



**FEUP** Universidade do Porto  
Faculdade de Engenharia

# **Identificação e Modelação do Comportamento de Estruturas de Betão nas Primeiras Idades**

Denise Carina Santos Ferreira

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, realizada sob a orientação do Professor Associado com Agregação Rui Manuel Carvalho Marques de Faria.

Porto, Abril de 2009



*Aos meus pais.*



*“All that we don't know is astonishing.  
Even more astonishing is what passes for knowledge.”*

*Philip Roth*



# Índice geral

Agradecimentos.....	i
Resumo .....	iii
Índice de texto .....	vii
Índice de figuras.....	xi
Índice de tabelas.....	xvii
Notação e simbologia .....	xix
<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
<b>2 FENOMENOLOGIA E MODELAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DO BETÃO NAS PRIMEIRAS IDADES .....</b>	<b>7</b>
<b>3 CARACTERIZAÇÃO CALORIMÉTRICA DE CIMENTOS .....</b>	<b>21</b>
<b>4 CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DE BETÕES NAS PRIMEIRAS IDADES .....</b>	<b>67</b>
<b>5 MONITORIZAÇÃO DE TEMPERATURAS E DEFORMAÇÕES NAS PRIMEIRAS IDADES DO BETÃO .....</b>	<b>77</b>
<b>6 APLICAÇÃO: MONITORIZAÇÃO E SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE UMA VIGA PRÉ- FABRICADA.....</b>	<b>117</b>
<b>7 CONCLUSÃO .....</b>	<b>167</b>
<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>175</b>





## **Agradecimentos**

Agradeço, em primeiro lugar, ao Professor Rui Faria a cuidada orientação do trabalho de que resulta a presente dissertação. O seu permanente espírito crítico e os valores transmitidos foram marcantes não só na realização deste trabalho como também ao nível do meu desenvolvimento científico e pessoal.

Seguidamente, agradeço ao Miguel Azenha o apoio científico quase diário e os ensinamentos acerca das mais variadas questões que envolvem o tema da presente dissertação de mestrado. Particularmente, agradeço o ambiente de inter-ajuda e companheirismo com que enfrentamos os trabalhos de monitorização em obra.

Agradeço ao Luís Gouveia a disponibilidade no ensino das técnicas laboratoriais utilizadas no âmbito deste trabalho, e a ajuda dispensada no início do estudo do tema, nomeadamente no que diz respeito ao programa de cálculo DIANA.

O meu agradecimento estende-se à Paula Silva, à Cecília Silva e ao Cláudio Ferraz pela preciosa ajuda facultada nos trabalhos laboratoriais.

Aos colegas José Santos, Américo Dimande, Lino Maia e Elói Figueiredo agradeço o bom ambiente vivido na sala de trabalho da Unidade de Investigação LABEST, a troca de ideias e os conselhos cedidos. Particularmente, agradeço ao colega José Santos a disponibilidade na resolução das várias questões a nível informático.

Agradeço ao Bruno Coelho as ajudas a nível informático cedidas no início do trabalho, nomeadamente no que diz respeito ao Visual Basic. Agradeço igualmente a amizade entretanto criada, que foi fundamental na minha boa adaptação à FEUP.

Ao Engenheiro José Pinto e à Empresa de Pré-fabricação Castelo agradeço a oportunidade cedida de monitorização de uma viga durante o seu fabrico. Agradeço igualmente a amabilidade com que fomos recebidos e as ajudas dispensadas pelo pessoal na fábrica durante os trabalhos de instrumentação.

Agradeço o apoio da Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT) através de uma Bolsa de Investigação no âmbito do Projecto de Investigação POCI/ECM/56458/2004 – “Betão nas Primeiras Idades: Previsão do Comportamento”.

Um profundo agradecimento aos meus pais que, como em todos os momentos da minha vida, me concederam o seu incondicional apoio e carinho, fundamentais para a finalização desta etapa.

Finalmente, ao Nuno agradeço a inesgotável paciência, ternura e amizade com que sempre me acompanha.



## Resumo

A fissuração das estruturas de betão nas primeiras idades apresenta-se como um problema emergente, dada a utilização generalizada de betões de alto desempenho, bem como as crescentes pressões económicas para aumento da produtividade que conduzem a retiradas prematuras de cofragens, ao recurso a curas térmicas e à aplicação de pré-esforço em idades precoces. De facto, as elevadas dosagens de cimento utilizadas em betões de alto desempenho conduzem à geração de grandes quantidades de calor de hidratação, que aliadas ao fenómeno de retracção autógena se apresentam como as principais causas da fissuração do betão jovem, com consequências para a durabilidade e a estética estruturais.

Deste modo, é fundamental dispor de ferramentas numéricas que possibilitem a previsão da fissuração durante a fase de hidratação do cimento. Esta ferramenta deverá ser um auxiliar na tomada das várias decisões de projecto, a fim de evitar a fissuração do betão nas primeiras idades. Neste trabalho apresenta-se um modelo termo-mecânico baseado no Método dos Elementos Finitos que permite determinar os campos de temperaturas, deformações e tensões induzidas nas estruturas ao longo da hidratação, tendo em linha de conta a contínua evolução das propriedades mecânicas do betão, permitindo determinar o risco de fissuração deste material em aplicações estruturais.

No que diz respeito ao problema térmico, a lei de Arrhenius, que simula a geração de calor de hidratação do cimento é, neste trabalho, caracterizada através de calorimetria isotérmica. Deste modo, foi realizada uma campanha de caracterização calorimétrica sistemática de vários cimentos produzidos em Portugal, incluindo os de coloração branca. Foi igualmente estudada a influência de um aditivo (superplastificante) e de duas adições (cinzas volantes e filler calcário) nas propriedades calorimétricas de cimentos. Quanto ao problema mecânico, foram realizados ensaios experimentais de caracterização da evolução das seguintes propriedades do betão nas primeiras idades: resistência à compressão e à tracção, módulo de elasticidade, fluência e retracção autógena.

A monitorização de temperaturas e deformações nas primeiras idades do betão, essencial à calibração e validação dos modelos numéricos, é um tema algo controverso principalmente no tocante às deformações. De facto os extensómetros usuais estão vocacionados para a monitorização do betão endurecido, pelo que a instrumentação numa fase em que ocorrem elevadas variações de temperatura e rigidez acarreta várias complexidades. Desta forma, foi realizado um ensaio em laboratório de instrumentação de um prisma de betão durante a fase de hidratação do cimento, com o objectivo de avaliar as potencialidades dos sensores para medição de temperaturas e deformações nas primeiras idades.

Uma vez determinada a melhor estratégia de instrumentação e interpretação dos resultados no âmbito do comportamento do betão jovem através do ensaio laboratorial prévio, foi realizada uma aplicação *in situ* de monitorização de temperaturas e deformações numa viga pré-fabricada pré-esforçada, desde os primeiros instantes de betonagem até cerca dos 3 dias de idade. Paralelamente aos trabalhos de monitorização foi realizada a simulação numérica da viga, cujos resultados foram comparados com os experimentais. Foi igualmente avaliada a influência da cura térmica de vapor usada nesta fábrica no risco de fissuração da viga pré-fabricada.

Finalmente apresenta-se um estudo paramétrico da influência de vários regimes de cura térmica no desenvolvimento de tensões de tracção no betão durante a hidratação na viga pré-fabricada. Desta forma pretendeu-se determinar as características da cura térmica a aplicar nesta viga que minimizassem o risco de fissuração.



## Abstract

Early age concrete cracking is an emergent problem due to the generalized use of high performance concrete, the rising economical and productivity pressures that lead to premature formwork withdrawal, making use of heat curing methods and premature prestress application. Therefore, the high cement dosages in use lead to an important heat of hydration generation that allied to the autogenous shrinkage phenomenon are the main causes for early age concrete cracking, with important consequences to structural durability, performance and aesthetic.

Accordingly, the use of numerical tools that allow to foresee concrete cracking during the cement hydration period are of fundamental importance. These tools may be a key support to various design decisions in order to prevent early age cracking. Hence, a thermo-mechanical methodology based on the Finite Element Method is presented in this work, which allows the prediction of temperatures, strains and induced stresses rising on concrete structures during cement hydration and, contemplating the continuous evolution of concrete strength, the cracking risk determination.

Relating to the thermal problem, the Arrhenius law, which simulates the internal heat generation provided from the cement hydration is in this work characterised by the isothermical calorimetry technique. It has been carried out a systematic campaign of some Portuguese cements calorimetric characterisation, including white cement. This campaign also included the influence study of one admixture (superplasticizer) and two additives (fly ash and calcareous filler) on the calorimetric properties of cement. In relation to the mechanical problem, experimental tests for the characterisation of the following concrete mechanical properties evolution were performed: mechanical compressive and tensile strength, elasticity modulus, creep and autogenous shrinkage.

The early age concrete temperatures and strains monitoring, which is essential to the numerical models calibration and validation, is a rather controversial theme, mainly in relation to strains. In fact, conventional strain gauges are design for hardened concrete, and so measurements during a stage where concrete stiffness and temperature are intensely varying bring additional difficulties to the experimental characterization. For this proposes, an experimental laboratory campaign on an unreinforced concrete element was carried out with the goals of performance evaluation of different kinds of temperature and strain sensors on early age concrete measurements.

Once determined the monitoring and data interpretation strategy to adopt on the study of early age concrete behaviour by the previous experimental work, an *in situ* application was performed in order to measure temperatures and strains on a prefabricated and prestress beam since the concrete casting until approximately 3 days of age. Concurrently to the monitoring works, a numerical simulation of the beam was carried out and the results provided were compared to the experimental ones. The influence on the cracking risk of the heat curing method normally applied in these beams was also evaluated.

Finally, a parametric study on the influence of different heat curing regimes on the development of tensile stresses in concrete during the early ages of the prefabricated beam was performed. In this way, it is intended to determine the heat curing methods characteristics to apply in this beam in order no minimize the early cracking risk.



# Índice de texto

Agradecimentos.....	i
Resumo .....	iii
Índice de texto .....	vii
Índice de figuras.....	xi
Índice de tabelas.....	xvii
Notação e simbologia .....	xix
<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1 Motivação e objectivos .....	1
1.2 Organização em capítulos .....	4
<b>2 FENOMENOLOGIA E MODELAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DO BETÃO NAS PRIMEIRAS IDADES .....</b>	<b>7</b>
2.1 Introdução .....	7
2.2 Fenomenologia .....	8
2.2.1 Hidratação do cimento .....	8
2.2.2 Variações volumétricas nas primeiras idades do betão .....	9
2.2.3 Tendência de fissuração do betão jovem.....	10
2.3 Modelo termo-mecânico .....	11
2.3.1 Modelo térmico .....	12
2.3.2 Modelo mecânico .....	14
2.3.3 Procedimento de análise numérica.....	18
<b>3 CARACTERIZAÇÃO CALORIMÉTRICA DE CIMENTOS .....</b>	<b>21</b>
3.1 Introdução .....	21
3.2 Calorimetria isotérmica.....	22
3.2.1 Princípio de funcionamento .....	22
3.2.2 Definição dos parâmetros da Lei de Arrhenius .....	24
3.3 Campanha experimental para caracterização calorimétrica de cimentos .....	27
3.3.1 Cimentos estudados .....	27
3.3.2 Taxa de calor gerado .....	29
3.3.3 Calor total gerado.....	34
3.3.4 Grau de hidratação .....	34
3.3.5 Função das taxas de calor normalizadas .....	37
3.3.6 Energia de activação aparente .....	40
3.3.7 Amplitude da reacção.....	43
3.3.8 Estimativa da máxima taxa de calor gerada .....	43

3.3.9	Comparação do comportamento calorimétrico de cimentos cinzentos e brancos .....	44
3.4	Comparação das propriedades térmicas de cimentos produzidos pela Empresas A e B .....	47
3.4.1	Cimentos estudados.....	48
3.4.2	Taxa de calor gerado e calor total .....	48
3.4.3	Energia de activação aparente .....	52
3.5	Influência de adjuvantes e adições nas características calorimétricas do cimento .....	54
3.5.1	Influência de um superplastificante.....	54
3.5.2	Influência de cinzas volantes.....	57
3.5.3	Influência do fíler calcário .....	60
3.6	Caracterização calorimétrica dos cimentos utilizados nas aplicações dos Capítulos 5 e 6 .....	62
3.6.1	Ensaio laboratorial: prisma de betão .....	63
3.6.2	Ensaio de campo: viga pré-fabricada .....	64
<b>4</b>	<b>CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DE BETÕES NAS PRIMEIRAS IDADES .....</b>	<b>67</b>
4.1	Introdução .....	67
4.2	Ensaio para caracterização mecânica de betões.....	68
4.2.1	Resistência à compressão e à tracção .....	68
4.2.2	Fluência.....	69
4.2.3	Retracção autógena .....	70
4.3	Caracterização mecânica dos betões utilizados nas aplicações dos Capítulos 5 e 6.....	71
4.3.1	Betão do prisma do Capítulo 5.....	71
4.3.2	Betão da viga pré-fabricada do Capítulo 6.....	73
<b>5</b>	<b>MONITORIZAÇÃO DE TEMPERATURAS E DEFORMAÇÕES NAS PRIMEIRAS IDADES DO BETÃO.....</b>	<b>77</b>
5.1	Introdução .....	77
5.2	Sensores de temperatura.....	78
5.2.1	Termopares.....	78
5.2.2	Detectores de temperatura resistivos .....	81
5.3	Sensores de deformação.....	83
5.3.1	Extensómetros eléctricos .....	84
5.3.2	Extensómetros de cordas vibrantes .....	88
5.3.3	Extensómetros de fibra óptica .....	93
5.4	Ensaio experimental para identificação das técnicas de medição de deformações mais adequadas para as primeiras idades do betão .....	94
5.4.1	Descrição do ensaio experimental de um prisma de betão .....	95
5.4.2	Resultados e discussão .....	98
5.4.2.1	Temperaturas .....	98
5.4.2.2	Extensões totais .....	100
5.5	Modelação numérica do prisma de betão monitorizado nas primeiras idades .....	104
5.5.1	Caracterização do modelo numérico .....	104



5.5.2	Comparação dos resultados do modelo numérico com os experimentais .....	107
5.5.2.1	Temperaturas .....	107
5.5.2.2	Extensões totais .....	110
<b>6</b>	<b>APLICAÇÃO: MONITORIZAÇÃO E SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE UMA VIGA PRÉ-FABRICADA.....</b>	<b>117</b>
6.1	Introdução.....	117
6.2	Descrição da viga instrumentada .....	119
6.2.1	Geometria e pré-esforço.....	119
6.2.2	Instrumentação .....	121
6.2.3	Cura térmica de vapor .....	126
6.3	Modelação numérica da viga pré-fabricada .....	127
6.4	Resultados experimentais e comparação com os do modelo numérico .....	131
6.4.1	Temperaturas.....	131
6.4.2	Extensões totais.....	138
6.4.3	Observação de fissuras superficiais .....	143
6.4.4	Avaliação das tensões e do risco de fissuração .....	145
6.4.5	Análise da viga sujeita a cura térmica de vapor .....	149
6.4.5.1	Temperaturas .....	150
6.4.5.2	Extensões totais .....	154
6.4.5.3	Risco de fissuração.....	155
6.5	Estudo paramétrico da influência de diferentes regimes de cura térmica no risco de fissuração da viga pré-fabricada.....	157
6.5.1	Resultados das análises termo-mecânicas .....	159
6.5.1.1	Temperaturas .....	159
6.5.1.2	Extensões totais .....	161
6.5.1.3	Risco de fissuração.....	162
<b>7</b>	<b>CONCLUSÃO .....</b>	<b>167</b>
7.1	Conclusões gerais .....	167
7.2	Desenvolvimentos futuros .....	172
	<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>175</b>



## Índice de figuras

Figura 2.1 Processo de hidratação (Atrushi 2003).....	9
Figura 2.2 Períodos de ocorrência de diferentes tipos de deformações no betão (Glisic e Inaudi 2006)...	10
Figura 2.3 Utilização do conceito de Idade Equivalente (Azenha 2004).....	15
Figura 2.4 Princípio de cálculo de tensões e risco de fendilhação (Atrushi 2003).....	17
Figura 3.1 Principais constituintes do calorímetro JAF (Silva 2007).....	23
Figura 3.2 Determinação do calor gerado a tempo infinito (Silva 2007).....	25
Figura 3.3 Taxa de calor gerado para o CEM I 52.5R.....	30
Figura 3.4 Taxa de calor gerado para o CEM I 52.5N (br).....	30
Figura 3.5 Taxa de calor gerado para o CEM I 42.5R.....	31
Figura 3.6 Taxa de calor gerado para o CEM II/A-L 42.5R.....	32
Figura 3.7 Taxa de calor gerado para o CEM II/B-L 32.5N.....	32
Figura 3.8 Taxa de calor gerado para o CEM II/B-L 32.5R (br).....	33
Figura 3.9 Evolução do grau de hidratação para o CEM I 52.5R.....	35
Figura 3.10 Evolução do grau de hidratação para o CEM I 52.5N (br).....	35
Figura 3.11 Evolução do grau de hidratação para o CEM I 42.5R.....	35
Figura 3.12 Evolução do grau de hidratação para o CEM II/A-L 42.5R.....	36
Figura 3.13 Evolução do grau de hidratação para o CEM II/B-L 32.5N.....	36
Figura 3.14 Evolução do grau de hidratação para CEM II/B-L 32.5R (br).....	36
Figura 3.15 Função $f(\alpha)$ para o CEM I 52.5R.....	37
Figura 3.16 Função $f(\alpha)$ para o CEM I 52.5N (br).....	38
Figura 3.17 Função $f(\alpha)$ para o CEM I 42.5R.....	38
Figura 3.18 Função $f(\alpha)$ para o CEM II/A-L 42.5R.....	39
Figura 3.19 Função $f(\alpha)$ para o CEM II/B-L 32.5N.....	39
Figura 3.20 Função $f(\alpha)$ para o CEM II/B-L 32.5R (br).....	39
Figura 3.21 Evolução de $E_a$ ao longo da reacção de hidratação para o CEM I 52.5R.....	40
Figura 3.22 Evolução de $E_a$ ao longo da reacção de hidratação para o CEM I 52.5N (br).....	40
Figura 3.23 Evolução de $E_a$ ao longo da reacção de hidratação para o CEM I 42.5R.....	41
Figura 3.24 Evolução de $E_a$ ao longo da reacção de hidratação para o CEM II/A-L 42.5R.....	41
Figura 3.25 Evolução de $E_a$ ao longo da reacção de hidratação para o CEM II/B-L 32.5N.....	42
Figura 3.26 Evolução de $E_a$ ao longo da reacção de hidratação para o CEM II/B-L 32.5R (br).....	42
Figura 3.27 Evolução da taxa de calor gerado para CEM I 52.5R e CEM I 52.5N (br).....	45
Figura 3.28 Evolução de $E_a$ para CEM I 52.5R e CEM I 52.5N (br).....	46
Figura 3.29 Evolução da taxa de calor gerado para CEM II/B-L 32.5N e CEM II/B-L 32.5R (br).....	46
Figura 3.30 Evolução de $E_a$ para CEM II/B-L 32.5N e CEM II/B-L 32.5R (br).....	47
Figura 3.31 Taxa de calor gerado do cimento CEM I 52.5R da Empresa A e da Empresa B.....	49
Figura 3.32 Taxa de calor gerado do cimento CEM I 42.5R da Empresa A e da Empresa B.....	49
Figura 3.33 Taxa de calor gerado do cimento CEM II/A-L 42.5R da Empresa A e da Empresa B.....	50
Figura 3.34 Taxa de calor gerado do cimento CEM II/B-L 32.5N da Empresa A e da Empresa B.....	51

Figura 3.35 Evolução de $E_a$ para o CEM I 52.5R das Empresas A e B .....	52
Figura 3.36 Evolução de $E_a$ para CEM I 42.5R das Empresas A e B .....	52
Figura 3.37 Evolução de $E_a$ para CEM II/A-L 42.5R da Empresas A e B .....	53
Figura 3.38 Evolução de $E_a$ para CEM II/B-L 32.5N da Empresas A e B .....	53
Figura 3.39 Evolução da taxa de calor gerado do cimento CEM I 42.5R com e sem SP .....	55
Figura 3.40 Evolução do grau de hidratação CEM I 42.5R com e sem SP .....	56
Figura 3.41 Função $f(\alpha)$ para o CEM I 42.5R com e sem SP .....	56
Figura 3.42 Energia de activação aparente para CEM I 42.5R com e sem SP .....	57
Figura 3.43 Evolução da taxa de calor gerado para CEM I 42.5R com e sem CV .....	58
Figura 3.44 Evolução do grau de hidratação do CEM I 42.5R com e sem CV .....	59
Figura 3.45 Função $f(\alpha)$ para o CEM I 42.5R com e sem CV .....	59
Figura 3.46 Evolução da energia de activação aparente para o CEM I 42.5R com e sem CV .....	60
Figura 3.47 Evolução da taxa de calor gerado do CEM I 42.5R com e sem FC .....	60
Figura 3.48 Evolução do grau de hidratação para CEM I 42.5R com e sem FC .....	61
Figura 3.49 Função $f(\alpha)$ para o CEM I 42.5R com e sem FC .....	62
Figura 3.50 Evolução da energia de activação aparente do CEM I 42.5R com e sem FC .....	62
Figura 3.51 Evolução da taxa de calor gerado para o CEMI 42.5R (Silva 2007) .....	63
Figura 3.52 Função $f(\alpha)$ para o betão da peça ensaiada (Silva 2007) .....	64
Figura 3.53 Taxa de calor gerado da pasta de cimento .....	65
Figura 3.54 Calor gerado acumulado da pasta de cimento .....	65
Figura 3.55 Energia de activação para o betão da viga instrumentada .....	65
Figura 3.56 Função $f(\alpha)$ para o betão da viga instrumentada .....	66
Figura 4.1 Moldes para os provetes dos ensaios de caracterização das propriedades mecânicas do betão	68
Figura 4.2 Dispositivo para ensaio de fluência .....	69
Figura 4.3 Preparação do ensaio de retracção autógena: a) cofragem e extensómetro eléctrico de embeber no betão; b) betonagem e início da aquisição dos dados .....	70
Figura 4.4 Impermeabilização do prisma de retracção autógena: a) aplicação da parafina líquida; b) envolvimento com película aderente .....	70
Figura 4.5 Composição do betão através do ajuste das granulometrias à curva de referência de Faury ....	71
Figura 4.6 Curvas de fluência aos 1 e 3 dias de idade do betão do prisma ensaiado em laboratório (prisma do Capítulo 5) .....	73
Figura 4.7 Retracção autógena do betão (prisma do Capítulo 5) .....	73
Figura 4.8 Curvas de fluência aos 1, 3 e 5 dias de idade do betão (viga instrumentada do Capítulo 6) .....	75
Figura 4.9 Retracção autógena do betão (viga do Capítulo 6) .....	75
Figura 5.1 Princípio de funcionamento dos termopares (Félix 2004) .....	79
Figura 5.2 Termopar tipo K utilizado na monitorização .....	80
Figura 5.3 PT100: a) elemento sensor em filme; b) ligação aos cabos de condução do sinal; c) sensor revestido com uma cápsula protectora de cobre .....	82
Figura 5.4 Elementos constituintes do extensómetro de resistência (Félix 2004) .....	84
Figura 5.5 Circuito de Ponte de Wheatstone utilizado em extensometria eléctrica (Webster 1999) .....	85

Figura 5.6 Montagem a três fios da Ponte de Wheatstone (Sarmiento Bastos 2005).....	86
Figura 5.7 Extensómetro de resistência eléctrica de embeber no betão .....	87
Figura 5.8 Extensómetro de cordas vibrantes .....	88
Figura 5.9 Esquema de funcionamento de um extensómetro de cordas vibrantes (Félix 2004) .....	88
Figura 5.10 Extensómetros de cordas vibrantes: a) encapsulamento metálico, b) encapsulamento plástico .....	91
Figura 5.11 Respostas dos sensores de cordas vibrantes ao efeito da temperatura: a) revestimento metálico; b) revestimento plástico .....	92
Figura 5.12 Ajustes lineares aos sinais dos sensores de cordas vibrantes sob variações de temperatura livres (CM – corpo metálico; CP – corpo plástico) .....	92
Figura 5.13 Prisma ensaiado: corte vertical e localização dos sensores (sem escala).....	95
Figura 5.14 Ensaio laboratorial: a) isolamentos e sensores; b) extensómetros EC e CP no nível superior; c) extensómetros CM e CP no nível inferior .....	97
Figura 5.15 Ensaio laboratorial: a) betonagem; b) início da aquisição de dados .....	97
Figura 5.16 Temperaturas medidas nos sensores de cordas vibrantes .....	98
Figura 5.17 Temperaturas nos termopares T ao longo da altura, nas faces laterais (entre parêntesis distâncias à base, em cm) .....	99
Figura 5.18 Temperaturas nos termopares T ao longo da altura, na zona central (entre parêntesis distâncias à base, em cm) .....	99
Figura 5.19 Perfis de temperaturas às 16h medidos nos termopares T ao longo da altura, nas zonas lateral e central .....	99
Figura 5.20 Comparação das temperaturas medidas nos sensores T e PT .....	100
Figura 5.21 Extensões totais medidas no prisma de betão.....	101
Figura 5.22 Instante de solidarização dos sensores de cordas vibrantes plástico e metálico .....	103
Figura 5.23 Respostas do sensor CM-I: majorante (gráfico original) versus minorante (após subtração do sinal até ao instante de solidarização ao betão) .....	104
Figura 5.24 Prisma ensaiado: malha, simetrias e fronteiras térmicas .....	105
Figura 5.25 Evolução das temperaturas no prisma de betão (°C) .....	108
Figura 5.26 Temperaturas nas posições dos extensómetros: experimentais (cheio) e numéricas (tracejado) .....	108
Figura 5.27 Temperaturas ao longo da altura do prisma, nas faces laterais: experimentais (cheio) e numéricas (tracejado) .....	109
Figura 5.28 Temperaturas ao longo da altura do prisma na zona central: experimentais (cheio) e numéricas (tracejado) .....	109
Figura 5.29 Temperaturas nas fronteiras das paredes laterais: experimentais (cheio) e numéricas (tracejado).....	110
Figura 5.30 Temperaturas nas fronteiras da base: experimentais (cheio) e numéricas (tracejado).....	110
Figura 5.31 Evolução das extensões totais $\epsilon_x$ no prisma de betão.....	111
Figura 5.32 Deformada do prisma para $t = 0.676$ dias.....	112

Figura 5.33 Extensões totais $\varepsilon_x$ no extensómetro de cordas vibrantes do nível superior: resultados experimentais e numéricos com $\alpha_T = 10 \times 10^{-6}$ e $\alpha_T = 8 \times 10^{-6}$ .....	112
Figura 5.34 Extensões totais $\varepsilon_x$ nos extensómetros do nível inferior: resultados experimentais e numéricos com $\alpha_T = 10 \times 10^{-6}$ e $\alpha_T = 8 \times 10^{-6}$ .....	113
Figura 5.35 Evolução das extensões totais $\varepsilon_x$ : resultados experimentais (cheio) e numéricos (tracejado).....	113
Figura 5.36 Extensões totais $\varepsilon_x$ nos sensores de cordas vibrantes do nível inferior .....	114
Figura 5.37 Extensões totais $\varepsilon_x$ no nível superior: resultados experimentais corrigidos verticalmente (cheio) e numéricos (tracejado) .....	114
Figura 5.38 Extensões totais $\varepsilon_x$ no nível inferior: resultados experimentais corrigidos verticalmente (cheio) e numéricos (tracejado) .....	115
Figura 5.39 Evolução de $\alpha_T$ no betão durante a hidratação do cimento .....	115
Figura 5.40 Extensões totais $\varepsilon_x$ no nível inferior: resultados experimentais (cheio) e numéricos com evolução de $\alpha_T$ (tracejado) .....	116
Figura 6.1 Alçado da viga pré-fabricada instrumentada (dimensões em cm) .....	119
Figura 6.2 Viga pré-fabricada de secção I com largura variável.....	120
Figura 6.3 Alçado da viga pré-fabricada (dimensões em cm, sem escala).....	120
Figura 6.4 Secções transversais da viga pré-fabricada (dimensões em cm).....	120
Figura 6.5 a) Embainhamento dos cordões de pré-esforço com tubos plásticos de diferentes comprimentos; b) Cordões de pré-esforço tensionados antes da betonagem.....	121
Figura 6.6 Esquema de localização das duas secções de monitorização de temperaturas e extensões (dimensões em cm, sem escala).....	121
Figura 6.7 Localização dos sensores nas duas secções de monitorização.....	122
Figura 6.8 Secções de monitorização da viga pré-fabricada .....	123
Figura 6.9 Sensores da secção de monitorização SECM1 .....	123
Figura 6.10 Sensores da secção de monitorização SECM2 .....	123
Figura 6.11 a) Sensores para medição da temperatura ambiente: PT6 e T9; b) termómetro de infravermelhos .....	124
Figura 6.12 a) 'Set-up' de instrumentação da viga; b) sistema de aquisição de dados .....	124
Figura 6.13 Betonagem da viga .....	125
Figura 6.14 a) Viga no final da betonagem; b) após descofragem .....	125
Figura 6.15 Sensores para medição de temperaturas externas impostas à viga durante a cura térmica ...	126
Figura 6.16 a) Termómetros (T-A e PT-A) na viga sujeita a cura térmica de vapor antes da colocação das mantas; b) cura térmica de vapor aplicada a uma viga pré-fabricada do mesmo tipo da instrumentada.....	127
Figura 6.17 Temperatura no ambiente de cura térmica de vapor .....	127
Figura 6.18 Viga instrumentada: malha de EF e fronteiras térmicas e mecânicas .....	128
Figura 6.19 Coeficiente de convecção–radiação na superfície do topo $h_{eq-T}$ e nas faces laterais e base $h_{eq-L}$ .....	128
Figura 6.20 Temperatura ambiente exterior $T_{ext}$ .....	129
Figura 6.21 Nós para imposição da pré-tensão no modelo numérico .....	130

Figura 6.22 Temperaturas medidas na SECM1 e temperatura ambiente .....	131
Figura 6.23 Temperaturas medidas na SECM2 e temperatura ambiente .....	132
Figura 6.24 Evolução das temperaturas na viga pré-fabricada (°C).....	133
Figura 6.25 Temperaturas na SECM1 (T1 e PT1): experimentais (cheio) e numéricas (tracejado) .....	134
Figura 6.26 Temperaturas na SECM1 (PT2 e PT3): experimentais (cheio) e numéricas (tracejado).....	134
Figura 6.27 Temperaturas na SECM1 (T2 e T3): experimentais (cheio) e numéricas (tracejado).....	134
Figura 6.28 Temperaturas na SECM1 (PT4 e CM2): experimentais (cheio) e numéricas (tracejado).....	135
Figura 6.29 Temperaturas na SECM1 (T4 e T5): experimentais (cheio) e numéricas (tracejado).....	135
Figura 6.30 Temperaturas na SECM1 (PT5 e CM1): experimentais (cheio) e numéricas (tracejado).....	135
Figura 6.31 Temperaturas na SECM1 (T7 e CM3): experimentais (cheio) e numéricas (tracejado).....	136
Figura 6.32 Temperaturas na SECM2 (CM4 e CM5): experimentais (cheio) e numéricas (tracejado)...	136
Figura 6.33 Temperaturas na SECM2 (CM9 e CM7): experimentais (cheio) e numéricas (tracejado)...	137
Figura 6.34 Temperaturas superficiais (°C) na viga aos 0.8 dias: resultados numéricos (cores) e medidos com o termómetro de infravermelhos (valores).....	137
Figura 6.35 Extensões totais na SECM1 (originais) .....	139
Figura 6.36 Extensões totais $\epsilon_z$ na SECM1 (CM1 e CP1): experimentais (cheio) e numéricas (tracejado) .....	139
Figura 6.37 Extensões totais $\epsilon_z$ na SECM1 (CM2 e CM3): experimentais (cheio) e numéricas (tracejado) .....	139
Figura 6.38 Extensões totais na SECM2 (originais) .....	140
Figura 6.39 Extensões totais $\epsilon_z$ na SECM2 (CM4, CM5 e CP2): experimentais (cheio) e numéricas (tracejado).....	141
Figura 6.40 Extensões totais $\epsilon_z$ na SECM2 (CM6 e CM9): experimentais (cheio) e numéricas (tracejado) .....	141
Figura 6.41 Evolução das extensões totais $\epsilon_z$ na viga pré-fabricada .....	142
Figura 6.42 Deformada da viga pré-fabricada .....	143
Figura 6.43 Fissura superficial no banzo superior da viga pré-fabricada.....	144
Figura 6.44 Esquema de localização das fissuras observadas na viga pré-fabricada instrumentada (sem cura térmica).....	144
Figura 6.45 Esquema de localização das fissuras observadas na viga pré-fabricada sujeita a cura térmica .....	144
Figura 6.46 Tensões longitudinais $\sigma_z$ na viga pré-fabricada (Pa).....	145
Figura 6.47 Índice de fendilhação na viga pré-fabricada .....	147
Figura 6.48 Evolução da resistência à tracção $f_{ct}$ , da tensão longitudinal $\sigma_z$ e do índice de fendilhação IF no ponto PA.....	148
Figura 6.49 Evolução da resistência à tracção $f_{ct}$ , da tensão longitudinal $\sigma_z$ e do índice de fendilhação IF no ponto PB .....	149
Figura 6.50 Temperatura exterior considerada na da viga sujeita a cura térmica .....	149
Figura 6.51 Temperaturas superficiais (°C) na viga sujeita a cura térmica aos 0.17 dias: resultados numéricos (cores) e medidos com o termómetro de infravermelhos (valores).....	150

Figura 6.52 Temperaturas na SECM1 (sensor CM1) com curas natural e térmica.....	151
Figura 6.53 Temperaturas na SECM1 (sensor CM2) com curas natural e térmica.....	151
Figura 6.54 Temperaturas na SECM2 (sensor CM4) com curas natural e térmica.....	152
Figura 6.55 Temperaturas na SECM2 (sensor CM5) com curas natural e térmica.....	153
Figura 6.56 Temperaturas (°C) na viga pré-fabricada sujeita a cura térmica no pico da fase de aquecimento.....	153
Figura 6.57 Extensões totais $\epsilon_z$ na SECM1 (sensor CM2) da viga com curas natural e térmica.....	154
Figura 6.58 Extensões totais $\epsilon_z$ na SECM2 (sensor CM5) da viga com curas natural e térmica.....	154
Figura 6.59 Índice de fendilhação na viga com cura térmica.....	156
Figura 6.60 Evolução da resistência à tração $f_{ct}$ , da tensão longitudinal $\sigma_z$ e do índice de fendilhação IF no ponto PA da viga sujeita a cura térmica.....	156
Figura 6.61 Evolução da resistência à tração $f_{ct}$ , da tensão longitudinal $\sigma_z$ e do índice de fendilhação IF no ponto PB da viga sujeita a cura térmica.....	157
Figura 6.62 Regimes de cura térmica.....	158
Figura 6.63 Temperaturas nos pontos CM1 e CM2 da SECM1.....	160
Figura 6.64 Temperaturas nos pontos CM4 e CM5 da SECM2.....	160
Figura 6.65 Extensões totais nos pontos CM1 da SECM1 e CM5 da SECM2.....	161
Figura 6.66 Evolução da resistência à tração $f_{ct}$ , da tensão longitudinal $\sigma_z$ e do índice de fendilhação IF no ponto PA.....	162
Figura 6.67 Evolução da resistência à tração $f_{ct}$ , da tensão longitudinal $\sigma_z$ e do índice de fendilhação IF no ponto PB.....	163
Figura 6.68 Índice de fendilhação antes da aplicação do pré-esforço.....	164
Figura 6.69 Índice de fendilhação após a aplicação do pré-esforço ( $t = 0.978$ dias).....	164



## Índice de tabelas

Tabela 3.1 Composição química do clínquer dos cimentos .....	29
Tabela 3.2 Composição dos cimentos.....	29
Tabela 3.3 Superfície específica de Blaine dos cimentos .....	29
Tabela 3.4 Taxas máximas de calor gerado e correspondente instantâneo para o CEM I 52.5R.....	30
Tabela 3.5 Taxas máximas de calor gerado e correspondente instantâneo para o CEM I 52.5N (br) .....	31
Tabela 3.6 Taxas máximas de calor gerado e correspondente instantâneo para o CEM I 42.5R.....	31
Tabela 3.7 Taxas máximas de calor gerado e correspondentes instantâneo para o CEM II/A-L 42.5R.....	32
Tabela 3.8 Taxas máximas de calor gerado e correspondente instantâneo para o CEM II/B-L 32.5N .....	33
Tabela 3.9 Taxas máximas de calor gerado e correspondente instantâneo para o CEM II/B-L 32.5R (br).....	33
Tabela 3.10 Calor gerado a tempo infinito pelos cimentos estudados $Q(\infty)$ (kJ/kg).....	34
Tabela 3.11 Grau de hidratação correspondente ao instante de máxima taxa de calor gerado .....	37
Tabela 3.12 Valores médios de $E_a$ (kJ/mol) para os vários cimentos analisados.....	42
Tabela 3.13 Parâmetro $a$ ( $J s^{-1}$ ) determinado pelo Método das Taxas de Hidratação .....	43
Tabela 3.14 Parâmetro $a$ ( $J s^{-1}$ ) determinado pelo Método Simplificado.....	43
Tabela 3.15 Valores de $\dot{Q}_{max}$ (W/kg) estimados pelos dois métodos .....	44
Tabela 3.16 Valores de $\dot{Q}_{max}$ (W/kg) determinados experimentalmente.....	44
Tabela 3.17 Calor gerado a tempo infinito para CEM I 52.5R e CEM I 52.5N (br).....	45
Tabela 3.18 Calor potencial gerado para CEM II/B-L 32.5N e CEM II/B-L 32.5R (br).....	47
Tabela 3.19 Constituição química do clínquer dos cimentos (em percentagem) .....	48
Tabela 3.20 Superfície específica de Blaine ( $cm^2/g$ ) dos cimentos .....	48
Tabela 3.21 Calor potencial do cimento CEM I 52.5R da Empresa A e da Empresa B .....	49
Tabela 3.22 Calor potencial do cimento CEM I 42.5R da Empresa A e da Empresa B .....	49
Tabela 3.23 Calor potencial do cimento CEM II/A-L 42.5R da Empresa A e da Empresa B .....	50
Tabela 3.24 Calor potencial do cimento CEM II/B-L 32.5N da Empresa A e da Empresa B .....	51
Tabela 3.25 Calor potencial do cimento CEM I 42.5R com e sem SP .....	55
Tabela 3.26 Características das cinzas volantes.....	57
Tabela 3.27 Calor potencial do CEM I 42.5R com e sem CV .....	58
Tabela 3.28 Calor potencial do CEM I 42.5R com e sem FC.....	60
Tabela 3.29 Composição da pasta de cimento presente no betão e na amostra ensaiada no calorímetro ..	64
Tabela 4.1 Massa volúmica dos agregados do betão .....	71
Tabela 4.2 Resultados dos ensaios mecânicos do betão (prisma do Capítulo 5) .....	72
Tabela 4.3 Carregamento de compressão no ensaio de fluência.....	72
Tabela 4.4 Resultados dos ensaios mecânicos do betão (viga do Capítulo 6) .....	74
Tabela 4.5 Carregamento de compressão no ensaio de fluência.....	74
Tabela 5.1 Características dos termopares tipo K (Webster 1999; Félix 2004).....	80
Tabela 5.2 Características do PT100.....	82
Tabela 5.3 Propriedades térmicas dos materiais .....	106

Tabela 5.4 Coeficientes de dilatação térmica dos constituintes do betão.....	106
Tabela 6.1 Cronologia dos procedimentos envolvidos no fabrico da viga instrumentada .....	125
Tabela 6.2 Sequência dos procedimentos envolvido no fabrico das vigas sujeitas a cura térmica .....	126
Tabela 6.3 Análises faseadas da viga pré-fabricada.....	129
Tabela 6.4 Regimes de cura térmica .....	159

## Notação e simbologia

Da lista que se segue, ordenada por ordem alfabética, não constam símbolos de natureza secundária, assim considerados quando o seu emprego não ultrapassou aplicações pontuais.

$a$	Constante de proporcionalidade da lei de Arrhenius
$\alpha$	Grau de hidratação
$\alpha_{Q_{\max}}$	Grau de hidratação do cimento correspondente ao instante de taxa de calor máximo gerado
$\alpha_T$	Coefficiente de dilatação térmica
CVM	Extensómetro de cordas vibrantes de revestimento metálico
CVP	Extensómetro de cordas vibrantes de revestimento plástico
$\Delta T$	Varição de temperatura
$E_a$	Energia de activação aparente
$E_c$	Módulo de elasticidade do betão
$E_0$	Módulo de elasticidade assintótico do betão (relativo a cargas instantâneas)
EC	Extensómetro eléctrico de revestimento cerâmico
$\varepsilon$	Extensão
$f(\alpha)$	Função das taxas de calor gerado normalizadas
$f_c$	Resistência do betão à compressão
$f_{ct}$	Resistência do betão à tracção
$h_{eq}$	Coefficiente de transmissão de energia térmica equivalente (convecção-radiação)
IF	Índice de fendilhação
$J(t, t')$	Função de fluência para o instante $t$ , correspondente a carregamento à idade $t'$
$k$	Condutibilidade térmica
$M(t, T)$	Maturidade para a idade $t$ e história de temperaturas $T(\tau)$ , $\tau \in [0, t]$
$\nu$	Coefficiente de Poisson
TP	Detector resistivo de temperatura PT100
$Q$	Calor gerado pela hidratação do cimento por unidade de volume
$\dot{Q}$	Taxa de geração de calor por unidade de volume
$Q(t)$	Calor gerado até ao instante $t$

$Q(\infty)$	Calor potencial ou calor gerado a tempo infinito
$\dot{Q}_{\max}$	Taxa de calor máximo gerado
$R$	Constante universal dos gases perfeitos
$\rho c$	Capacidade calorífica – calor específico volumétrico
$\sigma$	Tensão longitudinal
$\sigma_p(t)$	Tensão principal no instante $t$
$T$	Temperatura; Termopar
$t_{\max}$	Instante de tempo em que ocorre a taxa máxima de calor gerado
$T_{ref}$	Temperatura de referência
$T(\tau)$	História de temperatura $T(\tau)$ , $\tau \in [0, t]$
$t$	Instante de tempo
$t_{eq}$	Idade equivalente à temperatura $T_{ref}$

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Motivação e objectivos

Desde a sua colocação nos moldes até à estabilização do processo térmico associado à hidratação do cimento, o betão experimenta elevadas transformações químicas e físicas que conduzem à formação da sua microestrutura e ao ganho de resistência. Este período, denominado por *Primeiras Idades do Betão*, cuja duração depende de diversos factores tais como as características térmicas do betão, o potencial de geração de calor do cimento utilizado, a geometria das peças, as condições fronteira e o tipo de cura, envolve inúmeras complexidades relacionadas com as reacções químicas de hidratação do cimento e com o contínuo desenvolvimento das propriedades mecânicas, sendo por isso uma fase crucial para o desempenho futuro das estruturas. Durante este período ocorrem importantes deformações volumétricas causadas fundamentalmente pela geração de calor decorrente da hidratação do cimento e pela retracção autógena que, na presença de restrições internas ou externas, geram no betão tensões de tracção que podem levar à fissuração precoce das estruturas.

O facto de o betão se encontrar num estado em que as respectivas propriedades térmicas e mecânicas estão em evolução levanta complexidades no estudo deste

problema. Por um lado, é necessário quantificar o potencial de geração de calor que conduz ao aquecimento das estruturas, bem como as condições ambientais que as envolvem. Por outro lado, além de a reacção de hidratação do cimento ser marcadamente exotérmica, os processos de aquecimento e arrefecimento são distintos de ponto para ponto nas estruturas, dependendo da geometria e da localização das fronteiras térmicas. Uma vez que o desenvolvimento das propriedades mecânicas do betão depende simultaneamente do tempo e da temperatura, cada ponto da estrutura encontra-se em cada instante em diferentes estados evolutivos.

Actualmente o problema de fissuração nas primeiras idades do betão é ainda enfatizado pelo recurso de cada vez maiores dosagens de cimento, menores relações água-cimento e pelo recurso generalizado a adjuvantes e adições, que resultam em curas com reacções de hidratação altamente energéticas e elevada retracção autógena. Assim, este betão de elevado desempenho, com relevantes vantagens por apresentar elevada resistência e baixa permeabilidade, acarreta um elevado risco de fissuração durante o período de cura, que poderá comprometer a durabilidade e a estética das estruturas.

Desta forma, e com o objectivo de minimizar o risco de fissuração das estruturas de betão nas primeiras idades, existem ferramentas numéricas que permitem estudar este problema, sendo especialmente úteis ao nível de projecto, apoiando a definição da composição do betão, ou a tomada de decisões como sejam os instantes de aplicação do pré-esforço ou de retirada das cofragens. Neste trabalho irá ser apresentado e aplicado um modelo termo-mecânico não-linear de integração passo a passo, que apoiado no Método dos Elementos Finitos (MEF) realiza uma análise faseada e sequencial das partes térmica e mecânica envolvidas na simulação do comportamento do betão nas primeiras idades. A análise térmica determina a evolução da temperatura e da reacção de hidratação do cimento. A análise mecânica determina as deformações induzidas pelo campo térmico (e eventuais cargas aplicadas), actualiza as propriedades mecânicas de acordo com o estado de evolução da hidratação em cada passo de tempo, e actualiza o campo de tensões a fim de avaliar o risco de fissuração.

No que diz respeito ao problema térmico, para aplicação desta ferramenta numérica é necessário determinar o potencial de geração de calor de hidratação do cimento utilizado. Assim, neste trabalho deu-se continuidade à campanha sistemática de caracterização calorimétrica de cimentos comercializados em Portugal, iniciada no âmbito do Projecto de Investigação POCI/ECM/56458/2004 – “Betão nas Primeiras Idades: Previsão do Comportamento” por Silva 2007, através da técnica de calorimetria

isotérmica. No âmbito da presente dissertação foi igualmente estudada a influência de adjuvantes e adições nas propriedades calorimétricas da pasta de cimento.

Por sua vez, para caracterização do problema mecânico procedeu-se à determinação experimental, para diferentes idades, do módulo de elasticidade do betão, bem como das resistências à compressão e à tracção, da fluência e ainda da retracção autógena.

Por outro lado, é sabido que o uso de modelos numéricos sofisticados (como é o caso da formulação termo-mecânica atrás referida) requer que se proceda à sua adequada validação, o que só é possível através da monitorização do comportamento do betão durante a fase de hidratação do cimento. Este tema é bastante complexo devido ao facto de, uma vez mais, o material estar em constante modificação (a nível micro-estrutural) e os sensores existentes no mercado não estarem vocacionados para este estágio de evolução, mas sim para o betão endurecido. De facto, existem várias dificuldades relacionadas com a medição de deformações durante o período em que a rigidez e a temperatura do betão são variáveis. Por um lado, o instante de solidarização do sensor ao betão é de difícil determinação, uma vez que depende fundamentalmente da razão entre rigidezes do betão e do sensor. Por outro lado, as elevadas variações de temperatura que ocorrem durante este período levantam questões acerca da sensibilidade dos sensores embebidos no betão aos efeitos térmicos, e das compensações que é necessário introduzir nos sinais medidos.

Assim, o objectivo central deste trabalho é o estudo do comportamento do betão nas primeiras idades através da validação experimental de modelos numéricos termo-mecânicos, com a finalidade de prever o risco de fissuração. Para tal, foi inicialmente realizado em laboratório um ensaio experimental para determinação das estratégias de monitorização de temperaturas e de extensões mais adequadas para o betão jovem. O ensaio consistiu em instrumentar um prisma de betão com diferentes sensores de temperatura e deformação, para avaliar os respectivos desempenhos. Foi igualmente realizada uma simulação numérica termo-mecânica do ensaio, e os correspondentes resultados (temperaturas e extensões) foram comparados com os obtidos através dos sensores. A partir deste ensaio preliminar em laboratório, e correspondente validação experimental do modelo numérico, foi possível determinar as estratégias de monitorização mais adequadas para a medição de deformações nas primeiras idades em estruturas reais de betão.

Seguidamente procedeu-se á instrumentação de uma viga pré-fabricada e pré-esforçada por pré-tensão, de secção em I com largura variável, desde o instante da betonagem até cerca de 3 dias de idade. Foi igualmente realizado a modelação numérica termo-mecânica desta viga, contabilizando as propriedades térmicas e mecânicas do betão, a temperatura exterior e as fronteiras térmicas, a aplicação do pré-esforço, etc. Para tal realizaram-se ensaios laboratoriais de caracterização térmica e mecânica do betão utilizado no fabrico da viga. Estes ensaios tiveram como objectivo determinar as propriedades térmicas e mecânicas do betão para, por um lado, conhecer o material estudado e, por outro, alimentar o modelo numérico termo-mecânico adoptado. Os resultados decorrentes do modelo numérico foram comparados com as temperaturas e deformações medidas na viga *in situ*, isto é, numa empresa pré-fabricadora localizada na Maia. As fissuras superficiais observadas *in situ* na viga após o seu fabrico foram comparadas com as previsões de risco de fissuração do modelo numérico.

Finalmente, foi realizado o estudo numérico da viga pré-fabricada quando sujeita a cura térmica de vapor, técnica amplamente usada na indústria da pré-fabricação de forma a acelerar o ganho de resistência das peças e aumentar a produtividade. Assim, pretendeu-se averiguar a influência da adopção de diferentes regimes de cura térmica no risco de fissuração da viga pré-fabricada. De facto, este tipo de ferramenta numérica pode revelar-se importante para a indústria da pré-fabricação, no que concerne à determinação das curvas de cura térmica e idades de aplicação de pré-esforço e retirada de cofragens, de forma a minimizar as fissuras superficiais decorrentes de um súbito arrefecimento ou da aplicação prematura do pré-esforço.

## 1.2 Organização em capítulos

Este trabalho está dividido em sete capítulos, sendo o primeiro constituído pela presente introdução.

No Capítulo 2 serão apresentados os conceitos fundamentais associados à problemática do comportamento do betão nas primeiras idades. Inicialmente serão abordados os aspectos correspondentes ao processo de hidratação do cimento Portland, a conseqüente geração de calor e a formação do esqueleto sólido resistente do betão. Seguidamente, discutem-se as variações volumétricas que ocorrem nas estruturas de betão, e apresentam-se as causas da tendência de fissuração nas primeiras idades. Finalmente, apresenta-se de uma forma sucinta o modelo termo-mecânico utilizado no



âmbito deste trabalho para previsão do risco de fissuração precoce de estruturas de betão, focando-se a relação da hidratação do cimento com a evolução das propriedades mecânicas do betão a partir dos conceitos de maturidade e idade equivalente, bem como a importância dos fenómenos da fluência e da retracção autógena.

No Capítulo 3, após uma breve descrição da técnica de calorimetria isotérmica e dos métodos de determinação dos parâmetros da Lei de Arrhenius (lei que reproduz numericamente a taxa de geração interna de calor decorrente da hidratação do cimento), apresentam-se os resultados decorrentes da caracterização calorimétrica de alguns cimentos fabricados e comercializados em Portugal, incluindo cimentos de coloração branca. Uma vez que este trabalho laboratorial dá continuidade à campanha experimental calorimétrica realizada para os cimentos de uma outra empresa portuguesa (Silva 2007), será discutida a influência da fábrica de proveniência nas propriedades calorimétricas de cimentos do mesmo tipo. São também apresentados e discutidos os resultados decorrentes dos ensaios calorimétricos realizados com pastas de cimento com um superplastificante e adições (cinzas volantes e fíler calcário). No âmbito deste trabalho serão apresentadas duas simulações numéricas de aplicações reais: um prisma de betão instrumentado em laboratório (a apresentar no Capítulo 5) e uma viga pré-fabricada monitorizada em *in situ* (a apresentar no Capítulo 6). Assim, de forma a caracterizar as gerações de calor e as reactividades das pastas de cimento presentes nos betões de ambas as aplicações, neste capítulo proceder-se-á igualmente à correspondente caracterização calorimétrica.

O Capítulo 4 refere-se à determinação experimental, a diferentes idades, das propriedades mecânicas dos betões envolvidos nas aplicações dos Capítulos 5 e 6. Desta forma, apresentam-se os resultados decorrentes dos ensaios laboratoriais de resistência mecânica à compressão e à tracção, módulo de elasticidade e fluência a várias idades, bem como da evolução da retracção autógena.

O Capítulo 5 inicia-se com a apresentação de vários tipos de sensores para betão utilizados na medição de temperaturas (termopares e detectores de temperatura resistivos) e de extensões (extensómetros eléctricos, cordas vibrantes e de fibra óptica), discutindo-se aspectos como o modo de funcionamento, as vantagens e limitações, bem como exemplos da respectiva utilização em estruturas de betão nas primeiras idades. Seguidamente apresenta-se um ensaio experimental para identificação das técnicas de medição de temperaturas e deformações mais adequadas para as primeiras idades do betão, a partir de um prisma instrumentado em laboratório com vários tipos de sensores.

Finalmente procede-se à validação do modelo termo-mecânico adoptado, comparando os resultados decorrentes da simulação numérica do ensaio experimental com as medições dos sensores. São extraídas conclusões acerca das melhores metodologias de monitorização a adoptar em aplicações em obra.

No Capítulo 6 apresenta-se uma aplicação envolvendo uma viga pré-fabricada, que incluiu a monitorização *in situ* de temperaturas e deformações na peça desde os primeiros instantes de betonagem, acompanhando os procedimentos de descofragem e de aplicação do pré-esforço. É igualmente realizada a modelação numérica da viga, sendo os correspondentes resultados comparados com os experimentais. Seguidamente, e uma vez que estas vigas são normalmente sujeitas a cura térmica de vapor após a betonagem, é realizado um novo modelo com a consideração desta técnica de cura. As fissuras observadas em obra, tanto no caso da viga instrumentada curada em ambiente natural como numa viga semelhante sujeita a cura térmica, são interpretadas e comentadas em termos do índice de fendilhação que expressa a relação entre a máxima tensão principal e a resistência local do betão à tracção. Finalmente é levado a cabo um estudo paramétrico considerando três regimes de cura térmica de forma a determinar a sua influência no risco de fissuração da viga pré-fabricada e assim concluir acerca do tipo de cura de vapor que minimize a sua fissuração superficial nas primeiras idades.

No Capítulo 7 são tecidas conclusões acerca do trabalho desenvolvido, e apresentam-se alguns dos principais pontos a desenvolver.

## **2 FENOMENOLOGIA E MODELAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DO BETÃO NAS PRIMEIRAS IDADES**

### **2.1 Introdução**

Durante as primeiras idades o betão passa de um estado praticamente líquido para um sólido viscoelástico, sendo este um período de contínuas e profundas alterações ao nível das propriedades físicas deste material. O conjunto de complexas reacções químicas que ocorrem quando a água entra em contacto com o cimento é responsável pelo desenvolvimento da microestrutura resistente do betão, e é denominado, de uma forma simples, por hidratação. Este processo de hidratação do cimento é caracterizado por uma importante libertação de energia, responsável pelo designado calor de hidratação.

As variações de volume causadas pela geração de calor de hidratação, aliadas ao fenómeno de retracção autógena, são as principais responsáveis pelo desenvolvimento de tensões de tracção no betão jovem. A ocorrência de fissuração durante as primeiras idades do betão em consequência da geração destas tensões depende de vários factores, tais como, o desenvolvimento das propriedades mecânicas do betão ao longo da

hidratação (resistência à tracção e módulo de elasticidade), o comportamento viscoelástico e o grau de restrição às variações de volume.

Após uma breve descrição dos principais fenómenos que constituem a problemática comportamental do betão nas primeiras idades, neste capítulo será sucintamente apresentado um modelo termo-mecânico que permite analisar, de uma forma sequencial, as temperaturas instaladas nas estruturas de betão ao longo do período de hidratação, e determinar os campos de deformações e tensões instalados. Esta ferramenta numérica permite prever a fissuração de origem térmica das estruturas, sendo por esse facto particularmente útil para a tomada de decisões acerca das mais adequadas composições do betão, idades de descofragem e de aplicação de pré-esforço, de forma a não se comprometer a durabilidade das estruturas devido a fissuras precoces.

## 2.2 Fenomenologia

### 2.2.1 Hidratação do cimento

Nos primeiros dias de cura o betão experimenta uma importante variação de temperatura, decorrente do calor libertado pela reacção de hidratação do cimento. De facto, o conjunto das reacções químicas responsáveis pelo desenvolvimento da microestrutura resistente da matriz cimentícia tem um carácter marcadamente exotérmico. O processo de hidratação do cimento pode ser dividido em quatro fases distintas representadas na Figura 2.1: *(i)* a fase plástica ou inicial, que ocorre quando a água e o cimento entram em contacto, e inclui uma primeira fase em que têm lugar reacções altamente exotérmicas - donde surgem os primeiros produtos de hidratação à superfície das partículas de cimento -, seguida de um período de dormência devido ao efeito protector desta camada formada em torno das partículas, que desacelera a hidratação; *(ii)* a fase de presa, quando os produtos de hidratação começam a desenvolver-se nos espaços existentes entre as partículas de cimento ainda não hidratadas (a presa ocorre aproximadamente entre as 5-15 horas de idade, dependendo de factores como o tipo de cimento e a presença de adjuvantes); *(iii)* a fase de formação do esqueleto básico, em que se formam produtos de hidratação instáveis, caracterizado por uma fase inicial de grande reactividade até ser atingido um pico, seguido por um período de desaceleração; e finalmente *(iv)* a fase de formação do esqueleto sólido,

caracterizada por velocidades de reacção inferiores, em que se dá a formação de produtos de hidratação estáveis.

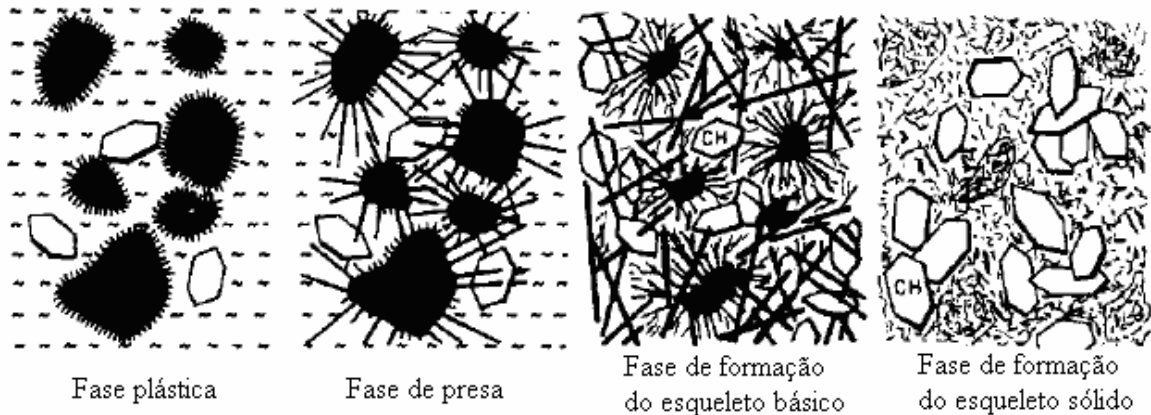


Figura 2.1 Processo de hidratação (Atrushi 2003)

## 2.2.2 Variações volumétricas nas primeiras idades do betão

O betão, ao longo dos processos de hidratação e ganho de resistência, experimenta deformações intrínsecas decorrentes de variadas causas: retracção (plástica, autógena, de secagem ou de carbonatação), deformação térmica e fluência. Alguns destes fenómenos ocorrem simultânea ou sequencialmente, sendo que a soma de todos as componentes resulta na deformação total, como se apresenta esquematicamente na Figura 2.2. A retracção plástica  $\varepsilon_p$  é causada por uma perda prematura de água devido a evaporação ou absorção, e pode ocorrer antes da solidificação, numa fase denominada como as ‘muito primeiras idades’ do betão. A retracção autógena  $\varepsilon_a$  é uma diminuição de volume, consequência directa do processo físico e químico provocado pela hidratação, e é principalmente gravosa no caso dos betões de alto conteúdo em cimento. A retracção de secagem  $\varepsilon_h$  desenvolve-se como resultado da perda de água livre dos poros do betão para o meio ambiente, e revela-se maioritariamente na fase de pós cura. A retracção por carbonatação  $\varepsilon_{car}$  é o resultado da reacção química entre os produtos de hidratação e o dióxido de carbono existente no ar, e ocorre nas camadas de betão expostas ao meio ambiente. A deformação por fluência  $\varepsilon_\phi$  é devida a um fenómeno de fluxo de humidade interna, sendo de relevante importância desde as idades jovens. A deformação térmica  $\varepsilon_t$  é causada pelo calor proveniente da hidratação do cimento, sendo especialmente gravosa em estruturas de betão em massa ou com elevada dosagem de cimento. Além das deformações referidas podem naturalmente ocorrer ainda

deformações devidas a acções exteriores,  $\varepsilon_s$ , e devidas a variações externas de temperatura,  $\varepsilon_{t,e}$ .

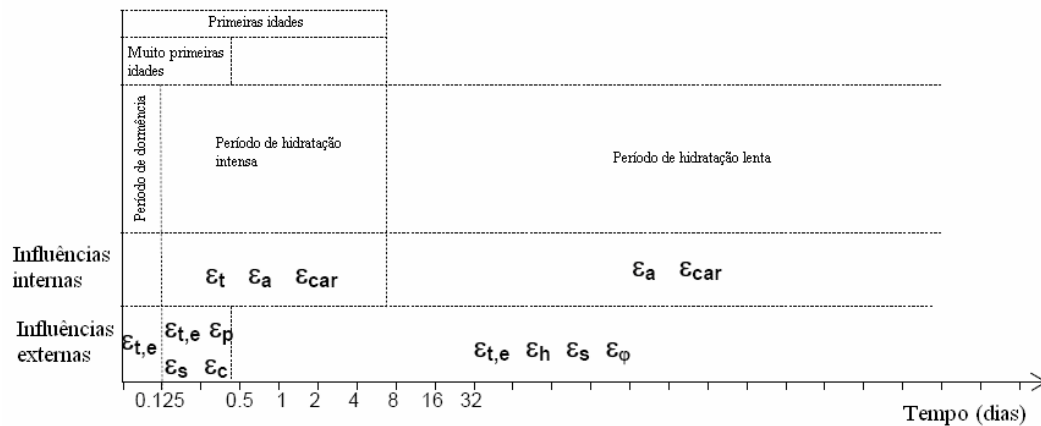


Figura 2.2 Períodos de ocorrência de diferentes tipos de deformações no betão (Glisic e Inaudi 2006)

As deformações mais relevantes para as primeiras idades do betão, e que serão objecto de discussão no âmbito deste trabalho, são as decorrentes dos gradientes térmicos gerados pelo calor libertado pela reacção de hidratação do cimento e pela interacção com o meio exterior, a retracção autógena e a fluência.

### 2.2.3 Tendência de fissuração do betão jovem

O betão jovem, devido à sua relativa baixa resistência à tracção e aos fenómenos intrínsecos que levam à ocorrência de variações volumétricas, apresenta uma elevada propensão para a fissuração. De facto, o ciclo térmico causado pela libertação do calor de hidratação nas primeiras idades, conduz a expansões e contracções volumétricas que, na presença de restrições internas ou externas, podem levar à ocorrência de fissuração das estruturas antes destas serem colocadas em serviço.

As estruturas de betão estão sempre sujeitas a restrições de alguma natureza. As restrições internas surgem a partir de gradientes de temperatura e humidade, ou em resultado da não uniformidade das propriedades materiais em diferentes localizações nos elementos de betão. As restrições externas são causadas pela existência de outros elementos adjacentes às estruturas em estudo. Deste modo, é a existência de restrições que transforma as deformações de origem térmica e de retracção autógena em tensões auto-induzidas.

Nas primeiras horas de cura o betão apresenta baixas rigidezes e resistências mecânicas, que vão evoluindo à medida que a reacção de hidratação se processa. Ao

longo da hidratação, por um lado, o aumento da resistência à tracção do betão diminui o risco de fissuração, mas por outro lado, o desenvolvimento da rigidez conduz a um agravamento das tensões auto-induzidas. Desta forma, existe uma competição interna entre o desenvolvimento das tensões auto-induzidas e da resistência à tracção, sendo que a existência da relaxação proveniente da fluência ajuda na limitação daquelas tensões. No entanto, no instante em que as tensões de tracção igualarem a resistência à tracção do betão poderão ocorrer fissuras.

O desenvolvimento das tensões auto-induzidas e das propriedades do betão ao longo da hidratação podem ser estimadas numericamente através de modelos termo-mecânicos, como o que exporá seguidamente. A aplicação destes modelos requer a caracterização experimental das várias propriedades térmicas e mecânicas do betão.

### **2.3 Modelo termo-mecânico**

A metodologia termo-mecânica adoptada neste trabalho consiste numa análise separada e sequencial de um problema térmico (para determinação das temperaturas decorrentes do calor libertado pelo desenvolvimento da reacção de hidratação do cimento) e de um problema mecânico (para determinação das tensões). A análise térmica assimila a geração de calor decorrente da hidratação do cimento a uma fonte interna, e considera os fluxos energéticos por convecção e radiação entre o betão e o meio ambiente. Na análise mecânica tem-se em consideração a contínua evolução da maturidade e das propriedades mecânicas do betão, bem como a geração de deformações por fluência. Desta forma, recorrendo ao Método dos Elementos Finitos (MEF), é possível prever o risco de fissuração induzido pelas deformações volumétricas de origem térmica nas primeiras idades de elementos ou estruturas de betão.

Seguidamente expõe-se, de uma forma sucinta, os conceitos do modelo termo-mecânico adoptado ao longo deste trabalho (para mais detalhes consultar Faria, Azenha et al. 2006). As simulações numéricas que serão apresentadas nos Capítulos 5 e 6 foram realizadas através do código computacional DIANA, que tem implementado o modelo termo-mecânico que será descrito em continuação.

### 2.3.1 Modelo térmico

#### Lei de Fourier e geração interna de calor

A evolução de temperaturas no betão decorrente do processo de hidratação do cimento pode ser expressa pela seguinte equação, baseada na Lei de Fourier,

$$k \nabla \cdot (\nabla T) + \dot{Q} = \rho c \dot{T} \quad [2.1]$$

em que  $k$  designa a condutibilidade térmica,  $T$  a temperatura,  $\dot{Q}$  a taxa de geração do calor interno libertado pela hidratação do cimento e  $\rho c$  o calor específico volumétrico.

A condutibilidade térmica  $k$  e o calor específico volumétrico  $\rho c$  são propriedades que apesar de variáveis ao longo da hidratação oscilam dentro de intervalos relativamente estreitos quando comparados com o calor gerado, pelo que é usual considerá-los constantes e com valores correspondentes aos do betão endurecido (Breugel 1998; Morabito 2001). A taxa de geração de calor  $\dot{Q}$  é geralmente traduzida por uma equação resultante da Lei de Arrhenius (Reinhardt, Blaauwendraad et al. 1982) com a forma

$$\dot{Q} = a f(\alpha) e^{-E_a/(RT)} \quad [2.2]$$

em que  $a$  é uma constante ( $\text{Js}^{-1}$ ),  $f(\alpha)$  é uma função que descreve a evolução das taxas de calor gerado normalizadas,  $\alpha$  é o grau de hidratação (parâmetro que evolui desde 0 no início da reacção de hidratação até próximo de 1 no final, e expressa o desenvolvimento da reacção),  $E_a$  é a energia de activação da reacção de hidratação ( $\text{Jmol}^{-1}$ ) e  $R$  é a constante universal dos gases perfeitos ( $8.314\text{Jmol}^{-1}\text{K}^{-1}$ ). Os vários parâmetros que definem esta Lei de Arrhenius dependem de diversos factores tais como, o tipo de cimento, a razão água/cimento e a presença de adjuvantes e adições. A técnica da calorimetria isotérmica, que será apresentada no Capítulo 3, permite a caracterização experimental da equação [2.2], essencial para uma adequada fundamentação do modelo térmico.

#### Condições fronteira

No que diz respeito às condições fronteira do problema térmico, os fenómenos de convecção e radiação são importantes na análise do comportamento do betão nas primeiras idades. O fenómeno de convecção representa a transferência de calor que ocorre entre a superfície de betão e um fluido em movimento (normalmente o ar),



quando existe um gradiente de temperatura entre ambos. De acordo com a lei de arrefecimento de Newton a transferência de calor por convecção é dada por

$$q = h_c (T_S - T_A) \quad [2.3]$$

em que  $q$  é o fluxo de calor de convecção por unidade de área,  $h_c$  é o coeficiente de convecção e  $T_S$  e  $T_A$  são as temperaturas da superfície e do ambiente, respectivamente. O coeficiente de convecção  $h_c$  pode ser estimado de acordo com a velocidade do vento  $v$ (m/s) a partir das seguintes expressões (Jonasson 1994):

$$h_c = \begin{cases} 5.6 + 3.95 v & \text{se } v \leq 5 \text{ m/s} \\ 7.6 v^{0.78} & \text{se } v > 5 \text{ m/s} \end{cases} \quad [2.4]$$

A radiação é o fenómeno que descreve a transferência de calor entre dois corpos a temperaturas diferentes, por exemplo, o betão e o ar. Por simplicidade, a radiação é usualmente contabilizada em conjunto com a convecção a partir do coeficiente de convecção-radiação  $h_{cr} = h_c + h_r$ . A contabilização do coeficiente de radiação  $h_r$  pode ser realizada a partir da seguinte expressão (Silveira 1996), utilizada para usuais diferenças entre a temperatura do betão e do ar (inferiores a 20°C),

$$h_r = \varepsilon [4.8 + 0.075 (T_A + 278.15)] \quad [2.5]$$

em que  $\varepsilon$  é a emissividade do betão que toma valores normalmente entre 0.85 e 0.95 e a temperatura do ar  $T_A$  é expressa em Kelvin.

Este coeficiente de convecção-radiação  $h_{cr}$  é válido para as situações em que existe um contacto directo entre o betão e o ar. Para contemplar a existência de outras camadas de materiais existentes entre o betão e ar (como cofragens ou mantas de cura provisórias) é usualmente utilizado um coeficiente de convecção-radiação equivalente  $h_{eq}$ , no qual aquelas camadas são associadas em série, de acordo com

$$h_{eq} = \left( \frac{1}{h_1 A} + \sum_1^n \frac{L_i}{k_i A} \right)^{-1} \quad [2.6]$$

em que  $A$  é a unidade de área ao longo da qual ocorre a transferência de calor e  $h_1$  é o coeficiente de convecção-radiação original e, para cada camada,  $L_i$  é a espessura e  $k_i$  é a condutibilidade térmica do material.

Os resultados do modelo térmico são as distribuições de temperaturas  $T$  e de graus de hidratação  $\alpha$  na estrutura de betão, para vários instantes ao longo do processo

de hidratação. Estes resultados funcionam igualmente como dados para o problema mecânico que é resolvido no passo seguinte.

### 2.3.2 Modelo mecânico

#### Maturidade e idade equivalente

O conhecimento do desenvolvimento das propriedades mecânicas é essencial para uma adequada previsão do campo de tensões e do risco de fissuração nas estruturas de betão nas primeiras idades. As propriedades mecânicas do betão desenvolvem-se com a evolução da hidratação, sendo esta acelerada com o aumento da temperatura. Deste modo a temperatura influencia a evolução da hidratação, bem como o desenvolvimento das propriedades mecânicas do betão.

Desta forma a evolução das propriedades mecânicas do betão ao longo da hidratação é quantificada de acordo com o Método da Maturidade (Carino e Lew 2001), que permite ter em conta simultaneamente os efeitos do tempo  $t$  e do historial de temperaturas  $T$  a que a estrutura esteve sujeita. Associado a este conceito surge a Idade Equivalente,  $t_{eq}$ , que permite expressar o estado de evolução do betão em estudo, sujeito a um dado historial de temperaturas, através da idade que este teria, para apresentar a mesma resistência, se tivesse sido curado a uma temperatura de referência  $T_{ref}$  constante (normalmente 20°C). A Idade Equivalente é geralmente expressa com base numa Lei de Arrhenius da forma:

$$t_{eq} = \int_0^t e^{-\frac{E_a}{R} \left( \frac{1}{T(\tau)} - \frac{1}{T_{ref}} \right)} d\tau \quad [2.7]$$

Na Figura 2.3 ilustra-se a utilização deste método na quantificação do desenvolvimento das propriedades mecânicas de um betão sujeito a um qualquer historial de temperaturas: partindo do instante T2 pode-se determinar a idade equivalente  $t_{eq}$  para a temperatura de referência de 20°C com base no conhecimento do historial de temperaturas até este instante (Figura 2.3a) e recorrendo à equação [2.7] (Figura 2.3b). Dispondo da caracterização de uma propriedade mecânica do betão à temperatura de referência, pode-se então determinar aquela propriedade do betão que esteve sujeito a um historial de temperaturas T2(t) e que apresenta uma idade  $t_{eq}$  (Figura 2.3c).

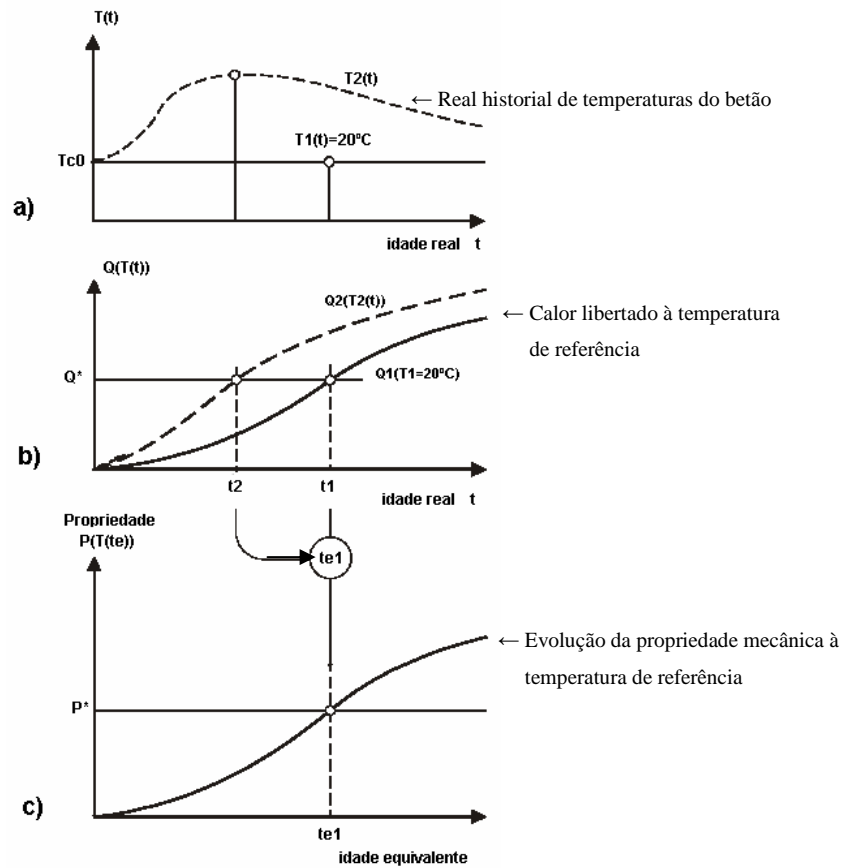


Figura 2.3 Utilização do conceito de Idade Equivalente (Azenha 2004)

Assim, a aplicação deste conceito permite expressar o papel acelerador da temperatura de cura no desenvolvimento das propriedades mecânicas do betão, ao converter a idade real  $t$  numa idade equivalente  $t_{eq}$ , sendo esta superior à idade real se o historial de temperaturas durante a hidratação for superior à temperatura de referência  $T_{ref}$ .

Desenvolvimento das propriedades mecânicas e influência da temperatura

As expressões do Eurocódigo 2 (CEN 2004) quantificam como segue o desenvolvimento das resistência à compressão  $f_c$  e à tracção  $f_{ct}$  e do módulo de elasticidade  $E_c$  do betão em função da idade equivalente  $t_{eq}$ :

$$f_c(t_{eq}) = e^{s(1-\sqrt{28/t_{eq}})} f_c(28) \tag{2.8}$$

$$f_{ct}(t_{eq}) = e^{s(1-\sqrt{28/t_{eq}})} f_{ct}(28) \tag{2.9}$$

$$E_c(t_{eq}) = e^{0.3s(1-\sqrt{28/t_{eq}})} E_c(28) \tag{2.10}$$

Nestas expressões  $t_{eq}$  é calculada com base na equação [2.7],  $f_c(28)$ ,  $f_{ct}(28)$  e  $E_c(28)$  são a resistência à compressão, a resistência à tracção e o módulo de elasticidade do betão à idade de 28 dias e  $s$  é um parâmetro que depende do tipo de cimento, caracterizando a rapidez com que este se combina com a água e ganha presa.

Em alternativa a estas expressões podem ser realizados ensaios mecânicos em provetes de betão a várias idades, de forma a obter as curvas de evolução das resistências à compressão e à tracção do betão, bem como do módulo de elasticidade.

### Fluência e retracção

A fluência do betão é definida como a parcela de deformação que se desenvolve ao longo do tempo adicionalmente à deformação instantânea. Durante as primeiras idades o betão experimenta elevadas deformações por fluência, devido ao facto de se encontrar num estágio de transição entre as fases líquida e sólida. De facto, a relaxação que lhe está associada desempenha um papel muito importante na redução das tensões auto-induzidas durante a hidratação, e na consequente diminuição do risco de fissuração nas primeiras idades, pelo que a contabilização do fenómeno da fluência no modelo mecânico é de fulcral importância para a obtenção de previsões realistas.

As deformações por fluência são geralmente divididas em fluência básica e fluência de secagem. No entanto, em problemas envolvendo as primeiras idades é geralmente aceite a consideração somente da parcela relativa à fluência básica. Desta forma, para a simulação do comportamento viscoelástico do betão nas primeiras idades foi adoptada a Lei da Dupla Potência (DPL) (Bazant 1988), que considera a seguinte função de fluência para uma idade  $t$  e tensão aplicada à idade  $t'$  (ambas em dias)

$$J(t, t') = \frac{1}{E_0(t')} + \frac{\phi_1}{E_0(t')} (t')^{-m} (t - t')^n \quad [2.11]$$

em que  $E_0(t')$  é o módulo de elasticidade assintótico do betão (relativo a cargas de curta duração), e  $\phi_1$ ,  $m$  e  $n$  são parâmetros do material. Estes coeficientes podem ser determinados através de ensaios experimentais de fluência realizados a várias idades.

A retracção autógena desempenha também um importante papel na geração de deformações diferidas nas primeiras idades do betão, especialmente no caso de betões de elevado desempenho. Desta forma, a sua contabilização no modelo mecânico pode ser importante para se prever de um modo realista o desenvolvimento de deformações durante a hidratação. A deformação autógena pode ser medida experimentalmente

através de provetes devidamente impermeabilizados, sendo assim incluída no modelo mecânico do betão.

### Índice de fendilhação

A partir da determinação das tensões geradas e do desenvolvimento alcançado pela resistência à tracção do betão é possível avaliar, ponto a ponto, o risco de fendilhação de uma estrutura de betão durante as primeiras idades. Para tal é essencial contabilizar o efeito de restrição interna e externa, assim como a relaxação da fluência. Como se ilustra na Figura 2.4, a dilatação térmica (DT) em conjunto com a retracção autógena (RA) geram tensões de tracção, cuja grandeza depende do módulo de elasticidade, do grau de restrições e do grau de relaxação; a comparação destas tensões de tracção com a resistência à tracção do betão determina o risco de fissuração ao longo da hidratação.

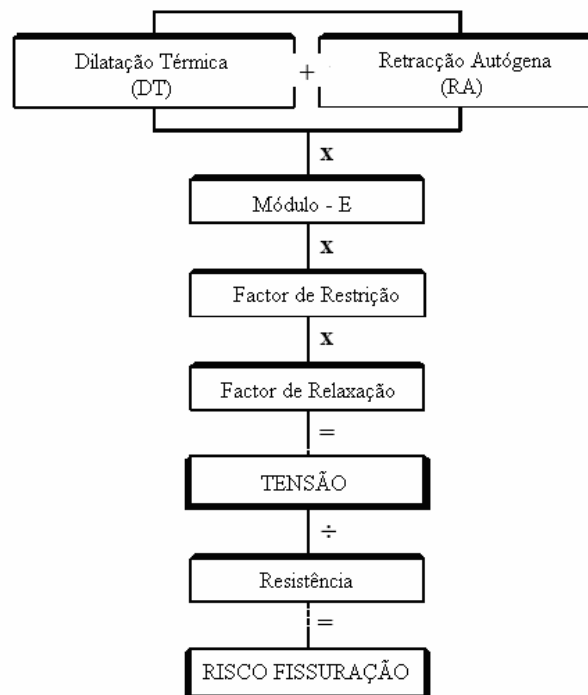


Figura 2.4 Princípio de cálculo de tensões e risco de fendilhação (Atrushi 2003)

Desta forma, para quantificar o risco de fissuração é determinado um parâmetro local e instantâneo denominado Índice de Fissuração (IF), expresso pela razão entre a máxima tensão principal de tracção instalada  $\sigma_p(t)$  e a resistência do betão à tracção  $f_{ct}(t_{eq})$  em cada incremento de tempo:

$$IF(t) = \sigma_p(t) / f_{ct}(t_{eq}) \quad [2.12]$$

### 2.3.3 Procedimento de análise numérica

Como anteriormente referido, a simulação do comportamento do betão nas primeiras idades é efectuada a partir de um modelo termo-mecânico, tendo como principal objectivo a previsão da ocorrência de fendas numa estrutura de betão. Desta forma, e no que diz respeito ao problema térmico, a equação de Fourier (equação [2.1]) estabelece o equilíbrio termodinâmico para um betão durante a fase de hidratação do cimento, no qual a parcela referente à geração interna de calor é contabilizada a partir de uma lei de Arrhenius (equação [2.2]). Recorrendo à formulação do MEF, a equação [2.1] pode ser resolvida ao adoptar-se uma integração no domínio do tempo e recorrendo a um esquema do tipo “backward-Euler” ( $\Delta t$  é o intervalo de tempo entre dois instantes consecutivos  $t_n$  e  $t_{n+1}$ , sendo  $t_{n+1} = t_n + \Delta t$ ),

$$\dot{T}_{n+1} = (T_{n+1} - T_n) / \Delta t \quad [2.13]$$

$$\dot{Q}_{n+1} = (Q_{n+1} - Q_n) / \Delta t \quad [2.14]$$

sendo desta forma determinadas as temperaturas  $T$  e os graus de hidratação  $\alpha$  em todos os nós da malha e para todos os instantes. No entanto, o facto da taxa de libertação do calor de hidratação ser dependente da temperatura (equação [2.2]), resulta em que a equação [2.1] é não-linear e, portanto, necessita de um procedimento iterativo (Método de Newton-Raphson) para a sua resolução.

No tocante ao problema mecânico, a sua resolução requer igualmente uma integração no domínio do tempo em que em cada passo de tempo as propriedades mecânicas do betão são consideradas constantes sendo, no entanto, actualizadas na passagem para o incremento seguinte. A variação discreta das propriedades mecânicas do betão em cada passo de tempo permite contabilizar a evolução daquelas ao longo da hidratação do cimento e em função da idade equivalente.

O problema térmico é desprezavelmente influenciado pelo problema mecânico sendo, por isso, geralmente aceite a consideração destes problemas de forma independente e unidirecional. Portanto, as análises térmicas e mecânicas são realizadas separadamente, em que as distribuições de temperatura, graus de hidratação e idades equivalentes determinadas no problema térmico funcionam como dados no problema mecânico.

Desta forma, tipicamente uma análise termo-mecânica começa por ajustar uma malha de elementos finitos à estrutura de betão, sendo resolvido o problema térmico

decorrente da libertação de calor através da hidratação do cimento, obtendo-se como resultados temperaturas nodais, distribuição da hidratação e da idade equivalente. A partir da determinação das temperaturas para cada passo de tempo, as variações volumétricas inerentes resultam em deformações que são computadas no problema mecânico, tendo em conta as restrições internas e externas, os fenómenos de fluência e retracção e eventuais acções exteriores. Uma vez que se conhece a distribuição da idade equivalente procede-se à actualização das propriedades mecânicas do betão em cada ponto da estrutura através das equações [2.9] e [2.10]. Desta forma, a partir do módulo de elasticidade definido na equação [2.10] e considerando a fluência (equação [2.11]) é possível determinar as tensões instaladas em cada ponto de Gauss da malha de elementos finitos. Estas tensões ao serem comparadas com a resistência à tracção actualizada do betão (através da equação [2.9]) determinam a avaliação do risco de fissuração através do parâmetro índice de fissuração (equação [2.12]). Uma vez que ocorra a abertura de fendas, o problema mecânico passa a ser não-linear necessitando de um procedimento iterativo apoiado no Método de Newton-Raphson para a sua solução. A contabilização da não-linearidade material do problema mecânico após a fissuração não está implementada no presente modelo.

Mais detalhes acerca deste modelo termo-mecânico poderão ser encontrados em Azenha 2004 e Faria, Azenha et al. 2006.





### **3 CARACTERIZAÇÃO CALORIMÉTRICA DE CIMENTOS**

#### **3.1 Introdução**

Apoiada na técnica de calorimetria isotérmica, neste capítulo será descrita uma campanha experimental de caracterização dos cimentos mais utilizados em Portugal. Para tal, foi utilizado um Calorímetro Isotérmico JAF adquirido no âmbito de um Projecto de Investigação financiado pela Fundação para a Ciência e Tecnologia, e disponível na Unidade de Investigação LABEST – Laboratório da Tecnologia do Betão e do Comportamento Estrutural. Esta caracterização experimental é essencial para uma correcta caracterização calorimétrica dos cimentos, e assim assegurar uma realista utilização das metodologias de análise numérica para previsão do risco de fissuração de origem térmica do betão.

Assim, este capítulo insere-se na linha de continuidade da caracterização calorimétrica iniciada em Silva, Faria et al. 2006 para os cimentos de uma cimenteira designada por Empresa A, sendo aqui acrescentada a caracterização dos cimentos de uma outra cimenteira portuguesa, fabricados numa Empresa B, incluindo-se o estudo de cimentos de coloração branca. Serão comparadas as propriedades térmicas dos vários

tipos de cimentos comuns às Empresas A e B, de modo a perceber a influência da sua proveniência na variabilidade daquelas características.

Neste capítulo abordar-se-á também o estudo da influência de adjuvantes, nomeadamente de um superplastificante, bem como de adições de cinzas volantes e de fíler calcário nas propriedades calorimétricas dos cimentos.

## 3.2 Calorimetria isotérmica

### 3.2.1 Princípio de funcionamento

A calorimetria isotérmica consiste na contínua medição do calor libertado por uma amostra de cimento durante a hidratação, sendo aquela mantida a temperatura constante. A energia libertada pela hidratação do cimento é registada por sensores de fluxo de calor, cujo sinal eléctrico é convertido na taxa de calor gerado através de um procedimento de calibração. Esta calibração é efectuada a partir de uma resistência eléctrica colocada no interior da amostra, que quando atravessada por uma corrente conhecida gera uma determinada quantidade de calor também conhecida. Para que a amostra de cimento se mantenha em condições de temperatura constante, esta tem de ser relativamente pequena (30 gramas de cimento), razão pela qual os ensaios isotérmicos se realizam com amostras de pasta de cimento e não em betão.

Neste trabalho foi utilizado o Calorímetro Isotérmico JAF, cujos componentes principais se apresentam na Figura 3.1: (i) o computador (PC) onde são armazenados os dados decorrentes do ensaio; (ii) o módulo de interface que realiza a ligação do PC ao calorímetro; (iii) o banho principal que é mantido à temperatura constante e onde ocorrem as medições; (iv) as unidades calorimétricas onde se localizam os sensores de fluxo de calor e as amostras de cimento com as respectivas resistências de calibração; e (v) o banho secundário que tem como função o arrefecimento do banho principal, de modo a permitir a realização de ensaios a temperaturas inferiores à temperatura ambiente. As temperaturas dos ensaios calorimétricos realizados no âmbito deste trabalho situaram-se entre os 20°C e os 50°C.

As informações base obtidas através da calorimetria isotérmica são a taxa de calor gerado  $\dot{Q}$  e o calor gerado acumulado  $Q$ , determinados através das expressões

$$\dot{Q} = K_1 \dot{E}_s + K_2 \frac{\partial \dot{E}_s}{\partial t} \quad [3.1]$$

$$Q = \int_0^t \dot{Q} dt \approx \sum_{i=1}^n \dot{Q}_i \Delta t_i \quad [3.2]$$

em que  $\dot{E}_s$  é a taxa de energia (W) que atravessa os sensores de fluxo de calor,  $K_1$  e  $K_2$  são constantes de calibração do calorímetro e  $n$  é o número de medições  $\dot{Q}_i$  realizadas nos sucessivos intervalos de tempo de duração  $\Delta t_i$ .

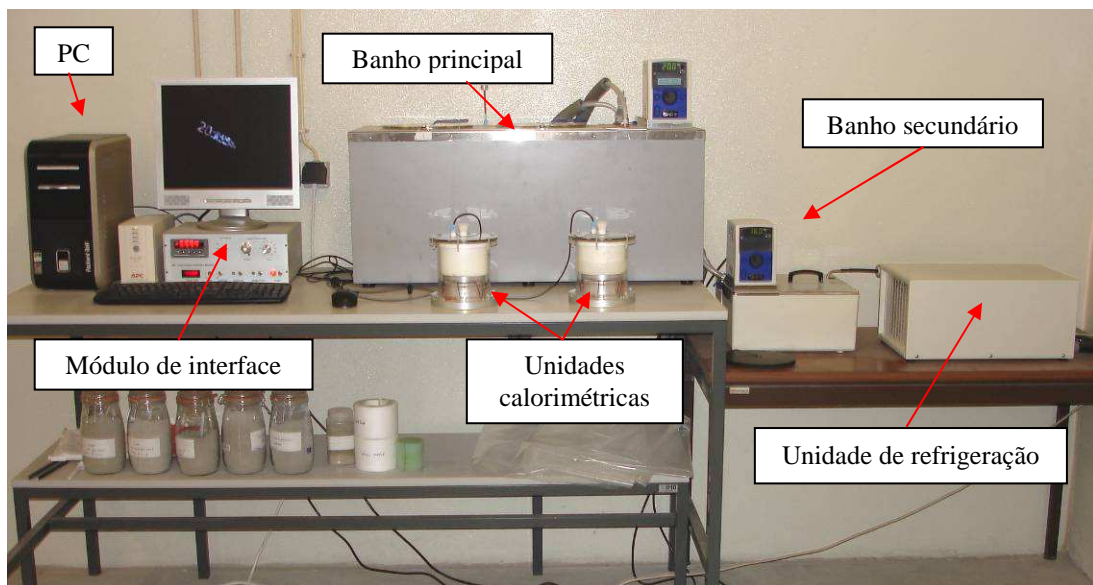


Figura 3.1 Principais constituintes do calorímetro JAF (Silva 2007)

As condições isotérmicas são atingidas no banho principal, que contém cerca de 100 litros de água, no qual a temperatura é mantida constante através da acção conjunta de uma serpentina de aquecimento presente no banho principal e da injeção de água proveniente do banho secundário (água esta que é arrefecida através da unidade de refrigeração). O recurso à unidade de refrigeração só é necessário quando se realizam ensaios a temperaturas inferiores à temperatura ambiente; para temperaturas superiores a perda natural de calor do banho principal para o meio ambiente é suficiente para arrefecer a água.

As unidades calorimétricas são constituídas por um cilindro oco em acrílico, uma base em alumínio e uma tampa em acrílico. A selagem é realizada a partir de parafusos de acrílico e de anéis de borracha que unem o corpo à base e à tampa, garantindo assim a estanqueidade. No seu interior são colocados isoladores térmicos de

forma a garantir que o calor gerado pela hidratação da amostra de pasta de cimento é completamente conduzido para a base de acrílico onde se encontram os sensores.

Cada unidade calorimétrica contém uma série de sensores de fluxo de calor (termopilhas), denominados elementos Peltier, revestidos com placas cerâmicas. As unidades calorimétricas que contêm as amostras de pasta de cimento são colocadas no interior do banho principal, (neste caso o equipamento possui duas unidades pelo que é possível ensaiar duas amostras simultaneamente) estando estas ligadas ao módulo de interface, que por sua vez estabelece o contacto com o PC, permitindo o registo discreto ao longo do tempo da potência do sinal eléctrico medido pelos sensores de fluxo de calor. Assim é possível determinar o calor libertado por uma amostra de pasta de cimento ao longo da hidratação.

Uma descrição exaustiva do modo de funcionamento do calorímetro isotérmico JAF e dos respectivos princípios teóricos são apresentados em Silva 2007.

### 3.2.2 Definição dos parâmetros da Lei de Arrhenius

A partir das medições da taxa de calor gerado  $\dot{Q}$  e do calor gerado acumulado  $Q$  efectuadas numa amostra ensaiada em calorimetria isotérmica a várias temperaturas, é possível caracterizar a Lei de Arrhenius apresentada na equação [2.2], quantificando as entidades que se descrevem em continuação.

#### Calor gerado a tempo infinito

O calor potencial ou calor gerado a tempo infinito  $Q(\infty)$  funciona como a assíntota do gráfico do calor gerado acumulado, representando o valor do calor total que seria libertado caso ocorresse a hidratação completa do cimento. É determinado, como se mostra na Figura 3.2, a partir da intersecção da curva  $Q$  vs  $1/t$  com o eixo das ordenadas, com o recurso ao ajuste ao gráfico de uma curva de regressão do tipo exponencial,

$$Q = Ae^{B/t} \quad [3.3]$$

em que  $A$  corresponde ao valor em que ocorre aquela intersecção, isto é, ao valor  $Q(\infty)$ .

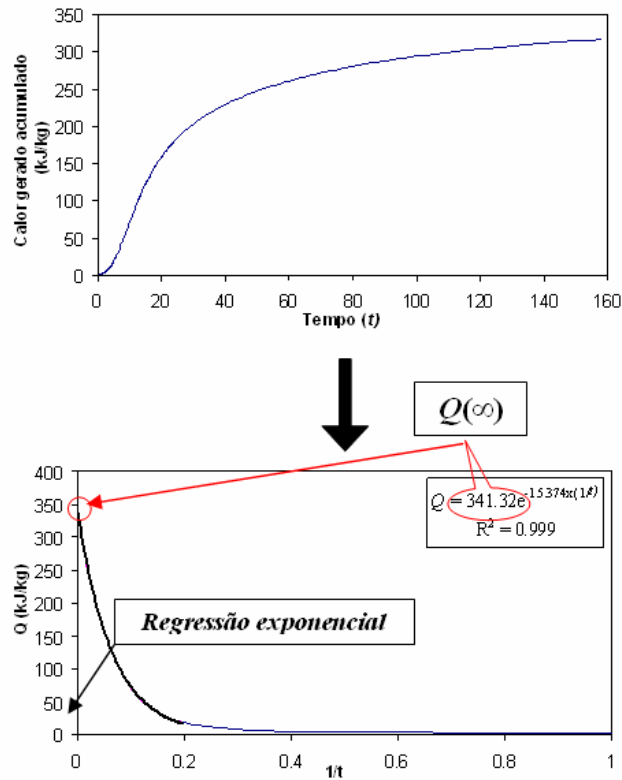


Figura 3.2 Determinação do calor gerado a tempo infinito (Silva 2007)

### Grau de hidratação

O grau de hidratação  $\alpha$  é o indicador do desenvolvimento da reacção de hidratação do cimento, e pode ser definido como o quociente entre o calor gerado até determinado instante  $t$  e o calor potencial  $Q(\infty)$ ,

$$\alpha = \frac{Q(t)}{Q(\infty)} \quad [3.4]$$

variando de 0 no início da hidratação até valores próximos de 1 no final da reacção.

### Função das taxas de calor normalizadas

A função das taxas de calor normalizadas  $f(\alpha)$  de um cimento é obtida através da razão  $\dot{Q}/\dot{Q}_{\max}$  em função do grau de hidratação  $\alpha$ , em que  $\dot{Q}_{\max}$  é a máxima taxa de calor gerado medida durante o ensaio calorimétrico.

### Energia de activação aparente e amplitude da reacção

A energia de activação aparente  $E_a$  representa a sensibilidade térmica da reacção de hidratação do cimento. Dá-se-lhe o nome de ‘aparente’ uma vez que a reacção de hidratação do cimento na realidade integra várias reacções químicas elementares, sendo por isso uma simplificação a adopção de uma lei única para traduzir a geração de calor de uma reacção tão complexa. Foram utilizados dois métodos para a determinação de  $E_a$  a partir dos resultados dos ensaios calorimétricos isotérmicos: o Método das Taxas de Hidratação (D'Aloia 2001) e um Método Simplificado descrito em Wadsö 2003.

A amplitude da reacção de hidratação do cimento é expressa pela constante  $a$  da Lei de Arrhenius (equação [2.2]), tal que  $a \exp(-E_a/RT)$  corresponde ao valor máximo da taxa de geração de calor  $\dot{Q}_{\max}$ , sendo que este máximo ocorre para  $f(\alpha) = 1$ . A constante  $a$  deve ser definida de acordo com o método utilizado na determinação de  $E_a$ . No caso do Método das Taxas de Hidratação a sua determinação é efectuada a partir dos resultados calorimétricos depois de calculado o  $E_a$  e no caso do Método Simplificado é calculada simultaneamente.

O Método das Taxas de Hidratação permite a definição de  $E_a$  ao longo da reacção de hidratação do cimento, a partir das taxas de hidratação  $\dot{\alpha}_1$  e  $\dot{\alpha}_2$  registadas em dois ensaios isotérmicos realizados a temperaturas diferentes  $T_1$  e  $T_2$

$$E_a(\alpha) = R \frac{T_1 T_2}{T_1 - T_2} \ln \left( \frac{\dot{\alpha}_1}{\dot{\alpha}_2} \right) \quad [3.5]$$

assumindo-se nesta expressão que  $a$ ,  $f(\alpha)$  e  $E_a$  não dependem da temperatura. Admite-se, igualmente, que  $E_a$  apresenta o mesmo valor no instante em que os dois ensaios apresentam graus de hidratação iguais ( $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha$ ). Para a determinação de um único valor de  $E_a$  estabeleceu-se a média dos valores obtidos no intervalo de graus de hidratação de 0.1 a 0.6, por ser este o de maior relevância da hidratação, durante o qual são atingidas as maiores taxas de geração de calor. A constante  $a$ , determinada pela expressão,

$$a = \dot{Q}_{\max} e^{\frac{E_a}{RT}} \quad [3.6]$$

é teoricamente igual para todas as temperaturas de ensaio isotérmico.

O Método Simplificado, por sua vez, define  $E_a$  a partir dos resultados obtidos para a taxa de calor gerado máxima  $\dot{Q}_{\max}$  da reacção de hidratação em ensaios isotérmicos realizados a várias temperaturas  $T_i$ , admitindo que estes máximos ocorrem para o mesmo grau de hidratação, independentemente da temperatura do ensaio. Assim, considerando-se que quando a taxa de calor gerada é máxima a função  $f(\alpha)$  apresenta o valor unitário, e após aplicação de logaritmos neperianos a ambos os membros da lei de Arrhenius (equação [2.2]) reproduz-se a seguinte equação do tipo linear

$$\ln(\dot{Q}_{\max}) = -\frac{E_a}{R T_i} + \ln(a) \quad [3.7]$$

que é ajustada aos pontos  $\ln(\dot{Q})$  versus  $1/T_i$  correspondentes aos resultados experimentais realizados a várias temperaturas da mesma amostra de pasta de cimento. O conhecimento do declive desta recta de regressão permite a determinação de  $E_a$ , enquanto que o parâmetro  $a$  é dado através da ordenada na origem desta mesma recta.

### 3.3 Campanha experimental para caracterização calorimétrica de cimentos

#### 3.3.1 Cimentos estudados

Na campanha experimental realizada foram analisados 6 tipos de cimentos comercializados em Portugal pela Empresa B, certificados segundo a NP EN 197-1 2001:

- **CEM I 52.5R:** Cimento Portland (95-100% de clínquer) de muito elevada resistências inicial e final, utilizado principalmente no fabrico de betões de elevado desempenho mecânico, betão pré-esforçado a idades muito jovens e betão aplicado em tempo frio.
- **CEM I 52.5N (br):** Cimento Portland Branco (95-100% de clínquer) de muito elevada resistência e brancura, utilizado em situações em que se exige um comportamento superior em termos mecânicos e estéticos. Tem um índice de reflectância superior a 85% e um elevado calor de hidratação. Apresenta um desenvolvimento de resistências iniciais mais lento do que um cimento CEM I 52.5R.
- **CEM I 42.5R:** Cimento Portland (95-100% de clínquer) de elevadas resistências inicial e final, utilizado no fabrico de betões de média a elevada

resistência, com várias aplicações tais como: betão pronto ou fabricado em obra, betões leves de elevada resistência, betão aplicado em tempo frio, pré-fabricação, caldas de selagem e injeção.

- **CEM II/A-L 42.5R:** Cimento Portland de Calcário (80-94% de clínquer e 6-20% de calcário) de elevada resistência e boa trabalhabilidade, o que permite aplicações diversas em betões de várias classes de resistência e na pré-fabricação ligeira ou pesada. É especialmente utilizado em betões de média a elevada resistência, prontos ou fabricados em obra; em betão pré-esforçado a idades correntes, em betões projectados, leves e de regularização, em pré-fabricação e em reforço e reparação de betão estrutural.
- **CEM II /B-L 32.5N:** Cimento Portland de Calcário (65-79% de clínquer e 21-35% de calcário) sendo o mais utilizado nas obras de construção civil, uma vez que a sua boa trabalhabilidade e baixo calor de hidratação o tornam especialmente adaptado a todos os trabalhos correntes. Apresenta um desenvolvimento mais lento de resistências.
- **CEM II /B-L 32.5R (br):** Cimento Branco Portland de Calcário (65-79% de clínquer e 21-35% de calcário), apresentando boa trabalhabilidade e desenvolvimento rápido de resistências iniciais. As suas aplicações são variadas, sendo principalmente utilizado no fabrico de betão armado e não armado de elevado efeito arquitectónico branco (ou com adição de pigmentos de cor), no fabrico de argamassas industriais, de restauro ou de reparação, na pré-fabricação ligeira e no fabrico de artefactos.

A composição química, a percentagem de clínquer e de outros constituintes (como o gesso, o calcário e as pozolanas), e a superfície específica de Blaine são as características fundamentais que influenciam o desenvolvimento do calor de hidratação dos cimentos. Os principais constituintes químicos dos cimentos (Óxido de cálcio – CaO, Óxido de silício - SiO<sub>2</sub>, Óxido de ferro - Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, Óxido de alumínio - Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, Sulfatos - SO<sub>3</sub> e Óxido de magnésio – MgO) são apresentados na Tabela 3.1. Na Tabela 3.2 apresenta-se a constituição do cimento em termos de percentagem de clínquer, gesso e fíler. Com o objectivo de comparação da finura dos vários cimentos, na Tabela 3.3 são apresentados os valores da superfície específica de Blaine. Todos os parâmetros apresentados nestas tabelas correspondem a valores médios e foram cedidos pela própria empresa cimenteira.



Tabela 3.1 Composição química do clínquer dos cimentos

Cimentos	Percentagens					
	CaO	SiO <sub>2</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	SO <sub>3</sub>	MgO
CEM I 52.5R	62.97	20.16	3.48	4.35	3.4	2.33
CEM I 52.5N (br)	66.53	19.63	0.16	2.61	2.39	0.6
CEM I 42.5R	62.66	19.82	3.4	4.22	3.47	2.21
CEM II/A-L 42.5R	62.02	18.58	3.22	4.18	3.35	2.09
CEM II/B-L 32.5N	59.7	18.02	2.52	3.86	2.61	1.79
CEM II/B-L 32.5R (br)	64.58	17.29	0.17	2.38	2.48	0.5

Tabela 3.2 Composição dos cimentos

Cimentos	Clínquer (%)	Gesso (%)	Fíler calcário (%)
CEM I 52.5R	93.3	6.7	0.0
CEM I 52.5N (br)	Não disponível		
CEM I 42.5R	90.2	5.2	4.5
CEM II/A-L 42.5R	85.2	5.6	9.2
CEM II/B-L 32.5N	73.0	4.2	22.7
CEM II/B-L 32.5R (br)	69.7	4.1	26.2

Tabela 3.3 Superfície específica de Blaine dos cimentos

Cimentos	Blaine (cm <sup>2</sup> /g)
CEM I 52.5R	4914
CEM I 52.5N (br)	4732
CEM I 42.5R	4112
CEM II/A-L 42.5R	4494
CEM II/B-L 32.5N	4433
CEM II/B-L 32.5R (br)	5019

### 3.3.2 Taxa de calor gerado

Os cimentos anteriormente referidos foram sujeitos a ensaios experimentais de calorimetria isotérmica realizados às temperaturas de 20°C, 30°C, 40°C e 50°C. Para cada tipo de cimento estudado apresentam-se os gráficos da evolução da taxa de calor gerado  $\dot{Q}$  e, seguidamente a cada um dos gráficos, apresentam-se em tabelas os respectivos valores da taxa de calor máxima gerada  $\dot{Q}_{\max}$  e o correspondente instante de tempo em que ocorre  $t_{\max}$  para cada temperatura do ensaio isotérmico.

Deste modo, na Figura 3.3 apresentam-se as curvas de evolução de  $\dot{Q}$  e na Tabela 3.4 indicam-se os valores de  $\dot{Q}_{\max}$  e  $t_{\max}$  para cada temperatura de ensaio referente ao cimento CEM I 52.5R. Pode-se observar que, como seria de esperar, à medida que aumenta a temperatura do ensaio isotérmico, a taxa de calor máximo gerado atinge valores mais elevados e ocorre mais cedo. Estes factos vêm confirmar a natureza termo-activada da reacção de hidratação do cimento. Estas características são comuns a todos os cimentos ensaiados, como se verificará de seguida.

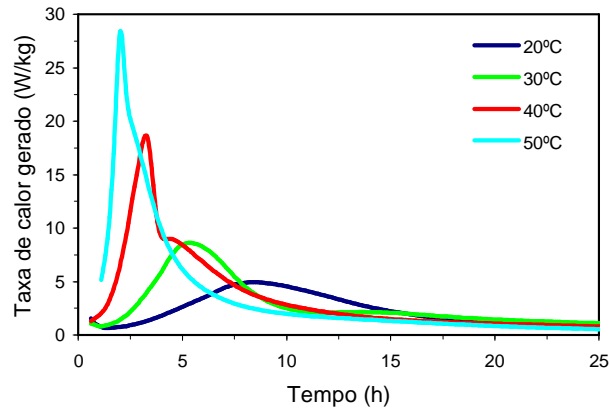


Figura 3.3 Taxa de calor gerado para o CEM I 52.5R

Tabela 3.4 Taxas máximas de calor gerado e correspondente instante para o CEM I 52.5R

Ensaio Isotérmico	$\dot{Q}_{max}$ (W/kg)	$t_{max}$ (h)
20°C	4.934	8.4
30°C	8.625	5.4
40°C	18.629	3.2
50°C	28.392	2.0

Quanto ao cimento CEM I 52.5N (br), apresentam-se na Figura 3.4 a evolução de  $\dot{Q}$  e na Tabela 3.5 os valores de  $\dot{Q}_{max}$  e  $t_{max}$  para as várias temperaturas do ensaio isotérmico. Este cimento atingiu valores de taxa máxima de calor gerado superiores ao cimento CEM I 52.5R para as temperaturas de 20°C, 30°C e 40°C, no entanto, os instantes de tempo em que estes ocorreram foram semelhantes.

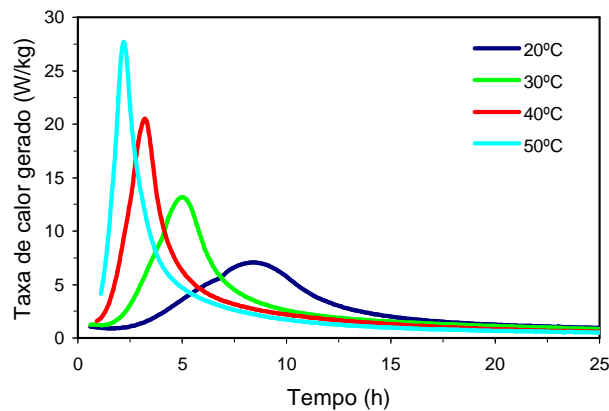


Figura 3.4 Taxa de calor gerado para o CEM I 52.5N (br)

Tabela 3.5 Taxas máximas de calor gerado e correspondente instante para o CEM I 52.5N (br)

Ensaio Isotérmico	$\dot{Q}_{max}$ (W/kg)	$t_{max}$ (h)
20°C	7.064	8.4
30°C	13.177	5.0
40°C	20.501	3.2
50°C	27.682	2.2

No caso do cimento CEM I 42.5R, na Figura 3.5 apresentam-se as curvas de evolução de  $\dot{Q}$  e na Tabela 3.6 os valores de  $\dot{Q}_{max}$  e  $t_{max}$  para as diferentes temperaturas. Observa-se uma diminuição da taxa máxima de calor gerado em relação aos cimentos CEM I 52.5R e CEM I 52.5N (br), e um ligeiro atraso no tempo de ocorrência deste pico.

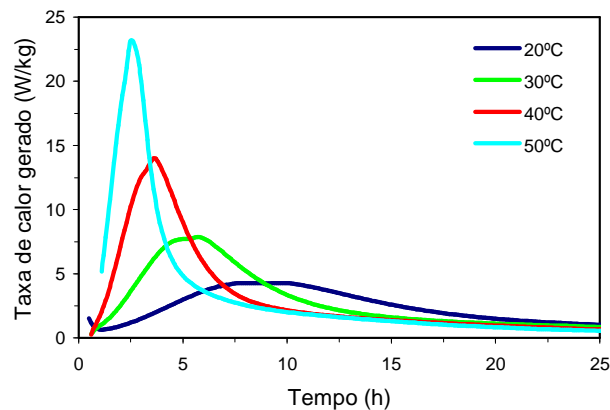


Figura 3.5 Taxa de calor gerado para o CEM I 42.5R

Tabela 3.6 Taxas máximas de calor gerado e correspondente instante para o CEM I 42.5R

Ensaio Isotérmico	$\dot{Q}_{max}$ (W/kg)	$t_{max}$ (h)
20°C	4.289	8.1
30°C	7.863	5.7
40°C	14.003	3.6
50°C	23.172	2.5

Na Figura 3.6 e na Tabela 3.7 apresentam-se, respectivamente, a evolução de  $\dot{Q}$  e os valores de  $\dot{Q}_{max}$  e  $t_{max}$  referentes ao cimento CEM II/A-L 42.5R. É de assinalar uma diminuição da taxa máxima de calor gerado em relação ao cimento Portland CEM I 42.5R, que é mais acentuada para as maiores temperaturas do ensaio. Assinala-se também a existência de dois picos na curva de evolução de  $\dot{Q}$ , característica dos

cimentos compostos Portland de Calcário, sendo que o segundo pico ganha mais importância à medida que aumenta a temperatura do ensaio isotérmico.

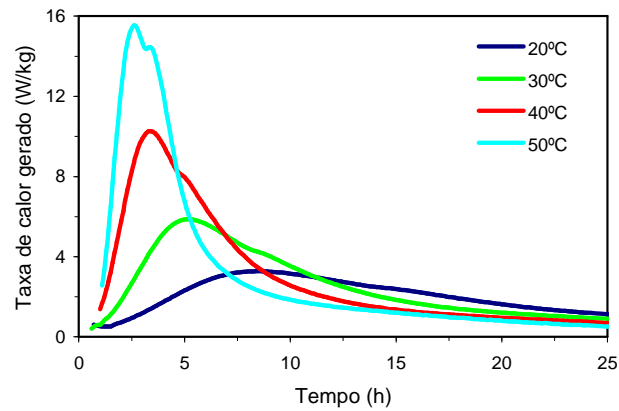


Figura 3.6 Taxa de calor gerado para o CEM II/A-L 42.5R

Tabela 3.7 Taxas máximas de calor gerado e correspondentes instante para o CEM II/A-L 42.5R

Ensaio Isotérmico	$\dot{Q}_{max}$ (W/kg)	$t_{máx}$ (h)
20°C	3.263	8.5
30°C	5.861	5.1
40°C	10.257	3.4
50°C	15.538	2.6

No que diz respeito ao cimento CEM II/B-L 32.5N, apresentam-se na Figura 3.7 a evolução de  $\dot{Q}$  e na Tabela 3.8 os valores de  $\dot{Q}_{max}$  e  $t_{máx}$ , onde se observa uma diminuição da taxa máxima de calor gerado em relação aos anteriores cimentos. Por ser um cimento Portland de Calcário apresenta também dois picos na curva de  $\dot{Q}$ .

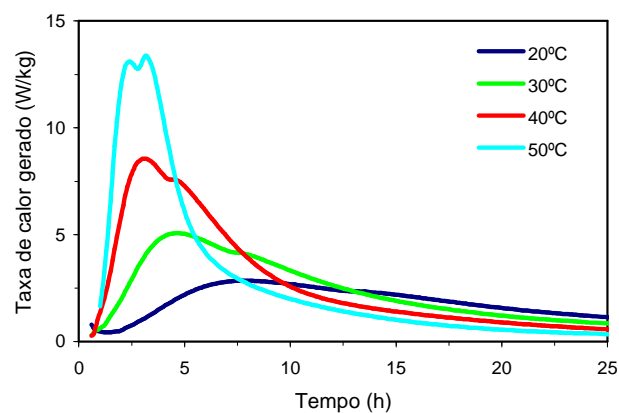


Figura 3.7 Taxa de calor gerado para o CEM II/B-L 32.5N

Tabela 3.8 Taxas máximas de calor gerado e correspondente instante para o CEM II/B-L 32.5N

Ensaio Isotérmico	$\dot{Q}_{max}$ (W/kg)	$t_{max}$ (h)
20°C	2.845	7.9
30°C	5.075	4.6
40°C	8.555	3.1
50°C	13.362	3.2

No que diz respeito ao cimento CEM II/B-L 32.5R (br), apresentam-se na Figura 3.8 as curvas de evolução de  $\dot{Q}$  e na Tabela 3.9 os valores de  $\dot{Q}_{max}$  e  $t_{max}$ . Observou-se uma diminuição de  $\dot{Q}_{max}$  em relação ao CEM II/B-L 32.5N e um atraso na ocorrência deste pico para as temperaturas de 20°C, 30°C e 40°C.

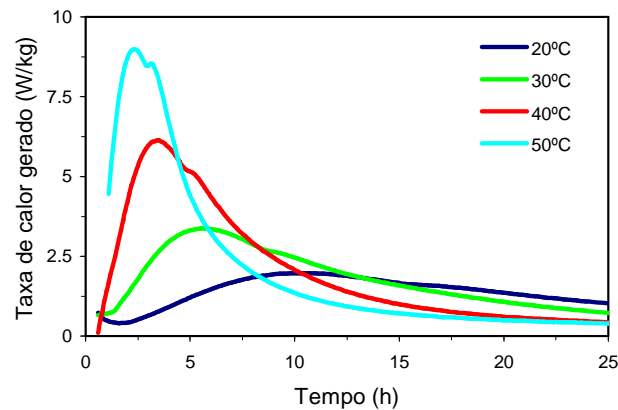


Figura 3.8 Taxa de calor gerado para o CEM II/B-L 32.5R (br)

Tabela 3.9 Taxas máximas de calor gerado e correspondente instante para o CEM II/B-L 32.5R (br)

Ensaio Isotérmico	$\dot{Q}_{max}$ (W/kg)	$t_{max}$ (h)
20°C	1.970	10.2
30°C	3.367	5.6
40°C	6.132	3.5
50°C	8.987	2.3

Em termos gerais, os cimentos Portland (com elevadas dosagens de clínquer) apresentam taxas de calor gerado máximo superiores às dos cimentos Portland de Calcário. Os cimentos Portland apresentam somente um máximo de  $\dot{Q}$ , enquanto que nos cimentos Portland de Calcário observa-se a existência de dois picos desta propriedade.

### 3.3.3 Calor total gerado

Na Tabela 3.10 apresentam-se os valores do calor potencial  $Q(\infty)$  para os vários cimentos estudados e para as diferentes temperaturas dos ensaios isotérmicos realizados.

Tabela 3.10 Calor gerado a tempo infinito pelos cimentos estudados  $Q(\infty)$  (kJ/kg)

	Ensaio Isotérmico				
	20°C	30°C	40°C	50°C	Média
CEM I 52.5R	414.009	399.041	397.402	368.067	394.630
CEM I 52.5N (br)	398.343	381.049	380.398	354.646	378.609
CEM I 42.5R	370.279	350.410	350.857	361.744	358.322
CEM II /A-L 42.5R	343.096	331.180	327.007	334.446	333.932
CEM II/B-L 32.5N	315.842	304.331	301.966	291.823	303.491
CEM II/B-L 32.5R (br)	261.568	253.657	262.332	246.896	256.113

É de assinalar que os valores de calor gerado a tempo infinito  $Q(\infty)$  para cada cimento são praticamente independentes da temperatura de ensaio, uma vez que a temperatura tem somente um papel acelerador da reacção. No entanto verifica-se, de uma forma quase sistemática, que o calor potencial  $Q(\infty)$  apresenta uma ligeira tendência de diminuição para as maiores temperaturas do ensaio isotérmico (ver Tabela 3.10), o que pode significar o cancelamento de reacções que ocorrem em fases mais tardias.

A partir dos valores médios de  $Q(\infty)$  da Tabela 3.10 verifica-se que os Cimentos Portland têm maior potencial de geração de calor do que os Cimentos Portland de Calcário, uma vez que apresentam uma maior percentagem de clínquer na sua composição (ver Tabela 3.2). A diferença encontrada entre os valores de  $Q(\infty)$  do CEM I 52.5R e do 42.5R deve-se somente à finura (ver Tabela 3.3), que é superior no primeiro caso, uma vez que a composição química do clínquer destes dois cimentos é muito semelhante (ver Tabela 3.1).

### 3.3.4 Grau de hidratação

Apresentam-se, seguidamente, as curvas de evolução do grau de hidratação  $\alpha$  ao longo do tempo para os vários cimentos ensaiados e para as diferentes temperaturas do ensaio isotérmico. Assim, na Figura 3.9 são apresentadas as curvas correspondentes ao cimento CEM I 52.5R e, como esperado, observa-se que a evolução da hidratação é

tanto mais rápida quanto maior for a temperatura de ensaio (característica que é comum a todos os cimentos ensaiados).

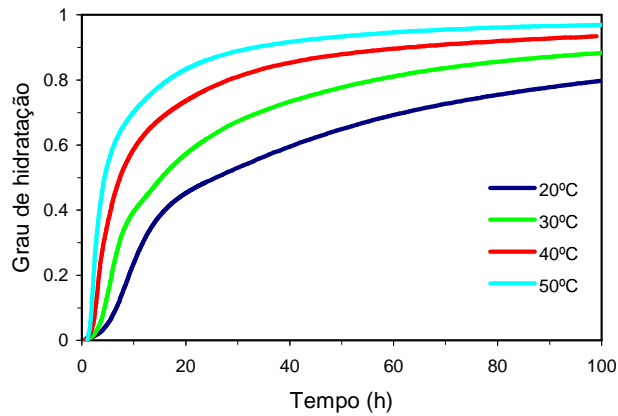


Figura 3.9 Evolução do grau de hidratação para o CEM I 52.5R

Na Figura 3.10 apresenta-se a evolução de  $\alpha$  para o cimento CEM I 52.5N (br) e na Figura 3.11 para o cimento CEM I 42.5R.

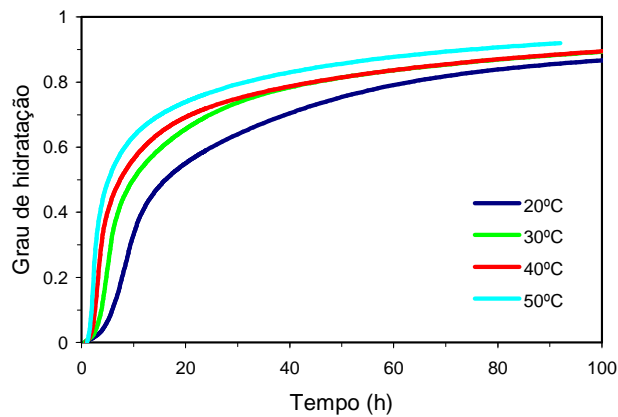


Figura 3.10 Evolução do grau de hidratação para o CEM I 52.5N (br)

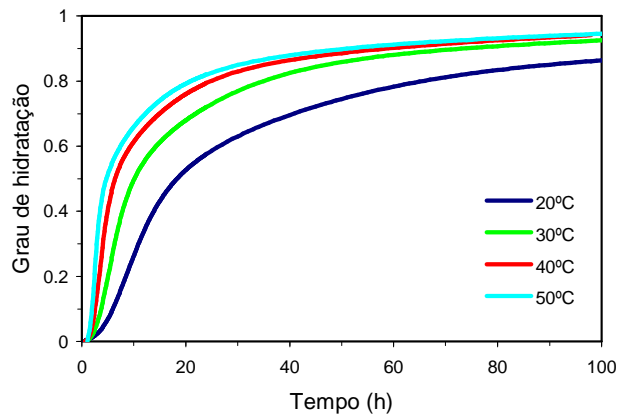


Figura 3.11 Evolução do grau de hidratação para o CEM I 42.5R

A evolução do parâmetro  $\alpha$  do cimento CEM II/A-L 42.5R é apresentada na Figura 3.12 e do cimento CEM II/B-L 32.5N na Figura 3.13

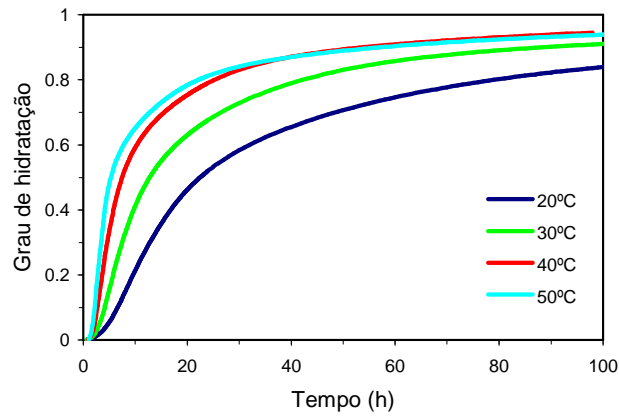


Figura 3.12 Evolução do grau de hidratação para o CEM II/A-L 42.5R

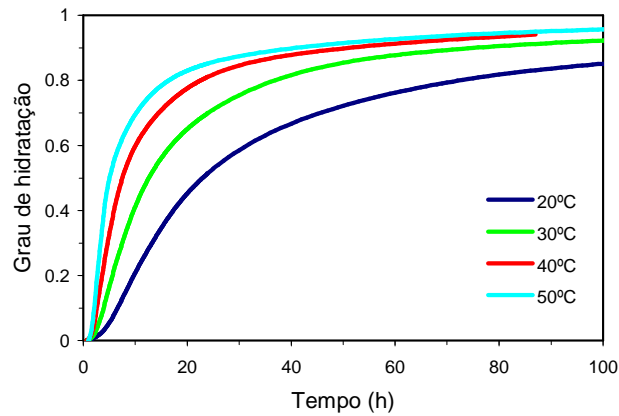


Figura 3.13 Evolução do grau de hidratação para o CEM II/B-L 32.5N

Os resultados da evolução de  $\alpha$  referentes ao cimento CEM II/B-L 32.5R (br) são apresentados na Figura 3.14.

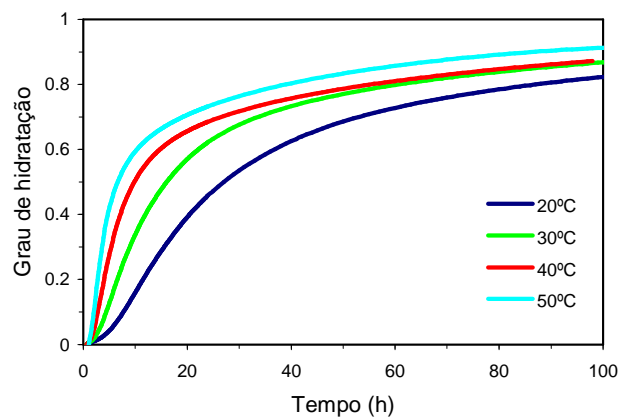


Figura 3.14 Evolução do grau de hidratação para CEM II/B-L 32.5R (br)



Decorrente da análise destes gráficos, constata-se que o grau de hidratação  $\alpha$  evolui de forma muito semelhante para todos os cimentos analisados, e para as diferentes temperaturas do ensaio isotérmico.

Na Tabela 3.11 indicam-se os valores de  $\alpha$  correspondentes ao instante em que é atingido o máximo de taxa de geração de calor  $t_{máx}$ , para cada temperatura de ensaio e para os vários cimentos estudados. Apesar de alguma variabilidade, é possível observar que os valores do grau de hidratação no instante em que ocorre o pico de geração de calor não diferem muito entre si, sendo por isso uma propriedade pouco afectado pela temperatura do ensaio e pelo tipo de cimento analisado. Na realidade o respectivo valor encontra-se sempre no intervalo  $\alpha \in [0.13, 0.25]$ .

Tabela 3.11 Grau de hidratação correspondente ao instante de máxima taxa de calor gerado

	$\alpha$ em $t_{máx}$				
	20°C	30°C	40°C	50°C	Média
CEM I 52.5R	0.170	0.172	0.177	0.128	0.162
CEM I 52.5N (br)	0.236	0.226	0.199	0.169	0.208
CEM I 42.5R	0.183	0.250	0.232	0.208	0.218
CEM II /A-L 42.5R	0.163	0.159	0.172	0.164	0.164
CEM II/B-L 32.5N	0.141	0.140	0.146	0.275	0.175
CEM II/B-L 32.5R (br)	0.164	0.154	0.156	0.134	0.152

### 3.3.5 Função das taxas de calor normalizadas

Apresentam-se seguidamente os gráficos das taxas de calor normalizadas  $f(\alpha)$  para as várias temperaturas de ensaio e para cada cimento analisado. Assim na Figura 3.15 apresenta-se a função  $f(\alpha)$  referente ao cimento CEM I 52.5R.

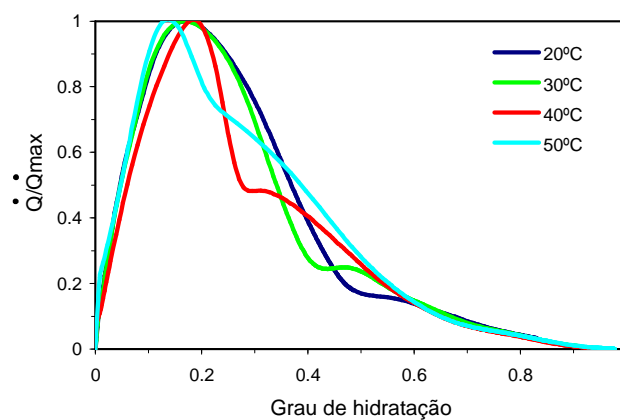


Figura 3.15 Função  $f(\alpha)$  para o CEM I 52.5R

A função  $f(\alpha)$  do cimento CEM I 52.5N (br) é apresentada na Figura 3.16 e a do cimento CEM I 42.5R na Figura 3.17, onde se observa que para os cimentos Portland esta função é praticamente independente da temperatura.

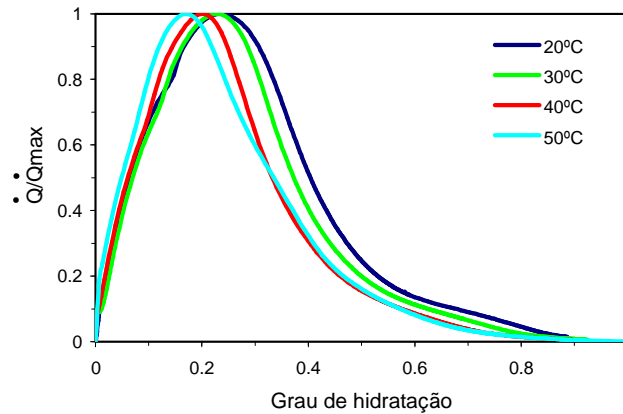


Figura 3.16 Função  $f(\alpha)$  para o CEM I 52.5N (br)

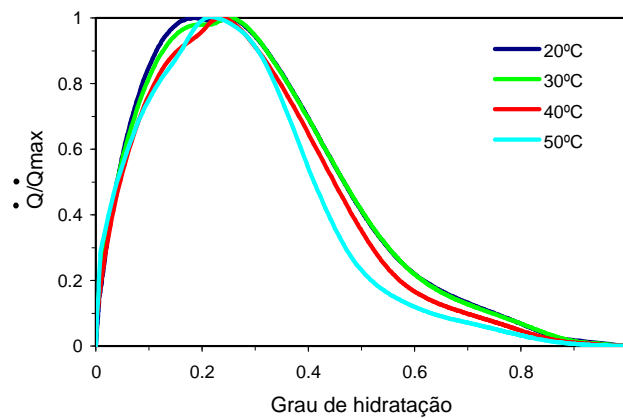


Figura 3.17 Função  $f(\alpha)$  para o CEM I 42.5R

Na Figura 3.18 e na Figura 3.19 apresentam-se a evolução da função  $f(\alpha)$  para os cimentos compostos CEM II/A-L 42.5R e CEM II/B-L 32.5N, respectivamente. Apesar das semelhanças entre as curvas das funções  $f(\alpha)$  referentes às várias temperaturas do ensaio, para as temperaturas de 50°C estas curvas apresentam algumas diferenças.

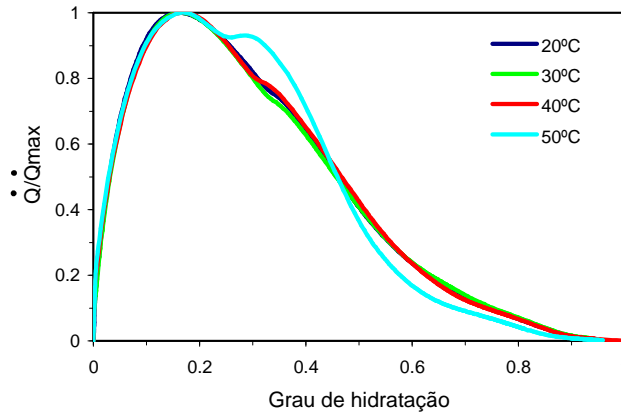


Figura 3.18 Função  $f(\alpha)$  para o CEM II/A-L 42.5R

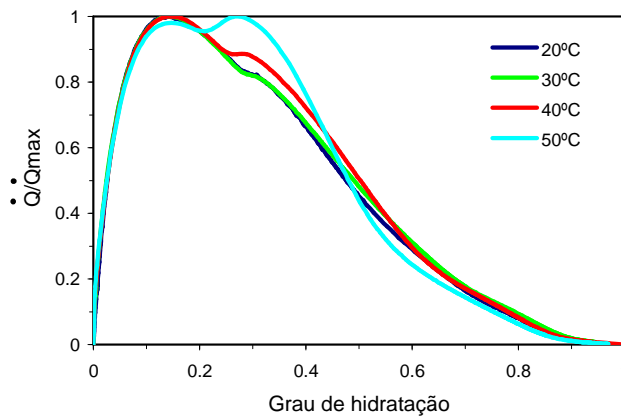


Figura 3.19 Função  $f(\alpha)$  para o CEM II/B-L 32.5N

O desenvolvimento da função  $f(\alpha)$  do cimento CEM II/B-L 32.5R (br) apresenta-se praticamente independente da temperatura para todas as temperaturas de ensaio, como se mostra na Figura 3.20.

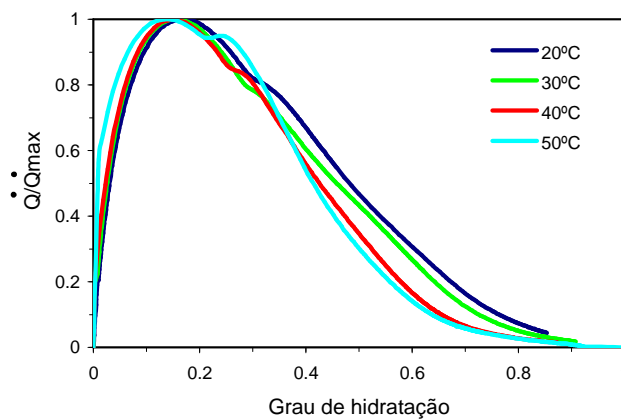


Figura 3.20 Função  $f(\alpha)$  para o CEM II/B-L 32.5R (br)

### 3.3.6 Energia de activação aparente

Seguidamente apresentam-se as curvas de evolução de  $E_a$  ao longo da reacção de hidratação para os intervalos de temperaturas 20°C-30°C, 30°C-40°C e 40°C-50°C, calculadas a partir do Método das Taxas de Hidratação, assim como o valor determinado pelo Método Simplificado para cada cimento estudado. Assim, na Figura 3.21 apresentam-se os referidos resultados de  $E_a$  respeitantes ao cimento CEM I 52.5R, onde se observa que  $E_a$  não é constante ao longo da hidratação e que oscila entre um valor médio, sendo este valor médio aproximadamente correspondente ao valor obtido através do Método Simplificado.

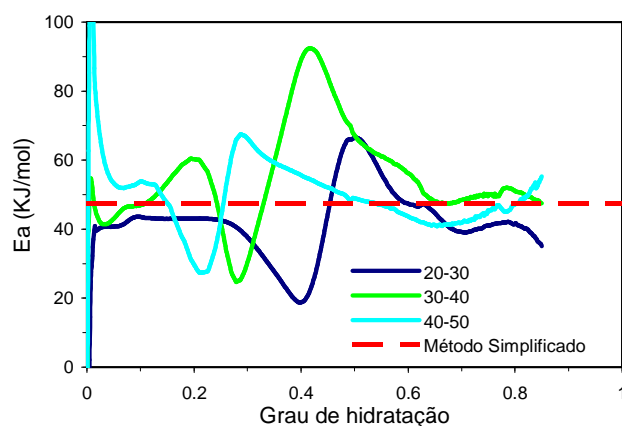


Figura 3.21 Evolução de  $E_a$  ao longo da reacção de hidratação para o CEM I 52.5R

Em continuação, apresenta-se na Figura 3.22 os resultados de  $E_a$  para o cimento CEM I 52.5N (br) e na Figura 3.23 para o cimento CEM I 42.5R, onde se observam maiores oscilações da energia de activação para graus de hidratação mais elevados.

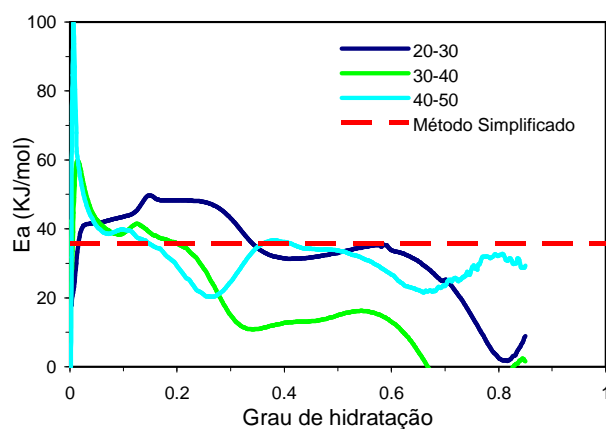


Figura 3.22 Evolução de  $E_a$  ao longo da reacção de hidratação para o CEM I 52.5N (br)

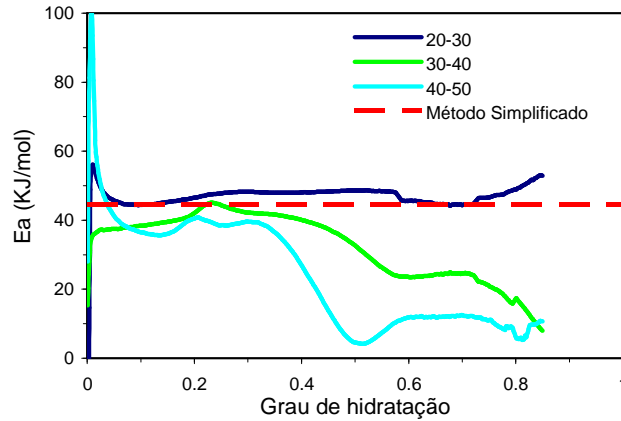


Figura 3.23 Evolução de  $E_a$  ao longo da reacção de hidratação para o CEM I 42.5R

A evolução de  $E_a$  dos cimentos CEM II/A-L 42.5R e CEM II/B-L 32.5N apresentam-se na Figura 3.24 e na Figura 3.25, respectivamente. Observa-se igualmente a oscilação da energia da activação em torno do valor decorrente do Método Simplificado, sendo esta mais acentuada para maiores valores de  $\alpha$  e para temperaturas mais elevadas. São encontradas características semelhantes da evolução de  $E_a$  ao longo da hidratação no caso do cimento CEM II/B-L 32.5R (br), como se pode verificar na Figura 3.26.

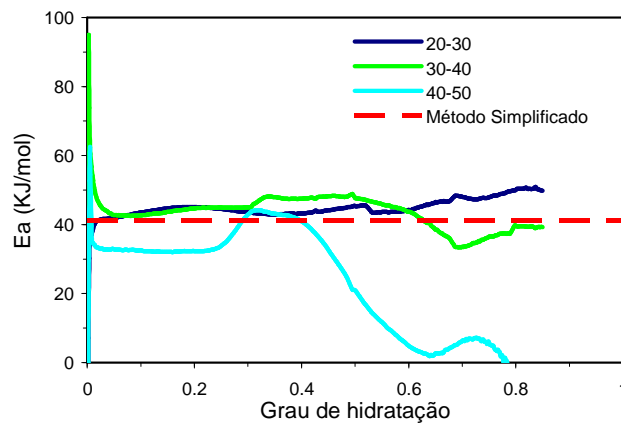


Figura 3.24 Evolução de  $E_a$  ao longo da reacção de hidratação para o CEM II/A-L 42.5R

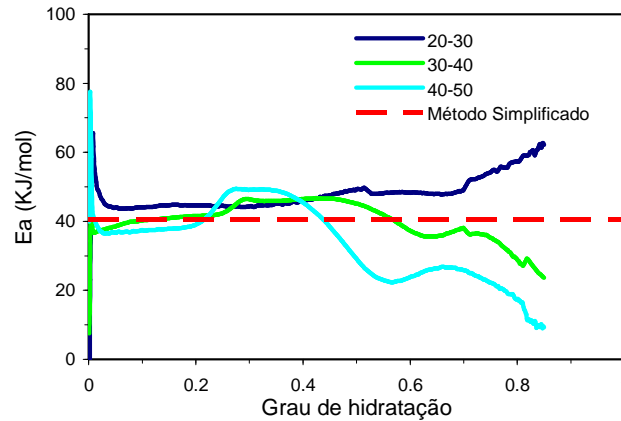


Figura 3.25 Evolução de  $E_a$  ao longo da reacção de hidratação para o CEM II/B-L 32.5N

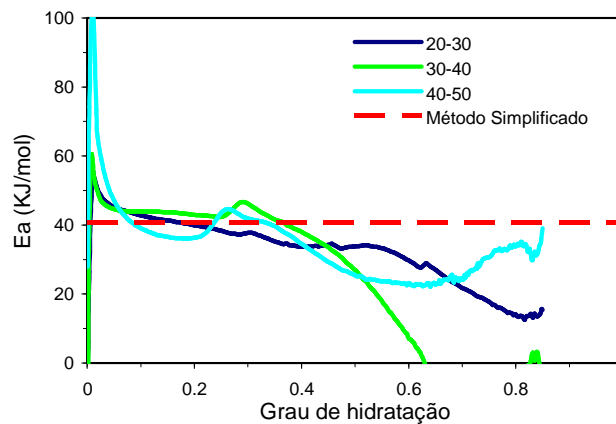


Figura 3.26 Evolução de  $E_a$  ao longo da reacção de hidratação para o CEM II/B-L 32.5R (br)

De forma a sistematizar os resultados apresentam-se na Tabela 3.12 os valores de  $E_a$  calculados a partir dos dois métodos adoptados. Observa-se que o valor médio correspondente ao Método das Taxas de Hidratação é semelhante para os vários tipos de cimento, e aproxima-se bastante do valor calculado a partir do Método Simplificado. É de assinalar, que as maiores diferenças entre a curva de evolução de  $E_a$  e o valor determinado pelo Método Simplificado ocorrem para valores de  $\alpha$  superiores a 0.5 ou 0.6 (dependendo dos cimentos).

Tabela 3.12 Valores médios de  $E_a$  (kJ/mol) para os vários cimentos analisados

	Método das Taxas de Hidratação	Método Simplificado
CEM I 52.5R	50.756	47.401
CEM I 52.5N (br)	30.713	35.861
CEM I 42.5R	37.308	44.381
CEM II/A-L 42.5R	40.308	41.305
CEM II/B-L 32.5N	42.790	40.663
CEM II/B-L 32.5R (br)	35.475	40.593

### 3.3.7 Amplitude da reacção

Na Tabela 3.13 apresentam-se os valores do parâmetro  $a$  determinados a partir do Método das Taxas de Hidratação para as diferentes temperaturas do ensaio isotérmico, e para os vários tipos de cimentos analisados. Por sua vez, na Tabela 3.14 apresentam-se os resultados decorrentes da aplicação do Método Simplificado.

Observa-se que  $a$  toma valores bastante diferentes consoante o tipo de cimento. Este parâmetro é, no entanto, praticamente independente da temperatura. Quanto aos valores decorrentes do Método Simplificado, estes são bastantes diferentes dos resultantes do Método das Taxas de Hidratação, uma vez que pequenas variações em  $E_a$  resultam em importantes diferenças no valor de  $a$ , devido ao termo exponencial da Lei de Arrhenius (equação [2.2]).

Tabela 3.13 Parâmetro  $a$  ( $\text{Js}^{-1}$ ) determinado pelo Método das Taxas de Hidratação

	20°C	30°C	40°C	50°C	Média
CEM I 52.5R	$5.522 \times 10^9$	$4.853 \times 10^9$	$5.506 \times 10^9$	$4.588 \times 10^9$	$5.118 \times 10^9$
CEM I 52.5N (br)	$2.111 \times 10^6$	$2.598 \times 10^6$	$2.738 \times 10^6$	$2.566 \times 10^6$	$2.503 \times 10^6$
CEM I 42.5R	$1.922 \times 10^7$	$2.125 \times 10^7$	$2.358 \times 10^7$	$2.504 \times 10^7$	$2.227 \times 10^7$
CEM II /A-L 42.5R	$5.009 \times 10^7$	$5.211 \times 10^7$	$5.470 \times 10^7$	$5.130 \times 10^7$	$5.205 \times 10^7$
CEM II/B-L 32.5N	$1.210 \times 10^8$	$1.209 \times 10^8$	$1.184 \times 10^8$	$1.112 \times 10^8$	$1.178 \times 10^8$
CEM II/B-L 32.5R (br)	$4.160 \times 10^6$	$4.396 \times 10^6$	$5.105 \times 10^6$	$4.906 \times 10^6$	$4.642 \times 10^6$

Tabela 3.14 Parâmetro  $a$  ( $\text{Js}^{-1}$ ) determinado pelo Método Simplificado

CEM I 52.5R	$1.374 \times 10^9$
CEM I 52.5N (br)	$1.865 \times 10^9$
CEM I 42.5R	$3.522 \times 10^8$
CEM II/A-L 42.5R	$7.683 \times 10^7$
CEM II/B-L 32.5N	$5.128 \times 10^7$
CEM II/B-L 32.5R (br)	$3.423 \times 10^7$

### 3.3.8 Estimativa da máxima taxa de calor gerada

De modo a comparar os valores de máxima taxa de calor gerado correspondentes aos dois métodos utilizados para a definição de  $E_a$  e  $a$  recorreu-se à Lei de Arrhenius (equação [2.2]) para estimar  $\dot{Q}_{max}$  cujos valores se comparam com os respectivos experimentais. Deste modo, na Tabela 3.15 apresentam-se os valores de  $\dot{Q}_{max}$  determinados pelo Método das Taxas de Hidratação e pelo Método Simplificado para as temperaturas de 20°C, 30°C, 40°C e 50°C; na Tabela 3.16 indicam-se os respectivos valores determinados experimentalmente.

Tabela 3.15 Valores de  $\dot{Q}_{max}$  (W/kg) estimados pelos dois métodos

	Método das Taxas de Hidratação				Método Simplificado			
	20°C	30°C	40°C	50°C	20°C	30°C	40°C	50°C
CEM I 52.5R	4.573	9.095	17.313	31.668	4.866	9.248	16.871	29.652
CEM I 52.5N (br)	8.374	12.696	18.743	27.010	7.540	12.257	19.315	29.592
CEM I 42.5R	4.971	8.240	13.226	20.615	4.309	7.862	13.803	23.404
CEM II /A-L 42.5R	3.391	5.854	9.760	15.766	3.324	5.816	9.821	16.053
CEM II/B-L 32.5N	2.771	4.949	8.515	14.166	2.887	5.008	8.388	13.607
CEM II/B-L 32.5R (br)	2.199	3.555	5.575	8.503	1.983	3.437	5.752	9.323

Tabela 3.16 Valores de  $\dot{Q}_{max}$  (W/kg) determinados experimentalmente

	20°C	30°C	40°C	50°C
CEM I 52.5R	4.934	8.625	18.629	28.392
CEM I 52.5N (br)	7.064	13.177	20.501	27.682
CEM I 42.5R	4.289	7.863	14.003	23.172
CEM II /A-L 42.5R	3.263	5.861	10.257	15.538
CEM II/B-L 32.5N	2.845	5.075	8.555	13.362
CEM II/B-L 32.5R (br)	1.970	3.367	6.132	8.987

Da análise destas tabelas verifica-se que, apesar dos resultados serem bastante semelhantes, o Método Simplificado apresenta, geralmente, melhores estimativas de  $\dot{Q}_{max}$  do que o Método das Taxas de Hidratação. Na realidade, uma vez que  $E_a$  tem uma importante variação ao longo da hidratação a consideração do valor médio acarreta alguma perda de precisão. Se não for necessário conhecer a evolução de  $E_a$  ao longo da hidratação, a utilização do Método Simplificado permite a obtenção de bons resultados a partir de uma metodologia menos complexa.

### 3.3.9 Comparação do comportamento calorimétrico de cimentos cinzentos e brancos

O cimento Portland branco é, de uma forma geral, similar aos seus homólogos cinzentos em termos de composição química, apresentando, no entanto, algumas diferenças no que diz respeito ao processo de produção e matérias-primas. O cimento branco é fabricado a partir de matérias-primas com muito pouco óxido de ferro (menos de 0.3% da massa do clínquer) e óxido de magnésio, sendo o óleo ou o gás os combustíveis utilizados para a cozedura de modo a evitar a contaminação com carvão. Uma vez que o ferro ajuda na fundição do clínquer, a sua ausência faz com que sejam necessárias temperaturas mais elevadas de cozedura. Como a brancura do cimento aumenta com a finura, o cimento branco apresenta geralmente uma finura superior à do



seu congénere cinzento. O betão de cimento branco apresenta normalmente um ligeiro decréscimo de resistência em relação ao correspondente fabricado com cimento cinzento, uma vez que tem uma menor quantidade de clínquer e maior de fíler (Neville 1995).

A comparação entre os cimentos cinzentos e brancos do mesmo tipo é realizada a partir de um cruzamento das suas propriedades calorimétricas. Desta forma, são comparados dois pares de cimentos: o CEM I 52.5R e o CEM I 52.5N (br) (Grupo CEM I) e o CEM II/B-L 32.5N e o CEM II/B-L 32.5R (br) (Grupo CEM II). Na Figura 3.27 apresentam-se as curvas da taxa de calor gerado  $\dot{Q}$  ao longo do tempo para as várias temperaturas de ensaio isotérmico para o Grupo CEM I (as curvas a cheio correspondem a cimentos cinzentos e a tracejado a cimentos brancos) e os valores do calor potencial  $Q(\infty)$  indicam-se na Tabela 3.17. As curvas de evolução da energia de activação aparente  $E_a$  com a hidratação dos cimentos do Grupo CEM I apresentam-se na Figura 3.28.

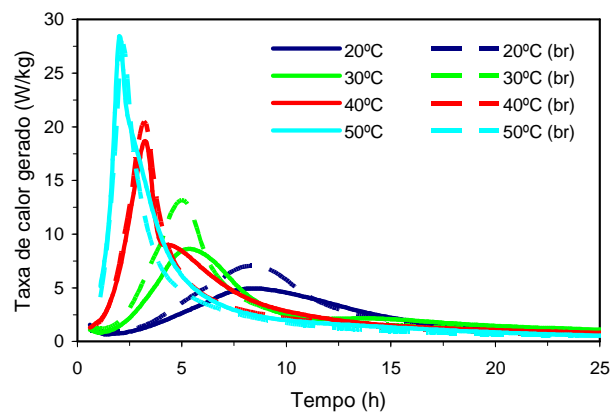


Figura 3.27 Evolução da taxa de calor gerado para CEM I 52.5R e CEM I 52.5N (br)

Tabela 3.17 Calor gerado a tempo infinito para CEM I 52.5R e CEM I 52.5N (br)

Ensaio Calorimétrico	$Q(\infty)$ (kJ/kg)	
	CEM I 52.5R	CEM I 52.5N (br)
20°C	414.009	398.343
30°C	399.041	381.049
40°C	397.402	380.398
50°C	368.067	354.646
Média	394.630	378.609

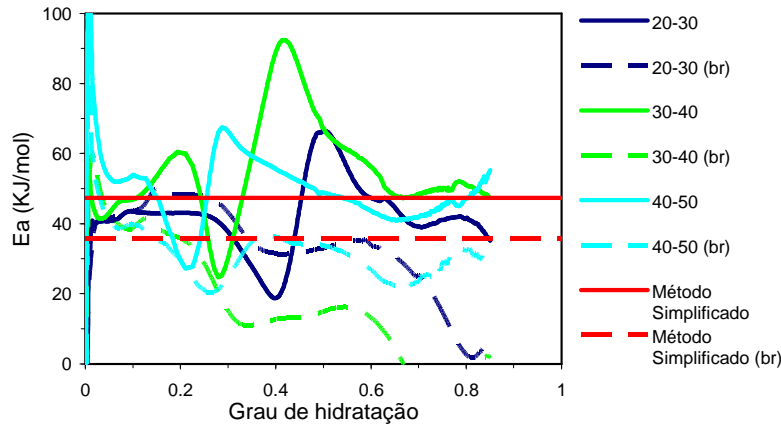


Figura 3.28 Evolução de  $E_a$  para CEM I 52.5R e CEM I 52.5N (br)

No que concerne aos cimentos do Grupo CEM I verifica-se que o cimento branco CEM I 52.5N (br) apresenta sempre maiores valores de taxa de calor máximo gerado  $\dot{Q}_{max}$  em relação ao cimento cinzento CEM I 52.5R, sendo a diferença mais elevada para as menores temperaturas do ensaio isotérmico (ver Figura 3.27). No entanto, o calor gerado a tempo infinito  $Q(\infty)$  do cimento branco é ligeiramente inferior ao do cinzento (ver Tabela 3.17). A energia de activação  $E_a$  apresenta-se, igualmente, inferior no caso do cimento branco, como se mostra na Figura 3.28.

Analisando agora o Grupo CEM II, apresenta-se na Figura 3.29 a evolução de  $\dot{Q}$ , na Tabela 3.18 indicam-se os valores de  $Q(\infty)$  para as várias temperaturas, enquanto na Figura 3.30 apresentam-se as curvas de evolução de  $E_a$  para as várias temperaturas do ensaio isotérmico.

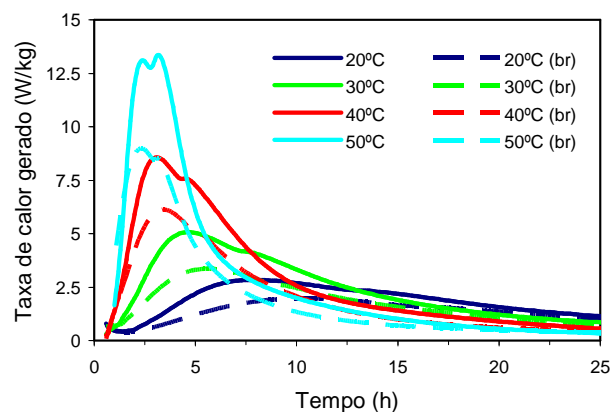
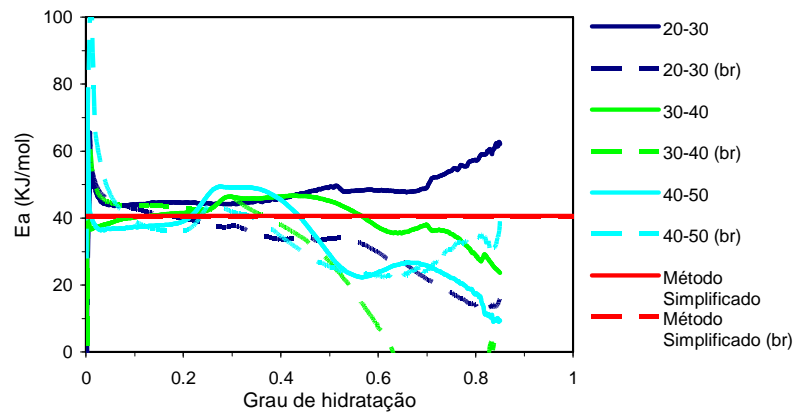


Figura 3.29 Evolução da taxa de calor gerado para CEM II/B-L 32.5N e CEM II/B-L 32.5R (br)

Tabela 3.18 Calor potencial gerado para CEM II/B-L 32.5N e CEM II/B-L 32.5R (br)

Ensaio Calorimétrico	$Q(\infty)$ (kJ/kg)	
	CEM II/B-L 32.5N	CEM II/B-L 32.5R (br)
20°C	315.842	261.588
30°C	304.331	253.657
40°C	301.966	262.332
50°C	291.823	246.896
Média	303.491	256.113

Figura 3.30 Evolução de  $E_a$  para CEM II/B-L 32.5N e CEM II/B-L 32.5R (br)

Em contraste com o que observou para o grupo CEM I, no Grupo CEM II o cimento branco apresenta menos calor de hidratação do que o cinzento. O cimento branco CEM II/B-L 32.5R (br) tem menos clínquer e mais fíler na sua composição do que o seu homólogo cinzento CEM II/B-L 32.5N (rever Tabela 3.2). Assim, o cimento branco apresenta, para todas as temperaturas de ensaio, menor taxa máxima de calor gerado  $\dot{Q}_{max}$  e menor calor potencial  $Q(\infty)$  do que o respectivo cimento cinzento da mesma classe, como se pode verificar na Figura 3.29 e na Tabela 3.18, respectivamente. Quanto à energia de activação  $E_a$ , os valores determinados a partir do Método Simplificado foram similares para os dois cimentos. No entanto, quando se observa na Figura 3.30 a evolução desta propriedade ao longo da hidratação (determinado através do Método das Taxas de Hidratação) observa-se uma maior variabilidade no caso do cimento branco em relação ao do cinzento.

### 3.4 Comparação das propriedades térmicas de cimentos produzidos pela Empresas A e B

Com o propósito de avaliar a influência da origem de fabrico do cimento na variabilidade das suas características calorimétricas na fase de hidratação, são

seguidamente comparados os resultados de quatro cimentos do mesmo tipo produzidos pela Empresa A e pela Empresa B.

Os parâmetros sob comparação são a taxa de calor gerado  $\dot{Q}$ , o calor gerado acumulado  $Q$  e o calor potencial  $Q_{(\infty)}$  para as temperaturas de 20°C, 30°C, 40°C e 50°C de ensaio calorimétrico. Apresentam-se, igualmente, os valores de  $E_a$  bem como a sua evolução ao longo da hidratação.

### 3.4.1 Cimentos estudados

Os cimentos comparados são o CEM I 52.5R, o CEMI 42.5R, o CEMII/A-L 42.5R e o CEMII/B-L 32.5N. Na Tabela 3.19 indica-se a percentagem dos principais componentes químicos do clínquer dos cimentos das duas proveniências, e na Tabela 3.20 apresentam-se os valores da superfície específica de Blaine. Pode-se verificar que, como esperado, os cimentos das duas empresas têm composições químicas bastante semelhantes. No entanto, existem algumas diferenças quanto à superfície específica de Blaine, em que os cimentos da Empresa B são sistematicamente mais finos do que os correspondentes da Empresa A.

Tabela 3.19 Constituição química do clínquer dos cimentos (em percentagem)

	CEM I 52.5R		CEM I 42.5R		CEM II/A-L 42.5R		CEM II/B-L 32.5N	
	A	B	A	B	A	B	A	B
CaO	64.03	62.97	63.89	62.66	62.31	62.02	59.75	59.7
SiO <sub>2</sub>	18.98	20.16	18.26	19.82	16.82	18.58	12.74	18.02
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	3.57	3.48	3.32	3.4	3.11	3.22	2.31	2.52
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	5.43	4.35	5.47	4.22	5.11	4.18	4.17	3.86
SO <sub>3</sub>	3.31	3.4	2.75	3.47	3.20	3.35	3.04	2.61
MgO	1.60	2.33	1.86	2.21	1.78	2.09	1.47	1.79

Tabela 3.20 Superfície específica de Blaine (cm<sup>2</sup>/g) dos cimentos

CEM I 52.5R		CEM I 42.5R		CEM II/A-L 42.5R		CEM II/B-L 32.5N	
A	B	A	B	A	B	A	B
3880	4914	2950	4112	3830	4494	4060	4433

### 3.4.2 Taxa de calor gerado e calor total

Na Figura 3.31 e na Tabela 3.21 apresentam-se, respectivamente, os gráficos de evolução da taxa de calor gerado  $\dot{Q}$  (as curvas a linha cheia correspondem à Empresa A e a linha tracejada à Empresa B) e os valores do calor potencial  $Q_{(\infty)}$  correspondentes ao

CEM I 52.5R, enquanto que na Figura 3.32 e na Tabela 3.22 são apresentados estes resultados para o CEM I 42.5R.

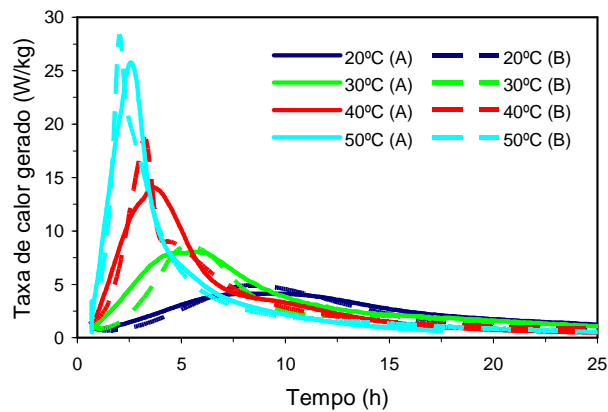


Figura 3.31 Taxa de calor gerado do cimento CEM I 52.5R da Empresa A e da Empresa B

Tabela 3.21 Calor potencial do cimento CEM I 52.5R da Empresa A e da Empresa B

Ensaio Calorimétrico	Q( $\infty$ ) (kJ/kg)	
	Empresa A	Empresa B
20°C	386.281	414.009
30°C	409.586	399.041
40°C	378.158	397.402
50°C	370.534	368.067
Média	386.140	394.630

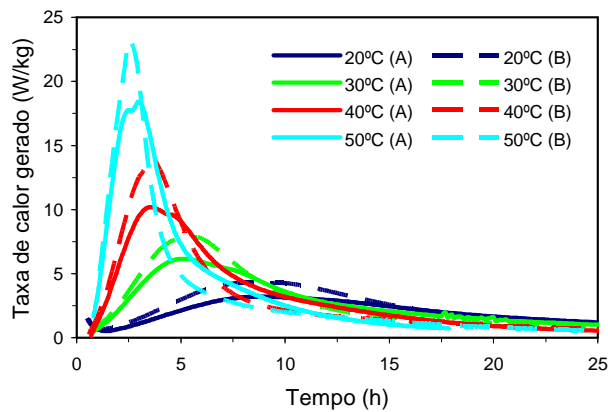


Figura 3.32 Taxa de calor gerado do cimento CEM I 42.5R da Empresa A e da Empresa B

Tabela 3.22 Calor potencial do cimento CEM I 42.5R da Empresa A e da Empresa B

Ensaio Calorimétrico	Q( $\infty$ ) (kJ/kg)	
	Empresa A	Empresa B
20°C	355.191	370.279
30°C	364.505	350.410
40°C	368.958	350.857
50°C	379.950	361.744
Média	367.151	358.322

Da análise dos resultados, salienta-se que o comportamento calorimétrico do CEM I 52.5 R e do CEM I 42.5R das duas empresas é muito semelhante. Apesar de pontuais e diminutas, são encontradas algumas diferenças que se expõem de seguida. Como se verifica na Figura 3.31 para o CEM I 52.5 R e na Figura 3.32 para o CEM I 42.5R, os cimentos originários da Empresa B atingiram taxas de calor máximo gerado superiores em todas as temperaturas dos ensaios isotérmicos, o que poderá ser justificado pela maior finura deste cimentos (rever Tabela 3.20). No entanto, os valores do calor potencial dos cimentos das duas empresas foram bastante semelhantes, como se observa na Tabela 3.21 (referente ao CEM I 52.5 R) e na Tabela 3.22 (referente ao CEM I 42.5R).

Seguidamente, na Figura 3.33 apresentam-se as curvas de  $\dot{Q}$  e na Tabela 3.23 os valores de  $Q(\infty)$  referentes ao CEM II/A-L 42.5R proveniente das duas fábricas, enquanto na Figura 3.34 e na Tabela 3.24 se apresentam estes resultados correspondentes ao CEM II/B-L 32.5N.

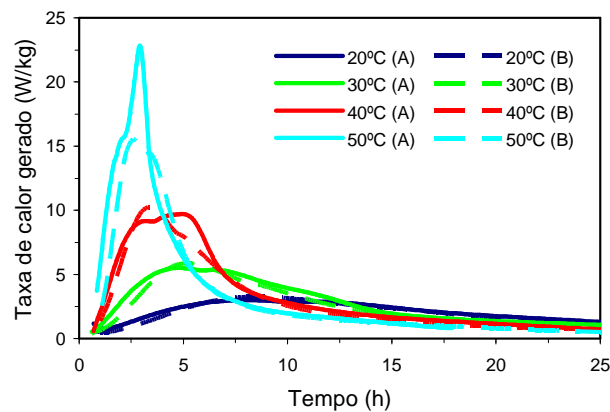


Figura 3.33 Taxa de calor gerado do cimento CEM II/A-L 42.5R da Empresa A e da Empresa B

Tabela 3.23 Calor potencial do cimento CEM II/A-L 42.5R da Empresa A e da Empresa B

Ensaio Calorimétrico	$Q(\infty)$ (kJ/kg)	
	Empresa A	Empresa B
20°C	370.589	343.096
30°C	368.665	331.180
40°C	359.530	327.007
50°C	336.111	334.446
Média	358.724	333.932

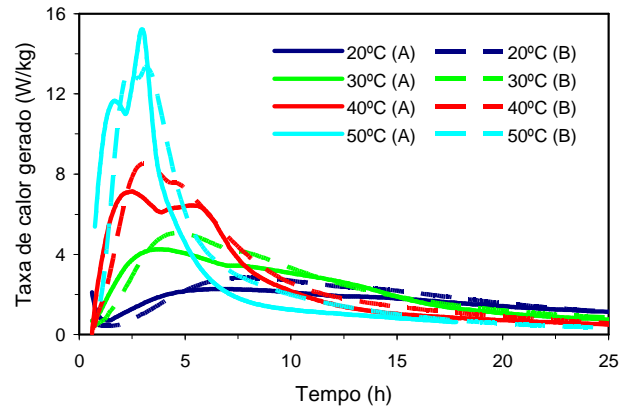


Figura 3.34 Taxa de calor gerado do cimento CEM II/B-L 32.5N da Empresa A e da Empresa B

Tabela 3.24 Calor potencial do cimento CEM II/B-L 32.5N da Empresa A e da Empresa B

Ensaio Calorimétrico	$Q(\infty)$ (kJ/kg)	
	Empresa A	Empresa B
20°C	296.190	315.842
30°C	284.999	304.331
40°C	273.137	301.966
50°C	255.904	291.823
Média	277.558	303.491

Da análise das Figuras 3.33 e 3.34 verifica-se que, quanto aos CEM II/A-L 42.5R e o CEM II/B-L 32.5N, as taxas de calor máximo dos cimentos da Empresa B foram superiores para todas as temperaturas dos ensaios isotérmicos, à excepção dos 50°C. O calor potencial apresentou algumas divergências significativas e sistemáticas para todas as temperaturas de ensaio: o valor correspondente ao cimento CEM II/A-L 42.5R da Empresa A revelou-se superior (ver Tabela 3.23), enquanto que o valor referente ao CEM II/B-L 32.5N da mesma empresa foi inferior (ver Tabela 3.24).

O comportamento calorimétrico dos cimentos Portland de Calcário parece ser mais influenciado pela origem de fabrico do que os Cimentos Portland, em termos da evolução das curvas de taxa de geração de calor e do calor potencial. Este facto poderá ser justificado pela maior flexibilidade de introdução de outros agentes para além do clínquer (variáveis consoante a empresa de onde provêm e que poderão interferir nas reacções químicas) na composição dos cimentos Portland de Calcário em relação à composição dos cimentos Portland.

### 3.4.3 Energia de activação aparente

A comparação estende-se agora à energia de activação aparente dos cimentos. Assim, à semelhança do que foi feito no ponto 3.3.6 apresentam-se os resultados decorrentes da aplicação dos dois métodos, o Método das Taxas de Hidratação e o Método Simplificado.

As curvas de evolução de  $E_a$  ao longo da reacção de hidratação para os intervalos de temperaturas 20°C-30°C, 30°C-40°C e 40°C-50°C, calculadas a partir do Método das Taxas de Hidratação, e o valor decorrente do Método Simplificado, são apresentadas nas seguintes figuras, para cada um dos quatro cimentos comparados: Figura 3.35 para o CEM I 52.5R; Figura 3.36 para o CEM I 42.5R; Figura 3.37 para o CEM II/A-L 42.5R e Figura 3.38 para o CEM II/B-L 32.5N.

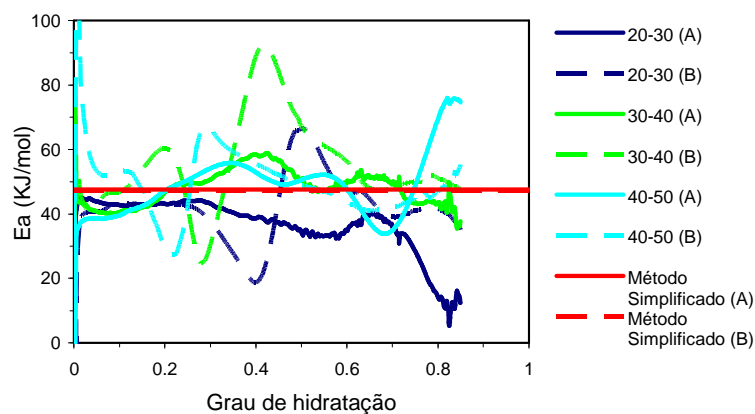


Figura 3.35 Evolução de  $E_a$  para o CEM I 52.5R das Empresas A e B

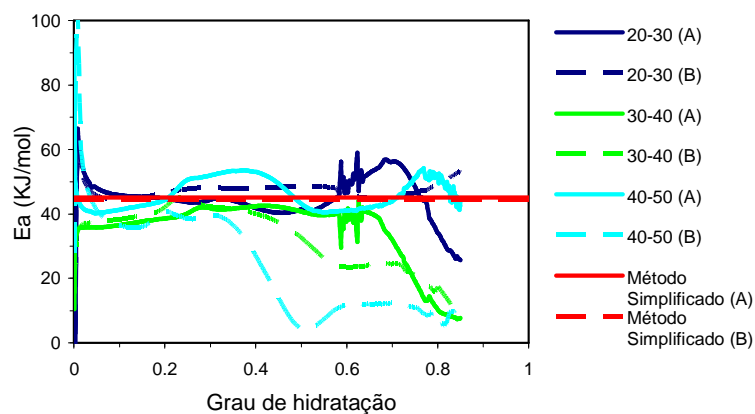


Figura 3.36 Evolução de  $E_a$  para CEM I 42.5R das Empresas A e B



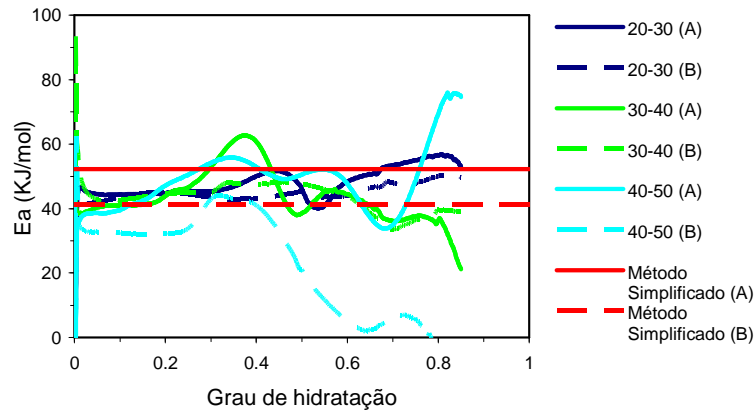


Figura 3.37 Evolução de  $E_a$  para CEM II/A-L 42.5R da Empresas A e B

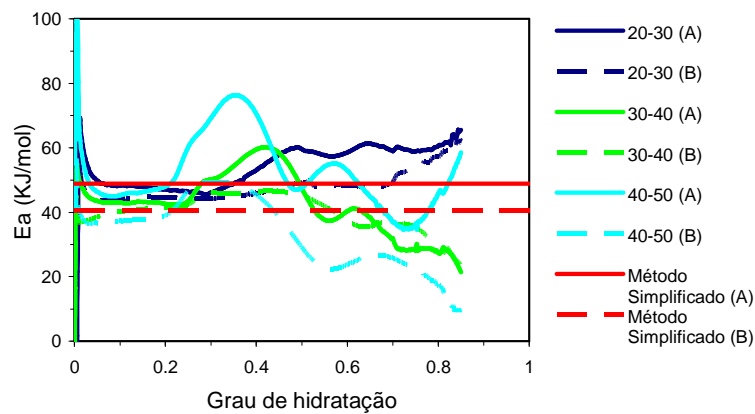


Figura 3.38 Evolução de  $E_a$  para CEM II/B-L 32.5N da Empresas A e B

Da análise destas figuras verifica-se, que as oscilações de  $E_a$  ao longo da hidratação (determinados pelo Método das Taxas de Hidratação) são bastante acentuadas para todos os cimentos, principalmente para temperaturas mais elevadas. No entanto, os cimentos provenientes da Empresa B apresentam quase sistematicamente maiores variabilidades, como se verifica por exemplo, na Figura 3.35 para o CEM I 52.5R e na Figura 3.36 para o CEM I 42.5R.

Quanto aos valores resultantes do Método Simplificado, método menos sensível às oscilações de  $E_a$ , e no tocante aos Cimentos Portland, de acordo com a Figura 3.35 para o CEM I 52.5R e com a Figura 3.36 para o CEM I 42.5R, observam-se valores praticamente coincidentes entre as duas proveniências. Por sua vez, os Cimentos Portland de Calcário apresentam importantes diferenças no valor deste parâmetro, como se observa na Figura 3.37 para o CEM II/A-L 42.5R e na Figura 3.38 para o CEM II/B-L 32.5N, uma vez mais, devido à influência da origem de fabrico na mutabilidade da sua composição.

### 3.5 Influência de adjuvantes e adições nas características calorimétricas do cimento

Com o objectivo de avaliar a influência da incorporação de adjuvantes e adições nas propriedades calorimétricas dos cimentos na fase de hidratação, foram realizados ensaios isotérmicos às temperaturas de 20°C, 30°C, 40°C e 50°C, com a inclusão de alguns destes agentes na pasta de cimento. Partiu-se de um cimento já estudado, o CEM I 42.5R da Empresa B, com uma razão água/ligante de 0.5, e realizaram-se três misturas distintas: *i*) uma com incorporação de superplastificante (SP) na quantidade equivalente a 2% do peso do cimento; *ii*) outra em que a quantidade de ligante é constituída por 50% de cimento (correspondendo a metade do peso da amostra) e os outros 50% por cinzas volantes (CV); *iii*) uma última em que 77% do peso da amostra equivale a cimento e os restantes 33% a fíler calcário (FC). A razão água-ligante de 0.5 é constante para as três misturas.

Os resultados dos ensaios calorimétricos com adições foram normalizados à quantidade de cimento existente na amostra, e por isso serão directamente relacionados com os correspondentes aos ensaios do mesmo cimento sem adjuvantes ou adições. Desta forma poder-se-á aferir a influência destes agentes na hidratação do cimento, bem como a relevância da sua consideração neste tipo de análises.

#### 3.5.1 Influência de um superplastificante

O adjuvante utilizado nesta mistura trata-se de um superplastificante (forte reductor de água) para betão, constituído por carboxilatos modificados, aplicado em casos de transporte longo ou betonagem demorada, em formulações de betões de altas resistências e em betão autocompactável.

As curvas da taxa de calor gerado ao longo da hidratação são apresentadas na Figura 3.39 para a pasta de cimento sem e com superplastificante (SP). Na Tabela 3.25 apresentam-se os valores de calor potencial do cimento sem e com adição de SP.

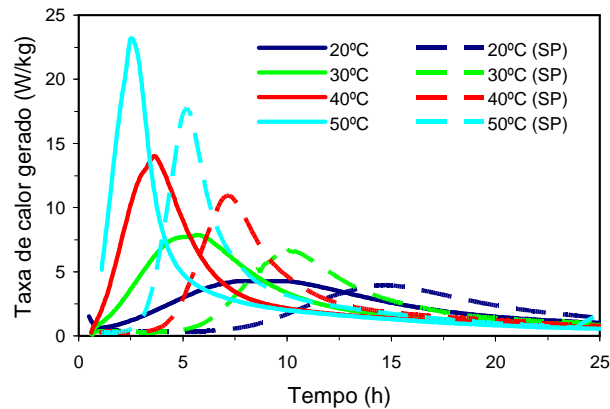


Figura 3.39 Evolução da taxa de calor gerado do cimento CEM I 42.5R com e sem SP

Tabela 3.25 Calor potencial do cimento CEM I 42.5R com e sem SP

Ensaio isotérmico	$Q(\infty)$ (kJ/kg)	
	CEM I 42.5R	CEM I 42.5R + SP
20°C	370.279	311.059
30°C	350.410	291.217
40°C	350.857	310.693
50°C	361.744	352.193
Média	358.322	316.291

A partir da observação destes resultados calorimétricos pode-se constatar que a introdução do superplastificante na pasta de cimento altera a cinética da reacção de hidratação. De facto, as reacções de hidratação do cimento e de formação da microestrutura já por si só são complexas, devido a uma combinação de processos de solução, fenómenos de interface e reacções em estado sólido. Os adjuvantes químicos sob forma de superplastificantes, normalmente compostos orgânicos, são utilizados para alterar as propriedades do betão fresco e endurecido, e podem desempenhar funções em variados tipos de interações físico-químicas com as fases de hidratação do cimento (Jolicoeur e Simard 1998).

Na Figura 3.39 observa-se um atraso da evolução da taxa de geração do calor de hidratação, pois as taxas máximas ocorrem para instantes de hidratação mais tardios. Resultados semelhantes foram reportados por vários autores (Tantawi 1997; Jolicoeur e Simard 1998; Kreppelt, Weibel et al. 2002), cuja causa para este comportamento retardador da reacção é atribuída à formação de uma fina camada orgânica que envolve os graus de cimento anidros. No entanto, é sempre assinalado na literatura que a influência do superplastificante na reacção de hidratação do cimento depende de inúmeros factores, tais como o tipo de cimento, a natureza química do superplastificante, a existência de outras adições, etc. O que de facto é geralmente

aceite, é que os adjuvantes químicos desempenham uma importante influência no desenvolvimento das reacções de hidratação do cimento.

Constata-se também que a taxa de calor máxima (ver Figura 3.39) e o calor potencial (ver Tabela 3.25) diminuí com a introdução do SP. O grau de hidratação apresenta uma evolução mais lenta com a introdução do aditivo, como se observa na Figura 3.40. Por sua vez, na Figura 3.41, constata-se que a função das taxas de calor normalizadas não sofreu alterações significativas.

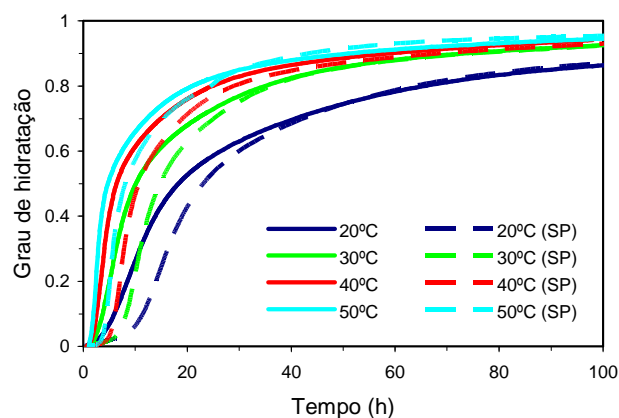


Figura 3.40 Evolução do grau de hidratação CEM I 42.5R com e sem SP

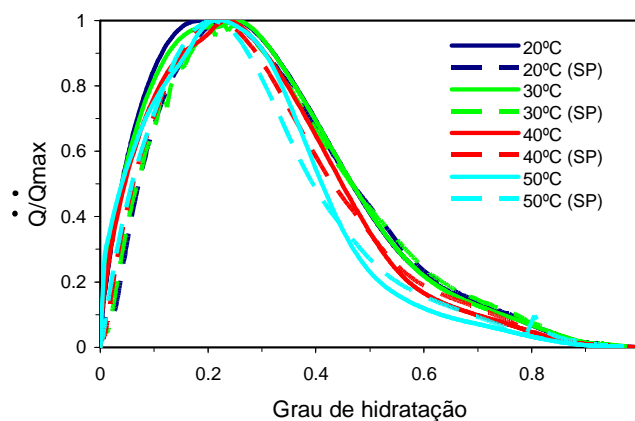


Figura 3.41 Função  $f(\alpha)$  para o CEM I 42.5R com e sem SP

Relativamente à energia de activação aparente  $E_a$ , cuja evolução com a hidratação é apresentada na Figura 3.42, verifica-se que o superplastificante introduziu alterações pouco significativas no desenvolvimento deste parâmetro. A partir dos valores médios resultantes do Método das Taxas de Hidratação verifica-se um decréscimo de cerca de 8kJ/mol no valor médio de  $E_a$  com a introdução de superplastificante, e relativamente aos resultados do Método Simplificado observa-se

uma diminuição de cerca de 5kJ/mol. A diminuta importância relativa da influência de superplastificante no valor de  $E_a$  é também reportada em Wirquin, Broda et al. 2002, em que se constatou uma diferença de cerca de 3kJ/mol.

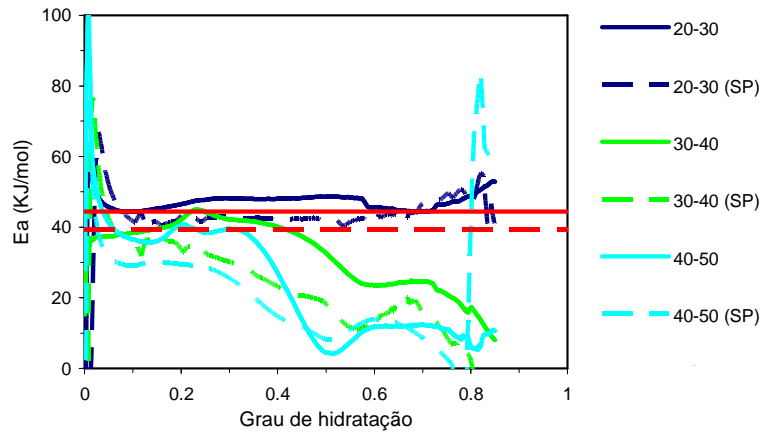


Figura 3.42 Energia de activação aparente para CEM I 42.5R com e sem SP

### 3.5.2 Influência de cinzas volantes

As cinzas volantes utilizadas, cujas características químicas e físicas se apresentam na Tabela 3.26, são provenientes da central térmica de Compostilha (Espanha) e são utilizadas com frequência em Portugal. As curvas de evolução da taxa de calor gerado são apresentadas na Figura 3.43 e na Tabela 3.27 indicam-se os valores do calor potencial para o cimento sem adição e com adição de cinzas volantes (CV).

Tabela 3.26 Características das cinzas volantes

Características químicas	Perda ao fogo (%)	2.7
	Cloretos (%)	0.0
	Trióxido de enxofre (%)	0.5
	Óxido de cálcio livre (%)	0.0
Características físicas	Resíduo de peneiração (45µm)	12.9
	Índice de actividade aos 28 dias	96.0
	Expansibilidade (Le Chatelier) (mm)	0.0
	Massa volúmica (g/cm <sup>3</sup> )	2.25

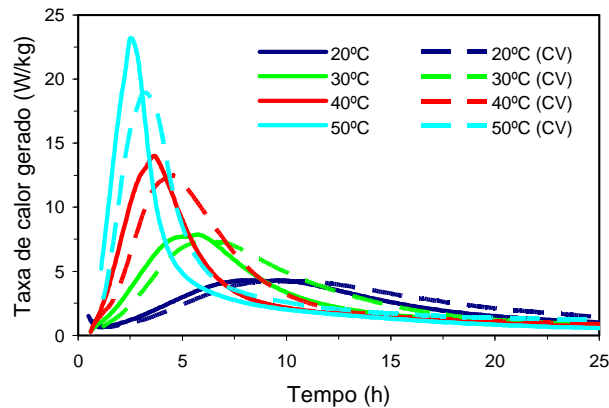


Figura 3.43 Evolução da taxa de calor gerado para CEM I 42.5R com e sem CV

Tabela 3.27 Calor potencial do CEM I 42.5R com e sem CV

Ensaio Calorimétrico	$Q(\infty)$ (kJ/kg)	
	CEM I 42.5R	CEM I 42.5R + CV
20°C	370.279	417.306
30°C	350.410	428.865
40°C	350.857	528.656
50°C	361.744	510.915
Média	358.322	471.436

Quanto à taxa de calor gerado ao longo da hidratação, observa-se na Figura 3.43 que com a adição de cinzas volantes o correspondente valor máximo diminui, ocorrendo num período mais tardio. Observa-se na Tabela 3.27 um aumento no valor do calor gerado a tempo infinito no caso do cimento com adição de cinzas volantes. Além disso, para as temperaturas de 40°C e 50°C o calor potencial apresenta valores muito superiores aos observados para as temperaturas de 20°C e 30°C; Esta propriedade é assim muito afectada pela presença desta adição, principalmente no caso de temperaturas mais elevadas.

As observações decorrentes da análise dos resultados experimentais (da Figura 3.43 e da Tabela 3.27), de que com a inclusão de cinzas volantes a taxa de calor máximo gerado diminui e o calor potencial a tempo infinito aumenta, são igualmente encontrados em trabalhos de outros autores (Nocun-Wczelik 2001; Atiss 2002; Pacewska, Blonkowski et al. 2006; Wang e Yan 2006). A presença das cinzas volantes faz com que os produtos de hidratação se formem mais lentamente, modificando a cinética de hidratação do cimento. A sua influência nas propriedades calorimétricas depende de inúmeros factores, dada a complexidade inerente às reacções de hidratação, dos quais se salientam a composição química das cinzas, o tipo de cimento, a temperatura e a presença de adjuvantes químicos.

A evolução do grau de hidratação, apresentada na Figura 3.44, ocorre mais lentamente na presença das cinzas. Por sua vez, a função  $f(\alpha)$  representada no gráfico da Figura 3.45 apresenta algumas variações (sobretudo no ramo descendente das curvas) com a introdução da adição, sendo estas mais acentuadas para as temperaturas mais elevadas.

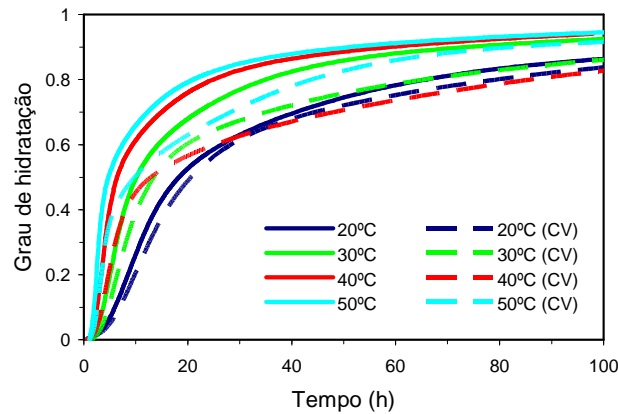


Figura 3.44 Evolução do grau de hidratação do CEM I 42.5R com e sem CV

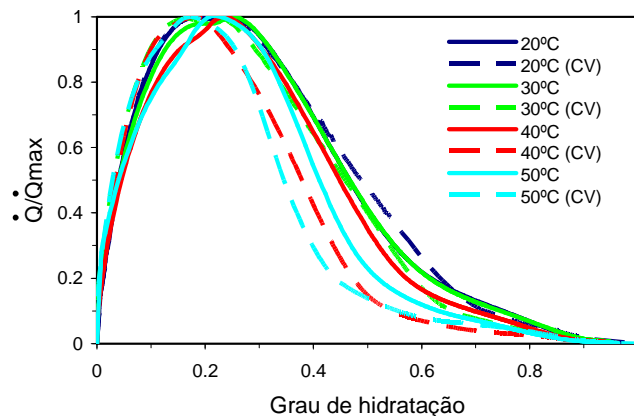


Figura 3.45 Função  $f(\alpha)$  para o CEM I 42.5R com e sem CV

No respeitante à energia de activação aparente, cuja evolução se apresenta na Figura 3.46, observam-se maiores flutuações no caso do cimento com cinzas volantes. No que diz respeito ao Método das Taxas de Hidratação, o facto do calor gerado a tempo infinito apresentar uma elevada diferença para as temperaturas de 30°C e 40°C, no caso do cimento com adição, resulta em valores atípicos para a energia de activação correspondentes a este intervalo (valores médios bastantes inferiores em relação ao cimento sem cinzas). A partir do Método Simplificado o cimento com adição apresenta também uma menor energia de activação do que o cimento puro, no entanto, a diferença não é tão acentuada.

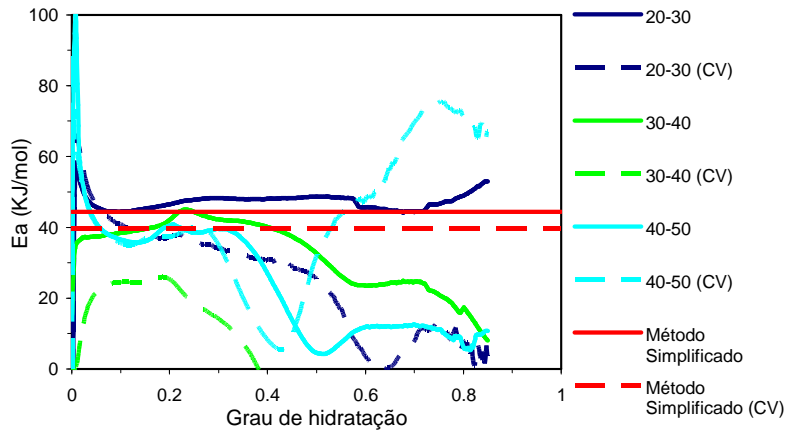


Figura 3.46 Evolução da energia de activação aparente para o CEM I 42.5R com e sem CV

### 3.5.3 Influência do filer calcário

As curvas de taxa de calor gerado ao longo da hidratação são apresentadas na Figura 3.47 e na Tabela 3.28 apresentam-se os valores de calor potencial, para o cimento sem adição e com adição de filer calcário (FC).

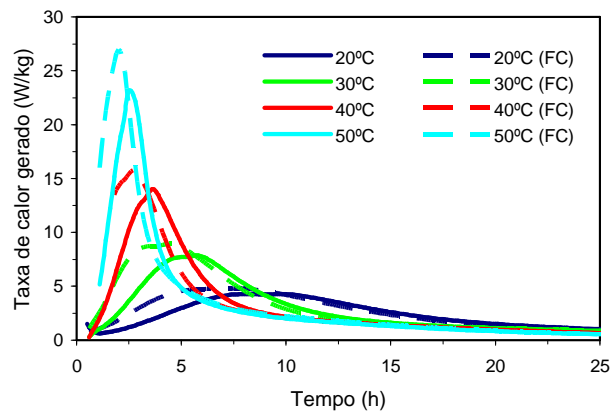


Figura 3.47 Evolução da taxa de calor gerado do CEM I 42.5R com e sem FC

Tabela 3.28 Calor potencial do CEM I 42.5R com e sem FC

Ensaio Calorimétrico	Q( $\infty$ ) (kJ/kg)	
	CEM I 42.5R	CEM I 42.5R + FC
20°C	370.279	376.645
30°C	350.410	387.325
40°C	350.857	338.634
50°C	361.744	375.094
Média	358.322	369.425

Da análise dos resultados da Figura 3.47 pode-se constatar que a presença de filer calcário no cimento não é totalmente desprezável no que toca à sua influência no



processo de hidratação. Apesar de na maioria das vezes se considerar o fíler como um inerte, os resultados calorimétricos do Cimento Portland com adição de fíler calcário mostram que este interfere nos mecanismos da reacção. Assim, no cimento com fíler atingiram-se mais elevadas taxas máximas de calor gerado, e mais rapidamente do que para o cimento sem aquela adição.

Os resultados estão em concordância com os reportados em Poppe e De Schutter 2005, que assinalaram que com a adição de fíler calcário o período de indução da reacção de hidratação é reduzido e que a taxa de geração de calor máximo aumenta. Outros autores (Tantawi 1997; Sharma e Pandey 1999) reportam que a cinética da hidratação é melhorada, o período de dormência é reduzido e que o processo de hidratação do cimento nas primeiras horas é acelerado na presença de fíler calcário.

Apesar da cinética da reacção de hidratação ser alterada pela presença desta adição, o potencial de geração de calor, como se pode verificar pela Tabela 3.28, manteve-se praticamente similar ao registado para o cimento sem fíler calcário. Como se pode constatar nas Figuras 3.48 e 3.49, a evolução do grau de hidratação e a função das taxas de calor normalizadas mantiveram-se bastante similares para os casos do cimento com e sem fíler calcário.

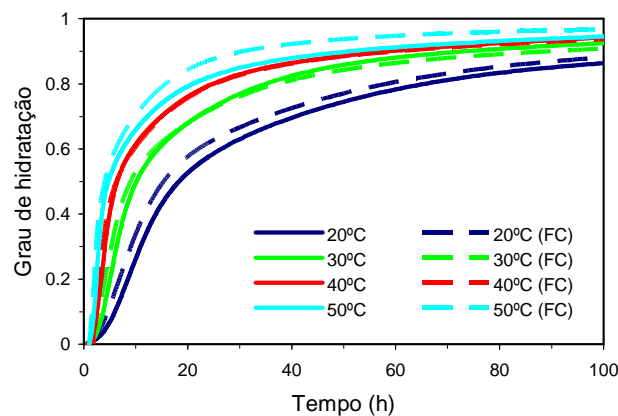


Figura 3.48 Evolução do grau de hidratação para CEM I 42.5R com e sem FC

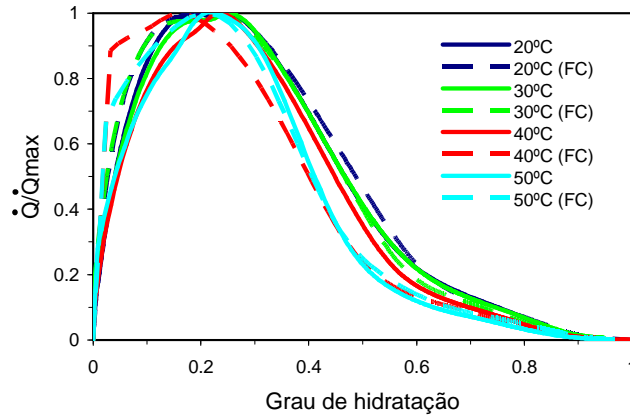


Figura 3.49 Função  $f(\alpha)$  para o CEM I 42.5R com e sem FC

No que concerne à evolução da energia de activação aparente, e como se pode verificar na Figura 3.50, as variações correspondentes ao cimento com adição estão dentro do que se considera normal para esta propriedade, apresentando tendências oscilatórias razoavelmente concordantes com as do cimento sem adição. Além disso, os valores de  $E_a$  dados pelo Método Simplificado não sofrem alterações significativas pela presença do filer calcário.

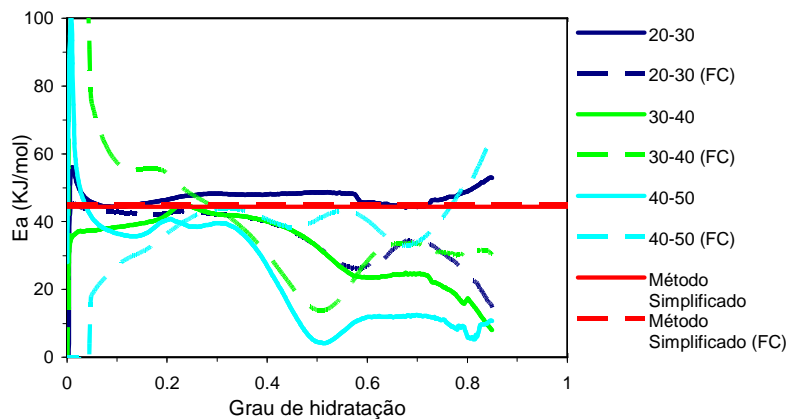


Figura 3.50 Evolução da energia de activação aparente do CEM I 42.5R com e sem FC

### 3.6 Caracterização calorimétrica dos cimentos utilizados nas aplicações dos Capítulos 5 e 6

Como já referido, no âmbito deste trabalho foram realizadas duas aplicações que envolveram instrumentação e modelação numérica. A primeira, que será apresentada no Capítulo 5, consiste na instrumentação com sensores de temperatura e deformação de um prisma de betão em ambiente laboratorial, com o objectivo de avaliar as

potencialidades dos sensores para a monitorização nas primeiras idades. A segunda, que será abordada no Capítulo 6, trata-se de um ensaio de campo de monitorização de temperaturas e deformações durante as primeiras idades do betão de uma viga pré-fabricada.

Em ambos os casos de estudo, e paralelamente aos trabalhos de instrumentação e monitorização do comportamento do betão ao longo da hidratação, foram realizadas as correspondentes modelações numéricas termo-mecânicas. De forma a alimentar a parte térmica do modelo numérico com a lei de Arrhenius (equação [2.2]) correspondente à pasta de cimento constituinte do betão, são apresentados os resultados dos ensaios calorimétricos realizados para os dois casos referidos.

### 3.6.1 Ensaio laboratorial: prisma de betão

Para a realização do ensaio experimental de instrumentação de um prisma de betão em laboratório concebeu-se um betão sem fíleres, cinzas volantes ou super-plastificantes, a fim de reduzir as variáveis envolvidas no estudo da peça a ensaiar. O potencial de geração de calor do cimento utilizado (tipo I 42.5 R) foi determinado a partir de calorimetria isotérmica (Silva 2007). Apresentam-se na Figura 3.51 as curvas da taxa de calor gerado ao longo do tempo, para ensaios isotérmicos a várias temperaturas.

Tendo em consideração a dosagem de cimento considerada no fabrico do betão ( $400\text{kg/m}^3$ ), estes ensaios conduziram à definição para o betão de uma lei de Arrhenius através de uma energia de activação aparente  $E_a = 44.71\text{kJmol}^{-1}$ , de um parâmetro  $a = 3.0166 \times 10^8 \text{Js}^{-1}$  e da função  $f(\alpha)$  representada na Figura 3.52.

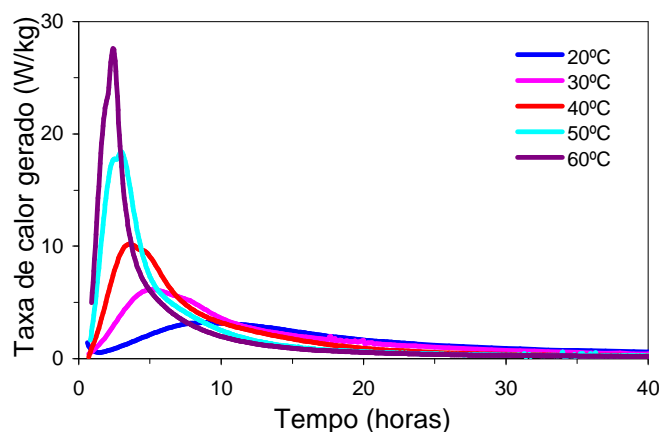


Figura 3.51 Evolução da taxa de calor gerado para o CEMI 42.5R (Silva 2007)

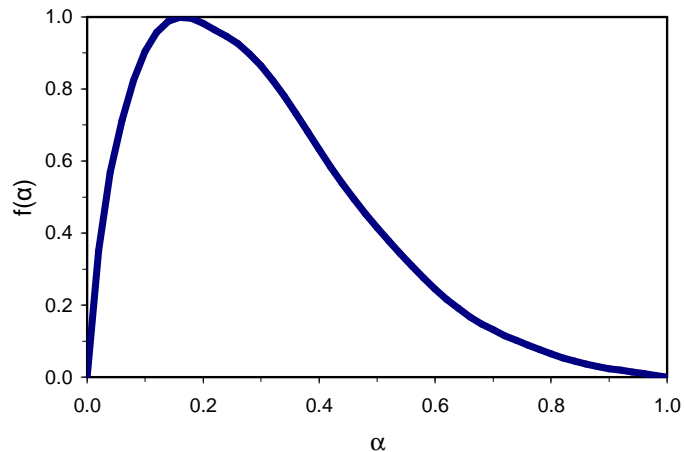


Figura 3.52 Função  $f(\alpha)$  para o betão da peça ensaiada (Silva 2007)

### 3.6.2 Ensaio de campo: viga pré-fabricada

O potencial de geração de calor de hidratação da pasta de cimento presente no betão da viga instrumentada (que será apresentada no Capítulo 6) foi determinado a partir de ensaios de calorimetria isotérmica realizados às temperaturas de 20°C, 30°C e 40°C. A amostra da pasta de cimento ensaiada no calorímetro é constituída por cimento, fíler, adjuvante (superplastificante) e água nas proporções da pasta presente no betão, cujos valores se apresentam na Tabela 3.29.

Tabela 3.29 Composição da pasta de cimento presente no betão e na amostra ensaiada no calorímetro

Constituintes	Dosagem presente no betão (kg\m <sup>3</sup> )	Dosagem presente na amostra (g)
Cimento Tipo I 42.5R	335	25.000
Fíler	67	5.000
Superplastificante	4	0.299
Água	144	10.746
Total de sólidos	402	30.000

As curvas das evoluções da taxa de calor gerado e do calor gerado acumulado para as várias temperaturas dos ensaios calorimétricos apresentam-se nas Figuras 3.53 e 3.54, respectivamente.

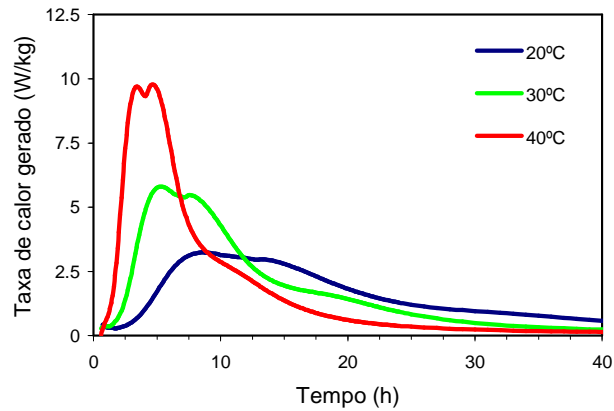


Figura 3.53 Taxa de calor gerado da pasta de cimento

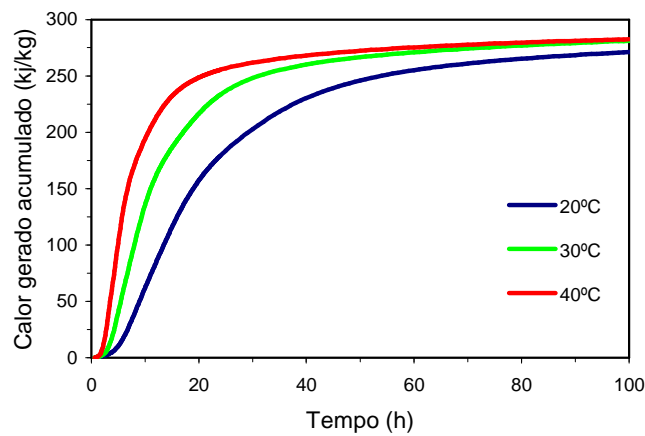


Figura 3.54 Calor gerado acumulado da pasta de cimento

A lei de Arrhenius (equação [2.2]) do betão é definida através da energia de activação média  $E_a = 42.12 \text{ kJmol}^{-1}$  (ver evolução ao longo da hidratação na Figura 3.55), do parâmetro  $a = 1.072 \times 10^8 \text{ Js}^{-1}$  e da função  $f(\alpha)$  representada na Figura 3.56.

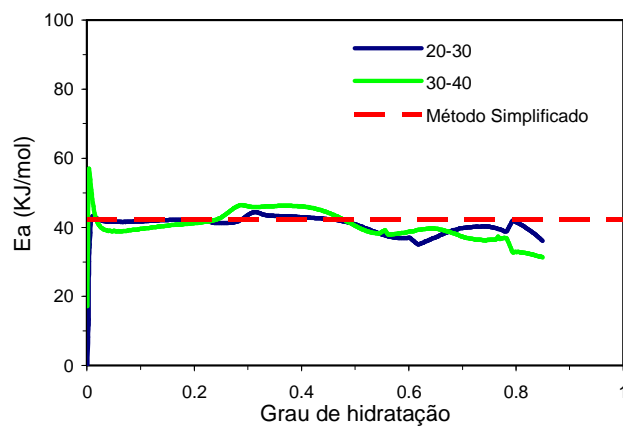


Figura 3.55 Energia de activação para o betão da viga instrumentada

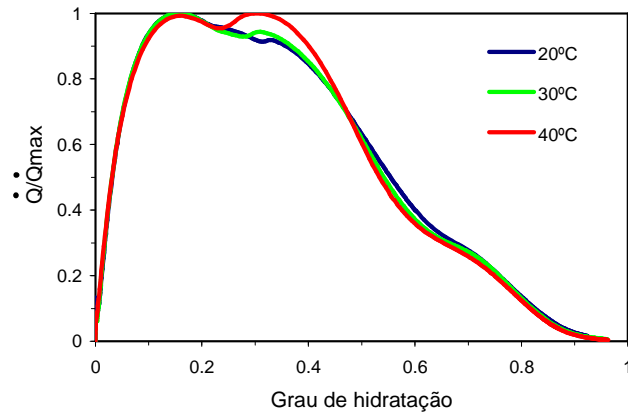


Figura 3.56 Função  $f(\alpha)$  para o betão da viga instrumentada

Esta equação será utilizada no Capítulo 6 para a simulação do comportamento térmico da viga pré-fabricada instrumentada e analisada no âmbito desta dissertação.

## **4 CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DE BETÕES NAS PRIMEIRAS IDADES**

### **4.1 Introdução**

A utilização de modelações numéricas termo-mecânicas para simulação do comportamento de estruturas de betão nas primeiras idades, como as que serão apresentadas nos Capítulos 5 e 6, requer a caracterização da evolução das propriedades mecânicas do material. Tal como referido no subcapítulo 2.3.2, a modelação mecânica do comportamento do betão nas primeiras idades requer a caracterização da evolução das resistências à compressão e à tracção e do módulo de elasticidade deste material, assim como da fluência e da retracção autógena. Neste capítulo será inicialmente apresentada a descrição dos ensaios laboratoriais realizados. Seguidamente, apresentar-se-ão os resultados decorrentes da caracterização mecânica efectuada para os betões das duas aplicações: o ensaio laboratorial que será objecto de discussão no Capítulo 5, e o caso de estudo envolvendo uma viga pré-fabricada que será apresentado no Capítulo 6.

## 4.2 Ensaios para caracterização mecânica de betões

O conhecimento do desenvolvimento das propriedades mecânicas do betão durante a hidratação, e genericamente ao longo das primeiras idades, é de importância crucial para as análises numéricas com vista à previsão do comportamento deste material. A evolução do módulo de elasticidade e da resistência à tracção com o tempo determinam o cálculo das tensões auto-induzidas, e do inerente risco de fissuração. Igualmente, as propriedades viscoelásticas decorrentes da fluência do betão são determinantes para uma adequada simulação da relaxação de tensões no problema mecânico. No caso de betões de alto desempenho, é ainda essencial a medição da retracção autógena, uma vez que esta constitui uma importante fonte de deformações intrínsecas.

As propriedades mecânicas sujeitas a determinação experimental funcionam, assim, como dados de entrada da componente mecânica dos modelos numéricos de previsão, sendo essenciais para uma realista avaliação do risco de fissuração nas primeiras idades das estruturas de betão.

Assim, em continuação apresentar-se-ão os seguintes ensaios experimentais realizados a várias idades do betão: resistência à compressão  $f_c$ , resistência à tracção  $f_{ct}$ , módulo de elasticidade  $E_c$ , fluência e retracção autógena. Os moldes utilizados no fabrico dos provetes de betão estão ilustrados na Figura 4.1.



Figura 4.1 Moldes para os provetes dos ensaios de caracterização das propriedades mecânicas do betão

### 4.2.1 Resistência à compressão e à tracção

Os ensaios de resistência do betão à compressão foram realizados numa prensa MTS, de acordo com a norma (NP EN 12390-3 2003), em provetes cúbicos com dimensões  $0.15 \times 0.15 \times 0.15 \text{ m}^3$ .



A resistência à tracção  $f_{ct}$  foi determinada através de cilindros com 0.15m de diâmetro e 0.30m de altura, ensaiados à compressão diametral na mesma prensa, de acordo com a norma (NP EN 12390-6 2003).

O módulo de elasticidade  $E_c$  foi avaliado de duas formas: (i) em ensaios de carga e descarga em compressão nos referidos cilindros, de acordo com o procedimento experimental da especificação do LNEC (E397 1993); (ii) a partir do módulo de elasticidade dinâmico  $E_o$  avaliado nos ensaios de fluência (este foi considerado 20 a 30% superior ao usual módulo de elasticidade).

#### 4.2.2 Fluência

A fluência foi medida a partir de um dispositivo de ensaio desenvolvido na unidade de investigação LABEST da FEUP (Silva 2007), representado na Figura 4.2. O carregamento constante imposto a provetes prismáticos com dimensões de  $0.15 \times 0.15 \times 0.60 \text{m}^3$  correspondeu a cerca de um terço da resistência mecânica à compressão do betão em cada idade. A monitorização das correspondentes deformações foi efectuada através de extensómetros eléctricos de revestimento cerâmico embebidos no betão. De forma a minimizar a retracção de secagem durante o ensaio de fluência, os provetes foram envolvidos em película aderente.

A partir das curvas experimentais de fluência obtidas foi possível definir as correspondentes curvas numéricas baseadas na Lei da Dupla Potência (equação [2.11]), cujos parâmetros foram ajustados pelo Método dos Mínimos Quadrados.



Figura 4.2 Dispositivo para ensaio de fluência

### 4.2.3 Retracção autógena

Para medir a retracção autógena do betão foi implementado um procedimento experimental que consiste em colocar no eixo do provete um extensómetro de embeber (eléctrico ou de cordas vibrantes), começando as leituras logo a partir do instante de betonagem (ver Figura 4.3). Os provetes utilizados têm as dimensões de  $0.15 \times 0.15 \times 0.60 \text{m}^3$ . Como novidade introduzida no contexto deste trabalho refere-se o método de impermeabilização da superfície exterior do betão, após a descofragem à idade de 1 dia, que foi realizada através de impregnação em todas as faces com parafina em estado líquido, seguindo-se o reforço desta medida com a colocação de uma película aderente, como ilustrado na Figura 4.4. Deste modo impedem-se praticamente todas as trocas de água entre o betão e o ambiente, permitindo a medição da retracção autógena.

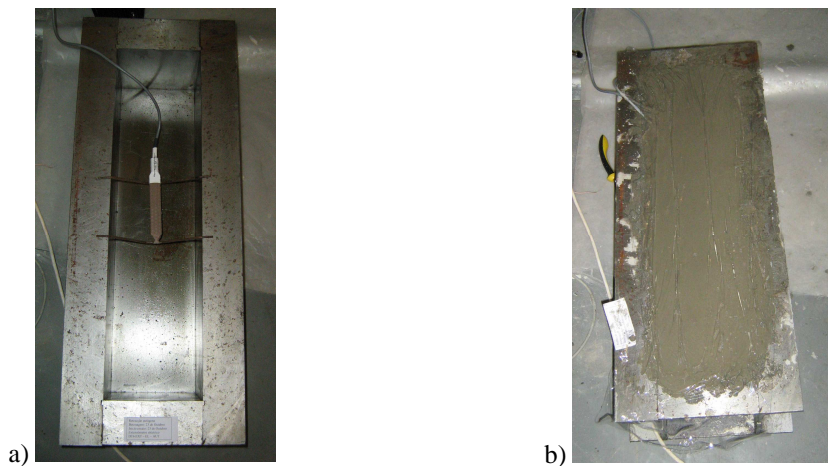


Figura 4.3 Preparação do ensaio de retracção autógena: a) cofragem e extensómetro eléctrico de embeber no betão; b) betonagem e início da aquisição dos dados



Figura 4.4 Impermeabilização do prisma de retracção autógena: a) aplicação da parafina líquida; b) envolvimento com película aderente

### 4.3 Caracterização mecânica dos betões utilizados nas aplicações dos Capítulos 5 e 6

#### 4.3.1 Betão do prisma do Capítulo 5

Para a realização do ensaio experimental de instrumentação de um prisma de betão em laboratório que será apresentado no Capítulo 5, concebeu-se um betão cuja composição foi determinada a partir do ajuste das granulometrias dos constituintes à curva de referência de Faury (Coutinho 1997), como se apresenta na Figura 4.5. Os resultados da massa volúmica determinados experimentalmente segundo a norma NP EN 1097-6 2003 apresentam-se na Tabela 4.1. A composição do betão foi a seguinte: brita calcária –  $1134.5\text{kg/m}^3$ , areia de agregado reciclado –  $263.4\text{kg/m}^3$ , areia natural –  $264.5\text{kg/m}^3$ , cimento CEM I 42.5R –  $400\text{kg/m}^3$  e água –  $200\text{kg/m}^3$ .

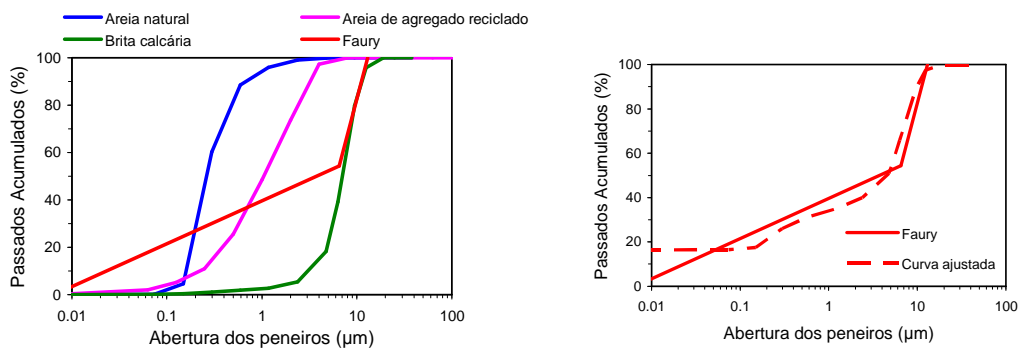


Figura 4.5 Composição do betão através do ajuste das granulometrias à curva de referência de Faury

Tabela 4.1 Massa volúmica dos agregados do betão

Constituintes	Massa volúmica ( $\text{kg/m}^3$ )
Brita calcária	2537.0
Areia de agregado reciclado	2450.9
Areia natural	2393.0

O betão utilizado no ensaio experimental foi sujeito aos seguintes ensaios de caracterização mecânica: resistência à compressão aos 1, 3 e 28 dias de idade; módulo de elasticidade aos 1, 3 e 28 dias; fluência aos 1 e 3 dias; retracção autógena desde o instante da betonagem.

### Resistência à compressão e módulo de elasticidade

Quanto à resistência à compressão, foram ensaiados 2 provetes cúbicos de betão para cada idade de aplicação de fluência (1 e 3 dias). Também foram ensaiados 3 cubos e 1 cilindro de betão aos 28 dias de idade. No que diz respeito ao módulo de elasticidade, esta propriedade foi determinada aos 1 e 3 dias de idade do betão a partir dos ensaios de fluência, e aos 28 dias foi determinada a partir de 2 ensaios à compressão em cilindros. Os valores médios dos resultados experimentais apresentam-se na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 Resultados dos ensaios mecânicos do betão (prisma do Capítulo 5)

Idade (dias)	$f_c$ (MPa)	$E_c$ (GPa)
1	20	29
3	26	30
28	40	39

### Fluência

Foram ensaiados 2 provetes de betão às idades de 1 e 3 dias, sob os carregamentos constantes de compressão descritos na Tabela 4.3. As curvas de fluência obtidas encontram-se representadas na Figura 4.6, bem como a Lei da Dupla Potência (DPL) ajustada e os respectivos parâmetros. Representa-se também a curva de evolução de  $1/E_0$  que permite destacar a deformação instantânea (zona inferior da função de fluência  $J$ ) da deformação que corresponde à fluência específica (zona superior da função  $J$ )

Tabela 4.3 Carregamento de compressão no ensaio de fluência

Idade (dias)	Força (kN)	Tensão (MPa)
1	170.14	7.56
3	209.0	9.29

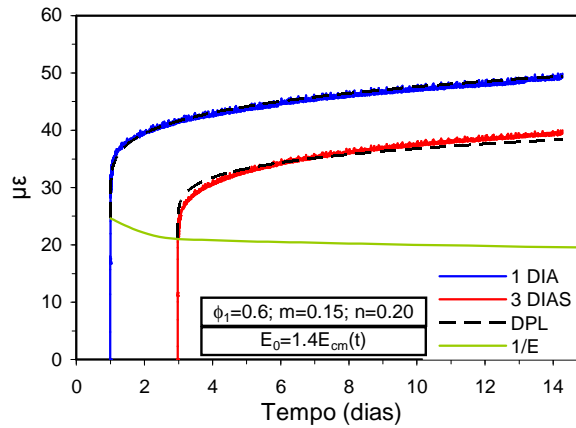


Figura 4.6 Curvas de fluência aos 1 e 3 dias de idade do betão do prisma ensaiado em laboratório (prisma do Capítulo 5)

### Retracção autógena

Devido a limitações logísticas foi possível medir a retracção autógena apenas num prisma, resultado que se apresenta na Figura 4.7. É importante realçar a eficácia da impermeabilização com parafina, visível na estabilização da retracção a partir das 75 horas de idade. Uma vez que não existe evolução da retracção a partir desta idade, pode-se concluir que não existem trocas significativas de humidade com o meio ambiente exterior.

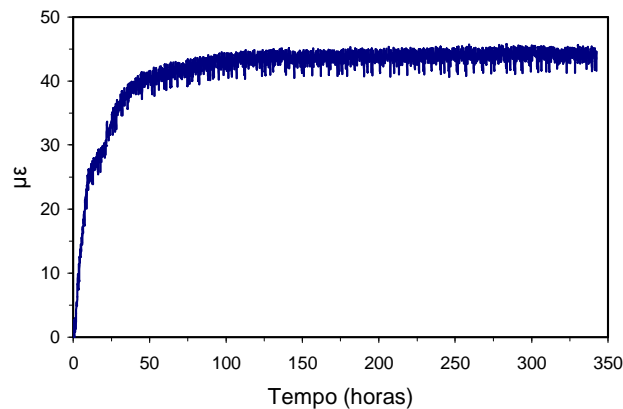


Figura 4.7 Retracção autógena do betão (prisma do Capítulo 5)

### **4.3.2 Betão da viga pré-fabricada do Capítulo 6**

O betão utilizado no fabrico da viga pré-fabricada que será objecto de estudo no Capítulo 6 é da classe C40/50, com a seguinte composição: brita 15/25 – 569 kg/m<sup>3</sup>,

brita 5/15 – 310 kg/m<sup>3</sup>, areia grossa – 736 kg/m<sup>3</sup>, areia fina – 248 kg/m<sup>3</sup>, fíler calcário – 67 kg/m<sup>3</sup>, cimento CEM I 42.5R – 335 kg/m<sup>3</sup>, adjuvante – 4 kg/m<sup>3</sup> e água – 144 kg/m<sup>3</sup>.

Foram realizados os seguintes ensaios de caracterização mecânica do betão: resistência à compressão e à tracção aos 1, 2, 5, 7 e 28 dias de idade; fluência aos 1, 2, 5 e 7 dias de idade; e retracção autógena.

### Resistências mecânicas e módulo de elasticidade

Para avaliação da resistência à compressão  $f_c$  e à tracção  $f_{ct}$  foram ensaiados 2 provetes cúbicos e 2 cilíndricos por idade, respectivamente. Quanto ao módulo de elasticidade  $E_c$ , foi determinado a partir dos ensaios de fluência. Os valores médios destas três propriedades mecânicas apresentam-se na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 Resultados dos ensaios mecânicos do betão (viga do Capítulo 6)

Idade (dias)	$f_c$ (MPa)	$f_{ct}$ (MPa)	$E_c$ (GPa)
1	32.70	2.97	27
2	40.77	3.97	34
5	46.15	4.09	34
7	46.42	4.25	34
28	51.05	4.26	-

### Fluência

Foram ensaiados 4 provetes de betão às idades de 1, 2, 5 e 7 dias. O carregamento de compressão imposto em cada idade é descrito na Tabela 4.5. As curvas de fluência obtidas apresentam-se na Figura 4.8 para as idades de 1, 2 e 5 dias, uma vez que ocorreu um erro no ensaio da fluência aos 7 dias (causado por um descarregamento repentino da célula de fluência). São igualmente apresentados nesta figura o ajuste da Lei da Dupla Potência (DPL) e os respectivos parâmetros, bem como a curva correspondente a  $1/E_0$ .

Tabela 4.5 Carregamento de compressão no ensaio de fluência

Idade (dias)	Força (kN)	Tensão (MPa)
1	238.80	12.74
2	298.50	15.92
5	298.50	15.92
7	298.50	15.92

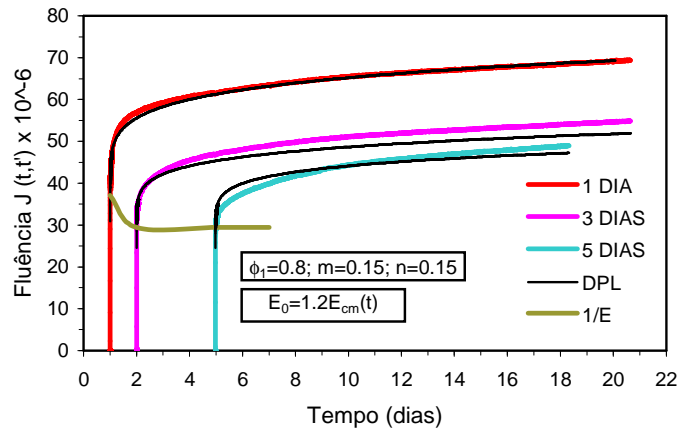


Figura 4.8 Curvas de fluência aos 1, 3 e 5 dias de idade do betão (viga instrumentada do Capítulo 6)

### Retracção autógena

Para medir a retracção autógena foi utilizado 1 provete com um extensómetro de cordas vibrantes. No primeiro dia o provete permaneceu no estaleiro de pré-fabricação, sendo posteriormente transportado para o Laboratório de Estruturas da FEUP, onde foi descofrado e objecto da impermeabilização anteriormente descrita. Os resultados da medição da retracção autógena apresentam-se na Figura 4.9.

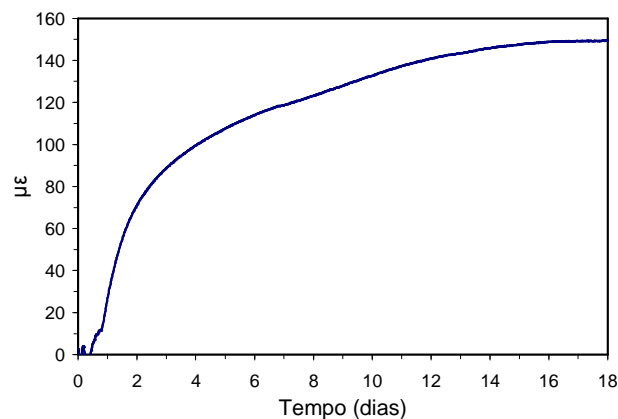


Figura 4.9 Retracção autógena do betão (viga do Capítulo 6)

Estes resultados experimentais de caracterização mecânica dos betões anteriormente apresentados serão utilizados nas simulações numéricas termo-mecânicas realizadas nos Capítulos 5 e 6.





## **5 MONITORIZAÇÃO DE TEMPERATURAS E DEFORMAÇÕES NAS PRIMEIRAS IDADES DO BETÃO**

### **5.1 Introdução**

Em paralelo com a adequada simulação numérica do comportamento do betão nas primeiras idades, é necessário recorrer à monitorização de temperaturas e deformações neste horizonte temporal, de forma a compreender a realidade dos fenómenos envolvidos. Esta tarefa envolve igualmente grandes dificuldades, particularmente no que se refere à medição das deformações. A inadequação da generalidade dos sensores de deformação a este estágio de desenvolvimento do betão – em que são experimentados elevados gradientes tanto de rigidez como de temperatura –, aliada às dificuldades de caracterização do material em formação, são algumas das explicações do insucesso na monitorização de deformações do betão durante a fase de hidratação do cimento. Assim este capítulo inicia-se com uma descrição dos sensores de temperatura e de deformação mais relevantes para o problema em estudo, abordando-se aspectos como o respectivo modo de funcionamento e sistema de aquisição associado, indicando-se as correspondentes vantagens e desvantagens.

É igualmente apresentado um ensaio experimental envolvendo a instrumentação de um prisma betonado em laboratório, idealizado e conduzido com dois objectivos: (i) o primeiro prende-se com a avaliação do desempenho de diferentes sensores de temperaturas e de deformações, de forma a determinar quais os mais adequados para as primeiras idades do betão (particularmente no que se refere à medição de extensões); (ii) o segundo está ligado à validação do modelo numérico termo-mecânico utilizado, a partir da monitorização de temperaturas e extensões em vários pontos do prisma durante o processo de hidratação do cimento, e subsequente comparação com as previsões numéricas.

## **5.2 Sensores de temperatura**

Os instrumentos destinados à medição de temperaturas mais amplamente usados em aplicações de engenharia civil são os termopares e os detectores resistivos. A medição das temperaturas em aplicações em obras de betão durante o período de hidratação do cimento é, desde há um tempo considerável, realizada com bastante sucesso, como reportado em Anson e Rowlinson 1988; Heimdal e Kompen 2001; Morabito 2001. Recentemente surgiram instrumentos de última geração, os sensores de fibra óptica, que por serem muito precisos e pouco intrusivos, são reportados na literatura científica internacional como adequados às medições nas primeiras idades do betão (Glisic e Simon 2000; Wong, Childs et al. 2007). Neste subcapítulo serão descritos dois tipos de instrumentos de medição de temperaturas, adoptados na presente dissertação: os termopares tipo K e os detectores de temperatura resistivos.

### **5.2.1 Termopares**

Os termopares são os instrumentos mais amplamente utilizados na medição de temperaturas, devido à sua versatilidade e simplicidade. O seu princípio de funcionamento baseia-se na geração de uma tensão eléctrica relacionada com a diferença de temperaturas entre junções de metais diferentes. Este princípio é conhecido como Efeito de Seebeck (ver Figura 5.1): quando dois pontos de um mesmo material se encontram a temperaturas diferentes ocorre uma diferença de potencial, devido ao facto dos electrões da zona mais quente terem mais energia térmica do que os da zona mais

fria; se o circuito for fechado é gerada uma força electromotriz (f.e.m.) termoelétrica, que faz circular a corrente (Félix 2004).

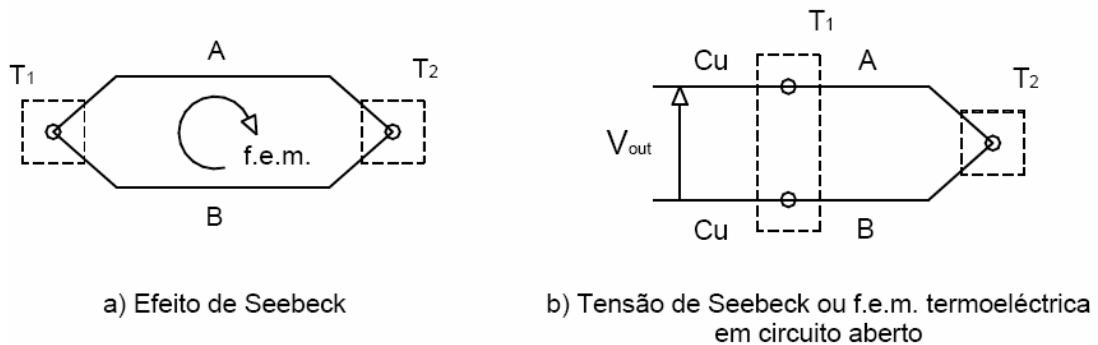


Figura 5.1 Princípio de funcionamento dos termopares (Félix 2004)

As duas junções de conexão dos fios  $T_1$  que se ligam ao dispositivo de aquisição de dados são as junções de referência ou frias. A junção da extremidade  $T_2$  é a de medição, e é colocada no ponto onde se deseja medir a temperatura. A f.e.m. de Seebeck  $F_e$ , em Volts, é proporcional à diferença entre as duas junções

$$F_e = \alpha (T_2 - T_1) \quad [5.1]$$

em que  $\alpha$  ( $V/^\circ C$ ) é uma constante que depende fundamentalmente da diferença de condutibilidade térmica dos metais dos dois fios A e B. Deste modo se as junções de referência e de medição se encontrarem à mesma temperatura, ou se os dois fios condutores forem do mesmo material, a f.e.m. será nula. A junção de medição pode ser realizada simplesmente através do enrolamento dos dois condutores que formam o termopar.

Existem vários tipos de termopares, consoante os metais utilizados na constituição dos fios condutores, apresentando características diversas ao nível da gama de medição, linearidade, precisão e sensibilidade, tornando-os adequados para determinadas utilizações específicas (Webster 1999). Nas monitorizações efectuadas no âmbito deste trabalho foram utilizados termopares do tipo K, como o que se apresenta na Figura 5.2, e cujas características estão especificadas na Tabela 5.1.

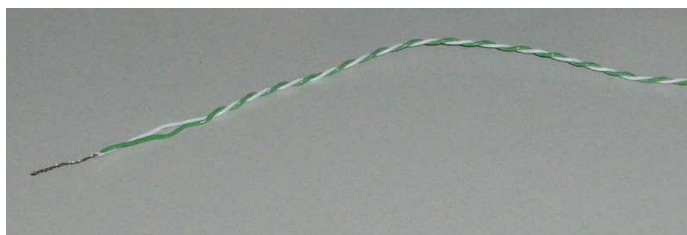


Figura 5.2 Termopar tipo K utilizado na monitorização

Tabela 5.1 Características dos termopares tipo K (Webster 1999; Félix 2004)

Materiais A-B	Gama de medida (°C)	f.e.m. (mV)	Precisão
chromel <sup>®</sup> - alumel <sup>®</sup>	[-164, +250]	[-5.973, +50.633]	±2.2°C

Uma das principais desvantagens dos termopares como instrumentos de medição de temperaturas é a não-linearidade da variação do coeficiente  $\alpha$  com a temperatura da junção de medição. No entanto, nas aplicações de engenharia civil, e mais concretamente no âmbito da análise do betão jovem, as temperaturas que se pretendem medir estão incluídas num intervalo relativamente pequeno, entre aproximadamente 10°C e 80°C. Nesta gama de temperaturas pode-se considerar que os termopares apresentam um comportamento linear.

Outra limitação a considerar é o facto de ligações de outros metais à malha criarem elas próprias junções que irão contribuir para a f.e.m. gerada, dificultando o processo de medição. É por esta razão que não se devem usar extensões de cabos de ligação para conduzir o sinal, mas sim o próprio fio termopar. Outra limitação a referir é a sua relativamente baixa precisão.

Acrescenta-se que os termopares trabalham numa gama de tensões eléctricas relativamente baixas, o que os torna bastante vulneráveis à presença de outros dispositivos eléctricos existentes na vizinhança da zona a monitorizar, podendo surgir ruídos consideráveis. Na medição de temperaturas em ambiente laboratorial não existem grandes problemas relacionados com este aspecto, mas em obra é aconselhável tomar medidas preventivas de protecção dos fios dos termopares.

As principais vantagens dos termopares, e as razões por que são tão amplamente usados, são: a versatilidade e facilidade de utilização e construção, a insensibilidade a vibrações e o baixo custo. Por outro lado, como os termopares geram a sua própria tensão e não requerem uma fonte de excitação, não existem erros de sobreaquecimento.

### 5.2.2 Detectores de temperatura resistivos

Os detectores de temperatura resistivos ou RTD (abreviatura inglesa para ‘Resistance Temperature Detector’) são também vulgarmente usados para medição de temperaturas. Estes sensores eléctricos de temperatura atingem elevados níveis de precisão, da ordem de  $\pm 0.1^\circ\text{C}$ . O princípio de funcionamento baseia-se no conhecimento da variação da resistência eléctrica de certos metais com a temperatura, aumentando com esta última. Os metais usados nos RTD podem ser a platina, o níquel, o cobre, o ferro e o balco (ou ligas destes metais), sendo a platina o mais utilizado, devido à sua estabilidade a longo prazo quando sujeita a temperaturas elevadas, à sua elevada linearidade na relação entre a resistência e a temperatura, e por ser quimicamente inerte e não susceptível de oxidação (Webster 1999).

Em operação é aplicada uma corrente constante ao RTD, alterando-se a resistência eléctrica à medida que a temperatura varia; feita a leitura da voltagem, esta é directamente convertida no valor da temperatura a medir. A resistência  $R$  de um elemento condutor sujeito a temperatura constante é dada por

$$R = \rho l/A \quad [5.2]$$

em que  $l$  é o comprimento do elemento,  $A$  é a área da secção transversal e  $\rho$  é a resistividade. Por sua vez a variação da resistência eléctrica com a temperatura é dada por

$$R = R_0 (1 + \alpha_1 T + \alpha_2 T^2 + \dots + \alpha_n T^n) \quad [5.3]$$

em que  $R_0$  é a resistência do condutor à temperatura de  $0^\circ\text{C}$  e  $\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_n$  são constantes do condutor. Esta expressão é normalmente simplificada, considerando-se uma variação linear entre a resistência e a temperatura (Félix 2004)

$$R = R_0 (1 + \alpha T) \quad [5.4]$$

em que  $\alpha$  é o coeficiente de temperatura da resistência, característico de cada metal, definido numa gama variável de  $0^\circ\text{C}$  a  $100^\circ\text{C}$ , de acordo com a equação

$$\alpha = \frac{R_{100} - R_0}{100 R_0} \quad [5.5]$$

sendo  $R_{100}$  a resistência do condutor à temperatura de  $100^\circ\text{C}$ , o coeficiente  $\alpha$  pode ser consideravelmente afectado por impurezas ou deformações mecânicas, pelo que o

fabrico e manuseamento deste sensor deve ser cuidadoso, de modo a minimizar estes efeitos negativos.

O sensor mais utilizado nas aplicações em obra, e que também foi usado nas monitorizações realizadas no âmbito da presente dissertação, é o denominado PT100, um RTD de platina com uma resistência de 100 $\Omega$  a 0°C, cujas principais características são apresentadas na Tabela 5.2. Estes sensores podem ser construídos de duas formas, a partir de um enrolamento de um fio metálico em forma de espiral, ou a partir de um filme metálico depositado sobre uma placa de cerâmica (esta última é a mais utilizada actualmente).

Tabela 5.2 Características do PT100

$\rho$ (a 20°C) ( $\mu\Omega\text{cm}$ )	$\alpha$ ( $\times 10^{-3}$ ) ( $\Omega/\Omega^\circ\text{C}$ )	$R_0$ ( $\Omega$ )	Gama de medição ( $^\circ\text{C}$ )	Precisão
10.6	3.85	100	[-200, +850]	$\pm 0.1^\circ\text{C}$

Na Figura 5.3 são apresentadas fotografias dos PT100 usados na monitorização do prisma betonado em laboratório: na Figura 5.3a representa-se o elemento sensor em forma de filme depositado sobre um substrato cerâmico; na Figura 5.3b apresenta-se a ligação dos cabos de condução ao elemento sensor; na Figura 5.3c representa-se o sensor protegido por um encapsulamento de cobre. O encapsulamento de cobre providencia a necessária estanqueidade e resistência mecânica para o sensor poder ser embebido na massa de betão, e por outro lado garante elevada condutibilidade térmica por forma a reduzir o tempo de resposta do sensor.

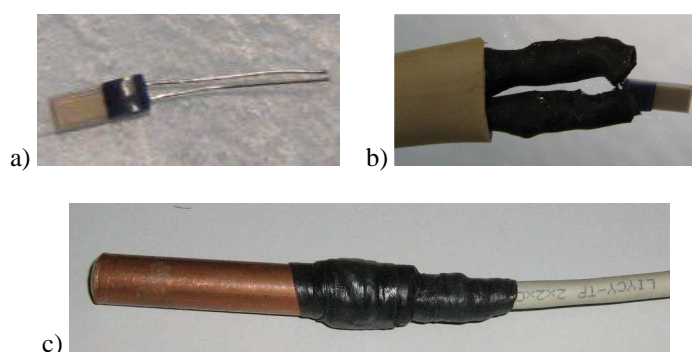


Figura 5.3 PT100: a) elemento sensor em filme; b) ligação aos cabos de condução do sinal; c) sensor revestido com uma cápsula protectora de cobre

Uma importante desvantagem dos RTD é o auto-aquecimento. De facto, a corrente que mede a resistência do sensor causa também o aquecimento deste, pelo que a temperatura indicada pelo sensor é superior à real. Outro inconveniente é a

não-linearidade que ocorre para temperaturas elevadas; no entanto para a gama de temperaturas a que se reporta a monitorização de estruturas de betão o RTD apresenta uma elevada linearidade.

Entre as vantagens deste instrumento de medição são de referir ainda a facilidade de construção, a rápida resposta térmica, a elevada precisão e a estabilidade.

### 5.3 Sensores de deformação

A medição das deformações que ocorrem no betão durante a fase de hidratação do cimento constitui um problema técnico complexo, por um lado devido à inadequação da generalidade dos sensores tradicionais a este estágio de desenvolvimento do betão, e por outro porque nesta fase o material passa do estado líquido ao sólido, sendo que as medições só adquirem alguma fiabilidade quando o sensor está perfeitamente aderente, instante este que é de difícil definição.

Apesar de na Unidade de Investigação LABEST da FEUP existir já alguma experiência relacionada com esta temática (Azenha, Faria et al. 2004; Faria, Azenha et al. 2006), subsistem dúvidas consideráveis quanto à perturbação das extensões medidas em resultado das seguintes indefinições: (i) instante inicial das medições, (ii) compensação da temperatura antes e após a solidarização do sensor ao betão e (iii) interferências eléctricas nas medições em obra. Assim o esclarecimento (pelo menos parcial) destas dúvidas constituiu a principal motivação para a realização de um ensaio laboratorial envolvendo um prisma de betão, instrumentado com diferentes tipos de sensores de deformação. Uma vez que a medição das temperaturas é já um problema relativamente bem dominado, é sobretudo importante identificar qual o tipo de sensor mais adequado para a medição de deformações nos primeiros 3-7 dias de idade, estágio em que o betão sofre elevadas transformações físicas.

Os sensores mais adequados a este tipo de aplicações são os extensómetros de embeber no betão, uma vez que são colocados numa fase prévia à betonagem, e portanto ficam mais protegidos de interferências externas. No entanto, é preciso ter em conta que a deformação medida não é pontual, antes correspondendo a um valor médio ao longo do comprimento do sensor, dependendo assim do tamanho deste.

Desta forma foram utilizados dois tipos de extensómetros muito comuns na monitorização de estruturas de betão: os de resistência eléctrica e os de cordas vibrantes. Foram também comparados dois tipos de extensómetros de cordas vibrantes:

um com revestimento metálico (o mais comum), e outro, com um encapsulamento plástico muito mais flexível, especialmente vocacionado para medição de deformações nas primeiras idades do betão.

### 5.3.1 Extensómetros eléctricos

Os extensómetros de resistência eléctrica são instrumentos de medição cujo funcionamento é baseado na variação da resistência de um condutor em resposta a uma deformação aplicada, sendo a resistência eléctrica  $R$  do condutor traduzida pela equação [5.2]. Quando o condutor é sujeito a uma deformação longitudinal o comprimento  $l$ , a secção transversal  $A$  e a resistividade  $\rho$  variam, ocorrendo também uma variação da resistência  $R$ . A relação entre esta variação e a extensão  $\varepsilon$  aplicada ao sensor é o factor de ganho do extensómetro (na literatura inglesa designado por ‘gage factor’ –  $GF$ ), que é dado por

$$GF = \frac{\Delta R/R}{\varepsilon} \quad [5.6]$$

Este factor toma valores da ordem de 2.

De forma a obter uma significativa resistência eléctrica o extensómetro é construído a partir de um conjunto longitudinal de segmentos, ligados entre si através de pequenos segmentos de maior secção, formando uma malha (ver Figura 5.4). A malha condutora é impressa por fotogração sobre uma película metálica de reduzida espessura.

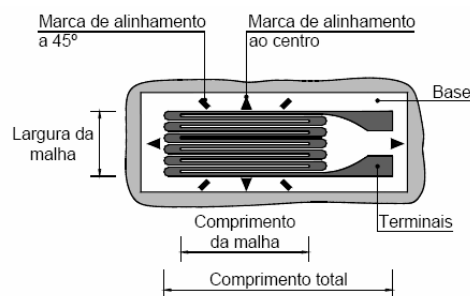


Figura 5.4 Elementos constituintes do extensómetro de resistência (Félix 2004)

Uma vez que as variações de resistência causadas pelas extensões  $\varepsilon$  são muito pequenas, é necessário dispor de um sistema capaz de as detectar. Os sistemas utilizados em extensometria eléctrica são constituídos basicamente por uma ponte de medida que integra o extensómetro, e um sistema de ampliação, visualização e registo do sinal da



saída. O circuito de Ponte de Wheatstone é a configuração mais amplamente utilizada para converter a medição das variações de resistência no valor das deformações, sendo essencialmente constituído por quatro resistências  $R_1$ ,  $R_2$ ,  $R_3$  e  $R_4$  dispostas segundo os lados de um paralelogramo, e alimentadas por uma tensão  $V_{in}$  entre os pontos A e C, como se representa na Figura 5.5. Cada uma das quatro resistências pode ser um extensómetro eléctrico. A resposta da ponte é a diferença de potencial entre os pontos B e D.

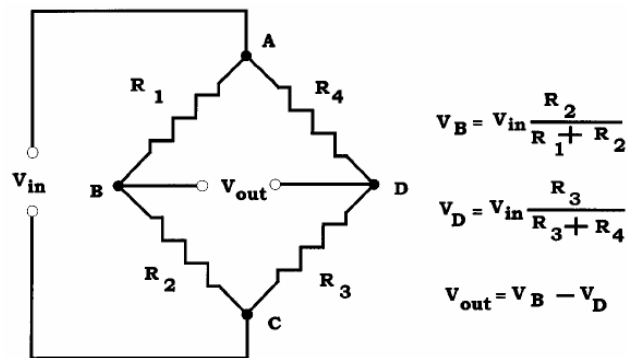


Figura 5.5 Circuito de Ponte de Wheatstone utilizado em extensometria eléctrica (Webster 1999)

A resposta da ponte é zero quando

$$R_1 R_3 = R_2 R_4 \quad [5.7]$$

relação esta que é conhecida como condição de equilíbrio da ponte. Os condicionadores de sinal da ponte de Wheatstone são construídos de forma a garantir o equilíbrio por ajuste da razão das resistências, para que o sinal de saída seja inicialmente zero. Se existirem pequenas variações das resistências  $\Delta R_1$ ,  $\Delta R_2$ ,  $\Delta R_3$  e  $\Delta R_4$  a condição de equilíbrio é quebrada, e a resposta da ponte é dada por

$$V_{out} = V_{in} \frac{R_1 R_3}{(R_1 + R_2)(R_3 + R_4)} \left( -\frac{\Delta R_1}{R_1} + \frac{\Delta R_2}{R_2} - \frac{\Delta R_3}{R_3} + \frac{\Delta R_4}{R_4} \right) \quad [5.8]$$

O processo de medição de deformações é realizado a partir da instalação do extensómetro nos braços da ponte (entre 1 e 4 extensómetros). Os extensómetros colocados na ponte estarão sujeitos a variações de resistência (braços activos), enquanto que nos braços sem extensómetros se admite que o valor de referência permanece constante ao longo da medição. A alternância de sinais na equação [5.8] permite a eliminação dos efeitos da temperatura quando dois extensómetros idênticos são posicionados em braços adjacentes no circuito da ponte.

Dependendo do número e da localização dos extensómetros a resposta da ponte é regida por diferentes leis. Assim, existem três formas diferentes de colocar os extensómetros na ponte de Wheatstone: (i) montagem em quarto de ponte, quando existe apenas um extensómetro activo na posição  $R_1$ , sendo necessário a colocação de um extensómetro compensador ('dummy') no caso de se pretender eliminar os efeitos da variação da temperatura; (ii) montagem em meia ponte, em que são utilizados dois extensómetros activos em braços adjacentes da ponte, sendo adoptada em casos em que os dois extensómetros sofrem variações de valores simétricos, obtendo-se como leitura a soma das duas extensões; (iii) a montagem em ponte completa, quando são utilizados quatro extensómetros activos em cada um dos braços da ponte (Sarmiento Bastos 2005).

Na montagem em ponte de Wheatstone o comprimento dos dois cabos que ligam o extensómetros à ponte introduz três efeitos nefastos sobre a medição: (i) diminuição do sinal de saída, (ii) incapacidade de conseguir o equilíbrio inicial da ponte e (iii) impossibilidade de compensar os erros introduzidos por variações de temperatura. Por estes motivos são preferíveis as ligações a três fios, como a apresentada na Figura 5.6, que diminui as perdas de sinal, permite alcançar o equilíbrio inicial da ponte uma vez que os braços 1 e 4 sofrem o mesmo aumento de resistência devido ao igual comprimento do cabo, e possibilita a correcta compensação da temperatura uma vez que o 'dummy' e o extensómetro têm o mesmo comprimento de cabo (Sarmiento Bastos 2005).

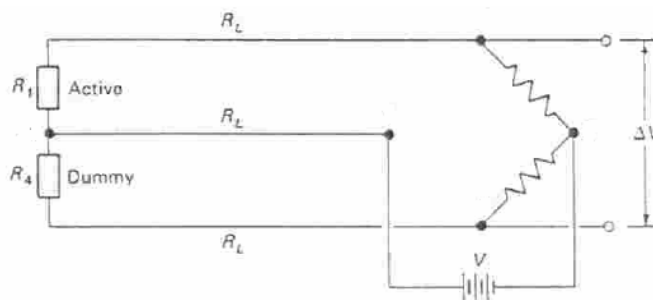


Figura 5.6 Montagem a três fios da Ponte de Wheatstone (Sarmiento Bastos 2005)

A medição ideal seria quando a resposta do sensor dependesse somente da deformação aplicada. No entanto, o material de que é composto o sensor, assim como o seu encapsulamento e o próprio material sob teste, irá expandir e contrair em resposta às variações de temperatura. Os fabricantes destes instrumentos tentam minimizar a sensibilidade do extensómetro à temperatura a partir do próprio dimensionamento e da escolha de materiais específicos, consoante a utilização pretendida. Os extensómetros

auto-compensados permitem eliminar, tanto quanto possível, e numa dada gama de temperaturas, os efeitos da temperatura no extensómetro activo, não sendo necessário a aplicação do 'dummy'. A auto-compensação é conseguida a partir da manipulação das características metalúrgicas das ligas constituintes do extensómetro, de forma a que apresentem uma variação muito reduzida de resistência sob o efeito da variação da temperatura, quando utilizado sobre um material com um coeficiente de dilatação térmica semelhante ao da liga.

Os extensómetros de resistência eléctrica utilizados na monitorização do prisma betonado em laboratório são de encapsulamento cerâmico, apresentando rugosidade de modo a melhorar a aderência ao betão (Figura 5.7). São definidos tecnicamente como auto-compensados aos efeitos térmicos numa gama de temperaturas de +15°C a +40°C, embora funcionem numa gama mais alargada, de -50°C a +135°C. O factor de sensibilidade do extensómetro é de  $2.06 \pm 1.0\%$  para uma temperatura de 24°C, embora este possa variar cerca de 10% quando embebido no betão. Estes extensómetros são montados em quarto de ponte de Wheatstone, com uma ligação a três fios.



Figura 5.7 Extensómetro de resistência eléctrica de embeber no betão

São vulgarmente usados na monitorização de estruturas de betão, uma vez que se trata de sensores económicos e com uma auto-compensação de temperatura, tornando-se muito práticos para aplicações onde o objectivo seja a determinação de deformações mecânicas para posterior cálculo de tensões. No entanto, para a monitorização do comportamento do betão nas primeiras idades os extensómetros eléctricos de embeber no betão podem não ser os mais adequados (Faria, Azenha et al. 2006), pois a frequente existência em obra de equipamentos eléctricos na vizinhança dos extensómetros causa picos de corrente que interferem com as leituras. Por outro lado, uma vez que o presente trabalho se reporta ao estudo do betão em fase de desenvolvimento, a auto-compensação da temperatura dos sensores é errónea, uma vez que se baseia no valor tradicional do coeficiente de dilatação térmica do betão endurecido, parâmetro que sofre variações ao longo da reacção de hidratação do cimento.

### 5.3.2 Extensómetros de cordas vibrantes

#### Aspectos gerais

Os extensómetros de cordas vibrantes são instrumentos de medição que convertem a variação da frequência de oscilação de uma corda tensionada na deformação a que está sujeita. No interior do corpo do extensómetro (Figura 5.8) existe uma corda de aço sujeita a uma elevada tensão de tracção, fixa nas duas extremidades do corpo. A deformação do betão faz com que as extremidades se movam, aumentando ou diminuindo a tensão na corda, a que corresponde uma variação da sua frequência de vibração. Uma bobina electromagnética é anexada ao corpo do instrumento; esta quando percorrida por uma corrente cria um campo electromagnético na vizinhança que excita a corda, que passa a vibrar com uma frequência que depende da tensão a que está sujeita (Figura 5.9). A oscilação da corda, por sua vez, induz uma corrente alternada na bobina, que resulta num sinal em frequência que é registado pelo sistema de aquisição.

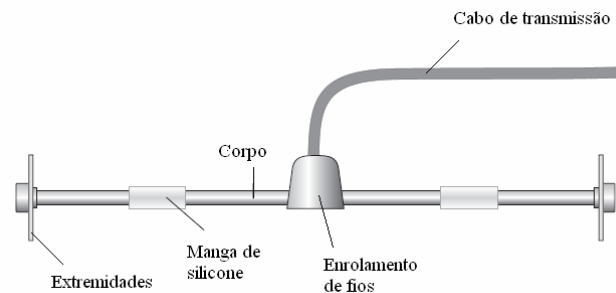


Figura 5.8 Extensómetro de cordas vibrantes

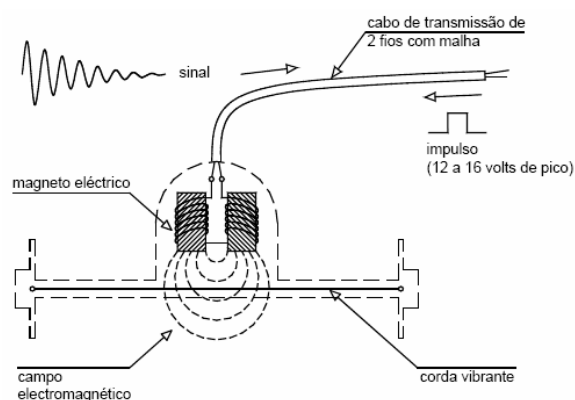


Figura 5.9 Esquema de funcionamento de um extensómetro de cordas vibrantes (Félix 2004)

A variação de deformação  $\Delta\varepsilon$  é calculada através da diferença entre as leituras inicial  $f_i$  e final  $f_f$  das frequências, multiplicada pela constante  $GF$  do sensor:

$$\Delta\varepsilon = GF \times (f_f^2 - f_i^2) \quad [5.9]$$

Estes sensores têm uma precisão da ordem de  $10^{-6}$ , num campo de medição de extensões de cerca de  $3000 \times 10^{-6}$  m/m. As perdas de sinal devidas a longos comprimentos de cabos são bastante reduzidas. Quanto à influência da temperatura, o coeficiente de dilatação térmica da corda é de  $11 \times 10^{-6}$ , pelo que é necessária a medição das temperaturas no local onde se coloca o sensor para que possa ser feita a respectiva correcção das leituras. Para tal o extensómetro de cordas vibrante inclui no seu interior um termómetro.

Uma das principais vantagens destes sensores em relação aos extensómetros de resistência eléctrica é que não são afectados por perturbações eléctricas provenientes de outros equipamentos. Outra grande vantagem em relação aos extensómetros de resistência eléctrica é o facto de não perderem o sinal de referência, isto é, podem-se desligar os sensores do sistema de aquisição e voltar a ligar sem que este procedimento interfira nas leituras. Estes extensómetros têm uma longa história de utilização, sendo que a experiência acumulada na monitorização de estruturas de betão demonstrou a sua elevada eficácia, durabilidade e fiabilidade (Tyler 1968).

As referências bibliográficas alusivas à monitorização de extensões nas primeiras idades do betão são relativamente escassas. Uma descrição geral das técnicas de medição e de análise de dados em estruturas de betão jovem é apresentada em (Cusson 2002) onde são discutidos vários problemas tais como, o efeito da temperatura nas leituras dos sensores e a elevada rigidez e dimensões dos sensores convencionais. Em particular no que diz respeito à monitorização das deformações nas primeiras idades do betão com extensómetros de cordas vibrantes, existem alguns trabalhos que reportam a sua bem sucedida utilização, de que se destacam as seguintes:

- Monitorização de deformações nas primeiras idades em paredes de betão, realizada com sucesso a partir do instante em que a temperatura interna estabilizou (Anson and Rowlinson 1988).
- No âmbito do projecto IPACS ('Improved Production of Advanced Concrete Structures') foi monitorizada a secção em caixão de uma passagem superior, designada Maridal Culvert, na Noruega (Heimdal and Kompen 2001), recorrendo a extensómetros tradicionais de cordas vibrantes de embeber no betão e com extensómetros eléctricos soldados às armaduras, sendo que os resultados se mostraram coerentes a partir das 15 horas de idade. No entanto, os autores concluíram que os sensores de cordas vibrantes respondiam mais

cedo, uma vez que a aderência das armaduras ao betão se dava numa fase mais tardia.

- Outro caso prático estudado no projecto IPACS foi a monitorização da comporta de uma barragem no Rio Brembo, em Itália (Morabito 2001), em que foram novamente utilizados extensómetros de cordas vibrantes de embeber no betão e extensómetros eléctricos soldados às armaduras. Uma vez mais, durante o período em que ocorreu a hidratação do cimento as medições dos dois tipos de sensores divergiam, mas posteriormente passaram a seguir tendências similares, concluindo-se que a medição de deformações nas primeiras idades é uma questão que ainda apresenta ambiguidades não totalmente controladas.
- Quanto aos extensómetros de cordas vibrantes, mas com revestimento plástico, na Universidade de Queensland, na Austrália, têm vindo a ser utilizados em experiências laboratoriais no âmbito da monitorização de pavimentos de pavilhões industriais, de modo a averiguar o risco de fissuração do betão jovem (O'Moore, Baweja et al. 2004).

Nas monitorizações efectuadas no âmbito da presente dissertação foram utilizados extensómetros de cordas vibrantes de 14cm de comprimento, e com encapsulamentos de dois tipos: um metálico e outro plástico. De facto, em ambos os tipos a corda em si é rigorosamente a mesma, assim como todo o sistema de funcionamento e construção, sendo somente alterada a rigidez do corpo do sensor. A constante do extensómetro é também igual para os dois tipos, e tem o valor de  $3.025 \times 10^{-3} \mu\epsilon$  por variação da frequência ao quadrado. Estes sensores operam numa gama de temperaturas de  $-20^{\circ}\text{C}$  a  $80^{\circ}\text{C}$ . Na Figura 5.10a está representado o extensómetro de cordas vibrantes de encapsulamento metálico, cujo corpo tem um módulo de elasticidade de 207GPa. Na Figura 5.10b apresenta-se o extensómetro de cordas vibrantes de encapsulamento plástico (perspex), cujo corpo se caracteriza por um módulo de elasticidade de 5.5GPa; este encapsulamento foi concebido nos anos 60 do século XX especificamente para a medição de deformações do betão durante as primeiras idades, fase em que a rigidez deste material é baixa. A razão pela qual o sensor metálico é mais amplamente usado do que o sensor com encapsulamento plástico deve-se sobretudo à acrescida durabilidade e robustez para aplicações em obra.

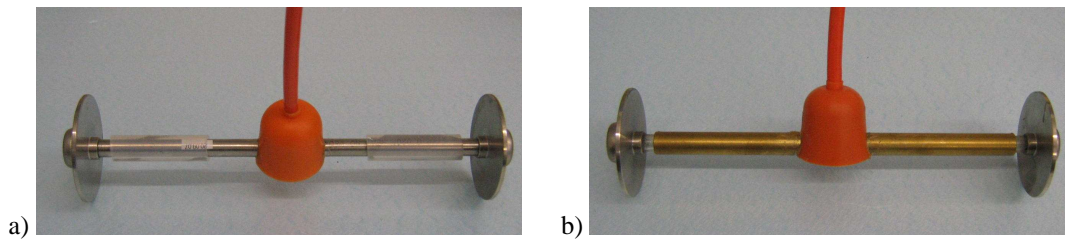


Figura 5.10 Extensómetros de cordas vibrantes: a) encapsulamento metálico, b) encapsulamento plástico

Os tubos que formam o corpo do sensor, tanto o metálico como o plástico, têm uma área de  $4.85\text{mm}^2$ , enquanto que a área de betão em que se apoiam os discos das extremidades é de  $31.7\text{mm}^2$ . Se se multiplicar a razão destas duas áreas pelo módulo de elasticidade do corpo obtém-se um módulo de elasticidade equivalente do sensor (Tyler 1968): no caso do extensómetro com encapsulamento metálico este módulo equivalente vale  $32\text{GPa}$ , que é próximo do valor típico do módulo de elasticidade do betão endurecido; no caso do encapsulamento plástico aquele módulo desce para  $0.84\text{GPa}$ , o que o torna mais adequado para as primeiras idades do betão.

### Influência da temperatura

Uma vez que a corda que constitui os sensores é igual para os dois tipos de encapsulamento (metálico e plástico), a influência da temperatura nos correspondentes sinais só é diferente enquanto os sensores não estão solidários com o betão. Logo, depois de os sensores estarem perfeitamente aderentes ao betão, as variações de temperatura afectam de igual forma os dois tipos, induzindo as mesmas modificações de condições de vibração das correspondentes cordas.

Assim, enquanto um dado extensómetro não está solidário ao betão o respectivo sinal regista o conjunto das deformações induzidas pela variação da temperatura no betão, no material do corpo do sensor e na corda vibrante. A partir do instante em que o sensor está aderente a resposta do extensómetro reflecte a deformação total do betão (componente mecânica e térmica), sendo contudo o respectivo sinal afectado pela deformação térmica da corda vibrante. Para se obterem as deformações reais do betão é então necessário proceder à correcção do efeito da temperatura na corda vibrante, procedimento que só é executado de forma inteiramente correcta quando o sensor estiver completamente solidário com o betão envolvente.

De forma a contabilizar o efeito da temperatura nos extensómetros de cordas vibrantes quando estes são livres de se deformarem, isto é, antes do início da solidarização ao betão, foi realizado um teste em laboratório em que os extensómetros

com os dois tipos de encapsulamento foram sujeitos a ciclos de temperatura. Os sensores foram colocados dentro de uma câmara térmica, na posição vertical, com uma das extremidades apoiada e a outra deixada livre. Nos gráficos da Figura 5.11 apresentam-se os resultados dos dois tipos de extensómetros (encapsulamentos metálico e plástico) quando sujeitos a ciclos de aquecimento e arrefecimento, intervalados por períodos de temperatura constante. Como seria de esperar, o extensómetro de revestimento plástico apresenta uma sensibilidade à temperatura muito superior em relação ao sensor metálico (cerca de 10 vezes).

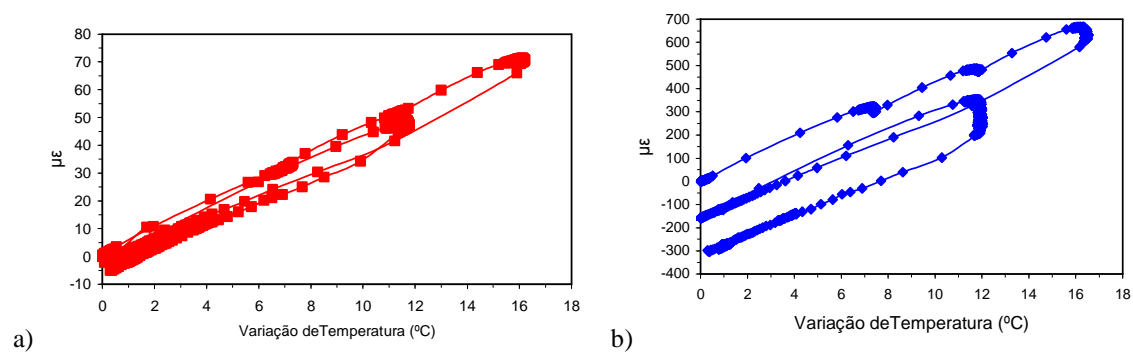


Figura 5.11 Respostas dos sensores de cordas vibrantes ao efeito da temperatura: a) revestimento metálico; b) revestimento plástico

De forma a quantificar a influência da variação da temperatura na resposta de cada tipo de sensor em regime de deformação livre, foram ajustadas pelo Método dos Mínimos Quadrados as rectas de regressão representadas na Figura 5.12. As respostas dos sensores de cordas vibrantes à temperatura são de cerca de  $4.5\mu\epsilon/^\circ\text{C}$  para o dotado do corpo metálico (CM), e de  $46\mu\epsilon/^\circ\text{C}$  para o sensor com corpo plástico (CP).

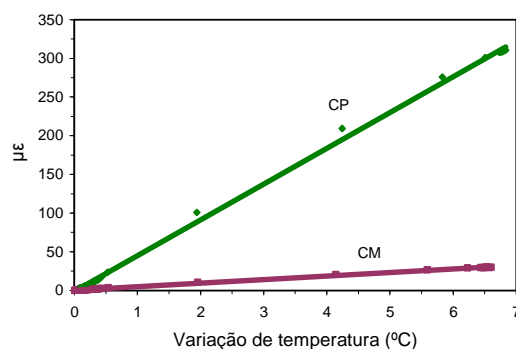


Figura 5.12 Ajustes lineares aos sinais dos sensores de cordas vibrantes sob variações de temperatura livres (CM – corpo metálico; CP – corpo plástico)

Uma vez que nas primeiras idades o instante em que cada tipo de sensor adere ao betão é de difícil definição, e o intervalo de tempo que o antecede é marcado por



significativas variações de temperatura, durante as primeiras horas de monitorização as leituras vêm afectadas por erros, mais acentuados no caso do sensor com encapsulamento plástico, uma vez que é cerca de dez vezes mais sensível à temperatura do que o sensor de corpo metálico.

### 5.3.3 Extensómetros de fibra óptica

Os sensores de fibra óptica surgem como um avanço tecnológico no desenvolvimento dos instrumentos de medição, em termos de precisão, automatização e durabilidade. As maiores vantagens que apresentam são a capacidade de obtenção de elevadas resoluções na medição de extensões, a resistência e robustez à presença de sais e humidade, a insensibilidade aos campos electromagnéticos e as pequenas dimensões dos sensores. Os sensores de fibra óptica baseiam-se no facto de as alterações físicas transmitidas às fibras provocarem variações na fase, na intensidade, no comprimento de onda ou na polarização da luz propagada através delas. A partir destas variações é possível extrair a informação acerca do fenómeno que se pretende medir. Existem diversos tipos de sensores de fibra óptica, no entanto os sensores de Bragg e os sensores interferométricos Fabry-Perot e SOFO<sup>®</sup> ('Surveillance d'Ouvrages par Fibres Optiques') são os mais utilizados na medição de temperaturas e deformações em estruturas de engenharia civil (Félix 2004).

Como acontece com outros sensores, para que as medições sejam precisas é fundamental garantir uma total solidarização do sensor ao elemento sob monitorização. No âmbito de experimentação em laboratório em Habel, Hofmann et al. 1997 é reportada uma série de ensaios para avaliação do desempenho de diferentes revestimentos, comprimentos e formas de sensores de fibra óptica de embeber em argamassas, utilizando a tecnologia de Fabry-Perot. Algumas preocupações fundamentais relacionadas com a medição de deformações nas primeiras idades do betão foram enunciadas por estes autores, destacando-se: a influência da rigidez do sensor nas leituras na fase de hidratação do cimento, e os erros decorrentes da vulnerabilidade dos sensores de revestimentos de natureza polímera aos efeitos da temperatura. Também em ambiente laboratorial os sensores de fibra óptica têm sido utilizados nos seguintes contextos: monitorização da retracção e da temperatura nas muito primeiras idades do betão de alto desempenho, utilizando a tecnologia de Bragg (Wong, Childs et al. 2007); monitorização nas muito primeiras idades do betão, de

forma a obter as deformações durante o período de hidratação do cimento e determinar o instante da presa, recorrendo a sensores SOFO<sup>®</sup> de revestimentos flexível e rígido (Glisic e Simon 2000); e monitorização da retracção autógena de pastas de cimento nas idades jovens, com base em sensores de Bragg (Slowik, Schlattner et al. 2004).

Finalmente, e em termos da monitorização das primeiras idades do betão em ambiente de obra, existem alguns trabalhos que reportam a utilização da tecnologia SOFO<sup>®</sup> nas seguintes aplicações: (i) monitorização de temperaturas e deformações de uma zona betonada em cima de betão endurecido (Glisic e Inaudi 2006) e (ii) medição de temperaturas e deformações nas primeiras idades do betão em estruturas mistas aço-betão (Glisic e Inaudi 2001).

Apesar da demonstrada habilitação dos sensores de fibra óptica para monitorização de estruturas de engenharia civil, e em particular no domínio das primeiras idades do betão, o elevado custo do equipamento de medição e a falta de experiência no manuseamento desta tecnologia impediram a sua utilização nas monitorizações efectuadas no âmbito da presente tese.

#### **5.4 Ensaio experimental para identificação das técnicas de medição de deformações mais adequadas para as primeiras idades do betão**

Para avaliar o desempenho dos sensores na medição de deformações nas primeiras idades do betão decidiu-se levar a cabo o ensaio experimental de uma peça com uma geometria de fácil modelação numérica, de dimensões comportáveis com o trabalho laboratorial, e ao mesmo tempo com uma geração de calor suficientemente elevada para originar diferenciais de temperaturas e de deformações mensuráveis.

As deformações do betão que se pretenderam medir na monitorização empreendida são as extensões totais, isto é, as correspondentes à efectiva variação da distância entre dois pontos (soma das deformações mecânica e térmica). Estas extensões totais são directamente comparáveis com os resultados provenientes do modelo numérico, não sendo necessárias compensações de temperatura (dificilmente quantificáveis nas primeiras idades). É importante referir que a principal finalidade do estudo do comportamento do betão durante as primeiras idades é determinar as tensões instaladas, comparando-as em cada ponto com os valores locais das resistências entretanto alcançadas, a fim de prever o risco de fissuração das estruturas. A razão pela qual são medidas extensões e não tensões é devido ao uso mais generalizado dos

extensómetros, de menores dimensões e mais económicos do que os sensores de tensão (Tanabe 1998).

Após um estudo numérico preliminar e sumário foram determinadas as características essenciais do ensaio no respeitante aos seguintes aspectos: geometria a adoptar para a peça, espessura do isolamento térmico a adoptar nas fronteiras, composição do betão e localização mais apropriada para os sensores. Na escolha da instrumentação procurou-se posicionar grupos de diferentes tipos de sensores em várias localizações na peça com condições de temperatura e de deformação similares, por forma a comparar o desempenho e aptidão de cada um deles.

#### 5.4.1 Descrição do ensaio experimental de um prisma de betão

Na Figura 5.13 pode observar-se a geometria do prisma ensaiado em laboratório, com dimensões  $0.60 \times 0.30 \times 0.60 \text{m}^3$ . Nas faces laterais foram colocados isolamentos de poliestireno com 6cm de espessura, e exteriormente uma cofragem de contraplacado marítimo com 2.1cm de espessura; na base optou-se por colocar o contraplacado em contacto directo com o betão, e exteriormente o isolamento, para evitar a danificação deste, de baixa resistência mecânica, durante a colocação e vibração do betão.

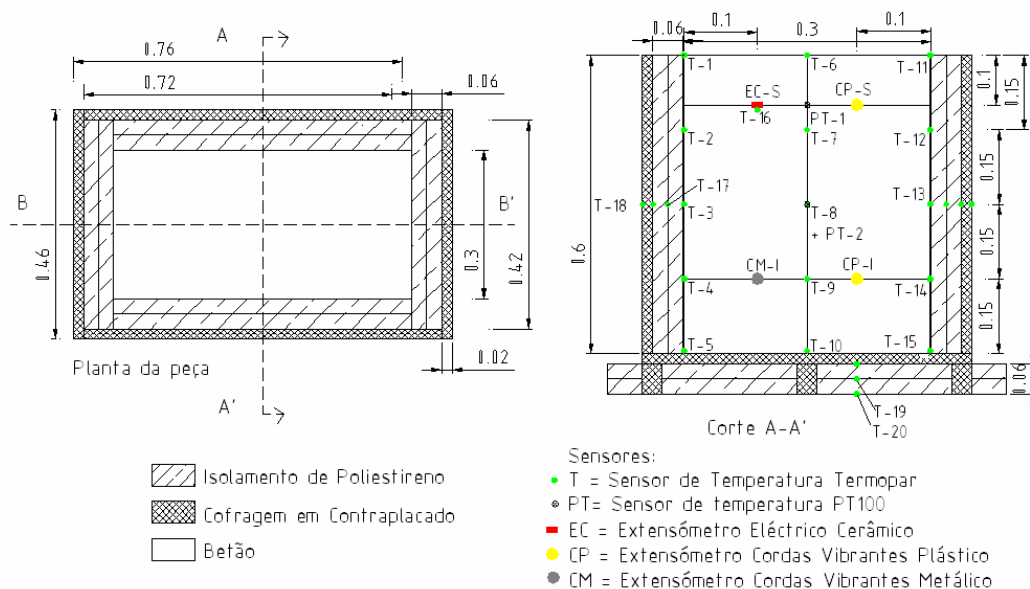


Figura 5.13 Prisma ensaiado: corte vertical e localização dos sensores (sem escala)

Quanto aos sensores de temperatura foram utilizados termopares tipo K (T) e sensores de temperatura resistivos (PT), encapsulados com material altamente condutor (cobre). Relativamente à medição de deformações foram utilizados um extensómetro

eléctrico de revestimento cerâmico (EC), e dois tipos de extensómetros de cordas vibrantes: um com corpo metálico (CM) e outro com corpo plástico (CP). Os sensores de cordas vibrantes têm incorporado um sensor de temperatura do tipo resistivo, o que lhes permite também monitorizar temperaturas.

Na Figura 5.13 pode também observar-se a localização esquemática dos sensores instalados. Os sensores de temperatura foram dispostos em todas as faces laterais e na base, assim como nas interfaces dos isolamentos, de forma a caracterizar as condições de fronteira térmicas a utilizar posteriormente no modelo numérico; no interior da peça foram colocados, a várias alturas, 16 termopares T e dois PT. Os extensómetros foram colocados em dois níveis: (i) um inferior, numa zona em que são atingidas temperaturas e extensões mais elevadas (devido à maior proximidade do isolamento); (ii) outro superior, onde as temperaturas e deformações são menores (por estar mais próximo da superfície). Em cada nível os sensores foram colocados em posições simétricas em relação ao alinhamento B-B', para estarem sujeitos a temperaturas e deformações aproximadamente iguais.

O dispositivo experimental é também observável na Figura 5.14. No nível superior, a 10cm da superfície, foram colocados um extensómetro eléctrico cerâmico EC e um de cordas vibrantes plástico CP (Figura 5.14b). No nível inferior, a 15cm da base, foram colocados dois extensómetros de cordas vibrantes: um CM e um CP (Figura 5.14c). Os extensómetros foram fixados a malhas horizontais materializadas com um vulgar fio, enquanto que os termopares foram posicionados ao longo de tubos de plástico verticais de 1cm de diâmetro; deste modo foi garantida a estabilidade dos sensores durante a betonagem, garantindo-se em simultâneo pequena intrusão nas medições das deformações e das temperaturas. A betonagem e o ensaio decorreram no interior de uma câmara climática com uma temperatura de 20°C e uma humidade relativa de 50%, ambas constantes. Na Figura 5.15 ilustra-se a betonagem da peça, após a qual a aquisição de dados foi iniciada.

No subcapítulo 5.3.2 foram medidas as respostas dos sensores de cordas vibrantes quando sujeitos a variações de temperatura em regime livre (isto é, não embebidos no betão), em que se constatou que o extensómetro CP tem maior sensibilidade à temperatura do que o CM. No entanto, quando estes dois tipos de sensores estiverem embebidos e perfeitamente aderentes ao betão, e numa mesma localização, a variação de temperatura deverá determinar respostas iguais em ambos, uma vez que as extensões totais serão então essencialmente determinadas pela

deformação térmica do betão. À deformação medida pelo sensor terá, contudo, de ser retirada a parcela correspondente à deformação térmica da corda vibrante, a qual segundo o fabricante é de  $11\mu\epsilon/^\circ\text{C}$ .

No que diz respeito aos extensómetros EC, e uma vez que estes fornecem directamente a deformação mecânica (por serem auto-compensados em relação à extensão térmica do betão), para se obter a extensão total é necessário adicionar à medição que é lida a deformação térmica do sensor, sendo esta de  $10\mu\epsilon/^\circ\text{C}$  segundo o fabricante.

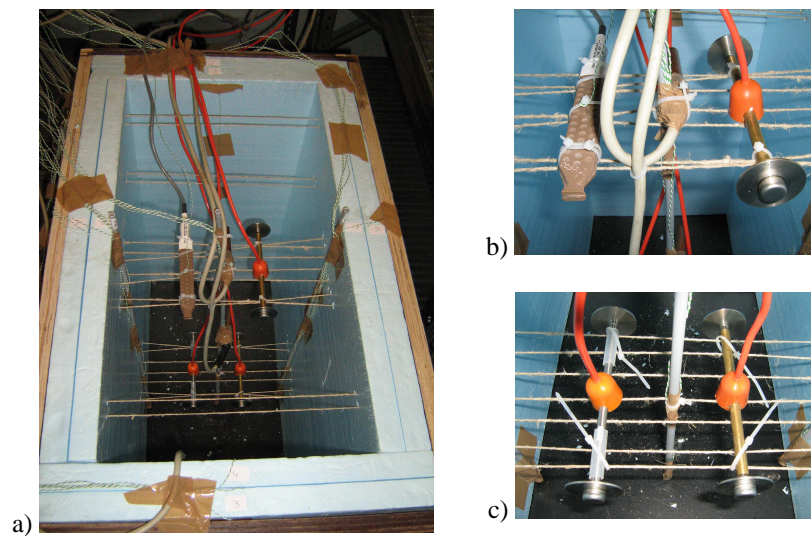


Figura 5.14 Ensaio laboratorial: a) isolamentos e sensores; b) extensómetros EC e CP no nível superior; c) extensómetros CM e CP no nível inferior

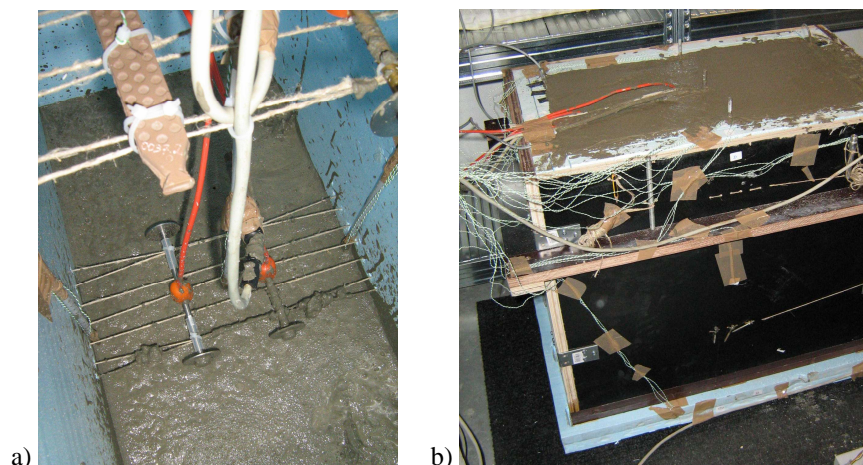


Figura 5.15 Ensaio laboratorial: a) betonagem; b) início da aquisição de dados

## 5.4.2 Resultados e discussão

### 5.4.2.1 Temperaturas

As temperaturas medidas na peça de betão pelos sensores de cordas vibrantes encontram-se representadas na Figura 5.16. Verifica-se que os sensores colocados no nível inferior (CM-I e CP-I) registam temperaturas mais elevadas do que os do nível superior (CP-S), pois correspondem a localizações termicamente mais isoladas: a temperatura máxima no nível inferior é de 64°C (às 17h) e no nível superior é de 55°C (às 11h). É também de realçar a perfeita coincidência dos registos de temperaturas obtidos nos dois sensores do nível inferior, posicionados simetricamente em relação ao plano B-B' da Figura 5.13.

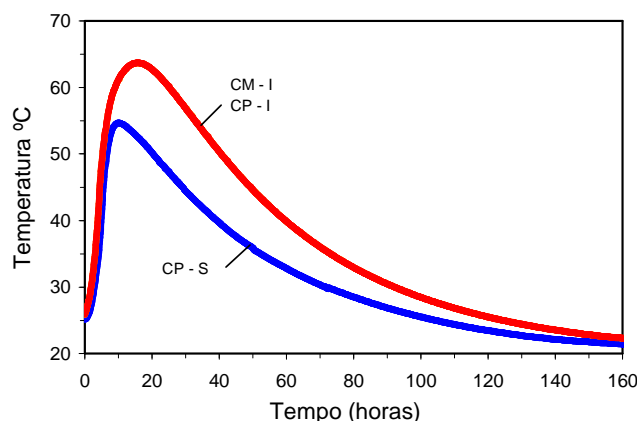


Figura 5.16 Temperaturas medidas nos sensores de cordas vibrantes

Na Figura 5.17 procede-se à representação dos registos de temperaturas obtidos nos termopares T ao longo dos alinhamentos laterais, enquanto que na Figura 5.18 é feita idêntica representação para o alinhamento central (ver localização dos sensores na Figura 5.13). É visível a influência do isolamento térmico colocado nas paredes laterais e no fundo da peça, promovendo temperaturas mais elevadas no núcleo até bastante próximo da base; como seria de esperar, as zonas mais próximas da superfície superior não isolada atingiram temperaturas inferiores. A visualização destas distribuições de temperaturas pode também ser efectuada na Figura 5.19, que reproduz os perfis de temperaturas nas zonas lateral e central medidos nos termopares às 16h.

Nas Figuras 5.17 e 5.18 constata-se ainda que o período de aquecimento se inicia logo depois da colocação do betão, durando cerca de 20h; segue-se-lhe um período de arrefecimento, sendo que ao fim de 160h a peça já está em equilíbrio térmico com o

ambiente da câmara climática. É de salientar a perfeita coerência de temperaturas medidas através dos termopares T instalados ao longo da altura nas duas fronteiras laterais (Figura 5.17).

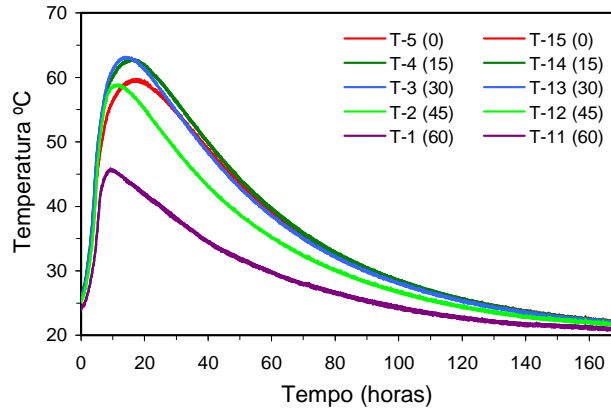


Figura 5.17 Temperaturas nos termopares T ao longo da altura, nas faces laterais (entre parêntesis distâncias à base, em cm)

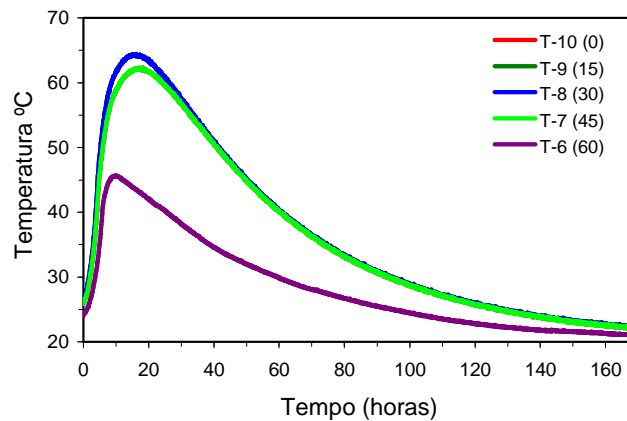


Figura 5.18 Temperaturas nos termopares T ao longo da altura, na zona central (entre parêntesis distâncias à base, em cm)

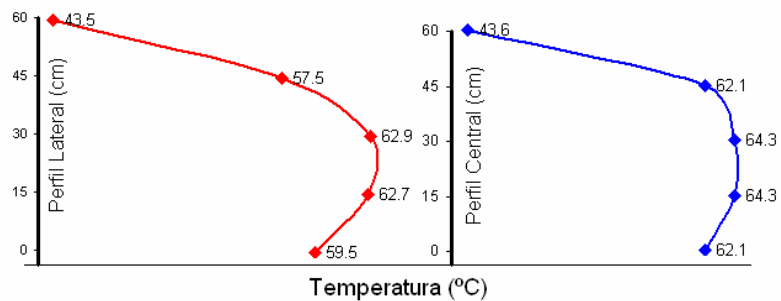


Figura 5.19 Perfis de temperaturas às 16h medidos nos termopares T ao longo da altura, nas zonas lateral e central

Outro aspecto merecedor de realce é o facto de nos locais onde se colocaram simultaneamente sensores T e PT os correspondentes registos de temperaturas

apresentarem uma elevada coerência (Figura 5.20), o que transmite confiança relativamente às leituras efectuadas pelos termopares T, apesar de serem de menor precisão e muito mais baixo custo do que os termómetros resistivos PT.

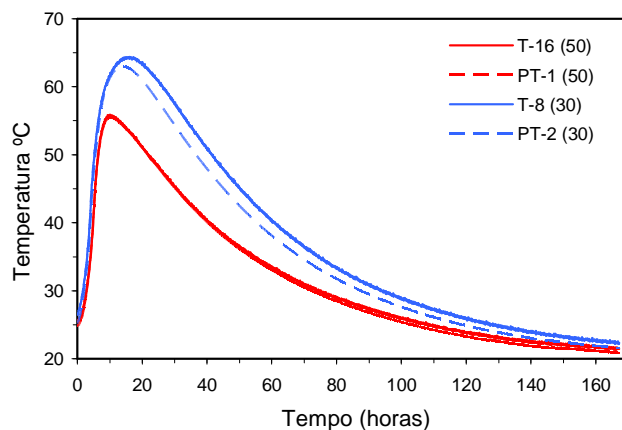


Figura 5.20 Comparação das temperaturas medidas nos sensores T e PT

#### 5.4.2.2 Extensões totais

No que concerne às deformações, na Figura 5.21 representam-se as extensões totais medidas nos vários sensores embebidos na peça: (i) no nível inferior os extensómetros de cordas vibrantes metálico (CM-I) e plástico (CP-I); (ii) no nível superior um extensómetro de cordas vibrantes plástico (CP-S) e um eléctrico de revestimento cerâmico (EC-S). Uma vez que as zonas que atingem temperaturas mais elevadas têm tendência para maiores expansões, eram de esperar extensões totais mais elevadas no nível inferior do que no nível superior.

No nível inferior os sensores registaram distintos valores máximos de extensões (ver Figura 5.21), o que se deve às seguintes razões: (i) a rigidez do CP-I é bastante inferior à do CM-I, pelo que a entrada em funcionamento daquele (por perfeita solidarização ao betão) ocorre antes deste; (ii) antes da solidarização ao betão o sensor CP-I apresenta uma sensibilidade à temperatura mais elevada do que o CM-I, registando portanto deformações térmicas mais elevadas na fase de aquecimento. No entanto, na fase de arrefecimento do betão, isto é, após as 20h de idade, ambos os extensómetros apresentam tendências de evolução idênticas. Observa-se assim que os dois tipos de sensores de cordas vibrantes são adequados para medição de extensões na fase de arrefecimento do betão, estágio em que este material, apresentando já uma razoável rigidez, garante solidarização perfeita a qualquer dos sensores.



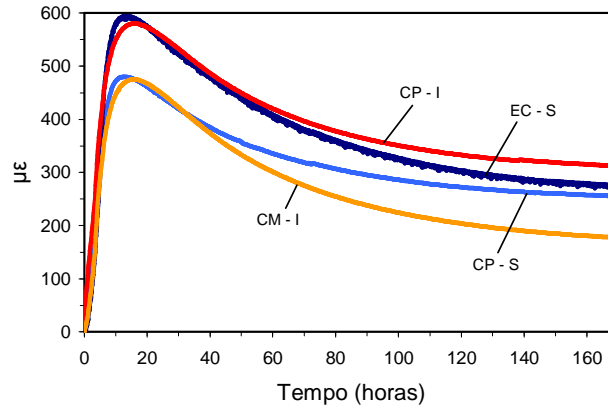


Figura 5.21 Extensões totais medidas no prisma de betão

Analisando agora as extensões no nível superior (ver Figura 5.21), as tendências de evolução registadas pelos sensores EC-S e CP-S no regime pós-pico apresentam-se diferentes. O facto de os sensores EC realizarem compensações automáticas das deformações de origem térmica, baseando-se para tal no coeficiente de dilatação térmica do betão endurecido, faz com que durante a fase de hidratação do cimento, em que há evolução daquela propriedade e em que ocorrem elevadas variações de temperatura, dificulta a correcta ‘descompensação’ da deformação térmica, a fim de se obter a extensão total. Assim, o facto de nos sensores EC as extensões totais dependerem de operações de descompensação (relativamente às medições directas dos sensores) que são complexas durante este estágio evolutivo do material, assinala a falta de vocação destes sensores para a monitorização de deformações nas primeiras idades do betão. Mesmo as deformações mecânicas registadas directamente pelos sensores EC não são isentas de erros apreciáveis, uma vez que o sensor é dimensionado para anular as deformações térmicas decorrentes do coeficiente de dilatação térmica típico do betão endurecido, e não de um material em maturação.

Já a compensação da temperatura que tem de ser efectuada ao sinal dos extensómetros de cordas vibrantes CM e CP depende somente das características da corda, sendo independente de qualquer característica física do betão. De facto, a correcção dos efeitos da temperatura na corda vibrante não levanta dúvidas e é realizada directamente, como se indicou no subcapítulo 5.3.2. Assim, devido à falta de confiança nas medições das deformações obtidas com base no extensómetro eléctrico EC, no texto que se segue optou-se por analisar apenas as extensões provenientes dos extensómetros de cordas vibrantes CM-I, CP-I e CP-S.

A problemática da solidarização dos extensómetros ao betão é fulcral no contexto da medição das deformações nas primeiras idades, sendo dependente da relação entre a rigidez do sensor e do betão ao qual está ligado. Naturalmente o sensor será capaz de reproduzir as deformações do betão quando a rigidez deste for suficientemente elevada para ambos se poderem considerar perfeitamente solidarizados. Tendo em conta que o sensor de cordas vibrantes plástico adere ao betão antes do metálico, poder-se-á definir o instante em que o sensor metálico se solidariza ao betão como aproximadamente aquele a partir do qual as respostas dos dois tipos de sensores de cordas vibrantes começam a exibir tendências de evolução iguais.

Focando agora a atenção nos resultados correspondentes às medições de extensões totais no nível inferior, na Figura 5.22 apresenta-se um detalhe, até às 4h de idade, das deformações medidas pelos extensómetros de cordas vibrantes CP-I e CM-I, sendo que o gráfico referente ao sensor plástico foi deslocado verticalmente até o respectivo pico coincidir com o relativo ao sensor metálico; representa-se igualmente a curva de evolução da temperatura no ponto em questão. Quanto ao sensor plástico, é notória uma mudança da tendência de evolução da curva das extensões totais cerca das 0.8h após a betonagem, sendo razoável considerar este o instante de solidarização do sensor ao betão. É também visível que a partir das 2.3h os dois sensores registam tendências de evolução das extensões totais semelhantes, o que significa que este é, aproximadamente, o instante em que ocorreu a solidarização do sensor metálico ao betão. No respeitante às variações de temperatura ( $\Delta T$ ) experimentadas pelos sensores entre o instante da betonagem e o início da solidarização verifica-se que: (i) o sensor plástico esteve sujeito a  $\Delta T=1.5^{\circ}\text{C}$ , a que corresponde uma deformação térmica livre da corda vibrante de cerca de  $66\mu\epsilon$ ; (ii) o sensor metálico experimentou um  $\Delta T=5.7^{\circ}\text{C}$ , correspondendo-lhe uma deformação térmica livre de  $27\mu\epsilon$ . Estes valores da sensibilidade à temperatura são meramente indicativos das diferenças entre os dois tipos de sensores de cordas vibrantes, uma vez que na fase de solidarização parcial ao betão os extensómetros não estão totalmente livres de se deformarem termicamente.

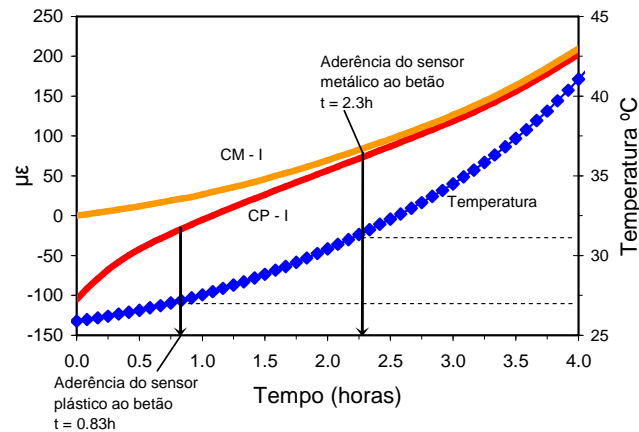


Figura 5.22 Instante de solidarização dos sensores de cordas vibrantes plástico e metálico

Uma vez determinado (de forma aproximada) o instante de solidarização ao betão do sensor de cordas vibrantes metálico, é possível corrigir o correspondente registo de extensões, deslocando-o verticalmente (no sentido descendente) por forma a anular as deformações anteriores à solidarização (ver Figura 5.23). O registo original do extensómetro CM-I pode assim ser considerado um majorante das verdadeiras extensões totais, sendo o gráfico corrigido o respectivo minorante. É importante assinalar que o majorante considerado pode ser erróneo se as extensões totais que ocorrem no período de pré-solidarização forem superiores ao registo da sensibilidade do sensor à temperatura. Mesmo assim, como durante a fase das muito primeiras idades as deformações do betão são de definição ambígua, é razoável considerar como um majorante das extensões totais para o nível inferior o sinal original do sensor CM-I. As reais extensões totais estarão no intervalo destas envolventes: o majorante sobrestima a deformação devido ao erro decorrente da sensibilidade do sensor à temperatura antes da perfeita solidarização; e o minorante não contempla as deformações do betão que ocorrem durante a fase de solidarização parcial ou incompleta.

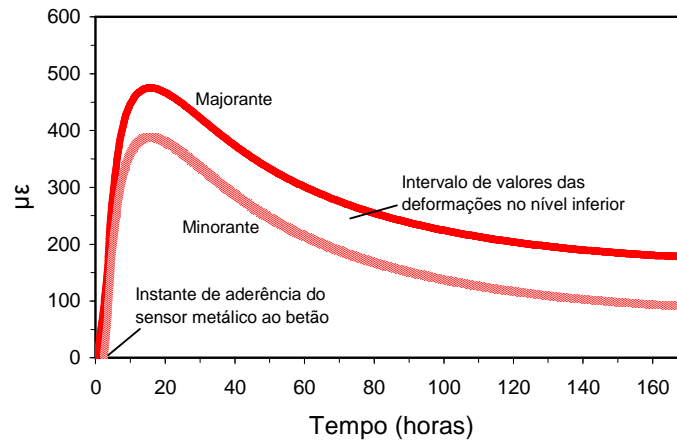


Figura 5.23 Respostas do sensor CM-I: majorante (gráfico original) versus minorante (após subtração do sinal até ao instante de solidarização ao betão)

A menor sensibilidade à temperatura demonstrada pelo sensor de cordas vibrantes metálico durante a fase anterior à solidarização total revela-se uma característica interessante (e importante) no contexto da medição de deformações nas primeiras idades do betão, mesmo aderindo mais tarde do que o extensómetro plástico. Este último revela-se, contudo, de grande utilidade para definição do instante de solidarização ao betão do sensor de cordas vibrantes metálico.

## 5.5 Modelação numérica do prisma de betão monitorizado nas primeiras idades

Proceder-se-á, seguidamente, à validação e calibração da metodologia termo-mecânica apresentada no subcapítulo 2.3 através da modelação numérica do prisma ensaiado em laboratório, comparando-se as respectivas previsões com as temperaturas e extensões obtidas na monitorização experimental.

### 5.5.1 Caracterização do modelo numérico

O prisma de betão ensaiado em laboratório foi discretizado em elementos finitos (EF) 3D, de acordo com a malha representada na Figura 5.24, na qual estão também assinaladas a dupla simetria considerada e as condições fronteira do modelo térmico. No que concerne à geometria do modelo foram tomadas as seguintes opções:

- A peça de betão e o isolamento em poliestireno foram explicitamente discretizados com EF e modelados de acordo com as correspondentes propriedades térmicas e mecânicas.

- Foi considerado um coeficiente de convecção-radiação de  $8 \text{ Wm}^{-2}\text{K}^{-1}$  para reproduzir o fluxo de calor em direcção ao ambiente, este último considerado na condição de “ar estagnado” (Jonasson 1994; Faria, Azenha et al. 2006). A radiação solar não foi considerada, uma vez que o ensaio decorreu no interior de uma câmara climática. A temperatura inicial do betão foi considerada de  $25^\circ\text{C}$ , tal como indicado pelas primeiras medições de temperatura.
- A cofragem de contraplacado foi reproduzida de duas formas distintas: (i) nas paredes laterais através de um coeficiente de convecção-radiação equivalente de  $4.2 \text{ Wm}^{-2}\text{K}^{-1}$ ; (ii) na base, uma vez que está interposta entre o betão e o poliestireno, foi discretizada em EF e modelada com as correspondentes propriedades térmicas.

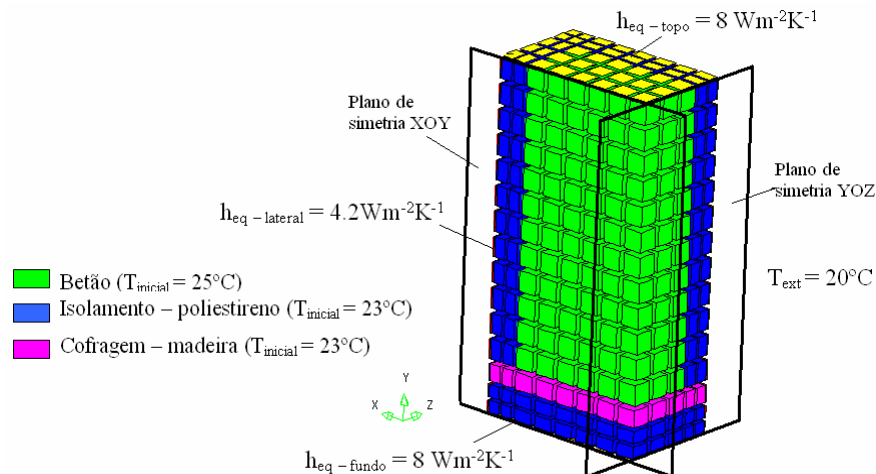


Figura 5.24 Prisma ensaiado: malha, simetrias e fronteiras térmicas

Para as condições fronteira do modelo mecânico foram consideradas as seguintes restrições de deslocamentos (ver Figura 5.24): (i) ao longo da direcção X no plano de simetria YOZ, (ii) ao longo da direcção Z no plano de simetria XOY e (iii) ao longo da direcção Y na base do prisma. Uma vez que não existe aderência mecânica relevante entre o betão e os materiais que o envolvem, as propriedades mecânicas do poliestireno e da madeira foram consideradas praticamente nulas.

Relativamente à modelação térmica da peça ensaiada, na Tabela 5.3 apresentam-se as propriedades térmicas consideradas para cada material. A lei de Arrhenius expressa na equação [2.2] foi determinada a partir de calorimetria isotérmica, cujos resultados foram já apresentados no subcapítulo 3.6.1.

Tabela 5.3 Propriedades térmicas dos materiais

	$k$ ( $\text{Wm}^{-1}\text{K}^{-1}$ )	$\rho c$ ( $\text{kJm}^{-3}\text{K}^{-1}$ )
Betão	2.6	2400
Poliestireno	0.035	28.4
Madeira	0.150	854.4

Para a caracterização mecânica do betão foram realizados ensaios à compressão às idades de 1 e 3 dias, que permitiram determinar a evolução do módulo de elasticidade e obter os parâmetros da lei de fluência (equação [2.11]), conforme referido no subcapítulo 4.3.1:  $\phi_1 = 0.6$ ,  $m = 0.15$  e  $n = 0.20$ , tendo-se adoptado para  $E_0$  valores 40% superiores ao módulo de elasticidade estático em cada idade de carregamento. Na definição da evolução do módulo de elasticidade do betão através da expressão [2.10] foram considerados  $E_c(28) = 39\text{GPa}$  e  $s = 0.2$ . A retracção autógena medida, e já apresentada na Figura 4.7, foi igualmente considerada no modelo.

O coeficiente de dilatação térmica  $\alpha_T$  do betão foi considerado com o valor constante de  $8 \times 10^{-6}$ , correspondendo a uma ponderação volumétrica dos coeficientes de dilatação térmica dos respectivos componentes (Khan, Cook et al. 1998; FIB 1999), tal como especificado na Tabela 5.4. No entanto, numa primeira análise considerou-se o valor típico correspondente ao betão endurecido  $\alpha_T = 10 \times 10^{-6}$ , tendo-se observado que os resultados numéricos não apresentavam coerência com os experimentais. Para o coeficiente de Poisson adoptou-se  $\nu = 0.20$ , constante ao longo da hidratação.

Tabela 5.4 Coeficientes de dilatação térmica dos constituintes do betão

Constituintes do betão	Proporção em volume (%)	$\alpha_T$
Brita calcária	55.5	$6.5 \times 10^{-6}$
Areia de agregado reciclado	14.2	$10 \times 10^{-6}$
Areia natural	13.9	$12 \times 10^{-6}$
Cimento	16.4	$10 \times 10^{-6}$

Para a análise térmica a malha da Figura 5.24 é formada por EF de 8 nós com integração de Lobatto  $2 \times 2 \times 2$ , enquanto que para a análise mecânica foram utilizados EF de 20 nós com integração em  $3 \times 3 \times 3$  pontos de Gauss (os dois tipos de EF têm nós de canto coincidentes). A análise termo-mecânica foi realizada até à idade de 7 dias, com um incremento de tempo constante de 0.25h.

## 5.5.2 Comparação dos resultados do modelo numérico com os experimentais

### 5.5.2.1 Temperaturas

As temperaturas resultantes da análise térmica vão ser comparadas com as correspondentes medições experimentais apresentadas no subcapítulo 5.4.2.1. De forma a visualizar a evolução das temperaturas no interior da peça de betão, na Figura 5.25 apresentam-se os mapas de distribuição de temperaturas para vários instantes ao longo da análise. De acordo com o que era esperado, e tal como registado pelos sensores (rever Figuras 5.16, 5.18 e 5.19), observam-se temperaturas mais elevadas no núcleo e na base da peça, devido ao efeito de isolamento, apresentando-se mais fria a superfície superior do betão em contacto com o ambiente; o período de aquecimento dura cerca de 0.676 dias, seguindo-se-lhe o período de arrefecimento, sendo que a partir dos 4 dias de idade o equilíbrio térmico com o meio ambiente está praticamente atingido.

No que diz respeito às temperaturas nas posições em que foram colocados extensómetros, a Figura 5.26 apresenta a comparação dos registos experimentais com os obtidos ao longo do tempo na análise numérica. Pode verificar-se que existe uma elevada coerência entre ambos os tipos de registos, para o que contribui o facto de se tratar de uma zona interna da peça, onde a influência das condições fronteira térmicas é minimizada. No que diz respeito aos perfis das temperaturas medidas ao longo da altura da peça (ver Figuras 5.16 e 5.18), nas Figuras 5.27 e 5.28 apresentam-se os resultados experimentais e numéricos para as faces laterais e para a zona central (respectivamente): as tendências das curvas numéricas são bastante coerentes com as experimentais, existindo algumas diferenças nas temperaturas de pico. As temperaturas medidas foram superiores às numéricas em praticamente todos os pontos, embora com desvios dentro do limite de erro considerado aceitável para este tipo de problemas.

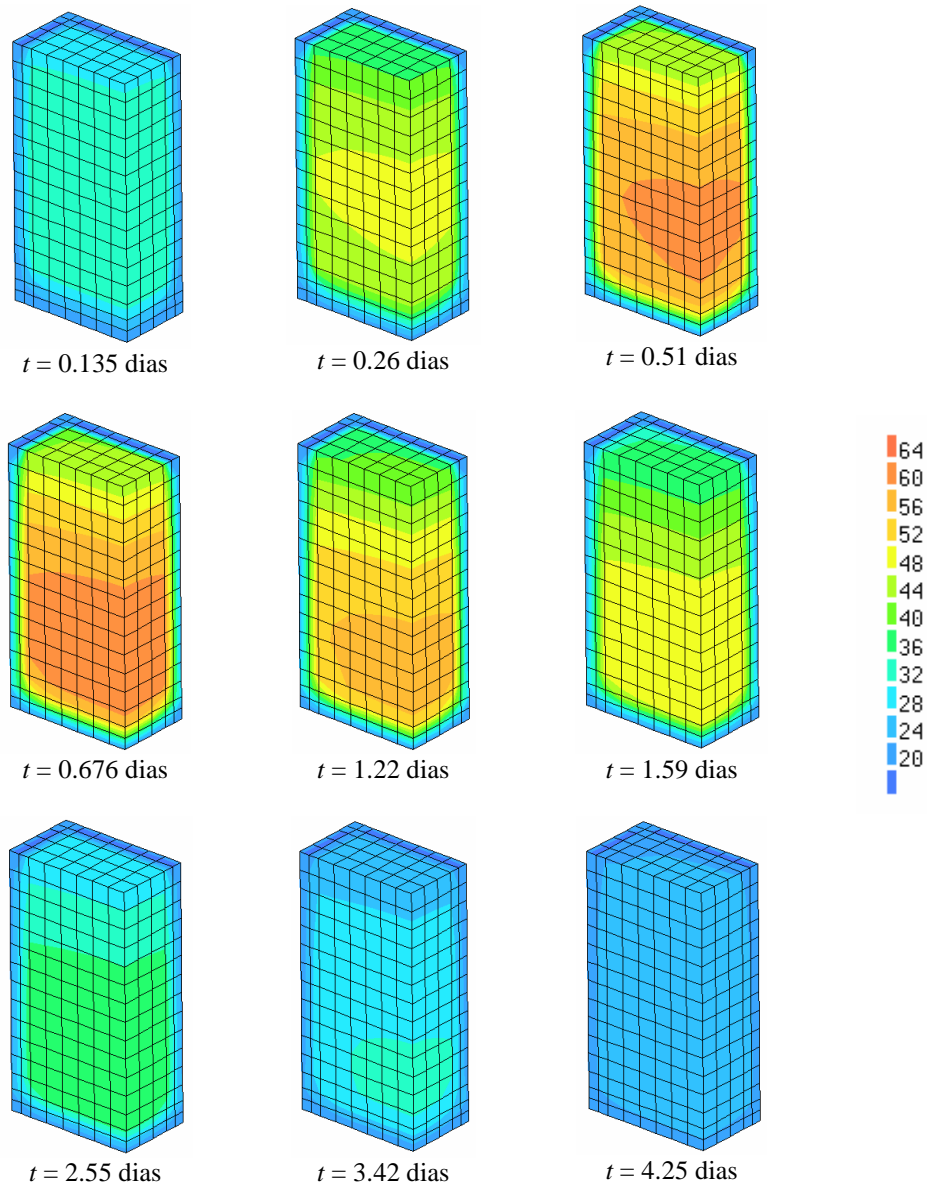


Figura 5.25 Evolução das temperaturas no prisma de betão (°C)

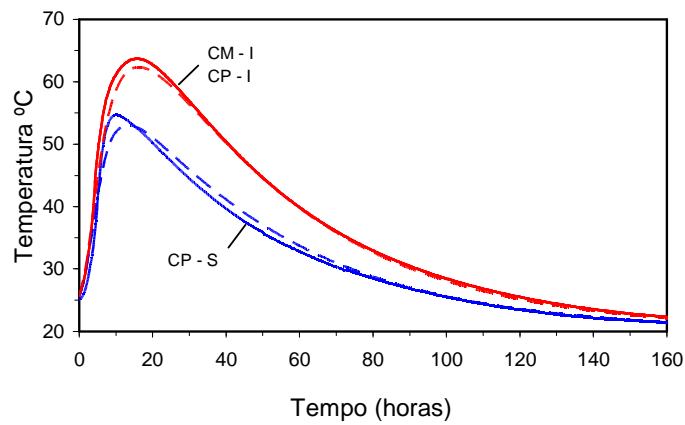


Figura 5.26 Temperaturas nas posições dos extensómetros: experimentais (cheio) e numéricas (tracejado)



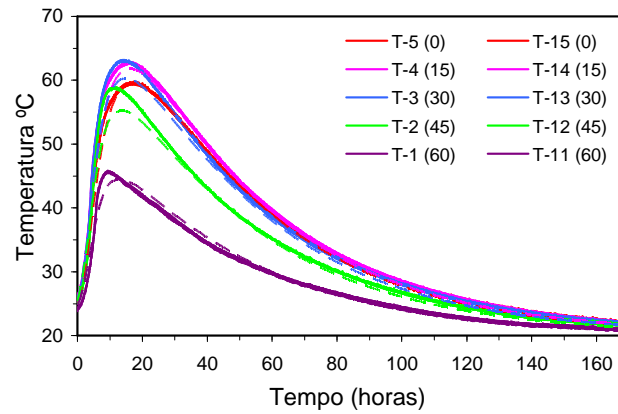


Figura 5.27 Temperaturas ao longo da altura do prisma, nas faces laterais: experimentais (cheio) e numéricas (tracejado)

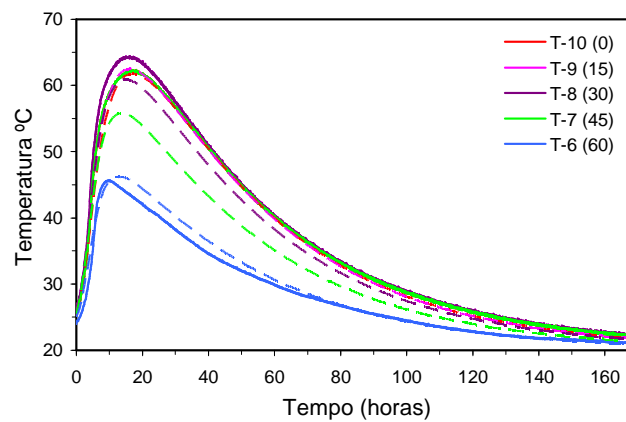


Figura 5.28 Temperaturas ao longo da altura do prisma na zona central: experimentais (cheio) e numéricas (tracejado)

A fim de verificar a adequabilidade das condições fronteira assumidas na modelação numérica do problema térmico, apresentam-se igualmente os registos de temperaturas numéricas e experimentais relativos às interfaces das paredes laterais (Figura 5.29) e da base (Figura 5.30). Em ambas as figuras observa-se muito boa correspondência entre os resultados numéricos e experimentais, o que sanciona as hipóteses assumidas na simulação.

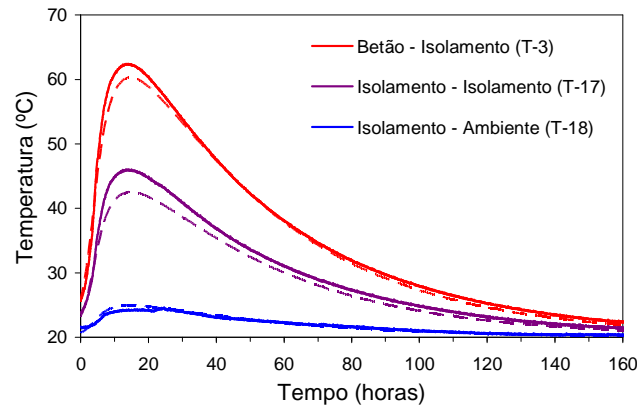


Figura 5.29 Temperaturas nas fronteiras das paredes laterais: experimentais (cheio) e numéricas (tracejado)

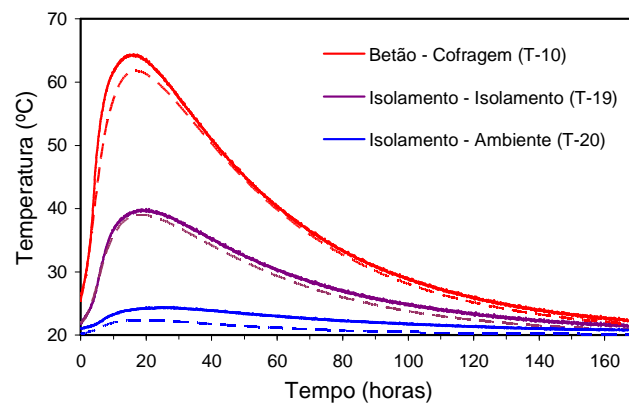


Figura 5.30 Temperaturas nas fronteiras da base: experimentais (cheio) e numéricas (tracejado)

### 5.5.2.2 Extensões totais

No que diz respeito ao problema mecânico, e similarmente à estratégia adoptada para o problema térmico, as extensões totais previstas na simulação numérica são comparadas com as medidas experimentalmente nos sensores. Na Figura 5.31 apresenta-se a evolução da distribuição de extensões totais  $\epsilon_x$  no betão segundo a direcção X, para vários instantes ao longo da análise numérica. É interessante constatar o diferencial de deformações que se instala entre as zonas inferior e superior da peça, em correspondência com os dois planos de localização dos extensómetros, que já tinha sido identificado na interpretação dos resultados experimentais apresentada no subcapítulo 5.4.2.2. No que diz respeito às tensões de tracção previstas numericamente os resultados mantiveram-se sempre abaixo dos 0.5MPa, indicando um diminuto risco de fissuração, o que é consistente com as medições dos extensómetros, que não apresentam descontinuidades denunciadoras da ocorrência de fendas.

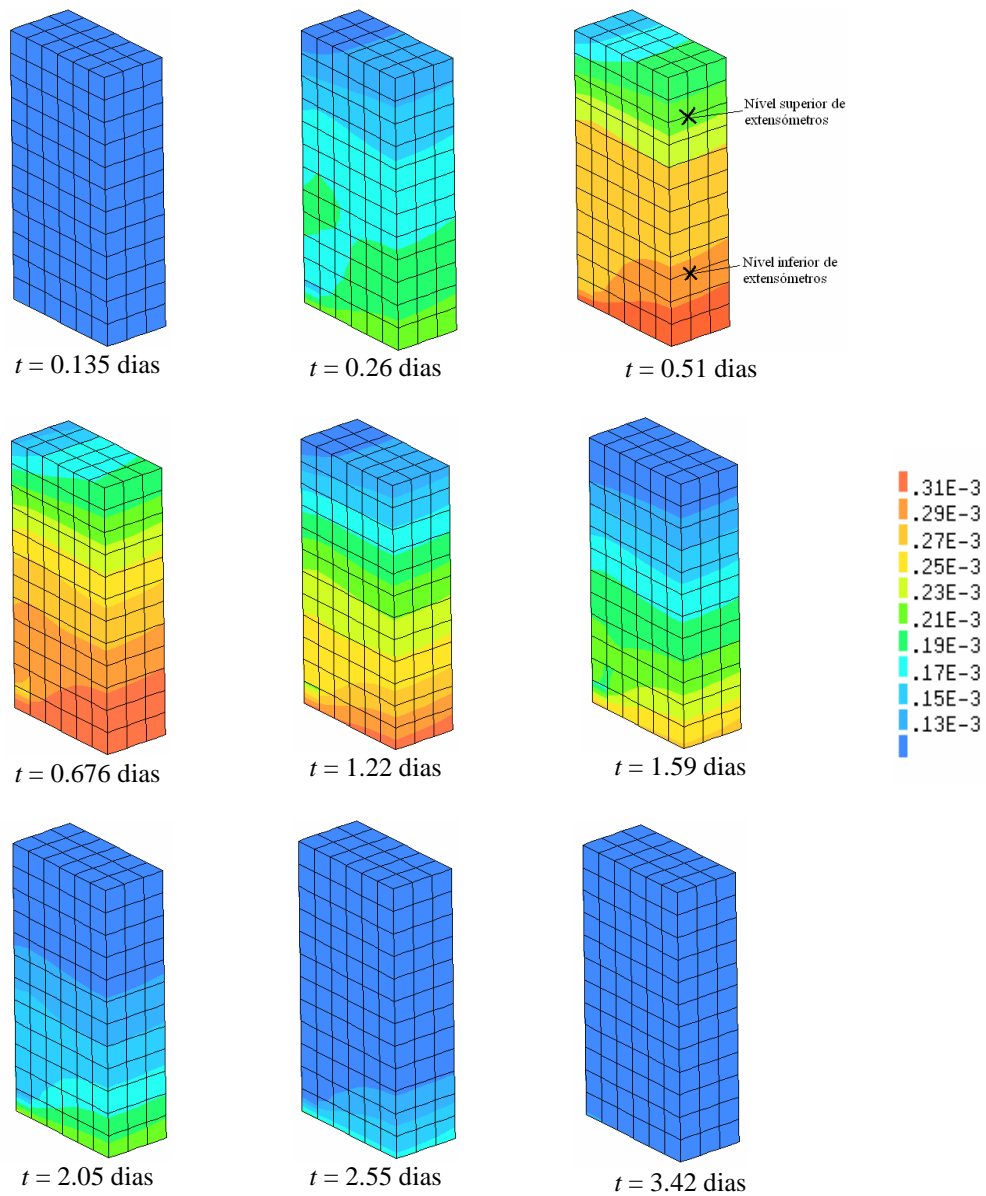


Figura 5.31 Evolução das extensões totais  $\epsilon_x$  no prisma de betão

Procedendo à interpretação conjunta da Figura 5.25 (evolução das distribuições de temperaturas) e da Figura 5.31 (evolução das distribuições das extensões totais  $\epsilon_x$ ), conclui-se que as zonas que atingem temperaturas mais elevadas são igualmente as que atingem maiores extensões totais. Na Figura 5.32 representa-se a configuração deformada do prisma de betão para o instante de temperatura e deformação máximas ( $t = 0.676$  dias), sendo perfeitamente observável o diferencial de extensões totais assinalado entre as zonas inferiores e superiores da peça.

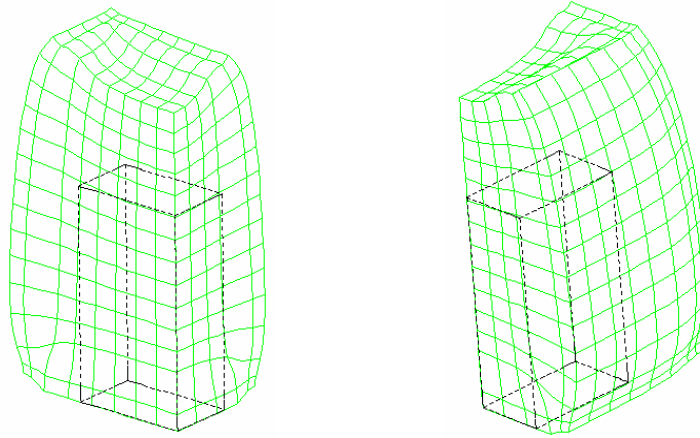


Figura 5.32 Deformada do prisma para  $t = 0.676$  dias

Como já referido, primeiramente foi realizada uma análise com  $\alpha_T = 10 \times 10^{-6}$ , por ser o valor do coeficiente de dilatação térmica típico do betão endurecido. De forma a determinar a influência deste coeficiente nos resultados numéricos, na Figura 5.33 e na Figura 5.34 apresentam-se comparações das extensões totais  $\epsilon_x$  nos extensómetros de cordas vibrantes dos níveis superior e inferior, obtidas por medição experimental ou através do modelo numérico, e considerando  $\alpha_T = 10 \times 10^{-6}$  e  $\alpha_T = 8 \times 10^{-6}$ . Embora se observem importantes discrepâncias nos valores das extensões totais, no que toca ao comportamento pós-pico é notória a maior coerência das tendências de evolução dos resultados numéricos relativamente aos experimentais quando se considera  $\alpha_T = 8 \times 10^{-6}$ .

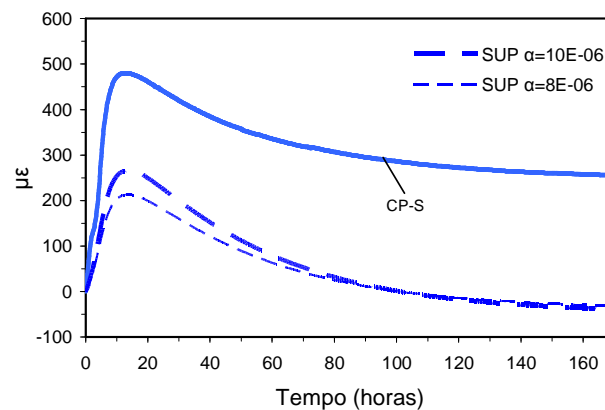


Figura 5.33 Extensões totais  $\epsilon_x$  no extensómetro de cordas vibrantes do nível superior: resultados experimentais e numéricos com  $\alpha_T = 10 \times 10^{-6}$  e  $\alpha_T = 8 \times 10^{-6}$

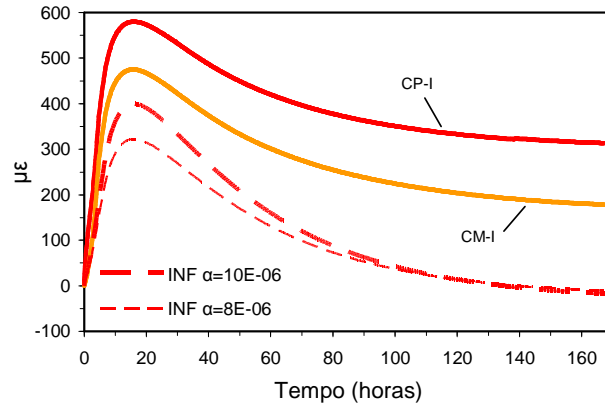


Figura 5.34 Extensões totais  $\epsilon_x$  nos extensómetros do nível inferior: resultados experimentais e numéricos com  $\alpha_T = 10 \times 10^{-6}$  e  $\alpha_T = 8 \times 10^{-6}$

Considerando  $\alpha_T = 8 \times 10^{-6}$ , na Figura 5.35 podem observar-se as evoluções das extensões totais medidas experimentalmente e as obtidas através do modelo numérico, para os níveis superior e inferior de colocação dos extensómetros. Uma vez que a modelação térmica com  $\alpha_T = 8 \times 10^{-6}$  já foi qualitativamente validada, as discrepâncias que se observam nos valores de pico das extensões numéricas em relação às experimentais devem-se exclusivamente a deficiências do modelo mecânico ou do tratamento e interpretação dos resultados de monitorização.

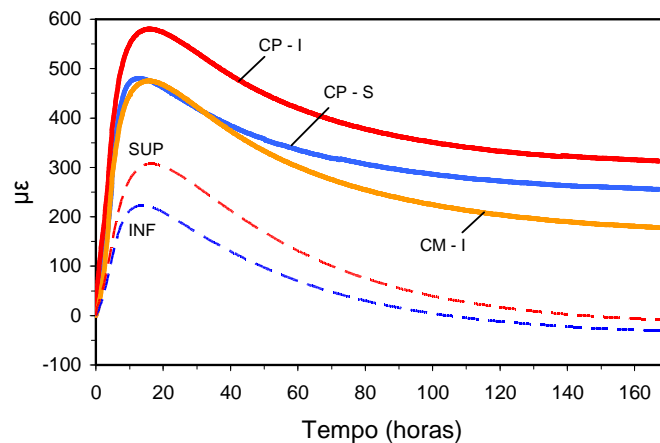


Figura 5.35 Evolução das extensões totais  $\epsilon_x$ : resultados experimentais (cheio) e numéricos (tracejado)

No entanto, e como já referido, os registos obtidos directamente das medições dos sensores de cordas vibrantes são majorantes das reais extensões totais, uma vez que apresentam sensibilidade à temperatura na fase prévia à solidarização ao betão. Efectuando a correcção vertical dos registos dos sensores de cordas vibrantes do nível inferior, descrita a propósito das Figuras 5.22 e 5.23 apresenta-se na Figura 5.36 o intervalo de valores expectável para as reais extensões totais, e o correspondente registo

determinado numericamente: observa-se que o pico da curva numérica está bastante abaixo do referido intervalo, embora a sua tendência de evolução seja bastante concordante com as dos registos experimentais.

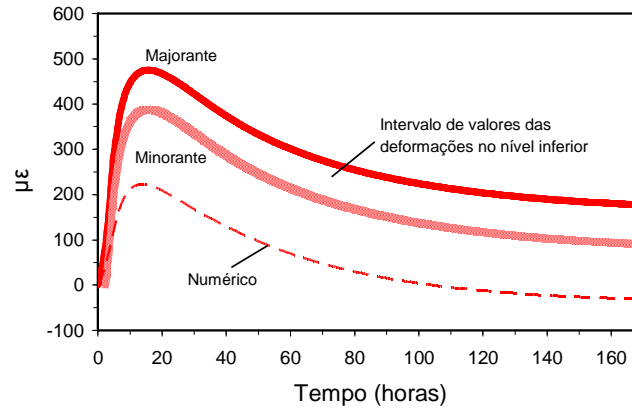


Figura 5.36 Extensões totais  $\varepsilon_x$  nos sensores de cordas vibrantes do nível inferior

Para melhor interpretar estas tendências, os registos dos sensores de cordas vibrantes foram deslocados verticalmente, de modo a que respectivos picos passassem a coincidir com os dos registos determinados numericamente, como se pode verificar na Figura 5.37 para o nível superior de extensómetros, e na Figura 5.38 para o nível inferior. Desta forma, e dentro das margens de erro consideradas aceitáveis para este tipo de problemas, pode afirmar-se que na fase pós-pico o modelo numérico fornece previsões bastante coerentes com os resultados experimentais corrigidos.

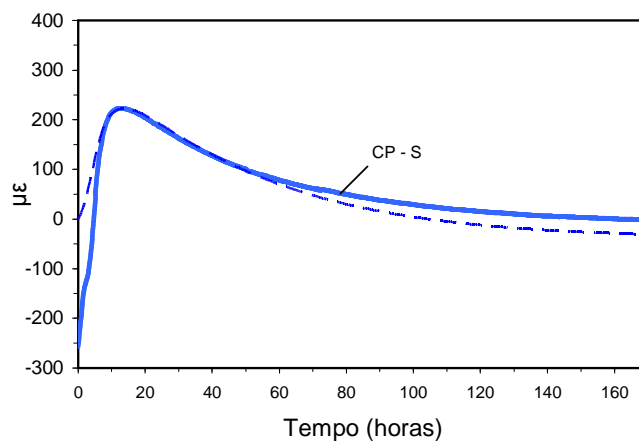


Figura 5.37 Extensões totais  $\varepsilon_x$  no nível superior: resultados experimentais corrigidos verticalmente (cheio) e numéricos (tracejado)

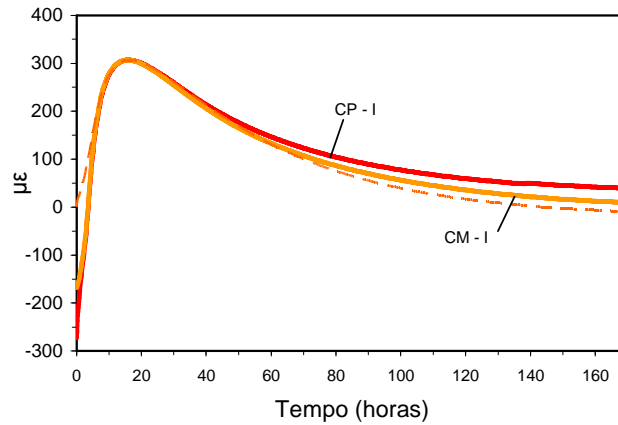


Figura 5.38 Extensões totais  $\epsilon_x$  no nível inferior: resultados experimentais corrigidos verticalmente (cheio) e numéricos (tracejado)

Entre as razões que poderão explicar as diferenças nas deformações de pico fornecidas pelo modelo numérico relativamente às observadas nos sensores, a mais importante reside no facto de o coeficiente de dilatação térmica do betão ser variável ao longo do processo de hidratação do cimento, contrariamente ao assumido na presente modelação, tratando-se de uma propriedade de determinação experimental muito complexa. Na Figura 5.39 apresentam-se as evoluções experimentais de  $\alpha_T$  com a idade equivalente do betão, reportados em Prato 1999; Bjontegaard e Sellevold 2001 e Viviani, Glisic et al. 2007: a disparidade dos resultados é assinalável, resultante não só de diferenças nos betões ensaiados, mas sobretudo nos métodos utilizados para medição do coeficiente de dilatação térmica, que ainda não reúnem consenso no meio científico. Desta figura ressalta que nas primeiras 5h (estádio de desenvolvimento do betão em que a fase líquida tem grande relevância)  $\alpha_T$  assume valores em torno de  $20 \times 10^{-6}$  ou superiores (Viviani, Glisic et al. 2007), decrescendo para menos de metade à medida que o betão vai endurecendo (relevância crescente da fase sólida).

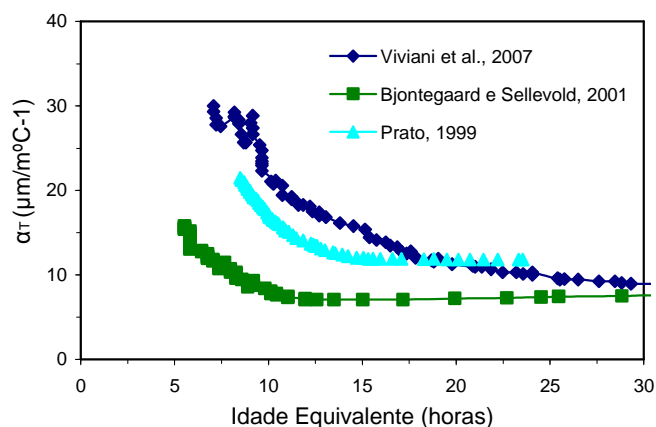


Figura 5.39 Evolução de  $\alpha_T$  no betão durante a hidratação do cimento

A fim de avaliar a influência nas extensões totais da redução do coeficiente de dilatação térmica do betão nas primeiras horas, foi realizada uma nova análise numérica utilizando a evolução de Bjontegaard e Sellevold 2001 reproduzida na Figura 5.39, tendo sido escolhida por apresentar um  $\alpha_T$  final mais próximo do que foi considerado inicialmente como válido (de  $8 \times 10^{-6}$ ). Desta forma, o coeficiente de dilatação térmica foi contabilizado no modelo como uma propriedade evolutiva, em função da idade equivalente do betão. Os resultados desta simulação numérica, em termos das extensões totais  $\epsilon_x$  nos sensores do nível inferior do prisma, encontram-se representados na Figura 5.40. Constatam-se que as previsões do modelo numérico são agora consideravelmente mais coerentes com os registos experimentais (sem qualquer correcção de ordenadas), tanto na fase de aquecimento como na de arrefecimento, e sobretudo que os valores das extensões totais  $\epsilon_x$  resultantes da modelação se situam agora no intervalo de valores expectáveis face às medições dos sensores de cordas vibrantes.

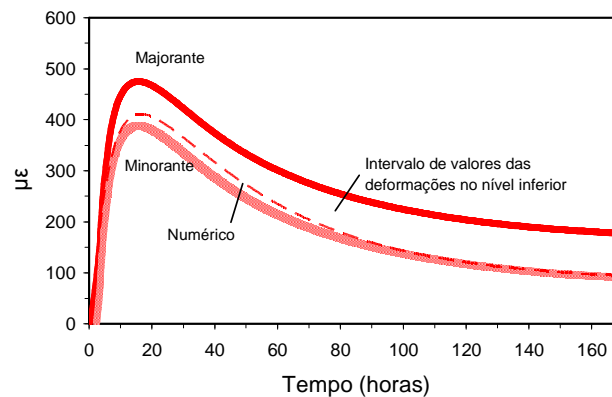


Figura 5.40 Extensões totais  $\epsilon_x$  no nível inferior: resultados experimentais (cheio) e numéricos com evolução de  $\alpha_T$  (tracejado)

Salienta-se, assim, a importância de a modelação numérica incluir explicitamente a redução do coeficiente de dilatação térmica do betão durante as primeiras horas de hidratação do cimento, o que requer igualmente a implementação de um ensaio adequado para caracterização experimental desta propriedade, muito relevante conforme demonstrado.



## **6 APLICAÇÃO: MONITORIZAÇÃO E SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE UMA VIGA PRÉ-FABRICADA**

### **6.1 Introdução**

A indústria da pré-fabricação utiliza betões de alto desempenho para o fabrico de elementos estruturais, e muitas vezes recorre a curas térmicas de vapor de forma a acelerar o desenvolvimento das propriedades mecânicas daquele material, com o objectivo de antecipar a descofragem, e assim atingir uma maior produtividade. Deste modo, devido aos gradientes térmicos resultantes tanto da hidratação do cimento como das temperaturas externas importas, os elementos pré-fabricadas podem se tornar bastante vulneráveis à fissuração nas idades jovens.

A partir dos resultados decorrentes do ensaio experimental apresentado no capítulo anterior foi possível concluir acerca da melhor metodologia a adoptar na monitorização ‘in situ’ de estruturas ou elementos reais. Assim, e com o objectivo de avaliar o potencial do modelo numérico para previsão do comportamento de estruturas de betão nas primeiras idades, procedeu-se à instrumentação de uma viga pré-fabricada, pré-esforçada por pré-tensão, ao longo do seu processo de fabrico. Realizaram-se medições de temperaturas e de extensões em vários pontos da peça desde os primeiros

instantes após a betonagem, acompanhando igualmente os processos de descofragem e corte dos cordões de pré-tensão.

Quanto à medição de temperaturas usaram-se termopares tipo K e detectores de temperatura resistivos de platina (PT100). Ainda no que diz respeito à medição de temperaturas no betão, e para além dos sensores de cordas vibrantes que também medem temperaturas, utilizou-se um sensor de infravermelhos para registar temperaturas superficiais na viga após a fase de descofragem.

No que concerne à medição de extensões foram utilizados maioritariamente sensores de cordas vibrantes de revestimento metálico, e alguns de revestimento plástico, com o objectivo de determinar o instante de solidarização dos sensores ao betão. No entanto os extensómetros de cordas vibrantes plásticos são muito frágeis, e apesar de o seu uso ter sido bem sucedido no ensaio laboratorial descrito no Capítulo 5, têm sido observadas avarias na sua utilização em monitorizações de obras reais (Tyler 1968). Apesar de na presente aplicação o autor estar ciente da possibilidade destes sensores não resistirem à betonagem e vibração, decidiu-se ensaiar a sua utilização. Da mesma forma que no Capítulo 5, as deformações que se pretenderam medir no betão correspondem às extensões totais do betão.

Aliado ao trabalho de monitorização foi realizada a modelação numérica termo-mecânica da viga, para a qual foi essencial a caracterização experimental das propriedades térmicas e mecânicas do betão, já apresentadas nos subcapítulos 3.6.2 e 4.3.2, respectivamente. O modelo numérico utilizado permite determinar as tensões instaladas na peça durante as fases de aquecimento e arrefecimento inerentes à hidratação do cimento, bem como em resultado da aplicação do pré-esforço. Com o objectivo de avaliar as capacidades de previsão do modelo termo-mecânico, as temperaturas e extensões medidas serão comparadas com as obtidas por via numérica. É importante salientar que o objectivo principal da presente aplicação é a determinação das tensões de tracção no betão, e respectiva comparação com a resistência mecânica correspondente, a fim de avaliar o risco de fissuração da viga pré-fabricada nas primeiras idades.

É importante salientar que a viga instrumentada não foi sujeita a qualquer técnica adicional de cura, para além das condições de ambiente natural. No entanto, a prática habitual de fabrico destas peças é recorrer à cura térmica de vapor durante as primeiras três horas após a betonagem. Por este motivo, será também efectuada uma simulação numérica da mesma viga quando sujeita à cura térmica de vapor tipicamente

usada nesta fábrica, cujas temperaturas impostas foram monitorizadas. São igualmente tecidas conclusões acerca da propensão para o aumento do risco de fissuração do betão quando a referida cura térmica de vapor é utilizada.

Finalmente é realizado um estudo paramétrico simulando numericamente vários tipos de regimes de cura térmica aplicados à viga em estudo, de forma a determinar as suas consequências no risco de fissuração do betão.

## 6.2 Descrição da viga instrumentada

### 6.2.1 Geometria e pré-esforço

A peça de betão instrumentada é uma viga pré-fabricada e pré-esforçada por pré-tensão, de secção em I de largura variável com 15.7m de comprimento e 1.5m de altura (ver Figura 6.1). Trata-se de um elemento estrutural fabricado em série, para realização da cobertura de um pavilhão industrial. Estas vigas apresentam normalmente ambas as extremidades em cachorro, para posteriormente serem realizados os apoios nos pilares. No entanto, como mostra o alçado da Figura 6.1, a viga instrumentada tem somente um cachorro (o extremo A) uma vez que o extremo B será apoiado num muro de suporte. Assim a viga não é perfeitamente simétrica em relação ao meio vão, apesar de o símbolo e a condição de simetria serem utilizados para facilitar a representação e a análise da peça. Na Figura 6.2 apresenta-se a fotografia da viga em estudo.

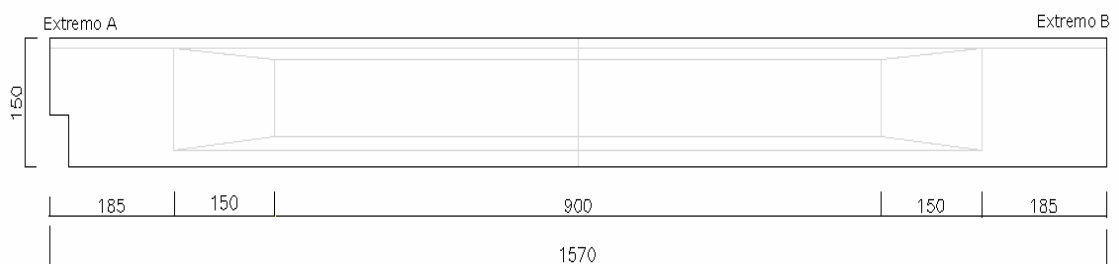


Figura 6.1 Alçado da viga pré-fabricada instrumentada (dimensões em cm)



Figura 6.2 Viga pré-fabricada de secção I com largura variável

De uma forma mais pormenorizada, as características geométricas da viga são apresentadas no alçado da Figura 6.3, e nos cortes transversais das zonas maciça e aligeirada da Figura 6.4.

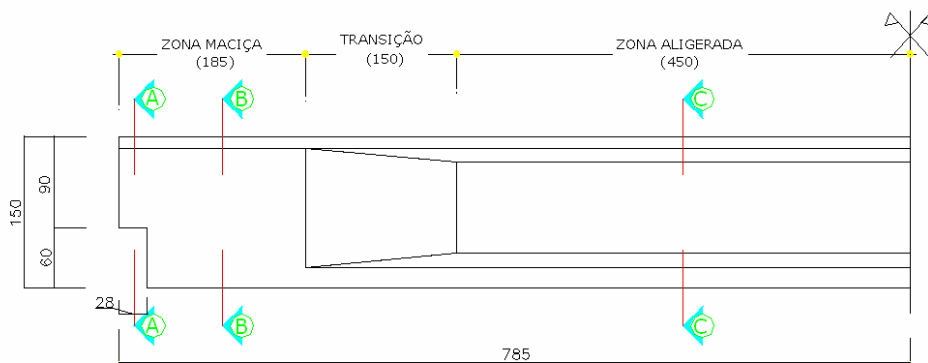


Figura 6.3 Alçado da viga pré-fabricada (dimensões em cm, sem escala)

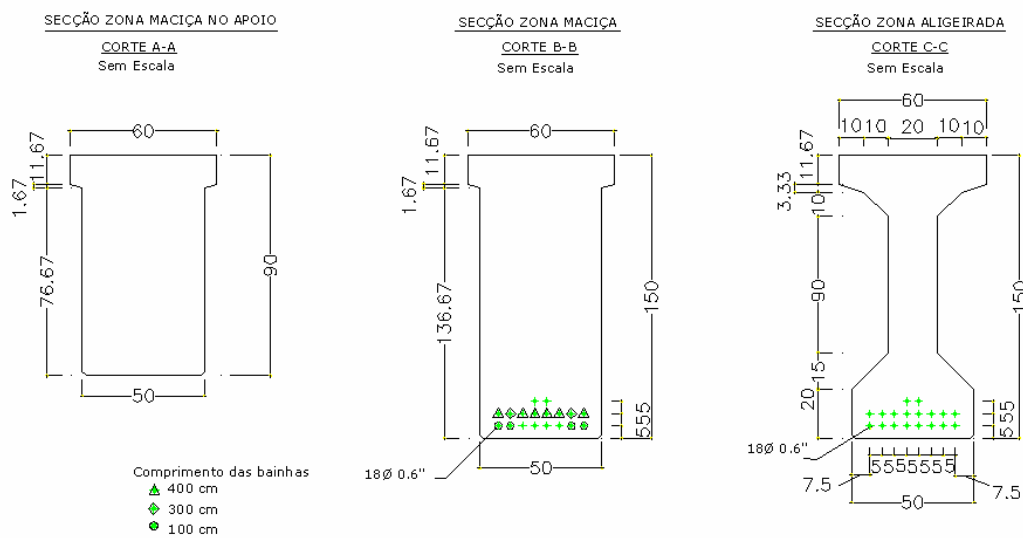


Figura 6.4 Secções transversais da viga pré-fabricada (dimensões em cm)

No que diz respeito ao pré-esforço por pré-tensão, os cordões têm nas extremidades embainhamentos com tubos de plástico de diferentes comprimentos, para eliminação da aderência ao betão (ver Figura 6.5a)). A ilustração dos cordões tensionados, com uma força instalada de 195.7KN/cordão, é efectuada na Figura 6.5b).

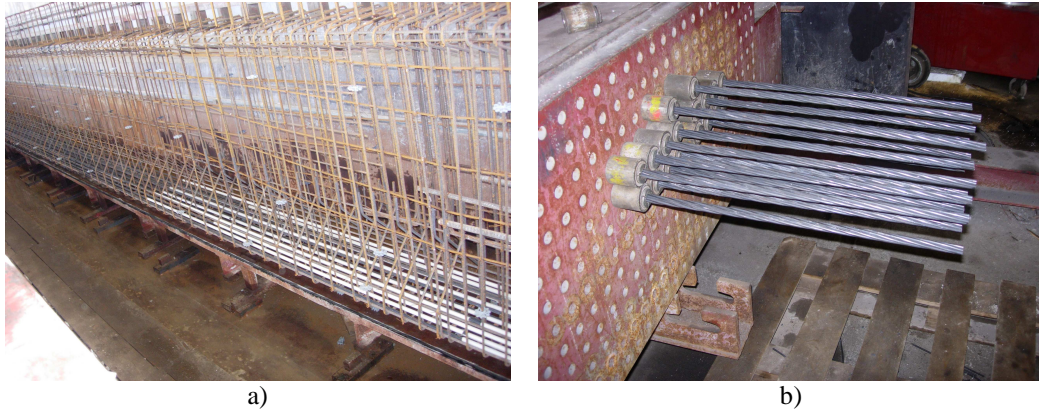


Figura 6.5 a) Embainhamento dos cordões de pré-esforço com tubos plásticos de diferentes comprimentos; b) Cordões de pré-esforço tensionados antes da betonagem

## 6.2.2 Instrumentação

Foram escolhidas duas secções a instrumentar, uma na zona maciça SECM1 e outra na zona aligeirada SECM2, cuja localização se esquematiza na Figura 6.6. A motivação que levou a esta escolha foi a tentativa de abranger zonas em que serão atingidas temperaturas mais elevadas (zona maciça) e mais baixas (zona aligeirada).

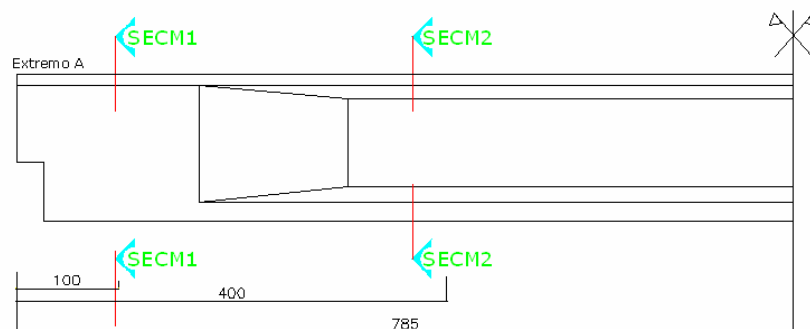


Figura 6.6 Esquema de localização das duas secções de monitorização de temperaturas e extensões (dimensões em cm, sem escala)

Os sensores de temperatura e os extensómetros foram dispostos ao longo da altura e da largura das secções de acordo com a Figura 6.7: na SECM1 foram colocados 8 termopares (T1 - T8), 5 PT100 (PT1 - PT5), 3 extensómetros de cordas vibrantes metálicos (CM1 - CM3) e um plástico (CP1); na SECM2 foram dispostos 1 PT100

(PT7), 4 extensómetros de cordas vibrantes metálicos (CM4 – CM6 e CM9) e um plástico (CP2); para caracterização da temperatura ambiente utilizou-se um PT100 (PT6) e um termopar (T9).

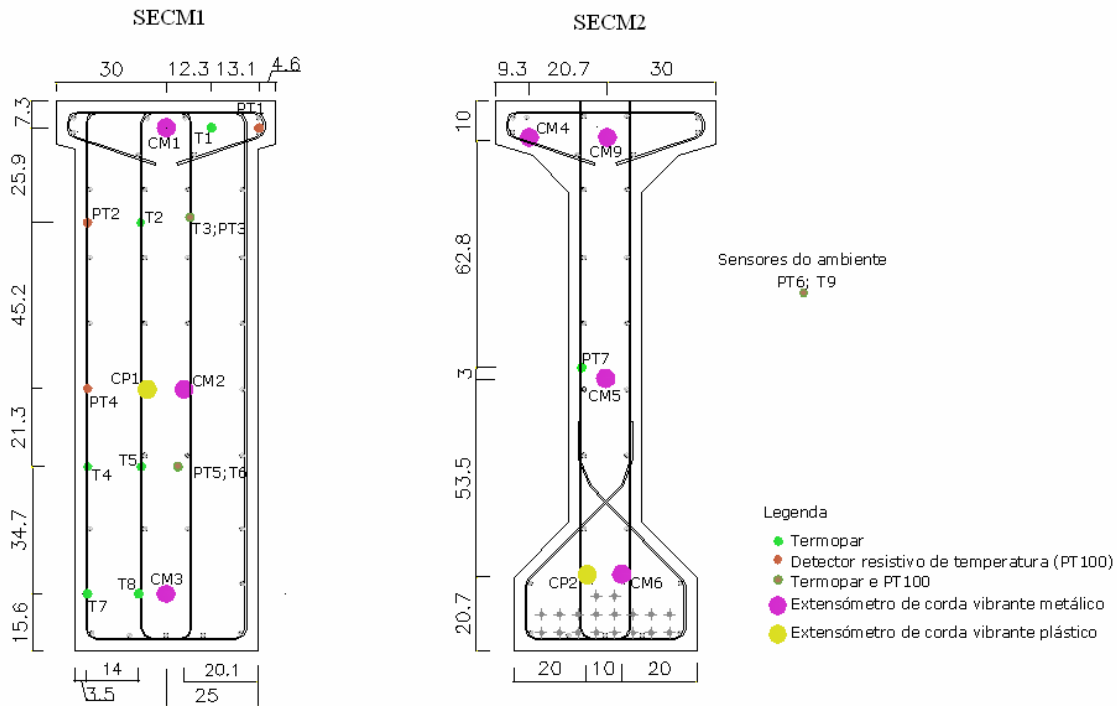


Figura 6.7 Localização dos sensores nas duas secções de monitorização

Apresentam-se de seguida, em registo fotográfico, alguns dos sensores colocados no esqueleto de armadura da viga, anteriormente à betonagem. Assim, a Figura 6.8 possibilita uma visão global da armadura da viga, com as duas secções de monitorização assinaladas. De uma forma mais pormenorizada, nas Figuras 6.9 e 6.10 mostram-se os extensómetros e alguns termómetros colocados na SECM1 e na SECM2, respectivamente. Finalmente, na Figura 6.11a) podem-se observar os dois termómetros para monitorização da temperatura ambiente, fixados às armaduras localizadas na parte superior da viga que não fica betonada, e na Figura 6.11b) ilustra-se a medição da temperatura na superfície da viga com o termómetro de infravermelhos.



Figura 6.8 Secções de monitorização da viga pré-fabricada

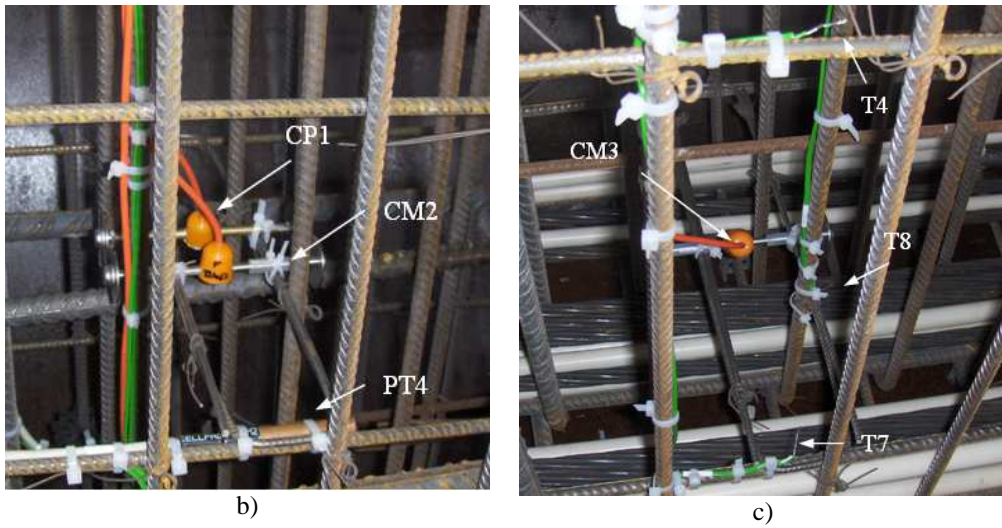


Figura 6.9 Sensores da secção de monitorização SECM1

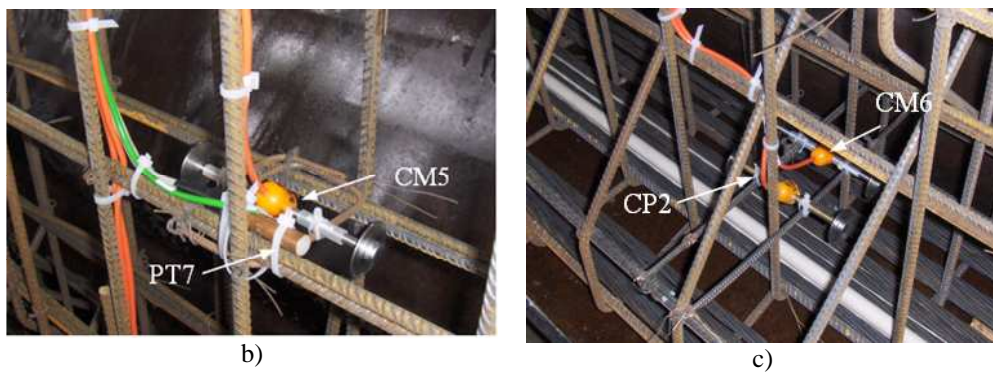


Figura 6.10 Sensores da secção de monitorização SECM2

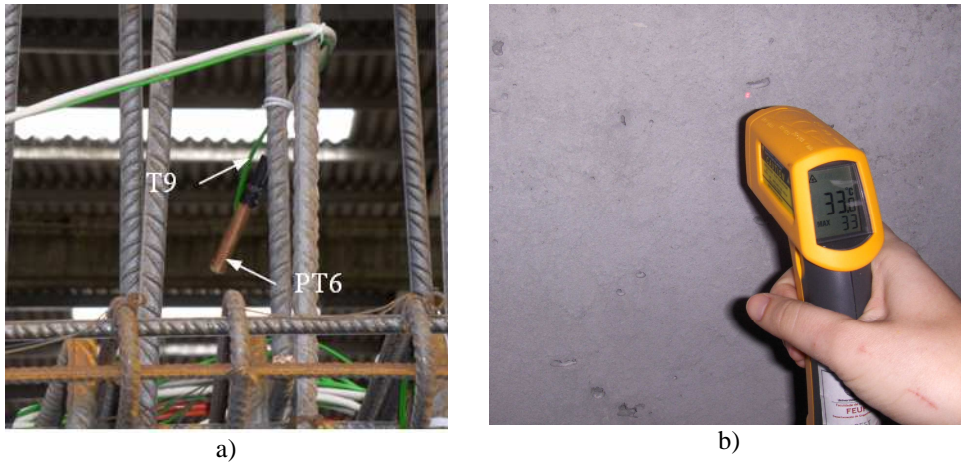


Figura 6.11 a) Sensores para medição da temperatura ambiente: PT6 e T9; b) termómetro de infravermelhos

As medições nos sensores começaram antes da betonagem para conferir a estabilidade dos sinais, e permitir acompanhar o comportamento do betão desde os primeiros instantes de hidratação do cimento. Na Figura 6.12a) apresenta-se o ‘set-up’ final de instrumentação, justamente antes de começar a betonagem, e na Figura 6.12b) é visível um pormenor do sistema de aquisição de dados.

A partir das fotografias da Figura 6.13 ilustra-se o processo de betonagem. A compactação do betão foi realizada a partir da vibração das cofragens. Na Figura 6.14 apresenta-se a viga instrumentada no momento de finalização da betonagem e após a descofragem.



Figura 6.12 a) ‘Set-up’ de instrumentação da viga; b) sistema de aquisição de dados





Figura 6.13 Betonagem da viga



Figura 6.14 a) Viga no final da betonagem; b) após descofragem

Devido a uma avaria técnica a viga instrumentada não foi sujeita a cura térmica de vapor como habitualmente, e permaneceu mais tempo do que o normal na zona de betonagem sem aplicação da pré-tensão. Devido à necessidade de rotação das cofragens para fabrico de outras vigas, estas foram retiradas 18h após o final da betonagem. Os cordões de pré-esforço foram cortados à idade de 1.7 dias, seguindo-se o transporte da viga para a zona de armazenamento.

Na Tabela 6.1 faz-se um resumo dos procedimentos envolvidos na instrumentação, com as correspondentes datas e idade da viga.

Tabela 6.1 Cronologia dos procedimentos envolvidos no fabrico da viga instrumentada

Procedimento	Data	Hora	Idade aproximada da viga
Betonagem	09-04-2008	14h	0 dias
Retirada das cofragens	10-04-2008	8h / 8h 30m	0.75 dias
Corte dos cordões de pré-esforço	11-04-2008	7h / 7h 30m	1.70 dias
Transporte da viga	11-04-2008	8h	1.70 dias

### 6.2.3 Cura térmica de vapor

Como anteriormente referido, usualmente estas vigas pré-fabricadas são sujeitas a cura térmica de vapor. Nestes casos, depois de terminada a betonagem a peça é coberta com uma manta e é injectado vapor de água quente durante cerca de 3.5h, altura em que são retiradas as cofragens. Desta forma o desenvolvimento das propriedades mecânicas do betão é acelerado, e os procedimentos de corte dos cordões de pré-esforço e o transporte da peça são realizados mais cedo, a cerca de 0.9 dias de idade. A sequência dos trabalhos normalmente realizados no fabrico destes elementos estruturais é resumida na Tabela 6.2.

Tabela 6.2 Sequência dos procedimentos envolvido no fabrico das vigas sujeitas a cura térmica

Procedimento	Idade aproximada da viga
Betonagem	0.00 dias
Início da cura térmica de vapor	0.01 dias
Final da cura térmica de vapor	0.17 dias
Retirada das cofragens	0.17 dias
Corte dos cordões de pré-esforço	0.90 dias
Transporte da viga	0.90 dias

Para caracterizar o regime de cura térmica descrito procedeu-se ainda à medição da temperatura do ambiente de cura do betão durante a injeção de vapor, recorrendo a dois PT100 (PT-A e PT-B) e a um termopar (T-A), posicionados como esquematizado na Figura 6.15. Na Figura 6.16a) representam-se estes termómetros colocados numa armadura exterior da viga e na Figura 6.16b) ilustra-se o procedimento de cura térmica. As temperaturas medidas no ambiente de cura térmica de vapor estão documentadas na Figura 6.17, donde ressalta o facto dos períodos de aquecimento e arrefecimento serem bastante curtos, com elevação e diminuição de temperatura repentinos.

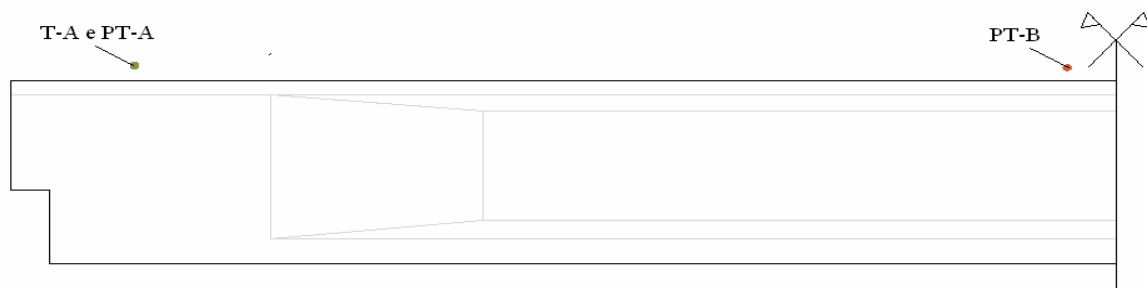


Figura 6.15 Sensores para medição de temperaturas externas impostas à viga durante a cura térmica



Figura 6.16 a) Termómetros (T-A e PT-A) na viga sujeita a cura térmica de vapor antes da colocação das mantas; b) cura térmica de vapor aplicada a uma viga pré-fabricada do mesmo tipo da instrumentada

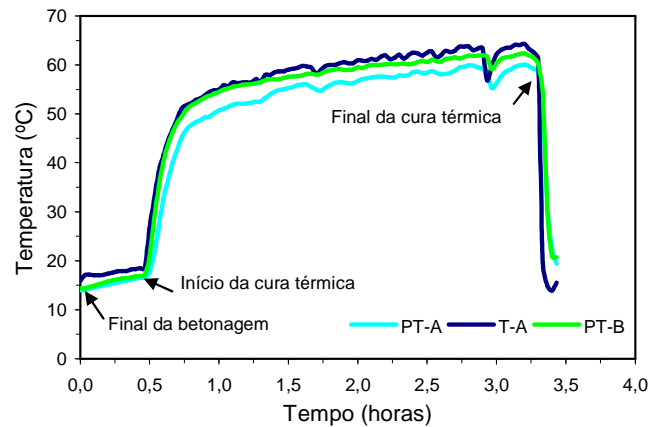


Figura 6.17 Temperatura no ambiente de cura térmica de vapor

### 6.3 Modelação numérica da viga pré-fabricada

Procedeu-se à modelação numérica termo-mecânica da viga instrumentada, a fim de determinar os campos evolutivos de temperaturas e deformações, comparando-os com os correspondentes resultados experimentais. As características térmicas e mecânicas do betão determinadas experimentalmente, e já apresentadas nos subcapítulos 3.6.2 e 4.3.2, são incluídas na simulação. Uma vez validado o modelo numérico, são calculadas as tensões a que a viga está sujeita ao longo dos 3 dias de análise, para avaliação do correspondente risco de fissuração. As previsões numéricas do índice de fendilhação são comparadas com as fissuras observadas em obra.

A viga instrumentada foi discretizada em EF 3D. Assumindo uma dupla simetria foi discretizado um quarto da viga, cuja malha se apresenta na Figura 6.18.

Para as fronteiras térmicas foram considerados diferentes valores do coeficiente de convecção–radiação equivalente:  $h_{eq-T}$  para a superfície do topo e  $h_{eq-L}$  para as faces laterais e para a base. Estes coeficientes foram considerados com as variações reproduzidas na Figura 6.19 de forma a reproduzir a diminuição mais acentuada da temperatura interna do betão após os 0.8 dias (verificada através das medições dos termómetros que serão em apresentadas seguida), correspondendo à altura em que foram retiradas as cofragens metálicas (ver cronologia de procedimentos na Tabela 6.1). A temperatura ambiente exterior  $T_{ext}$  medida e considerada na modelação está reproduzida na Figura 6.20.

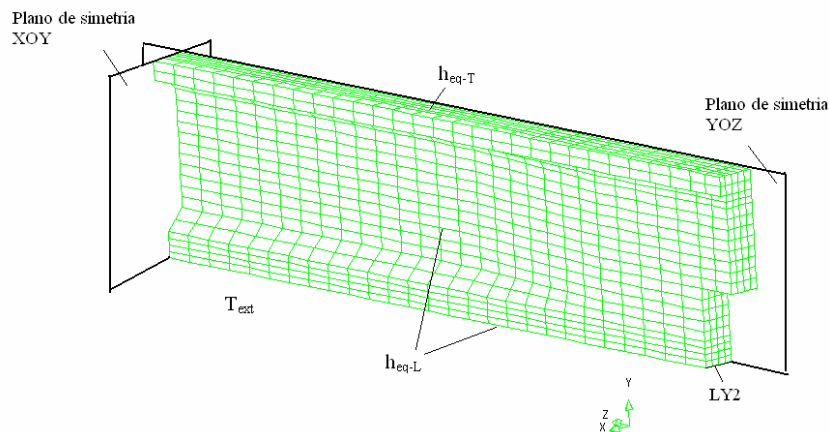


Figura 6.18 Viga instrumentada: malha de EF e fronteiras térmicas e mecânicas

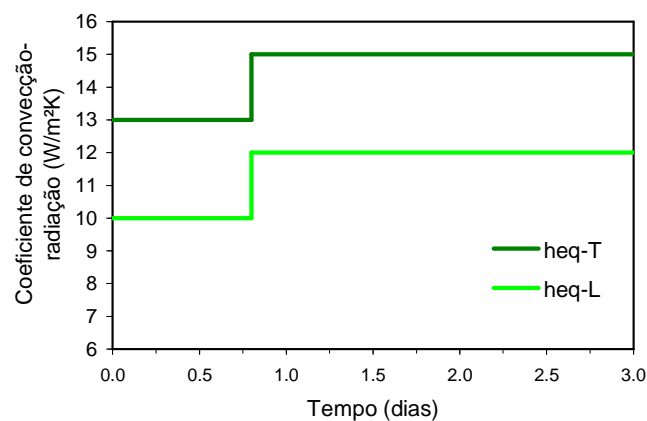


Figura 6.19 Coeficiente de convecção–radiação na superfície do topo  $h_{eq-T}$  e nas faces laterais e base  $h_{eq-L}$

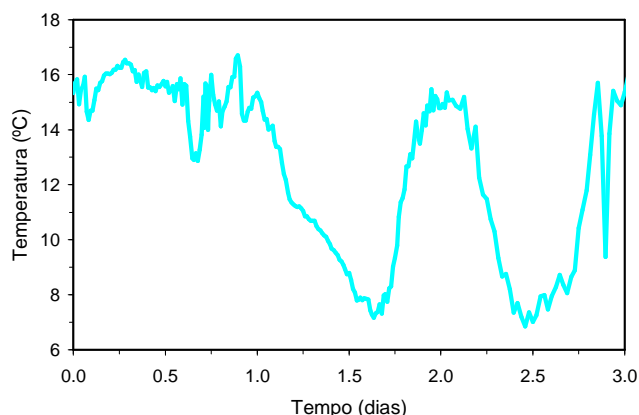


Figura 6.20 Temperatura ambiente exterior  $T_{ext}$

Uma vez que a viga foi pré-tensionada aos 1.7 dias de idade, foi necessário recorrer a uma análise mecânica faseada, em que na primeira fase (0–1.7 dias) a peça foi considerada totalmente apoiada na base, e na segunda fase (1.7–3 dias) foi considerada simplesmente apoiada e sujeita à acção do peso próprio e da pré-tensão. Assim, e no que diz respeito às condições fronteira do modelo mecânico, foram consideradas as seguintes restrições de deslocamentos derivadas das condições de simetria (ver Figura 6.18): (i) ao longo da direcção X no plano de simetria YOZ e (ii) ao longo direcção Z no plano de simetria XOY. Quanto aos deslocamentos na direcção Y, na primeira fase foram restringidos ao longo do plano da base da viga, e na segunda fase nos nós pertencentes à linha LY2. Na Tabela 6.3 sistematizam-se as análises faseadas consideradas.

Tabela 6.3 Análises faseadas da viga pré-fabricada

Fase	Duração (dias)	Apoios / Restrições de deslocamentos	Acções
I	0 - 1.7	X: plano de simetria YOZ Y: plano da base Z: plano de simetria XOY	Acções térmicas: hidratação do cimento e trocas de calor com o exterior
II	1.7 - 3	X: plano de simetria YOZ Y: nós pertencentes a LY2 Z: plano de simetria XOY	Acções térmicas: hidratação do cimento e trocas de calor com o exterior Acções mecânicas: peso próprio e pré-esforço por pré-tensão

Relativamente à modelação térmica, os valores de  $k$  e  $\rho c$  do betão foram considerados constantes, com os valores de  $2.6 \text{ Wm}^{-1}\text{K}^{-1}$  e  $2400 \text{ kJm}^{-3}\text{K}^{-1}$ , respectivamente. A lei de Arrhenius para o betão foi definida através dos ensaios de calorimetria isotérmica apresentados no subcapítulo 3.6.2.

No que concerne às propriedades mecânicas do betão, os ensaios apresentados no subcapítulo 4.3.2 permitiram caracterizar o material para efeitos de aferição do modelo numérico. Assim, a evolução da resistência à tracção  $f_{ct}$ , do módulo de elasticidade  $E_c$  e da retração autógena foram consideradas em função de  $t_{eq}$  (equação [2.7]). A função de fluência (equação [2.11]) foi ajustada aos resultados experimentais através do método dos mínimos quadrados, como se apresenta na Figura 4.8, tendo-se adoptado os seguintes valores para os parâmetros da função:  $\phi_1 = 0.8$ ,  $m = 0.15$  e  $n = 0.15$ ;  $E_0$  foi considerado 20% superior ao módulo de elasticidade estático em cada idade de carregamento. O coeficiente de dilatação térmica  $\alpha_T$  do betão foi considerado constante e com o valor de  $10 \times 10^{-6}$ . Para o coeficiente de Poisson adoptou-se o valor constante  $\nu = 0.20$ .

A libertação da pré-tensão foi simulada a partir da aplicação de forças pontuais nos nós correspondentes às extremidades de cada cordão. A localização destes nós teve em consideração os comprimentos de embainhamento, como se observa na Figura 6.21. Os valores das forças foram determinados por processo de “tentativa-erro” tendo como referência o valor indicado no projecto da viga (195.7KN/cordão), o que correspondeu a perdas na ordem de 15% em relação a este valor (165 KN/cordão).

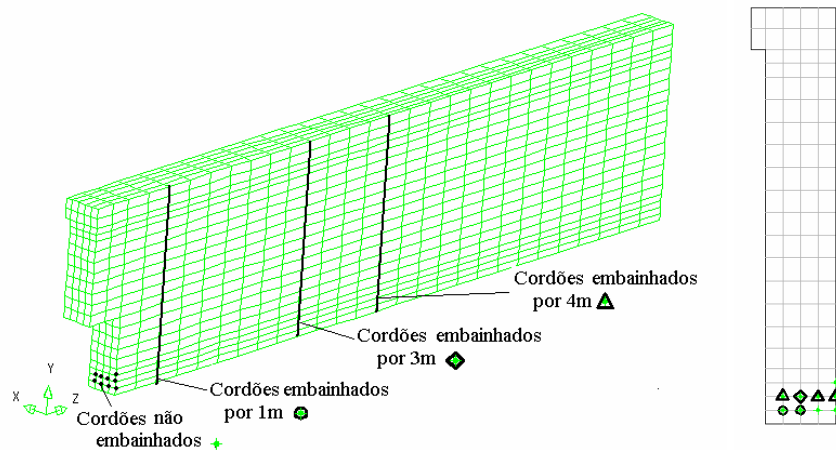


Figura 6.21 Nós para imposição da pré-tensão no modelo numérico

Na análise térmica a malha apresentada na Figura 6.18 corresponde a EF de 8 nós com um esquema de integração de Lobatto  $2 \times 2 \times 2$ , enquanto na análise mecânica são adoptados EF de 20 nós com  $3 \times 3 \times 3$  pontos de Gauss (os dois tipos de EF 3D têm nós de canto coincidentes). A análise termo-mecânica foi realizada até à idade de 3 dias, com incrementos de tempo iguais a 0.5h até aos 1.67 dias, e iguais a 1h a partir deste instante.

## 6.4 Resultados experimentais e comparação com os do modelo numérico

### 6.4.1 Temperaturas

A secção SECM1 é a mais amplamente caracterizada a nível térmico, com um total de 17 medições. Para uma apreciação global do desenvolvimento da temperatura decorrente da hidratação do cimento, apresentam-se no gráfico da Figura 6.22 alguns resultados correspondentes à SECM1, assim como as temperaturas ambiente medidas. Da análise destes resultados observa-se que o período de aquecimento ocorre até aos primeiros 0.6 dias, seguindo-se um período de arrefecimento até cerca de 1.9 dias de idade, altura em que o betão atinge o equilíbrio térmico com o ambiente. No instante de pico de temperatura o valor máximo medido é de cerca de 48°C correspondente ao núcleo da secção (sensores T5, T6 e PT5); o valor mínimo registado é de cerca de 30°C, na zona superficial mais exposta ao meio ambiente (sensor PT1). Observam-se, assim, diferenças de temperatura entre as zonas mais quentes e mais frias de cerca de 18°C.

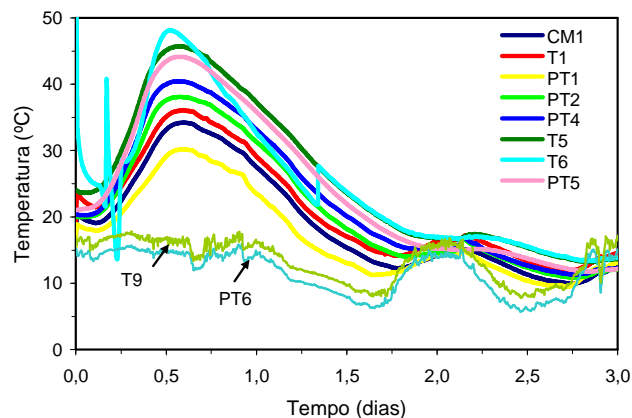


Figura 6.22 Temperaturas medidas na SECM1 e temperatura ambiente

No que concerne à secção SECM2 apresentam-se na Figura 6.23 os resultados de 5 termómetros instalados, uma vez que o termómetro de um dos sensores de cordas vibrantes (CM6) avariou. Também se observou uma interferência de sinal inicial no sensor de cordas vibrantes plástico CP2. Nesta secção o período de aquecimento e arrefecimento têm a mesma duração aproximada observada na secção SECM1, no entanto e como esperado, as temperaturas máximas atingidas são inferiores, uma vez que correspondem a uma secção da viga menos espessa. Assim, a temperatura máxima medida foi de cerca de 34°C no banzo inferior, enquanto o mínimo foi de 27°C no banzo superior, correspondendo a um gradiente de 7°C.

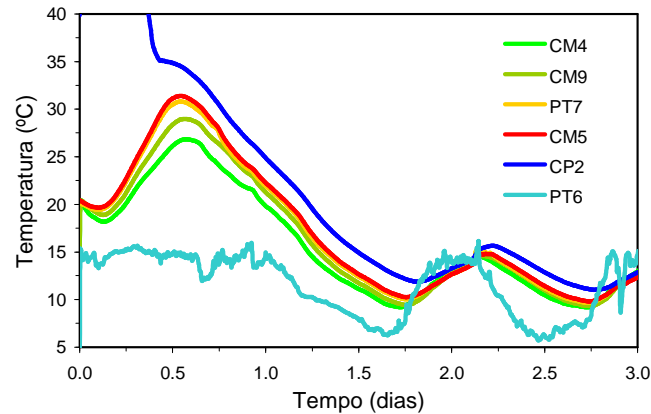


Figura 6.23 Temperaturas medidas na SECM2 e temperatura ambiente

Numa primeira abordagem aos resultados numéricos, e de forma a visualizar a evolução global do campo térmico na viga estudada, apresentam-se na Figura 6.24 os mapas de distribuição de temperaturas em vários instantes da análise. Em concordância com os resultados registados pelos sensores de temperatura instalados nas duas secções de instrumentação (ver Figuras 6.22 e 6.23) pode-se verificar que: (i) na secção SECM1, secção mais espessa atingem-se temperaturas máximas da ordem dos 50°C, enquanto na secção SECM2 atingem-se temperaturas máximas inferiores, de cerca de 35°C; (ii) as zonas mais quentes encontram-se a cerca de meia altura da peça e o banzo superior é a zona que atinge as temperaturas mais baixas; o período de aquecimento ocorre até cerca de 0.6 dias, sendo que ao fim de cerca de 1.6 dias é atingido o equilíbrio térmico da peça com o meio ambiente.

Seguidamente, as temperaturas resultantes da análise térmica são comparadas com as respectivas medições ‘in situ’ na viga pré-fabricada. Quanto à secção SECM1, da Figura 6.25 à Figura 6.31 representam-se os resultados numéricos (linha tracejada) e experimentais (linha cheia) para os vários pontos de instrumentação. Observa-se uma elevada coerência entre os resultados numéricos e experimentais embora existam algumas diferenças que conduzem a erros normalmente não superiores a 3°C. Nos pontos de medição superficiais a queda de temperatura mais acentuada que a partir dos 0.8 dias (altura de descofragem) se observa nas medições experimentais não é reproduzida pelo modelo; este facto poderá ser causado pelo súbito arrefecimento das superfícies húmidas do betão quando expostas ao meio ambiente (“evaporative cooling”) que não é contemplado na simulação numérica. Nos pontos de medição situados em zonas mais centrais da secção os resultados numéricos sobrestimam a temperatura, o que se deverá fundamentalmente à existência de uma elevada



percentagem de armadura na viga, que potencia uma uniformização das temperaturas no núcleo de betão.

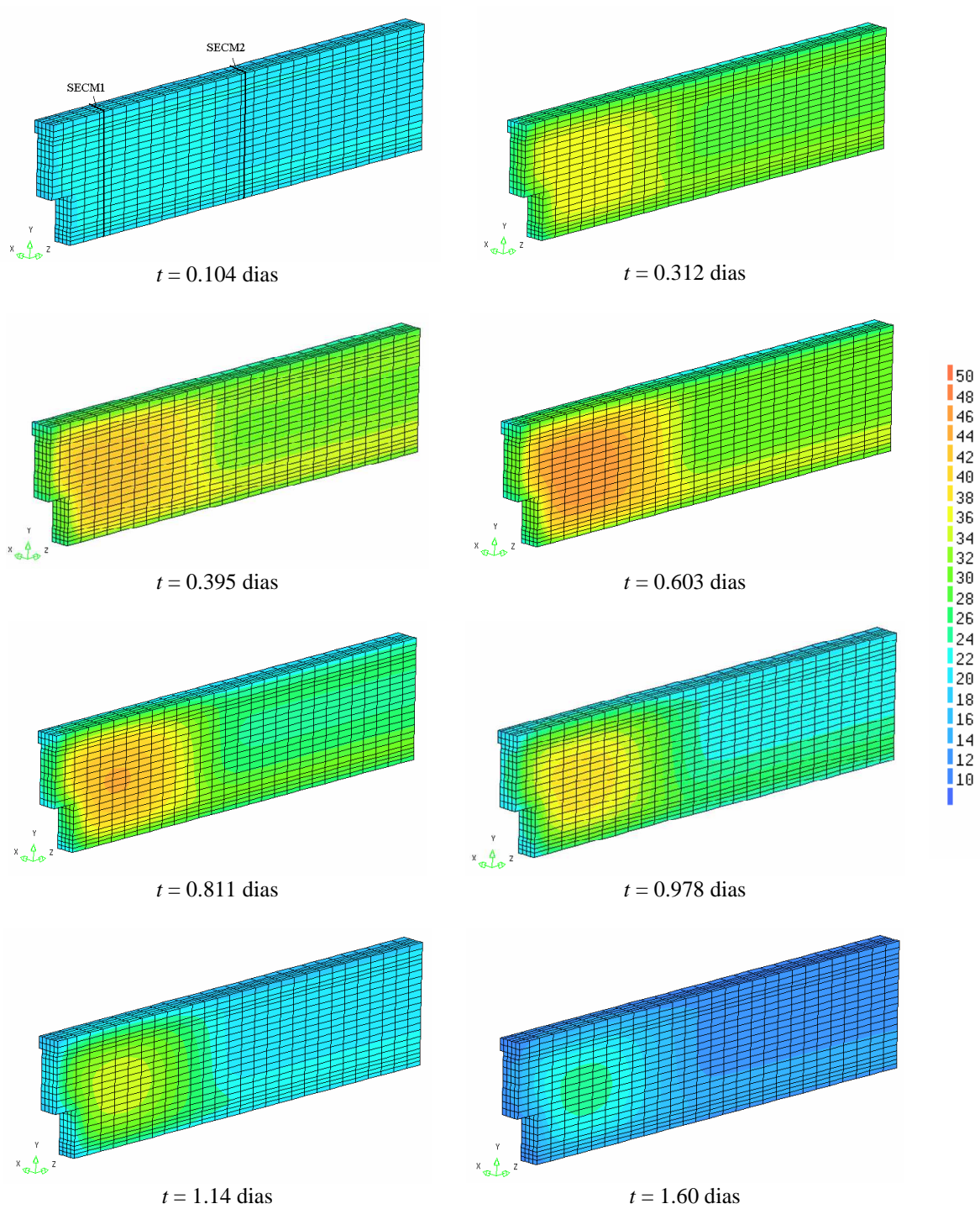


Figura 6.24 Evolução das temperaturas na viga pré-fabricada (°C)

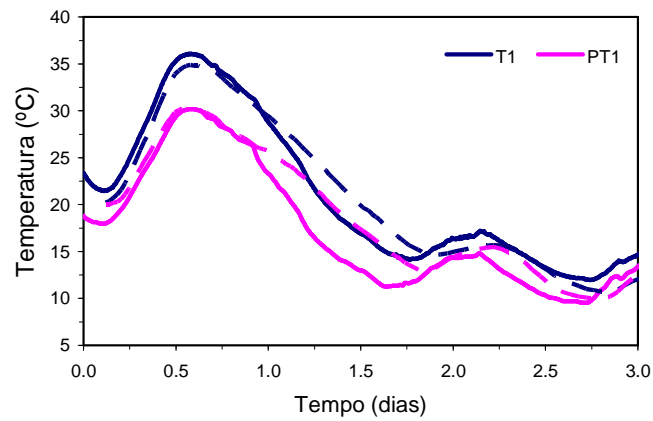


Figura 6.25 Temperaturas na SECM1 (T1 e PT1): experimentais (cheio) e numéricas (tracejado)

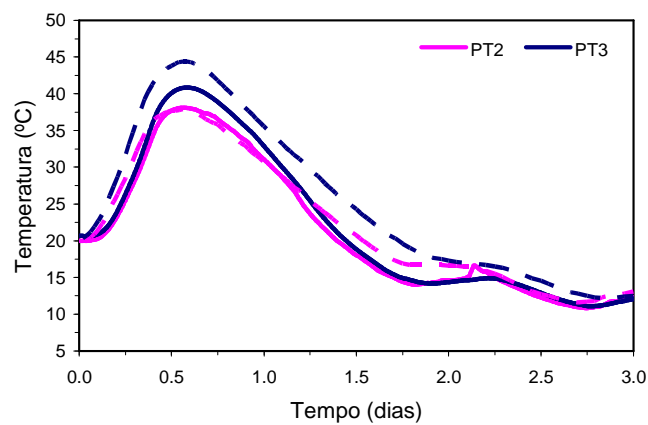


Figura 6.26 Temperaturas na SECM1 (PT2 e PT3): experimentais (cheio) e numéricas (tracejado)

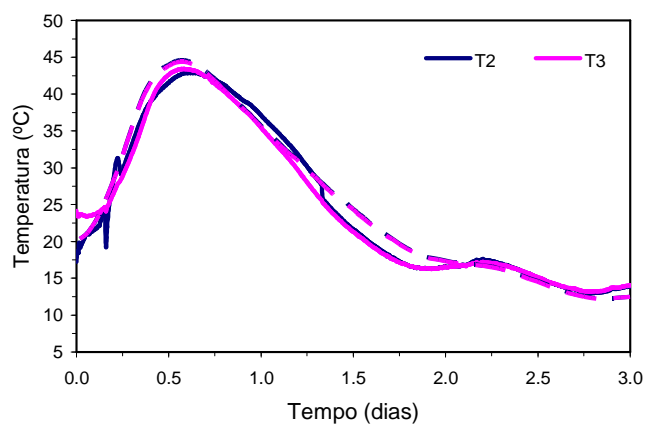


Figura 6.27 Temperaturas na SECM1 (T2 e T3): experimentais (cheio) e numéricas (tracejado)

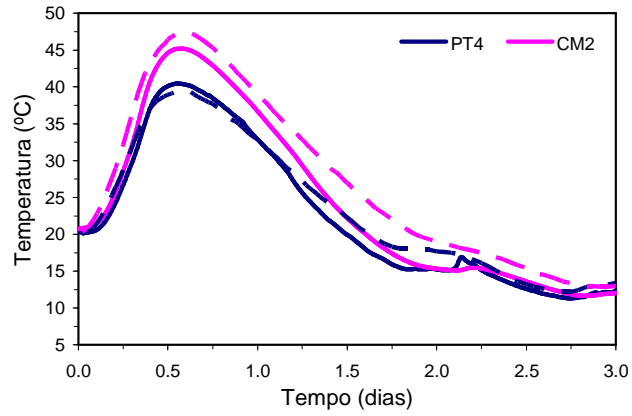


Figura 6.28 Temperaturas na SECM1 (PT4 e CM2): experimentais (cheio) e numéricas (tracejado)

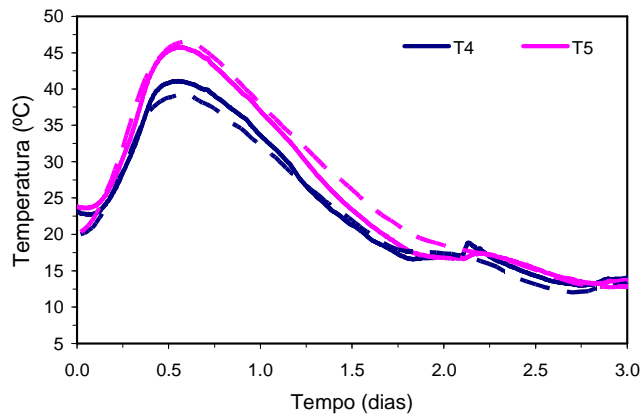


Figura 6.29 Temperaturas na SECM1 (T4 e T5): experimentais (cheio) e numéricas (tracejado)

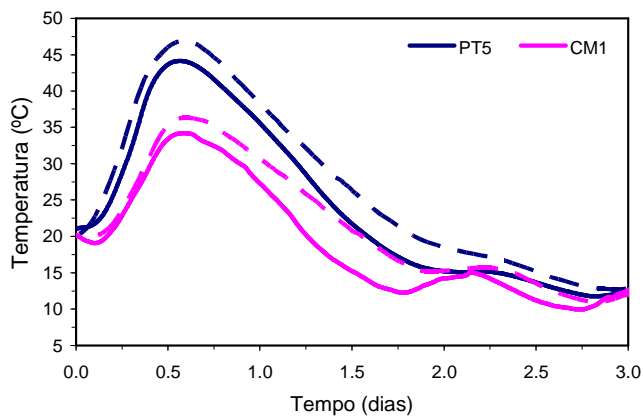


Figura 6.30 Temperaturas na SECM1 (PT5 e CM1): experimentais (cheio) e numéricas (tracejado)

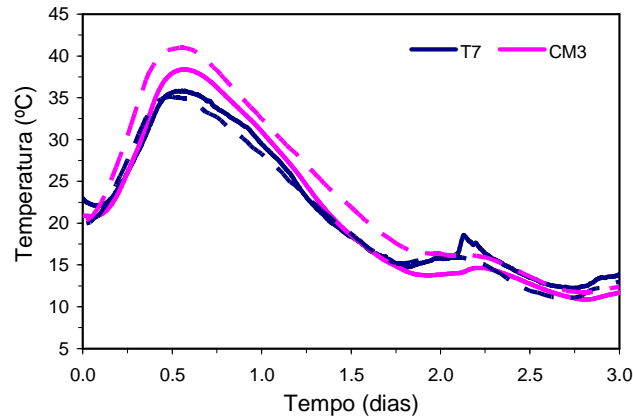


Figura 6.31 Temperaturas na SECM1 (T7 e CM3): experimentais (cheio) e numéricas (tracejado)

Seguindo a mesma estratégia de apresentação dos resultados, mas agora para a secção SECM2, a comparação das temperaturas resultantes da análise numérica e das medições da monitorização é realizada para os vários sensores nas Figuras 6.32 e 6.33. Os resultados numéricos são bastante coerentes com os experimentais, apresentando, contudo, algumas diferenças, cujas causas são análogas às já referidas para a secção SECM1.

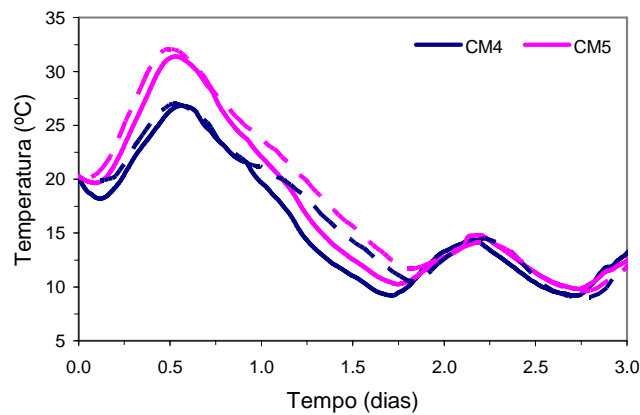


Figura 6.32 Temperaturas na SECM2 (CM4 e CM5): experimentais (cheio) e numéricas (tracejado)

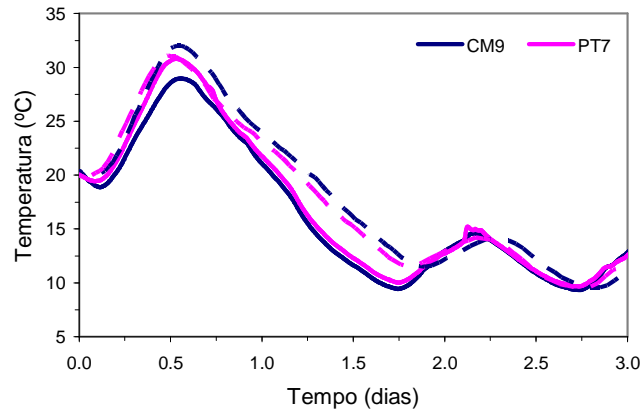


Figura 6.33 Temperaturas na SECM2 (CM9 e CM7): experimentais (cheio) e numéricas (tracejado)

Quanto às temperaturas na superfície da peça, apresenta-se na Figura 6.34 a comparação dos resultados numéricos com os decorrentes das medições obtidas com o termómetro de infravermelhos no instante que se seguiu à retirada das cofragens (0.8 dias de idade): o mapa de cores corresponde aos resultados numéricos e os valores às medições ‘in situ’. Observa-se o gradiente de temperaturas entre a zona de secção mais espessa ( $\approx 36^{\circ}\text{C}$ ) e aligeirada ( $\approx 25^{\circ}\text{C}$ ), assim como o facto da zona mais quente se localizar a cerca de meia altura da peça de acordo com os registos dos termómetros embecidos no betão. De uma forma geral, as distribuições de temperatura superficiais obtidas numericamente são bastante coerentes com as medidas pelo termómetro de infravermelhos.

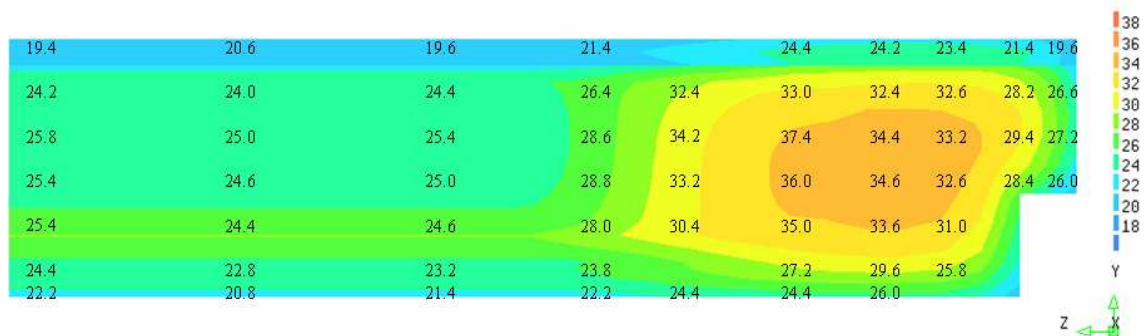


Figura 6.34 Temperaturas superficiais ( $^{\circ}\text{C}$ ) na viga aos 0.8 dias: resultados numéricos (cores) e medidos com o termómetro de infravermelhos (valores)

No que diz respeito ao problema térmico, observa-se que tanto as temperaturas no interior do elemento de betão como as superficiais são bastante bem reproduzidas pelo modelo numérico, sobretudo tendo em conta o nível de erro admissível neste tipo

de aplicações que ao envolverem medições ‘in situ’ obrigam naturalmente, ao confronto com um elevado número de variáveis pouco controladas.

#### 6.4.2 Extensões totais

Uma vez validada a parte térmica, analisam-se agora os resultados correspondentes à análise mecânica. Assim, e similarmente ao que foi realizado no ponto anterior para as temperaturas, as extensões totais medidas pelos sensores embebidos na viga serão comparadas com as previsões do modelo numérico.

Apresentam-se na Figura 6.35 os resultados das medições dos extensómetros na secção SECM1. Observa-se que o sinal do sensor de cordas vibrantes plástico CP1 apresenta elevadas interferências nas primeiras horas do período de aquecimento, pelo que não foi possível determinar o instante de solidarização ao betão a partir da comparação dos sinais deste e do sensor metálico CM2. Para eliminar os erros decorrentes destas interferências iniciais procedeu-se a um transladação vertical do sinal do sensor CP1, como se mostra na Figura 6.36. Em correspondência com os períodos de aquecimento e de arrefecimento anteriormente referidos, observa-se um período de expansão até aos 0.6 dias de idade, seguido de um de contracção até cerca dos 1.7 dias de idade, instante em que são cortados os cordões de pré-tensão e a peça fica sujeita a um estado de flexão composta. Durante a fase de hidratação do cimento e antes do corte dos cordões, observa-se uma ligeira diferença nas extensões totais medidas pelos sensores ao longo da altura da secção, sendo atingida uma expansão máxima de cerca de  $200 \mu\epsilon$  na zona sujeita a temperaturas mais elevadas (sensor CM2), e de  $150 \mu\epsilon$  na zona de menores temperaturas (sensores CM1 e CM3).

A comparação directa dos registos experimentais das extensões totais com os correspondentes resultados numéricos  $\epsilon_z$  (extensões totais na direcção dos eixos dos extensómetros) é realizada na Figura 6.36 e na Figura 6.37, onde se destacam os seguintes aspectos: (i) durante a primeira fase de análise (até aos 1.7 dias), em que a viga está sujeita unicamente à acção térmica decorrente do calor de hidratação, as tendências e grandezas das extensões totais fornecidas pelo modelo numérico são bastante coerentes com as medições efectuadas; (ii) o efeito da aplicação do pré-esforço (aos 1.7 dias) é bem reproduzido pelo modelo, sendo que as diferenças entre os resultados experimentais e numéricos após este instante se devem a erros acumulados da fase anterior.

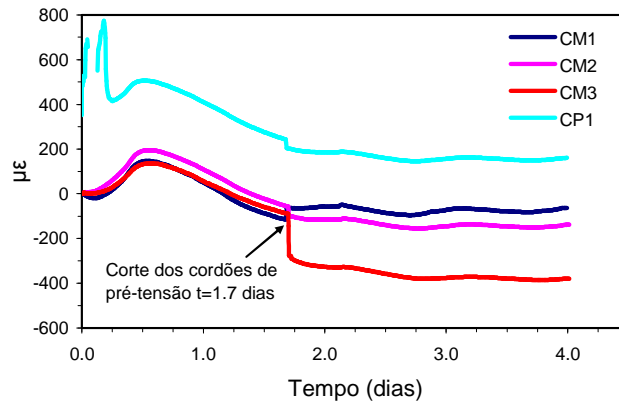


Figura 6.35 Extensões totais na SECM1 (originais)

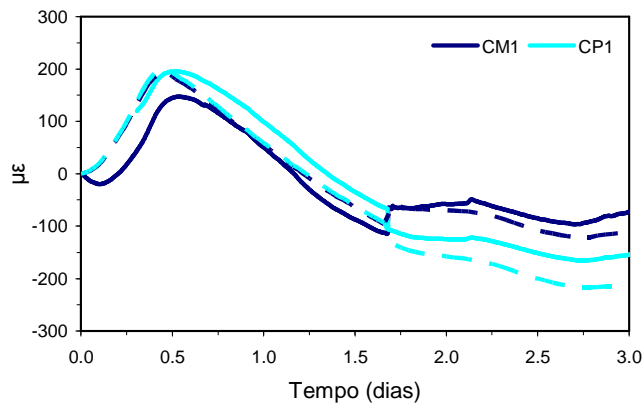


Figura 6.36 Extensões totais  $\epsilon_z$  na SECM1 (CM1 e CP1): experimentais (cheio) e numéricas (tracejado)

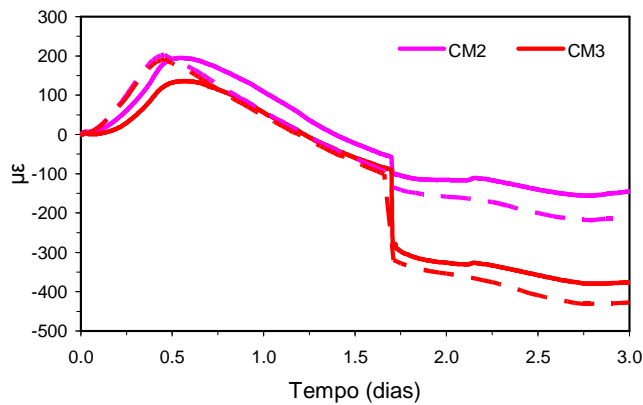


Figura 6.37 Extensões totais  $\epsilon_z$  na SECM1 (CM2 e CM3): experimentais (cheio) e numéricas (tracejado)

As extensões totais correspondentes à secção SECM2 são apresentadas na Figura 6.38. Uma vez mais registaram-se interferências iniciais em dois sensores de cordas vibrantes, um plástico (CP2) e um metálico (CM6), que estão situados lado a lado no banzo inferior. Como o extensómetro de corda vibrante plástico não funcionou

nas primeiras horas após a betonagem, também nesta secção foi impossível determinar o instante de solidarização dos sensores metálicos ao betão. Procedeu-se também à correcção dos erros iniciais nas leituras destes sensores a partir de um ajuste (translação) vertical dos sinais, como se apresenta nos gráficos das Figuras 6.39 e 6.40. Esta aplicação evidencia claramente a vulnerabilidade dos extensómetros de cordas vibrantes plásticos em situações de monitorização em ambiente de obra ou de fabrico intensivo. De facto, os dois extensómetros deste tipo colocados na viga pré-fabricada apresentaram elevadas interferências nas primeiras horas de medição, impossibilitando a definição do instante de solidarização dos sensores metálicos ao betão.

Nesta secção, e uma vez que as temperaturas atingidas são menores, as extensões totais são também inferiores em relação às da secção SECM1, sendo alcançado uma máximo de expansão de cerca de  $80\mu\epsilon$  à idade de 0.6 dias, aproximadamente.

Analogamente à análise efectuada para a secção SECM1, nas Figuras 6.39 e 6.40 apresenta-se a comparação entre as extensões totais  $\epsilon_z$  obtidas na monitorização e as calculadas numericamente para a secção SECM2, sendo de realçar que: (i) no período de aquecimento as extensões medidas são ligeiramente sobrestimadas pelo modelo numérico enquanto que no período de arrefecimento as tendências de evolução de  $\epsilon_z$  são bastante coerentes; (ii) após a aplicação do pré-esforço as extensões medidas são de um modo geral bem reproduzidas pelo modelo numérico.

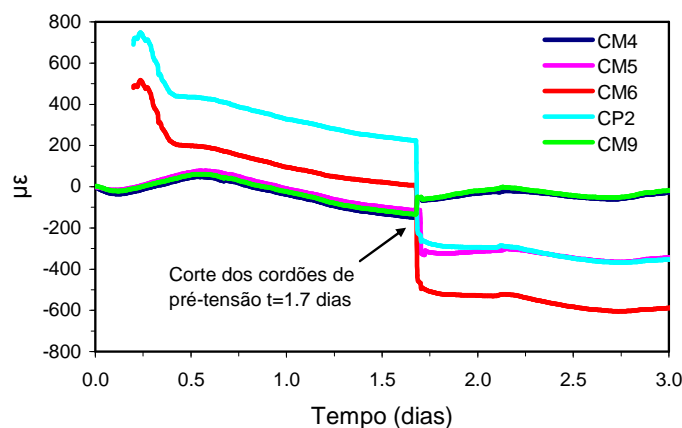


Figura 6.38 Extensões totais na SECM2 (originais)



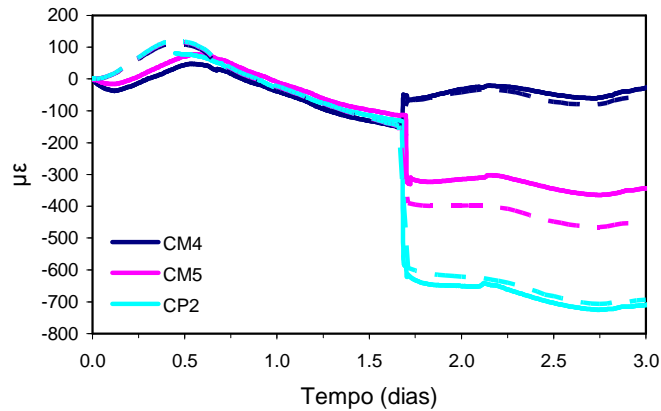


Figura 6.39 Extensões totais  $\varepsilon_z$  na SECM2 (CM4, CM5 e CP2): experimentais (cheio) e numéricas (tracejado)

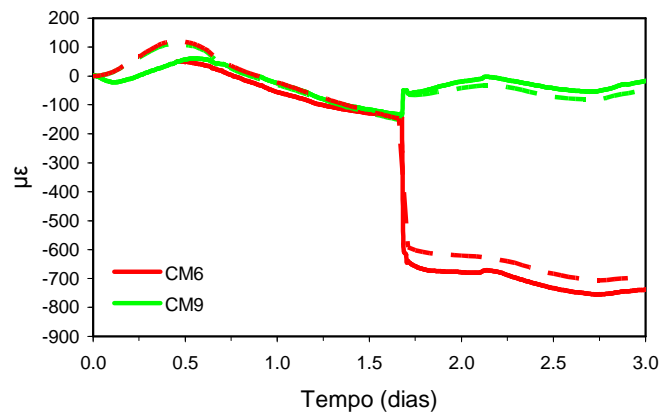


Figura 6.40 Extensões totais  $\varepsilon_z$  na SECM2 (CM6 e CM9): experimentais (cheio) e numéricas (tracejado)

Seguidamente, na Figura 6.41 apresentam-se os mapas das extensões totais  $\varepsilon_z$  para vários instantes da análise. De acordo com as deformações medidas experimentalmente (Figuras 6.36 e 6.37 para a SECM1 e Figuras 6.39 e 6.40 para a SECM2), observa-se que durante o período de aquecimento a viga sofre maiores deformações de expansão nas zonas onde são atingidas temperaturas mais elevadas (zonas com secções mais espessas). Na fase de arrefecimento a viga está também sujeita a deformações diferenciais, uma vez que a zona aligeirada (de menor largura, conseqüentemente mais fria e de arrefecimento mais rápido) apresenta deformações de contracção mais cedo do que a zona maciça. Estas expansões e contracções são visíveis na Figura 6.42, em que se apresenta a deformada da viga em vários instantes da análise. Após a expansão decorrente do período de aquecimento pode observar-se a contracção relativa ao período de arrefecimento, sendo ainda visível a deformada negativa (contraflecha) induzida pela libertação da pré-tensão aos 1.71 dias de idade.

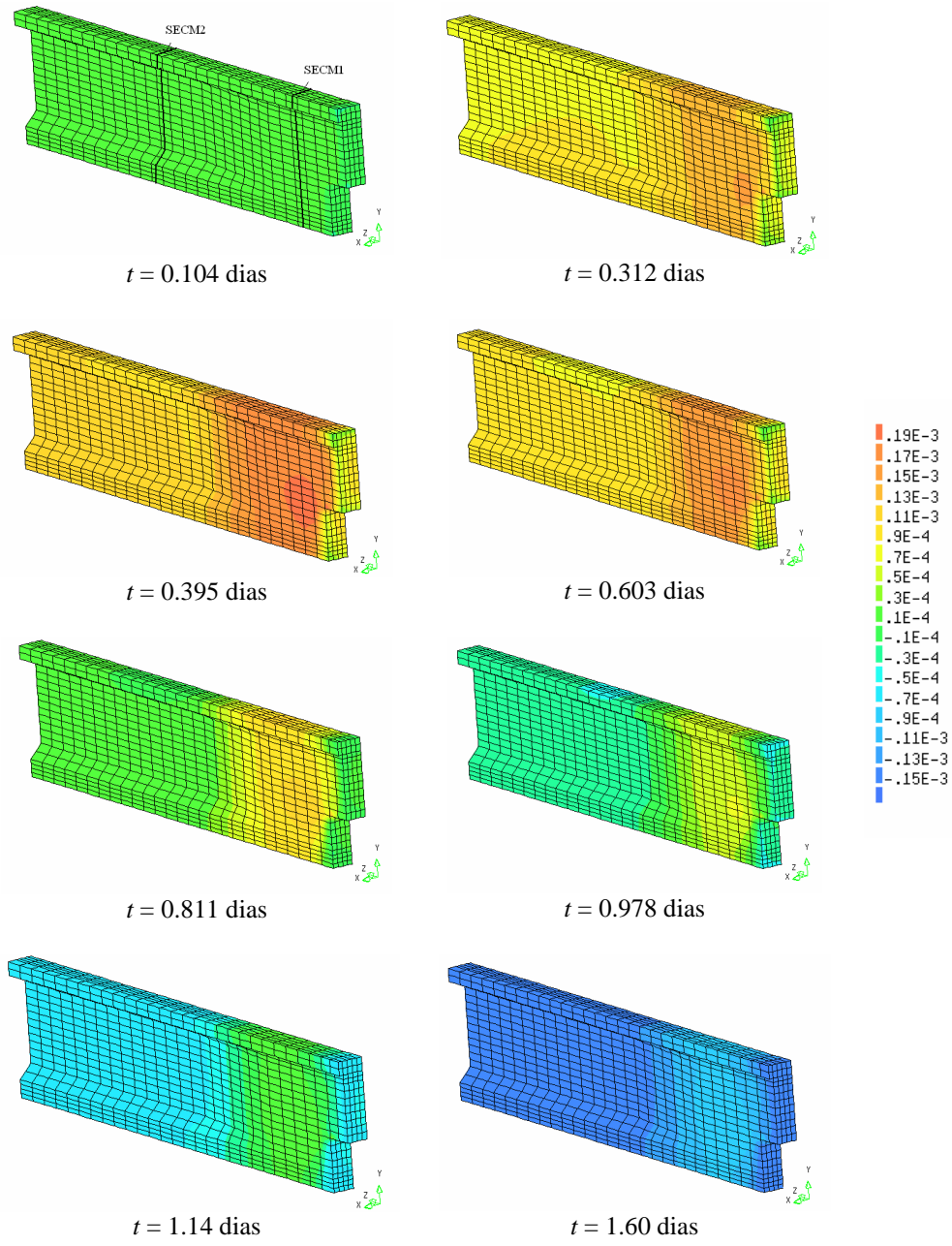


Figura 6.41 Evolução das extensões totais  $\epsilon_z$  na viga pré-fabricada

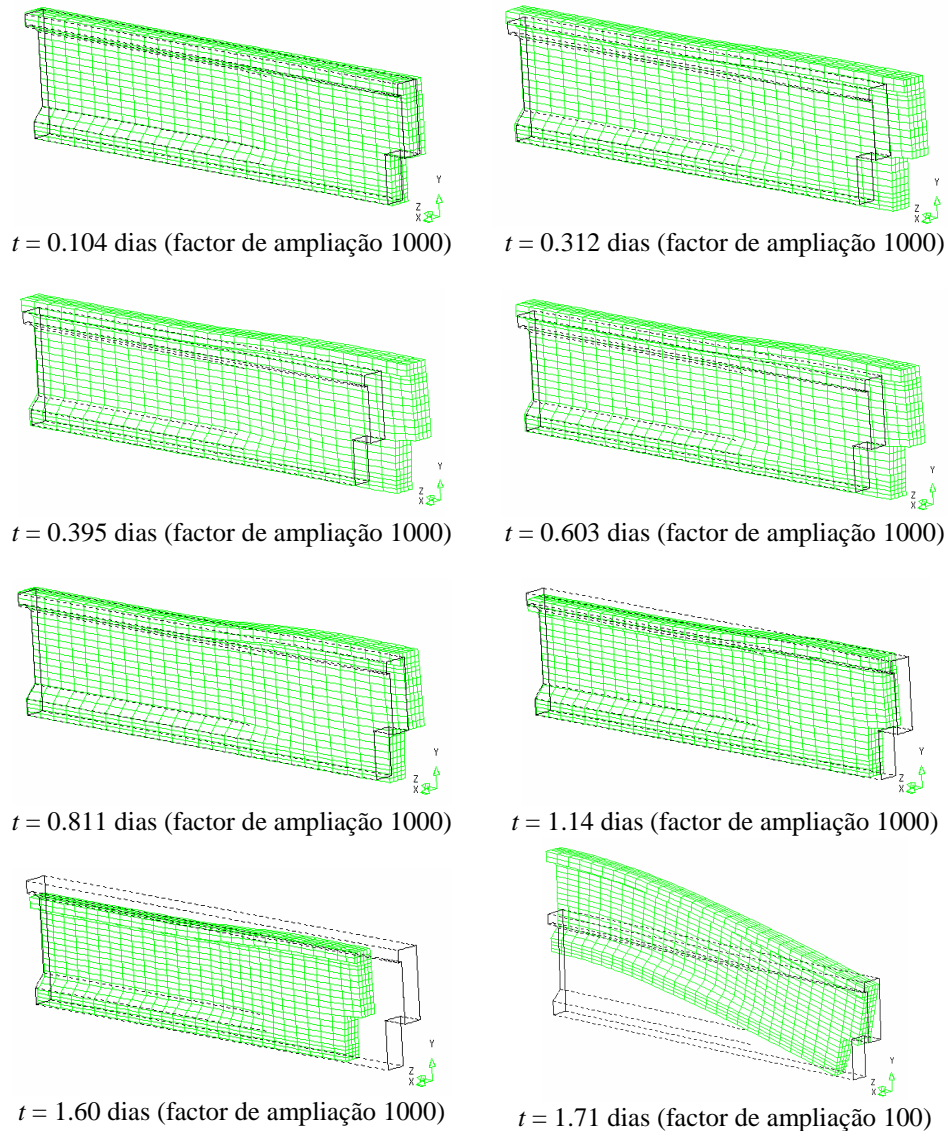


Figura 6.42 Deformada da viga pré-fabricada

De uma forma geral, o modelo mecânico consegue reproduzir com relativa eficácia o campo de deformações a que a viga está sujeita, tendo em conta o grau de complexidade do problema. Algumas das diferenças assinaladas, podem dever-se ao facto da rigidez dos cordões de pré-esforço não ter sido contabilizada no modelo numérico.

### 6.4.3 Observação de fissuras superficiais

Uma vez finalizado o processo de fabrico observaram-se, tanto na viga instrumentada como numa viga similar sujeita a cura térmica, várias fissuras superficiais ao nível do banzo superior. Estas fissuras, como ilustrado na Figura 6.43,

apresentam um desenvolvimento de cerca de 30cm em cada uma das faces laterais e 1mm de abertura. A quantidade e localização destas fissuras estão representadas na Figura 6.44 no caso da viga instrumentada, e na Figura 6.45 para a viga sujeita a cura térmica. Quanto à viga instrumentada, que foi curada sob ambiente natural, observaram-se 9 fissuras maioritariamente localizadas na zona de secção aligeirada. No caso da viga sujeita a cura térmica o número de fissuras é significativamente maior, com 19 fissuras localizadas ao longo de toda a viga. Neste ultimo caso é de notar a especial concentração de fissuras na zona de secção maciça, próxima do extremo B da viga.



Figura 6.43 Fissura superficial no banzo superior da viga pré-fabricada

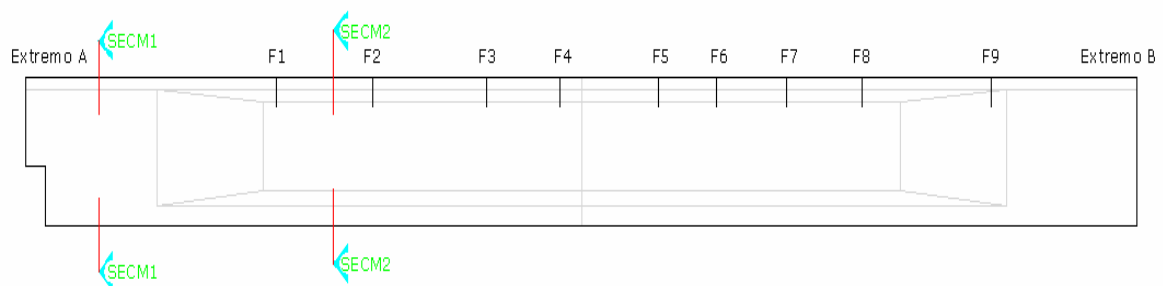


Figura 6.44 Esquema de localização das fissuras observadas na viga pré-fabricada instrumentada (sem cura térmica)

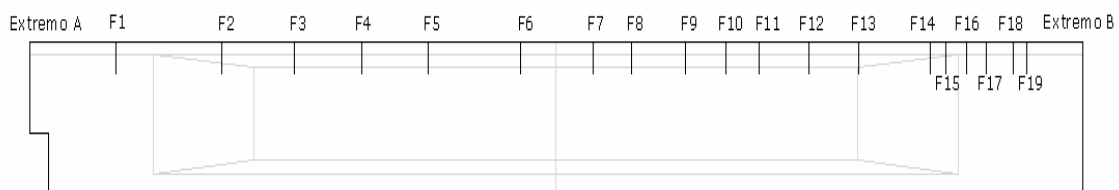


Figura 6.45 Esquema de localização das fissuras observadas na viga pré-fabricada sujeita a cura térmica

### 6.4.4 Avaliação das tensões e do risco de fissuração

Uma vez que o modelo mecânico está genericamente validado, pode-se avaliar o estado de tensão instalado na viga com relativa confiança. Desta forma apresenta-se na Figura 6.46 a evolução das tensões normais  $\sigma_z$  (as tensões nas outras duas direcções são praticamente negligenciáveis), para vários instantes da análise.

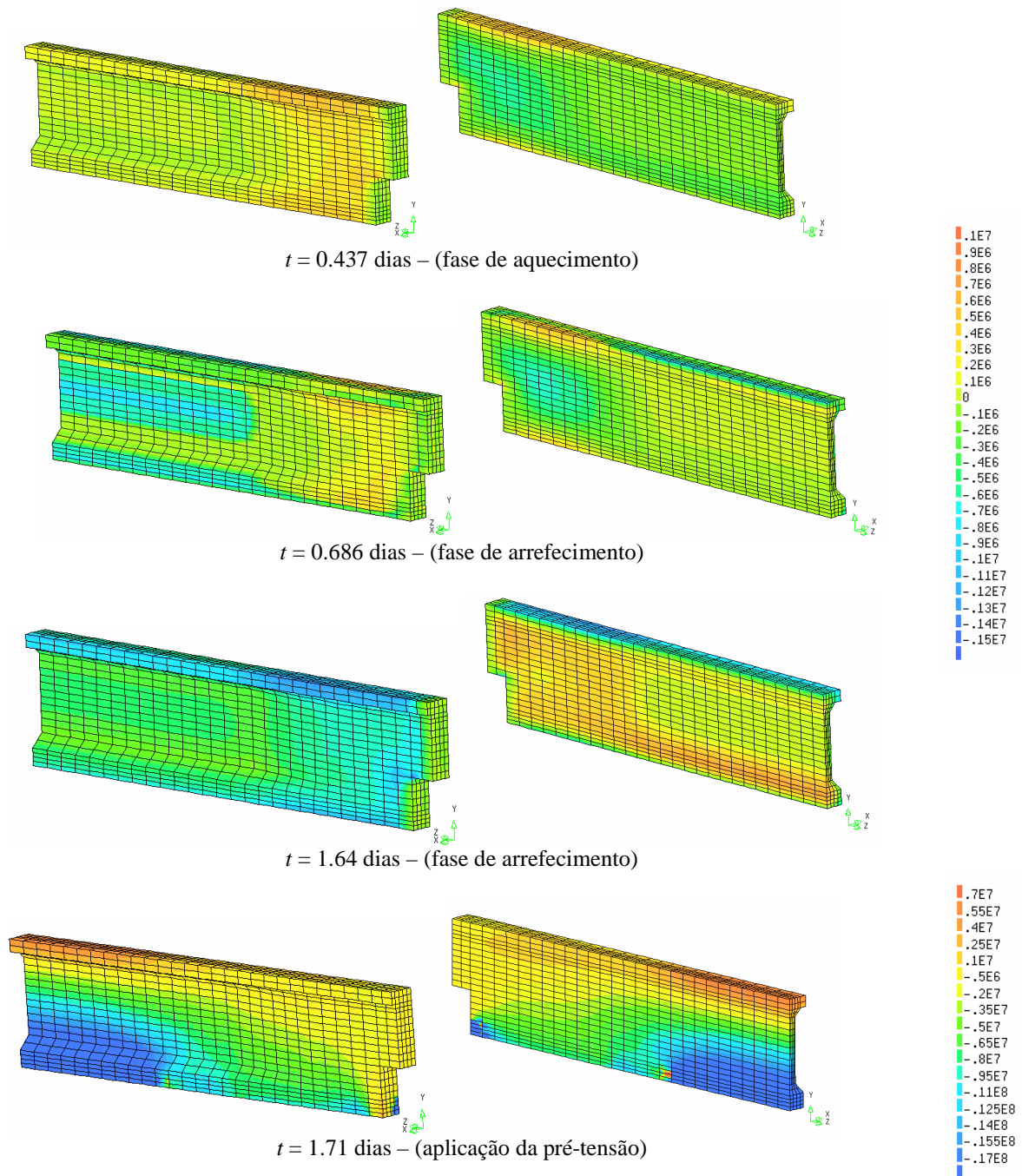


Figura 6.46 Tensões longitudinais  $\sigma_z$  na viga pré-fabricada (Pa)

Da análise destes mapas em conjunto com os mapas de temperaturas da Figura 6.24 e de deformações da Figura 6.41 ressaltam as seguintes observações: (i) no período de aquecimento ( $t = 0.437$  dias) o núcleo da secção maciça atinge as temperaturas mais elevadas, e portanto tem maior tendência de expansão, o que faz com que a zona superficial da viga fique tracionada; (ii) ao longo do período de arrefecimento ( $t = 0.686$  dias) a situação inverte-se e as tensões de compressão inicialmente presentes nas zonas interiores são gradualmente substituídas por tracções, e por sua vez as tracções da superfície dão lugar a compressões; (iii) numa fase mais avançada do arrefecimento ( $t = 1.64$  dias) atingem-se as tracções máximas no interior da viga; (iv) no período que se segue à aplicação da pré-tensão ( $t = 1.71$  dias) o estado de tensão altera-se profundamente, ficando a viga praticamente toda comprimida, à excepção do banzo superior que fica traccionado (as tracções atingem valores elevados numa extensão entre um terço e metade do vão).

Tendo em linha de conta a evolução das tensões na viga pré-fabricada, analisar-se-á em seguida o índice de fendilhação IF (equação [2.12]). O valor máximo  $IF=1$  significa que se prevê a ocorrência de fissuração. Na Figura 6.47, em correspondência com o que foi apresentado em termos de tensões na Figura 6.46, apresentam-se a evolução dos mapas do índice IF, sendo de realçar os seguintes aspectos: (i) durante o período de aquecimento ( $t = 0.437$  dias) existe um risco pouco elevado de fissuração superficial no banzo superior da zona maciça; (ii) durante a fase de arrefecimento ( $t = 0.686$  dias) o índice IF superficial no banzo superior diminui, em consequência da diminuição das tensões de tracção aí instaladas; (iii) na fase mais avançada de arrefecimento ( $t = 1.64$  dias) as tensões de tracção instaladas no interior da viga conduzem a índices de fissuração bastante baixos, pelo que não serão esperadas fissuras internas; (iv) na fase posterior à aplicação do pré-esforço ( $t = 1.71$  dias) observa-se um elevado risco de fissuração superficial no banzo superior, em consequência das já observadas tensões de tracção instaladas nesta zona; (v) devido ao efeito local de aplicação das forças concentradas para simulação do pré-esforço observam-se elevados valores de IF em regiões em correspondência com a localização dos cordões de pré-tensão.

Assim verifica-se que as zonas superficiais do banzo superior são as mais propícias à ocorrência de fissuração em dois instantes e locais distintos: (i) no instante em que é atingido o maior gradiente térmico entre a zona superficial e interna da viga, na secção mais espessa, a que corresponde a zona A assinalada na Figura 6.47; (ii) após

a aplicação do pré-esforço numa zona que se estende até meio vão, correspondente à zona B. Assim, escolheram-se dois pontos de controlo representativos de cada uma das zonas de risco de fissuração (ver Figura 6.47), que serão utilizados na análise localizada que se segue (os pontos PA e PB correspondentes às zonas A e B, respectivamente). É importante salientar que a zona A apresenta um risco de fissuração relativamente baixo, no entanto a sua consideração tem como objectivo analisar a propensão de fissuração durante a fase de aquecimento da viga, devido à geração do calor de hidratação do cimento.

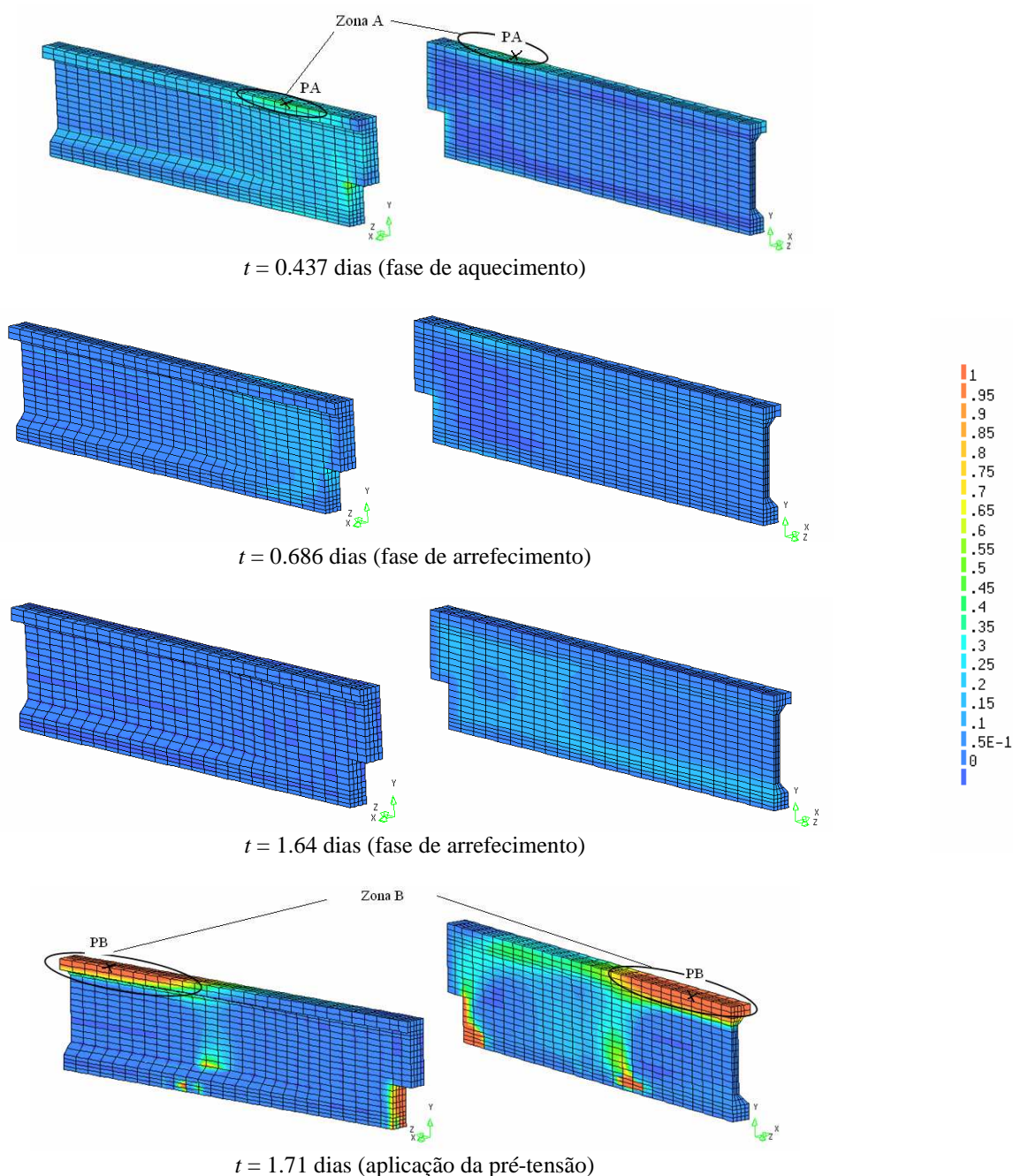


Figura 6.47 Índice de fendilhação na viga pré-fabricada

No respeitante ao ponto PA, apresentam-se na Figura 6.48 as curvas de evolução da resistência à tracção  $f_{ct}$ , da tensão longitudinal  $\sigma_z$  e do índice de fendilhação IF, observando-se que não existe risco de fissuração significativo na altura em que é atingido o pico de temperatura devido à geração de calor de hidratação. Assim, é possível constatar que a zona A da viga pré-fabricada não apresenta risco de fissuração apreciável nas primeiras idades, decorrente dos processos de aquecimento e arrefecimento do betão.

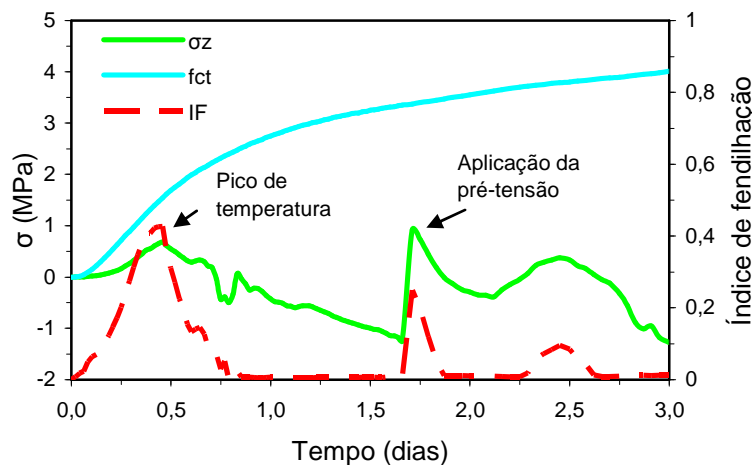


Figura 6.48 Evolução da resistência à tracção  $f_{ct}$ , da tensão longitudinal  $\sigma_z$  e do índice de fendilhação IF no ponto PA

O mesmo tipo de análise é realizado na Figura 6.49 para o ponto PB, donde ressalta o elevado risco de fissuração após libertação da pré-tensão. É importante assinalar que após este instante a análise deixa de ser realista, uma vez que as tensões instaladas são cerca de 40% superiores à resistência à tracção do betão (IF de cerca de 1.4). A partir deste instante os resultados afastam-se significativamente da realidade, uma vez que não é contabilizada a redistribuição de tensões consequência da fissuração. No entanto, o objectivo principal deste trabalho é determinar o risco de fissuração, e de facto as fissuras observadas em obra (ver Figura 6.44), localizadas superficialmente no banzo superior ao longo da zona de secção aligeirada, estão em concordância com a zona B onde o modelo prevê elevados valores de IF.



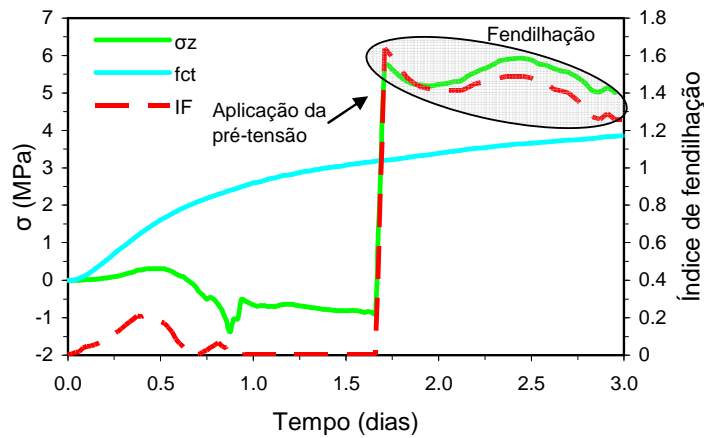


Figura 6.49 Evolução da resistência à tracção  $f_{ct}$ , da tensão longitudinal  $\sigma_z$  e do índice de fendilhação IF no ponto PB

### 6.4.5 Análise da viga sujeita a cura térmica de vapor

Foi realizada uma nova simulação numérica da viga pré-fabricada, similar à que acaba de ser apresentada, apenas com a diferença de que a temperatura  $T_{ext}$  corresponde à temperatura ambiente medida durante a cura térmica de vapor, que se encontra reproduzida na Figura 6.50. O objectivo deste estudo é avaliar a influência do regime de cura térmica adoptado no risco de fissuração nas primeiras idades destas peças estruturais.

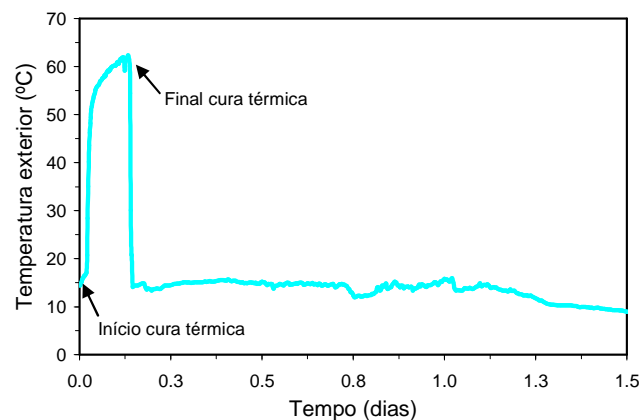


Figura 6.50 Temperatura exterior considerada na da viga sujeita a cura térmica

Nesta análise a idade em que ocorrem os diversos procedimentos adoptados no fabrico da viga sofre antecipação relativamente à variante sem cura térmica (ver Tabela 6.2), pelo que a duração do cálculo faseado é modificado: a fase I considera os instantes desde 0 até 0.9 dias (altura em que é aplicada a pré-tensão), seguindo-se a fase II desde os 0.9 aos 1.8 dias de idade.

### 6.4.5.1 Temperaturas

No caso da viga sujeita à cura térmica, apesar de não ter sido colocado nenhum sensor embebido no betão, fizeram-se também medições da temperatura superficial (utilizando o termómetro de infravermelhos) no instante que se seguiu ao fim da cura de vapor e posterior retirada das cofragens, cujos resultados se apresentam na Figura 6.51. A superfície da viga encontra-se, neste instante, com uma temperatura de cerca de 56°C a meia altura da secção aligeirada, enquanto que a secção maciça apresenta aproximadamente 42°C, o que se deverá ao facto da zona de menor espessura ser mais rapidamente termo-activada do que a zona mais espessa. Por outro lado, as áreas correspondentes aos banzos inferiores são as mais frias, denunciando uma cura térmica menos eficaz nesta zona.

Na Figura 6.51 comparam-se igualmente estes resultados com as correspondentes previsões numéricas. Como se pode observar, a maioria das temperaturas obtidas na simulação numérica apresenta-se em conformidade com os valores das medições efectuadas. No entanto, existem diferenças com algum significado nas extremidades laterais e na zona inferior da viga, que se discutem de seguida. Na simulação numérica, a temperatura exterior correspondente à cura de vapor é considerada a actuar uniformemente em todas as superfícies externas da viga, o que na realidade não acontece. As áreas correspondentes ao banzo inferior estão bastante mais frias do que o previsto na simulação, o que se pode dever ao facto de a manta utilizada para cobrir a viga enquanto se procede à injeção do vapor não proteger esta zona, o que não é contemplado na modelação.

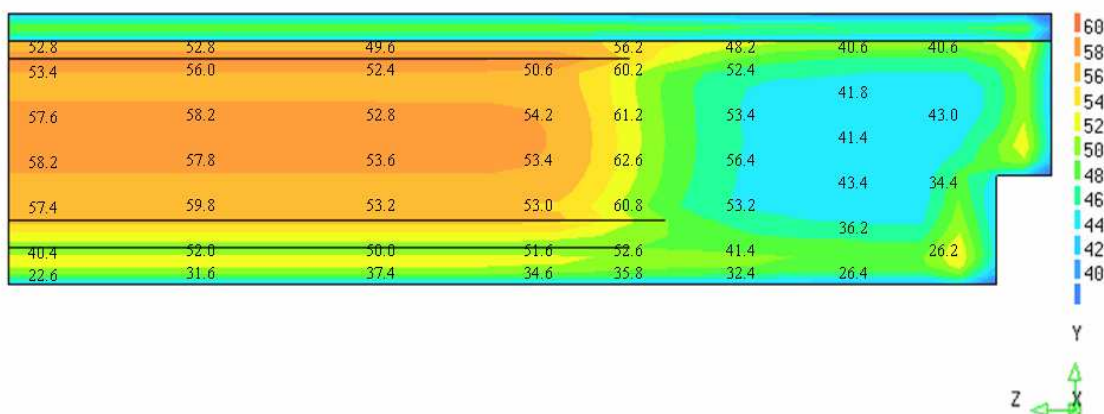


Figura 6.51 Temperaturas superficiais (°C) na viga sujeita a cura térmica aos 0.17 dias: resultados numéricos (cores) e medidos com o termómetro de infravermelhos (valores)

Para se perceber a influência da cura térmica no desenvolvimento das temperaturas no interior da viga pré-fabricada são analisados os pontos correspondentes aos sensores CM1 e CM2 da secção maciça SECM1 (rever localização na Figura 6.7), e aos sensores CM4 e CM5 no caso da secção aligeirada SECM2 (rever Figura 6.7). Deste modo, para a secção maciça SECM1 apresentam-se nas Figuras 6.52 e 6.53 as temperaturas resultantes das simulações numéricas da viga pré-fabricada sem e com cura térmica, bem como as temperaturas exteriores consideradas em cada um dos casos. Verifica-se que, como seria de esperar, no caso da utilização da cura térmica a hidratação do cimento é acelerada, com as temperaturas de pico a atingirem valores superiores e mais cedo do que no caso da viga curada em ambiente natural: 57.6°C aos 0.22 dias, em contraste com os 36.3°C aos 0.6 dias no caso do ponto CM1 (Figura 6.52) e 64.9°C aos 0.37 dias, em contraste com os 47.4°C aos 0.682 dias no caso do ponto CM2 (Figura 6.53).

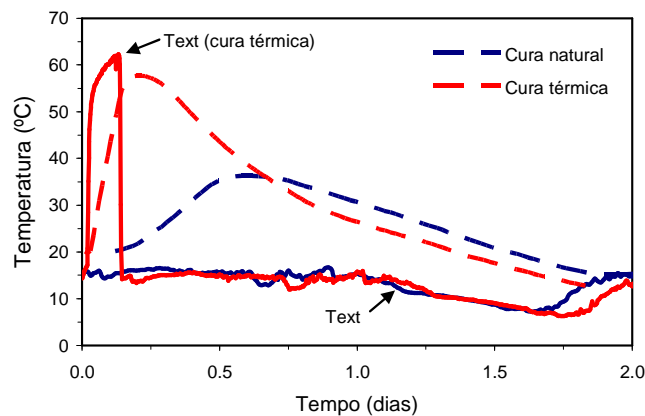


Figura 6.52 Temperaturas na SECM1 (sensor CM1) com curas natural e térmica

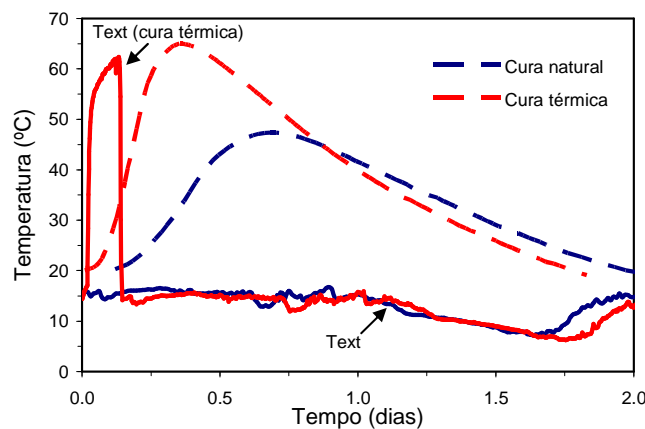


Figura 6.53 Temperaturas na SECM1 (sensor CM2) com curas natural e térmica

Quanto à secção SECM2, apresentam-se igualmente nas Figuras 6.54 e 6.55 os resultados numéricos correspondentes às temperaturas nas posições dos sensores CM4 e CM5, respectivamente. Por esta secção ser aligeirada, verifica-se que as elevadas temperaturas ambiente prescritas pela cura térmica são mais rapidamente difundidas para o interior da viga, e conseqüentemente o pico de temperatura ocorre ainda mais rápido do que na secção maciça, com as temperaturas máximas a ultrapassarem as ambientais. Neste caso as temperaturas mais elevadas na viga são atingidas na secção aligeirada e não na maciça, contrariamente ao que se verificou no caso da viga sujeita a cura natural. Uma vez que a zona de secção aligeirada recebe no seu núcleo mais calor do que a zona mais espessa, e devido à natureza termo-activada da reacção de hidratação do cimento, a zona aligeirada atinge temperaturas mais elevadas, apesar da menor massa de betão. Assim, no ponto CM4 (Figura 6.54) com cura térmica são previstas temperaturas máximas de 65.8°C aos 0.15 dias, em contraste com os 26.5°C aos 0.52 dias da viga sujeita a cura natural. No caso do ponto CM5 (Figura 6.55) com cura térmica, atingiram-se 69.5°C aos 0.19 dias, em contraste com os 32.1°C aos 0.54 dias atingidos com cura natural. Outro aspecto a assinalar é o facto de com cura térmica a fase de arrefecimento ser mais brusca no caso da secção aligeirada, e em geral em toda a peça, quando comparada com a viga curada naturalmente.

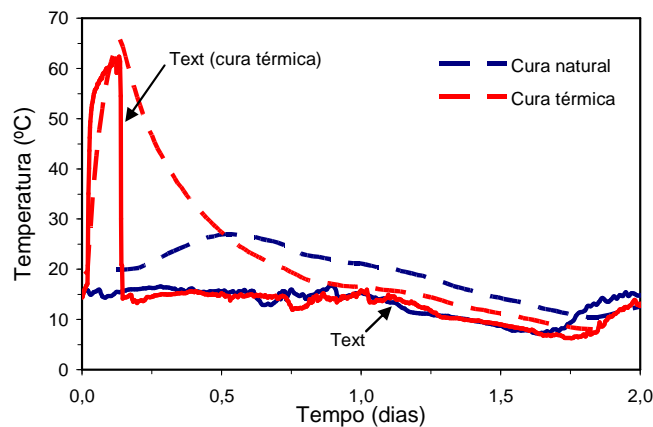


Figura 6.54 Temperaturas na SECM2 (sensor CM4) com curas natural e térmica

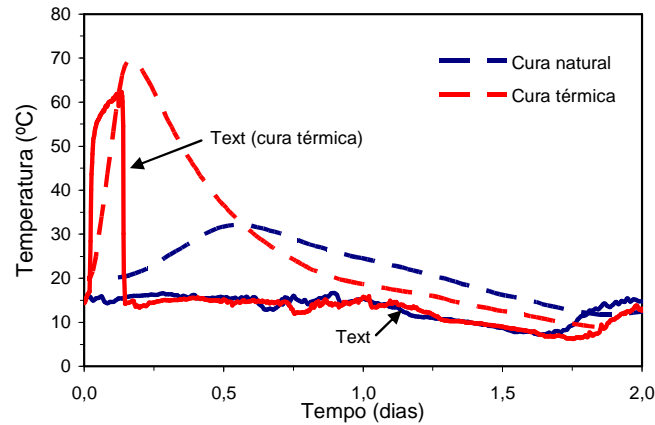


Figura 6.55 Temperaturas na SECM2 (sensor CM5) com curas natural e térmica

A distribuição de temperaturas na viga pré-fabricada na fase de aquecimento causada pela aplicação da cura térmica é ilustrada na Figura 6.56: aos 0.208 dias após a betonagem, e após terminada a injeção de vapor, atingem-se as temperaturas máximas na zona de secção aligeirada, iniciando-se a partir deste instante a fase de arrefecimento nesta zona, enquanto que a zona de secção maciça ainda se encontra em fase de aquecimento até aos 0.302 dias de idade, aproximadamente.

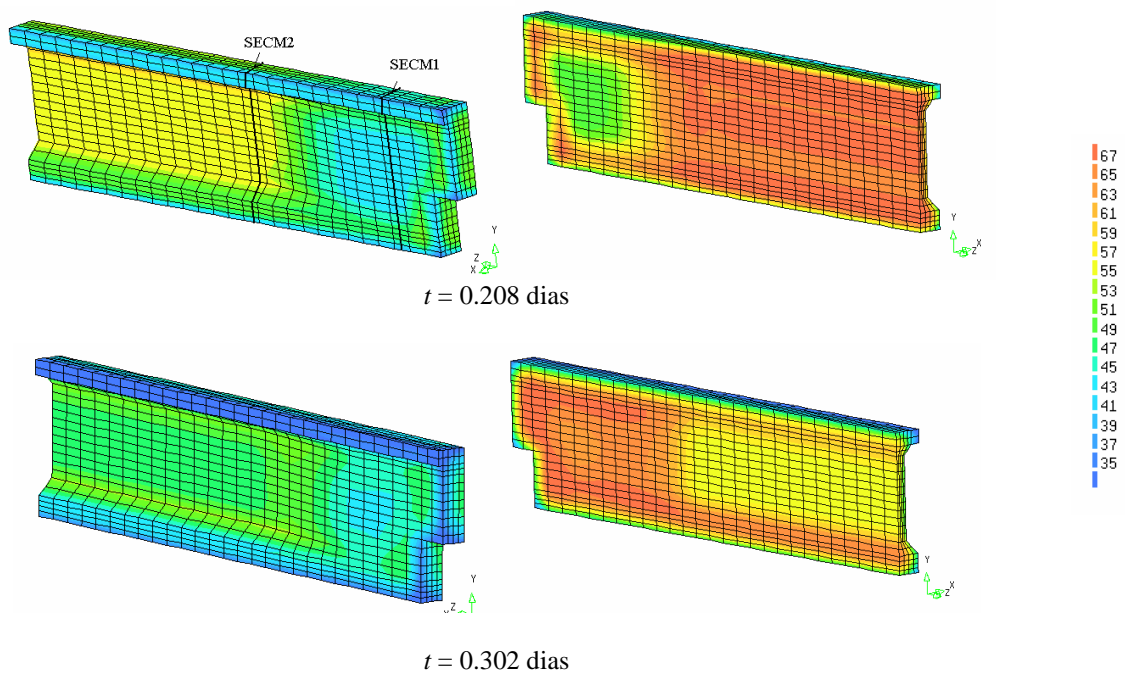


Figura 6.56 Temperaturas (°C) na viga pré-fabricada sujeita a cura térmica no pico da fase de aquecimento

### 6.4.5.2 Extensões totais

Uma vez que não existem significativos gradientes das extensões totais  $\varepsilon_z$  ao longo da altura das secções durante as fases de aquecimento e de arrefecimento da viga, seguidamente apresentar-se-ão as extensões totais somente num ponto de cada secção sob estudo, para os casos da cura térmica e da cura natural. Para o efeito elegeram-se os pontos CM2 no caso da secção maciça SECM1 e CM5 no caso da secção aligeirada SECM2, cujos resultados são reproduzidos nas Figuras 6.57 e 6.58, respectivamente. Em contraste com o que se observou na situação com cura natural, a aplicação do pré-esforço ocorreu numa altura em que a viga estava em fase acentuada de arrefecimento (na zona da secção maciça a temperatura interna é ainda de cerca de 40°C). Desta forma, após a aplicação da pré-tensão a viga continua a contrair em consequência do arrefecimento, principalmente na zona de secção maciça (zona de arrefecimento mais lento).

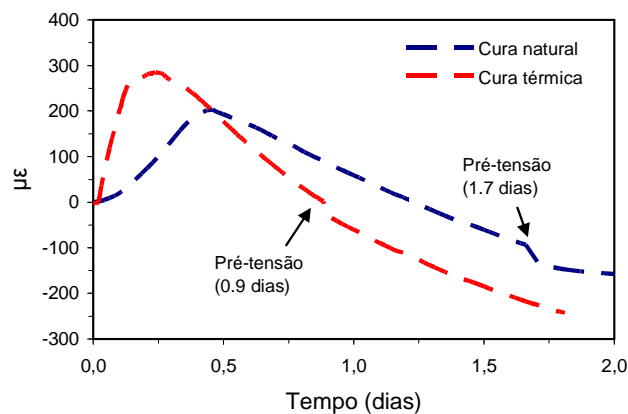


Figura 6.57 Extensões totais  $\varepsilon_z$  na SECM1 (sensor CM2) da viga com curas natural e térmica

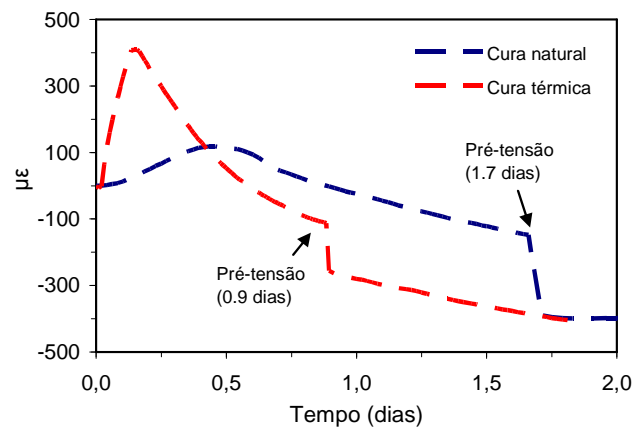


Figura 6.58 Extensões totais  $\varepsilon_z$  na SECM2 (sensor CM5) da viga com curas natural e térmica

Em concordância com o que foi observado em termos de temperaturas, a viga sujeita a cura térmica apresenta extensões totais máximas superiores às da viga curada naturalmente, ocorrendo aquelas mais precocemente. Assim, no ponto CM2 a deformação total  $\varepsilon_z$  máxima atinge  $283\mu\epsilon$  aos 0.24 dias para o caso da cura térmica, e somente  $189\mu\epsilon$  aos 0.48 dias no caso da cura natural; no ponto CM5 o valor máximo de  $\varepsilon_z$  atinge  $405\mu\epsilon$  aos 0.17 dias para o caso da cura térmica, em contraste com os  $115\mu\epsilon$  aos 0.5 dias no caso da cura natural.

### 6.4.5.3 Risco de fissuração

Apresentam-se na Figura 6.59 os mapas de IF da viga sujeita a cura térmica para os instantes de 0.364 e 0.874 dias (antes da pré-tensão) e 0.998 dias (após a aplicação da pré-tensão), onde se pode verificar um assinalável risco de fissuração superficial. De facto, observa-se que as zonas A e B assinaladas no âmbito do estudo da viga instrumentada no ponto 6.4.4 aumentam a respectiva área de influência, incluindo-se neste caso as superfícies laterais da zona maciça durante o período de aquecimento. Tal como no caso da viga com cura natural, não se observa qualquer risco de fissuração interna ao longo da análise.

Na Figura 6.60 e na Figura 6.61 apresentam-se as curvas de evolução da resistência à tracção  $f_{ct}$ , da tensão longitudinal  $\sigma_z$  e do índice de fendilhação IF para os dois pontos de controlo PA e PB representativos das zonas de risco de fissuração A e B. Observa-se um elevado risco de fissuração na superfície do banzo superior da viga, durante as fases de aquecimento e arrefecimento e antes da aplicação da pré-tensão, tanto na zona de secção maciça (Figura 6.60) como aligeirada (Figura 6.61); estas conclusões contrastam com o observado para a viga com cura natural, que denunciavam um elevado risco de fissuração somente em consequência da aplicação da pré-tensão (Figura 6.49).

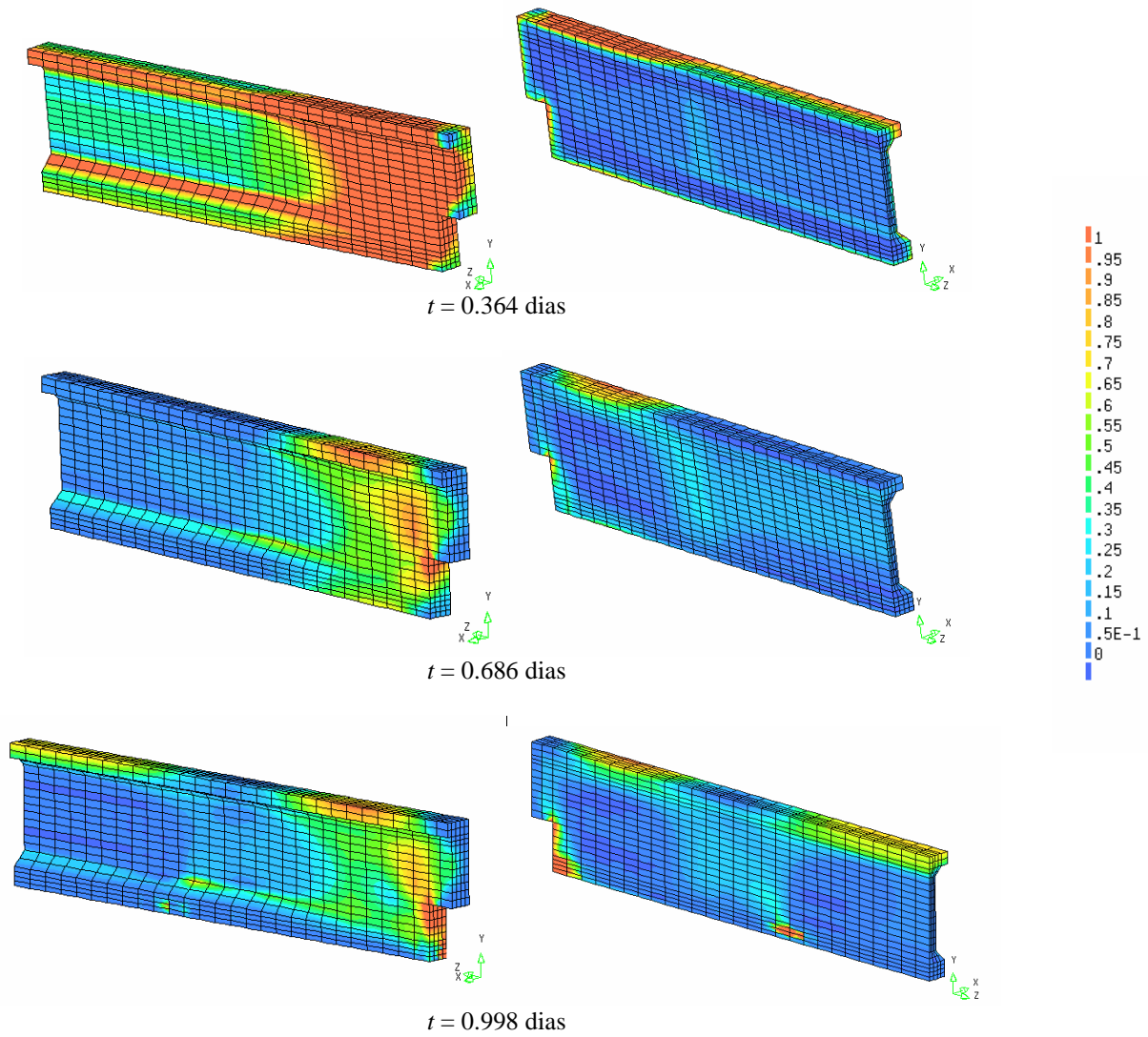


Figura 6.59 Índice de fendilhação na viga com cura térmica

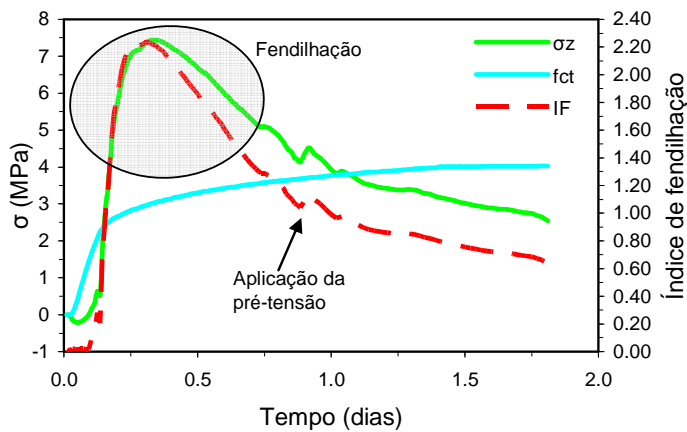


Figura 6.60 Evolução da resistência à tracção  $f_{ct}$ , da tensão longitudinal  $\sigma_z$  e do índice de fendilhação IF no ponto PA da viga sujeita a cura térmica



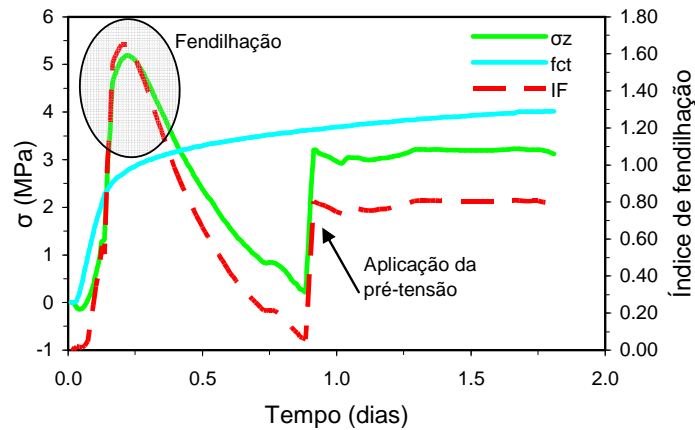


Figura 6.61 Evolução da resistência à tracção  $f_{ct}$ , da tensão longitudinal  $\sigma_z$  e do índice de fendilhação IF no ponto PB da viga sujeita a cura térmica

Relembra-se que a partir do início da fendilhação a análise mecânica deixa de ser verdadeiramente realista, uma vez que não contempla a redistribuição de tensões em consequência da abertura das fissuras. No entanto, as previsões do modelo numérico que apontam para um elevado risco de fissuração superficial no banzo superior da viga sujeita a cura térmica estão em concordância com as fissuras observadas na fabrica (ver Figura 6.45) que atingiram mais do dobro do número de fissuras presentes na viga curada naturalmente (ver Figura 6.44).

É interessante observar que, de acordo com os resultados apresentados, a fissuração prevista para a viga sujeita a cura natural se deve principalmente à contra-flecha imposta pela pré-tensão, enquanto que para a viga com cura térmica de vapor a fendilhação tem como causa primordial a elevação brusca da temperatura exterior imposta.

## 6.5 Estudo paramétrico da influência de diferentes regimes de cura térmica no risco de fissuração da viga pré-fabricada

Um regime de cura térmica ideal é constituído por: (i) um período retardador de pré-cura, no qual a temperatura ambiente deve igualar a do betão; (ii) um período de aquecimento, que deve ser controlado de forma a prevenir gradientes de temperatura repentinos; (iii) um período de patamar na temperatura máxima requerida para acelerar o desenvolvimento das propriedades mecânicas do betão e (iv) um período de arrefecimento. As curvas de cura térmica devem ser determinadas de forma a conciliar as vantagens económicas que lhe estão associadas, com as exigências de resistência

mecânica nas primeiras idades e em idades mais tardias (Neville 1995; Khurana 1998, 5.). Deve-se ter em conta, igualmente, que a cura térmica causa gradientes de temperatura entre zonas internas e externas dos elementos de betão, que devem ser devidamente controlados uma vez que podem conduzir a tensões de tracção e consequente fissuração.

Neste subcapítulo realiza-se um estudo paramétrico que envolve simulações numéricas com as mesmas características da apresentada no ponto 6.4.5, substituindo-se a cura térmica imposta por 3 regimes de cura térmica diferentes (CT1, CT2 e CT3), apresentados na Figura 6.62. Estes regimes de cura térmica, cujas características se resumem na Tabela 6.4, contemplam os 4 períodos da curva ideal, apresentando durações muito superiores (CT1 – 20h, CT2 e CT3 – 10h) às da cura térmica real considerada anteriormente (aproximadamente 3.5h). Da análise da Tabela 6.4 observa-se que as 3 curvas sob estudo apresentam a mesma taxa de aquecimento e arrefecimento, a mesma temperatura de pré e pós-cura, diferindo essencialmente na temperatura máxima e na duração do respectivo patamar, bem como na duração do período inicial de pré-cura. Desta forma, em comparação com um regime de controlo a uma temperatura ambiente constante de 20°C, pretende-se determinar a influência dos regimes de cura térmica no risco de fissuração da viga pré-fabricada sob estudo.

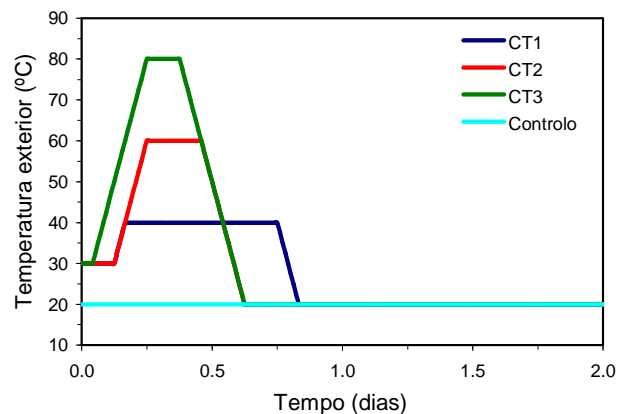


Figura 6.62 Regimes de cura térmica

Tabela 6.4 Regimes de cura térmica

Características	CT1	CT2	CT3
Temperatura no período de pré-cura (°C)	30	30	30
Duração do período de pré-cura (h)	3	3	1
Taxa de aquecimento (°C/h)	10	10	10
Temperatura máxima (°C)	40	60	80
Duração do período de patamar na temperatura máxima (h)	14	5	3
Taxa de arrefecimento (°C/h)	10	10	10
Duração total (h)	20	15	15

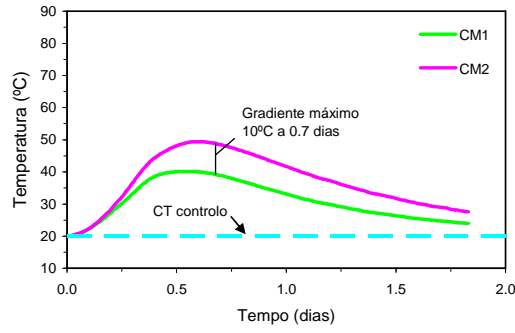
Nas análises numéricas efectuadas para cada regime de cura térmica considerou-se a aplicação do pré-esforço à idade de 0.9 dias. As análises foram efectuadas até à idade de 2 dias, considerando duas fases: fase I dos 0 aos 0.9 dias e fase II dos 0.9 aos 2 dias de idade.

## 6.5.1 Resultados das análises termo-mecânicas

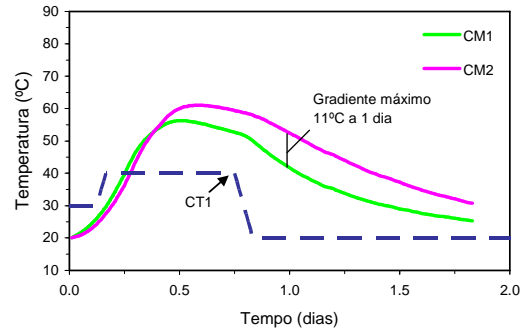
### 6.5.1.1 Temperaturas

Na Figura 6.63 apresentam-se os gráficos da evolução das temperaturas nos pontos CM1 e CM2 correspondentes à secção maciça SECM1, e na Figura 6.64 os correspondentes aos pontos CM4 e CM5 da secção aligeirada SECM2.

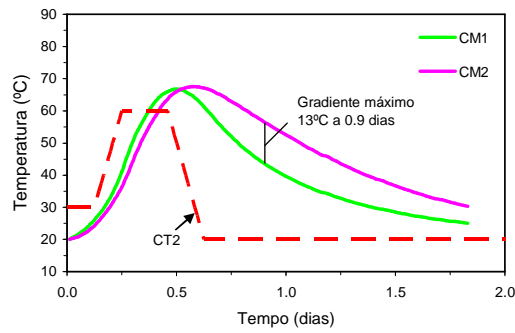
Para as duas secções em análise, os gradientes de temperatura entre o ponto mais exterior (CM1 na SECM1 e CM4 na SECM2) e o interior (CM2 na SECM1 e CM5 na SECM2) aumentam para maiores temperaturas de pico da cura térmica. Assim, os regimes CT2 e CT3 apresentam-se como os mais gravosos em termos da geração de gradientes de temperatura nas secções: 13°C para a secção SECM1 e 15°C para a secção SECM2 no caso do regime CT2, e 15°C para a SECM1 e 16°C para a SECM2 no caso do CT3. Os gradientes de temperatura são sistematicamente mais elevados na secção menos espessa (SECM2), devido à maior rapidez de arrefecimento desta secção em relação à secção mais espessa (SECM1). É interessante verificar que nestes regimes CT2 e CT3 no período de aquecimento o interior da secção aligeirada atinge temperaturas mais elevadas do que o exterior, contrariamente ao que acontece na secção mais espessa.



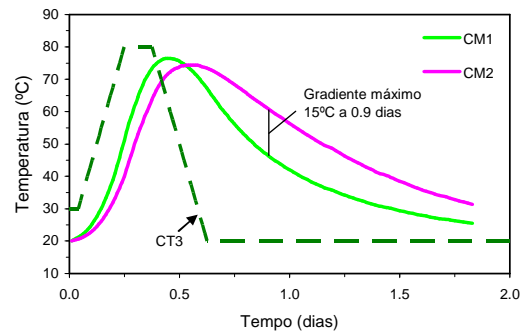
a) Cura de controlo



b) Cura térmica CT1

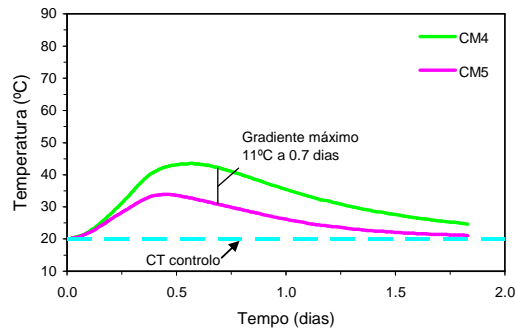


c) Cura térmica CT2

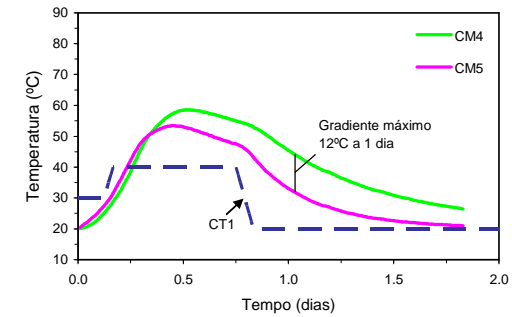


d) Cura térmica CT3

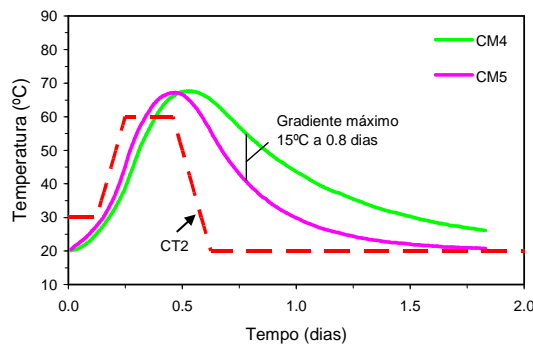
Figura 6.63 Temperaturas nos pontos CM1 e CM2 da SECM1



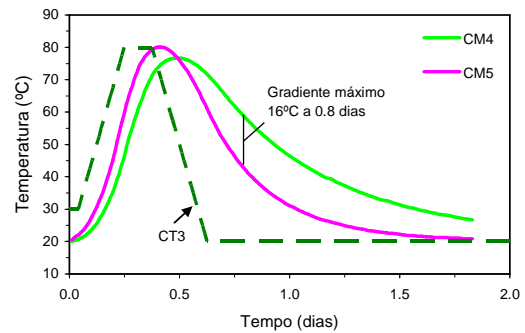
a) Cura de controlo



b) Cura térmica CT1



c) Cura térmica CT2



d) Cura térmica CT3

Figura 6.64 Temperaturas nos pontos CM4 e CM5 da SECM2

No que diz respeito às temperaturas máximas atingidas, estas também aumentam à medida que aumenta a temperatura máxima imposta pela cura térmica. As temperaturas de pico atingidas nas secções maciça e aligeirada são bastante similares quando é imposta a cura térmica, uma vez que o facto de a secção aligeirada apresentar menos massa de betão por um lado contribui para a diminuição do calor de hidratação, mas por outro lado favorece a difusão do calor proveniente do exterior, contribuindo para a activação da reacção de hidratação.

No caso da cura de controlo e do regime de cura térmica CT1 os gradientes de temperatura atingidos são inferiores aos dos casos de cura térmica, tanto na secção maciça (Figuras 6.63a) e b)) como na aligeirada (Figuras 6.64a) e b)).

### 6.5.1.2 Extensões totais

Na Figura 6.65 apresentam-se as extensões totais  $\varepsilon_z$  nas secções maciça e aligeirada, seleccionando para tal os pontos interiores CM2 da secção SECM1 e CM5 da secção SECM2, para os diferentes regimes de cura térmica.

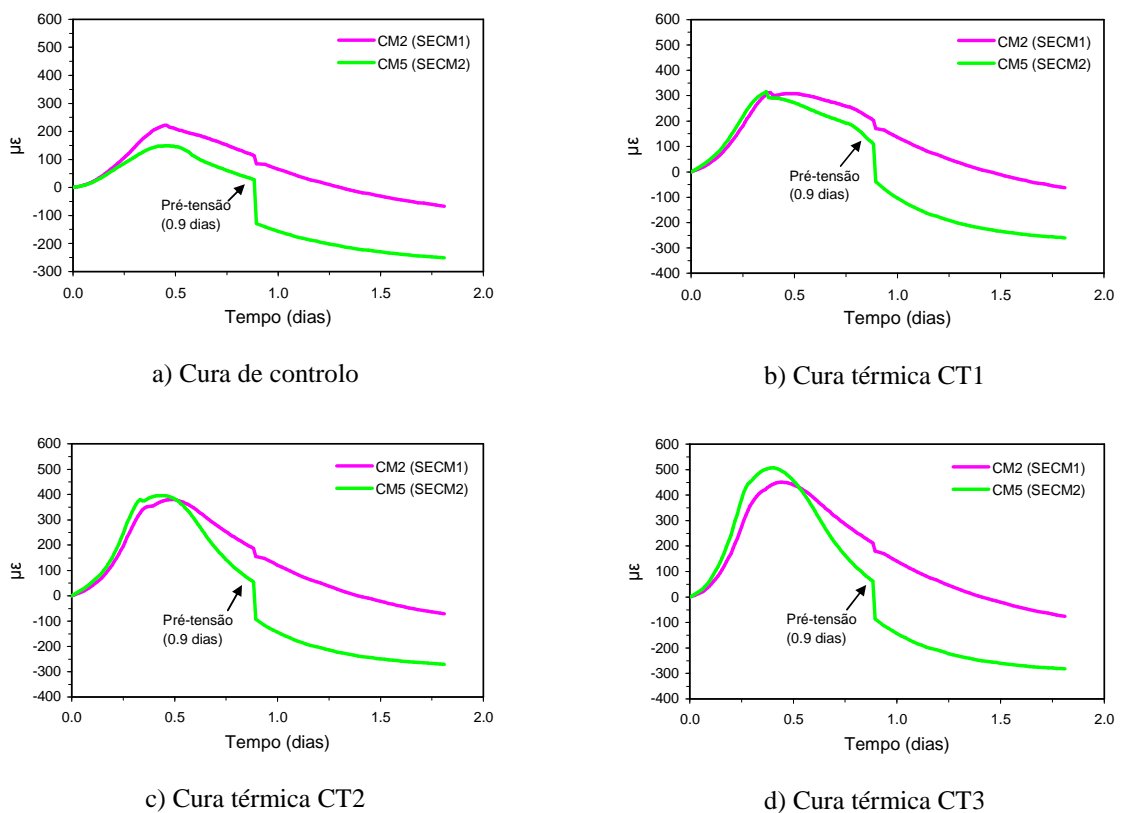


Figura 6.65 Extensões totais nos pontos CM1 da SECM1 e CM5 da SECM2

Nesta figura observa-se que as extensões totais  $\varepsilon_z$  atingem maiores valores de pico à medida que aumenta a temperatura exterior imposta pela cura térmica. Para os regimes CT1 e CT2 as extensões nos pontos representativos das duas secções são bastante similares, com valores aproximados de  $316\mu\epsilon$  e  $390\mu\epsilon$ , respectivamente. No caso da CT3 os valores de pico atingidos são da ordem de  $450\mu\epsilon$  para o ponto CM2 e  $505\mu\epsilon$  para o ponto CM5. Quanto à cura de controlo, como seria de esperar, as extensões totais máximas atingidas foram bastante inferiores em relação aos casos de aplicação de cura térmica, com valores de  $216\mu\epsilon$  para o ponto CM2 e  $148\mu\epsilon$  para o ponto CM5.

### 6.5.1.3 Risco de fissuração

Para os quatro regimes de cura considerados, os gráficos de evolução da resistência à tracção  $f_{ct}$ , da tensão longitudinal  $\sigma_z$  e do índice de fendilhação IF relativos ao ponto PA são reproduzidos na Figura 6.66, e os relativos ao ponto PB na Figura 6.67.

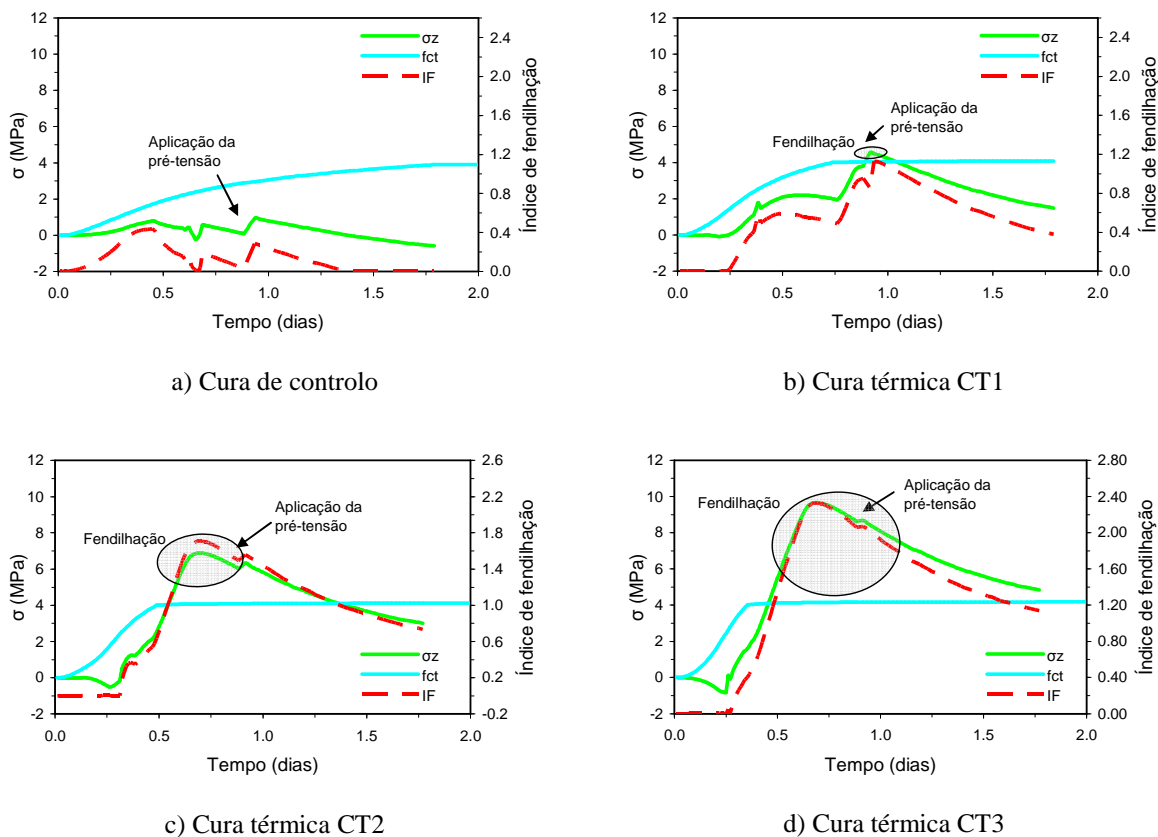


Figura 6.66 Evolução da resistência à tracção  $f_{ct}$ , da tensão longitudinal  $\sigma_z$  e do índice de fendilhação IF no ponto PA

Como espectável, a cura térmica de controlo não apresenta risco de fissuração assinalável em nenhum dos pontos em estudo. No caso da cura CT1 não existe propriamente risco de fissuração de origem térmica, mas após a aplicação da pré-tensão geram-se tensões de tracção que podem originar fissuras superficiais em ambos os pontos. As curas mais gravosas, relativas às curas térmicas CT2 e CT3, assinalam para o ponto PA um elevado risco de fissuração superficial durante o período de aquecimento; no ponto PB o risco de fissuração torna-se mais elevado após a aplicação da pré-tensão, e no caso da cura CT3 observa-se também propensão para a abertura de fendas logo na fase de aquecimento.

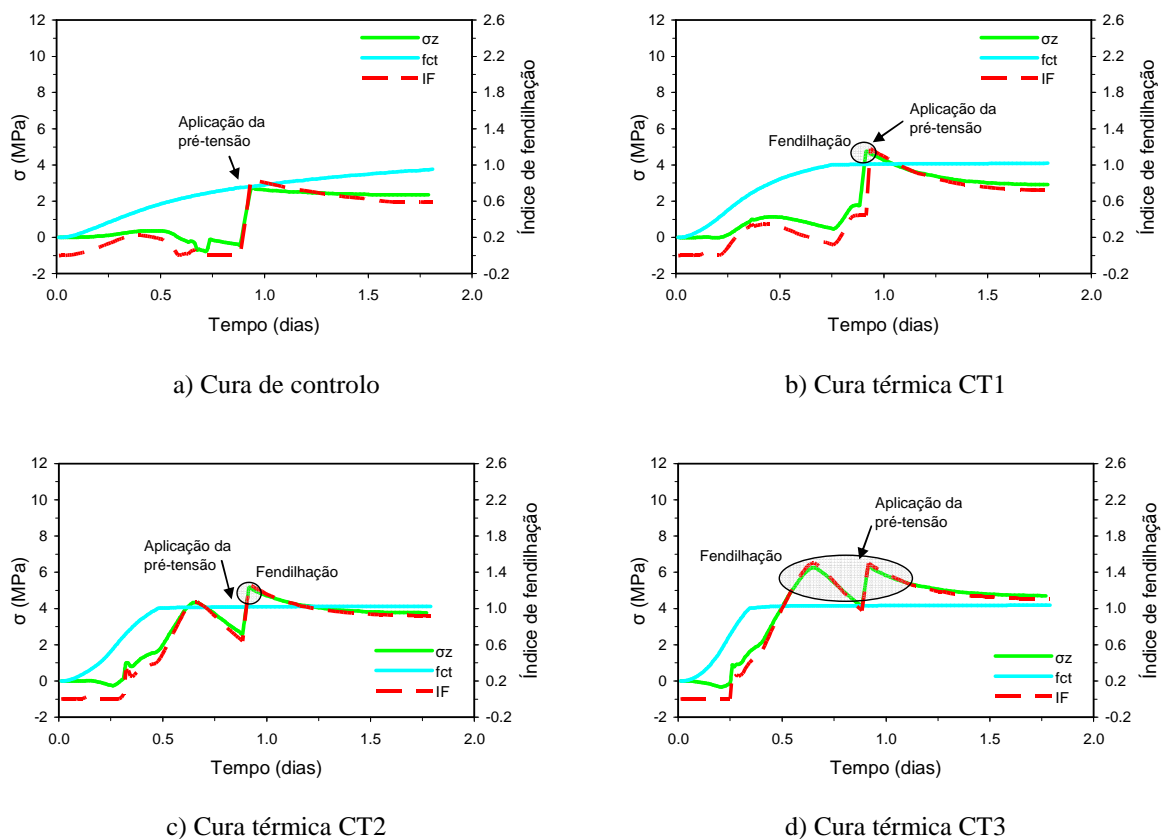


Figura 6.67 Evolução da resistência à tracção  $f_{ct}$ , da tensão longitudinal  $\sigma_z$  e do índice de fendilhação IF no ponto PB

Finalmente apresentam-se os mapas do índice de fendilhação correspondentes às duas idades críticas identificadas para os diferentes regimes de cura térmica: antes da aplicação do pré-esforço, envolvendo somente à acção térmica (ver Figura 6.68) e após a aplicação do pré-esforço ( $t = 0.978$  dias) (ver Figura 6.69). Da análise destas figuras observa-se que os valores elevados de IF alastram na viga à medida que os regimes de cura térmica se tornam mais gravosos (com temperaturas impostas mais elevadas).

Assim, no caso da cura de controlo observa-se um diminuto risco de fissuração, tanto na fase de aquecimento como após a aplicação da pré-tensão. A cura térmica CT1 apresenta-se como a cura térmica provavelmente mais adequada a este caso, uma vez que conduz a apreciável risco de fissuração somente após a aplicação da pré-tensão e em zonas relativamente restritas. As curas térmicas CT2 e CT3 são totalmente inadequadas dada a elevada dimensão das zonas propícias à abertura de fendas, tanto durante o período de aquecimento associado à libertação do calor de hidratação do cimento como na fase posterior à aplicação do pré-esforço.

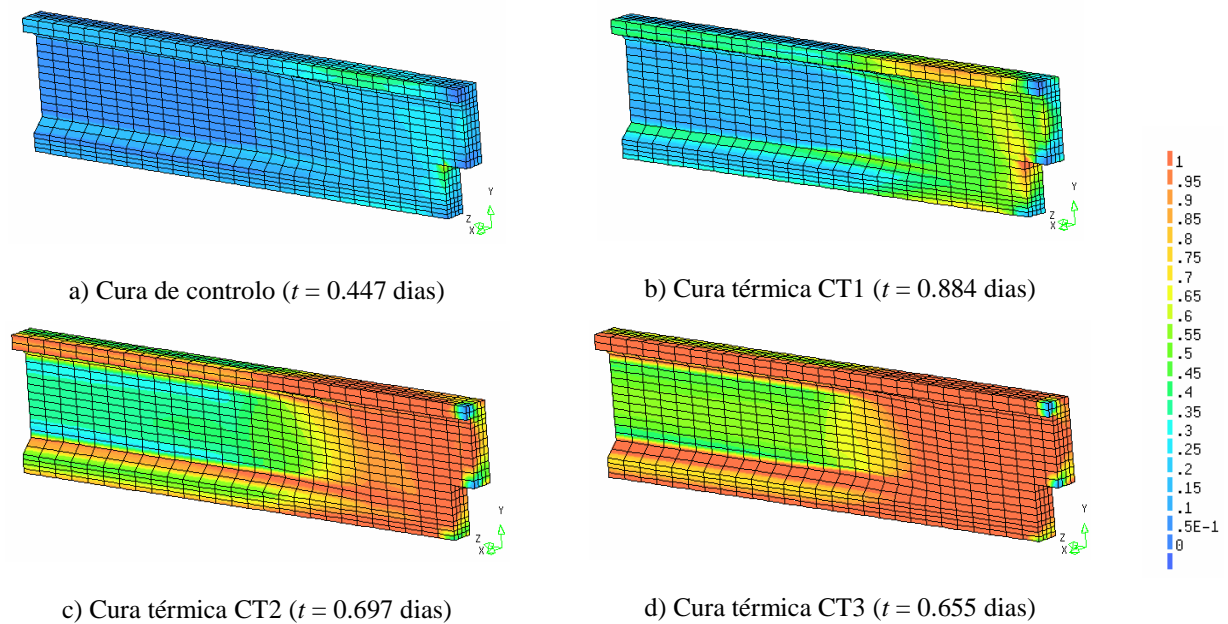


Figura 6.68 Índice de fendilhação antes da aplicação do pré-esforço

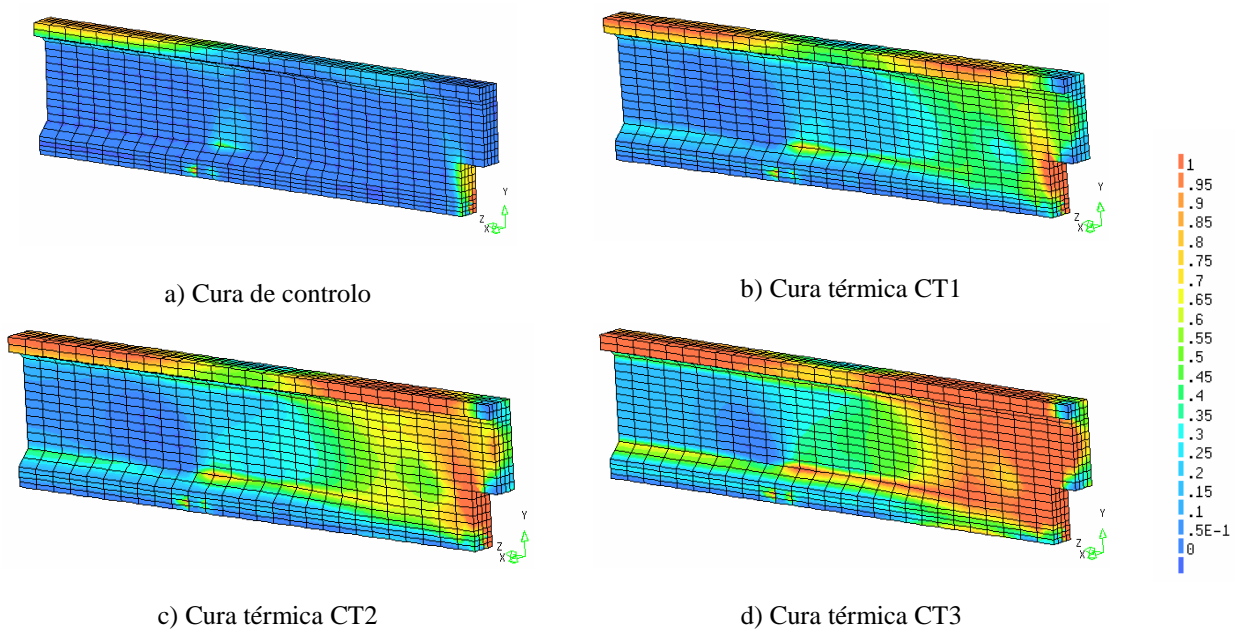


Figura 6.69 Índice de fendilhação após a aplicação do pré-esforço ( $t = 0.978$  dias)



Salienta-se, assim, a utilidade desta ferramenta de análise numérica no apoio a decisões acerca do tipo de cura térmica a adoptar de forma a minimizar a fissuração nas primeiras idades de elementos pré-fabricados de betão.



## **7 CONCLUSÃO**

### **7.1 Conclusões gerais**

De uma forma geral, neste trabalho foi abordada a problemática da análise do comportamento de estruturas de betão nas primeiras idades, através da apresentação e aplicação de um modelo numérico termo-mecânico, devidamente calibrado com ensaios laboratoriais, e da monitorização de temperaturas e deformações de peças de betão durante a hidratação do cimento.

No que diz respeito ao problema térmico, e mais concretamente à definição da Lei de Arrhenius que simula a geração de calor decorrente da hidratação do cimento foram ensaiados 6 cimentos fabricados no país: três cimentos Portland (dois cinzentos e um branco) e três cimentos Portland de Calcário (dois cinzentos e um branco). Foram igualmente realizados ensaios calorimétricos com incorporação de um aditivo (superplastificante) e duas adições (cinzas volantes e fíler calcário). Para tal foi utilizado um calorímetro isotérmico JAF para realização de ensaios a temperaturas entre 20°C e 50°C.

A partir da análise dos resultados experimentais observou-se que o potencial de geração de calor é aumentado pela maior finura do cimento e pela maior percentagem

de clínquer na respectiva composição. Assim, e como expectável, os cimentos Portland apresentam maior calor de hidratação do que os cimentos compostos.

Quanto aos cimentos de coloração branca, observaram-se comportamentos distintos, dependendo do tipo de cimento (Portland ou Portland de Calcário). Quanto ao cimento Portland branco, observou-se um aumento da taxa máxima de calor gerado e uma ligeira diminuição do calor potencial e da energia de activação quando comparado com o seu homólogo cinzento. No respeitante ao cimento Portland de Calcário branco, observou-se um decréscimo do calor de hidratação em comparação com o cimento cinzento do mesmo tipo, devendo-se este comportamento à menor quantidade de clínquer presente na sua composição. No entanto, a função das taxas de calor gerado normalizadas e a energia de activação não apresentam diferenças significativas entre as duas colorações de cimentos deste tipo.

Quanto à comparação dos cimentos provenientes de fábricas de produção distintas, de um modo geral os cimentos apresentam características calorimétricas bastante semelhantes, existindo no entanto, algumas diferenças pontuais. Estas diferenças podem dever-se tanto às desigualdades na finura dos cimentos como a pequenas diferenças na composição química. De facto, os cimentos compostos são os que apresentam as maiores diferenças, devido à maior possibilidade de variação dos seus constituintes, sendo que as maiores dissemelhanças foram observadas para os ensaios isotérmicos realizados às temperaturas de 40°C e 50°C.

No que diz respeito à influência do aditivo, conclui-se que a incorporação de superplastificante na pasta de cimento altera a cinética de hidratação, tendo-se observado um atraso no desenvolvimento do calor, menores taxas máximas de calor gerado e menor calor gerado a tempo infinito. É importante realçar que, dada a complexidade inerente à influência dos agentes químicos nas reacções de hidratação, os resultados calorimétricos são muito influenciados pelo tipo de agente químico adicionado na pasta, e que por isso variarão consoante o tipo de aditivo utilizado. No respeitante à energia de activação, a adição de superplastificante não alterou significativamente o seu valor médio.

No que concerne à adição de cinzas volantes na pasta de cimento Portland, os resultados experimentais de calorimetria isotérmica apontam para uma ligeira diminuição da taxa de calor máxima gerada, alongação da respectiva curva de geração de calor de hidratação e um importante aumento do calor potencial (principalmente para as temperaturas de 40°C e 50°C). A evolução da hidratação é atrasada pela presença de

cinzas, enquanto que a função das taxas de calor gerado acumuladas não é muito afectada, principalmente no que toca às temperaturas de ensaio de 20°C e 30°C. A evolução da energia de activação aparente apresenta-se com maiores oscilações na presença de cinzas, e o seu valor médio diminui em relação ao cimento Portland sem adição.

Quanto aos resultados calorimétricos com incorporação de fíler calcário na pasta de cimento Portland, observa-se que aquele acelera a hidratação, diminuindo o período de dormência. A taxa máxima de calor gerado do cimento sofreu um ligeiro aumento com a presença de fíler, enquanto que o calor potencial se manteve praticamente constante. Uma vez mais, a evolução do grau de hidratação, a função das taxas de calor normalizadas e a energia de activação aparente não experimentaram alterações significativas na presença da adição mineral.

No âmbito da problemática de monitorização do comportamento do betão durante a fase de hidratação do cimento, comparou-se neste trabalho o desempenho de diferentes extensómetros (eléctricos de revestimento cerâmico e cordas vibrantes de revestimentos plástico e metálico) quando sujeitos às mesmas temperaturas e deformações nas primeiras idades, monitorizando para o efeito um prisma de betão construído para o efeito, e ensaiado em laboratório. O sensor de cordas vibrantes plástico, de muito baixa rigidez, adere cedo ao betão, mas apresenta uma elevada sensibilidade à temperatura, conduzindo na fase de aquecimento, durante a qual o betão passa do estado líquido ao sólido, a extensões totais mais elevadas do que as reais. Para trabalhos em obra envolvendo monitorização de extensões nas primeiras idades do betão admite-se ser preferível a utilização do sensor de cordas vibrantes de revestimento metálico, mais robusto e apresentando menor sensibilidade à temperatura. No entanto, o sensor de cordas vibrante plástico é útil para definir o instante de solidarização ao betão do sensor de cordas vibrantes metálico, sendo aquele definido quando os dois tipos de sensores passam a responder com tendências de evolução similares. A partir da definição daquele instante é possível obter um registo majorante das extensões totais no betão (coincidente com o sinal medido directamente pelo sensor), bem como um minorante (a partir da subtracção ao sinal medido das deformações registadas pelo sensor de cordas vibrantes metálico até à solidarização ao betão).

O extensómetro eléctrico de revestimento cerâmico revelou-se pouco apropriado para a monitorização das extensões mecânicas nas primeiras idades do betão, uma vez que efectua uma compensação do efeito da temperatura com base no coeficiente de

dilatação térmica do betão endurecido, parâmetro que é inadequado para a fase de hidratação do cimento.

Paralelamente ao trabalho experimental de monitorização do prisma de betão ensaiado em laboratório, foi efectuada uma bem sucedida simulação numérica do respectivo comportamento térmico, tendo as previsões das temperaturas exibido elevada coerência com as medições obtidas pelos termopares tipo K e pelos sensores PT100 utilizados. O modelo de análise termo-mecânica adoptado permitiu igualmente prever o desenvolvimento das extensões totais do betão nas primeiras idades. Na fase de arrefecimento deste material as previsões numéricas acompanharam bem as tendências de evolução das extensões fornecidas pelos sensores de cordas vibrantes. Contudo, na fase de aquecimento as deformações máximas registadas pelos sensores foram superiores às previstas numericamente, tendo-se verificado que esta discordância se devia sobretudo à diminuição do coeficiente de dilatação térmica que ocorre nas primeiras 5-10h de vida do betão, e que geralmente não é considerada na modelação por ser de difícil caracterização experimental.

Uma vez validado o modelo numérico termo-mecânico e definida a estratégia de monitorização do betão nas primeiras idades, procedeu-se neste trabalho à instrumentação de uma viga de betão pré-fabricada e pré-esforçada, a fim de medir temperaturas e extensões totais desde os primeiros instantes da betonagem até aos 3 dias de idade. Para tal foram elegidas duas secções de monitorização, uma na zona maciça da peça e outra na zona aligeirada, onde foram dispostos vários sensores. No que diz respeito à medição de deformações, foram utilizados sensores de cordas vibrantes metálicos e plásticos com o objectivo de determinar o instante de solidarização do sensor metálico ao betão. No entanto, devido à elevada fragilidade dos extensómetros plásticos o sinal medido durante as primeiras horas sofreu elevadas flutuações, impossibilitando a definição deste instante. Mesmo assim, foi possível registar e observar interessantes gradientes de temperaturas e de extensões ao longo da altura da peça, em consequência do calor libertado durante a reacção de hidratação do cimento.

A par dos trabalhos de monitorização foi realizada a modelação numérica termo-mecânica da viga instrumentada, utilizando para o efeito uma discretização em elementos finitos 3D. Esta simulação contempla duas fases distintas: antes e após a aplicação do pré-esforço. As previsões numéricas das temperaturas e extensões totais foram comparadas com os correspondentes valores medidos, tendo sido revelada uma boa coerência entre ambos. Após a validação do modelo numérico procedeu-se à

avaliação de tensões e do risco de fissuração da viga pré-fabricada. Quanto ao risco de fissuração de origem térmica, este revelou-se diminuto. No entanto, conclui-se existir uma elevada propensão para a fissuração da superfície do banzo superior, na zona de secção aligeirada, em consequência da aplicação do pré-esforço.

Uma vez que a prática comum de fabrico destes elementos estruturais envolve a aplicação de cura térmica húmida durante as primeiras horas após a betonagem (cujas temperaturas externas foram também monitorizadas), realizou-se uma nova simulação numérica para avaliar a influência desta prática no risco de fissuração da viga. Assim, verificou-se a existência de uma elevada propensão para a abertura de fendas superficiais no banzo superior da viga, em consequência do aquecimento e arrefecimento repentinos impostos no início da hidratação.

As fissuras observadas na viga instrumentada e na viga sujeita a cura térmica estão em concordância com o que foi inferido a partir das análises numéricas efectuadas. De facto, a viga curada em ambiente natural apresenta fissuras superficiais no banzo superior em muito menor número do que na viga sujeita a cura térmica. Por sua vez, esta última apresenta fissuras tanto nas zonas maciça como aligeirada. Salienta-se, por isso, a necessidade de aplicar regimes de cura térmica adequados, em que sejam contemplados intervalos de aquecimento e arrefecimento intervalados por fases de patamar de temperatura, para evitar a ocorrência de gradientes térmicos elevados no interior das peças de betão.

Finalmente procedeu-se à realização de um estudo paramétrico envolvendo diferentes regimes de cura térmica aplicados à viga pré-fabricada em estudo, com o objectivo de determinar numericamente a influência das características destes regimes no risco de fissuração superficial. Os três regimes de cura térmica analisados apresentam como principal diferença entre si a temperatura máxima imposta (CT1 – 40°C, CT2 – 60°C e CT3 – 80°C), e foram igualmente comparados com a cura de controlo a temperatura constante de 20°C em termos de temperaturas, deformações, tensões e risco de fissuração. O regime de cura térmica CT1 revelou ser o mais adequado para a viga analisada, uma vez que não conduziu a tensões de tracção relevantes durante a fase de aquecimento. As restantes curas térmicas de vapor revelaram-se potenciadoras da geração de fissuras superficiais, tanto devido à acção térmica decorrente do calor de hidratação como após a aplicação da pré-tensão.

A principal conclusão a retirar destas análises é que a técnica de cura térmica de vapor pode induzir a fissuração superficial em peças de betão, caso não sejam

realizados estudos prévios. Assim, análises numéricas como as efectuadas neste trabalho serão de grande utilidade para a definição do regime de cura térmica mais adequado para um elemento pré-fabricado de betão, permitindo evitar ou minimizar a respectiva fissuração nas primeiras idades.

## 7.2 Desenvolvimentos futuros

Apresentam-se seguidamente alguns temas susceptíveis de desenvolvimento em trabalhos futuros, no âmbito do estudo do comportamento do betão nas primeiras idades:

- Uma vez que não foi possível o seu uso nos trabalhos de instrumentação realizados, será importante recorrer futuramente a sensores de fibra óptica, para monitorização das temperaturas e extensões no betão durante a hidratação do cimento. De facto, estes apresentam-se como os instrumentos de medição mais modernos, com relevantes vantagens no que diz respeito aos encapsulamentos menos rígidos, vários pontos de medição na mesma fibra, robustez e precisão.
- Foi demonstrada, neste trabalho, a importância de a modelação numérica incluir explicitamente a redução do coeficiente de dilatação térmica do betão durante as primeiras horas de hidratação do cimento. Desta forma, é necessário implementar um ensaio adequado para caracterização experimental desta propriedade.
- No que diz respeito à caracterização da condutibilidade térmica e do calor específico do betão, será igualmente necessário desenvolver ensaios que permitam a determinação destas propriedades ao longo da hidratação, de modo a que possam igualmente ser considerados de forma realista no modelo numérico termo-mecânico.
- O coeficiente de convecção-radiação equivalente que simula numericamente a transmissão de energia entre o betão e o meio ambiente foi, neste trabalho, considerado a partir de bibliografia e de procedimentos tentativa-erro. A sua determinação experimental através de sensores de fluxo de calor é outro aspecto passível de desenvolvimento.



- A utilização do modelo numérico para dimensionar curvas de cura térmica adequadas às peças de betão pré-fabricadas será de todo o interesse, tendo em vista evitar a fissuração destes elementos nas primeiras idades.
- Sugere-se o desenvolvimento do modelo numérico para que seja possível contabilizar o efeito térmico e mecânico das armaduras existentes nas estruturas de betão.
- Será igualmente interessante implementar técnicas de modelação numérica não-lineares que possibilitem a simulação do comportamento do betão após a fissuração.



## REFERÊNCIAS

- Anson, M.; Rowlinson, P. (1988) - *Early-age strain and temperature measurements in concrete tanks*. Magazine of Concrete Research. 40: 145, pp 216-226.
- Atiss, C. D. (2002) - *Heat evolution of high-volume fly ash concrete*. Cement and Concrete Research. 32: pp 751-756.
- Atrushi, D. (2003) - *Tensile and compressive creep of early age concrete: testing and modelling*. PhD Thesis, Norwegian University of Science and Technology
- Azenha, M. (2004) - *Comportamento do betão nas primeiras idades. Fenomenologia e análise termo-mecânica*. Dissertação de mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Azenha, M.; Faria R.; Figueiras J. (2004) - *Análise térmica e mecânica de uma laje de betão instrumentada nas primeiras idades*. In: Proc. Betão Estrutural 2004, Porto, pp 381-388
- Bazant, Z. P. (1988) - *Mathematical modeling of creep and shrinkage of concrete*. Chichester, John Wiley & Sons, Inc.

- Bjontegaard, O.; Sellevold E. (2001) - *Interaction between thermal dilation and autogenous deformation in high performance concrete*. Materials and Structures. 34: 5, pp 266-272.
- Breugel, K. (1998) - *Prediction of temperature development in hardening concrete*. Prevention of thermal cracking in concrete at early ages. Report 15. R. Springenschmid, E & FN SPON.
- Carino, N.; Lew H. (2001) - *The maturity method: from theory to application*. In: Proc. Structures Congress & Exposition, Washington DC, ASCE, 39.
- CEN (2004). *Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1.1: General rules for buildings*.
- Coutinho, A. (1997). *Fabrico e propriedades do betão. Volume I*. LNEC.
- Cusson, D. (2002) - *Field monitoring of the early-age performance of concrete structures*. Early age cracking in cementitious systems. Report 25. A. Bentur, RILEM Publications s.a.r.l.
- D'Aloia, L. (2001) - *Early age kinetics: Activation energy, maturity and equivalent age*. Early age cracking in cementitious systems. Report 25. A. Bentur, RILEM Publications s.a.r.l.
- E397 (1993) - *Determinação do módulo de elasticidade em compressão*. Especificação do LNEC. LNEC.
- Faria, R.; Azenha M.; Figueiras J. (2006) - *Modelling of concrete at early ages: Application to an externally restrained slab*. Cement. and Concrete. Composites. 28:6, pp 572-585.
- Félix, C. M. (2004) - *Monitorização e análise do comportamento de obras de arte*. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- FIB (1999) - *Structural Concrete - Textbook on behaviour, design and performance updated knowledge of the CEB/FIP Model Code 1990 - Volume 1*, CEB/FIP, 61.

- Glisic, B.; Inaudi, D. (2001) - *Structural monitoring of hybrid specimens at early age using fibre optic sensors*. In: Proc. 55<sup>th</sup> Rilem Annual Week, Symposium on connections between Steel and Concrete, Stuttgart, Germany.
- Glisic, B.; Inaudi, D. (2006) - *Monitoring of early and very early age deformation of concrete using fiber optic sensors*. FIB - Fédération Internationale du Béton, Proc. of the 2<sup>nd</sup> International Congress, Naples, Italy, session 17.
- Glisic, B.; Simon, N. (2000) - *Monitoring of concrete at very early age using stiff SOFO*. Cement and Concrete Composites. 22: pp 115-119.
- Habel, W.; Hofmann, D., Hillemier, B. (1997) - *Deformation measurements of mortars at early ages and of large concrete components on site by means of embedded fiber-optic microstrain sensors*. Cement and Concrete Composites. 19: pp 81-102.
- Heimdal, E.; Kompen, R. (2001) - *Maridal Culvert, Norway - Field test I*. IPACS Document, Subtask T.5.1.1, Report 196.
- Jolicoeur, C.; Simard, M. A. (1998) - *Chemical admixture - cement interactions: phenomenology and physico-chemical concepts*. Cement and Concrete Composites. 20: pp 87-101.
- Jonasson, J. E. (1994) - *Modelling of Temperature, Moisture and Stresses in Young Concrete*. PhD Thesis, Lulea University of Technology, Lulea.
- Khan, A.; Cook, W. D.; Mitchell, D. (1998) - *Thermal properties and transient thermal analysis of structural members during hydration*. ACI Materials Journal. 95:3, pp 293-303.
- Khurana, R. (1998) - *Heat curing in precast concrete*. In: Proc. Master Builders Technologies, Record number 5.
- Kreppelt, F.; Weibel, M., Zampini, D.; Romer, M. (2002) - *Influence of solution chemistry on the hydration of polished clinker surfaces - a study of different types of polycarboxylic acid-based admixtures*. Cement and Concrete Research. 32, pp 187-198.

- Morabito, P. (2001a) - *Sluice gate - Brembo River - Italy - Field test*, IPACS Document, Subtask T.5.4., Report 197.
- Morabito, P. (2001b) - *Thermal properties of concrete. Variations with the temperature and during the hydration phase*. IPACS Document, Subtask 2.3., Report 69.
- Neville, A. (1995) - *Properties of Concrete*. 4<sup>th</sup> Edition. Prentice Hall.
- Nocun-Wczelik (2001) - *Heat evolution in hydrated cementitious systems admixed with fly ash*. Journal of Thermal Analysis and Calorimetry. 65, pp 613-619.
- NP EN 197-1 (2001) - *Cimento - Parte 1: Composição, especificações e critérios de conformidade para cimentos correntes*.
- NP EN 1097-6 (2003) - *Parte 6 - Determinação da massa volúmica e da absorção de água*. Caparica: IPQ.
- NP EN 12390-3 (2003) - *Parte 3 - Resistência a compressão dos provetes de ensaio 0007*. Caparica: IPQ.
- NP EN 12390-6 (2003) - *Parte 6 - Resistência à tracção por compressão de 0007*. Caparica: IPQ.
- O'Moore, L.; Baweja, D., Cux, P. (2004) - *Investigation of early age tensile stresses, shrinkage strains in pavements and standard drying shrinkage tests*. Internal Report. Department of Civil Engineering - Concrete Laboratory, University of Queensland.
- Pacewska, B.; Blonkowski, G.; Wilinska, I. (2006) - *Investigations of the influence of different fly ashes on cement hydration*. Journal of Thermal Analysis and Calorimetry. 86:1, pp 179-186.
- Poppe, A.-M.; De Schutter, G. (2005) - *Cement hydration in the presence of high filler contents*. Cement and Concrete Research. 35, pp 2290-2299.
- Prato, T. (1999) - *Comportamiento del hormigón en edades tempranas. Modelización y aplicaciones*. Tese de Doutoramento, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona.

- Reinhardt, H.; Blaauwendraad, J., Jongedijk, J. (1982) - *Temperature development in concrete structures taking account of state dependent properties*. In: Proc International Conference Concrete at Early Ages, Record number 37, Paris, France.
- Sarmiento Bastos, A. M. (2005) - *Técnicas experimentais para análise estática de estruturas. Textos de apoio - Instrumentação e observação de estruturas*. Textos de aulas, Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP.
- Sharma, R. L.; Pandey, S. P. (1999) - *Influence of mineral additives on the hydration characteristics of ordinary Portland cement*. Cement and Concrete Research. 29, pp 1525-1529.
- Silva, L. (2007) - *Caracterização das propriedades termo-mecânicas do betão nas primeiras idades para aplicação estrutural*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Silva, L.; Faria, R.; Azenha, M. (2006) - *Caracterização Calorimétrica de Cimentos na Fase de Hidratação*. Relatório FCT - Projecto POCI/ECM/56458/2004, LABEST - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Silveira, A. (1996) - *A influência das acções térmicas no comportamento de pontes de betão armado*. Tese de Doutoramento, LNEC, Lisboa.
- Slowik, V.; Schlattner, E.; Klink, T. (2004) - *Experimental investigation into early age shrinkage of cement paste by using fibre Bragg gratings*. Cement and Concrete Composites 26, pp 473-479.
- Tanabe, T. (1998) - *Measurement of thermal stresses in situ*. Prevention of thermal cracking in concrete at early ages. Report 15. R. Springenschmid, E & FN SPON.
- Tantawi, S. H. (1997) - *Effect of different types of concrete polymer admixtures on physicochemical and mechanical properties of cement pastes*. Polymer-Plastic Technology and Engineering. 36:6, pp 863-872.
- Tyler, R. G. (1968) - *Developments in the measurement of strain and stress in concrete bridge structures*, Road Research Laboratory. Ministry of Transport, Road Research Laboratory, Report LR 189, Crowthorne, Berkshire, England.

- Viviani, M.; Glisic, B.; Smith, I. (2007) - *Separation of thermal and autogenous deformation at varying temperatures using optical fiber sensors*. Cement and Concrete Composites. 29, pp 435-447.
- Wadsö, L. (2003) - *An experimental comparison between isothermal calorimetry, semi-adiabatic calorimetry and solution calorimetry for the study of cement hydration*. Nordtest Technical Report number 522.
- Wang, J.-C.; Yan, P.-Y. (2006) - *Influence of initial casting temperature and dosage of fly ash on hydration heat evolution of concrete under adiabatic condition*. Journal of Thermal Analysis and Calorimetry. 85:3, pp 755-760.
- Webster, J. G. (1999) - *Measurement, Instrumentation and Sensors Handbook*. CRC Press LLC, New York.
- Wirquin, E.; Broda, M.; Duthoit, B. (2002) - *Determination of the apparent activation energy of one concrete by concrete calorimetric and mechanical means*. Cement and Concrete Research. 32, pp 1207-1213.
- Wong, C.; Childs, P.; Berndt, R.; Macken, T.; Peng, G.; Gowripalan, N. (2007) - *Simultaneous measurement of shrinkage and temperature of reactive powder concrete at early-age using fibre Bragg grating sensors*. Cement and Concrete Composite. 29, pp 490-497.