenas à G_F para caracterizar a tenacidade do material (Shah, Swartz e Ouyang, 1995). Como é sabido, em geral, a subida da resistência à compressão é acompanhada por um decréscimo da ductilidade dos betões, não sendo a G_F , por si só capaz de reflectir esse comportamento. Uma das formas de avaliar a tenacidade das composições consiste no recurso à análise da energia de fractura normalizada média, \bar{G}_{Fm} , determinada através de G_{Fm}/f_{cm} . Nas Figuras 8.57 a 8.59 apresentam-se os resultados de \bar{G}_{Fm} para as várias composições efectuadas, em função da idade de ensaio e da quantidade de CV.

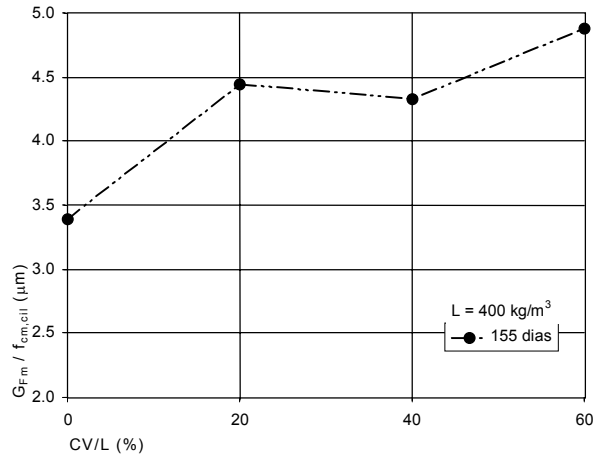
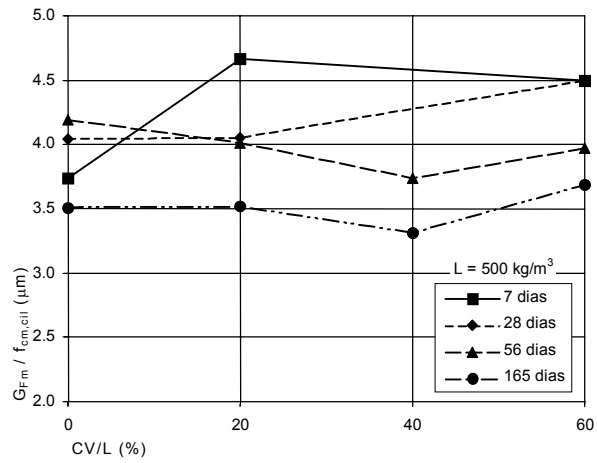
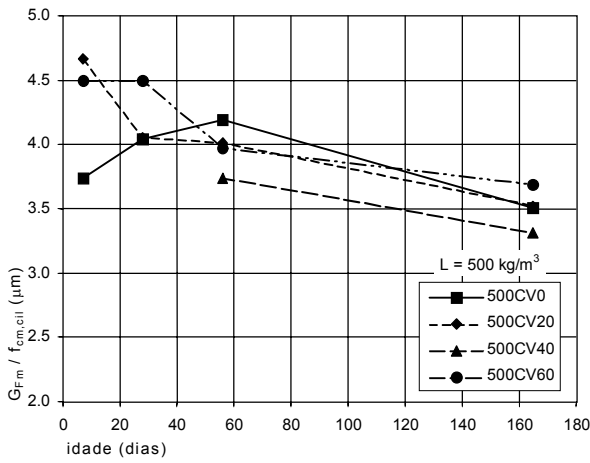


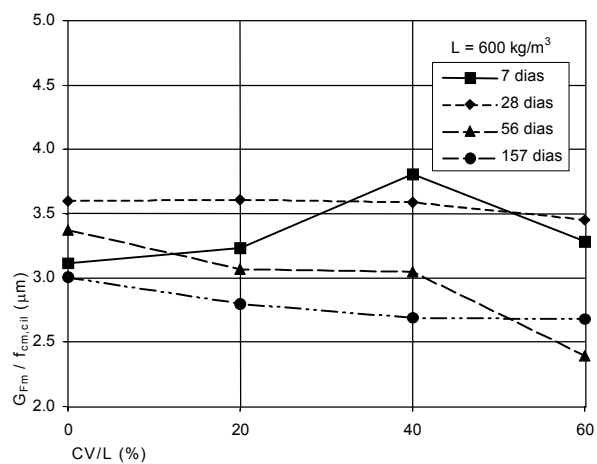
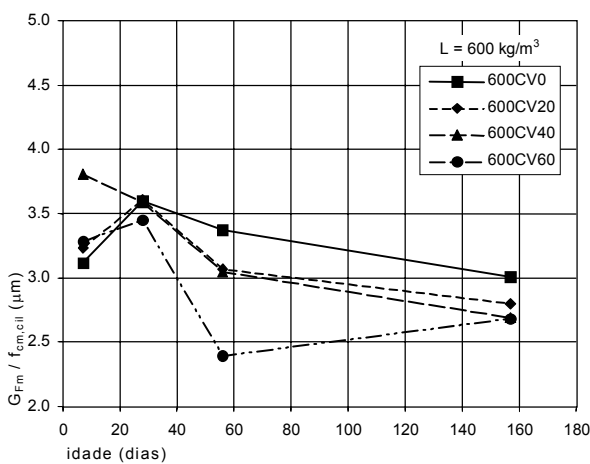
Figura 8.57 – Variação da energia de fractura normalizada média com a quantidade de CV ($L = 400 \text{ kg/m}^3$)



(a) variação ao longo do tempo

(b) variação com a quantidade de CV

Figura 8.58 – Energia de fractura normalizada média ($L = 500 \text{ kg/m}^3$)



(a) variação ao longo do tempo

(b) variação com a quantidade de CV

Figura 8.59 – Energia de fractura normalizada média ($L = 600 \text{ kg/m}^3$)

Da análise dos gráficos incluídos nas Figuras 8.57 a 8.59 é possível verificar que a \bar{G}_{Fm} , em geral, decresce com o tempo, revelando um maior incremento em $f_{cm,cil}$ do que em G_{Fm} , pelo que, à medida que a resistência à compressão aumenta, os

betões tornam-se mais frágeis. Os resultados experimentais disponíveis parecem não ser suficientemente esclarecedores relativamente à variação de \bar{G}_{Fm} com a quantidade de CV. No entanto, pode referir-se como tendência geral, a relativa independência de \bar{G}_{Fm} em relação à quantidade de CV incluída nas composições. Desta forma, a inclusão de CV nos betões testados parece não afectar a sua ductilidade, ou seja, é comparável à das misturas de controlo, produzidas sem adição de CV.

8.4.3.3 MÓDULO DE ELASTICIDADE

Conforme referido em 4.3.2, o ensaio de flexão também permite determinar o módulo de elasticidade dos betões. Baseado na teoria da elasticidade, Petersson, 1981, deduziu a expressão (4.38), válida para provetes prismáticos com secção entalhada a meio vão submetidos ao ensaio de flexão.

Os valores do módulo de elasticidade em flexão (apresentados no Quadro 8.26) resultaram da aplicação da expressão (4.38), que obriga à determinação do declive do tramo linear inicial da curva $F-\delta$, $dF/d\delta$, que foi concretizada através do método dos mínimos quadráticos aplicado aos pares de valores $F-\delta$ (Figuras 8.33 a 8.38) cujo F esteja compreendido entre 5% e 55% da força máxima resistida pelo provete. O limite superior de $F/F_{m\acute{a}x}$ considerado para o cálculo de $dF/d\delta$ foi fixo em 55% de modo a permitir a contabilização do máximo possível de pontos, ao mesmo tempo, salvaguardando a necessidade de obtenção de um coeficiente de correlação linear suficientemente elevado e garantindo a necessária linearidade do comportamento. Considerando a totalidade dos ensaios efectuados, o coeficiente de correlação linear médio obtido foi de 98.88% e o respectivo coeficiente de variação de 0.45%, o que comprova a validade da opção tomada.

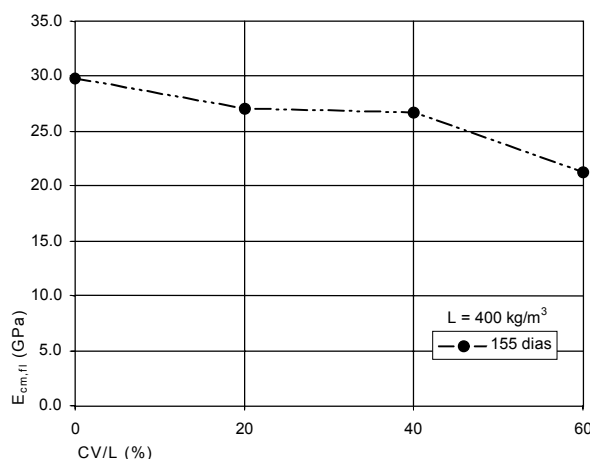


Figura 8.60 – Variação do módulo de elasticidade médio em flexão com a quantidade de CV ($L = 400 \text{ kg/m}^3$)

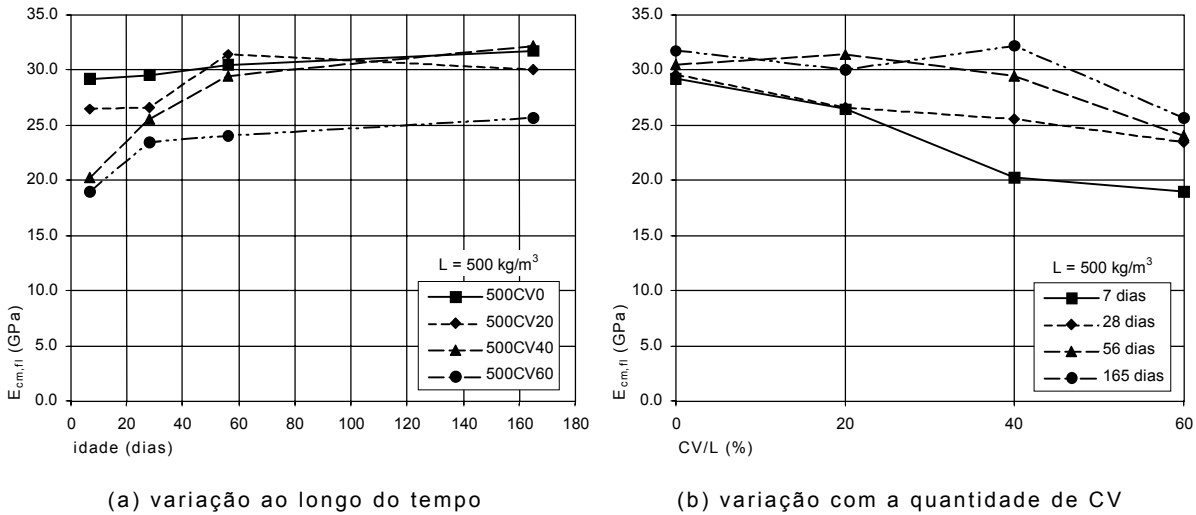


Figura 8.61 – Módulo de elasticidade médio em flexão ($L = 500 \text{ kg/m}^3$)

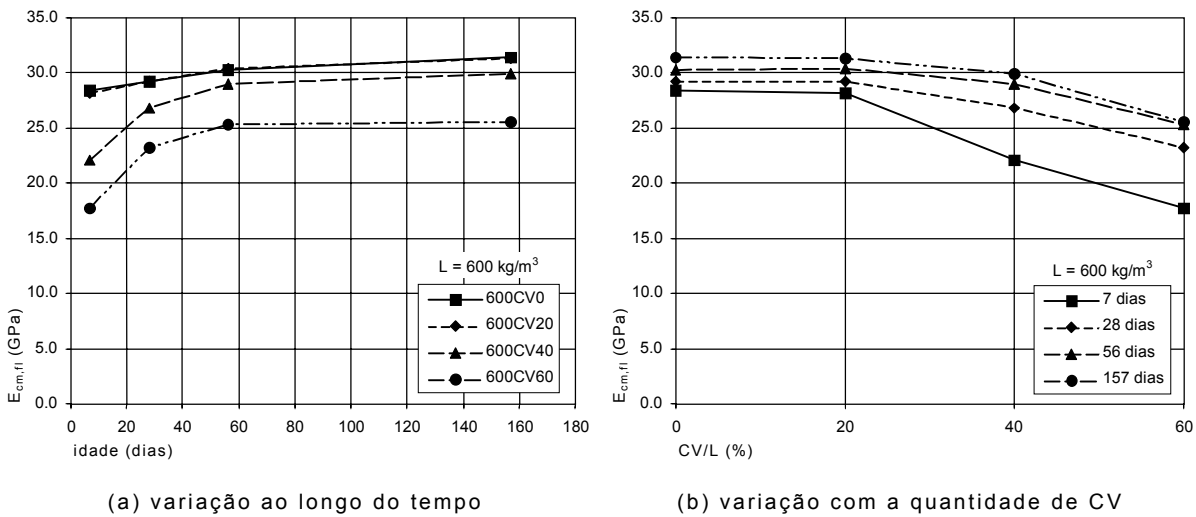


Figura 8.62 – Módulo de elasticidade médio em flexão ($L = 600 \text{ kg/m}^3$)

Nas Figuras 8.60 a 8.62 é possível avaliar a influência da idade e da quantidade de CV no valor médio do módulo de elasticidade em flexão.

Através da análise destas Figuras é possível concluir que:

- as principais alterações registadas no valor de $E_{cm,fl}$ verificaram-se entre os 7 e os 56 dias de idade, tendo os maiores acréscimos sido obtidos nas composições com 40% e 60% de substituição de C por CV;
- a partir dos 56 dias de idade os $E_{cm,fl}$ das composições com 500 kg/m^3 e 600 kg/m^3 de ligante variaram marginalmente;
- nas composições de controlo (fabricadas sem inclusão de CV) o $E_{cm,fl}$ aumentou de forma muito ligeira com a idade dos provetes, tendo o acréscimo máximo registado atingido cerca de 10%, entre os 7 e os 165 dias de idade;

- nas composições 600CV20, os valores de $E_{cm,fl}$ foram praticamente coincidentes com os obtidos nas misturas de controlo;
- a partir dos 56 dias, os valores de $E_{cm,fl}$ registados nas composições que incluíram quantidades de CV até 40% podem ser considerados como sendo da mesma ordem de grandeza, com diferenças inferiores a cerca de 5% relativamente às composições de controlo;
- as composições com 60% de CV, mesmo para as idades mais avançadas, apresentam um valor de $E_{cm,fl}$ significativamente inferior ao das misturas de controlo (diferença mínima de cerca de 15%);
- em geral, a inclusão de CV nas misturas produzidas induziu uma diminuição no valor de $E_{cm,fl}$. Esta tendência foi mais pronunciada para as menores idades, atenuando-se com o evoluir do tempo;
- para uma idade superior a 155 dias e para quantidades de CV inferiores a 20%, o aumento da quantidade de ligante de 400 kg/m^3 para 500 kg/m^3 fez com que o $E_{cm,fl}$ aumentasse cerca de 10%. Para valores de CV superiores, o acréscimo de $E_{cm,fl}$, associado ao aumento da quantidade de ligante, foi mais perceptível e chegou a atingir cerca de 20%;
- a passagem de 500 kg/m^3 de ligante para 600 kg/m^3 de ligante parece não influenciar o $E_{cm,fl}$ em qualquer das idades estudadas (ver também a Figura 8.63, onde está representada a relação linear obtida por aplicação do método dos mínimos quadráticos à totalidade dos valores disponíveis).

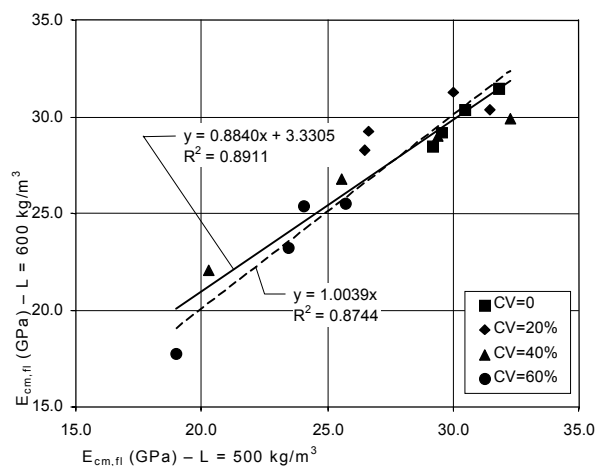


Figura 8.63 – Variação do módulo de elasticidade médio em flexão com a quantidade de ligante

Apesar de os $E_{cm,fl}$ terem superado os correspondentes E_{cm} , a ordem de grandeza dos valores obtidos para o módulo de elasticidade a partir do ensaio de flexão (ver Quadro 8.26) pode ser considerada semelhante à registada nos ensaios cíclicos (realizados especificamente com o objectivo de determinar o módulo de

elasticidade das composições suplementares – ver 8.4.1.4). Assim, os resultados de $E_{cm,fl}$ obtidos confirmaram que os betões em análise são dotados de um módulo de elasticidade particularmente reduzido.

Analisando a relação existente entre $E_{cm,fl}$ e $f_{cm,cil}$ das composições estudadas, é possível observar que o módulo de elasticidade aumenta com o acréscimo da resistência à compressão das composições (Figura 8.64). Recorrendo à expressão proposta pelo CEB-FIP, 1999, (equação (4.5)) e calculando o parâmetro α_E por intermédio do método dos mínimos quadráticos obteve-se o valor de 0.7718 com $R^2 = 70.40\%$. Comparando com os resultados apresentados em 8.4.1.4 ($\alpha_E = 0.6512$ e $R^2 = 69.13\%$), é possível constatar que o valor de α_E correspondente aos ensaios de flexão é 18.52% superior ao associado aos ensaios cíclicos em compressão. A diferença registada no valor do parâmetro α_E repercute-se directamente nos valores estimados para o módulo de elasticidade: os $E_{cm,fl}$ previstos excedem os E_{cm} apresentados em 8.4.1.4 em 18.52%.

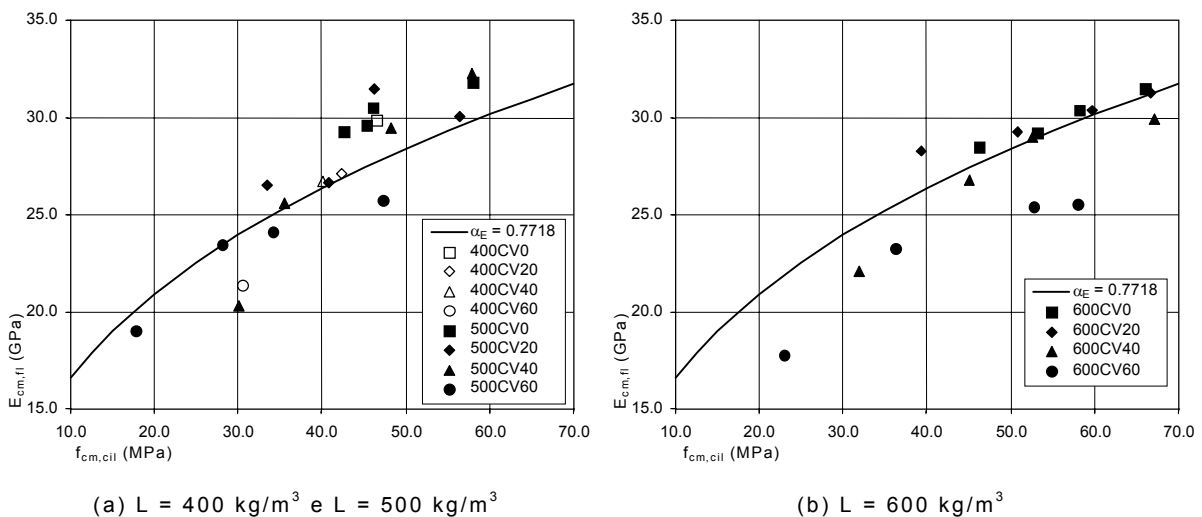


Figura 8.64 – Variação do módulo de elasticidade médio em flexão com a resistência à compressão

Através da análise da Figura 8.64 também é possível verificar que a aplicabilidade da expressão (4.5) com $\alpha_E = 0.7718$ parece ser menos satisfatória para as composições com 60% de CV e em particular para as constituídas com 600 kg/m^3 de ligante, o que realça o efeito dessa dosagem de CV na diminuição do módulo de elasticidade.

8.4.3.4 COMPRIMENTO CARACTERÍSTICO

Depois de avaliada a resistência à tracção, a energia de fractura e o módulo de elasticidade das composições realizadas, foi possível proceder à quantificação do

comprimento característico, l_{ch} , que, conforme descrito em 4.3.2, pode ser considerado como um parâmetro característico do material, indicador da sua ductilidade. Sendo l_{ch} uma medida proporcional ao comprimento da zona de dano onde se processa a fractura, um decréscimo do l_{ch} significa um aumento da fragilidade do material.

Quadro 8.28 – Comprimento característico médio

Betão	Idade (dias)	Comprimento característico médio l_{chm} (mm)
400CV0	155	494.62
400CV20	155	554.88
400CV40	155	544.55
400CV60	155	655.01
500CV0	7	344.23
	28	354.73
	56	394.99
	165	397.07
500CV20	7	462.13
	28	333.53
	56	512.64
	165	513.70
500CV40	7	-
	28	-
	56	488.80
	165	459.52
500CV60	7	551.30
	28	665.24
	56	544.59
	165	575.42
600CV0	7	334.60
	28	416.58
	56	397.73
	157	425.73
600CV20	7	402.19
	28	515.14
	56	368.50
	157	374.97
600CV40	7	454.57
	28	477.27
	56	331.60
	157	407.05
600CV60	7	475.76
	28	377.24
	56	308.77
	157	351.50

O l_{ch} é definido como o quociente entre o produto do módulo de elasticidade com a energia de fractura pelo quadrado da resistência à tracção axial. Recorrendo aos resultados disponíveis, considerando que o módulo de elasticidade médio das composições coincide com o determinado por intermédio dos ensaios de flexão realizados, $E_{cm,fl}$, (ver Quadro 8.26) e que a resistência à tracção axial média pode ser estimada a partir dos valores da resistência à tracção por flexão utilizando a expressão (4.37) com $\alpha_{fl} = 1.7777$ (ver Quadro 8.27), a expressão (4.33) permitiu

quantificar o valor do comprimento característico médio, l_{chm} , das composições de betão em análise (ver Quadro 8.28).

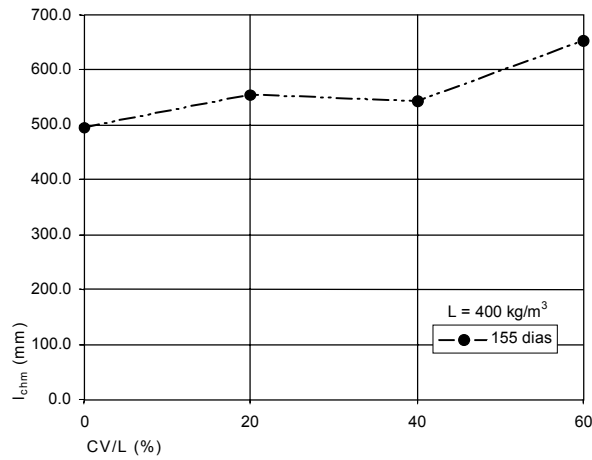


Figura 8.65 – Variação do comprimento característico médio com a quantidade de CV ($L = 400 \text{ kg/m}^3$)

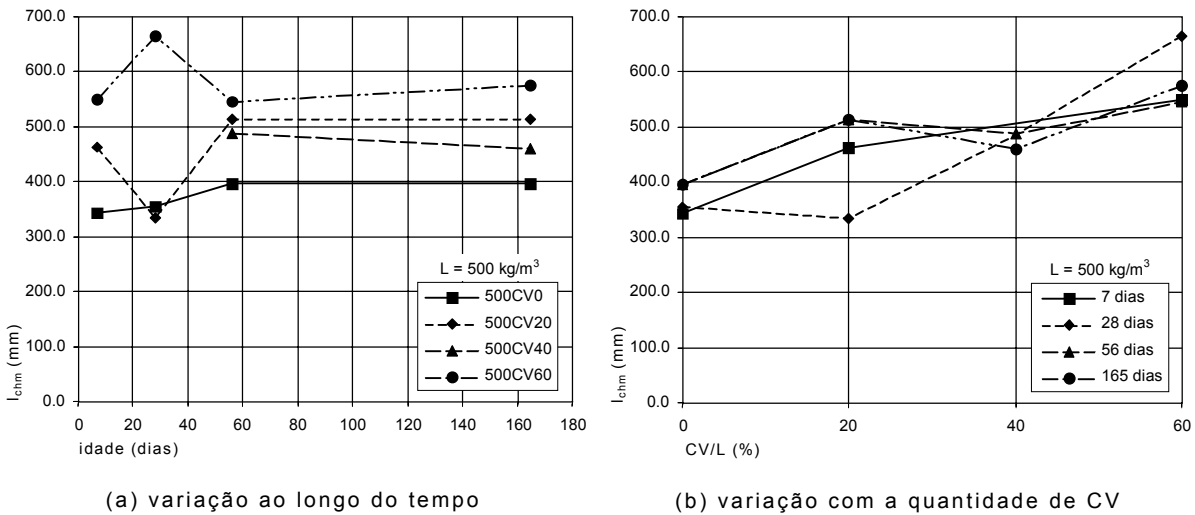


Figura 8.66 – Comprimento característico médio ($L = 500 \text{ kg/m}^3$)

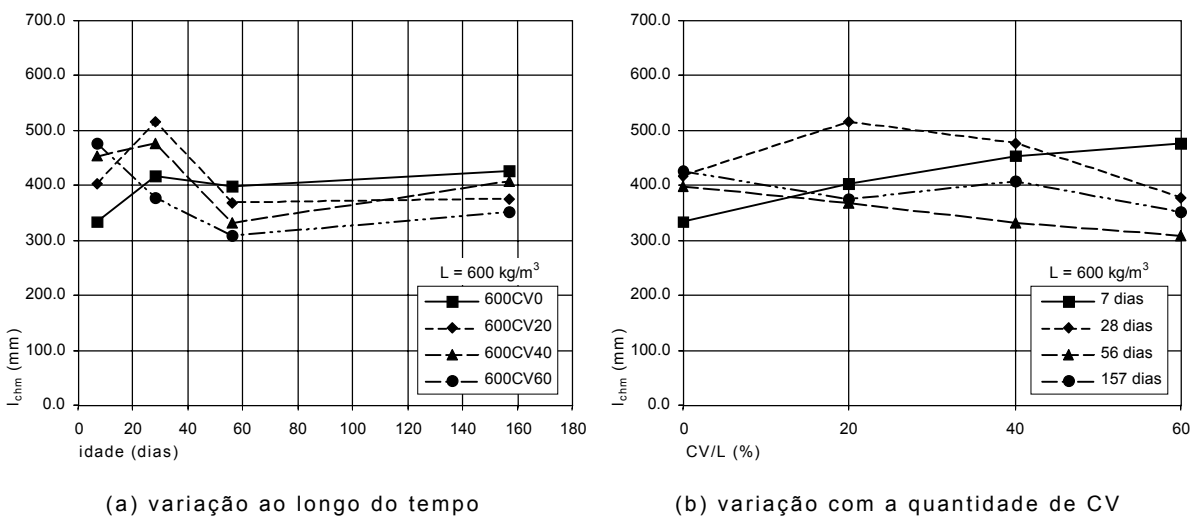


Figura 8.67 – Comprimento característico médio ($L = 600 \text{ kg/m}^3$)

A evolução ao longo do tempo e a influência da quantidade de CV no I_{chm} pode ser avaliada recorrendo à observação dos gráficos das Figuras 8.65 a 8.67.

A variação do I_{chm} com o tempo e com a quantidade de CV não se apresenta de fácil percepção, uma vez que reflecte o acumular das dificuldades sentidas na avaliação de cada parâmetro (E_{cm} , G_F e f_{ctm}) isoladamente. Os resultados são inconclusivos quanto à dependência do I_{chm} com o tempo até as composições atingirem a idade de 56 dias, tendendo a estabilizar para idades posteriores. Não se constata a tendência geral verificada aquando da análise da energia de fractura normalizada, que apontava para a esperada descida da ductilidade das misturas à medida que a resistência à compressão aumentava.

Apesar das dificuldades referidas, parece ser possível generalizar acerca do efeito da quantidade de ligante. Comparando a ordem de grandeza dos valores do I_{chm} das composições com incorporação de CV e com 500 kg/m³, com a das fabricadas com 600 kg/m³, é possível detectar que as misturas realizadas com esta última quantidade de ligante apresentaram uma diminuição do I_{chm} , o que indicia que esta dosagem de ligante contribuiu para a diminuição da ductilidade das composições. Este comportamento só não se verificou nas composições de controlo (500CV0 e 600CV0) que apresentaram valores do I_{chm} aproximadamente iguais.

Em geral, nas composições com $L = 400 \text{ kg/m}^3$ e $L = 500 \text{ kg/m}^3$ manifestou-se a tendência para o acréscimo do I_{chm} com o aumento da quantidade de CV presente nas misturas. Este aspecto não foi visível apenas nas composições com 600 kg/m³ de ligante, onde se verificou que a quantidade de CV, aparentemente, influencia em menor grau a ductilidade das mesmas.

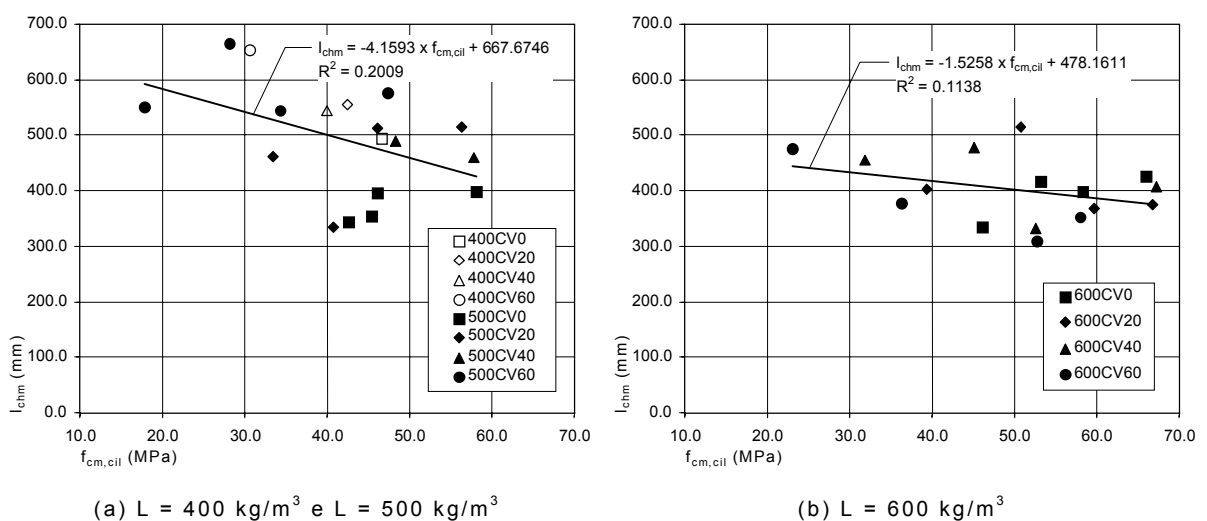


Figura 8.68 – Variação do comprimento característico médio com a resistência à compressão média

Perante a análise dos resultados obtidos, parece não ser possível estabelecer uma correlação entre os valores da resistência à compressão e os respectivos comprimentos característicos (Figura 8.68). Contudo, a mesma Figura revela a

tendência existente para a diminuição do I_{chm} com o acréscimo da resistência à compressão, mais marcante nas misturas realizadas com uma dosagem de ligante inferior a 600 kg/m^3 . Esta tendência indica que os betões que apresentam níveis superiores de resistência à compressão parecem ser mais frágeis.

Quadro 8.29 – Resistência ao corte

Betão	Idade (dias)	Resistência ao corte	
		τ_m (MPa)	c. variação (%)
400CV0	330	8.34	5.66
400CV20	330	8.13	4.68
400CV40	330	7.81	7.05
400CV60	330	6.33	5.19
500CV0	7	7.44	7.71
	28	8.09	10.49
	56	9.07	7.95
	420	9.11	9.96
500CV20	7	5.91	12.33
	28	8.42	8.99
	56	9.44	3.97
	420	9.00	11.04
500CV40	7	4.55	0.16
	28	5.30	2.67
	56	6.59	5.13
	420	8.47	5.55
500CV60	7	3.11	0.91
	28	6.31	3.12
	56	6.28	3.59
	420	7.22	4.74
600CV0	7	7.53	1.97
	28	8.68	4.65
	56	8.83	0.32
	415	8.91	1.27
600CV20	7	6.89	6.88
	28	8.69	16.69
	56	9.16	4.02
	415	9.12	6.02
600CV40	7	6.57	4.54
	28	7.89	0.84
	56	8.83	8.73
	415	8.89	5.81
600CV60	7	4.25	5.83
	28	6.74	6.38
	56	7.70	7.11
	415	7.88	5.29

8.4.4 AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CORTE

A caracterização da resistência aos esforços de corte dos betões produzidos foi realizada por intermédio do ensaio descrito em 6.4.4.8. Para que essa caracterização fosse feita ao longo do tempo procedeu-se ao ensaio das

composições com 400 kg/m^3 de ligante aos 330 dias de idade e das com $L = 500 \text{ kg/m}^3$ e $L = 600 \text{ kg/m}^3$, aos 7, 28, 56 e 420 ou 415 dias de idade, respectivamente.

O ensaio avaliador da resistência ao corte consistiu em submeter provetes cúbicos de 100 mm de aresta, previamente preparados (com dois entalhes convenientemente localizados de modo a induzir a rotura por corte de uma secção com cerca de $30 \times 100 \text{ mm}^2$ – ver Figura 6.23) à acção de uma carga actuante de cutelo e aplicada na direcção da superfície de rotura. A tensão de rotura por corte foi determinada dividindo o valor da carga máxima registada durante o ensaio pela área da superfície de fractura. Em cada idade e para cada composição foram ensaiados três provetes distintos.

Os resultados médios da resistência ao corte, τ_m , e os respectivos coeficientes de variação, apresentam-se no Quadro 8.29.

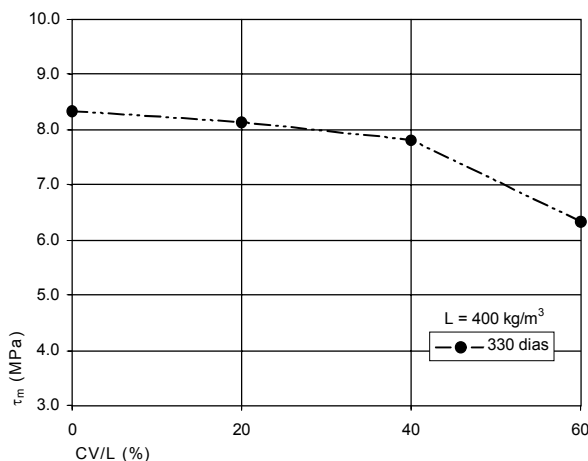
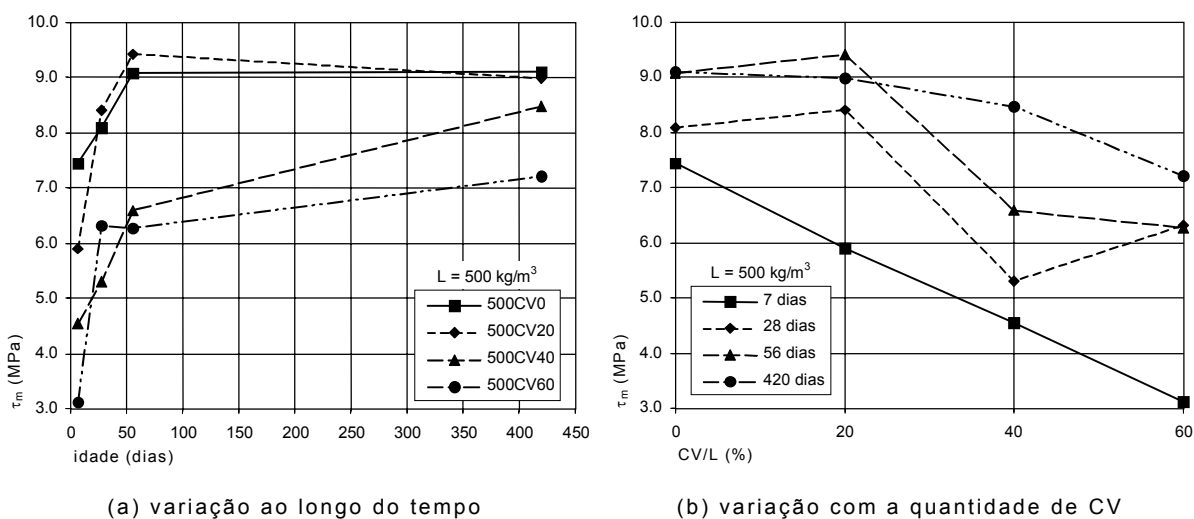


Figura 8.69 – Variação da resistência média ao corte com a quantidade de CV ($L = 400 \text{ kg/m}^3$)



(a) variação ao longo do tempo

(b) variação com a quantidade de CV

Figura 8.70 – Resistência média ao corte ($L = 500 \text{ kg/m}^3$)

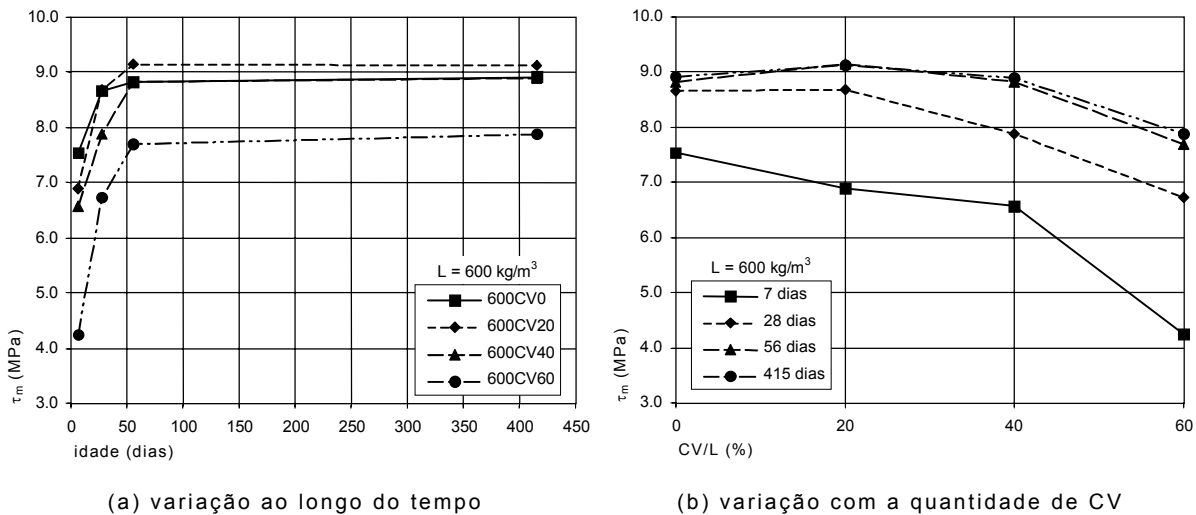


Figura 8.71 – Resistência média ao corte ($L = 600 \text{ kg/m}^3$)

Através da análise dos resultados da τ_m , apresentados sob a forma gráfica nas Figuras 8.69 a 8.71, é possível constatar que a amassadura que permitiu a execução dos provetes da composição 500CV40 a ensaiar aos 7, 28 e 56 dias (amassadura 2 – ver 6.4.3) originou a obtenção de resultados incaracterísticos, o que confirmou o sucedido em outros ensaios com provetes provenientes da mesma amassadura (compressão de provetes cúbicos em todas as idades excepto aos 3 dias e flexão aos 7 e 28 dias). Por esta razão, eles serão excluídos da subsequente análise de resultados.

É também possível verificar que a evolução da τ_m ao longo do tempo e em função da quantidade de CV foi semelhante à detectada noutras propriedades anteriormente abordadas, nomeadamente a resistência à compressão (ver 8.4.1.1 e 8.4.1.2). No entanto, ainda é possível destacar que:

- a τ_m manteve-se aproximadamente constante para idades compreendidas entre os 56 e os 420 dias ($L = 500 \text{ kg/m}^3$) ou 415 dias ($L = 600 \text{ kg/m}^3$), independentemente das quantidades de ligante e de CV. Apenas a composição 500CV60 não acompanhou a tendência geral verificada nas restantes mas, o valor registado aos 56 dias de idade, ligeiramente inferior ao obtido aos 28 dias, pode ser considerado demasiado reduzido e abaixo do esperado;
- para as idades iniciais, quantidades crescentes de CV diminuíram a resistência ao corte dos betões estudados. Este efeito é particularmente notório aos 7 dias de idade, atenuando-se para idades mais avançadas;
- atingida a idade de 56 dias e até quantidades de substituição de C por CV de 40%, os valores da τ_m são de uma ordem de grandeza semelhante;

- as composições com 60% de CV apresentaram valores da τ_m significativamente inferiores aos das restantes;
- para idades superiores a 28 dias, a τ_m das composições com 20% de CV foi ligeiramente superior ao das composições de controlo (fabricadas sem recurso à adição de CV). Os betões 600CV40 atingiram valores praticamente coincidentes com os obtidos nas misturas 600CV0. Ambas revelaram o bom comportamento das CV relativamente à resistência ao corte;
- o aumento da dosagem de ligante de 400 kg/m^3 para 500 kg/m^3 , melhora significativamente a τ_m , aferida à idade máxima de ensaio, contribuindo para um acréscimo médio de cerca de 10.5%;
- elevar a quantidade de ligante de 500 kg/m^3 para 600 kg/m^3 foi vantajoso para as idades mais reduzidas e para os betões com 60% de CV, sendo praticamente inconsequente para idades superiores a 28 dias e quantidades de CV até 20%.

Este último aspecto torna-se mais perceptível se se observar a Figura 8.72, onde está representada a relação existente entre as diferentes τ_m em função da quantidade de ligante (500 kg/m^3 e 600 kg/m^3).

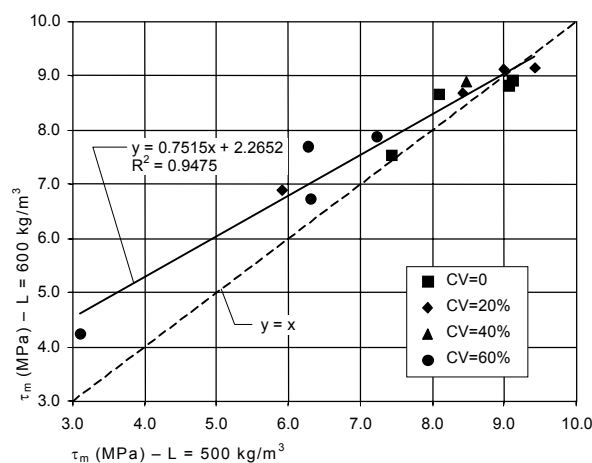


Figura 8.72 – Variação da τ_m com a quantidade de ligante

Nesta Figura também é apresentada a relação linear de ajuste aplicada aos resultados experimentais, obtida por recurso ao método dos mínimos quadráticos com um coeficiente de correlação linear de 94.75%. O desenvolvimento da recta de ajuste permite verificar que o aumento da dosagem de ligante de 500 kg/m^3 para 600 kg/m^3 contribui para o acréscimo da τ_m , quando esta quantidade assume valores reduzidos, atenuando-se este efeito continuamente para τ_m superiores e sendo praticamente irrelevante quando τ_m atinge um valor próximo dos 9.0 MPa.

De modo semelhante ao verificado em todas as propriedades mecânicas já estudadas, com exceção do comprimento característico, a resistência ao corte também pode ser correlacionada com a resistência à compressão.

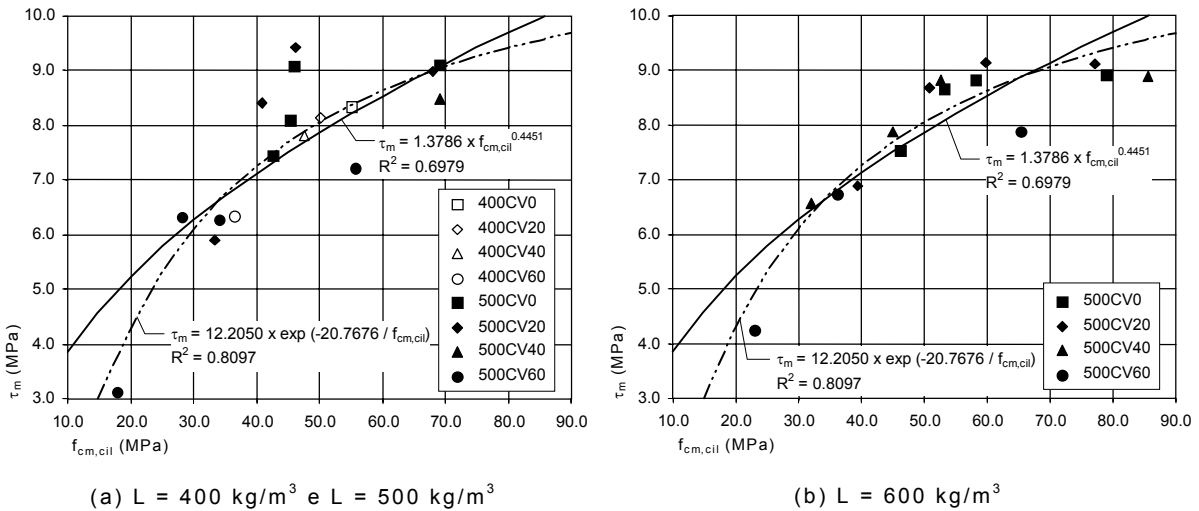


Figura 8.73 – Variação da resistência ao corte média com a resistência à compressão

Procedendo à análise da correlação da totalidade dos resultados da τ_m e da $f_{cm,cil}$ obtidos, com base no método dos mínimos quadráticos e recorrendo a relações não lineares do tipo $\tau_m = a f_{cm,cil}^b$ e $\tau_m = a \exp(b/f_{cm,cil})$, foi possível determinar os respectivos parâmetros “a” e b (ver Figura 8.73) e os correspondentes R^2 (69.79% e 80.97%, respectivamente). As relações obtidas mostram que a resistência ao corte não aumenta proporcionalmente com o incremento da resistência à compressão, sendo o seu crescimento cada vez menor à medida que se eleva a resistência à compressão.

8.5 ESTUDO DA DURABILIDADE DOS BETÕES

A determinação das características mecânicas dos betões estudados fornece importantes indicações quanto à possibilidade da sua utilização prática em estruturas ou outro tipo de aplicações. Contudo, para que as estruturas apresentem um comportamento adequado durante o seu período de vida útil é necessário que o betão tenha um bom comportamento face a outras acções distintas das solicitações mecânicas. Assim, a caracterização dos betões no estado endurecido não se deve cingir apenas à avaliação do seu comportamento mecânico, mas sim ser mais abrangente e incluir o seu desempenho face às principais formas de ataque que possam provocar a sua deterioração. Para que a aplicação de determinado material possa ser considerada como adequada é imperioso garantir a sua durabilidade.

Neste contexto, procurou-se avaliar o comportamento das diferentes composições produzidas recorrendo à realização de quatro ensaios distintos, correntemente utilizados para aferir parâmetros de durabilidade dos betões: absorção de água por imersão; absorção de água por capilaridade; migração de iões de cloro; e resistividade eléctrica.

8.5.1 ABSORÇÃO DE ÁGUA POR IMERSÃO

Os ensaios de absorção de água por imersão foram conduzidos de acordo com o estipulado na especificação do LNEC E394 (ver 6.4.5.2). As amostras a ensaiar foram obtidas por corte dos provetes prismáticos 100x100x850 mm³, previamente sujeitos ao ensaio de flexão, conforme descrito em 6.4.5.1.

Para cada uma das 12 composições realizadas (L = 400 kg/m³, L = 500 kg/m³, L = 600 kg/m³ e para cada quantidade de ligante CV = 0%, CV = 20%, CV = 40% e CV = 60%) foram submetidos a ensaio três provetes. Os respectivos resultados médios da absorção de água por imersão, A_{im} , estão indicados no Quadro 8.30.

Quadro 8.30 – Absorção de água por imersão

Betão	Idade (dias)	Absorção de água por imersão	
		A_{im} (%)	c. variação (%)
400CV0	323	13.93	1.10
400CV20	311	13.27	4.61
400CV40	309	13.47	0.86
400CV60	324	14.97	4.69
500CV0	417	14.13	0.95
500CV20	415	11.40	1.75
500CV40	423	11.57	1.00
500CV60	416	10.67	4.62
600CV0	409	11.60	0.86
600CV20	403	11.10	0.90
600CV40	414	10.50	3.30
600CV60	408	10.40	3.47

Assumindo que a influência da diferença de idades das composições aquando da realização dos ensaios não é substancial dadas as idades elevadas em que se realizaram (superiores aos 300 dias), não sendo de esperar uma grande variação entre os resultados obtidos na idade mínima (309 dias para a composição 400CV40) e na idade máxima de ensaio (423 dias para a composição 500CV40), é possível identificar com mais clareza o efeito da dosagem de ligante e da quantidade de CV no parâmetro em análise observando os gráficos da Figura 8.74.

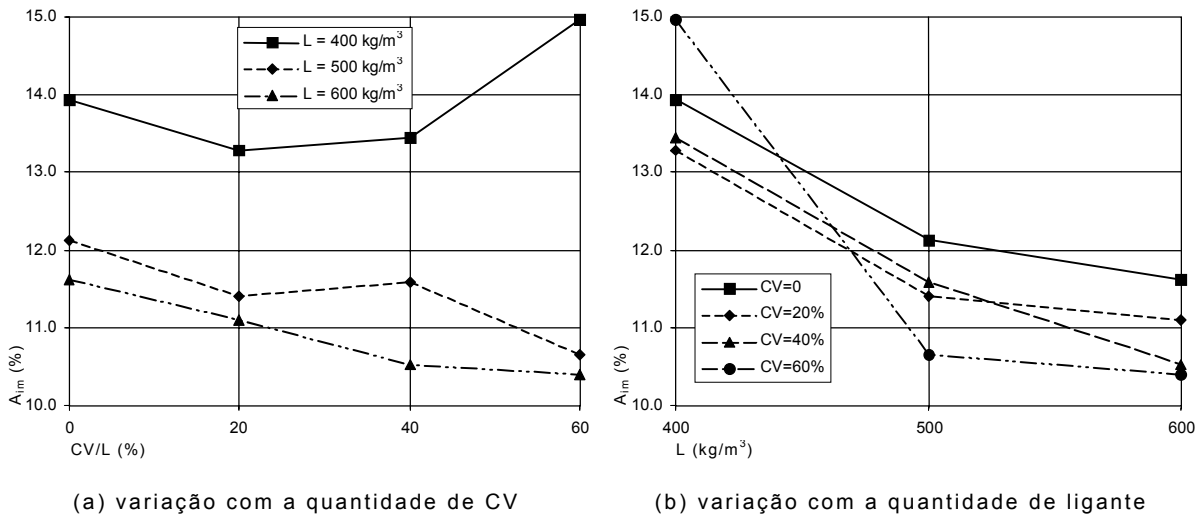


Figura 8.74 – Absorção de água por imersão

A análise dos resultados obtidos nos ensaios de absorção de água por imersão das composições em estudo permite evidenciar que:

- para uma mesma composição a dispersão de resultados foi reduzida (coeficiente de variação médio de 2.34% e máximo de 4.69% verificado na composição 400CV60), o que indicia ser suficiente o recurso a três provetes para caracterizar o comportamento dos betões relativamente a este parâmetro de durabilidade;
- este ensaio revelou grande sensibilidade relativamente ao acréscimo da quantidade de ligante de 400 kg/m³ para 500 kg/m³, que provocou uma diminuição acentuada do valor da A_{im} das composições. Com o aumento da quantidade de ligante para 600 kg/m³, a variação da A_{im} não foi tão significativa, embora se continue a manifestar a mesma tendência;
- a adição de quantidades crescentes de CV provocou uma ligeira diminuição da A_{im} das composições com $L = 500 \text{ kg/m}^3$ e $L = 600 \text{ kg/m}^3$, segundo uma relação aproximadamente linear;
- para as composições com 400 kg/m³ de ligante, a inclusão de 20% de CV provocou uma diminuição da A_{im} , o seu valor manteve-se praticamente inalterado na mistura com 40% de CV e aumentou significativamente nos provetes realizados com 60% de CV, ultrapassando mesmo o valor obtido na composição de referência (sem adição de CV).

As principais diferenças verificadas nos valores da A_{im} parecem estar relacionadas com a quantidade de ligante e correspondente relação A/L. É sabido que a porosidade aumenta com o acréscimo da razão A/L dos betões e que está intimamente relacionada com o volume de material cimentício formado. Quanto mais elevada for a razão A/L maior será o volume de poros da matriz cimentícia. Nestas circunstâncias, a quantidade de material resultante da hidratação do

cimento e das reacções pozolânicas com as CV pode não ser suficiente para colmatar eficazmente esses vazios.

Através da análise dos resultados da A_{im} , a dosagem de 400 kg/m^3 de ligante associada à maior razão A/L, necessária à obtenção dos níveis de trabalhabilidade propostos, aparenta ser insuficiente. A subida da dosagem de ligante para 500 kg/m^3 permite uma redução significativa da A_{im} (cerca de 17% em média), que pode ser justificada devido ao efeito simultâneo provocado pelo aumento de 25% de ligante e pela diminuição do valor de A/L associado. Para os casos em estudo, a quantidade óptima de ligante e correspondente A/L deverá estar próxima dos 500 kg/m^3 e $A/L = 0.30$, uma vez que o acréscimo de ligante para 600 kg/m^3 (aumento de 20%), e respectiva redução de A/L para 0.25 (diminuição de 16.7%), apesar de favorável, permitiu apenas reduzir a A_{im} em cerca de 5%.

A contribuição da adição das CV na redução da A_{im} das misturas deverá estar associada à densificação da matriz ligante e conseqüente redução de vazios resultante da interacção de vários efeitos:

- o emprego de CV induz um aumento do volume de ligante, uma vez que a substituição de cimento por CV foi feita em massa e as CV são dotadas de uma menor massa volúmica;
- o efeito fíler conferido pela forma e dimensão das partículas de CV, que garante uma maior compacidade e densidade à mistura;
- a redução da quantidade de hidróxido de cálcio na pasta endurecida, proporcionada pelas reacções pozolânicas das CV, o que torna os betões menos permeáveis, pois passam a conter menor quantidade de um composto que, apesar de pouco, é solúvel na água.

Este último efeito parece ser particularmente sentido nas composições produzidas com 400 kg/m^3 de ligante. Para esta dosagem de material cimentício e para dosagens de CV elevadas, a quantidade de hidróxido de cálcio disponibilizada pela hidratação do cimento não parece ser suficiente para despoletar com a eficácia desejável, o desenvolvimento das reacções pozolânicas das CV, necessárias à colmatação dos poros e conseqüente fortalecimento da pasta endurecida. A inclusão de quantidades de CV superiores a 20% parece não beneficiar o comportamento destas composições. O desempenho da amassadura com 60% de CV chega mesmo a ser inferior ao da de referência (400CV0).

Com base neste último aspecto, e extrapolando para dosagens de ligante superiores, o efeito associado à pozolanicidade das CV parece prevalecer em relação aos restantes. Como confirmação, podem ser apontados os exemplos das composições fabricadas com 500 kg/m^3 e 600 kg/m^3 e 60% de CV que foram as que

apresentaram os menores valores de A_{im} . Para estas quantidades de ligante parece ser admissível supor que a quantidade de hidróxido de cálcio fornecida pela hidratação do cimento atingiu níveis suficientes, capazes de promover o desenvolvimento de maiores quantidades de produtos provenientes das reacções pozolânicas das CV.

8.5.2 ABSORÇÃO DE ÁGUA POR CAPILARIDADE

Posteriormente à determinação da absorção de água por imersão, os mesmos provetes foram sujeitos ao ensaio de absorção de água por capilaridade à pressão atmosférica, realizado com base no disposto na especificação E393 do LNEC. A preparação dos provetes e o procedimento de ensaio adoptado foram já descritos em 6.4.5.3. Sumariamente, o ensaio consistiu na determinação da quantidade de água absorvida por capilaridade, apenas por uma das faces dos provetes cúbicos, em diferentes instantes de tempo (ver Quadro 6.18), contados a partir do primeiro contacto da referida face com a água.

Em todos os provetes optou-se por sujeitar à penetração de água por capilaridade uma das faces resultantes da operação de corte dos provetes prismáticos utilizados nos ensaios de flexão. Apesar de a operação de corte poder afectar e modificar significativamente as condições superficiais das faces dos provetes, proporcionando o eventual preenchimento de poros com material fino proveniente da referida operação, a análise comparativa dos resultados obtidos para as várias composições pode ser efectuada e pode permitir a comparação com os valores registados nos ensaios de migração de iões de cloro, uma vez que as faces expostas dos provetes empregues neste ensaio foram também obtidas por corte dos mesmos provetes prismáticos.

A cinética da absorção capilar pode ser representada através de curvas que traduzam a variação da quantidade de água absorvida por unidade de superfície do betão em contacto com a água, em função da raiz quadrada do tempo. Nas Figuras 8.75 a 8.77 representam-se as curvas de absorção capilar correspondentes aos valores médios, A_{cm} , obtidos através do ensaio de três provetes de cada composição. Estas curvas apresentam um desenvolvimento esperado, com uma inclinação decrescente ao longo do tempo, que representa o facto de serem os capilares mais estreitos que vão sendo preenchidos pela água até à ascensão máxima e reflectem a existência das três fases identificadas em 5.5: a primeira parte da curva, com a maior inclinação, representa o preenchimento dos capilares de maior diâmetro que decorre ao longo de cerca de 1 a 2 horas; a segunda, representa o processo, mais lento, de preenchimento dos capilares mais finos; a

terceira e última fase corresponde à estabilização da água absorvida devido ao preenchimento da rede capilar.

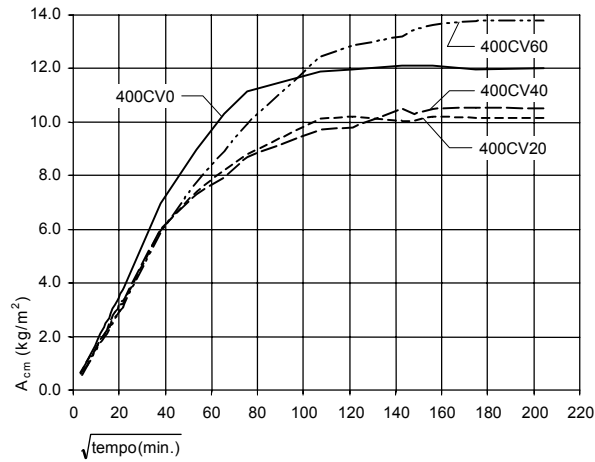


Figura 8.75 – Curvas de absorção capilar das composições com $L = 400 \text{ kg/m}^3$

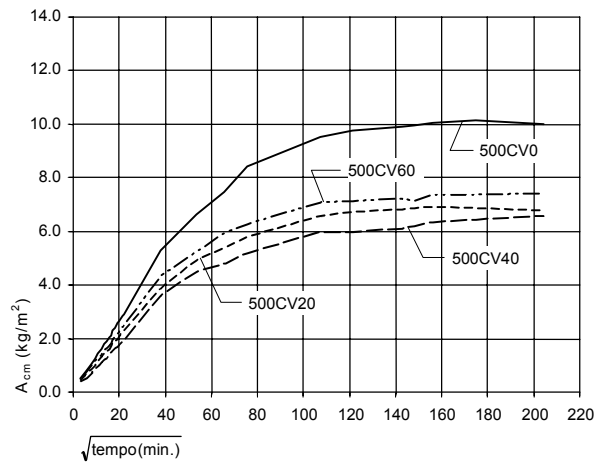


Figura 8.76 – Curvas de absorção capilar das composições com $L = 500 \text{ kg/m}^3$

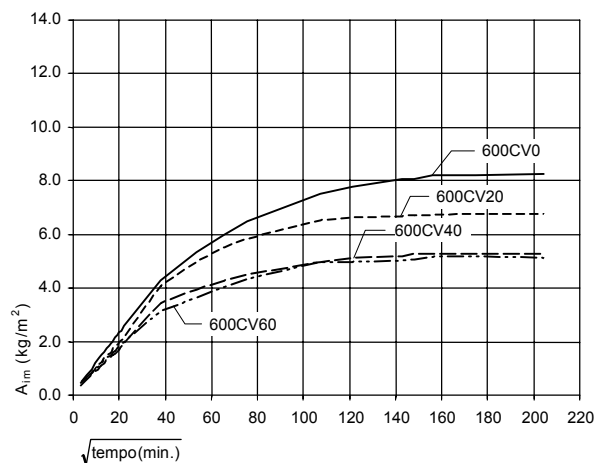


Figura 8.77 – Curvas de absorção capilar das composições com $L = 600 \text{ kg/m}^3$

Observando as Figuras 8.75 a 8.77 é possível analisar os efeitos associados à presença de diferentes quantidades de CV e de diferentes dosagens de ligante na cinética de absorção capilar dos betões estudados.

As curvas de absorção capilar obtidas demonstram que o aumento da quantidade de ligante provocou a diminuição da rede de poros capilares e que esse decréscimo foi mais acentuado aquando da passagem de $L = 400 \text{ kg/m}^3$ para $L = 500 \text{ kg/m}^3$. Também demonstram que, em geral, a inclusão de CV na mistura contribuiu para a diminuição da porosidade capilar.

Nas composições com 400 kg/m^3 de ligante, as curvas de absorção correspondentes à incorporação de 20% e 40% de CV apresentaram desenvolvimentos semelhantes e mostram que a quantidade de água absorvida por capilaridade atingiu níveis inferiores aos da composição de controlo (400CV0).

O comportamento da mistura 400CV60 afastou-se significativamente do das restantes composições com CV. Mesmo para esta última composição, com pouco ligante e grande quantidade de CV, a absorção capilar foi inferior à da mistura de controlo até próximo dos 7 dias de idade de ensaio ($\sqrt{\text{tempo}(\text{min.})} \approx 100$). Para idades superiores, este posicionamento inverteu-se, o que indicia que a inclusão de 60% de CV reduziu o diâmetro dos poros capilares, mas foi incapaz de diminuir a porosidade capilar total. A diminuição da dimensão dos poros deverá estar associada ao aumento do volume de ligante proporcionado pela substituição do cimento pelas CV. No entanto, para este nível de ligante e de substituição de C por CV, a quantidade de hidróxido de cálcio disponibilizada pela hidratação do cimento parece ser insuficiente para promover a reacção pozolânica de grande parte das CV, que, em princípio, se comportaram de modo semelhante a uma areia fina.

Aumentando a dosagem de ligante para 500 kg/m^3 , a introdução de CV revelou-se claramente vantajosa para todas as quantidades de substituição de C por CV estudadas. Mesmo para a composição fabricada com 60% de CV, a quantidade de água absorvida por capilaridade foi substancialmente inferior à da mistura de controlo, embora superior à das composições 500CV20 e 500CV40.

Nas composições com 600 kg/m^3 de ligante, a quantidade de hidróxido de cálcio disponibilizada pela hidratação do cimento aparenta ser já suficiente para promover as reacções pozolânicas de grande parte das CV. Por este facto, esta quantidade de 60% de CV passa a ser a que apresenta um melhor desempenho, praticamente igual mas ligeiramente superior ao da composição 600CV40.

Admitindo que no final do ensaio a rede capilar se encontra completamente preenchida, é possível constatar por intermédio da Figura 8.78 que estes resultados são concordantes com os obtidos nos ensaios de absorção de água por imersão (Figura 8.74), o que torna as observações apontadas aquando da sua análise, em geral, aplicáveis aos resultados registados na absorção capilar após 29 dias de ensaio. Assim, face aos resultados obtidos, o ensaio de absorção de água por imersão parece ser dispensável caso se assegure a manutenção do

ensaio de absorção de água por capilaridade durante um período de tempo suficiente para permitir a estabilização da quantidade de água absorvida, que, como foi verificado, é indicador suficiente do preenchimento da rede capilar. Para as composições ensaiadas, a manutenção do ensaio durante cerca de 18 dias ($\sqrt{\text{tempo}(\text{min.})} \approx 160$) parece ser suficiente para atingir a condição referida.

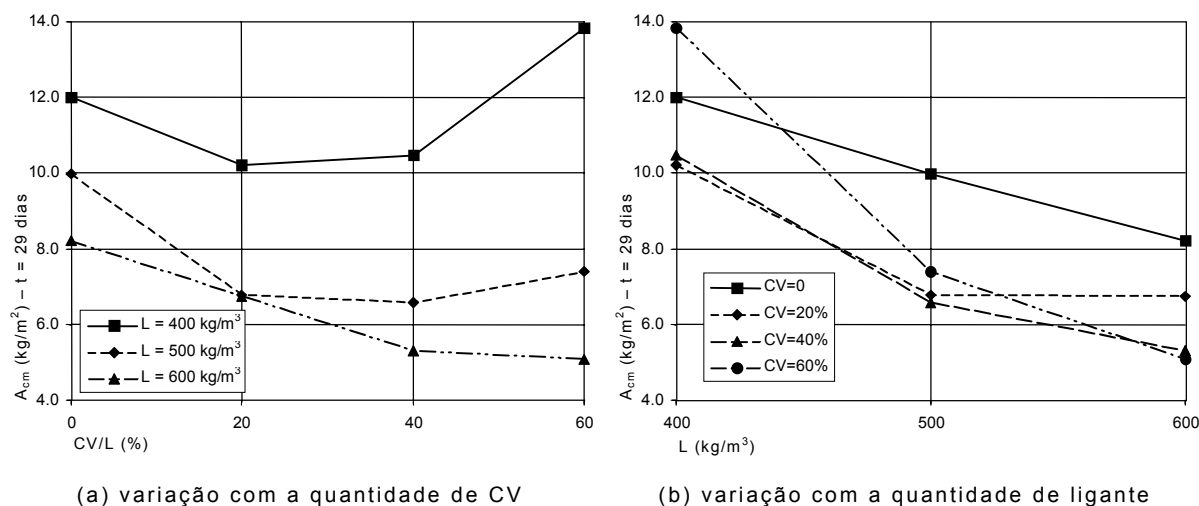


Figura 8.78 – Absorção de água por capilaridade após 29 dias de ensaio

Ainda conforme referido em 5.5, um dos parâmetros utilizados correntemente para caracterizar a durabilidade do betão é o respectivo coeficiente de absorção capilar, S , que corresponde ao declive inicial da curva de absorção capilar e, em geral, é calculado para as primeiras quatro horas de ensaio (Coutinho, 1998). A importância da quantificação deste parâmetro é justificada pelo facto de ele reflectir o período de absorção capilar dos poros de maior diâmetro que podem ser considerados como caminhos privilegiados para a penetração de fluidos (gasosos e líquidos) no betão.

Os coeficientes de absorção capilar foram determinados recorrendo ao método dos mínimos quadráticos, considerando apenas as primeiras quatro horas de ensaio. As aproximações realizadas revelaram-se adequadas, sendo disso demonstrativo o facto de os respectivos coeficientes de correlação linear, R^2 , atingirem valores muito elevados, superiores a 98.16%, em média iguais a 99.67%. Os resultados médios obtidos (coeficiente de absorção capilar, S_m , e coeficiente de correlação linear, R_m^2) apresentam-se no Quadro 8.31. A variação de S_m com a quantidade de CV e de ligante representa-se na Figura 8.79.

Conforme se pode constatar por intermédio da observação da Figura 8.79 (a), a incorporação de CV provocou a diminuição do S_m dos betões, o que significa o aumento da sua durabilidade. Este efeito é mais pronunciado quando comparados os S_m correspondentes às composições de controlo e às fabricadas com 20% de CV. Para quantidades superiores de CV, a evolução do S_m é um pouco menos clara, embora haja tendência para a sua estabilização.

Quadro 8.31 – Coeficiente de absorção de água por capilaridade

Betão	Idade (dias)	Coeficiente de absorção de água por capilaridade		Coeficiente de correlação linear médio	
		S_m (kg/m ² /√min)	c. variação (%)	R_m^2	c. variação (%)
400CV0	337	0.1720	0.87	0.9993	0.02
400CV20	325	0.1390	5.47	0.9972	0.10
400CV40	323	0.1483	1.82	0.9958	0.19
400CV60	338	0.1329	8.57	0.9936	0.67
500CV0	431	0.1297	0.89	0.9992	0.06
500CV20	429	0.1001	2.33	0.9944	0.79
500CV40	437	0.0832	4.70	0.9988	0.11
500CV60	430	0.0990	5.01	0.9985	0.21
600CV0	423	0.1158	0.92	0.9988	0.07
600CV20	417	0.0926	2.81	0.9990	0.07
600CV40	428	0.0851	5.76	0.9973	0.16
600CV60	422	0.0887	0.62	0.9887	0.65

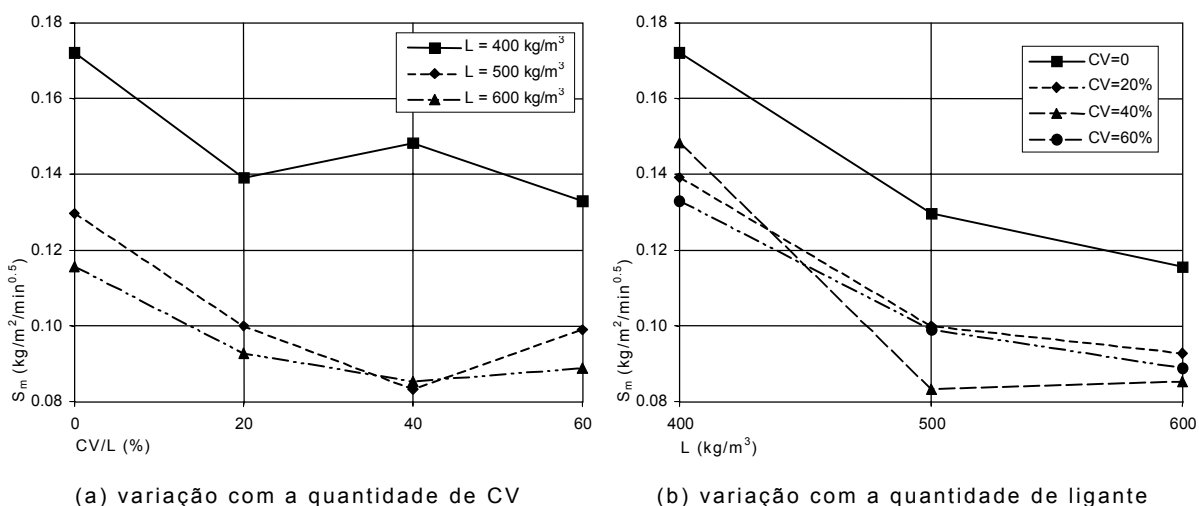


Figura 8.79 – Coeficiente de absorção de água por capilaridade

Relativamente ao efeito afecto ao acréscimo da quantidade de ligante, associado à redução da respectiva razão A/L, é possível mostrar a partir da Figura 8.79 (b) que o S_m das composições diminui de forma muito mais evidente até $L = 500 \text{ kg/m}^3$. Para quantidades de ligante entre 500 kg/m^3 e 600 kg/m^3 , os respectivos S_m variam relativamente pouco, o que evidencia algumas semelhanças na cinética de absorção de água pelos poros capilares de maior diâmetro.

Recorrendo à classificação proposta por Browne, 1991 (ver Quadro 5.3), que permite avaliar a qualidade do betão em função do seu coeficiente de absorção capilar (betão de qualidade elevada: $S \leq 0.1 \text{ kg/m}^2/\sqrt{\text{min}}$; betão de qualidade reduzida: $S \geq 0.2 \text{ kg/m}^2/\sqrt{\text{min}}$; betão de qualidade média: valores intermédios) é possível verificar que os betões produzidos com $L = 400 \text{ kg/m}^3$ podem ser considerados como de qualidade média e que, aumentando a dosagem de ligante, é possível produzir betões de qualidade elevada desde que se adicionem CV.

8.5.3 PENETRAÇÃO DE CLORETOS EM REGIME NÃO ESTACIONÁRIO

A sensibilidade das composições estudadas à penetração de íões de cloro foi avaliada através da realização de ensaios de migração em regime não estacionário, de acordo com os procedimentos mencionados em 6.4.5.4. O ensaio foi adoptado a partir da proposta de Luping, 1996 (*CTH rapid method*) e, sumariamente, consistiu em submeter os provetes a uma diferença de potencial de 40 V que forçou a passagem de íões de cloro, presentes na solução do cátodo, através do betão. A duração da aplicação da diferença de potencial foi fixa em função da intensidade de corrente inicial, cumprindo o proposto por Luping, 1996 e apresentado no Quadro 6.19. Para detectar a profundidade de penetração dos íões de cloro recorreu-se a um processo colorimétrico que permitiu a determinação da profundidade média de penetração para posterior cálculo do respectivo coeficiente de difusão em regime não estacionário, D_{ns} , por aplicação da expressão (6.13).

Para cada composição foram submetidos a ensaio seis provetes com $100 \times 100 \times 50 \text{ mm}^3$, obtidos conforme referido em 6.4.5.1, por corte das amostras previamente sujeitas ao ensaio de flexão.

No Quadro 8.32, estão representados, para as diferentes composições testadas, os valores médios do coeficiente de difusão de cloretos em regime não estacionário, D_{nsm} , calculados. No mesmo Quadro são também apresentados os respectivos coeficientes de variação, bem como a idade dos provetes aquando do início dos ensaios.

Quadro 8.32 – Coeficiente de difusão de cloretos em regime não estacionário

Betão	Idade (dias)	Coeficiente de difusão de cloretos	
		D_{nsm} ($10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$)	c. variação (%)
400CV0	298	18.32	5.73
400CV20	286	1.91	8.92
400CV40	291	2.34	9.76
400CV60	306	2.34	11.45
500CV0	381	4.71	2.82
500CV20	390	1.06	7.52
500CV40	405	0.60	8.44
500CV60	365	0.85	7.08
600CV0	360	3.96	3.20
600CV20	352	1.37	6.52
600CV40	389	0.39	6.89
600CV60	359	0.62	7.15

Na Figura 8.80 apresentam-se, sob a forma gráfica, os resultados obtidos, de forma a pôr em evidência os efeitos da adição de CV e da dosagem de ligante associada à respectiva razão A/L no D_{nsm} das composições.

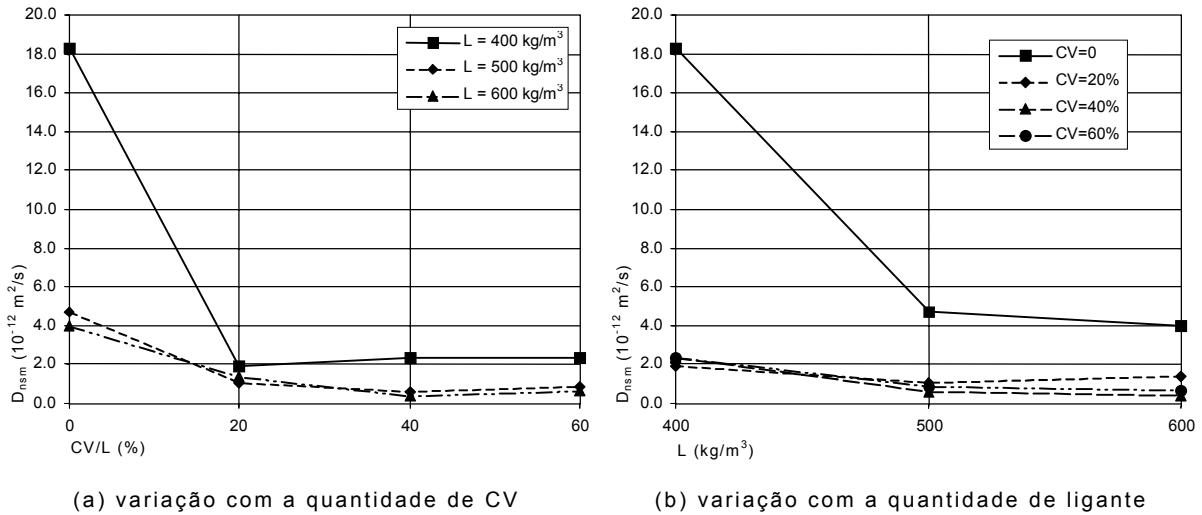


Figura 8.80 – Coeficiente de difusão de cloretos em regime não estacionário

Para as composições testadas, os resultados obtidos demonstraram que a inclusão de CV foi particularmente vantajosa porque permitiu elevar substancialmente a resistência dos betões à migração de iões de cloro. Mesmo para a composição mais pobre em ligante e cimento (400CV60: C = 160 kg/m³; CV = 240 kg/m³), o D_{nsm} obtido foi inferior ao da mistura sem incorporação de CV e com 600 kg/m³ de cimento (600CV0).

Comparando os resultados obtidos nas misturas de controlo com os relativos às elaboradas com 20% de CV é possível constatar que estas últimas apresentaram um D_{nsm} substancialmente inferior. Esta redução do D_{nsm} foi mais notória nas composições com L = 400 kg/m³, onde a substituição de 20% de C por CV foi capaz de provocar uma redução do D_{nsm}, de cerca de 90%. Para dosagens de ligante superiores este efeito foi substancial mas não tão marcante e correspondeu a uma diminuição de aproximadamente 77% (L = 500 kg/m³) e 65% (L = 600 kg/m³).

Para dosagens de CV superiores a 20%, o D_{nsm} quase não variou, o que evidencia que a incorporação de CV até 60%, aparentemente não afecta prejudicialmente a resistência dos betões à penetração dos iões de cloro. É mesmo possível verificar que as composições com 40% de CV e quantidade de ligante superior a 400 kg/m³ foram aquelas que apresentaram um menor valor do D_{nsm}, o que permite supor que a quantidade óptima de substituição de C por CV deverá ser próxima desse valor.

O ensaio de migração de iões de cloro em estado não estacionário revelou ser mais sensível à presença de CV nas misturas do que em relação à variação da quantidade de ligante e razão A/L associada. Apenas foi registada uma redução substancial do D_{nsm} aquando da passagem de 400 kg/m³ para 500 kg/m³ de ligante, nas composições sem CV. Para as composições com CV, o efeito provocado pela quantidade de ligante não foi tão acentuado. No entanto, a Figura 8.80 ainda permite observar a existência de uma melhoria do comportamento das misturas, por

aumento da dosagem de ligante de 400 kg/m^3 para 500 kg/m^3 . O acréscimo de ligante para 600 kg/m^3 não parece conduzir a ganhos significativos.

Tal como nos casos da absorção de água por imersão ou capilaridade, a migração dos iões de cloro através dos betões está condicionada pela porosidade das respectivas matrizes. Neste contexto, é de esperar que o $D_{\text{ns m}}$ diminua com o aumento da quantidade de ligante e com o decréscimo da relação A/L. Para as composições estudadas, verificou-se que o volume de pasta ligante hidratada correspondente às dosagens de ligante superiores a 400 kg/m^3 parece ser suficiente para o preenchimento dos poros, não sendo visíveis grandes vantagens na subida desta quantidade para além dos 500 kg/m^3 .

A introdução de CV nas misturas beneficiou claramente a resistência à migração de cloretos, devido à diminuição da quantidade de hidróxido de cálcio que provocaram, resultante das reacções pozolânicas das CV. Contudo, para este factor poder ser considerado preponderante, o aumento continuado da quantidade de CV deveria levar a uma progressiva diminuição do $D_{\text{ns m}}$. Tal não se verificou, sendo até possível detectável uma certa tendência para a estabilização do valor do $D_{\text{ns m}}$ para quantidades de CV entre 20% e 60%.

Assim, face aos resultados obtidos, a principal diferença de comportamento registada deve estar associada à inclusão ou não de CV nas composições. A maior quantidade de aluminatos proporcionada pela substituição de C por CV, pode estar na origem do melhor desempenho das composições com CV, comprovando o descrito por Alonso *et al*, 1994. Os aluminatos apresentam a capacidade de reagirem quimicamente com os iões de cloro, fixando-os e reduzindo a quantidade de cloretos livres, capazes de migrarem através do betão, o que provoca a diminuição dos respectivos valores do $D_{\text{ns m}}$. Como este aparenta ser o efeito predominante, tudo indica que a inclusão de apenas 20% de CV já permite a redução substancial da quantidade de cloretos livres no betão.

Os resultados obtidos também conseguem revelar os efeitos relacionados com a quantidade de ligante e com a pozolanicidade das CV, de forma semelhante ao referido para os outros ensaios identificadores de parâmetros de durabilidade até aqui apresentados (absorção de água por imersão e por capilaridade).

Com base na classificação proposta por Gjrrv, 2001 (ver Quadro 5.4), que divide os betões relativamente à resistência à penetração de cloretos em cinco categorias (de reduzida a ultra elevada) em função do seu coeficiente de difusão de iões de cloro determinado recorrendo a um ensaio de migração, semelhante ao efectuado, a substituição de 20% de C por CV nas composições fabricadas com 400 kg/m^3 de ligante permitiu melhorar consideravelmente a qualidade do betão, aumentando a sua classificação de reduzida ($D_{\text{ns}} \geq 15 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$) para ultra elevada

($D_{ns} \leq 2.5 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$). Para os restantes betões ($L = 500 \text{ kg/m}^3$ e $L = 600 \text{ kg/m}^3$) o acréscimo qualitativo foi menos pronunciado, apenas passando os betões sem CV da classificação muito elevada ($2.5 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s} < D_{ns} \leq 5 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$) para ultra elevada resistência, por intermédio da adição de CV. É de salientar que a totalidade dos betões produzidos com incorporação de CV em quantidades de substituição de 20% a 60% de C, enquadram-se na categoria de melhor desempenho (resistência ultra elevada), o que comprova a eficácia das CV no aumento da resistência a este agente agressivo.

8.5.4 RESISTIVIDADE ELÉCTRICA

Recorrendo à medição da intensidade de corrente inicial registada no ensaio de migração de cloretos e com base na lei de Ohm, determinou-se a resistividade eléctrica oferecida pelos provetes de betão (ver 6.4.5.5).

No Quadro 8.33 apresentam-se os valores médios da resistividade, ρ_m , e os respectivos coeficientes de variação, correspondentes ao ensaio de seis provetes de cada composição. Na Figura 8.81 relacionam-se os valores de ρ_m com as quantidades de CV e de ligante utilizadas.

Quadro 8.33 – Resistividade eléctrica

Betão	Idade (dias)	Resistividade eléctrica	
		ρ_m (Ωm)	c. variação (%)
400CV0	298	87.66	3.26
400CV20	286	505.36	4.39
400CV40	291	516.09	9.34
400CV60	306	327.62	9.78
500CV0	381	137.03	4.73
500CV20	390	765.32	5.50
500CV40	405	1108.78	2.28
500CV60	365	497.81	4.97
600CV0	360	148.81	5.77
600CV20	352	685.57	5.49
600CV40	389	1924.90	4.90
600CV60	359	1064.00	8.89

A Figura 8.81 indica que a substituição de C por CV provoca o acréscimo da resistividade dos betões estudados. Este efeito é mais relevante quanto maior for a dosagem de ligante.

Para os betões elaborados com 500 kg/m^3 e 600 kg/m^3 de ligante a inclusão de CV até 40% aumentou substancialmente a ρ_m dos betões, sendo visível um decréscimo apreciável para maiores quantidades de CV.

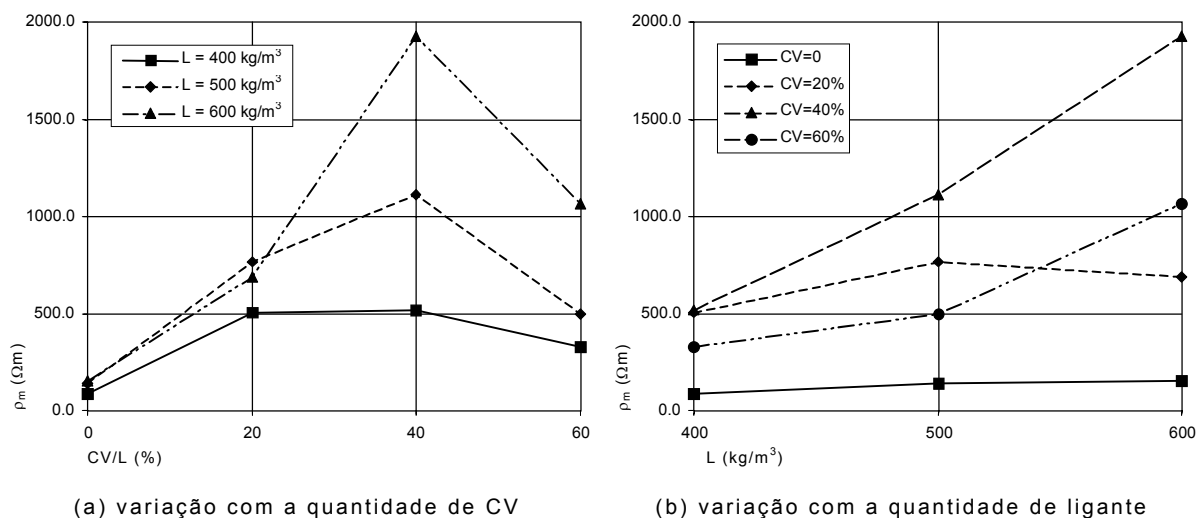


Figura 8.81 – Resistividade eléctrica

Nos betões produzidos com 400 kg/m³ de ligante o mesmo efeito foi também sentido, mas de uma forma menos perceptível. Para estes betões, constituídos com 20% e 40% de CV, a diferença registada na respectiva ρ_m não foi significativa. No entanto, a inclusão de 40% de CV provocou um ligeiro acréscimo do valor da ρ_m (de cerca de 2%), o que permite generalizar que, para as composições estudadas, a incorporação de 40% de CV corresponde à dosagem óptima, independentemente da quantidade de ligante utilizada. A existência desta quantidade óptima pode ser justificada devido ao facto de, para maiores dosagens de CV, a quantidade de hidróxido de cálcio disponibilizada pela hidratação do cimento não ser suficiente para permitir a participação de elevadas quantidades de CV nas reacções pozolânicas. Nesta circunstância, a quantidade de CV não reactivas, que provavelmente participam na mistura como um agregado fino, tende a aumentar.

A resistividade dos betões produzidos recorrendo à substituição de C por 60% de CV, atingiu valores inferiores aos obtidos com 40% de CV, mas sempre superiores ao das composições de controlo (sem inclusão de CV) o que revela o bom desempenho das CV, mesmo para quantidades tão elevadas deste material.

Os resultados obtidos, também permitiram evidenciar que o aumento da quantidade de ligante provocou um acréscimo da ρ_m dos betões, embora de uma forma quase imperceptível nas composições fabricadas sem adição de CV e de uma forma mais marcante nas compostas com 40% de CV.

8.6 AVALIAÇÃO E ANÁLISE DE CUSTOS

Um dos aspectos mais pertinentes e que deve ser convenientemente analisado caso se pretenda aplicar este tipo de betões em situações concretas é, claramente, a avaliação dos custos associados.

Relativamente aos materiais empregues nas composições estudadas, as principais diferenças no custo estão decisivamente associadas à dosagem total de ligante e à quantidade de C substituído por CV. As várias dosagens de agregados e de SP utilizadas também influenciam, mas podem ser consideradas de grandeza bastante mais reduzida. Neste contexto, a análise das principais variações de custo do produto final (betão) pode centrar-se no custo dos constituintes que mais o influenciam, mais concretamente pode incidir no custo afecto à quantidade e tipo de ligante empregue.

Sabendo que o custo das CV é aproximadamente igual a 20% do custo do cimento utilizado (dados fornecidos pela PEGOP), é possível expressar o preço total do ligante em função do preço do cimento e da quantidade de C substituída por CV. Assim, o custo do ligante pode ser avaliado por intermédio do preço de uma quantidade equivalente de cimento, C*:

$$C^* = L \left(1 - 0.8 \frac{CV}{L} \right) \tag{8.7}$$

Na Figura 8.82 apresentam-se as quantidades equivalentes de cimento correspondentes às várias dosagens de ligante e de CV estudadas (Figura 8.82 (a)) bem como a variação relativa de C* associada à utilização de CV, determinada por comparação com as composições de controlo, sem inclusão de CV, C*₀ (Figura 8.82 (b)).

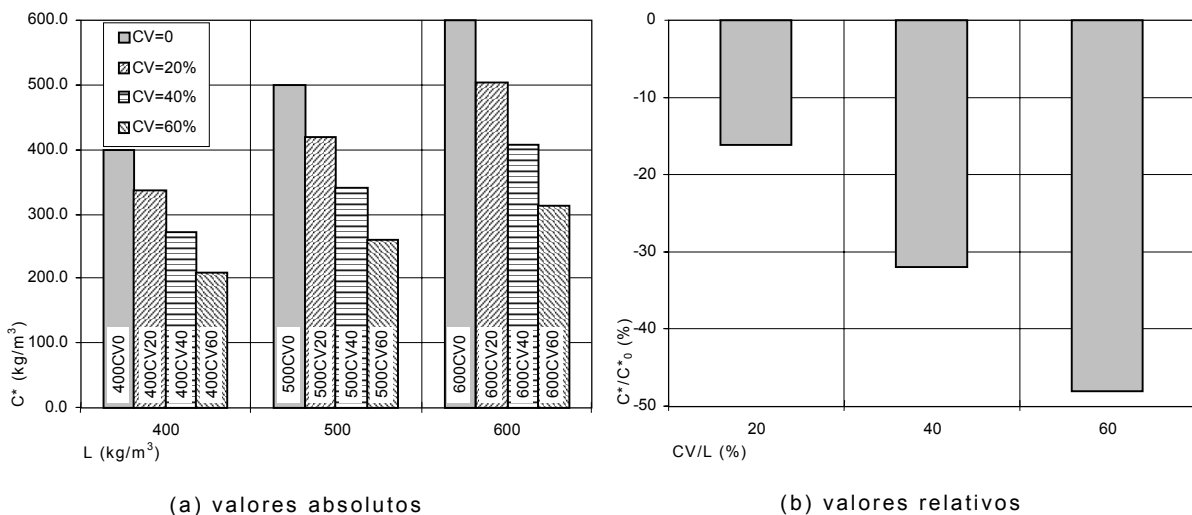


Figura 8.82 – Quantidade equivalente de cimento

Por intermédio da análise da Figura 8.82 é possível constatar que a introdução de CV na composição do betão provoca uma óbvia redução no custo da respectiva quantidade de ligante. A inclusão de 20% de CV permite uma redução de 16%, o aumento da dosagem de CV para 40% conduz a um decréscimo de 32% e com a maior dosagem de CV estudada (60%) a diminuição de custos atinge os 48%.

Comparando os valores dos vários C* obtidos é possível agrupar as diferentes composições efectuadas em seis diferentes classes de custos (ver Quadro 8.34).

Quadro 8.34 – Classes de custo semelhante

Classe	Betão	C* (kg/m ³)
I	400CV60	≈ 210
II	400CV40; 500CV60	≈ 270
III	600CV60; 400CV20; 500CV40	≈ 330
IV	400CV0; 500CV20; 600CV40	≈ 410
V	500CV0; 600CV20	≈ 500
VI	600CV0	600

No entanto, a análise dos custos das composições produzidas não deve ser realizada somente por intermédio da avaliação dos respectivos encargos iniciais. É necessário considerar eventuais benefícios ou prejuízos associados a um acréscimo no custo das composições. Como é obvio, neste tipo de considerações não é possível generalizar, senão vejamos, se por exemplo for considerada a aplicação da composição menos onerosa (400CV60) em aplicações para as quais esta mistura não atinge o nível de desempenho requerido, ela nem deve ser incluída no estudo de viabilidade.

Neste contexto, a eficiência económica das composições deve ser avaliada através de uma análise do tipo custo/benefício, e que contabilize o custo do ligante relativamente a determinadas quantidades que permitam caracterizar o seu desempenho.

As composições realizadas foram caracterizadas experimentalmente e os respectivos resultados foram já apresentados. Os ensaios tiveram como principal objectivo contribuir para o conhecimento do comportamento dos BED fabricados com materiais correntes de baixo custo, nomeadamente no estado endurecido. As principais características mecânicas (ver 8.4) e a durabilidade (ver 8.5) foram já avaliadas.

Os resultados apresentados em 8.5, referentes à caracterização mecânica, permitiram verificar que a resistência à compressão se relacionou com a grande maioria das restantes propriedades avaliadas. Considerando esta constatação, e tendo em conta a importância da resistência à compressão no contexto dos betões,

que em muitos casos são caracterizados apenas através desta propriedade mecânica, optou-se por generalizar a avaliação do desempenho económico em relação às características mecânicas dos betões estudados, recorrendo somente aos valores da resistência à compressão. Assim, as diferentes relações custo/benefício foram determinadas através do cálculo das diferentes quantidades equivalentes de cimento por MPa de resistência à compressão determinada em provetes cúbicos com 100 mm de aresta.

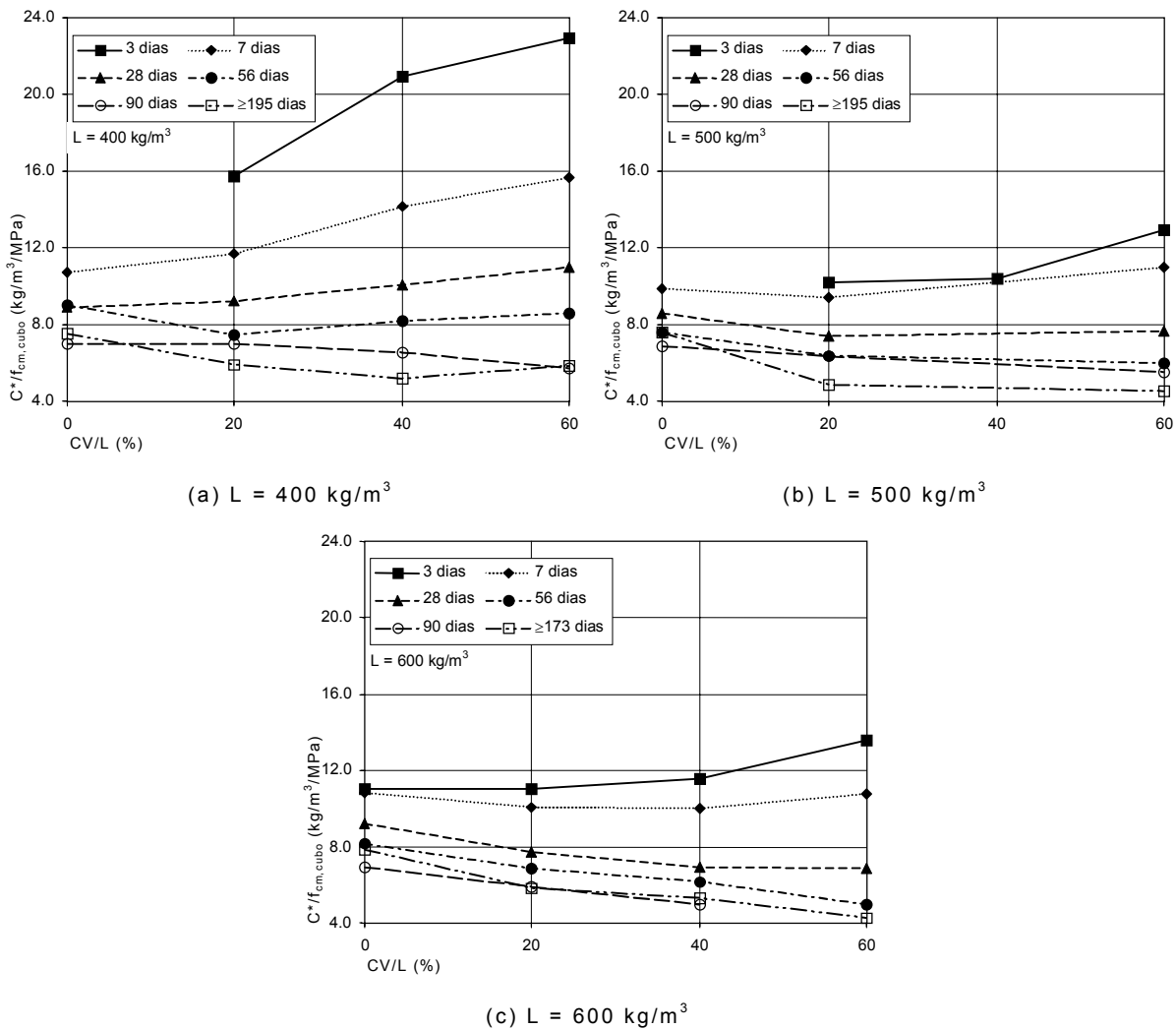


Figura 8.83 – Efeito da variação da quantidade de CV na relação custo/benefício em compressão (provetes cúbicos)

Os resultados das diferentes relações custo/benefício, $C^*/f_{cm,cubo}$, obtidos para as composições efectuadas, apresentam-se nas Figuras 8.83 e 8.84. Os valores de $f_{cm,cubo}$, registados para a composição 500CV40 aos 7, 28, 56, 90 e 195 dias de idade, não foram considerados, por não serem fiáveis (ver 8.4.1.1).

A análise das Figuras 8.83 e 8.84 permite observar que a relação $C^*/f_{cm,cubo}$ diminui ao longo do tempo, manifestamente influenciada pela resistência à compressão que é tanto maior quanto maior for a idade do betão. Esta diminuição é mais evidente

com o aumento da quantidade de CV presente na mistura, devido ao retardamento associado à reacção pozolânica das CV.

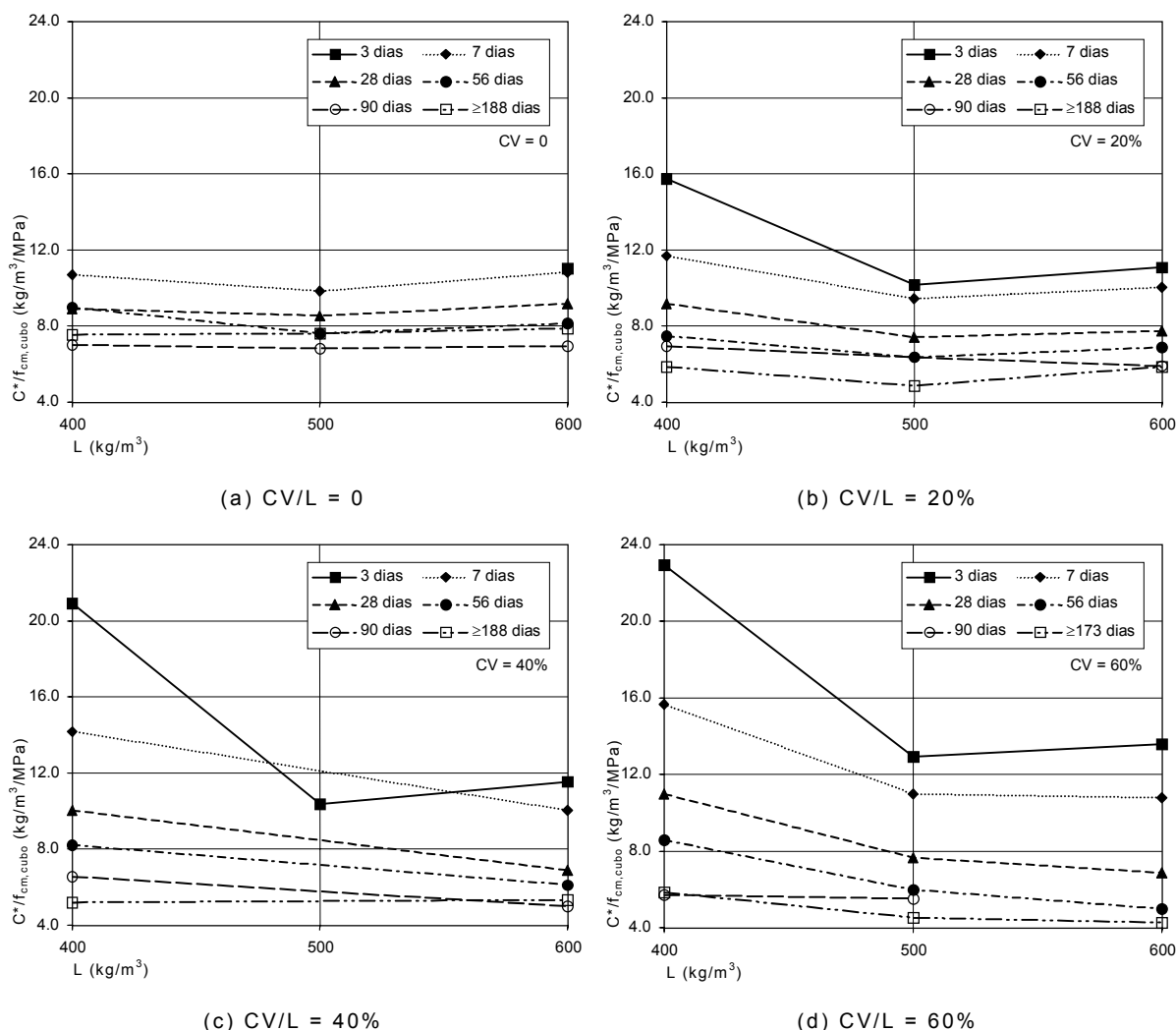


Figura 8.84 – Efeito da variação da quantidade de ligante na relação custo/benefício em compressão (provetes cúbicos)

Em comparação com as composições fabricadas sem CV, a inclusão desta adição mineral provoca o aumento da eficiência económica das misturas a partir dos 28 dias de idade, independentemente da quantidade de ligante utilizada.

Nas composições constituídas exclusivamente com C, a relação custo/benefício em análise não variou significativamente com a quantidade de ligante entre 400 kg/m³ e 600 kg/m³. Fica assim provado que é possível fabricar betões mais resistentes aumentando a quantidade de ligante e mantendo praticamente inalterado o custo por MPa de resistência à compressão. Com a introdução de CV esta tendência alterou-se e foi possível constatar uma redução de $C^*/f_{cm,cubo}$ com o acréscimo de ligante nas composições estudadas. Esta tendência manifestou-se de forma mais pronunciada aquando do aumento de 400 kg/m³ para 500 kg/m³ de ligante, permanecendo praticamente constante para quantidades superiores.

Assim, a introdução de CV proporcionou, nomeadamente em idades avançadas, a obtenção de betões com maior resistência à compressão e com uma diminuição do seu custo relativo, subindo a quantidade de ligante de 400 kg/m³ para 500 kg/m³, ou sem aumento de custo relativo através do aumento do ligante de 500 kg/m³ para 600 kg/m³.

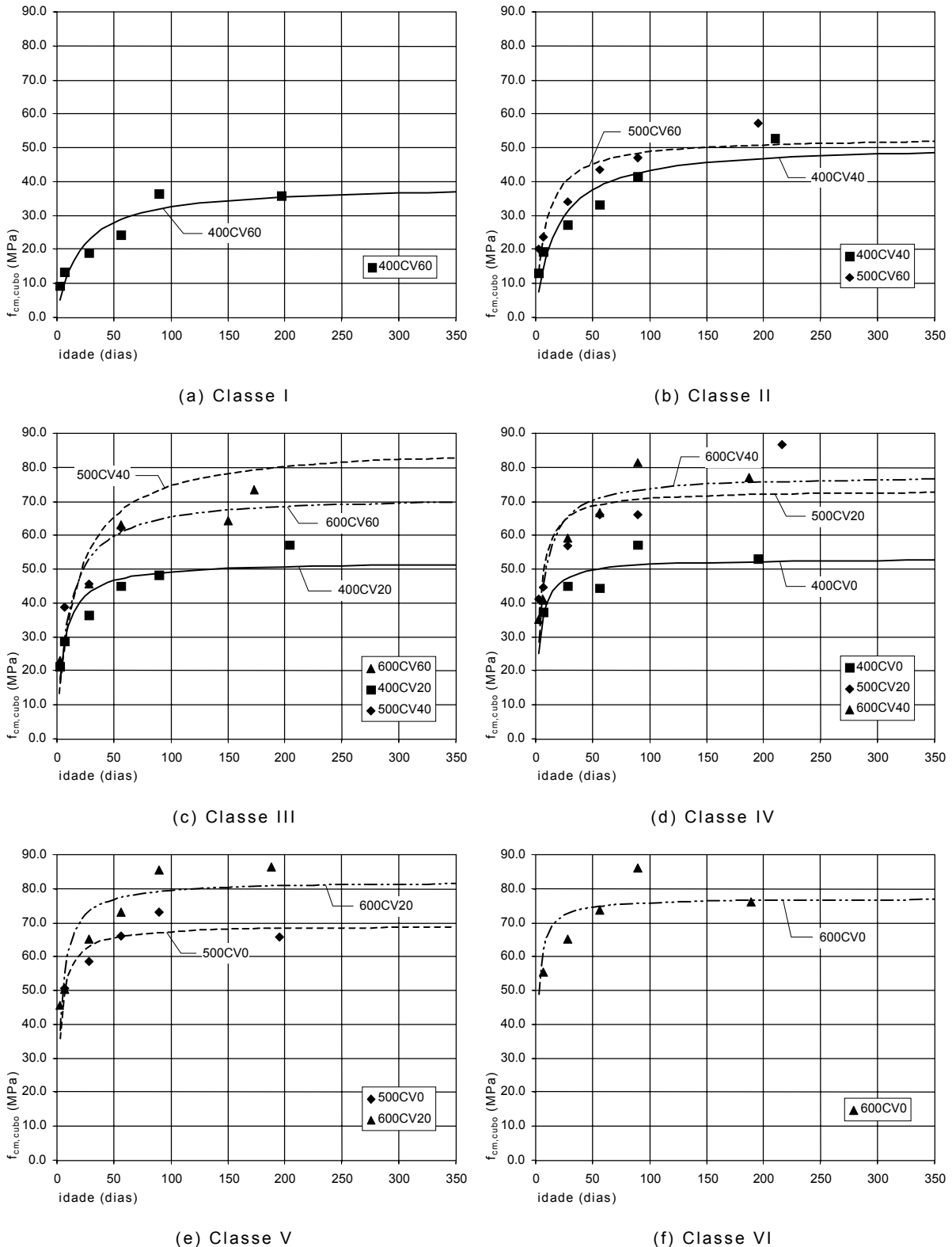


Figura 8.85 – Desenvolvimento da resistência à compressão ao longo do tempo para cada classe de custo semelhante (provetes cúbicos)

Para complementar a análise custo/benefício apresentada foi realizado o enquadramento dos níveis de resistência à compressão atingíveis pelos betões em estudo na divisão em grupos de custo definidos no Quadro 8.34. Na Figura 8.85 apresentam-se, para cada um dos seis grupos propostos, o desenvolvimento da $f_{cm,cubo}$ ao longo do tempo. Os pontos e curvas representados estão referidos em 8.4.1.1, com excepção dos referentes à composição 500CV40, que foram obtidos recorrendo aos resultados verificados em provetes cilíndricos afectados do factor de conversão entre amostras cúbicas e cilíndricas definido em 8.4.1.2 ($f_{cm,cil} = 0.7774 \times f_{cm,cubo}$).

Conforme se pode verificar através da análise da Figura 8.85, a dosagem de 400 kg/m^3 de ligante é a que conduz à obtenção de menores valores da resistência à compressão, para cada classe de custo semelhante.

Em termos gerais, parece preferível, para cada classe, o recurso à composição constituída com a maior quantidade de CV.

Composições pertencentes a uma mesma classe e dotadas de 500 kg/m^3 ou 600 kg/m^3 de ligante apresentam valores de $f_{cm,cubo}$ da mesma ordem de grandeza, excepto as da classe V onde o betão 600CV20 apresenta uma resistência à compressão superior à do betão 500CV0.

O recurso a composições mais dispendiosas não aumenta necessariamente a resistência dos betões. Se, por exemplo, se pretender um betão com cerca de 70 MPa de resistência à compressão aos 56 dias de idade, pode não se justificar a utilização de composições de uma classe superior à IV. O emprego de um betão da classe VI, comparativamente a um da classe IV, implicaria um aumento de custo de cerca de 45%. No entanto, a necessidade de obtenção de elevadas resistências à compressão em idades iniciais pode ser condicionante e obrigar à utilização de betões mais onerosos.

A durabilidade das composições produzidas foi avaliada através de ensaios realizados em provetes de betão com uma idade de cerca de um ano, conforme descrito em 8.5. Foram realizados ensaios de absorção de água por imersão e por capilaridade, migração de cloretos em regime não estacionário e ensaios de resistividade. Para cada um dos ensaios determinou-se um parâmetro avaliador da durabilidade das misturas. Expressando o custo das composições por intermédio da correspondente quantidade equivalente de cimento, C^* , é possível calcular as várias relações custo/benefício associadas a cada um dos parâmetros de durabilidade aferidos.

Nas Figuras 8.86 a 8.89 representam-se as diferentes relações custo benefício expressas como a variação da respectiva quantidade em relação à mistura de controlo, sem CV. Assim, ΔA_i , ΔS , ΔD_{ns} e $\Delta \rho$ representam, respectivamente, a

variação relativamente às amassaduras de controlo, das relações C^*/A_{im}^{-1} , C^*/S_m^{-1} , C^*/D_{nsm}^{-1} e C^*/ρ_m .

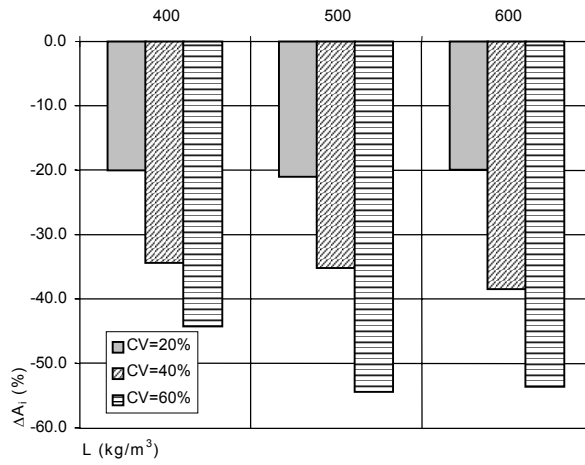


Figura 8.86 – Variação da relação custo/benefício correspondente à absorção por imersão média relativamente às misturas de controlo

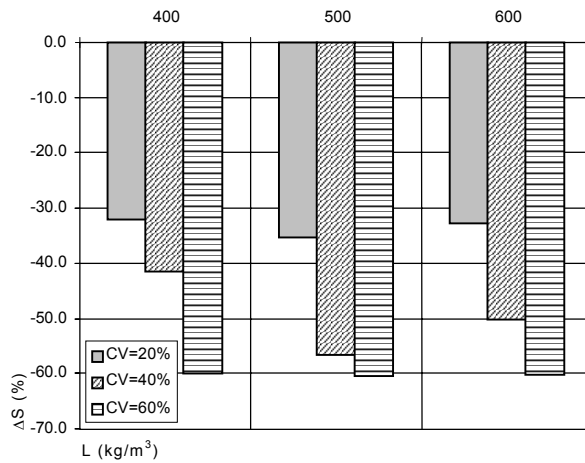


Figura 8.87 – Variação da relação custo/benefício correspondente ao coeficiente de absorção capilar médio relativamente às misturas de controlo

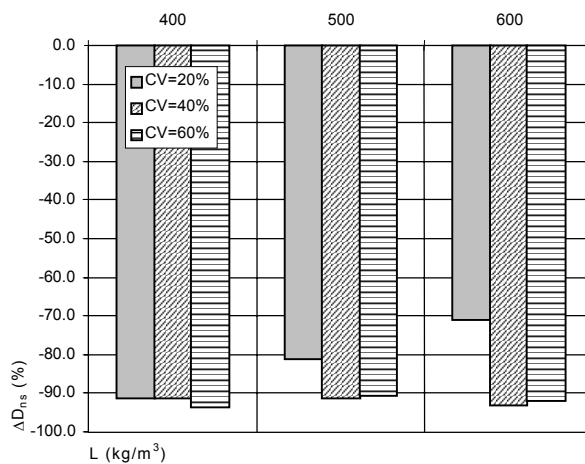


Figura 8.88 – Variação da relação custo/benefício correspondente ao coeficiente de difusão de cloretos médio relativamente às misturas de controlo

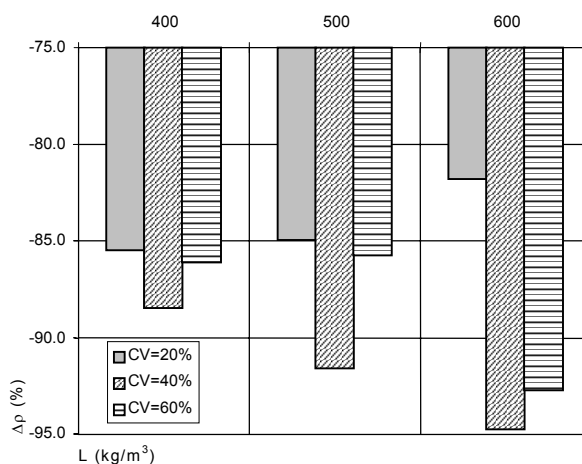


Figura 8.89 – Variação da relação custo/benefício correspondente à resistividade eléctrica média relativamente às misturas de controlo

Conforme se pode observar por intermédio das Figuras 8.86 a 8.89, a introdução de CV beneficia claramente a eficiência económica dos betões estudados. A diminuição do custo relativo dos betões é proporcionada fundamentalmente pela presença das CV nas misturas, uma vez que o aumento de ligante é praticamente inconsequente quanto à possibilidade de alteração da eficiência económica das composições.

O custo relativo das composições estudadas diminui com o aumento da dosagem de CV quando considerados os resultados dos ensaios de absorção de água (por imersão e por capilaridade). O mesmo já não sucede quanto à penetração de cloretos, cujos resultados indicam uma estabilidade do valor relativo de C^*/D_{nsm}^{-1} , para as várias dosagens de CV e para as diferentes quantidades de ligante utilizadas. Os resultados provenientes dos ensaios de resistividade eléctrica apontam para a existência de um valor óptimo que corresponde à substituição de 40% de C por CV. No entanto, em geral, as diferenças verificadas entre composições com diferentes dosagens de CV foram reduzidas (cerca de 5%). Assim, parece mais correcto considerar que os ensaios de resistividade eléctrica se mostraram concordantes com os de penetração de cloretos, sendo os primeiros capazes de apontar a tendência referida relativamente à existência de uma quantidade óptima de CV de 40%.

Por último, também é importante salientar que a eficiência económica dos betões com CV é particularmente evidente em relação à resistência à penetração de cloretos e à resistividade eléctrica, onde é possível generalizar que a inclusão das CV conduz a uma clara diminuição do custo relativo, superior a 80%. Em relação aos restantes parâmetros de durabilidade aferidos, a introdução de CV origina a obtenção de misturas com custos relativos mais reduzidos, atingindo valores significativos, superiores a 20% (absorção por imersão) e 30% (coeficiente de absorção capilar).

8.7 CONCLUSÕES

A caracterização experimental de betões de elevado desempenho de baixo custo, com incorporação de cinzas volantes da Central Termoeléctrica do Pego e areias britadas, foi consumada por intermédio da realização de ensaios cuja análise de resultados permitiu avaliar a trabalhabilidade, as características mecânicas e aferir alguns parâmetros definidores da durabilidade das composições realizadas.

A trabalhabilidade das composições foi aferida através da realização de ensaios correntemente empregues em situações práticas: abaixamento e espalhamento.

Os resultados permitiram evidenciar o efeito favorável das CV, cuja inclusão permitiu (em misturas com CV = 40% ou CV = 60% e para L = 500 kg/m³ e L = 600 kg/m³) elevar o abaixamento de cerca de 25 mm para 200 mm. As partículas de CV, devido à sua forma aproximadamente esférica e à sua superfície pouco rugosa, contribuíram significativamente para uma melhor lubrificação do esqueleto granular, que melhorou o efeito de rolamento das partículas de maior dimensão do agregado por redução do atrito entre elas. Através dos resultados obtidos, foi possível constatar que este efeito de rolamento aumentou com o acréscimo de CV nas misturas. Este aumento foi mais acentuado até à percentagem de CV de 40%. Este comportamento parece evidenciar que a partir de determinada dosagem, as partículas de CV são incapazes de promover uma melhoria no rolamento do conjunto. A detecção deste efeito de rolamento das partículas grossas permite explicar o facto de a introdução de CV não contribuir para a melhoria da trabalhabilidade das argamassas, conforme referido no capítulo anterior.

A resistência à compressão foi avaliada por intermédio de ensaios em provetes cúbicos com 100 mm de aresta e cilíndricos com $\phi 150 \times 300$ mm³. Os resultados assim obtidos mostraram-se relacionáveis através do factor de conversão da resistência em cubos para cilindros de 0.78.

As composições testadas atingiram valores da resistência à compressão em provetes cúbicos que indicam que é possível produzir BED de custo reduzido utilizando materiais correntes e atingir cerca de 60 MPa aos 28 dias e 65 MPa aos 56 dias com uma quantidade de ligante de 500 kg/m³. Aumentando a dosagem de ligante para 600 kg/m³, a resistência à compressão passa para cerca de 70 MPa aos 28 dias e 75 MPa aos 56 dias.

Os resultados demonstraram que a inclusão de CV retarda a resistência à compressão nas idades iniciais, que depois tende a recuperar ao longo do tempo. Em termos gerais, atingida a idade de cerca de 56 dias, as diferenças registadas entre as composições com 500 kg/m³ e 600 kg/m³ de ligante e com uma quantidade

de substituição de C por CV até 40% podem ser consideradas pouco significativas, o que comprova o bom desempenho das CV, particularmente em idades mais avançadas.

O comportamento das composições fabricadas com 60% de CV afastou-se consideravelmente do das restantes. Contudo, há que realçar a apreciável resistência à compressão obtida com esta dosagem de CV para as idades mais avançadas. Aos 90 dias de idade, a composição 500CV60 ($C = 200 \text{ kg/m}^3$) atingiu cerca de 60 MPa e a composição 600CV60 ($C = 240 \text{ kg/m}^3$) aproximadamente 65 MPa.

Para este tipo de betões, as composições com $L = 500 \text{ kg/m}^3$ foram as que, aparentemente, revelaram melhor potencial, uma vez que apresentaram ganhos importantes de resistência à compressão quando comparadas com $L = 400 \text{ kg/m}^3$ e perdas pouco significativas relativamente a $L = 600 \text{ kg/m}^3$.

A evolução da resistência à compressão ao longo do tempo foi representada recorrendo à expressão proposta por Knudsen, 1980 e Carino, 1984. Apesar dos resultados experimentais terem conduzido à obtenção de coeficientes de correlação não muito elevados (R^2 médio de 82.4% e coeficiente de variação de 10.5% para provetes cúbicos e R^2 médio de 77.8% e coeficiente de variação de 21.4% para provetes cilíndricos), os valores estimados parecem consistentes, nomeadamente a resistência máxima, que atingiu valores plausíveis. Com os resultados experimentais disponíveis, também foi possível adaptar a expressão de Carino e Knudsen de forma a incluir directamente o efeito da quantidade de ligante e da percentagem de CV empregue nas composições. Os valores assim estimados apresentaram um desvio absoluto médio de 11% em provetes cúbicos e 15% em provetes cilíndricos. Estes valores podem ser considerados razoáveis e permitem validar as expressões propostas.

Os resultados da resistência à compressão, determinada em provetes cúbicos e cilíndricos, foram comparados com os obtidos em provetes de argamassa, apresentados e analisados no capítulo anterior. As argamassas foram produzidas de modo a poderem ser consideradas como representativas da matriz ligante dos betões, e foram fabricadas com todos os materiais de dimensão inferior a 2.0 mm presentes nas amassaduras de betão com 500 kg/m^3 de ligante e 0.5% de SP.

As argamassas apresentaram resistências à compressão praticamente coincidentes com as determinadas em provetes cúbicos de betão ($R^2 = 96\%$, desvio absoluto médio de 6.9% e desvio absoluto máximo de 16.0% ocorrido na composição com CV = 40% aos 56 dias de idade). A relação com os resultados das amostras cilíndricas confirmou o factor de conversão referido anteriormente.

Para as composições estudadas, ficou comprovada e validada a possibilidade de recorrer à fabricação de provetes de argamassa para posterior ensaio de compressão como forma de prever, com suficiente aproximação, a resistência à compressão dos betões.

Esta constatação reveste-se de uma importância relevante, uma vez que o recurso à fabricação de provetes de argamassa parece poder contribuir para facilitar o processo de estudo da composição dos betões. As vantagens inerentes ao uso de provetes de argamassa em detrimento das amostras de betão são óbvias: menor gasto de material (cimento, adições minerais, agregados, adjuvantes e água); redução do tempo associado à preparação e fabricação das amassaduras; maior facilidade no manuseamento e armazenamento dos provetes; menor exigência de recursos humanos. Como os ensaios em amostras de argamassas foram capazes de prever com suficiente aproximação a resistência à compressão dos betões, é possível proceder à selecção e escolha das quantidades dos materiais finos (com dimensão inferior a 2.0 mm) a empregar nos betões. Desta forma, para cumprir os objectivos do estudo das composições dos betões passa a ser possível reduzir substancialmente o número de amassaduras experimentais de betão.

Em geral, as restantes resistências mecânicas avaliadas (resistência à tracção por compressão diametral, resistência à tracção por flexão e resistência ao corte) revelaram-se relacionáveis com a resistência à compressão. Apesar da ocorrência de uma dispersão de resultados significativa, nomeadamente no ensaio de flexão, a resistência à compressão parece ser representativa da resistência à tracção e ao corte, sendo possível extrapolar as conclusões relativas à resistência à compressão. Na maioria das situações, uma relação linear entre a propriedade em estudo e a raiz quadrada da resistência à compressão revelou-se adequada, comprovando que a um aumento na resistência à compressão corresponde um acréscimo menos acentuado na resistência à tracção e ao corte.

Mesmo para a energia de fractura em flexão, os resultados dos ensaios indicaram a existência de uma relação com a resistência à compressão do tipo da prevista no código modelo 90 (CEB-FIP, 1990). No entanto, atendendo à máxima dimensão do agregado empregue nas composições ($D_{máx} = 9.53$ mm), a relação aí proposta revelou-se substancialmente conservadora, tendo os valores experimentais superado cerca de 100% os previstos. Assim, para os provetes testados, a expressão proposta pelo código modelo 90 não parece reflectir adequadamente o efeito afecto à máxima dimensão do agregado.

A energia de fractura das composições também aumentou com o acréscimo da resistência à compressão, o que revelou não ser, por si só, capaz de representar a tenacidade dos betões. A consideração de outro parâmetro como a energia de fractura normalizada pela resistência à compressão ou o comprimento

característico parece traduzir melhor a ductilidade das composições. Em geral, estas duas quantidades comportaram-se conforme o esperado.

O módulo de elasticidade das composições foi avaliado através de ensaios de compressão monotónicos, cíclicos e por intermédio de ensaios de flexão.

Através da análise dos resultados obtidos foi possível concluir que os ensaios monotónicos são inadequados. O módulo de elasticidade deverá ser determinado submetendo os provetes a ciclos de carga e descarga de modo a provocar uma resposta aproximadamente linear. Mas, também foram sentidas algumas dificuldades na realização destes ensaios, nomeadamente quanto à garantia de um estado de tensão uniaxial. Este estado de tensão, em geral, não foi atingido, o que provocou que os provetes fossem sujeitos a esforços de flexão significativos. O equipamento disponível não se revelou capaz de garantir este requisito essencial, que foi razoavelmente contornado através da determinação do valor médio correspondente aos deslocamentos registados em três geratrizes equidistantes de 120°.

Os módulos de elasticidade dos betões em estudo atingiram valores bastante reduzidos e muito aquém dos estimados através das expressões propostas pela generalidade dos regulamentos existentes. De todas as propostas, a que melhor simulou os resultados experimentais foi a indicada pelo CEB-FIP, 1999, se o parâmetro α_E , que depende do tipo de agregado, for convenientemente determinado e substancialmente diferente do proposto. Assim, é possível concluir que o módulo de elasticidade dos betões não deve ser estimado somente em função da sua resistência à compressão, mas também a partir da eventual influência dos agregados utilizados.

O valor do módulo de elasticidade do betão parece estar intimamente relacionado com as condições de limpeza da fracção grossa dos agregados. Os modelos de simulação, baseados na teoria dos materiais compósitos, parecem ser capazes de estimar, com precisão adequada, o módulo de elasticidade do betão, desde que se contabilize a presença de uma fase representativa da interface agregado-matriz. Nas condições de fabrico empregues nesta campanha experimental, porque não se procedeu à lavagem dos agregados, foi identificado um módulo de elasticidade da fase correspondente à zona de interface assumindo valores substancialmente reduzidos, da ordem dos 20% dos obtidos nos betões correspondentes.

O módulo de elasticidade das composições, calculado recorrendo aos resultados dos ensaios de flexão, confirmou o seu reduzido valor e revelou-se cerca de 18% superior ao correspondente aos ensaios cíclicos de compressão.

Admitindo que a durabilidade dos betões produzidos pode ser convenientemente caracterizada por intermédio dos parâmetros aferidos, associados à realização dos

ensaios de absorção de água por imersão e por capilaridade, migração acelerada de íões de cloro e resistividade, é possível concluir que a incorporação de CV contribuí substancialmente para o aumento da durabilidade dos betões.

Em geral, e principalmente nos betões constituídos com $L = 500 \text{ kg/m}^3$ ou $L = 600 \text{ kg/m}^3$, os resultados dos ensaios apontam para a existência de uma dosagem óptima de CV, da ordem dos 40%. Mesmo nas composições produzidas com 60% de CV, os respectivos parâmetros de durabilidade, com excepção da absorção de água por imersão, revelaram um melhor comportamento destas misturas em relação às de controlo, sem adição de CV. O detectado efeito benéfico das CV parece ser mais relevante relativamente à penetração de cloretos, o que indicia que a inclusão desta adição mineral é particularmente favorável em betões localizados em ambientes sujeitos a este tipo de agressividade desde que seja assegurada uma cura adequada e prolongada.

A análise de custos realizada permitiu realçar o bom desempenho das CV. Em geral a inclusão de CV nas misturas permitiu reduzir os custos das composições. Os resultados permitiram constatar que é possível melhorar o comportamento mecânico e a durabilidade de betões, sem que necessariamente se aumente o seu custo.

C A P Í T U L O 9

c o n c l u s ã o e s

9.1 INTRODUÇÃO

O trabalho desenvolvido no âmbito da presente dissertação pretendeu avaliar a possibilidade de produzir betões de elevado desempenho de baixo custo (ambiental e económico) com recurso a materiais e procedimentos correntes, cuja utilização em betões convencionais se encontra generalizada. Para tal, foi programada uma campanha experimental que envolveu a caracterização de pastas, argamassas e betões. Foram produzidas diversas composições que incorporaram cinzas volantes, provenientes da Central Termoelétrica do Pego, e agregados britados de origem granítica, inclusive a sua fracção fina (areia). Todos os materiais foram utilizados conforme recebidos, i.e., não foram sujeitos a nenhum tipo de tratamento que promovesse o melhoramento das suas características, como por exemplo, a lavagem da areia ou a separação granulométrica das cinzas volantes.

A campanha experimental foi desenvolvida de forma a permitir a avaliação do desempenho global das misturas produzidas e abrangeu o estudo das características consideradas mais relevantes no desempenho dos betões: a trabalhabilidade, o comportamento mecânico e a durabilidade.

No presente capítulo, descrevem-se as principais conclusões resultantes da análise dos resultados experimentais obtidos, bem como as eventuais relações existentes entre as características das pastas, das argamassas e dos betões produzidos.

São, também, apresentadas algumas sugestões para futuros desenvolvimentos, que envolvem aspectos não abordados ou que não foram completamente esclarecidos ao longo deste trabalho e que podem contribuir para aprofundar o conhecimento da temática abordada.

9.2 CONCLUSÕES GERAIS

Conforme referido anteriormente, a campanha experimental foi realizada de forma a permitir a avaliação da trabalhabilidade (das pastas, das argamassas e dos betões), das características mecânicas (das argamassas e dos betões) e da durabilidade (dos betões). Uma vez que a análise destas três propriedades pode ser considerada como fundamental para uma compreensão global do

comportamento das misturas produzidas, apresentam-se as principais conclusões de forma sistematizada.

9.2.1 TRABALHABILIDADE

Relativamente à trabalhabilidade, o estudo realizado permitiu concluir que:

- o comportamento reológico das pastas pode ser caracterizado através do modelo de Bingham e definido pelos dois parâmetros respectivos: a tensão limite de escoamento, τ_0 , e a viscosidade, η ;
- considerando como resultados padrão os obtidos nos ensaios realizados com o viscosímetro de Brookfield em pastas, e por comparação com os restantes ensaios aferidores do comportamento reológico foi possível constatar que o ensaio de exigência de água não forneceu resultados relacionáveis com os parâmetros caracterizadores da reologia das pastas (τ_0 e η). Desta forma, este ensaio expedito não deve ser considerado como um ensaio reológico, e a sua utilização deve ser devidamente ponderada;
- quanto ao ensaio de pastas com comportamento Newtoniano ($\tau_0 = 0$) no cone de Marsh, desde que não se considere como resultado o respectivo tempo de escoamento, mas sim um factor de escoamento, k_{esc} , obtido multiplicando o tempo de escoamento registado pela massa volúmica da pasta, obtém-se uma quantidade intimamente relacionada com a viscosidade, determinada através do ensaio no viscosímetro de Brookfield. Estes resultados comprovam que, na condição descrita, o ensaio no cone de Marsh pode ser considerado como um ensaio reológico, o que legitima a sua utilização corrente;
- atendendo ao referido nos dois pontos anteriores, neste trabalho propõe-se que a comparação do comportamento reológico de pastas determinado através do cone de Marsh não seja realizada recorrendo à análise directa dos tempos de escoamento verificados, mas recorrendo aos respectivos valores de k_{esc} ;
- relativamente à determinação da quantidade óptima de SP em pastas, a avaliação dos resultados obtidos nos diferentes ensaios efectuados comprovou ser possível a sua determinação recorrendo ao ensaio no viscosímetro de Brookfield, no cone de Marsh ou da exigência de água (apesar das limitações apontadas relativamente a este último);
- a acção dos SP é particularmente notória na diminuição do τ_0 das pastas. O aumento progressivo de SP provocou uma correspondente diminuição do τ_0 até

atingir a quantidade óptima, para a qual as suspensões exibiram um comportamento Newtoniano ($\tau_0 = 0$). Para quantidades de SP superiores, as variações de τ_0 foram, em geral, marginais. Este aspecto, realça a adequabilidade dos ensaios no cone de Marsh, nomeadamente na determinação do ponto de saturação, sendo previsível, face aos resultados obtidos, que ao ponto de saturação determinado esteja associada uma mistura com comportamento Newtoniano, perfeitamente caracterizável recorrendo ao referido ensaio no cone de Marsh;

- o aumento da quantidade de SP parece influenciar a η das pastas de modo semelhante ao detectado em relação a τ_0 . No entanto, a variação da η não foi tão acentuada, sobretudo para dosagens de SP compreendidas entre 0.5% e 1.0%. Para esta amplitude de variação do SP, os resultados dos ensaios no cone de Marsh apresentaram diferenças aparentemente pouco significativas, principalmente até dosagens de CV iguais a 40%;
- em geral, quanto maior for a quantidade de CV adicionada, pior é o comportamento reológico das pastas e das argamassas. Contudo, nas pastas fabricadas com SP = 0.25%, a adição de CV parece contribuir para a redução de τ_0 e de η e nas pastas com SP = 0.5% a adição de quantidades de CV até 60% reduz o τ_0 e provoca o efeito contrário na η ;
- os resultados obtidos indiciam que o SP é mais eficaz no cimento do que nas CV. Este aspecto poderá estar associado ao elevado teor de carbono das CV, eventualmente responsável pela adsorção de elevadas quantidades de água juntamente com SP, que assim deixa de estar disponível para o necessário envolvimento, lubrificação e conseqüente dispersão e desfloculação das partículas de ligante;
- o efeito nocivo associado à presença de CV nas pastas contraria o esperado para CV de boa qualidade. É normalmente aceite que a adição de CV beneficia o comportamento reológico das misturas, devido à menor dimensão e à forma aproximadamente esférica das suas partículas. Esta constatação permite alertar para a eventual deficiente qualidade das CV utilizadas neste trabalho, provenientes da Central Termoelétrica do Pego;
- a quantidade óptima de SP determinada em pastas foi de cerca de 1.0%, enquanto que os ensaios em argamassas permitiram identificar um valor próximo de 1.5%;
- as diferenças observadas nas quantidades óptimas de SP determinadas em pastas e em argamassas, permitiram concluir que apresentam um comportamento reológico distinto;

- em relação à quantidade de SP a utilizar nas amassaduras de betão, as diferenças de comportamento verificadas tanto nas pastas como nas argamassas constituídas com 0.5% ou 1.0% de SP, por serem aparentemente pequenas, levantam algumas dúvidas quanto à dosagem a implementar no tipo de betões que se pretende produzir neste trabalho. Entrando em consideração com o factor económico e colocando a hipótese de, nos betões, se obterem níveis de trabalhabilidade satisfatórios com 0.5% de SP, o aumento de trabalhabilidade proporcionado pela inclusão de 1.0% de SP pode não justificar o custo adicional;
- os ensaios de abaixamento e de espalhamento realizados evidenciaram que os betões apresentam um comportamento reológico distinto do determinado em pastas e em argamassas;
- os resultados obtidos em betões permitiram constatar um efeito claramente favorável associado à adição de CV, cuja inclusão, em substituição de pelo menos 40% da massa de cimento nas composições com 0.5% de SP e 500 kg/m^3 ou 600 kg/m^3 de ligante, foi responsável por um aumento do abaixamento, de cerca de 25 mm para um valor próximo de 200 mm;
- uma vez que com 0.5% de SP e com relações A/L reduzidas se conseguiram obter betões com abaixamentos e espalhamentos consideráveis, a opção tomada relativamente à quantidade de SP empregue (0.5% em detrimento de 1.0%) parece ser a mais favorável, tendo em conta o aspecto económico anteriormente mencionado;
- as partículas de CV, devido à sua forma aproximadamente esférica e à sua superfície pouco rugosa, contribuem significativamente para uma melhor lubrificação do esqueleto granular, provocando um efeito de rolamento das partículas de maior dimensão do agregado, reduzindo o atrito entre elas. Através dos resultados obtidos foi possível constatar que este efeito aumenta com o acréscimo de CV na mistura. Este efeito é mais notório até uma quantidade de CV de 40%, atenuando a sua intensidade para 60% de CV. Este comportamento parece evidenciar que a partir de determinada dosagem de CV, as suas partículas são incapazes de promover uma melhoria das condições de rolamento do conjunto. A detecção deste efeito de rolamento das partículas grossas do agregado permite explicar o facto de a introdução de CV nas argamassas não contribuir para a melhoria da sua trabalhabilidade, uma vez que estas foram fabricadas com partículas de dimensão inferior a 2.0 mm.

9.2.2 COMPORTAMENTO MECÂNICO

Os resultados dos ensaios realizados em provetes de argamassa e em amostras de betão permitiram avaliar as características mecânicas das misturas produzidas. As principais conclusões que se puderam observar foram as seguintes:

- as composições de betão testadas atingiram valores da resistência à compressão em provetes cúbicos que indicam ser possível produzir BED de custo reduzido incorporando materiais e procedimentos correntes (cerca de 60 MPa aos 28 dias e 65 MPa aos 56 dias com uma quantidade de ligante de 500 kg/m³; cerca de 70 MPa aos 28 dias e 75 MPa aos 56 dias com uma quantidade de ligante de 600 kg/m³);
- a inclusão de CV reduz a resistência à compressão dos betões nas idades iniciais, mas tende a recuperar ao longo do tempo. Em termos gerais, atingida a idade de cerca de 56 dias, as diferenças na resistência à compressão entre as composições com 500 kg/m³ e 600 kg/m³ de ligante e fabricadas com quantidades de substituição de C por CV até 40% podem ser consideradas pouco significativas. Os valores registados foram da mesma ordem de grandeza, o que comprova o bom desempenho das CV, particularmente em idades mais avançadas;
- o comportamento mecânico das composições com 60% de CV afastou-se do das restantes. No entanto há que realçar a apreciável resistência à compressão obtida com esta dosagem de CV nas idades mais avançadas. A composição 500CV60 (C = 200 kg/m³) alcançou cerca de 60 MPa aos 90 dias de idade e a composição 600CV60 (C = 240 kg/m³) aproximadamente 65 MPa;
- a resistência à compressão dos provetes de argamassa foi praticamente coincidente com a determinada nas amostras cúbicas dos betões correspondentes, o que tem uma implicação prática importante uma vez que se pode prever a resistência do betão a partir de provetes de argamassa;
- a resistência à tracção por compressão diametral, a resistência à tracção por flexão e a resistência ao corte apresentaram valores, em geral, relacionados com a resistência à compressão. Apesar da dispersão de resultados poder ser considerada significativa, nomeadamente no ensaio de flexão, a resistência à compressão parece ser representativa da resistência à tracção e ao corte, sendo possível extrapolar as conclusões relativas à resistência à compressão. Na maioria das situações, uma relação linear entre a propriedade em estudo e a raiz quadrada da resistência à compressão revelou-se adequada, o que comprova que a um aumento na resistência à compressão corresponde um acréscimo menos acentuado na resistência à tracção e ao corte;

- mesmo para o caso da energia de fractura em flexão, os resultados dos ensaios indiciam a existência de uma relação com a resistência à compressão, do tipo da prevista no código modelo 90 (CEB-FIP, 1990);
- a relação de correspondência entre a resistência à compressão e a energia de fractura em flexão proposta pelo CEB-FIP revelou-se substancialmente conservadora, tendo os valores experimentais superado cerca de 100% os previstos. Este facto parece ser motivado pela forma como a referida expressão tem em conta o efeito associado à máxima dimensão do agregado empregue nas composições. Assim, para os provetes testados, a expressão proposta pelo código modelo 90, não parece reflectir adequadamente o efeito associado à máxima dimensão do agregado;
- a energia de fractura das composições produzidas aumentou com o acréscimo da resistência à compressão, o que evidencia não ser por si só capaz de representar a tenacidade dos betões. A consideração de uma energia de fractura normalizada pela resistência à compressão ou do factor comprimento característico parece traduzir melhor a ductilidade das composições. Em geral, estes dois parâmetros comportaram-se conforme o esperado, diminuindo com o aumento da resistência à compressão;
- os valores dos módulos de elasticidade em compressão dos betões estudados foram bastante inferiores aos estimados através das expressões propostas pela generalidade dos regulamentos existentes, que relacionam o módulo de elasticidade com a resistência à compressão. De todas as relações adoptadas, aquela que melhor previu os resultados experimentais foi a proposta pelo CEB-FIP, 1999, desde que convenientemente determinado o parâmetro dependente do tipo de agregado, α_E , e substancialmente diferente do indicado. Assim, é possível concluir que o módulo de elasticidade dos betões não deve ser estimado somente em função da sua resistência à compressão, sendo também necessário considerar a influência do agregado utilizado;
- o módulo de elasticidade das composições, calculado recorrendo aos resultados dos ensaios de flexão, também se revelou inferior ao esperado, mas foi cerca de 18% superior ao correspondente aos ensaios cíclicos de compressão;
- a aplicação dos modelos bifásicos, baseados na teoria dos materiais compósitos, para a previsão do módulo de elasticidade dos betões produzidos não se revelou adequada. O módulo de elasticidade determinado para as duas fases (argamassa e agregado grosso) atingiu valores correntes, mas o valor previsto para os betões suplantou o experimental que, em determinadas composições, foi mesmo inferior ao da argamassa;

- uma vez detectado o referido no ponto anterior, tudo leva a crer que os modelos bifásicos não devem ser aplicáveis aos betões produzidos, o que mostra a necessidade de contemplar mais uma fase: a zona de interface agregados-matriz. Desde que se contabilize a presença de uma fase representativa dessa zona de interface, os modelos de simulação, baseados na teoria dos materiais compósitos, permitem estimar o módulo de elasticidade do betão com precisão adequada. Nas condições de fabrico implementadas nesta campanha experimental, não se tendo procedido à lavagem dos agregados, foi identificado um módulo de elasticidade da fase afecta à zona de interface que assumiu valores substancialmente reduzidos, da ordem dos 20% dos obtidos nos betões correspondentes.

9.2.3 DURABILIDADE

Todos os parâmetros de durabilidade aferidos, associados aos ensaios de absorção de água por imersão e por capilaridade, migração acelerada de iões de cloro e resistividade, indicam que a presença das CV nas misturas é benéfica e contribui para o aumento da durabilidade dos betões.

Em geral, e principalmente nos betões produzidos com $L = 500 \text{ kg/m}^3$ ou $L = 600 \text{ kg/m}^3$, os resultados dos ensaios apontaram para a existência de uma dosagem óptima de CV da ordem dos 40%. Mesmo nas composições produzidas com 60% de CV, os respectivos parâmetros de durabilidade, com excepção da absorção de água por imersão, revelaram um melhor comportamento quando comparados com os das composições de controlo, sem adição de CV. O efeito favorável da adição de CV foi mais acentuado relativamente à penetração de cloretos, o que indicia que a inclusão de CV em betões localizados em ambientes sujeitos a este tipo de agressividade é particularmente vantajosa, desde que seja assegurada uma adequada e prolongada cura.

9.3 PRINCIPAIS CONTRIBUIÇÕES

O trabalho desenvolvido, em particular a análise dos ensaios realizados e dos resultados obtidos permite destacar como principais contribuições as que a seguir se apresentam:

- na vizinhança da quantidade óptima de SP as pastas exibem um comportamento Newtoniano. A adição de quantidades crescentes de SP, até atingir a sua dosagem óptima, reduz progressivamente o τ_0 das pastas ligante até se anular;

- a consideração do tempo de escoamento como resultado do ensaio no cone de Marsh revelou-se inadequada uma vez que não tem em conta a influência da massa do volume a escoar e não permite comparar a fluidez de suspensões com massas volúmicas diferentes;
- foi proposto um parâmetro k_{esc} para avaliação dos resultados do ensaio de pastas no cone de Marsh, que faz intervir a massa volúmica das pastas juntamente com o tempo de escoamento. Os resultados obtidos permitiram validar a adopção de k_{esc} e deste ensaio de utilização generalizada, de fácil execução e que pode ser considerado como um ensaio reológico;
- o ensaio de pastas com comportamento Newtoniano no cone de Marsh permite determinar indirectamente a viscosidade das suspensões, desde que se utilize o factor de escoamento, k_{esc} , na interpretação dos resultados;
- os resultados obtidos nos ensaios realizados em provetes de betão permitiram constatar que é possível produzir BED de baixo custo (económico e ambiental) com incorporação de materiais correntes, sem ter de os sujeitar a qualquer tipo de tratamento prévio, nomeadamente para melhorar a qualidade das CV, consideradas de qualidade reduzida, e das areias britadas;
- os parâmetros de durabilidade aferidos comprovaram o bom desempenho deste tipo de betões e mostraram que a adição de CV contribuiu, em geral, para o aumento da sua durabilidade. Os resultados provaram ser possível a produção de BED, constituídos com substituição de cimento por CV até 40%, dotados de trabalhabilidade adequada à sua colocação em obra, enquadrados num patamar inferior dos betões de elevada resistência à compressão e satisfazendo o definido na prEN 206-1, 2000, que designa como betão de elevada resistência aquele que pertence a uma classe superior à C50/60;
- neste trabalho propõe-se a utilização de argamassas para prever o comportamento do betão. Os resultados obtidos comprovaram que, pelo menos para as misturas produzidas, a resistência à compressão dos betões pode ser estimada com boa aproximação recorrendo ao ensaio de provetes de argamassa cuja composição reproduza as quantidades e os materiais constituintes do betão com dimensão inferior a 2.0 mm. Com base nesta constatação parece viável o recurso ao fabrico de provetes de argamassa em alternativa aos de betão, o que pode contribuir para facilitar o processo de estudo da composição de um betão. As vantagens inerentes ao uso de provetes de argamassa em detrimento das amostras de betão são óbvias: menor gasto de material (cimento, adições minerais, agregados, adjuvantes e água); redução do tempo de preparação e fabrico das amassaduras; maior facilidade no manuseamento e armazenamento dos provetes; menor exigência de recursos humanos. Como os resultados dos

ensaios em argamassas foram capazes de prever com aproximação suficiente a resistência à compressão dos betões, parece ser possível proceder à selecção e escolha das quantidades dos materiais finos (com dimensão inferior a 2.0 mm) a empregar nos betões por intermédio do ensaio de provetes de argamassa. Assim, é possível reduzir substancialmente o número de amassaduras experimentais de betão a realizar tendo em vista o cumprimento dos níveis de resistência requeridos;

- a influência dos agregados deve ser devidamente considerada na previsão do módulo de elasticidade dos betões, bem como a respectiva zona de interface agregados-matriz. Ao que tudo indica, a zona de interface dos betões produzidos apresenta uma rigidez reduzida e esta pode estar dependente das condições superficiais dos agregados;
- em geral, a inclusão de CV no betão permite reduzir os custos das composições. Os resultados permitiram constatar que é possível melhorar o comportamento mecânico e a durabilidade dos betões, sem necessariamente aumentar o seu custo. Para tal, a incorporação de CV revelou-se particularmente vantajosa;
- atendendo à globalidade dos resultados obtidos, quer em relação à trabalhabilidade e às características mecânicas como relativamente à durabilidade dos betões, o critério de conformidade adoptado pela generalidade das especificações normativas, que impunha a rejeição das CV utilizadas neste trabalho, uma vez que o seu teor de inqueimados ultrapassa o valor máximo previsto, aparenta ser demasiado restritivo e antieconómico.

9.4 SUGESTÕES PARA FUTUROS DESENVOLVIMENTOS

Uma vez que a temática abordada neste trabalho não se esgotou e certamente poderá ser alvo de futuros desenvolvimentos, apresentam-se alguns tópicos que se crêem válidos e que podem contribuir para preencher algumas lacunas nos conhecimentos actuais, relativamente às características e propriedades dos betões de elevado desempenho com incorporação de CV.

Em primeiro lugar, pode destacar-se que a globalidade das composições realizadas foi avaliada por intermédio de ensaios efectuados em provetes cuja cura e conservação se pode considerar próxima da situação ideal. Os provetes foram conservados imersos em água logo após a sua desmoldagem e estas condições podem afastar-se substancialmente das verificadas em aplicações práticas deste tipo de betões. Apesar deste tipo de betões necessitar de uma cura e conservação cuidadas, para validar a sua utilização e para que a sua aplicação em obra possa

ser adequadamente prevista, será conveniente proceder a ensaios de provetes conservados nas condições próximas das reais.

Tal como se constatou, embora possa ser expectável que o comportamento reológico dos betões seja distinto do verificado em pastas e argamassas, pode ser interessante comparar os seus parâmetros reológicos e averiguar se existe alguma relação entre eles, ou seja, se é possível prever a reologia dos betões por intermédio do comportamento de suspensões menos complexas, mais fáceis de manusear e caracterizar. Neste contexto, assume particular importância o desenvolvimento de um ensaio expedito que permita avaliar os parâmetros reológicos dos betões (τ_0 e η) sem ser necessário recorrer aos sofisticados reómetros actualmente disponíveis, cuja aplicação a betões, embora já devidamente validada, é de difícil aplicação rotineira em obra.

Os ensaios de compressão uniaxial efectuados forneceram um conjunto de resultados que permitem avaliar a qualidade das leis de simulação propostas por vários autores, não somente até à tensão resistente, como também durante a fase de amolecimento. Durante esta fase é sabido que vários factores intervêm para a forma da resposta registada nos ensaios experimentais, dos quais se destacam, a rigidez do equipamento e do provete, e as condições fronteira do provete. As cinzas volantes quer pela sua dimensão quer pela sua forma alteram a microestrutura do betão podendo por isso contribuir para a resposta pós-pico neste tipo de ensaio, investigação esta a ser aprofundada em futuros trabalhos.

O trabalho experimental relacionado com a determinação do módulo de elasticidade dos betões estudados poderá ser continuado com o objectivo de esclarecer devidamente a razão dos reduzidos valores obtidos.

Apesar de se ter efectuado um número considerável de ensaios de durabilidade, alguns aspectos deverão ser complementados. Ensaio de permeabilidade aos gases, de carbonatação e de difusão de cloretos em estado estacionário poderão ser incluídos em futuros desenvolvimentos deste trabalho de investigação.

Por último, deve ser referido que todo o trabalho experimental foi desenvolvido com CV da mesma proveniência. De modo a permitir generalizar o comportamento dos BED com incorporação de CV, será vantajoso comparar o desempenho de betões fabricados com CV de diversas origens, dotadas de características químicas e físicas distintas e analisar a sua influência nas propriedades dos betões.

b i b l i o g r a f i a

Abrams, D. A., 1918, *Design of concrete mixtures*, Structural materials research laboratory, Chicago;

ACI Committee 211, 1990, *Standard practice for selecting proportions for normal, heavyweight and mass concrete (ACI 211.1-89)*, ACI Manual of Concrete Practice, N.º 211, pp. 1-81;

ACI Committee 211, 1993, *Guide for selecting proportions for high-strength concrete with portland cement and fly ash (ACI 211.4R)*, ACI materials journal, Volume 90, Number 4, July-August, pp. 272-283;

ACI Committee 212, 1990, *Chemical admixtures for concrete*, How to Effectively Use the Newest Admixtures, ACI Seminars Course Manual SCM-23 (90), ACI 212.3R-89, pp. 3-34;

ACI Committee 212, 1993, *Guide for the use of high-range water-reducing admixtures (superplasticizers) in concrete*, ACI committee report 212.4R, Concrete International, ACI, Number 4, April, pp. 40-47;

ACI Committee 225, 1985, *Guide to the selection and use of hydraulic cements*, ACI journal, November-December, pp. 901-929;

ACI Committee 232, 1996, *Use of fly ash in concrete*, ACI committee report 232.2R-96, ACI, April, pp. 34;

ACI 318, 1995, *Building code requirements for reinforced concrete*, American Concrete Institute, Detroit;

ACI Committee 363, 1992, *State-of-the-art report on high strength concrete*, ACI committee report 363R-92, ACI, September, pp. 55;

Addis, B. H., 1992, *Properties of high strength made with South African materials*, University of the Witwatersrand, Ph.D. Thesis, Johannesburg, South Africa;

Ahmad, S. H., 1994, *Short term mechanical properties*, High performance concretes and applications, S.P. Shah and S.H. Ahmad ed., Edward Arnold, London, pp. 27-64;

Ahmad, S. H. and Shah, Surendra P., 1985, *Structural properties of high strength concrete and its implication for precast prestressed concrete*, PCI Journal, Volume 87, Number 2, March-April, pp. 91-119;

Aïtcin, Pierre-Claude, 1992, *The use of superplasticizers in high performance concrete*, High performance concrete – from material to structure, Yves Malier ed., E&FN SPON, London, pp. 14-33;

Aïtcin, Pierre-Claude, 1998, *High-performance concrete*, Modern concrete technology 5, E & FN SPON, London and New York;

Aïtcin, Pierre-Claude et Albinger, J., 1989, *Les bétons à hautes performances, expériences nord Américaine et Française*, Annales de l'ITBTP, N° 473, Mar/Avril, pp. 149-191;

Aïtcin, Pierre-Claude and Mehta, P. Kumar, 1990, *Effect of coarse aggregate type or mechanical properties of high strength concrete*, ACI materials journal, Volume 87, Number 2, March, pp. 103-107;

Aïtcin, Pierre-Claude and Neville, Adam M., 1993, *High-performance concrete demystified*, Concrete International, ACI, Number 1, January, pp. 21-26;

Almeida, Ivan R. de, 1990, *Betões de alta resistência e durabilidade – composições e características*, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, tese de doutoramento apresentada à Universidade Técnica de Lisboa (IST), Lisboa, pp. 740;

Almeida, Ivan R. de, 1993, *Influência dos componentes na qualidade dos concretos de alto desempenho: agregados e cimento*, Seminário sobre cimento e suas influências nas aplicações de concreto, Rio de Janeiro, Maio, pp. 23;

Almeida, Ivan R. de, 1995, *Aspectos práticos relacionados com a produção e a utilização dos concretos de alto desempenho*, Engevista, Escola de Engenharia da Universidade Federal Fluminense, Niterói, Volume I, número 1, Março, pp. 73-82;

Alonso, C.; Acha, M.; Andrade, C. y Sagrera, J. L., 1994, *Incidencia de la adición de cenizas volantes en la durabilidad de las estructuras de hormigón armado*, Hormigón y Acero, Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural, N.º 194, pp. 43-52;

Alonso, J. L. and Wesche, K., 1991, *Characterization of fly ash*, Fly ash in concrete: properties and performance, Report of technical committee 67-FAB – use of fly ash in building, RILEM, K. Wesche ed., E&FN SPON, pp. 3-23;

- Alves, M. F.; Cremonini, R. A. and Molin, D. C. C. Dal, 2000**, *Concreto de alto desempenho: estudos experimentais de métodos de dosagem*, Sustainable construction into the next millennium: environmentally friendly and innovative cement based materials, Proceedings of the International Conference, Normando Perazzo Barbosa, R. Narayan Swamy and Cyril Lynsdale ed., Federal University of Paraíba and The University of Sheffield, João Pessoa, Brazil, November 2/5, pp. 705-717;
- Alves, Roberta Rodrigues e Helene, Paulo, 1996**, *Aditivos superfluidificantes – como avaliar o efeito de aditivos superfluidificantes na trabalhabilidade do concreto fluido?*, Revista IBRACON, Órgão Oficial do Instituto Brasileiro do Concreto, Ano V, Número 13, Junho-Julho, pp. 31-37;
- Andrade, C. e Alonso, C., 1996**, *Vida útil e vida residual das estruturas de hormigón*, Prevenção da Corrosão em Estruturas de Betão Armado, Seminário, LNEC, Outubro;
- Andrade, C.; Castellote, M.; Alonso, C. and González, C., 2000**, *Non-steady-state chloride diffusion coefficients obtained from migration and natural diffusion tests. Part I: comparison between several methods of calculation*, Materials and structures / Matériaux et constructions, Volume 33, Number 225, January-February, pp. 21-28;
- Andrade, C. and Sanjuan, M. A., 1994**, *Chloride diffusion coefficient obtained from migration tests of high performance concrete*, Durability of High Performance Concrete, Proceedings of the International RILEM Workshop, H. Sommer ed., RILEM publications, Vienna, February 14/15, pp. 208-218;
- Andrade, C. et al, 1995**, *Fundamentals of migration experiments*, Chloride Penetration into Concrete, Proceedings of the International RILEM Workshop, RILEM publications, Paris;
- Armaghani, J.; Romano, D.; Bergin, M. and Moxley, J., 1993**, *High performance concrete in Florida bridges*, High performance concrete in severe environments, ACI SP-140, Paul Zia ed., pp. 1-23;
- ASTM C33, 1999**, *Standard specification for concrete aggregates*, Annual Book of ASTM Standards, American Society of Testing Materials, Volume 04.02, April, pp. 10-17;
- ASTM C109/C 109M, 1999**, *Standard test method for compressive strength of hydraulic cement mortars (using 2-in. or [50-mm] cube specimens)*, Annual Book of ASTM Standards, American Society of Testing Materials, Volume 04.01, January, pp. 74-79;
- ASTM C150, 1998**, *Standard specification for Portland cement*, Annual Book of ASTM Standards, American Society of Testing Materials, Volume 04.01, November, pp. 140-144;
- ASTM C469, 1994**, *Standard test method for static modulus of elasticity and Poisson's ratio of concrete in compression*, Annual Book of ASTM Standards, American Society of Testing Materials, Volume 04.02, March, pp. 241-244;
- ASTM C494, 1992**, *Standard specification for chemical admixtures for concrete*, Annual Book of ASTM Standards, American Society of Testing Materials, Volume 04.02, November, pp. 251-259;
- ASTM C617, 1998**, *Standard practice for capping cylindrical specimens*, Annual Book of ASTM Standards, American Society of Testing Materials, Volume 04.02, December, pp. 296-300;
- ASTM C618, 1998**, *Standard specification for coal fly ash and raw calcined natural pozzolan for use as a mineral admixture in concrete*, Annual Book of ASTM Standards, American Society of Testing Materials, Volume 04.02, February, pp. 301-303;
- ASTM C939, 1998**, *Standard test method for flow of grout for preplaced-aggregate concrete (flow cone method)*, Annual Book of ASTM Standards, American Society of Testing Materials, Volume 04.02, June, pp. 473-475;
- ASTM C1017/C 1017M, 1998**, *Standard specification for chemical admixtures for use in producing flowing concrete*, Annual Book of ASTM Standards, American Society of Testing Materials, Volume 04.02, November, pp. 502-509;
- ASTM C1202, 1997**, *Standard test method for electrical indication of concrete's ability to resist chloride ion penetration*, Annual Book of ASTM Standards, American Society of Testing Materials, Volume 04.02, March, pp. 618-623;
- Atzeni, C.; Massida, L. and Sanna, U., 1985**, *Comparison between rheological models for Portland cement pastes*, Cement and concrete research, Elsevier Science Ltd, Volume 15, pp. 511-519;

- Azhar, Salman; Nimityongskul, Pichai; Sheinn, Aye M. M. and Poon, Chi-Sun, 2000**, *Use of powdered stone as fine aggregate in high performance concrete*, High performance concrete – workability, strength and durability, Proceedings of the International Symposium Organized by the Hong Kong University of Science and Technology and Shenzhen University, Christopher K. Y. Leung, Zongjin Li and Jian-Tong Ding ed., Hong Kong and Shenzhen, China, December 10/15, Volume 2, pp. 883-888;
- Baalbaki, Walid Hussein, 1997**, *Analyse expérimentale et prévisionnelle du module d'élasticité des bétons*, Thèse de Doctorat es Sciences Appliquées (Ph.D.) de la Faculté des Sciences Appliquées de l'Université de Sherbrooke, Québec, Canada, pp.143;
- Baalbaki, Walid Hussein ; Benmokrane, B. ; Chaallal, O. and Aïtcin, Pierre-Claude, 1991**, *Influence of coarse aggregate on elastic properties of high-performance concrete*, ACI materials journal, Number 5, September-October, pp. 499-503;
- Banfill, P. F. G., 1994**, *Rheological methods for assessing the flow properties of mortar and related materials*, Construction and Building Materials, Volume 8, Number 1, March, pp. 43-50;
- Baron, J. et Lesage, R., 1976**, *La composition du béton hydraulique, du laboratoire au chantier*, Rapport de recherche LPC N° 64, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, Décembre, pp. 57;
- Barros, Joaquim, 1995**, *Comportamento do betão reforçado com fibras – análise experimental e simulação numérica*, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, tese de doutoramento, Porto, Dezembro, pp. 484;
- Barros, Joaquim, 1999**, *Analysis of concrete slabs supported on soil*, IV Congresso de Métodos Numéricos en Ingeniería, Sevilha, Junho;
- Barros, Joaquim; Cruz, J. Sena e Ulrix, Erik, 1999**, *Avaliação da capacidade de absorção de energia de betões reforçados com fibras de aço*, Revista da Associação Portuguesa de Análise Experimental de Tensões (APAET), N° 4, Novembro;
- Bazant, Z. P. and Oh, B. H., 1983**, *Crack band theory for fracture of concrete*, Materials and structures / Matériaux et constructions, Volume 16, Number 93, pp. 155-177;
- Berg, W. Von and Kukko, H., 1991**, *Fresh mortar and concrete with fly ash*, Fly ash in concrete – properties and performance, Report of technical committee 67-FAB – use of fly ash in building, RILEM, K. Wesche ed., E&FN SPON, pp. 24-41;
- Berntsson, Leif; Chandra, Satish and Kutti, Tomas, 1992**, *Principles and factors influencing high-strength concrete production*, High strength concrete, ACI compilation 17, pp. 31-34;
- Biagini, S. 1995**, *High range water reducers (superplasticizers)*, Application of Admixtures in Concrete, State-of-the-Art Report prepared by RILEM Technical Committee TC 84-AAC, Application of Admixtures in Concrete, RILEM, A. M. Paillère ed., E&FN SPON, pp. 48-56;
- Bilodeau, A. and Malhotra, V. M., 1994**, *High-performance concrete incorporating large volumes of ASTM class F fly ash*, High-Performance Concrete, Proceedings of the ACI International Conference, ACI SP-149-10, V. M. Malhotra ed., Singapore, pp. 177-18;
- Bognacki, Casimir J.; Marsano, Joseph and Baumann, William C., 2000**, *Spending concrete dollars effectively*, Concrete International, ACI, Volume 22, Number 9, September, pp. 50-56;
- Bolomey, J., 1925**, *Détermination de la résistance à la compression des mortiers et bétons*, Bulletin Tech. Suisse Romande, 22/05/1925, pp. 126, 04/07/1925, pp. 182;
- Boulay, Claude ; Belloc, Albert ; Larrard, François de et Torrenti, Jean-Michel, 1992**, *Une nouvelle méthode de surfacage des éprouvettes en béton à hautes et très hautes performances*, Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, N.° 179, Réf. 3639, Mai-Juin, pp. 43-55;
- Browne, R. D., 1991**, *Field investigations: site & laboratory tests: maintenance repair and rehabilitation of concrete structures*, CEEC, Lisboa;
- Burg, R. G. and Ost, 1992**, *Engineering properties of commercially available high-strength concrete*, Portland Cement Association, PCA RD104-DIT, pp. 55;
- Burg, R. G.; Caldarone, M. A.; Detwiler, G.; Jansen, D. C. and Willems, T. J., 1999**, *Compression testing of HSC: latest technology*, Concrete International, ACI, Number 9, August, pp. 67-76;

- Cabaço, Rui e Aroso, Manuel E., 1988, *Utilização das cinzas volantes da central termo-eléctrica de Sines em betões e argamassas de cimento*, Congresso da Ordem dos Engenheiros 1988, pp. 1-20;**
- Cabrera, J. G. and Gray, M. N., 1973, *Specific surface, pozzolanic activity and composition of pulverized-fuel ash*, Fuel, Volume 52, July, pp. 213-219;**
- Cannon, Robert W., 1998, *Bridging the gap: proportioning with fly ash*, Concrete International, ACI, Volume 20, Number 9, September, pp. 49-55;**
- Cánovas, Manuel Fernández y Gutiérrez, Pilar Alaejos, 1992, *Composición y dosificación de los hormigones de alta resistencia*, El hormigón de altas resistencias y sus aplicaciones, Cemento-Hormigon, Número 709, Agosto, Barcelona, pp. 971-990;**
- Carbonari, Berenice M. T., 1996, *Estudio paramétrico de variables y componentes relativos a la dosificación y producción de hormigones de altas prestaciones*, Universitat Politècnica de Catalunya, Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports, Tesis Doctoral, Octubre, Barcelona, pp. 174;**
- Carbonari, Berenice M. T.; Gettu, Ravindra; Agulló, L.; Aguado, A. and Acenã, V., 1996, *A synthetic approach for the experimental optimization of high strength concrete*, Utilization of high strength/high performance concrete, Proceedings of the 4th International Symposium BHP 96, F. de Larrard and R. Lacroix ed., Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, May 23/31, Volume 1, pp. 161-167;**
- Carbonari, Berenice M. T.; Fité, Luis Agulló y Gettu, Ravindra, 1998, *Procedimiento para la optimización de hormigones de altas prestaciones*, Hormigón y Acero, Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural, N.º 208, pp. 19-30;**
- Carino, N. J., 1984, *The maturity method: theory and application*, Cement, Concrete and Aggregates, ASTM, Volume 6, Number 2, Winter, pp. 61-73;**
- Carino, N. J. and Clifton, J. R., 1990, *Outline of a national plan on high-performance concrete: Report on the NIST/ACI workshop, May 16-18, 1990*, NISTIR 4465, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, December, pp. 62;**
- Carino, N. J. and Lew, H. S., 2001, *The maturity method: from theory to application*, Reprinted from the Proceedings of the 2001 Structures Congress & Exposition, May 21-23, 2001, Washington D.C., American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, Peter C. Chang, Editor, pp. 19, Building and Fire Research Laboratory, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD 20899-8611, USA, pp. 20;**
- Carrasquillo, R. L.; Nilson, A. H. and Slate, F. D., 1981, *Properties of high strength concrete subjected to short-term load*, ACI journal, Volume 78, Number 3, March, pp. 71-78;**
- CEB-FIP, 1990, *Model Code 90 – Design Code*, Comité Euro-International du Béton, Thomas Telford, pp. 437;**
- CEB-FIP, 1999, *Structural concrete – textbook on behaviour, design and performance*, Updated knowledge of the CEB/FIP model code 1990, Comité Euro-International du Béton, Volume 1, July, pp. 232;**
- CEB bulletin d'information n° 228, 1995, *High performance concrete – Recommended extensions to the Model Code 90 – research needs*, Report of the CEB-FIP working group on high strength/high performance concrete, Comité Euro-International du Béton/Fédération Internationale de la Précontrainte, July, pp. 45;**
- CERF technical report, 1994, *Materials for tomorrow's infrastructure: a ten-year plan deploying high-performance construction materials and systems*, Civil Engineering Research Foundation, Washington, DC, December, pp. 61-79;**
- Cetin, Aykut and Carrasquillo, L., 1998, *High-performance concrete: influence of coarse aggregates on mechanical properties*, ACI materials journal, Volume 95, Number 3, May-June, pp. 252-261;**
- Chen, Bing; Yao, Wu; Wu, Keru, 2000, *Effect of aggregate type on mechanical properties of high performance concrete*, High performance concrete – workability, strength and durability, Proceedings of the International Symposium Organized by the Hong Kong University of Science and Technology and Shenzhen University, Christopher K. Y. Leung, Zongjin Li and Jian-Tong Ding ed., Hong Kong and Shenzhen, China, December 10/15, Volume 2, pp. 889-896;**
- Chiocchio, G. and Paolini, A. E., 1985, *Time for adding superplasticizers to portland cement pastes*, Cement and concrete research, Elsevier Science Ltd, Volume 15, Number 5, pp. 901-908;**

- Collepari, Mario, 1994**, *Advances in chemical admixtures for concretes*, Advances in cement and concrete, Proceedings of an Engineering Foundation Conference, Michael W. Grutzeck and Shondeep L. Sarkar ed., University of New Hampshire, New Hampshire, July 24/29, American Society of Civil Engineers, New York, pp. 257-291;
- Concrete Society, 1987**, *Permeability testing of site concrete. A review of methods and experience*, Technical Report, nº 31;
- Coppola, Luigi; Troli, Roberto; Zaffaroni, Pasquale; Belz, Giulio and Collepari, Mario, 1998**, *Influence of fly ash unburnt content on the performance of ready-mixed concretes*, Proceedings of the 12th European Ready Mixed Concrete Congress ERMCO98, Lisboa, June 23/26, pp. 641-651;
- Coutinho, A. de Sousa, 1988_a**, *Fabrico e propriedades do betão*, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Volume I, Lisboa, pp.401;
- Coutinho, A. de Sousa, 1988_b**, *Fabrico e propriedades do betão*, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Volume II, Lisboa, pp.219;
- Coutinho, A. de Sousa, 1988_c**, *O controle da fabricação do betão e a medição da sua qualidade no estaleiro, Memória nº 188, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, pp. 52;*
- Coutinho, A. de Sousa e Gonçalves, Arlindo, 1994**, *Fabrico e propriedades do betão*, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Volume III, Lisboa, pp.368;
- Coutinho, Maria Joana A. R. S., 1998**, *Melhoria da durabilidade dos betões por tratamento da cofragem*, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, tese de doutoramento, Porto, pp. 392;
- Coventry, Stuart; Woolveridge, Claire and Hillier, Shaun, 1999**, *The reclaimed and recycled construction materials handbook*, DETR, CIRIA C513, pp. 120-129;
- Daczko, Joseph A., 1999**, *Mortar testing for estimating strength*, Concrete International, ACI, September, pp. 63-67;
- Daczko, Joseph A., 2000**, *A proposal for measuring rheology of production concrete*, Concrete International, ACI, Volume 22, Number 5, May, pp. 47-49;
- Darwin, David; Barham, Shawn; Kozul, Rozalija and Luan, Shuguang, 2001**, *Fracture energy of high-strength concrete*, ACI materials journal, Volume 98, Number 5, September-October, pp. 410-417;
- Day, Ken W., 1995**, *Concrete mix design, quality control and specification*, E&FN SPON, London, pp. 350;
- Day, Ken W., 1996**, *Computer control of concrete proportions*, Concrete International, ACI, Volume 18, Number 12, December, pp. 48-53;
- Decreto-lei nº 90/90, de 16 de Março**
- Decreto-lei nº 46/94, de 22 de Fevereiro**
- Dhir, R. K.; McCarthy, M. J.; Limbachiya, M. C.; Sayad, H. I. El and Zhang, D. S., 1999**, *Pulverized fuel ash concrete: air entrainment and freeze/thaw durability*, Magazine of Concrete Research, Volume 51, Number 1, February, pp. 53-64;
- DIN 1045, 1988**, *Concrete and reinforced concrete: design and construction*, Deutches Institut fur Normung E. V., Berlin;
- Domone, P. L. J. and Soutsos, M. N., 1994**, *An approach to the proportioning of high-strength concrete mixes*, Concrete International, ACI, Volume 16, Number 10, October, pp. 26-31;
- Domone, P. L. J.; Yongmo, Xu and Banfill, P. F. G., 1999**, *Developments of the two-point workability test for high-performance concrete*, Magazine of Concrete Research, Volume 51, Number 3, June, pp. 171-179;
- Donza, H. A. and Cabrera, O. A., 1996**, *The influence of kinds of fine aggregate on mechanical properties of high-strength concrete*, Utilization of high strength/high performance concrete, Proceedings of the 4th International Symposium BHP 96, F. de Larrard and R. Lacroix ed., Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, May 23/31, Volume 1, pp. 153-160;
- Dreux, G., 1970**, *Guide pratique du béton*, Collection de l'ITBTP, Société de Diffusion des Techniques du Batiment et des Travaux Publics, Paris, pp. 177;
- E64-1979**, *Cimentos – determinação da massa volúmica*, Documentação normativa, especificação LNEC, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Dezembro, pp. 2;

- E226-1968**, *Betão – ensaio de compressão*, Documentação normativa, especificação LNEC, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Dezembro, pp. 2;
- E355-1990**, *Inertes para argamassas e betões – classes granulométricas*, Documentação normativa, especificação LNEC, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Novembro, pp. 2;
- E372-1993**, *Água de amassadura para betões*, Documentação normativa, especificação LNEC, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Maio, pp. 6;
- E373-1993**, *Inertes para argamassas e betões – características e verificação da conformidade*, Documentação normativa, especificação LNEC, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Maio, pp. 3;
- E374-1993**, *Adjuvantes para argamassas e betões – características e verificação da conformidade*, Documentação normativa, especificação LNEC, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Maio, pp. 6;
- E378-1996**, *Betões – guia para a utilização de ligantes hidráulicos*, Documentação normativa, especificação LNEC, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Agosto, pp. 11;
- E392-1993**, *Betões – determinação da permeabilidade ao oxigénio*, Documentação normativa, especificação LNEC, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Maio, pp. 4;
- E393-1993**, *Betões – determinação da absorção de água por capilaridade*, Documentação normativa, especificação LNEC, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Maio, pp. 2;
- E394-1993**, *Betões – determinação da absorção de água por imersão. Ensaio à pressão atmosférica*, Documentação normativa, especificação LNEC, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Maio, pp. 2;
- E397-1993**, *Betões – determinação do módulo de elasticidade em compressão*, Documentação normativa, especificação LNEC, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Maio, pp. 2;
- E413-1993**, *Betões – determinação da permeabilidade ao ar e à água. Método de Figg*, Documentação normativa, especificação LNEC, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Maio, pp. 2;
- ENV 1992-1-1, 1991**, *Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1: general rules and rules for buildings*, European committee for standardization, Brussels;
- prEN 206-1, 2000**, *Concrete – part 1: specification, performance, production and conformity*, European committee for standardization, Brussels, Final Draft, January, pp. 70;
- prEN 1992-1: 2001, 1999**, *Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1: general rules and rules for buildings*, European committee for standardization, Brussels, 1st Draft, December, pp. 225;
- Estevéz, José M. G. y Gutiérrez, Maria Pilar A., 1990**, *Hormigón de alta resistencia. Estado actual de conocimientos*, Centro de estudios y experimentación de obras públicas, Laboratorio Central de Estructuras y Materiales, Madrid, pp. 189;
- Etxeberria, A.; Ramírez, J. L.; Urreta, J. I. y Gorbeña, J., 1999**, *Fabricación de hormigón de alta resistencia con arido calizo: experiencias del País Vasco*, Hormigón y Acero, Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural, N.º 213, pp. 73-83;
- Farris, J., 1968**, *Prediction of the viscosity of multimodal suspension from unimodal viscosity data*, Trans. Soc. Rheo., Volume 12, Number 2, pp. 281-301;
- Faury, J., 1958**, *Le béton*, Editions Dunod, 3^{eme} édition, Paris, pp. 189;
- Faust, Thorsten, 1997**, *Stress strain curves of high strength lightweight concrete*, Leipzig Annual Civil Engineering Report, Universität Leipzig, No. 2, Federal Republic of Germany, pp. 103-107;
- Feret, R., 1892**, *Compacité des mortiers hydrauliques*, Annales des Ponts et Chaussées, Paris, pp.6;
- Ferraris, Chiara F., 1999**, *Measurement of the rheological properties of high performance concrete: state of the art report*, Journal of Research of the National Institute of Standards and Technology, Volume 104, Number 5, September-October, pp. 461-478;
- Ferraris, Chiara F. and Lobo, Colin L., 1998**, *Processing of HPC*, Concrete International, ACI, Number 4, April, pp. 61-64;

- Ferreira, Rui Miguel, 2000**, *Avaliação de ensaios de durabilidade do betão*, Universidade do Minho, tese de mestrado, Guimarães, Setembro, pp. 248;
- Ferreira, Rui Miguel dos Santos, 2001**, *Betão auto-compactável. Metodologia de composição*, Universidade do Minho, tese de mestrado, Guimarães, Julho, pp. 216;
- Fidjestøl, Per and Knudsen, Kjartan, 1995**, *High-performance concrete for durability using microsilica*, Proceedings of the XIth European Ready Mixed Concrete Congress ERMCO95, Istanbul, Turkey, June 21/23, pp. 379-389;
- Fiorato, Anthony E., 1992**, *PCA research on high-strength concrete*, High strength concrete, ACI compilation 17, pp. 4-10;
- Forster, S. W., 1994**, *High-performance concrete – stretching the paradigm*, Concrete International, ACI, Volume 16, Number 10, October, pp. 33-34;
- Freitas, F; Barros, Joaquim e Fonseca, P., 1998**, *Manual do sistema de ensaio de estruturas – SENTUR*, Departamento de Engenharia Civil, Escola de Engenharia da Universidade do Minho, Guimarães, Setembro, pp. 40;
- Furnas, C., 1931**, *Grading concrete aggregates I – mechanical relations for beds of broken solids of maximum density*, Ind. Eng. Chem., Volume 23, pp. 1052;
- Gettu, Ravindra and Shah, Surendra P., 1994**, *Fracture mechanics*, High performance concretes and applications, S.P. Shah and S.H. Ahmad ed., Edward Arnold, London, pp. 161-212;
- Giaccio, G.; Rocco, C. ; Violini, D.; Zappitelli, J. and Zerbino, R., 1992**, *High-strength concretes incorporating different coarse aggregates*, ACI materials journal, Volume 89, Number 3, May-June, pp. 242-246;
- Giaccio, G.; Rocco, C. and Zerbino, R., 1993**, *The fracture energy (G_F) of high-strength concretes*, Materials and structures / Matériaux et constructions, Volume 26, Number 161, August-September, pp. 381-386;
- Gjørsv, Odd E., 1998**, *Workability: a new way of testing*, Concrete International, ACI, Volume 20, Number 9, September, pp. 57-60;
- Gjørsv, Odd E., 2001**, *Service life of concrete structures and performance-based quality control*, International Workshop on Innovations in Concrete Materials, Whistler, Canada, June, pp. 13;
- Gonçalves, José Roberto A.; Almeida, Ivan R. de; Shehata, Lídia C. D., 1998**, *Influence of five types of coarse aggregate on some high strength concrete properties*, Proceedings of the 12th European Ready Mixed Concrete Congress ERMCO98, Lisboa, June 23/26, pp. 493-501;
- Goodspeed, Charles H.; Vanikar, Suneel and Cook, Ray A., 1996**, *High-performance concrete defined for highway structures*, Concrete International, ACI, Volume 18, Number 2, February, pp. 62-67;
- Grupo Español del Hormigón**, *Hormigones de alta resistencia – fabricación y puesta en obra*, Grupo Español del Hormigón, Boletín nº 20;
- Gutiérrez, Pilar Alaejos and Cánovas, Manuel Fernández, 1995**, *The modulus of elasticity of high performance concrete*, Materials and structures / Matériaux et constructions, Volume 28, Number 184, December, pp. 559-568;
- Gutiérrez, Pilar Alaejos and Cánovas, Manuel Fernández, 1996**, *High-performance concrete: requirements for constituent materials and mix proportioning*, ACI materials journal, Volume 93, Number 3, May-June, pp. 233-241;
- Gysel, A. Van, and Taerwe, 1996**, *Analytical formulation of the complete stress-strain curve for high strength concrete*, Materials and structures / Matériaux et constructions, Volume 29, November, pp. 529-533;
- Hall, C., 1989**, *Water sorptivity of mortars and concretes*, Magazine of Concrete Research, Volume 41, Number 147, June, pp. 51-60;
- Halstead, W., 1986**, *Use of fly ash in concrete*, Transportation research board publication nº 127, Washington, pp. 66;
- Han, N. and Walraven, 1994**, *Properties of high-strength concrete subjected to uniaxial loading*, High-Performance Concrete, Proceedings of the ACI International Conference, ACI SP-149-10, V. M. Malhotra ed., Singapore, pp. 269-288;

- Hansen, E. A.; Leivo, M.; Rodriguez, J. and Cather, R., 1996**, *Mechanical properties of high strength concrete – influence of test conditions, specimens and constituents*, Utilization of high strength/high performance concrete, Proceedings of the 4th International Symposium BHP 96, F. de Larrard and R. Lacroix ed., Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, May 23/31, Volume 1, pp. 187-196;
- Hedegaard, S. E. and Hansen, T. C., 1992**, *Water permeability of fly ash concretes*, Materials and structures / Matériaux et constructions, Volume 25, pp. 381-387;
- Helmuth, R., 1987**, *Fly ash in cement and concrete*, Portland Cement Association, PCA Skokie, 111, pp. 203;
- Helmuth, R.; Hills, L. M.; Whiting, D. A. and Bhattacharja, S., 1995**, *Abnormal concrete performance in the presence of admixtures*, Portland Cement Association, PCA RP333, pp. 66;
- Hillerborg, A.; Modéer, M. and Petersson, Per-Erik, 1976**, *Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements*, Cement and concrete research, Elsevier Science Ltd, Volume 6, pp. 773-782;
- Hillerborg, A., 1983**, *Concrete fracture energy tests performed by 9 laboratories according to a draft RILEM recommendation*, Report to RILEM TC 50-FMC, Lund Institute of Technology, Division of Building Materials, report TVBM-3015;
- Hillerborg, A., 1984**, *Additional concrete fracture energy tests performed by 6 laboratories according to a draft RILEM recommendation*, Report to RILEM TC 50-FMC, Lund Institute of Technology, Division of Building Materials, report TVBM-3017;
- Hillerborg, A., 1985_a**, *The theoretical basis of a method to determine the fracture energy G_F of concrete*, Materials and structures / Matériaux et constructions, Volume 18, Number 106, pp. 291-296;
- Hillerborg, A., 1985_b**, *Results of three comparative test series for determining the fracture energy G_f of concrete*, Materials and structures / Matériaux et constructions, Volume 18, Number 107, pp. 407-413;
- Hordijk, D. A., 1991**, *Local approach to fatigue of concrete*, Delft University of Technology, Ph.D. Thesis, Delft;
- Howard, Nathan L. and Leatham, David, 1992**, *The production and delivery of high-strength concrete*, High strength concrete, ACI compilation 17, pp. 20-24;
- Hu, Chong; Larrard, François de, and Gjørnv, Odd E., 1995**, *Rheological testing and modelling of fresh high performance concrete*, Materials and structures / Matériaux et constructions, Volume 28, Number 175, January-February, pp. 1-7;
- Hu, Chong; Larrard, François de; Sedran, Thierry; Boulay, Claude; Bosc, François et Deflorenne, Frédéric, 1996**, *Validation of BTRHEOM, the new rheometer for soft-to-fluid concrete*, Materials and structures / Matériaux et constructions, Volume 29, Number 12, December, pp. 620-631;
- Huynh, Hieu Thao, 1996**, *La compatibilité ciment-superplastifiant dans les bétons à hautes performances – synthèse bibliographique*, Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, N.° 206, Réf. 4053, Novembre-Décembre, pp. 63-73;
- Imam, M., Vandewalle, L. and Mortelmans, F., 1995**, *Are current concrete strength tests suitable for high strength concrete?*, Materials and structures / Matériaux et constructions, Volume 28, pp. 384-391;
- Iravani, Said, 1996**, *Mechanical properties of high-performance concrete*, ACI Materials Journal, Volume 93, Number 5, September-October, pp. 416-426;
- Jalali, Said, 1991**, *A study of factors affecting the mechanical behaviour of lime-fly ash mixtures*, Coventry Polytechnic, Ph.D. Thesis, February, pp. 411;
- Jalali, Said, 1997**, *Modelling the overall rate of reaction in lime-fly ash systems*, Proceedings of the 10th International Congress on the Chemistry of Cement, Volume 3, Gothenburg, Sweden, June;
- Jensen, J. J., 1994**, *Structural aspects of high strength concretes – case studies of its advantageous use in important structures*, Concrete technology: new trends, industrial applications, Proceedings of the International RILEM Workshop ConTech'94, Antonio Aguado, Ravindra Gettu and Surendra P. Shah ed., E&FN SPON, Barcelona, November 7/9, pp. 197-212;
- Joisel, A., 1952**, *Composition des bétons hydrauliques*, Annales de l'ITBTP, N° 58;

- Joshi, R. C. and Lohtia, R. P., 1997**, *Fly ash in concrete: production, properties and uses*, Advances in Concrete Technology, Volume 2, V. M. Malhotra ed., Gordon and Breach Science Publishers, Ottawa, Ontario, Canada, pp. 269;
- Joshi, R. C., Lohtia, R. P. and Salam, M. A., 1993**, *High strength concrete with high volumes of Canadian sub-bituminous fly ash*, Utilization of high strength performance concrete, Proceedings of the International Symposium, Ivar Holand and Erik Sellevold ed., Lillehammer, Norway, June 20/23, pp. 760-768;
- Júnior, Ernesto Zangelmi, 1999**, *Caracterización del comportamiento de hormigones de altas prestaciones con y sin fibras metálicas a compresión uniaxial*, Universitat Politècnica de Catalunya, Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports, Tesis Doctoral, Abril, Barcelona, pp. 164;
- Keck, Roy H. and Riggs, Eugene H., 1997**, *Specifying fly ash for durable concrete*, Concrete International, ACI, Number 4, April, pp. 35-38;
- Khatiri, R. P. and Sirivivatnanon, V., 1997**, *Methods for the determination of water permeability of concrete*, ACI materials journal, Volume 94, Number 3, May-June, pp. 257-261;
- Kim, J. K.; Park, Y. D.; Sung, K. Y. and Lee, S. G., 1992**, *The production of high-strength fly ash concrete in Korea*, Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete, 4th CANMET/ACI International Conference, Istanbul, Turkey, May, Supplementary papers;
- Knudsen, T., 1980**, *On particle size distribution in cement hydration*, Proceedings of the 7th International Congress on the Chemistry of Cement, Editions Septima, Paris, Volume 2, pp. 1-170-175;
- König, G. and Grimm, R., 1996**, *Hochleistungsbeton*, Betonkalender 1996, Vol. 2, Ernst&Sohn, Berlin;
- Krishna, R. N., 1996**, *Dispersing action of a superplasticizer with different grades of cement and fly ash*, ACI Materials Journal, Volume 93, Number 4, July-August, pp. 351-355;
- Lacroix, R., 1996**, *The history of HS/HPC*, Utilization of high strength/high performance concrete, Proceedings of the 4th International Symposium BHP 96, F. de Larrard and R. Lacroix ed., Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, May 23/31, Volume 1, pp. 17-20;
- Lane, R. O. and Best, J. F., 1978**, *Laboratory studies on the effects of superplasticizers on the engineering properties of plain and fly ash concretes*, Superplasticizers in concrete, Proceedings of the International Symposium, V. M. Malhotra, E. E. Berry and T. A. Wheat ed., CANMET, Energy, Mines and Resources, Canada, Ottawa, May 29/31, pp. 379-402;
- Larrard, François de, 1988**, *Formulation et propriétés des bétons à très hautes performances*, Rapport de recherche LPC N° 149, Thèse de Docteur de l'ENPC, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, Mars, pp.335;
- Larrard, François de, 1992_a**, *Ultra fine particles for making very high performance concretes*, High performance concrete – from material to structure, Yves Malier ed., E&FN SPON, London, pp. 34-47;
- Larrard, François de, 1992_b**, *A mix performance method for high performance concrete*, High performance concrete – from material to structure, Yves Malier ed., E&FN SPON, London, pp. 48-62;
- Larrard, François de, 1993**, *A survey of recent researches performed in the French "LPC" network on high-performance concrete*, Utilization of high strength performance concrete, Proceedings of the International Symposium, Ivar Holand and Erik Sellevold ed., Lillehammer, Norway, June 20/23, pp. 57-67;
- Larrard, François de, 1994**, *High-performance concrete: from the laboratory to practical utilization*, Concrete technology: new trends, industrial applications, Proceedings of the International RILEM Workshop ConTech'94, Antonio Aguado, Ravindra Gettu and Surendra P. Shah ed., E&FN SPON, Barcelona, November 7/9, pp. 177-196;
- Larrard, François de, 1999**, *Why rheology matters*, Concrete International, ACI, Number 8, August, pp. 79-81;
- Larrard, François de, and Malier, Yves, 1992**, *Engineering properties of very high performance concretes*, High performance concrete – from material to structure, Yves Malier ed., E&FN SPON, London, pp. 85-114;

- Larrard, François de, et Roy, R. le, 1992**, *Relation entre formulation et quelques propriétés mécaniques des BHP*, Materials and structures / Matériaux et constructions, Volume 25, pp. 345-350;
- Larrard, François de ; Belloc, A. ; Renwez, S. and Boulay, C., 1994**, *Is the cube test suitable for high-performance concrete?*, Materials and structures / Matériaux et constructions, Volume 27, Number 174, December, pp. 580-583;
- Larrard, François de; Bosc, François; Catherine, Cyrille et Deflorenne, Frédéric, 1996**, *La nouvelle méthode des coulis de l'AFREM pour la formulation des bétons à hautes performances*, Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, N.º 202, Réf. 4012, Mars-Avril, pp. 61-69;
- Larrard, François de et Ferraris, C. F., 1998**, *Rhéologie du béton frais remanié. I-plan expérimental et dépouillement des résultats*, Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, N.º 213, Réf. 4176, Janvier-Février, pp. 73-89;
- Larrard, François de; Ferraris, C. F. and Sedran, T., 1998**, *Fresh concrete: a Herschel-Bulkley material*, Materials and structures / Matériaux et constructions, Volume 31, Number 211, August-September, pp. 494-498;
- Lee, Y-H and Willam, K., 1997**, *Mechanical properties of concrete in uniaxial compression*, ACI materials journal, Volume 94, Number 6, November-December, pp. 457-471;
- Legrand, C., 1993**, *Workability and rheology*, Special Concretes: Workability and Mixing, Proceedings of the International RILEM Workshop, Peter J. M. Bartos ed., E&FN SPON, Paisley, Scotland, March 2/3, pp. 51-54;
- Lessard, Michel; Chaallal, Omar and Aïtcin, Pierre-Claude, 1993**, *Testing high-strength concrete compressive strength*, ACI Materials Journal, Volume 90, Number 4, July-August, pp. 303-308;
- Lessard, Michel; Gendreau, M.; Baalbaki, M.; Pigeon, M. et Aïtcin, Pierre-Claude, 1993**, *Formulation d'un béton à hautes performances à air entraîné*, Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, N.º 188, Réf. 3782, Novembre-Décembre, pp. 41-51;
- Luke, E.; Hanna, K.; Perraton, D. and Aïtcin, Pierre-Claude, 1989**, *Rheological behaviour of portland cement in the presence of a superplasticizer*, Proceedings of the 3th International Conference, ACI SP-119, V. M. Malhotra ed., Ottawa, Canada, pp. 171-188;
- Luping, Tang, 1996**, *Chloride transport in concrete – measurement and prediction*, Chalmers University of Technology, Doctoral Thesis, Göteborg, Sweden;
- Luping, Tang; Andalen, A.; Johansson, J.-O. and Hjelm, S., 1999**, *Chloride diffusivity of self-compacting concrete*, Self-Compacting Concrete, Proceedings of the First International RILEM Symposium, Å. Skarendahl and Ö. Petersson ed., RILEM Publications S.A.R.L., Stockholm, Sweden, September 13/14, pp. 187-198;
- Malek, R. I. A.; Roy, D. M. and Licastro, P. H., 1986**, *The diffusion of chloride ions in fly ash/cement pastes and mortars*, Materials Research Society Symposia Proceedings, Volume 85, Leslie Struble and Paul W. Brown ed., December, 2/4, Boston, Massachusetts, USA, pp. 223-233;
- Malhotra, V. M., 1981**, *Superplasticizers: their effect on fresh and hardened concrete*, Concrete International, ACI, Volume 3, Number 5, May, pp. 61-81;
- Malhotra, V. M., 1989**, *Superplasticizers: a global review with emphasis on durability and innovative concretes*, Proceedings of the 3th International Conference, ACI SP-119, V. M. Malhotra ed., Ottawa, Canada, pp. 1-18;
- Malhotra, V. M., 1993**, *Fly ash, slag, silica fume, and rice-husk ash in concrete: a review*, Concrete International, ACI, April, pp. 23-28;
- Malhotra, V. M., 1995**, *High-performance structural concrete incorporating large percentages of fly ash*, Proceedings of the XIth European Ready Mixed Concrete Congress ERMCO95, Istanbul, Turkey, June 21/23, pp. 372-378;
- Malhotra, V. M., 1999**, *Making concrete “greener” with fly ash*, Concrete International, ACI, May, pp. 61-66;
- Malhotra, V. M. and Mehta, P. Kumar, 1996**, *Pozzolanic and cementitious materials*, Advances in Concrete Technology, Volume 1, V. M. Malhotra ed., Gordon and Breach Science Publishers, Ottawa, Ontario, Canada, pp. 191;
- Malhotra, V. M., and Ramezaniapour, A. A., 1994**, *Fly ash in concrete – 2nd edition*, CANMET – Canada Centre for Mineral and Energy Technology, pp. 307;

Malier, Yves, 1992, *Introduction*, High performance concrete – from material to structure, Yves Malier ed., E&FN SPON, London, pp. xiii-xxiv;

Mansur, M. A.; Wee, T. H. and Chin, M. S., 1995, *Derivation of the complete stress-strain curves for concrete in compression*, Magazine of Concrete Research, Volume 47, Number 173, December, pp. 285-290;

Marino, R.; Siviero, E. and Volta, V., 1995, *Fly ash in concrete: cement replacement or addition?*, Proceedings of the XIth European Ready Mixed Concrete Congress ERMCO95, Istanbul, Turkey, June 21/23, pp. 432-443;

Martins, Maria Luisa C.; Ferreira, Ângela A. e Dal Molin, Denise C. C., 2000, *Durabilidade de concreto com cinza de casca de arroz – atenção especial ao ensaio de absorção de água por capilaridade*, Sustainable construction into the next millennium: environmentally friendly and innovative cement based materials, Proceedings of the International Conference, Normando Perazzo Barbosa, R. Narayan Swamy and Cyril Lynsdale ed., Federal University of Paraíba and The University of Sheffield, João Pessoa, Brazil, November 2/5, pp. 767-780;

Matter, B., 1996, *High-performance concrete in the U. S. Army Corps of Engineers*, International Workshop on High-Performance Concrete, SP-159, ACI, Farmington Hills, Michigan, pp. 323-333;

Mehta, P. Kumar, 1985, *Influence of fly ash characteristics of the strength of Portland fly ash mixtures*, Cement and concrete research, Elsevier Science Ltd, Volume 15, Number 4, pp. 669-674;

Mehta, P. Kumar, 1991, *Durability of concrete – fifty years of progress?*, Durability of concrete, P. Kumar Mehta ed., Second International Conference, Montreal, Canada, pp. 1-30;

Mehta, P. Kumar, 1994, *Mineral admixtures for concrete – an overview of recent developments*, Advances in cement and concrete, Proceedings of an Engineering Foundation Conference, Michael W. Grutzeck and Shondeep L. Sarkar ed., University of New Hampshire, New Hampshire, July 24/29, American Society of Civil Engineers, New York, pp. 243-256;

Mehta, P. Kumar, 1994, *Rice-husk ash – a unique supplementary cementing material*, Advances in concrete technology, CANMET, pp. 419-444;

Mehta, P. Kumar, 1999, *Advancements in concrete technology*, Concrete International, ACI, Volume 21, Number 6, June, pp. 69-76;

Mehta, P. Kumar and Aïtcin, Pierre-Claude, 1990, *Principals underlying the production of high performance concrete*, Cement, Concrete and Aggregates, ASTM, Volume 12, Number 2, pp. 70-78;

Mindess, S., 1983, *Mechanical performance of cementitious systems*, Structure and performance of cements, P. Barnes ed., Applied Science Publishers, Essex, pp. 319-363;

Mindess, S., 1994, *Materials selection, proportioning and quality control*, High performance concretes and applications, S.P. Shah and S.H. Ahmad ed., Edward Arnold, London, pp. 1-25;

Mindess, S. and Young, J. F., 1981, *Concrete*, Prentice Hall Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, USA;

Minnick, L. J.; Webster, W. C. and Purdy, E. J., 1971, *Prediction of the effect of fly ash in portland cement mortar and concrete*, Journal of Materials, Volume 6, pp. 163-187;

Mooney, M., 1951, *The viscosity of concentrated suspensions of spherical particles*, Journal of Collöids and Interface Science, Volume 6, pp. 162;

Mora, E. Peris; Payá, J. and Monzó, J., 1993, *Influence of different sized fractions of a fly ash on workability of mortars*, Cement and Concrete Research, Elsevier Science Ltd, Volume 23, Number 4, pp. 917-924;

MTS, 1994, *Model 815 – Rock and concrete mechanics testing system – technical description*, MTS Systems Corporation, Version 4, June, pp. 110;

Naik, Tarun R.; Singh, Shiw and Ramme, Bruce 1998, *Mechanical properties and durability of concrete made with blended fly ash*, ACI Materials Journal, Volume 95, Number 4, July-August, pp. 454-462;

Nasser, G. D., 1967, *Bibliography on high strength concrete*, ACI journal, Volume 64, Number 10, October, pp. 690-691;

Navalurkar, Rajendra K.; Hsu, Cheng-Tzu; Kim, Suk Ki and Wecharatana, Methi, 1999, *The fracture energy of concrete*, ACI materials journal, Volume 96, Number 2, March-April, pp. 213-225;

Neto, P. M. P. e Djanikian, J. G., 1996, *Concretos de alta resistência – algumas características do módulo elasticidade de concretos de alta resistência*, Revista IBRACON, Órgão Oficial do Instituto Brasileiro do Concreto, Ano IV, Número 12, Abril, pp. 28-35;

Neville, Adam M., 1995, *Properties of concrete*, Fourth edition, Longman Group Limited, England, pp. 844;

Neville, Adam M., 2001, *Consideration of durability of concrete structures: past, present, and future*, Materials and structures / Matériaux et constructions, Volume 34, Number 236, March, pp. 114-118;

Neville, Adam M. and Aïtcin, Pierre-Claude, 1998, *High-performance concrete – an overview*, Materials and structures / Matériaux et constructions, Volume 31, Number 206, March, pp. 111-117;

NF P18-358, 1985, *Adjuvants pour bétons, mortiers et coulis courants d'injection pour précontrainte – mesure de la fluidité et de la réduction d'eau*, Norme expérimental publiée par l'AFNOR, Juillet, pp. 6;

NP 87, 1964, *Consistência do betão – ensaio de abaixamento*, Instituto Português da Qualidade, Lisboa, Março, pp. 2;

NP EN 196-1, 1990, *Métodos de ensaio de cimentos – determinação das resistências mecânicas*, Instituto Português da Qualidade, Lisboa, Junho, pp. 29;

NP EN 196-2, 1996, *Métodos de ensaio de cimentos – parte 2: análise química dos cimentos*, Instituto Português da Qualidade, Lisboa, Setembro, pp. 32;

NP EN 196-3, 1990, *Métodos de ensaio de cimentos – determinação do tempo de presa e da expansibilidade*, Instituto Português da Qualidade, Lisboa, Junho, pp. 12;

NP EN 196-6, 1990, *Métodos de ensaio de cimentos – determinação da finura*, Instituto Português da Qualidade, Lisboa, Junho, pp. 17;

NP ENV 206, 1993, *Betão – comportamento, produção e critérios de conformidade*, Instituto Português da Qualidade, Lisboa, Outubro, pp. 54;

NP ENV 206, Emenda 1, 1996, *Betão – comportamento, produção e critérios de conformidade*, Instituto Português da Qualidade, Lisboa, Setembro, pp. 3;

NP EN 450, 1995, *Cinzas volantes para betão – definições, exigências e controlo da qualidade*, Instituto Português da Qualidade, Lisboa, Setembro, pp. 12;

NP 1379, 1976, *Inertes para argamassas e betões – análise granulométrica*, Instituto Português da Qualidade, Lisboa, Agosto, pp. 3;

NP 2064, 1991, *Cimentos – definições, especificações e critérios de conformidade*, Instituto Português da Qualidade, Lisboa, Junho, pp. 15;

NP 2064, Emenda 1, 1993, *Cimentos – definições, especificações e critérios de conformidade*, Instituto Português da Qualidade, Lisboa, Outubro, pp. 5;

Núñez, Eduardo Herrero, 1992, *Aridos para hormigones de altas resistencias – sus características*, El hormigón de altas resistencias y sus aplicaciones, Cemento-Hormigon, Número 709, Agosto, Barcelona, pp. 1136-1142;

Owens, P. L., 1979, *Fly ash and its usage in concrete*, Concrete: The Journal of the Concrete Society, Volume 13, pp. 21-26;

Owens, P. L., 1989, *Water and its role in concrete – part 1*, Concrete International, ACI, November, pp. 68-74;

Pacios, Antonia; Gettu, Ravindra and Shah, Surendra P., 1992, *Utilización del hormigón de alta resistencia en EE.UU.*, El hormigón de altas resistencias y sus aplicaciones, Cemento-Hormigon, Número 709, Agosto, Barcelona, pp. 1118-1135;

Pailhere, Anne-Marie et Serrano, Jean-Joseph, 1990, *Influence du dosage et du mode d'introduction des superplastifiants sur le maintien de la maniabilité optimale des bétons à hautes performances avec et sans fumées de silice*, Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, N.º 170, Réf. 3544, Novembre-Décembre, pp. 37-45;

PCI Committee on durability, 1994, *Guide to using silica fume in precast/prestressed concrete products*, PCI Journal, Volume 39, Number 5, September-October, pp. 36-45;

- Persson, Bertil S. M., 1997**, *Self-desiccation and its importance in concrete technology*, Materials and structures / Matériaux et constructions, Volume 30, June, pp. 293-305;
- Persson, Bertil S. M., 1998**, *Quasi-instantaneous and long-term deformations of high-performance concrete*, Lund University, Lund Institute of Technology, Report TVBM-1016, Lund, Sweden, pp. 411;
- Persson, Bertil S. M.; Johansson, Anders G. and Johansson, Peter S., 1999**, *Prefabrication with HSC*, Concrete International, ACI, September, Number 9, pp. 58-62;
- Petersson, Per-Erik, 1980**, *Fracture energy of concrete. Method of determination*, Cement and concrete research, Elsevier Science Ltd, Volume 10, Number 1, January, pp. 79-89;
- Petersson, Per-Erik, 1981**, *Crack growth and development of fracture zones in plain concrete and similar materials*, Lund Institute of Technology, Division of Building Materials, report TVBM-1006;
- Pigeon, M., 1996**, *The durability of HS/HPC*, Utilization of high strength/high performance concrete, Proceedings of the 4th International Symposium BHP 96, F. de Larrard and R. Lacroix ed., Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, May 23/31, Volume 1, pp. 39-45;
- Pliskin, L., 1992**, *High performance concrete – engineering properties and code aspects*, High performance concrete – from material to structure, Yves Malier ed., E&FN SPON, London, pp. 186-195;
- Pomeroy, C. D., 1994**, *Random thoughts on the durability of high performance concrete*, Durability of high performance concrete, Proceedings of the International Workshop, H. Sommer ed., RILEM, Vienna, February 14/15, pp. 3-14;
- Price, W. H., 1974**, *The practical qualities of cement*, ACI journal, proceedings, Volume 71, pp. 436-444;
- Proença, Ana Maria, 1996**, *Adjuvantes e adições – influência na durabilidade*, Betões de elevado desempenho – novos compósitos, 1^{as} Jornadas de Estruturas de Betão, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 28 de Outubro, pp. 31-46;
- Ramachandran, V. S.; Malhotra, V. M.; Jolicoeur, C. and Spiratos, N., 1998**, *Superplasticizers: properties and applications in concrete*, CANMET – Canada Centre for Mineral and Energy Technology, March, pp. 404;
- Ramezaniapour, A. A.; Sivasundaram, V. and Malhotra, V. M., 1995**, *Superplasticizers: their effect on the strength properties of concrete*, Concrete International, ACI, April, Number 4, pp. 30-35;
- Rangan, B. V., 1996**, *Studies on high-performance structural members*, International Workshop on High-Performance Concrete, SP-159, ACI, Farmington Hills, Michigan, pp. 117-134;
- Ravina, Dan, 1995**, *Slump retention of fly ash concrete with and without chemical admixtures*, Concrete International, ACI, Number 4, April, pp. 25-29;
- Ravina, Dan, 1998**, *Mechanical properties of structural concrete incorporating a high volume of class F fly ash as partial fine sand replacement*, Materials and structures / Matériaux et constructions, Volume 31, Number 206, Mars, pp. 84-90;
- Regulamento de betões de ligantes hidráulicos, 1989**, Versão dada pelo Decreto Lei nº 445/89 de 30 de Dezembro, Porto Editora, pp. 176;
- Regulamento de estruturas de betão armado e pré-esforçado, 1986**, Imprensa Nacional – Casa da Moeda, E.P., Lisboa, pp. 214;
- RILEM TC 50-FMC, 1985**, *Determination of fracture energy of mortar and concrete by means of three-point bend tests on notched beams*, Materials and structures / Matériaux et constructions, Volume 18, Number 106, July-August, pp. 285-290;
- RILEM TC 116-PCD, 1999_a**, *Concrete durability – an approach towards performance (final report of the RILEM TC 116-PCD: permeability of concrete as a criterion of its durability)*, Materials and structures / Matériaux et constructions, Volume 32, Number 217, April, pp. 163-173;
- RILEM TC 116-PCD, 1999_b**, *Concrete durability – an approach towards performance (recommendations of the RILEM TC 116-PCD: permeability of concrete as a criterion of its durability)*, Materials and structures / Matériaux et constructions, Volume 32, Number 217, April, pp. 174-179;

- RILEM TC 148-SSC, 2000**, *Strain softening of concrete – test methods for compressive softening. Test method for measurement of the strain-softening behaviour of concrete under uniaxial compression*, Materials and structures / Matériaux et constructions, Volume 33, Number 230, July, pp. 347-351;
- Ryan, W. G. and Munn, R. L., 1979**, *Some recent expenses in Australia with superplasticizing admixtures*, ACI SP-62, V. M. Malhotra ed., pp. 123-136;
- Rocco, Claudio; Guinea, Gustavo V.; Planas, Jaime and Elices, Maunel, 1999**, *Mechanisms of rupture in splitting tests*, ACI materials journal, Volume 96, Number 1, January-February, pp. 52-60;
- Rocco, Claudio; Guinea, Gustavo V.; Planas, Jaime and Elices, Maunel, 1999**, *Size effect and boundary conditions in the Brazilian test: experimental verification*, Materials and structures / Matériaux et constructions, Volume 32, Number 217, April, pp. 210-217;
- Rocha, Patrício, 1999**, *Betões de elevado desempenho com recurso a materiais e processos correntes*, Universidade do Minho, tese de mestrado, Guimarães, Outubro, pp. 202;
- Ros, Pedro Sena; Yazzar, Sergio Alejandro y Melero, José Manuel Martínez, 1999**, *Influencia de la granulometría de los áridos en las características de los hormigones de alta resistencia*, Hormigón y Acero, Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural, N.º 213, pp. 63-71;
- Russell, Henry G., 1999**, *ACI defines high performance concrete*, Concrete International, ACI, Volume 21, Number 2, February, pp. 56-57;
- Russell, Henry G., 1999**, *High performance concrete*, Open forum – problems and solutions, PCI Journal, January-February, pp. 88-89;
- Salta, Maria Manuela, 1996_a**, *Introdução à corrosão do aço no betão. Modelos de comportamento às acções agressivas*, Prevenção da Corrosão em Estruturas de Betão Armado, Seminário, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Outubro, pp. 13-55;
- Salta, Maria Manuela, 1996_b**, *Resistência dos betões à penetração de cloretos. Previsão do tempo de iniciação da corrosão das estruturas*, Betão Estrutural, 6º Encontro Nacional sobre Estruturas Pré-Esforçadas, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa;
- Salta, Maria Manuela, 2001**, *Corrosão em estruturas de betão armado*, Patologia e Reabilitação da Construção, I Seminário de Materiais de Construção, J. L. Barroso de Aguiar, Saíd Jalali, Aires Camões e Rui Miguel Ferreira Ed., Universidade do Minho, 15 de Maio, pp. 7-16;
- Salta, Maria Manuela e Gonçalves, Arlindo, 1996**, *Métodos de caracterização da resistência dos betões em ambientes agressivos*, Prevenção da Corrosão em Estruturas de Betão Armado, Seminário, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Outubro, pp. 181-226;
- Sampaio, Joaquim C., 1995**, *Lições proferidas no curso de Mestrado em Engenharia Civil da Universidade do Minho*, Universidade do Minho, Guimarães, pp. 60;
- Sampaio, Joaquim C.; Coutinho, Maria Joana S. e Sampaio, M. N., 2000**, *Portuguese rice husk ash as a partial cement replacement*, Sustainable construction into the next millennium: environmentally friendly and innovative cement based materials, Proceedings of the International Conference, Normando Perazzo Barbosa, R. Narayan Swamy and Cyril Lynsdale ed., Federal University of Paraíba and The University of Sheffield, João Pessoa, Brazil, November 2/5, pp. 125-137;
- Sarja, A., 2000**, *Durability design of concrete structures – committee report 130-CSL*, Materials and structures / Matériaux et constructions, Volume 33, Number 225, January-February, pp. 14-20;
- Saucier, K. L., 1980**, *High strength concrete – past, present, future*, Concrete International, ACI, Volume 2, Number 6, June, pp. 46-50;
- Schutter, G. de, 1999**, *Extension towards early age concrete of CEB-FIP model code 1990 stress-strain relation for short-term compressive loading*, ACI materials journal, Volume 96, Number 1, January-February, pp. 95-100;
- Sedran, Thierry; Larrard, François de et Angot, Daniel, 1994**, *Prévision de la compacité des mélanges granulaires par de modèle de suspension solide : I – fondements et étalonnage du modèle*, Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, N.º 194, Réf. 3862, Novembre-Décembre, pp. 59-70;

Sedran, Thierry; Larrard, François de et Angot, Daniel, 1994, *Prévision de la compacité des mélanges granulaires par de modèle de suspension solide : II – validation, cas des mélanges confinés*, Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, N.° 194, Réf. 3862, Novembre-Décembre, pp. 71-86;

Sedran, Thierry et Larrard, François de, 1994, *René-LCPC : un logiciel pour optimiser la granularité des matériaux de génie civil*, Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, N.° 194, Réf. 3862, Novembre-Décembre, pp. 87-93;

Sedran, Thierry and Larrard, François de, 1996, *René-LCPC: software to optimize the mix design of high performance concrete*, Utilization of high strength/high performance concrete, Proceedings of the 4th International Symposium BHP 96, F. de Larrard and R. Lacroix ed., Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, May 23/31, Volume 1, pp. 169-178;

Sellevoid, E. J.; Justnes, H.; Smeplass, S. and Hansen, E. A., 1994, *Selected properties of high performance concrete*, Advances in cement and concrete, Proceedings of an Engineering Foundation Conference, Michael W. Grutzeck and Shondeep L. Sarkar ed., University of New Hampshire, New Hampshire, July 24/29, American Society of Civil Engineers, New York, pp. 562-609;

Shah, Surendra P.; Swartz, Stuart E. and Ouyang, Chengsheng, 1995, *Fracture Mechanics of concrete: applications of fracture mechanics to concrete, rock, and other quasi-brittle materials*, John Wiley & Sons, Inc., New York, pp. 552;

Shah, Surendra P., 1996, *Special HPCs I: fiber-reinforced HPC, ultra-high strength concrete*, Utilization of high strength/high performance concrete, Proceedings of the 4th International Symposium BHP 96, F. de Larrard and R. Lacroix ed., Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, May 23/31, Volume 1, pp. 74-81;

Shah, Surendra P., 2000, *High performance concrete: past, present and future*, High performance concrete – workability, strength and durability, Proceedings of the International Symposium Organized by the Hong Kong University of Science and Technology and Shenzhen University, Christopher K. Y. Leung, Zongjin Li and Jian-Tong Ding ed., Hong Kong and Shenzhen, China, December 10/15, Volume 1, pp. 3-29;

Shah, Surendra P. and Ahmad, S. H., 1994, *Preface*, High performance concretes and applications, S.P. Shah and S.H. Ahmad ed., Edward Arnold, London, pp. ix-x;

Shah, Surendra P.; Wang, Kejin and Weiss, W. Jason, 2000, *Mixture proportioning for durable concrete – challenges and changes*, Concrete International, ACI, Volume 22, Number 9, September, pp. 73-78;

Shehata, Ibrahim A. E. M.; Shehata, Lidia C. D. and Mattos, Tales S., 2000, *Stress-strain curve for the design of high-strength concrete elements*, Materials and structures / Matériaux et constructions, Volume 33, Number 231, August-September, pp. 411-418;

Shilstone J. M., Sr, and Shilstone, J. M., Jr., 1993, *High performance concrete mixtures for durability*, High performance concrete in severe environments, ACI SP-140, Paul Zia ed., pp. 281-305;

Sivasundaram, V.; Carette, G. G. and Malhotra, V. M., 1993, *Selected properties of high-volume fly ash concretes*, Mineral admixtures, ACI compilation 22, pp. 69-72;

Smeplass, S., 1993, *Applicability of the Bingham model to high strength concrete*, Special Concretes: Workability and Mixing, Proceedings of the International RILEM Workshop, Peter J. M. Bartos ed., E&FN SPON, Paisley, Scotland, March 2/3, pp. 145-151;

Smith, David C., 1996, *The promise of high performance concrete*, Public roads on-line, <http://www.tfhrcc.gov/pubrds/fall96/p96au31.htm>, Autumn

Sommer, H., 1994, *Foreword*, Durability of high performance concrete, Proceedings of the International Workshop, H. Sommer ed., RILEM, Vienna, February 14/15, pp. vii;

Soutsos, Marios N. and Domone, Peter L. J., 1993, *Design of high strength concrete mixes with normal weight aggregates*, Utilization of high strength performance concrete, Proceedings of the International Symposium, Ivar Holand and Erik Sellevoid ed., Lillehammer, Norway, June 20/23, pp. 937-944;

Swamy, R. N., 1986, *Cement replacement materials*, Survey University Press, London;

Swamy, R. N., 1989, *Superplasticizers and concrete durability*, Proceedings of the 3th International Conference, ACI SP-119, V. M. Malhotra ed., Ottawa, Canada, pp. 361-382;

Swamy, R. N., 1993, *Fly ash and slag: standards and specifications – help or hindrance?*, Materials and structures / Matériaux et constructions, Volume 26, pp. 600-613;

- Swamy, R. N., 1996**, *High performance and durability through design*, International Workshop on High-Performance Concrete, SP-159, ACI, Farmington Hills, Michigan, pp. 209-230;
- Taborda, João, 1998**, *Bridge Vasco da Gama – high performance concrete*, Proceedings of the 12th European Ready Mixed Concrete Congress ERMCO98, Lisboa, June 23/26, pp. 723-735;
- Tasdemir, Canan; Tasdemir, Mehmet A.; Lydon, Frank D. and Barr, Ben I. G., 1996**, *Effects of silica fume and aggregate size on the brittleness of concrete*, Cement and concrete research, Elsevier Science Ltd, Volume 26, Number 1, pp. 63-68;
- Tattersall, G. H., 1991**, *Workability and quality control of concrete*, E&FN SPON, London, pp. 262;
- Tennis, P. D., 1998**, *Portland cement characteristics – 1998*, Concrete technology today, Portland cement association, Volume 20, Number 2, August, pp. 1-3;
- Thomas, M. D. A. and Matthews, J. D., 1992**, *The permeability of fly ash concrete*, Materials and structures / Matériaux et constructions, Volume 25, pp. 388-396;
- Tighiouart, B.; Benmokrane, B. and Baalbaki, Walid Hussein, 1994**, *Caractéristiques mécaniques et élastiques de bétons à haute performance confectionnés avec différents types de gros granulats*, Materials and structures / Matériaux et constructions, Volume 27, Number 168, May, pp. 211-221;
- Torrenti, Jean-Michel; Dantec, Patrick; Boulay, Claude et Semblat, Jean-François, 1999**, *Project de processus d'essai pour la détermination du module de déformation longitudinale du béton*, Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, N.° 220, Réf. 4263, Mars-Avril, pp. 79-81;
- Van Mier et al, 1997**, *Strain-softening of concrete in uniaxial compression (report of the round robin test carried out by RILEM TC 148-SSC)*, Materials and structures / Matériaux et constructions, Volume 30, May, pp. 195-209;
- Vichit-Vadakan, Wilasa; Carino, Nicolas J. and Mullings, Gary M., 1998**, *Effect of elastic modulus of capping material on measured strength of high-strength concrete cylinders*, Cement, Concrete and Aggregates, ASTM, Volume 20, Number 2, December, pp. 227-234;
- Wang, Kejin; Konsta-Gdoutos, Maria S. and Shah, Surendra P., 2002**, *Hydration, rheology, and strength of ordinary Portland cement (OPC)-cement kiln dust (CKD)-slag binders*, ACI materials journal, Volume 99, Number 2, March-April, pp. 173-179;
- Wee, T. H.; Chin, M. S. and Mansur, 1996**, *Stress-strain relationship of high-strength concrete in compression*, Journal of Materials In Civil Engineering, Volume 8, Number 2, May, pp. 70-76;
- Wirquin, E.; Hadjieva-Zaharieva, R. and Buyle-Bodin, F., 2000**, *Utilisation de l'absorption d'eau des bétons comme critères de leur durabilité – application aux bétons de granulats recyclés*, Materials and structures / Matériaux et constructions, Volume 33, Number 230, July, pp. 403-408;
- Yogendran, V.; Langan, B. W.; Haque, M. N. and Ward, M. A., 1987**, *Silica fume in high-strength concrete*, ACI materials journal, Volume 84, Number 2, March-April;
- Zhou, F. P.; Lydon, F. D. and Barr, B. I. G., 1995**, *Effect of coarse aggregate on elastic modulus and compressive strength of high performance concrete*, Cement and concrete research, Elsevier Science Ltd, Volume 25, Number 1, pp. 177-186;
- Zia, P., 1993**, *Preface*, High performance concrete in severe environments, ACI SP-140, Paul Zia ed., pp. iii;
- Zia, P.; Leming, M. L. and Ahmad, S. H., 1991**, *High-performance concretes, a state-of-the-art report*, Report No. SHRP-C/FR-91-103, Strategic Highway Research Project, National Research Council, Washington, DC.