

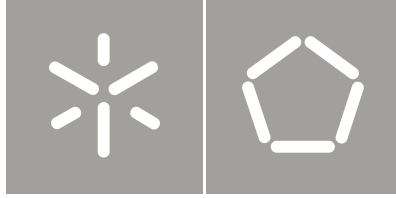


Universidade do Minho
Escola de Engenharia

Lúcio Abel Pereira Lourenço Betão Reforçado com Fibras: aplicações e técnicas de inspeção
e reforço de elementos estruturais afetados pela ação de um fogo

Lúcio Abel Pereira Lourenço

Betão Reforçado com Fibras:
aplicações e técnicas de inspeção e reforço
de elementos estruturais afetados pela ação
de um fogo



Universidade do Minho
Escola de Engenharia

Lúcio Abel Pereira Lourenço

Betão Reforçado com Fibras:
aplicações e técnicas de inspeção e reforço
de elementos estruturais afetados pela ação
de um fogo

Tese de Doutoramento
Engenharia Civil / Ramo de Estruturas

Trabalho efectuado sob a orientação do
**Professor Doutor Joaquim António Oliveira de
Barros**

É AUTORIZADA A REPRODUÇÃO INTEGRAL DESTA TESE/TRABALHO APENAS PARA EFEITOS DE INVESTIGAÇÃO, MEDIANTE DECLARAÇÃO ESCRITA DO INTERESSADO, QUE A TAL SE COMPROMETE

Lúcio A. P. Lourenço

*Diz-me que cara ou coroa eu vou ganhar
Diz-me quanto eu fiz bem em me apostar
E que bem fiz em ter por necessárias
As horas extraordinárias*

Sérgio Godinho, in “As Horas Extraordinárias”

Agradecimento

Com o término deste “Caminho” cumpre agradecer a todos, pessoas ou entidades, que contribuíram positivamente para que este fosse possível e que chegasse a bom termo.

Destaco o apoio e a orientação do Professor Joaquim Barros que sempre demonstrou total motivação e confiança nos trabalhos desenvolvidos. De igual forma, agradeço o aconselhamento, a seriedade científica e a discussão durante todos os trabalhos, ações essenciais para o esclarecimento das interrogações que foram surgindo. Por fim, a atenta revisão da presente tese.

Este trabalho não teria sido possível sem o apoio e formação concedidos pelo Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade do Minho e pelo ISISE – Institute for Sustainability and Innovation in Structural Engineering. Neste sentido, o meu agradecimento aos professores, bolsiros de investigação, alunos, pessoal técnico e pessoal administrativo pela colaboração que sempre recebi desde o dia em que ingressei nesta Universidade. Agradeço à CIVITEST – Pesquisa de Novos Materiais para a Engenharia Civil, Lda., pela compreensão e disponibilidade demonstradas durante a minha ausência para escrita da presente dissertação.

Um especial *obrigado* ao Bona e ao Cardoso, ao Prof. António Correia, ao Prof. Paulo Cruz, ao Prof. Pedro Souto, ao Sr. Manuel, à Delfina, ao Frederico, ao Inaldo, ao Simão, ao Miguel, ao Késio, ao Gihad, ao João, à Bárbara, ao Adérito, ao Rui, ao Pedro, ao Rajendra, ao Eduardo, ao Nuno e ao Ventura.

E por último, ciente que “os últimos são os primeiros”, à Joana, à Conceição e ao Albino, ao Amadeu, à Maria, ao Abílio e à Emília, à Isabel, ao Pedro e ao Nuno, ao Zé, à Paula e à Sónia e ao João, à Gorete e ao Tiago... mas, principalmente, à Mariana e ao Francisco que dão sentido à minha existência.

O meu *muito obrigado*.

Ultreia et suseia!

Resumo

A utilização de Betão Reforçado com Fibras (BRF) apresenta, atualmente, um crescimento significativo no mercado da Construção. As áreas de aplicação passam, principalmente, por pavimentos industriais, elementos pré-fabricados, reforço estrutural e revestimento de túneis. A aplicação de fibras em substituição parcial ou total de armaduras convencionais em certos elementos de betão pode proporcionar vantagens técnicas e económicas. O Betão Auto Compactável Reforçado com Fibras (BACRF) é um material que alia as vantagens inerentes à utilização de um BRF com as que resultam do facto de se tratar de um material que possui elevada capacidade de fluir, contornar obstáculos e preencher zonas de difícil acesso, sem ocorrência de segregação dos seus constituintes.

A presente dissertação pretende contribuir para o aumento do conhecimento sobre a tecnologia do Betão Reforçado com Fibras, caracterização do seu comportamento por ensaios experimentais, exploração do seu uso em aplicações estruturais por meio de ferramentas de análise estrutural avançada, baseadas no método dos elementos finitos, e avaliação do seu potencial no reforço estrutural. A lei constitutiva que simula o modo I de fratura do BRF/BACRF foi obtida por análise inversa, recorrendo aos resultados experimentais obtidos em ensaios de flexão com viga entalhada e determinando a lei tensão-abertura de fissura que, por simulação numérica, garantiu uma maior aproximação dos resultados numéricos aos experimentais.

A adição de fibras, especialmente as não metálicas, apresenta-se como uma das soluções mais eficientes para melhorar o comportamento do betão quando este é exposto a temperaturas elevadas e/ou fogo. A presente dissertação contribui para um melhor conhecimento da influência da adição de fibras não metálicas no comportamento mecânico residual de elementos estruturais em BRF/BACRF quando estes são expostos acidentalmente ao fogo. Paralelamente, estabelecem-se relações entre medições efetuadas recorrendo a ensaios não destrutivos e as principais propriedades mecânicas residuais dos betões desenvolvidos. A análise inversa aplicada aos resultados experimentais em provetes de BRF/BACRF submetidos a diferentes níveis de temperatura máxima permitiu avaliar a influência da temperatura de exposição no parâmetro de fratura destes materiais, de forma a ser possível simular o seu comportamento não linear material quando submetidos a diferentes níveis de temperatura máxima.

Por fim, expõe-se a metodologia adotada para avaliação dos danos provocados por um incêndio real numa estrutura porticada em betão armado e definem-se estratégias de reabilitação recorrendo a BACRF. Esta metodologia inclui algumas considerações relativas à inspeção dos elementos estruturais existentes após exposição térmica, o levantamento de patologias, a avaliação das propriedades mecânicas dos materiais e a realização de ensaios de carga, bem como a definição de um projeto de reforço para a estrutura afetada baseado na aplicação localizada de BACRF. A análise do comportamento da estrutura danificada e do comportamento da estrutura reabilitada foi efetuada com recurso a modelos de análise não linear material que simulam a iniciação e propagação de fissuras em materiais de matriz cimentícia.

Abstract

The use of Fibre Reinforced Concrete (FRC) is, nowadays, increasing significantly in the Construction market. The principal areas where FRC is being used are: pavements of industrial buildings; precasting industry; structural rehabilitation; tunnelling. The fibre reinforcement is also being used to replace partially or totally conventional reinforcements in certain structural applications, with technical and economic advantages. More recently the use of fibres is being extended to self-compacting cement based materials in order to obtain a composite material (FRSCC) that can combine the benefits of fibre reinforcement with self-compacting requisites. In certain structures, mainly those with complex geometry, the FRSCC can be used without any type of conventional reinforcement and vibration process.

The present document aims to contribute for the increase of the knowledge on the technology of FRC, the characterization of its behaviour from experimental tests, on its use of innovative structural systems and on the structural rehabilitation. In the design domain, advanced numerical tools were used in order to explore the post-cracking benefits provided by fibre reinforcement for the load carrying capacity of FRC structures. The constitutive law that simulates the fracture mode I of FRC/FRSCC was assessed from inverse analysis by using the experimental results recorded in three point notched beam bending tests, and obtaining the stress-crack width relationship from numerical simulations that fit as much as possible the experimental results.

The addition of fibres, mainly those of synthetic nature, is especially suitable to enhance the fire resistance of cement based materials. In this work the influence of fibre addition on the relevant properties of concrete materials subjected to different level of maximum temperature of exposure was assessed by performing several experimental programs. Special focus was put on the concrete compressive strength, and young modulus, as well as on the fracture parameters of FRC/FRSCC exposed to high temperature. For the fracture parameters, inverse analysis was carried by taking the results obtained in three point notched beam bending tests that were subjected to different level of maximum temperature. The obtained results are the first step for reliable simulations of the material nonlinear behaviour of FRC/FRSCC structures subjected to high temperatures.

The applicability of non destructive techniques for the assessment of the material and structural behaviour of damaged structures was also assessed. For this purpose experimental programs were carried out, and the results from non destructive techniques were compared with those obtained in conventional destructive tests in order to discuss their reliability and opportunity.

Finally, a methodology for the rehabilitation of a reinforced concrete building submitted to a fire was described. This methodology includes the assessment of the relevant properties of the materials constituting the structure, the load carrying capacity of the structure from load tests and advanced numerical simulations, and the use of steel-FRSCC for the increase of the load carrying capacity of the damaged structure.

Palavras Chave

Betão Reforçado com Fibras

Betão Autocompactável Reforçado com Fibras

Spalling

Ensaio não destrutivo

Ensaio de carga

Comportamento pós-fendilhado do betão

Leis constitutivas

Keywords

Fibre Reinforced Concrete

Self Compacting Fibre Reinforced Concrete

Spalling

Non destructive tests

Load test

Post-cracking behaviour of Concrete

Constitutive laws

Índice geral

Agradecimento	iii
Resumo	v
Abstract	vii
Palavras Chave	ix
Keywords	ix
Índice Geral	xi
Lista de Abreviaturas	xv
Simbologia	xvii
Índice de Figuras	xxi
Índice de Tabelas	xxxv
CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO	
1.1 Motivação	1.1
1.2 Objetivos	1.4
1.3 Organização da tese	1.5
CAPÍTULO 2 – ESTADO DO CONHECIMENTO	
2.1 Introdução	2.1
2.2 Métodos de conceção de composições de BRF e BACRF	2.2
2.3 Caracterização das propriedades do BRF e do BACRF em estado fresco	2.3
2.4 Caracterização das propriedades mecânicas do BRF e do BACRF	2.10
2.5 Análise inversa recorrendo ao MEF para caracterização do comportamento fendilhado do betão ..	2.14
2.6 Principais vantagens na aplicação de BRF ou BACRF em elementos de betão	2.14

2.7 Destacamento do betão (spalling).....	2.16
2.8 Adição de fibras não metálicas para reduzir a probabilidade de ocorrência de spalling	2.22
2.9 Comportamento mecânico residual do betão previsto na normalização	2.29
2.10 Variação das propriedades térmicas do betão com o aumento da temperatura	2.31
2.11 Realização de ensaios de carga	2.35
2.12 Ensaios não destrutivos para previsão da capacidade resistente do betão	2.40

CAPÍTULO 3 – CARATERIZAÇÃO MECÂNICA E APLICAÇÕES EM BRF E BACRF

3.1 Introdução	3.1
3.2 Caraterização de betão reforçado com fibras	3.2
3.3 Análise inversa dos resultados experimentais	3.17
3.4 Aplicações em BRF ou BACRF	3.19
3.5 Conclusões.....	3.60

CAPÍTULO 4 – COMPORTAMENTO DO BETÃO APÓS EXPOSIÇÃO A TEMPERATURAS ELEVADAS

4.1 Introdução	4.1
4.2 Comportamento mecânico residual do BRF.....	4.2
4.3 Comportamento mecânico residual do BS, BA e do BRF.....	4.7
4.4 Comportamento mecânico residual do BACRF	4.13
4.5 Síntese comparativa entre os vários tipos de betão	4.20
4.6 Análise inversa para obtenção da influência de $T_{máx}$ nos parâmetros de caraterização do comportamento pós-fendilhado do BRF	4.22
4.7 Conclusões.....	4.23

CAPÍTULO 5 – ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS NA INSPEÇÃO E AVALIAÇÃO DE BETÃO EXPOSTO AO FOGO

5.1 Introdução	5.1
5.2 Esclerómetro de Schmidt	5.1
5.3 Resistividade.....	5.3

5.4 Velocidade de propagação de ondas ultra-sónicas	5.5
5.5 Conclusões.....	5.15

CAPÍTULO 6 – APLICAÇÃO PRÁTICA DE METODOLOGIA DE REFORÇO ESTRUTURAL

6.1 Introdução	6.1
6.2 Inspeção e Avaliação da Situação Existente	6.1
6.3 Ensaio de Carga	6.23
6.4 Análise inversa dos resultados obtidos durante o ensaio de carga.....	6.39
6.5 Proposta de reforço estrutural.....	6.47
6.6 Conclusões.....	6.53

CAPÍTULO 7 – CONCLUSÕES E FUTUROS DESENVOLVIMENTOS

7.1 Síntese das conclusões	7.1
7.2 Futuros desenvolvimentos	7.4

BIBLIOGRAFIA

Lista de Abreviaturas

AF – Areia Fina

B1 – Brita 1

B2 – Brita 2

BA – Betão Armado

BAC – Betão Auto-Compactável

BACRF – Betão Auto-Compactável Reforçado com Fibras

BACRFA – Betão Auto-Compactável Reforçado com Fibras de Aço

BACRFAP – Betão Auto-Compactável Reforçado com Fibras de Aço e de Polipropileno

BACRFP – Betão Auto-Compactável Reforçado com Fibras de Polipropileno

BC – Brita Calcária

BG – Bago de Arroz

BRF – Betão Reforçado com Fibras

BRFA – Betão Reforçado com Fibras de Aço

BS – Betão Simples

CEM – Cimento

CMOD – Crack mouth opening displacement

CZ – Cinzas Volantes

FA – Fibras de Aço

FC – Filler Calcário

FP – Fibra de Polipropileno

FRC – Fibre Reinforced Concrete

FRSCC – Fibre Reinforced Self-Compacting Concrete

LOP – Limite de proporcionalidade

LVDT – Linear Variation Displacement Transducer

MA – Meia Areia

MBACRFA – Micro Betão Auto-Compactável Reforçado com Fibras de Aço

MEF – Método dos Elementos Finitos

SP – Superplastificante

UPV – Velocidade de Propagação de Ondas Ultra Sónicas (Ultrasonic Pulse Velocity)

UPV_{AMB} – UPV para a temperatura ambiente

UPV_T – UPV para uma determinada T_{\max}

Simbologia

w – Abertura de fenda

H1 – Altura 1 no ensaio da Caixa L

H2 – Altura 2 no ensaio da Caixa L

h_{sp} – Altura de secção entalhada

c_c – Calor específico

$D_{BZ,2}$ – Capacidade de absorção de energia (área sob a curva carga flecha até à flecha 0,5 mm)

$D_{BZ,3}$ – Capacidade de absorção de energia (área sob a curva carga flecha até à flecha 2,5 mm)

ν – Coeficiente de Poisson

γ_f – Coeficiente de segurança

CoV – Coeficiente de variação

l_1 – Comprimento 1 conforme Figura 3.2a

l_2 – Comprimento 2 conforme Figura 3.2a

l_f – Comprimento da fibra

l_n – Comprimento nominal

k – Condutividade térmica

δ – Deslocamento

δ_L – Deslocamento correspondente ao limite de proporcionalidade

$\Delta_{m\acute{a}x}$ – Deslocamento máximo

$\Delta_{R,m\acute{a}x}$ – Deslocamento residual máximo

s_d – Desvio padrão

d – Diâmetro

d_f – Diâmetro da fibra

d_{eq} – Diâmetro equivalente

G_F – Energia de fratura

$N_{\text{máximo}}$ – Esforço axial máximo

$V_{\text{máximo}}$ – Esforço transversal máximo

s – Espalhamento total

ε – Extensão

$\varepsilon_{a,n}$ – Extensão correspondente a $\sigma_{a,n}$

$\varepsilon_{b,n}$ – Extensão correspondente a $\sigma_{b,n}$

$\varepsilon_{\text{critical strain}}$ – Extensão na fase de amolecimento da relação tensão-extensão (softening) a partir da qual se admite que a relação pode ser simulada por uma reta

$\varepsilon_{n,\text{max}}^{cr}$ – Extensão máxima normal à fenda

λ_n – Fator de forma nominal

$\delta_{R,1}$ – Flecha relativa a $f_{R,1}$

$\delta_{R,4}$ – Flecha relativa a $f_{R,4}$

F – Força

F_L – Força máxima em ensaio de flexão registada até uma flecha de 0.05 mm

$F_{R,1}$ – Força registada para $\delta_{R,1}$

$F_{R,4}$ – Força registada para $\delta_{R,4}$

l_b – Largura de fenda

b – Largura de provete

d_{max} – Maior dimensão da secção de uma fibra de aço

m – Massa da fibra

ρ – Massa volúmica

d_{min} – Menor dimensão da secção de uma fibra de aço

E_c – Módulo de elasticidade do betão

E_{cmT}^{res} – Módulo de elasticidade residual do betão

K_s – Módulo de reação do solo

M_{LOP} – Momento correspondente ao início da fendilhação

$M_{\text{máximo}}^+$ – Momento positivo máximo

$M_{\text{máximo}}^-$ – Momento negativo máximo

n – Número de provetes

γ – Peso volúmico

Q_f – Quantidade de fibras

f_{ck} – Resistência à compressão característica do betão

$f_{c,Temp}$ – Resistência à compressão do betão após exposição a uma determinada temperatura;

$f_{c,REF}$ – Resistência à compressão do betão à temperatura ambiente, sem exposição térmica

f_{ci} – Resistência à compressão individual de um provete de betão

f_{cm} – Resistência à compressão média do betão

$\sigma_{NDT,TMAX}$ - Resistência à compressão prevista recorrendo a ensaio não destrutivo para um determinado nível de T_{max}

$\sigma_{NDT,AMB}$ - Resistência à compressão prevista recorrendo a ensaio não destrutivo para temperatura ambiente

$\sigma_{DT,TMAX}$ - Resistência à compressão “real” recorrendo a ensaio destrutivo para um determinado nível de T_{max}

$\sigma_{DT,AMB}$ - Resistência à compressão “real” recorrendo a ensaio destrutivo para temperatura ambiente

f_{cm}^{res} – Resistência residual à compressão do betão

f_{R1} – Resistência residual à flexão 1

f_{R4} – Resistência residual à flexão 4

$f_{ctk,max}$ – Resistência à tração característica do betão (valor máximo)

$f_{ctk,medio}$ – Resistência à tração característica do betão (valor médio)

$f_{ctk,min}$ – Resistência à tração característica do betão (valor mínimo)

f_{ct} – Resistência à tração do betão

f_{ctm} – Resistência à tração média do betão

θ_1 – Rotação 1 conforme Figura 3.2a

θ_2 – Rotação 2 conforme Figura 3.2a

T_{max} – Temperatura máxima

T_{50} – Tempo que demorou o betão em estado fresco a atingir o diâmetro de 500 mm

T_{20} – Tempo que demorou o betão em estado fresco a atingir uma distância de 200 mm no depósito horizontal

T_{40} – Tempo que demorou o betão em estado fresco a atingir uma distância de 400 mm no depósito horizontal

T_{unil} – Tempo decorrido entre a abertura da comporta do ensaio de fluidez até que se possa observar luz através da abertura da comporta

T_{500J} – Tempo de fluxo no ensaio de combinação do cone de Abrams com o Anel Japonês (J-ring)

σ – Tensão

$f_{\text{eq},2}$ – Tensão equivalente em tração 2

$f_{\text{eq},3}$ – Tensão equivalente em tração 3

$f_{\text{ct},L}$ – Tensão limite de proporcionalidade

$\sigma_{a,n}$ – Tensão média para o patamar superior para um determinado n-ésimo ciclo de carga

$\sigma_{b,n}$ – Tensão média para o patamar inferior para um determinado n-ésimo ciclo de carga

Tol – Tolerância

UPV_{Temp} – UPV medida no betão após exposição a uma determinada temperatura

UPV_{REF} – UPV medida no betão à temperatura ambiente, sem exposição térmica

$f_{R,1k}$ – Valor característico da resistência residual à flexão para utilização nas verificações aos Estados Limite de Utilização

$f_{R,4k}$ – Valor característico da resistência residual à flexão para utilização nas verificações aos Estados Limite Últimos

$f_{\text{ctk},L}$ - Valor característico da tensão limite de proporcionalidade

t_{10} – Valor da distribuição de “Student” para o quantilho de 10%

$f_{\text{ctms},L}$ – Valor médio da tensão de limite de proporcionalidade da série de testes

$f_{\text{ctm},L}$ – Valor médio da tensão de limite de proporcionalidade

$l_{n,m}$ – Valor médio de comprimento nominal

$d_{\text{eq},m}$ – Valor médio de diâmetro equivalente

$\lambda_{n,m}$ – Valor médio de fator de forma nominal

m_m – Valor médio de massa de fibras

E_{cm} – Valor médio do módulo de elasticidade residual do betão

L – Vão entre apoios

R_c – Velocidade relativa de escoamento

Índice de figuras

CAPÍTULO 2 – ESTADO DO CONHECIMENTO

Figura 2.1 – Equipamento do ensaio de abaixamento	2.3
Figura 2.2 – Equipamento e esquema de montagem do ensaio VêBê.....	2.4
Figura 2.3 – Enchimento do cone de Abrams.....	2.5
Figura 2.4 – Levantamento do cone de Abrams.....	2.5
Figura 2.5 – Cronometragem do tempo que o betão demora a atingir o diâmetro de 50 cm e medição do diâmetro de espalhamento	2.5
Figura 2.6 – Caixa L.....	2.6
Figura 2.7 – Medição de H2.....	2.6
Figura 2.8 – Medição de H1.....	2.6
Figura 2.9 – Características físicas da L-Box (unidades em mm).....	2.6
Figura 2.10 – Dimensões do funil utilizado no ensaio de escoamento	2.7
Figura 2.11 – Realização do ensaio de fluidez (abertura da comporta)	2.7
Figura 2.12 – Esquema de funcionamento da Caixa U	2.8
Figura 2.13 – Anel japonês	2.8
Figura 2.14 – Combinação da utilização do anel japonês com o cone de Abrams.....	2.8
Figura 2.15 – Configuração de ensaio para determinação do módulo de elasticidade	2.10
Figura 2.16 – Representação dos ciclos de carga para determinar o módulo de elasticidade	2.10
Figura 2.17 – Configuração do ensaio de compressão e disposição dos LVDT's	2.11
Figura 2.18 – Configuração do ensaios de caracterização do BRFA à flexão	2.12
Figura 2.19 – Resistência equivalente e residual à tração em flexão.....	2.12
Figura 2.20 – Distribuição de tensões admitida na secção do provete	2.13
Figura 2.21 – Diagrama tensão vs abertura de fenda	2.14
Figura 2.22 – Malha de elementos finitos utilizada na análise inversa	2.14

Figura 2.23 – Desintegração de provete de betão quando exposto a temperaturas elevadas.....	2.17
Figura 2.24 – Ensaios efetuados para determinação da resistência residual.....	2.24
Figura 2.25 – Exposição dos provetes ao nível de temperatura pretendido.....	2.24
Figura 2.26 – Aumento da temperatura no interior do equipamento	2.24
Figura 2.27 – Efeito da temperatura no peso (quadrados), volume (linhas) e baridade (triângulos) dos provetes (a preto – cubos; a vermelho – vigas)	2.25
Figura 2.28 – Relação entre a temperatura no interior da mufla e a perda de massa do provete (Lourenço et al., 2011)	2.26
Figura 2.29 – Alterações visíveis nos provetes “viga”	2.27
Figura 2.30 – Face de provete cúbico após ter sido submetido a temperatura elevada	2.27
Figura 2.31 – Ensaio de compressão	2.28
Figura 2.32 – Face dos provetes (dia 11)	2.28
Figura 2.33 – Aparato de ensaio.....	2.29
Figura 2.34 – Resistência à compressão e resistência à compressão residual (Lourenço et al., 2011)...	2.29
Figura 2.35 – Relação entre a resistência residual e a resistência obtida nos provetes não expostos termicamente (Lourenço et al., 2011).....	2.29
Figura 2.36 – Redução do módulo de elasticidade de betões com a temperatura de exposição	2.30
Figura 2.37 – Redução da tensão de rotura à compressão de betões com diferentes agregados.....	2.31
Figura 2.38 – Variação da resistência à compressão de betões com o aumento da temperatura, segundo o DTU e o EC2 Parte 1.2.....	2.31
Figura 2.39 – Variação da resistência à compressão de betões de resistência elevada com o aumento da temperatura, segundo o EC2 e o DTU	2.31
Figura 2.40 – Condutividade térmica (Kodur e Sultan, 2003).....	2.32
Figura 2.41 – Calor específico (Kodur e Sultan, 2003).....	2.33
Figura 2.42 – Dilatação térmica (Kodur e Sultan, 2003).....	2.34
Figura 2.43 – Perda de massa (Kodur e Sultan, 2003).....	2.35
Figura 2.44 – Aplicação do esclerómetro de Schmidt	2.41
Figura 2.45 – Resistivímetro (Silva et al., 2012).....	2.42
Figura 2.46 – Vários tipos de medição de UPV (www.ndtjames.com)	2.43

Figura 2.47 – Relação entre a resistência à compressão residual relativa do betão e a UPV em valores relativos (Yang et al., 2009)	2.44
Figura 2.48 – Equipamento para realização do ensaio de penetração (www.worldoftest.com)	2.44
Figura 2.49 – Alteração de coloração do betão com a exposição a temperaturas elevadas (Short et al., 2001).....	2.45
Figura 2.50 – Ensaio de fratura interna (Bungey e Soutsos, 2001).....	2.45
Figura 2.51 – Relação entre a resistência residual à compressão com a densidade de fendas para distintos valores de temperatura máxima aplicada ao betão (Rodrigues e Correia, 2005)	2.46
Figura 2.52 – Ensaio de resistência à perfuração (Felicetti, 2006)	2.46
Figura 2.53 – Equipamento de pull-off (Cunha et al., 2012)	2.47

CAPÍTULO 3 – CARATERIZAÇÃO MECÂNICA E APLICAÇÕES EM BRF E BACRF

Figura 3.1 – Ferramentas de medição	3.3
Figura 3.2 – Parâmetros geométricos medidos referentes à ancoragem	3.6
Figura 3.3 – Fibras utilizadas para a caracterização das suas propriedades geométricas	3.7
Figura 3.4 – Ensaio de ductilidade.....	3.7
Figura 3.5 – Relação tensão-extensão à compressão para os provetes C20/25	3.10
Figura 3.6 – Relação tensão-extensão à compressão para os provetes C30/37	3.10
Figura 3.7 – Relação tensão-extensão à compressão para os provetes C45/55	3.11
Figura 3.8 – Ensaio de flexão	3.13
Figura 3.9 – Síntese de valores médios experimentais de $f_{ct,L}$	3.14
Figura 3.10 – Síntese de valores médios experimentais de $f_{R,1}$	3.14
Figura 3.11 – Síntese de valores médios experimentais de $f_{R,4}$	3.14
Figura 3.12 – Ábaco para consulta expedita de $f_{ctk,L}$	3.15
Figura 3.13 – Ábaco para consulta expedita de $f_{R,1k}$	3.16
Figura 3.14 – Ábaco para consulta expedita de $f_{R,4k}$	3.16
Figura 3.15 – Relação força-flecha obtida nos ensaios experimentais (EXP) e nas simulações numéricas por análise inversa (MEF)	3.18
Figura 3.16 – Lei de tensão-extensão normal à fenda (sem escala).....	3.19

Figura 3.17 – Influência da dosagem de fibras e da classe de resistência do betão na resistência à tração e energia de fratura	3.19
Figura 3.18 – Moldes utilizados: desenvolvimento horizontal e vertical (unidades em mm)	3.22
Figura 3.19 – Moldes horizontais	3.22
Figura 3.20 – Molde em formato grelha	3.23
Figura 3.21 – Discretização da secção de fratura	3.23
Figura 3.22 – Relação tensão-extensão de compressão	3.23
Figura 3.23 – Força de tração em flexão versus deslocamento vertical a meio vão	3.23
Figura 3.24 – Variação das propriedades mecânicas no BACRF em altura (provetes cilíndricos)	3.24
Figura 3.25 – Variação da UPV, por tipo de medição, nos provetes prismáticos moldados na vertical .	3.25
Figura 3.26 – Tipos de medição de UPV	3.25
Figura 3.27 – Variação de $f_{eq,2}$ e $f_{eq,3}$ nos provetes prismáticos moldados na vertical.	3.25
Figura 3.28 – Variação do teor em fibras nos provetes prismáticos moldados na vertical.....	3.25
Figura 3.29 – Moldes com desenvolvimento horizontal	3.26
Figura 3.30 – Altura dos provetes A, B e C em BACRF	3.27
Figura 3.31 – UPV nos provetes A, B e C em BACRF	3.27
Figura 3.32 – Relação dos parâmetros f_{eq2} e f_{eq3} e teor em fibras ao longo do Provede A	3.27
Figura 3.33 – Relação dos parâmetros f_{eq2} e f_{eq3} e teor em fibras ao longo do Provede B	3.27
Figura 3.34 – Relação dos parâmetros $f_{eq,2}$ e $f_{eq,3}$ e teor em fibras ao longo do Provede C	3.28
Figura 3.35 – Levantamento da espessura do BACRFA e localização das carotes extraídas	3.28
Figura 3.36 – Variação do peso volúmico e teor em fibras com a distância ao ponto de betonagem....	3.28
Figura 3.37 – Relação tensão-deslocamento de flexão nas vigas retiradas do molde grelha	3.28
Figura 3.38 – Armadura convencional em aduelas pré-fabricadas para o revestimento de túneis	3.29
Figura 3.39 - Betão reforçado com fibras utilizado em aduelas pré-fabricadas para o revestimento de túneis.....	3.29
Figura 3.40 – Relação força-flecha obtida nos ensaios experimentais (EXP) e nas simulações numéricas por análise inversa (MEF)	3.31
Figura 3.41 – Lei de tensão-extensão normal à fenda para os dois tipos de BRF desenvolvidos.....	3.32
Figura 3.42 – Aduela A2 (dimensões em mm).....	3.32
Figura 3.43 – Sistema de coordenadas global	3.32

Figura 3.44 – Fase de construção de aduelas pré-fabricadas para revestimento de túneis	3.33
Figura 3.45 – Malhas adotadas.....	3.34
Figura 3.46 – Resultados obtidos para a disposição dos apoios móveis	3.35
Figura 3.47 – Resultados obtidos para a manipulação pelo eretor (valor de α em graus).....	3.35
Figura 3.48 – Simulação numérica da instalação de uma aduela recorrendo ao MEF (regime linear) ...	3.36
Figura 3.49 – Análise não linear material: instalação de aduelas (situação “ótima”)	3.38
Figura 3.50 – Representação do desalinhamento de aduela durante o processo de instalação	3.38
Figura 3.51 – Análise não linear material: instalação de aduelas (situação de “desalinhamento”).....	3.39
Figura 3.52 – Fendilhação (situação de “desalinhamento”).....	3.41
Figura 3.53 – Relação momento-curvatura para a secção da aduela pré-fabricada (valores médios para o comportamento dos materiais).....	3.42
Figura 3.54 – Secção longitudinal e transversal da “VMC20”	3.43
Figura 3.55 – Condições de apoio consideradas	3.44
Figura 3.56 – Malha de elementos finitos adotada.....	3.44
Figura 3.57 – Deslocamentos segundo g_3 (unidades em m).....	3.45
Figura 3.58 – Tensões normais e tangenciais: fase de fabrico (unidades em kPa).....	3.46
Figura 3.59 – Padrão de fendilhação: fase de fabrico	3.46
Figura 3.60 – Tensões normais e tangenciais: fase de serviço (unidades em kPa)	3.46
Figura 3.61 – Deslocamentos segundo g_3 (unidades em m).....	3.47
Figura 3.62 – Padrão de fendilhação: fase de serviço	3.47
Figura 3.63 – Variação do deslocamento vertical a meio vão com as solicitações previstas.....	3.47
Figura 3.64 - Tensões normais e tangenciais: ELU.....	3.48
Figura 3.65 – Padrão de fendilhação: ELU	3.48
Figura 3.66 – Variação do deslocamento vertical a meio vão	3.49
Figura 3.67 – Padrão de Fendilhação - Previsão de carga última (a vermelho: fendas em processo de abertura; a verde: fendas em processo de fecho; a azul: fendas em reabertura)	3.49
Figura 3.68 – Esboço do desenvolvimento dos esforços de corte na Viga Delta (aberturas elípticas) ...	3.50
Figura 3.69 – Discretização da Viga Delta com aberturas elípticas	3.50
Figura 3.70 – Comparação da relação força vs flecha para a viga delta com aberturas circulares (VDCirc-6cpe) e elípticas (VDE2-6cpe).....	3.50

Figura 3.71 – Betonagem de protótipo de parede para moradia	3.51
Figura 3.72 – Comportamento à compressão para várias idades do BACRFA	3.52
Figura 3.73 – Dados geométricos: corte transversal e planta (unidades em m)	3.52
Figura 3.74 – Tensões principais máximas de tração versus espessura de paredes	3.53
Figura 3.75 – Malha de elementos finitos adotada	3.53
Figura 3.76 – Distribuição de rigidez assumida	3.54
Figura 3.77 – Coeficientes de pressão exterior utilizados	3.54
Figura 3.78 – Solo $K_s = 5000 / 10000 \text{ kN/m}^3$ – COMB4 – Deslocamentos g_3 (unidades em m)	3.55
Figura 3.79 – Solo $K_s = 10000 / 20000 \text{ kN/m}^3$ – COMB4 – Deslocamentos g_3 (unidades em m)	3.55
Figura 3.80 – Solo $K_s = 20000 / 40000 \text{ kN/m}^3$ – COMB4 – Deslocamentos g_3 (unidades em m)	3.55
Figura 3.81 – Distribuição de pressões no solo na COMB4, para o caso de $K_s = 20000 / 40000 \text{ kN/m}^3$ (unidades em kPa)	3.56
Figura 3.82 – Tensões $\sigma_1 - 5000 / 10000$ – COMB5 (unidades em kPa)	3.57
Figura 3.83 – Padrão de fendilhação para a COMB6 (ação base Vento)	3.58
Figura 3.84 – Cadeira em BACRF	3.59
Figura 3.85 – Mesa em BACRF	3.60

CAPÍTULO 4 – COMPORTAMENTO DO BETÃO APÓS EXPOSIÇÃO A TEMPERATURAS ELEVADAS

Figura 4.1 – Exposição do betão a diferentes níveis de T_{max}	4.3
Figura 4.2 – Desagregação de um provete cilíndrico após exposição térmica (1000 °C)	4.3
Figura 4.3 – Variação do módulo de elasticidade residual do betão em função de T_{max}	4.4
Figura 4.4 – Comportamento σ - ϵ residual à compressão dos provetes CEM425	4.5
Figura 4.5 – Curvas σ - ϵ de compressão de provetes da composição CEM425, após terem sido submetidos a distintos níveis de T_{max}	4.5
Figura 4.6 - Curvas σ - ϵ de compressão de provetes da composição CEM525, após terem sido submetidos a distintos níveis de T_{max}	4.5
Figura 4.7 – Influência do nível de T_{max} na extensão correspondente à resistência à compressão	4.6
Figura 4.8 – Influência de T_{max} na resistência residual à compressão do betão	4.6
Figura 4.9 – Influência da T_{max} de exposição no comportamento residual à flexão do BRF	4.7

Figura 4.10 – Influência de T_{max} nos parâmetros F_L , $f_{eq,2}$ e $f_{eq,3}$	4.7
Figura 4.11 – Provetes protótipo de pilar (unidades em cm)	4.8
Figura 4.12 – Influência de T_{max} no módulo de elasticidade residual	4.9
Figura 4.13 – Curvas σ - ϵ de compressão de provetes após terem sido submetidos a diferentes T_{max} ..	4.10
Figura 4.14 – Influência de T_{max} na extensão de pico residual	4.10
Figura 4.15 – Influência de T_{max} em f_{cmT}^{res}/f_{cm} para BS e BRF.....	4.10
Figura 4.16 – Relação entre E_{cm}^{res}/E_{cm} e f_{cmT}^{res}/f_{cm}	4.10
Figura 4.17 – Influência da T_{max} de exposição no comportamento residual à flexão de BRF.....	4.11
Figura 4.18 – Comportamento à compressão dos provetes em BS e em BA por tipo de provete	4.12
Figura 4.19 – Comportamento à compressão dos provetes em BS e em BA por nível de T_{max}	4.12
Figura 4.20 – Influência de T_{max} na tensão máxima de compressão	4.12
Figura 4.21 – Influência de T_{max} na extensão de pico	4.13
Figura 4.22 – Fibras adicionadas ao BAC	4.14
Figura 4.23 – Espalhamento do BACRF.....	4.14
Figura 4.24 – Provetes em BACRF	4.14
Figura 4.25 – Relação σ - ϵ de compressão nos ensaios com provetes normalizados (28 dias)	4.15
Figura 4.26 – Relação σ - δ nos ensaios de flexão com provetes normalizados (28 dias).....	4.15
Figura 4.27 – Peso volúmico dos BACRF após exposição aos diferentes níveis de T_{max}	4.16
Figura 4.28 – Influência de T_{max} no peso volúmico dos provetes em BACRF	4.16
Figura 4.29 – Relação σ - ϵ à compressão após exposição dos diferentes tipos de BACRF a uma determinada T_{max}	4.16
Figura 4.30 – Relação σ - ϵ à compressão após exposição do BACRFA aos vários níveis de T_{max}	4.17
Figura 4.31 – Relação σ - ϵ à compressão após exposição do BACRFP aos vários níveis de T_{max}	4.17
Figura 4.32 – Relação σ - ϵ à compressão após exposição do BACRFAP aos vários níveis de T_{max}	4.17
Figura 4.33 – Desintegração dos provetes de BACRF submetidos a $T_{max} = 800^{\circ}\text{C}$	4.17
Figura 4.34 – Resistência à compressão obtida após exposição aos diferentes níveis de T_{max}	4.18
Figura 4.35 – Influência de T_{max} na resistência à compressão (valores relativos)	4.18
Figura 4.36 – Extensão de pico obtida após exposição aos diferentes níveis de T_{max}	4.19

Figura 4.37 – Influência de T_{max} na extensão de pico (valores relativos).....	4.19
Figura 4.38 – Relação força-flecha nos ensaios de flexão após exposição a diferentes T_{max}	4.19
Figura 4.39 – Tensão de flexão máxima obtida após exposição aos diferentes níveis de T_{max}	4.20
Figura 4.40 – Influência de T_{max} na tensão máxima de flexão (valores relativos)	4.20
Figura 4.41 – Influência de T_{max} em $f_{eq,2}$	4.20
Figura 4.42 – Influência de T_{max} em $f_{eq,3}$	4.20
Figura 4.43 – Influência de T_{max} na tensão máxima de compressão para diferentes betões.....	4.21
Figura 4.44 – Análise inversa dos resultados experimentais (comparação entre relações experimental e numérica)	4.23
Figura 4.45 – Diagramas trilineares obtidos através de análise inversa para a composição PP2	4.23
Figura 4.46 – Lei de tensão-extensão normal à fenda (sem escala).....	4.23
Figura 4.47 – Influência do nível de T_{max} na resistência à tração e na energia de fratura.....	4.23

CAPÍTULO 5 – ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS NA INSPEÇÃO E AVALIAÇÃO DE BETÃO EXPOSTO AO FOGO

Figura 5.1 – Previsão de resistência recorrendo ao esclerómetro de Schmidt (aplicação de pré-carga)..	5.2
Figura 5.2 – Previsão de resistência obtida recorrendo ao esclerómetro.....	5.2
Figura 5.3 – Relação entre a variação de resistência prevista com recurso ao esclerómetro de Schmidt e a resistência real obtida no ensaio destrutivo (por série de ensaio)	5.3
Figura 5.4 – Relação entre a variação da resistência prevista com o esclerómetro e a variação da resistência obtida no ensaio destrutivo (genérica)	5.3
Figura 5.5 – Resistividade eléctrica no BACRF após exposição aos diferentes níveis de T_{max}	5.3
Figura 5.6 – Resistividade eléctrica (valores relativos) no BACRF após exposição aos diferentes níveis de T_{max}	5.3
Figura 5.7 – Relação entre a variação dos valores obtidos para a resistividade do betão e a variação da resistência à compressão do BACRF (por série de ensaio).....	5.4
Figura 5.8 – Relação entre a variação dos valores obtidos para a resistividade e a variação da resistência obtida no ensaio destrutivo (genérico)	5.4
Figura 5.9 – Ensaios de propagação de ultra sons no betão	5.5
Figura 5.10 – Velocidade de propagação de ondas ultra-sónicas em função de T_{max} (medições directas)	5.6

Figura 5.11 – Velocidade de propagação de ondas ultra sónicas em função de T_{max} (valores relativos) ..	5.6
Figura 5.12 – Relação entre a variação da UPV e a variação da resistência à compressão por série	5.6
Figura 5.13 – Relação entre a variação da UPV e a variação da resistência à compressão.....	5.6
Figura 5.14 – Tipos de medição de UPV	5.7
Figura 5.15 – Variação da UPV com a distância entre sensores	5.7
Figura 5.16 – UPV no BACRF – três tipos de medição após exposição aos diferentes níveis de T_{max}	5.7
Figura 5.17 – Pontos de medição (emissão / recepção) de ondas ultra-sónicas (medições diretas e indiretas)	5.8
Figura 5.18 – Comparação entre medições diretas e indiretas em provetes prismáticos de BRF	5.9
Figura 5.19 – Comparação entre medições diretas e indiretas para diferentes níveis de T_{max}	5.11
Figura 5.20 – Variação de velocidade de propagação em função de T_{max} (sem armadura)	5.12
Figura 5.21 - Variação de velocidade de propagação em função de T_{max} (armadura base)	5.12
Figura 5.22 - Variação de velocidade de propagação em função de T_{max} (acrécimo de armadura transversal).....	5.12
Figura 5.23 - Variação de velocidade de propagação em função de T_{max} (acrécimo de armadura longitudinal)	5.12
Figura 5.24 – Resumo das medições nas diferentes séries	5.13
Figura 5.25 – Medição da velocidade de propagação durante o ensaio de compressão.....	5.13
Figura 5.26 – Relação entre UPV e comportamento σ - ϵ de compressão para a série Sem Armadura ...	5.14
Figura 5.27 – Relação entre UPV e comportamento σ - ϵ de compressão para a série Armadura Base ..	5.14
Figura 5.28 – Relação entre UPV e comportamento σ - ϵ de compressão para a série Acrécimo de Armadura Transversal	5.15
Figura 5.29 – Relação entre UPV e comportamento σ - ϵ de compressão para a série Acrécimo de Armadura Longitudinal.....	5.15
Figura 5.30 – Variação da relação σ - ϵ de compressão e a UPV.....	5.16

CAPÍTULO 6 – APLICAÇÃO PRÁTICA DE METODOLOGIA DE REFORÇO ESTRUTURAL

Figura 6.1 – Piso da Cave (elementos em betão)	6.2
Figura 6.2 – Piso do Rés-do-Chão (após remoção da estrutura metálica)	6.2

Figura 6.3 – Mapa de fundações previsto em fase de licenciamento	6.2
Figura 6.4 – Tipologias de pilar/sapata previstas em fase de licenciamento	6.3
Figura 6.5 – Laje prevista em fase de licenciamento.....	6.3
Figura 6.6 – Distribuição de lajes prevista para o rés-do-chão (projeto)	6.3
Figura 6.7 – Tipologias de pórticos previstas em fase de licenciamento	6.4
Figura 6.8 – Sistema estrutural considerado (V3 não foi executado)	6.5
Figura 6.9 – Verificação da armadura existente acessível em V1.....	6.6
Figura 6.10 – Levantamento da geometria da laje existente	6.6
Figura 6.11 – Pórtico em avaliação – com V1, P1 e P2	6.7
Figura 6.12 – Momentos fletores resistentes, M_{rd} na viga V1 (C16/20).....	6.7
Figura 6.13 – Esforços resistentes de corte, V_{rd} na viga V1 (C16/20)	6.8
Figura 6.14 – Comportamento à tração admitido para o betão, para diferentes níveis de temperatura	6.10
Figura 6.15 – Previsão da Relação Momento Curvatura para a Viga V1 após exposição a diferentes níveis de temperatura	6.11
Figura 6.16 – Dano existente na ligação pilar-viga	6.12
Figura 6.17 – Previsão da Relação Momento Curvatura com eventual perda de ligação entre armaduras e betão à tração.....	6.13
Figura 6.18 – Previsão da resistência ao esforço transversal com base em valores médios (unidades em kN e m)	6.14
Figura 6.19 – Perfil de temperaturas previsto para R240	6.15
Figura 6.20 – Previsão de resistência para o esforço transversal (admitindo perfil de temperaturas para R240)	6.15
Figura 6.21 – Laje com integridade (desconhecendo-se a sua capacidade de carga)	6.17
Figura 6.22 – Vigotas pré-esforçadas sem dano aparente mas abobadilhas destruídas – A	6.17
Figura 6.23 – Vigotas pré-esforçadas e abobadilhas destruídas – V+A	6.18
Figura 6.24 – Mapeamento de danos nas lajes (incluindo localização das zonas onde ocorreu extração de carotes).....	6.18
Figura 6.25 – Destacamento significativo (cerca de 10 cm) e consequente exposição direta das armaduras ao fogo	6.19

Figura 6.26 – Danos na ligação entre pilar embebido em muro de suporte e viga existente ao nível da laje	6.19
Figura 6.27 – Pilar com betão de recobrimento não afetado (com base em inspeção visual).....	6.19
Figura 6.28 – Pilar com destaque significativo do betão de recobrimento.....	6.19
Figura 6.29 – Vigas com integridade (a verde na Figura 6.33)	6.20
Figura 6.30 – Vigas com pontuais ocorrências de destacamento (a amarelo na Figura 6.33)	6.20
Figura 6.31 – Vigas com significativa ocorrência de destacamento e exposição direta de armaduras ao fogo (a vermelho na Figura 6.33)	6.20
Figura 6.32 – Fendas em elementos estruturais (de origem térmica) – designadas por “N” na Figura 6.33.....	6.20
Figura 6.33 – Mapeamento de danos em pilares e vigas	6.21
Figura 6.34 – Recolha de amostras de varões de aço	6.21
Figura 6.35 – Relação σ - ϵ à tração tipo obtida em varão de aço retirado do Pórtico 2 (Tramo 1)	6.21
Figura 6.36 – Extração de carote em muro de suporte	6.22
Figura 6.37 – Ensaio de Carga – Pórtico 5 / Tramo 1.....	6.24
Figura 6.38 – Ensaio de Carga – Pórtico 3 / Tramo 1.....	6.24
Figura 6.39 – Primeira fase (carga com sacos de brita).....	6.25
Figura 6.40 – Segunda fase (carga com placas em betão e sacos de brita).....	6.25
Figura 6.41 – Monitorização do Pórtico 5 – Tramo 1 (1º Carregamento, unidades em metros, com origem no pilar da esquerda)	6.25
Figura 6.42 – Deformada obtida recorrendo ao método dos elementos finitos (estado plano de tensão): análise inversa	6.26
Figura 6.43 – Deslocamentos verticais ocorridos para o 1º Carregamento (2.146 kN/m ²)	6.26
Figura 6.44 – Deslocamentos verticais ocorridos para o 2º Carregamento (4.292 kN/m ²)	6.27
Figura 6.45 – Deslocamentos verticais relativos ocorridos para o 3º Carregamento (6.180 kN/m ²).....	6.29
Figura 6.46 – Deslocamentos verticais absolutos ocorridos para o 3º Carregamento (6.180 kN/m ²)....	6.29
Figura 6.47 – Variação de deslocamento vertical ao longo dos três carregamentos no LVDT2 (unidades em mm)	6.30
Figura 6.48 – Monitorização do Pórtico 3 – Tramo 1 (1º Carregamento, unidades em metros, com origem no pilar da esquerda)	6.31

Figura 6.49 – Deslocamentos verticais ocorridos para o 1º Carregamento (6.180 kN/m ²)	6.32
Figura 6.50 – Variação do acréscimo de tensão num varão da armadura inferior da viga (admitindo E = 200 GPa): no ensaio de carga e pelo MEF	6.32
Figura 6.51 – Comparação do deslocamento vertical obtido a meio vão (LVDT2 e LVDT6) para ambos os pórticos ensaiados.....	6.32
Figura 6.52 – Monitorização do Pórtico 5 – Tramo 1 (2º Carregamento, unidades em metros, com origem no pilar da esquerda)	6.35
Figura 6.53 – Deslocamentos verticais obtidos no segundo carregamento do Tramo 1 do Pórtico 5....	6.35
Figura 6.54 – Deslocamentos verticais ocorridos para o 2º carregamento (12.7 kN/m ²).....	6.35
Figura 6.55 – Estimativa da tensão de compressão na armadura do pilar durante o 2º carregamento do Tramo 1 do Pórtico 5	6.35
Figura 6.56 – Monitorização do Pórtico 3 – Tramo 1 (2º Carregamento, unidades em metros, com origem no pilar da esquerda)	6.36
Figura 6.57 – Deslocamentos verticais obtidos no segundo carregamento do Tramo 1 do Pórtico 3....	6.36
Figura 6.58 – Deslocamentos verticais relativos ocorridos para o carregamento de 12.7 kN/m ²	6.36
Figura 6.59 – Deslocamentos verticais relativos e absolutos previstos por intermédio do MEF para o carregamento de 12.7 kN/m ²	6.36
Figura 6.60 – Tensões admitidas nas armaduras durante a carga e descarga	6.36
Figura 6.61 – Comparação entre a tensão nas armaduras medidas no ensaio de carga e as obtidas no modelo MEF	6.37
Figura 6.62 – Comportamento durante o carregamento a longo prazo do Tramo 1 do Pórtico 5.....	6.38
Figura 6.63 – Deslocamentos verticais a longo prazo (60 horas) para um carregamento de 0.8 * Sobrecarga.....	6.38
Figura 6.64 – Malha de elementos finitos constituída por elementos de barra 2D de Timoshenko	6.39
Figura 6.65 – Discretização das secções do pórtico em avaliação	6.40
Figura 6.66 – Discretização das secções para o Tramo 1 do Pórtico 3 (efeito do destacamento)	6.40
Figura 6.67 – Comparação entre a análise inversa (elementos de barra 2D de Timoshenko) e o ensaio de carga	6.41
Figura 6.68 – Variação das propriedades que definem o comportamento uniaxial do betão para diferentes níveis de temperatura máxima de exposição	6.41

Figura 6.69 – Deformadas obtidas durante as análises lineares efetuadas	6.41
Figura 6.70 – Deformações expectáveis após exposição a diferentes níveis de T_{max} (Pórtico 5)	6.42
Figura 6.71 – Macro-fenda a meio vão do tramo intermédio (Tramo 1 do Pórtico 3)	6.43
Figura 6.72 – Deformações expectáveis após exposição a diferentes níveis de T_{max} (Pórtico 3)	6.43
Figura 6.73 – Deformada típica obtida para um carregamento efetuado no primeiro e terceiro tramo	6.44
Figura 6.74 – Relação carga vs deslocamento vertical a meio vão do tramo 1 para um carregamento efetuado no primeiro e terceiro tramo	6.44
Figura 6.75 – Malha de elementos finitos em estado plano de tensão	6.44
Figura 6.76 - Deformada obtida durante as análises efetuadas com o MEF	6.45
Figura 6.77 - Deformações expectáveis após exposição a diferentes temperaturas em Estado Plano de Tensão (Pórtico 3 e 5).....	6.45
Figura 6.78 – Padrões de fendilhação previstos para os diferentes níveis de T_{max} de exposição (carregamento similar ao ensaio de carga efetuado).....	6.45
Figura 6.79 – Relação carga vs deslocamento vertical para carregamento no segundo tramo (EPT).....	6.46
Figura 6.80 – Padrão de fendilhação e deformada típica para o carregamento correspondente ao Estado Limite de Utilização	6.46
Figura 6.81 – Preparação das vigas para aplicação do reforço estrutural.....	6.48
Figura 6.82 – Proposta de reforço para vigas.....	6.49
Figura 6.83 – Preparação dos pórticos para aplicação do reforço estrutural	6.50
Figura 6.84 – Proposta de reforço para os pórticos	6.51
Figura 6.85 – Secções transversais após aplicação do reforço proposto	6.52
Figura 6.86 – Relação carga vs deslocamento vertical do pórtico pré-fogo, pós-fogo e pós-reforço	6.52

Índice de tabelas

CAPÍTULO 2 – ESTADO DO CONHECIMENTO

Tabela 2.1 – Classificação do abaixamento	2.3
Tabela 2.2 – Classificação do tempo Vêbê	2.4
Tabela 2.3 – Propriedades de auto-compactabilidade e métodos para sua avaliação (EFNARC, 2002) ...	2.5
Tabela 2.4 – Comparação de critérios de aceitação para os ensaios de BAC.....	2.9
Tabela 2.5 – Composição do betão	2.23
Tabela 2.6 – Séries experimentais.....	2.23
Tabela 2.7 – Resistência à compressão e à flexão antes e após os provetes terem sido submetidos a temperatura elevada	2.26
Tabela 2.8 – Composição dos provetes	2.28
Tabela 2.9 – Séries efetuadas.....	2.29
Tabela 2.10 - Parâmetros que influenciam a resistência à compressão do betão com a temperatura (Alves, 2008)	2.30
Tabela 2.11 – Expressões simplificadas para o cálculo da condutividade térmica (Kodur e Sultan, 2003).....	2.32
Tabela 2.12 – Expressões simplificadas para o cálculo do calor específico (Kodur e Sultan, 2003)	2.33
Tabela 2.13 – Expressões simplificadas para o cálculo do coeficiente de dilatação térmica (Kodur e Sultan, 2003)	2.34
Tabela 2.14 – Expressões simplificadas para o cálculo da perda de massa relativa (Kodur e Sultan, 2003)	2.35
Tabela 2.15 – Intensidade da aplicação dos ciclos de carga e processo de carregamento (Oliveira, 2006) ..	2.39
Tabela 2.16 – Critérios de aceitação (Oliveira, 2006)	2.40

CAPÍTULO 3 – CARATERIZAÇÃO MECÂNICA E APLICAÇÕES EM BRF E BACRF

Tabela 3.1 – Séries de BRF.....	3.2
Tabela 3.2 – Valores obtidos na avaliação da massa do tipo de fibra em análise.....	3.4

Tabela 3.3 – Valores obtidos na avaliação do comprimento do tipo de fibra em análise.....	3.4
Tabela 3.4 – Valores obtidos na avaliação do diâmetro do tipo de fibra em análise.....	3.5
Tabela 3.5 – Valores obtidos na avaliação do fator de forma	3.6
Tabela 3.6 – Valores obtidos na avaliação das características geométricas das ancoragens	3.6
Tabela 3.7 – CoV das propriedades geométricas de cinco distintos tipos de fibras metálicas	3.8
Tabela 3.8 – Composições adotadas (por m ³ de betão).....	3.9
Tabela 3.9 – Síntese dos resultados obtidos - resistência à compressão	3.9
Tabela 3.10 – Ensaio de flexão – resultados	3.13
Tabela 3.11 – Síntese dos resultados obtidos – valores característicos	3.16
Tabela 3.12 – Valores dos parâmetros de fratura para os BRFD desenvolvidos: por análise inversa	3.18
Tabela 3.13 – Composição adotada para o BACRFA (por m ³ de betão)	3.21
Tabela 3.14 – Distribuição das fibras na secção dos provetes	3.23
Tabela 3.15 – Distribuição das fibras na secção de fratura das vigas extraídas da grelha	3.28
Tabela 3.16 – Utilização de fibras metálicas em aduelas (Lourenço et al., 2005).....	3.30
Tabela 3.17 – Composições adotadas (por m ³ de betão).....	3.31
Tabela 3.18 – Resultados experimentais.....	3.31
Tabela 3.19 – Valores dos parâmetros de fratura para os BRFD desenvolvidos, obtidos por análise inversa (14 dias)	3.32
Tabela 3.20 – Instalação (situação “ótima”).....	3.37
Tabela 3.21 – Instalação (desalinhamento da aduela de fecho)	3.40
Tabela 3.22 – Propriedades à tração dos betões em avaliação	3.41
Tabela 3.23 – Momento fletor	3.42
Tabela 3.24 – Propriedades mecânicas do BACRFA adotado	3.43
Tabela 3.25 – Propriedades mecânicas dos aços utilizados	3.43
Tabela 3.26 – Ações consideradas.....	3.44
Tabela 3.27 – Quadro resumo	3.49
Tabela 3.28 – Abertura de fenda.....	3.49
Tabela 3.29 – Distribuições de rigidez (K _s) consideradas (unidades em kN/m ³)	3.54
Tabela 3.30 – Ações consideradas.....	3.54

Tabela 3.31 – Casos de carga considerados	3.55
Tabela 3.32 – Pressão no solo (unidades em kPa).....	3.56
Tabela 3.33 – Tensões máximas de tração (unidades em kPa)	3.56
Tabela 3.34 – Propriedades mecânicas do BACRFA adotado	3.57
Tabela 3.35 – Propriedades mecânicas do BACRF adotado	3.58

CAPÍTULO 4 – COMPORTAMENTO DO BETÃO APÓS EXPOSIÇÃO A TEMPERATURAS ELEVADAS

Tabela 4.1 – Composição adoptada (por m ³ de betão)	4.2
Tabela 4.2 – Composições adotadas para o BS e BRf (por m ³ de betão).....	4.8
Tabela 4.3 – Composições adotadas para o BACRF (por m ³ de betão)	4.13
Tabela 4.4 – Valores de $f_{eq,2}$ e $f_{eq,3}$	4.15
Tabela 4.5 – $f_{eq,2}$ e $f_{eq,3}$ calculado para as diversas composições após exposição a diferentes T_{max}	4.20

CAPÍTULO 5 – ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS NA INSPEÇÃO E AVALIAÇÃO DE BETÃO EXPOSTO AO FOGO

Tabela 5.1 – Medições diretas em provetes com diferente dosagem em fibras de aço	5.8
Tabela 5.2 – Medições indiretas em provetes com diferente dosagem em fibras de aço	5.9
Tabela 5.3 – Medições diretas em provetes expostos a diferentes níveis de T_{max}	5.10
Tabela 5.4 – Medições indiretas em provetes após exposição a diferentes níveis de T_{max}	5.10

CAPÍTULO 6 – APLICAÇÃO PRÁTICA DE METODOLOGIA DE REFORÇO ESTRUTURAL

Tabela 6.1 – Esforços Solicitantes em V1	6.7
Tabela 6.2 – Propriedades admitidas relativas ao comportamento à compressão e tração do betão submetido a distintos T_{max}	6.10
Tabela 6.3 – Cálculo do esforço transversal resistente para uma secção de betão não homogénea	6.15
Tabela 6.4 – Propriedades mecânicas obtidas nos ensaios de tração em provetes de varão de aço extraídos das vigas	6.21
Tabela 6.5 – Resistência à compressão de carotes	6.22
Tabela 6.6 – Deslocamentos verticais obtidos durante o primeiro carregamento (2.146 kN/m ²)	6.26

Tabela 6.7 – Deslocamentos verticais ocorridos durante o segundo carregamento (4.292 kN/m ²)	6.27
Tabela 6.8 - Deslocamentos verticais ocorridos durante o segundo carregamento (6.180 kN/m ²)	6.28
Tabela 6.9 – Deslocamentos verticais ocorridos durante os três carregamentos	6.30
Tabela 6.10 – Resultados obtidos durante a monitorização para o primeiro carregamento no Tramo 1 do Pórtico 3	6.31
Tabela 6.11 – Propriedades admitidas para simulação do comportamento à compressão e à tração ..	6.41

Capítulo 1

INTRODUÇÃO

1.1 Motivação

A utilização de Betão Reforçado com Fibras (BRF) apresenta, atualmente, um crescimento significativo no mercado da Construção. As áreas de aplicação passam, principalmente, por pavimentos industriais, por elementos pré-fabricados, pelo reforço estrutural e pelo revestimento de túneis (tanto ao nível de elementos pré-fabricados como na vertente projetada) (Johnston, 1982; Kooiman e Walraven, 1998; Kooiman et al., 1999; Ramos et al., 2003; Barros et al, 2004; Mesquita, 2006; Carbonari et al., 2010; Gonçalves, et al., 2010; Masó, 2010; Caratelli, A., 2011; Fuente, A., 2012; Akasaki et al., 2012; Alves et al., 2012). A aplicação de fibras (principalmente as de aço) em substituição parcial ou total de armaduras convencionais em certos elementos de betão pode proporcionar várias vantagens, nomeadamente, económicas, provenientes da eliminação da mão de obra de montagem e colocação de armaduras, e técnicas, garantindo ao betão maior homogeneidade de reforço, controlo de fendilhação por retração, aumento de ductilidade, maior durabilidade e resistência ao choque, menor propensão a danos por corrosão dos elementos de reforço, maior resistência ao impacto e melhoria do comportamento do betão quando exposto ao fogo ou a temperaturas elevadas (Barros et al., 2002; Alonso et al., 2010; Abadel et al., 2012; Illguth et al., 2012; Robinson et al., 2012; Camões e Costeira, 2012). O Betão Auto Compactável Reforçado com Fibras (BACRF) é um material que alia as vantagens inerentes à utilização de um BRF com as que resultam do facto de se tratar de um material que possui elevada capacidade de fluir, contornar obstáculos e preencher zonas de difícil acesso, sem ocorrência de segregação dos seus constituintes (Alves, 2001; Pereira, 2006; Walraven, 2008; Silva e Brito, 2010a; Neto et al., 2010; Nepomuceno et al., 2010; Meneses et al., 2010; Araújo et al, 2012; Santos et al., 2012). Referem-se,

contudo, alguns problemas decorrentes da utilização do BACRF ao nível da pressão exercida por este nas cofragens (Walraven, 2008; Silva e Brito, 2010b; Torgal e Jalali, 2010).

A indústria da pré-fabricação é frequentemente confrontada com a produção de elementos estruturais de elevada complexidade geométrica. Além disso, quando é necessário incluir uma percentagem elevada de armadura convencional, existem dificuldades em garantir a qualidade de betonagem, originando, por vezes, deficiências que podem comprometer, quer o comportamento dos elementos estruturais, quer a sua aparência final. Outro dos problemas muitas vezes constatado na indústria da pré-fabricação prende-se com a descofragem dos elementos, a qual, para maximizar a rentabilidade da produção, é efetuada com o betão ainda em idade muito jovem. Dada a elevada percentagem de armadura convencional utilizada no reforço da maioria dos elementos estruturais pré-fabricados (nomeadamente a armadura de resistência ao esforço transversal), os encargos associados ao custo do material, à mão de obra dispendida na sua montagem (o processo de preparação e montagem das armaduras é relativamente moroso) e à necessidade de algum espaço de armazenamento representam um peso significativo no custo final de fabrico. Se esta armadura, ou uma percentagem significativa, puder ser substituída por fibras, o processo de pré-fabricação é simplificado e diminuem os custos de produção. Além disso, dada a distribuição tridimensional das fibras no seio do betão, a sua eficácia em termos de contribuição para a resistência (ao nível de esforços de corte, retração nas primeiras idades e/ou tensões de tração advindas de ações não controláveis, nomeadamente no processo de fabrico, transporte e aplicação) pode ser superior à garantida pela armadura convencional (Casanova et al., 2000; Barros et al., 2008; Santos et al., 2008; Pauw et al., 2008; Gonçalves et al., 2010; Caratelli et al., 2011; Fuente et al., 2012; Akasi et al., 2012; Robinson et al., 2012). Referem-se, também, vantagens ao nível da redução da propagação da corrosão no interior do elemento estrutural e uma menor susceptibilidade de destaque do recobrimento do betão devido à corrosão dos varões de armadura convencional. Dependendo da resistência pós-fissuração garantida pelas fibras ao betão, as fibras podem ser utilizadas para diminuir, em maior ou menor percentagem, quer armadura longitudinal de flexão (Barros et al., 2008; Taheri et al., 2012), como armaduras de resistência ao esforço transversal (Casanova et al., 2000; Santos et al., 2008; Pauw et al., 2008), diminuindo-se assim o risco de corrosão e de destaque do betão de recobrimento das armaduras.

A exposição de elementos de betão a temperaturas elevadas e/ou fogo origina uma degradação das propriedades mecânicas e químicas deste material e potencializa, no caso de betão de elevada resistência, a ocorrência de destacamento explosivo de partes do betão de recobrimento (“spalling”), podendo comprometer irremediavelmente a funcionalidade do elemento estrutural. De facto, em resultado do destaque do betão de recobrimento, as armaduras de reforço ficam expostas à ação direta das chamas desde os primeiros momentos do incêndio, reduzindo, conseqüentemente e de forma significativa, a capacidade resistente dos elementos estruturais. Assim, a ação da temperatura sobre o betão faz-se sentir mais rapidamente, pois a espessura resistente da secção vai diminuindo com a progressão do dano por spalling. Este fenómeno é particularmente comum nos betões de elevada

resistência, pois estes apresentam uma matriz bastante compacta e porosidade reduzida, o que conduz ao desenvolvimento de pressões elevadas no interior da micro-estrutura do betão quando este é submetido a temperaturas elevadas (Khoury e Anderberg, 2000; Costa et al., 2002; Ali, 2002; Sakr e Hakim, 2004; Phan, 2005; Ye et al., 2005). Algumas investigações laboratoriais já realizadas sustentam as vantagens da utilização de fibras (principalmente as de polipropileno) no melhoramento do comportamento do betão perante a exposição ao fogo (ou temperaturas elevadas), pois a adição destas diminui a probabilidade de ocorrência de spalling e, conseqüentemente, reduz os danos provocados pela exposição a temperaturas elevadas (Kalifa et al., 2001; Bayasi e Dhaheri, 2002; Bilodeau et al., 2004; Dehn, 2008; Colombo et al., 2008; Ravi e Prakash, 2008; Narenda et al., 2008).

Os danos provocados pela ação de um incêndio sobre elementos estruturais de betão são, no entanto, difíceis de avaliar e quantificar. As tarefas de inspeção e avaliação de elementos estruturais que tenham sido expostos a temperaturas elevadas devem ser efetuadas com meios de inspeção e avaliação adequados que ofereçam ao técnico inspetor a segurança e a confiança necessárias para que este possa pronunciar-se, em tempo útil, tanto acerca da estabilidade da estrutura afetada, como das possibilidades da sua reutilização e/ou recuperação futura. Para além de uma inspeção visual, a realização de ensaios sobre amostras extraídas dos elementos estruturais afetados, e a execução de ensaios de carga são alguns dos procedimentos habitualmente utilizados para aferir as propriedades do betão e/ou dos elementos estruturais *in situ* (Rodrigues e Correia, 2005; Lima et al., 2005; Yaqub et al., 2005; Najim et al., 2005). A avaliação das propriedades dos materiais de forma isolada (amostras de betão e armadura) poderá não ser conclusiva quanto ao nível do comportamento previsto da estrutura afetada, visto que o efeito do fogo nos elementos estruturais afeta, também, a ligação entre os materiais utilizados e, neste sentido, compromete o desempenho global dos elementos estruturais, o que pode justificar a realização de ensaios de carga para avaliar o comportamento estrutural global. A avaliação das propriedades dos materiais recorrendo a ensaios destrutivos apenas fornecem uma avaliação local do dano ocorrido (ou do elemento construtivo ensaiado), podendo esta avaliação não ser representativa do estado global da estrutura. A utilização de ensaios não destrutivos para inspeção de elementos em betão afetados pela exposição a temperaturas elevadas apresenta-se como uma ferramenta complementar com algumas vantagens, nomeadamente: baixo custo de operação, rapidez de execução e possibilidade de se voltar a ensaiar no mesmo local, entre outras. Este tipo de ensaios possibilita inúmeras intervenções na estrutura sem que esta sofra qualquer tipo de dano, permitindo um levantamento global do estado dos elementos estruturais (Bungey e Soutsos, 2001; Short et al., 2001; Malhotra e Carino, 2004; Lima et al., 2005; Colombo e Felicetti, 2007; Yang et al, 2009; Ingham, 2009; Hastenpflu et al., 2010; Silva et al., 2012).

A utilização de BRF e/ou de BACRF apresenta-se, também, como uma potencial solução de reforço de estruturas danificadas pela ação de um fogo, nomeadamente por: apresentar um comportamento melhorado perante a exposição ao fogo dos elementos estruturais reforçados (garante a resistência ao fogo necessária perante uma eventual recorrência); possibilitar a substituição do betão de recobrimento

afetado (após remoção deste) por BRF na vertente projetada e/ou por BACRF (elevada capacidade de fluir em zonas com obstáculos e de preencher zonas de difícil acesso), protegendo as armaduras existentes e aumentando a capacidade de carga; controlar os efeitos de retração consequentes da ligação de dois betões com idades distintas (Cunha et al., 2012). O aumento das dimensões geométricas dos elementos estruturais, recorrendo à aplicação de betões novos, permite, também, controlar os efeitos de fluência (agravados em elementos estruturais afetados pelo fogo), desde que o BRF de reforço possa acompanhar a deformabilidade do betão afetado sem formação de fendas de abertura superior ao aceitável à luz da regulamentação em vigor (de forma a se obter um comportamento homogéneo no material compósito resultante).

Em síntese, o presente documento pretende ser um contributo para o conhecimento relativo à aplicação de BRF e de BACRF, desde a caracterização do material e sua aplicabilidade, ao comportamento estrutural em serviço e após a exposição acidental a temperaturas elevadas, bem como solução de reforço de elementos estruturais afetados pela ação de um fogo. Aborda, também, técnicas de inspeção e de avaliação de elementos estruturais em betão afetados pela ação de exposição a temperaturas elevadas.

1.2 Objetivos

Os principais objetivos da presente investigação são:

- Determinação experimental dos parâmetros que caracterizam o comportamento do BRF pós-fendilhado, para distintas classes de resistência e ductilidade. Os resultados obtidos servirão de base ao estabelecimento de ábacos de apoio ao dimensionamento de estruturas de BRF, bem como, na definição de leis constitutivas de simulação do comportamento não linear material de BRF a serem utilizadas, por exemplo, em modelos de determinação da relação momento-curvatura de uma dada secção de um elemento estrutural, ou em ferramentas de análise numérica avançada baseadas no Método dos Elementos Finitos (MEF);
- Comparação do comportamento mecânico previsto de aplicações de BRF ou BACRF recorrendo ao MEF. A avaliação efetuada permite constatar o comportamento mecânico dos elementos estruturais perante a substituição parcial ou total da armadura convencional por fibras de aço, com especial realce para elementos pré-fabricados;
- Avaliação da influência da adição de fibras metálicas e não metálicas no comportamento mecânico residual de BRF e BACRF após exposição a diferentes níveis de temperatura elevada (até 1000 °C), nomeadamente no módulo de elasticidade, resistência à compressão e resistência à tração por flexão. Neste documento, as propriedades avaliadas após exposição do betão a diferentes níveis de temperatura elevada, e posterior arrefecimento, são designadas por propriedades “residuais”.

Paralelamente, estabelecem-se relações entre medições efetuadas recorrendo a ensaios não destrutivos e as principais propriedades mecânicas residuais dos BRF e BACRF desenvolvidos;

- Metodologia para avaliação de danos provocados por incêndio real em estrutura de betão armado e definição de estratégias de reabilitação recorrendo ao BACRF. Esta metodologia inclui a inspeção dos elementos estruturais existentes após exposição térmica, o levantamento de patologias, a avaliação das propriedades mecânicas dos materiais e a realização de ensaios de carga, bem como a definição das linhas gerais de reforço da estrutura afetada com base na aplicação de BACRF.

1.3 Organização da tese

A investigação e os estudos realizados conducentes à concretização dos objetivos propostos estão descritos no presente trabalho, o qual é composto pelos seguintes sete capítulos:

O Capítulo 1 – *introdução* – identifica a motivação, os objetivos da presente investigação e resume a estrutura do documento.

O Capítulo 2 – *estado do conhecimento* – enquadra, em síntese, a informação apresentada posteriormente nos Capítulos 3, 4, 5 e 6, nomeadamente: metodologia adotada para definição de composições em BRF e BACRF e respetiva caracterização das propriedades do betão em estado fresco; avaliação e demonstração da potencialidade da aplicação do BRF e do BACRF na indústria da pré-fabricação; metodologia para caracterização das propriedades mecânicas de BRF e BACRF segundo as recomendações dos organismos dedicados ao estudo do BRF/BACRF e suas aplicações; análise inversa recorrendo ao MEF para determinação do comportamento pós-fendilhação do betão; síntese relativa ao fenómeno de spalling, nomeadamente, as principais causas e consequências, e formas de reduzir a probabilidade da sua ocorrência; influência da adição de fibras (metálicas e não metálicas) na probabilidade de ocorrência de spalling durante a exposição de BRF/BACRF a temperaturas elevadas e no comportamento mecânico residual deste tipo de betões; abordagem à variação das propriedades térmicas do BRF com a temperatura; realização de ensaios de carga; síntese dos principais ensaios não destrutivos correntemente utilizados para a previsão da capacidade resistente de elementos estruturais.

O Capítulo 3 – *caraterização mecânica e aplicações em BRF e BACRF* – apresenta resultados experimentais relativos à caracterização mecânica de BRF de diferentes classes de resistência e reforçados com distintas dosagens em fibras metálicas. Os estudos realizados envolvem a conceção das composições dos BRF, a avaliação das propriedades geométricas das fibras metálicas utilizadas, a avaliação do comportamento mecânico à compressão e tração por flexão do BRF em provetes de dimensões normalizadas e avaliação da heterogeneidade das propriedades mecânicas de um BACRF em elementos estruturais. Com base nos resultados experimentais obtidos, caracterizam-se as propriedades relevantes dos BRF desenvolvidos. Os resultados experimentais obtidos permitem definir o comportamento pós-fendilhação do betão (obtenção de lei constitutiva que simula o modo I de fratura

por intermédio de análise inversa) e, conseqüentemente, recorrendo ao MEF, podem ser avaliados os benefícios da opção por BRF ou BACRF em sistemas estruturais, com especial enfoque para elementos pré-fabricados (aduelas para revestimento de túneis, vigas delta, moradias unifamiliares e mobiliário urbano).

O Capítulo 4 – *comportamento do betão após exposição a temperaturas elevadas* – aborda a avaliação do comportamento residual do BRF e do BACRF após exposição a diferentes níveis de temperatura elevada. Apresentam-se diversos programas experimentais efetuados para o desenvolvimento e caracterização de um BRF de comportamento melhorado ao fogo (com ou sem requisitos de autocompactabilidade). Estes programas experimentais foram concebidos de forma a permitir efetuar uma análise comparativa do desempenho destes BRF/BACRF com outros tipos de betão, nomeadamente, Betão Simples (BS) e betão reforçado com armadura convencional (Betão Armado, BA). Após a realização dos ensaios de exposição a diferentes níveis de temperatura máxima, efetuou-se uma análise inversa dos resultados experimentais para obtenção das propriedades pós-fendilhação de um BRF desenvolvido com o intuito da utilização destas em simulações numéricas que permitam prever o comportamento residual de elementos pré-fabricados em BRF.

O Capítulo 5 – *ensaios não destrutivos na inspeção e avaliação de betão exposto ao fogo* – aborda a potencialidade da utilização de ensaios não destrutivos para inspeção e avaliação de elementos estruturais, especialmente perante elementos estruturais em BRF/BACRF expostos a temperaturas elevadas (após arrefecimento). Neste sentido, apresentam-se relações entre as propriedades mecânicas obtidas recorrendo aos ensaios não destrutivos adotados (velocidade de propagação de ondas ultrasónicas, resistividade eléctrica e esclerómetro) e o comportamento residual do BS, BRF e BACRF.

O Capítulo 6 – *aplicação prática de metodologia de reforço estrutural* – apresenta a metodologia realizada para inspeção e avaliação de uma estrutura em betão armado afetada pela ação de um fogo (estrutura porticada em betão armado com lajes aligeiradas constituídas por vigotas pré-esforçadas) e respetiva avaliação da capacidade de carga residual. As propriedades residuais do betão são estimadas recorrendo a análise inversa (MEF) do comportamento estrutural observado durante o ensaio de carga. Conseqüentemente, apresentam-se as linhas gerais de uma solução de reforço (baseado na aplicação de BACRF) para a estrutura afetada que permite restabelecer a utilização desta. O comportamento previsto para o reforço proposto é avaliado recorrendo ao MEF.

O Capítulo 7 – *conclusões e futuros desenvolvimentos* – resume as conclusões sustentadas nos resultados apresentados ao longo da tese e sugere futuros desenvolvimentos no âmbito da tecnologia do BRF/BACRF.

Capítulo 2

ESTADO DO CONHECIMENTO

2.1 Introdução

De acordo com o apresentado no Capítulo 1, constata-se que a presente dissertação aborda, transversalmente, diversos temas relacionados com a tecnologia do betão reforçado com fibras, propriedades reológicas e materiais, e aplicações estruturais deste compósito. Neste sentido cumpre, neste Capítulo, realizar um breve enquadramento relativo a alguns conceitos e procedimentos de forma a contextualizar os resultados apresentados nos Capítulos posteriores.

As primeiras secções do presente Capítulo abordam algumas considerações relativas à produção, caracterização mecânica e aplicabilidade da utilização de BRF e BACRF, nomeadamente: metodologias para definição de composições de BRF e BACRF e caracterização das propriedades destes materiais em estado fresco; metodologia para caracterização das propriedades mecânicas de BRF e BACRF; modelo numérico baseado no Método dos Elementos Finitos para realização de análise inversa recorrendo ao MEF para determinação do comportamento pós-fendilhado do betão; avaliação e demonstração da potencialidade da aplicação do BRF e do BACRF na indústria da pré-fabricação.

Alguns conceitos relativos ao comportamento do betão após exposição a temperaturas elevadas e/ou fogo são abordados posteriormente: considerações acerca do fenómeno de spalling (causas, consequências e formas de reduzir a probabilidade da sua ocorrência); influência da adição de fibras (metálicas e não metálicas), quer na probabilidade de ocorrência de spalling durante a exposição de betão a temperaturas elevadas, como no comportamento mecânico residual deste tipo de betões após a exposição ao fogo; abordagem à variação das propriedades térmicas do BRF com a temperatura.

Por último, uma síntese dos principais ensaios não destrutivos correntemente utilizados para a previsão da capacidade resistente de elementos estruturais (incluindo ensaios de carga), com especial realce para os de maior aplicabilidade em betão exposto ao fogo e/ou temperaturas elevadas.

2.2 Métodos de conceção de composições de BRF e BACRF

2.2.1 Conceção da composição de um BRF

As composições em BRF são similares às relativas a betão corrente para pequenas dosagens por metro cúbico de fibras metálicas. Contudo, a composição deve-se adequar ao tipo e quantidade de fibras a aplicar, especialmente para dosagens de fibras metálicas superiores a 45 kg/m^3 . A composição mais apropriada para o BRF (tal como para o betão corrente) é a que conduz à maior compacidade da mistura (Rossi, 1998). A introdução das fibras durante o processo de fabrico do betão deve ser lenta e gradual de forma a assegurar-se uma distribuição destas o mais homogénea possível. A adição de fibras na betoneira deve ser a última tarefa do fabrico do BRF. Quando se recorre ao betão fabricado numa central de betonagem, as fibras devem ser introduzidas na autobetoneira uns minutos antes da aplicação do betão. Em ACI 544.1R-96 são dadas indicações para composições de BRF.

A aplicação do BRF é semelhante à do betão convencional. Contudo, deve-se evitar vibrações fortes com vibradores de agulha, de forma a assegurar-se uma distribuição homogénea das fibras. Na cura do BRF deve-se seguir os procedimentos recomendados para os betões correntes (Amorim et al., 2000).

2.2.2 Conceção da composição de um BACRF

A conceção de uma composição para um BAC visa obter-se um betão com requisitos de auto-compactabilidade, com a resistência necessária e que garanta os requisitos de durabilidade (Okamura et al., 2000; Nunes, 2001; Pereira, 2006; Neto et al., 2010; Nepomuceno et al., 2010). A composição do BAC deve atender às seguintes condições: exigências de desempenho necessárias para fazer face às solicitações estruturais, características da construção e condições ambientais; seleção dos materiais a aplicar, caracterizando-os; por fim, afinar as dosagens dos constituintes a fim de que o betão possa satisfazer as distintas exigências de desempenho. Esta última fase é, por vezes, uma tarefa de “tentativa erro” até se alcançar o desempenho pretendido (Nunes, 2001).

Existem várias abordagens e métodos adoptados por investigadores de diferentes países para a obtenção de composições em BACRF, nomeadamente pela Sociedade Japonesa de Engenheiros Cívicos, JSCE (1998), Okamura et al. (2000) e em Skarendahl et al. (2000), entre outros. Na presente tese, o método adotado para obtenção das composições para o fabrico de betões com requisitos de auto-compactabilidade é composto por três fases: i) afinação da composição da pasta ligante; ii) determinação da composição do esqueleto sólido, em que a percentagem relativa de cada um dos constituintes é obtida; iii) por último, obtenção da percentagem de pasta por metro cúbico de betão de forma a garantir uma mistura com as características de trabalhabilidade requeridas, sem ocorrência de

fenómenos de segregação e exsudação. A influência das fibras de aço na composição é tida em conta na fase ii) do método, participando como um agregado de elevada esbeltez, dado que as fibras de aço influenciam o arranjo do esqueleto sólido da composição. Assim, para cada tipo e quantidade de fibras é fundamental proceder à definição do esqueleto sólido ótimo correspondente.

2.3 Caraterização das propriedades do BRF e do BACRF em estado fresco

2.3.1 Verificação das propriedades do BRF em estado fresco

O ensaio do cone de Abrams, de grande utilização para a verificação das propriedades do betão fresco corrente pode, também, ser utilizado para a verificação das propriedades do BRF. Refere-se, também, a utilização do VB test (ACI 544.2R-78, 1978; Coutinho, 1997).

2.3.1.1 Ensaio de abaixamento (cone de Abrams)

A avaliação das propriedades do BRF no estado fresco, nomeadamente trabalhabilidade e consistência, podem ser avaliadas recorrendo ao ensaio de abaixamento (NP EN 12350-2). O ensaio de abaixamento é usado para betões originem abaixamentos entre 10 mm a 200 mm. O betão, no estado fresco, é compactado no interior de um molde com a forma tronco-cónica (ver Figura 2.1). Quando o cone é removido, subindo-o, o abaixamento do betão estabelece a medida da sua consistência.



Figura 2.1 – Equipamento do ensaio de abaixamento

Segundo a NP EN 206-1 (2007) a mistura de betão pode ser classificada segundo uma classe e respetiva trabalhabilidade, tal como exemplificado na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Classificação do abaixamento

Abaixamento (cm)	Trabalhabilidade	Meios de compactação que se podem empregar
< 15	Plástica e Mole	Vibração média e apiloamento
> 15	Fluida	Espalhamento e compactação pelo próprio peso

2.3.1.2 Ensaio Vêbê (VB test)

A avaliação das propriedades do BRF no estado fresco, nomeadamente trabalhabilidade e consistência, podem também ser avaliadas recorrendo ao ensaio Vêbê segundo a NP EN 12350-3. O ensaio Vêbe é

usado para betões com trabalhabilidade plástica, seca e terra húmida e consiste em realizar o ensaio de abaixamento com o auxílio de vibração. O tempo necessário para o disco (ver Figura 2.2) do equipamento do ensaio Vêbê ficar totalmente coberto com pasta de cimento determina a consistência da mistura submetida ao ensaio.



Figura 2.2 – Equipamento e esquema de montagem do ensaio Vêbê

Segundo a NP EN 206-1 (2007) a mistura de betão pode ser classificada segundo uma classe e respetiva trabalhabilidade, tal como exemplificado na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Classificação do tempo Vêbê

Classe	Tempo Vêbê [s]	Trabalhabilidade	Meios de compactação que se podem empregar
V0	≥ 31	Terra Húmida	Vibração potente e compressão (pré-fabricação)
V1	30 a 21	Seca	Vibração potente (pré-fabricação)
V2	20 a 11		
V3	10 a 6	Plástica	Vibração normal
V4	5 a 3		

2.3.2 Verificação de critérios de auto-compactabilidade do BACRF em estado fresco

A verificação dos critérios de auto-compactabilidade pode ser efetuada recorrendo a diversos tipos de ensaios executados com o material no seu estado fresco. Os ensaios frequentemente mais utilizados são: espalhamento com o cone de Abrams invertido (Slump Flow Test), Caixa L, V-Funnel e U-box test. Podem ainda associar-se entre si, como é o caso da associação entre o ensaio de espalhamento com o cone de Abrams invertido e o anel japonês. A descrição dos ensaios definidos na regulamentação (EFNARC, 2002) estão apresentados na Tabela 2.3.

De uma maneira geral, estes ensaios são de fácil e rápida execução e os equipamentos apresentam custo reduzido. Da execução destes ensaios obtêm-se resultados em unidade de tempo e comprimento que permitem avaliar a existência ou não de características de auto-compactabilidade no betão. Contudo, salienta-se que os valores limite que permitem avaliar se o betão tem ou não requisitos de auto-compactabilidade têm, na maior parte dos casos, base empírica.

Tabela 2.3 – Propriedades de auto-compactabilidade e métodos para sua avaliação (EFNARC, 2002)

Caraterística	Método de ensaio
Capacidade de enchimento	Ensaio de espalhamento
	Ensaio de fluidez – funil em V
	Ensaio de Orimet
	Ensaio da caixa L
Capacidade de passagem	Ensaio de caixa de Kajima
	Ensaio da caixa L
	Ensaio da caixa em U
	Ensaio do anel japonês
Resistência à segregação	Ensaio de caixa de Kajima
Resistência à segregação	Ensaio de segregação no peneiro

2.3.2.1 Ensaio de espalhamento (Slump flow test)

O ensaio de espalhamento é um ensaio simples e de rápida execução que permite avaliar a trabalhabilidade e fluidez de um betão fresco num plano horizontal, sem a presença de qualquer tipo de obstrução. O ensaio de espalhamento pode também fornecer, através de inspeção visual, indicações relativas à eventual segregação do BAC. O ensaio consiste em encher, sem qualquer tipo de apiloamento, o cone de Abrams (invertido) colocado sobre uma placa perfeitamente horizontal (Figura 2.3). Esta placa contém inscrito um círculo de 50 cm de diâmetro. As caraterísticas dos instrumentos estão especificadas na NP EN 12350-2 e ISO 4109.

O betão é introduzido no cone e, quando cheio, o mesmo é levantado lentamente e de forma contínua (Figura 2.4), cronometrando-se o tempo que o betão demora a atingir o diâmetro de 50 cm, T_{50} (Figura 2.5). Quando o espalhamento do betão termina é medido o diâmetro final, em duas direções perpendiculares (Figura 2.5), adotando-se a média das duas medições como valor do espalhamento (s).



Figura 2.3 – Enchimento do cone de Abrams



Figura 2.4 – Levantamento do cone de Abrams

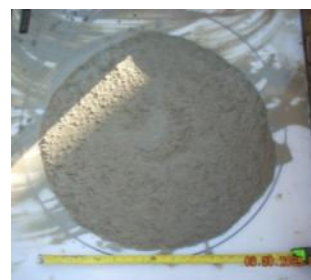


Figura 2.5 – Cronometragem do tempo que o betão demora a atingir o diâmetro de 50 cm e medição do diâmetro de espalhamento

O parâmetro T_{50} deve estar compreendido entre 4 s e 10 s para misturas com viscosidades moderadas, sendo que, quanto maior for o tempo para alcançar o diâmetro de 50 cm maior é a viscosidade e coesão do betão (EFNARC, 2002). No caso do espalhamento, s , este deve estar compreendido entre 650 a 800 mm para que seja considerado um BAC.

2.3.2.2 Ensaio da Caixa L (L-Box test)

O L-Box é um ensaio muito utilizado na caraterização das propriedades de auto-compactabilidade do betão (Petersson et al., 1996; Bartos e Grauers, 1999). O ensaio da Caixa L avalia a capacidade de

enchimento e escoamento do betão em espaços estreitos (entre armadura, por exemplo), sem que ocorra segregação dos seus constituintes, nem congestionamento do betão junto aos obstáculos encontrados por este (European Guidelines, 2005). O equipamento de ensaio é constituído por dois depósitos, um vertical ligado e o outro horizontal, ligados em configuração L. Na zona de ligação existe uma porta onde se pode colocar uma grelha metálica de forma a simular os obstáculos criados pelas armaduras. O espaçamento dos varões da grelha metálica depende do tamanho máximo dos inertes grossos e deve reproduzir a distância mínima entre armaduras prevista na aplicação real (Figura 2.6).

O ensaio da caixa L consiste em encher o compartimento vertical com betão, abrindo-se de seguida a comporta e determinando a razão entre a altura H2 (ver Figura 2.7) e H1 (ver Figura 2.8), sendo esta utilizada para avaliar a capacidade de passagem do BAC através de espaços estreitos. O valor de H2/H1 está associado à capacidade de deformação da mistura, e à tendência de ocorrência, ou não, de bloqueio da mesma. Também deve ser registado o tempo que, após a abertura da comporta, o betão demora a alcançar uma distância de 200 mm e 400 mm no depósito horizontal, denominado de T_{20} e T_{40} , respetivamente, sendo estes valores utilizados para avaliar a capacidade de deformação do betão. As dimensões geométricas da Caixa L estão apresentadas na Figura 2.9.

De forma a garantir-se um escoamento sem bloqueio, os parâmetros apresentados deverão cumprir as seguintes condições: $T_{20} < 1$ s, $T_{40} < 2$ s e $H2/H1 > 0,8$ (EFNARC, 2002).



Figura 2.6 – Caixa L



Figura 2.7 – Medição de H2

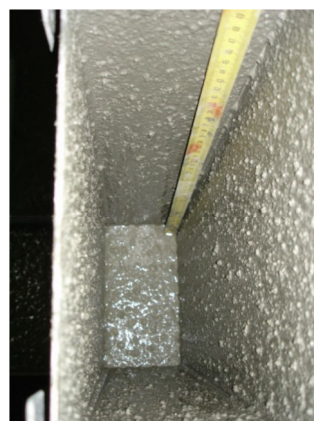


Figura 2.8 – Medição de H1

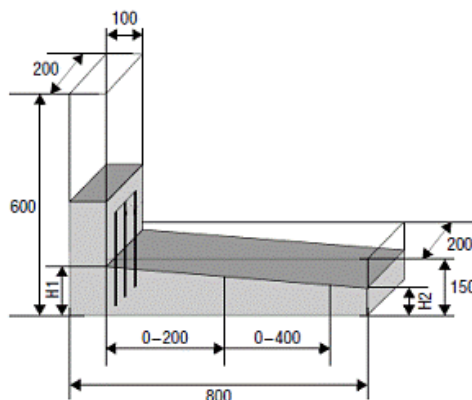


Figura 2.9 – Características físicas da L-Box (unidades em mm)

2.3.2.3 Ensaio de fluidez (V-funnel test)

O ensaio designado por V-funnel foi desenvolvido por Ozawa na Universidade de Tóquio (Gomes, 2002). Este ensaio de fluidez é utilizado para avaliar a viscosidade e a capacidade de enchimento do BAC (European Guidelines, 2005). Utiliza-se um funil em formato de “V” com faces planas e uma comporta na base do funil (Figura 2.10). Para a realização do ensaio é necessário encher o funil com betão fresco (aproximadamente 10 litros de betão), registando o tempo decorrido, T_{funil} (em segundos), desde o início da abertura da comporta até que se possa observar, pela primeira vez, luz através da abertura da comporta (Figura 2.11). Através da realização deste ensaio, obtém-se o tempo de fluidez T_{funil} em segundos, e a velocidade relativa de escoamento R_c , calculada através da expressão:

$$R_c = \frac{10}{T_{\text{funil}}} \quad [1/s] \quad (2.1)$$

Com base nos valores obtidos para este tempo (e por análise da variação da velocidade de fluxo), retiram-se indicações acerca da viscosidade da mistura e da sua segregação. Quanto menor for T_{funil} maior é a capacidade ou facilidade do betão fluir. O oposto significa que a viscosidade do betão aumenta, conduzindo a tendência crescente de bloqueio e de ocorrência de segregação (Skarendahl et al., 2000).

As dimensões e a geometria do V-Funnel estão indicadas na Figura 2.10. A dimensão mínima do canal de saída (b na Figura 2.10) deve ser superior três vezes a máxima dimensão do agregado maior. Para o funil retangular com $b = 7,5$ cm, o T_{funil} deve ser de cerca de 10 s, enquanto que para $b = 6.5$ cm T_{funil} deverá ser de 10 a 15 s.

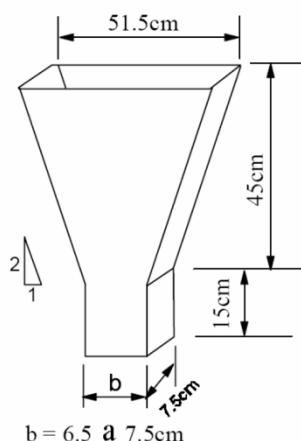


Figura 2.10 - Dimensões do funil utilizado no ensaio de escoamento



Figura 2.11 – Realização do ensaio de fluidez (abertura da comporta)

2.3.2.4 Ensaio da caixa U (U-box test)

O ensaio da caixa U foi desenvolvido para avaliar a capacidade de passagem do betão através de aberturas estreitas, refletindo a capacidade de deformabilidade do betão e sua resistência ao bloqueio. Este ensaio é constituído por um recipiente dividido por uma comporta deslizante formando dois

compartimentos distintos. Entre as duas secções existem barras com 13 mm de diâmetro espaçadas, entre si, de 50 mm (distância entre os centros das barras), formando um espaçamento livre de 35 mm. A colocação de obstáculos na comporta simula as armaduras e zonas congestionadas nas estruturas de betão armado. A realização do ensaio consiste em encher com betão no estado fresco no compartimento de maior altura da caixa. De seguida, abre-se a comporta, e mede-se a altura, h , no compartimento de menor altura (ver Figura 2.12). Quando a altura do betão no segundo compartimento é maior que 30 cm pode afirmar-se que o betão tem uma boa capacidade de enchimento. Para além do resultado referido anteriormente, também se pode medir o tempo de fluxo do betão e elaborar uma análise qualitativa da resistência à segregação, pelo contato visual direto.

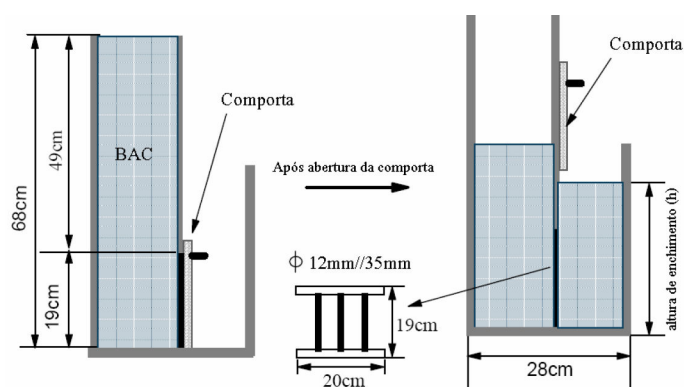


Figura 2.12 - Esquema de funcionamento da Caixa U

2.3.2.5 Combinação do cone de Abrams com o Anel Japonês (J-ring)

Para avaliar a capacidade de um betão em fluir entre as armaduras, é possível utilizar, também, uma combinação do Anel Japonês com o Cone de Abrams. Esta combinação passa por colocar o Cone de Abrams dentro do Anel Japonês (ver Figura 2.13 e Figura 2.14). Seguidamente, enche-se e levanta-se o cone, registando-se o diâmetro médio de espalhamento e o tempo de fluxo, T_{500} , determinados de forma similar à referida no ensaio de espalhamento, já anteriormente descrito. Este ensaio inclui a medição de três parâmetros: diâmetro de espalhamento, T_{500} e ocorrência de bloqueio. Estes resultados correlacionam-se, dado que o tempo de fluxo e o diâmetro de espalhamento são dependentes da influência do arranjo das armaduras que oferecem bloqueio ao movimento de betão.



Figura 2.13 – Anel japonês



Figura 2.14 – Combinação da utilização do anel japonês com o cone de Abrams

2.3.2.6 Outros ensaios

De acordo com o apresentado na Tabela 2.3, são referidos na normalização outros ensaios, nomeadamente: ensaio de segregação no peneiro (sieve segregation test); ensaio da caixa de Kajima (Kajima box-test); ensaio de Orimet. A descrição destes ensaios pode ser obtida na normalização (EFNARC, 2002; Bravo, 2004; Kwan, 2007).

2.3.2.7 Critérios de aceitação para o betão auto-compactável

Em jeito de síntese, apresenta-se, na Tabela 2.4, um resumo dos ensaios e dos respetivos critérios de aceitação.

Tabela 2.4 – Comparação de critérios de aceitação para os ensaios de BAC

	Guias europeus para o BAC	Guias e especificações para o BAC	Método Geral	Critérios de desempenho de BAC	Noruega	Alemanha
Ensaio de Espalhamento [mm]	550 – 650 ¹⁾ 660 – 750 ²⁾ 760 – 850 ³⁾	650 – 800	≥ 650	≥ 650	500 – 650 ⁴⁾ 600 – 750 ⁵⁾	≥ 700
Ensaio de Espalhamento, T ₅₀₀ [s]	≤ 2 ⁶⁾ ≥ 2 ⁷⁾	2 – 5	-	-	2 – 10 ⁴⁾ 2 – 12 ⁵⁾	-
Ensaio de fluidez [s]	≤ 8 ⁸⁾ 9 – 25 ⁹⁾	6 – 12	10 – 20	≤ 15	-	-
Ensaio da caixa em U [mm]	-	0 – 30 ¹⁰⁾	≥ 300	≥ 300	-	-
Ensaio da caixa L	≥ 0.8	0.8 – 1	-	-	-	-
Ensaio de espalhamento com o anel Japonês [mm]	-	-	-	≥ 550	480 – 630 ⁴⁾ 580 – 730 ⁵⁾	≥ 650
Ensaio de espalhamento com o anel Japonês T ₅₀₀ [s]	-	-	-	-	3 – 12 ⁴⁾ 3 – 15 ⁵⁾	-
Diferença de altura no anel Japonês [mm]	-	-	-	≤ 20	-	-
Ensaio de Orimet [s]	-	0 – 5	-	-	-	-
Ensaio da caixa de Kajima [%]	-	90 – 100	-	-	-	-
Ensaio de segregação no peneiro [%]	≤ 20 ¹¹⁾ ≤ 15 ¹²⁾	0 – 15	-	≤ 20 ¹³⁾ ≤ 15 ¹⁴⁾	-	-

Notas:

1) Para estruturas ligeiramente armadas; 2) Para aplicações correntes em betão armado; 3) Para elementos verticais e estruturas densamente armadas; 4) Para lajes; 5) Para pilares e paredes; 6) Classe VS1 – Para pavimentos e lajes; 7) Classe VS2 – Para elementos verticais e estruturas densamente armadas; 8) Classe VF1 – Para pavimentos e lajes; 9) Classe VF2 – Para elementos verticais e estruturas densamente armadas; 10) Diferença de altura nos compartimentos “A” e “B”; 11) Classe SR1 – Para lajes e elementos verticais com distância de escoamento < 5m e espaçamento de armaduras > 80 mm; 12) Classe SR2 – Para lajes e elementos verticais com distância de escoamento < 5m e espaçamento de armaduras < 80 mm. Se a distância de escoamento for > 5m, aplicar SR < 10%; 13) Classe SS1 – Espaçamento livre ≥ 80mm; 14) Classe SS2 – Espaçamento livre < 80mm.

2.4 Caracterização das propriedades mecânicas do BRF e do BACRF

A avaliação das propriedades mecânicas do BRF e do BACRF apresentadas ao longo da presente tese, nomeadamente módulo de elasticidade, resistência à compressão e resistência à tração em flexão, foi efetuada recorrendo a provetes cilíndricos normalizados (150 mm de diâmetro e 300 mm de altura) e prismáticos (600 x 150 x 150 mm³), salvo expressa indicação contrária.

2.4.1 Determinação do módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade, ou Módulo de Young, E_c , foi determinado segundo as recomendações da Norma Portuguesa E397-1993 do LNEC, recorrendo-se, para tal, ao esquema representado na Figura 2.15. Este dispositivo de ensaio é composto por dois anéis distanciados entre si de 100 mm, colocados no centro do provete. No anel superior são colocados três transdutores de deslocamentos fazendo entre si um ângulo de 120°. A deformação obtém-se a partir dos três transdutores, designados por LVDTs (Linear Variation Displacement Transducer), registando-se os deslocamentos entre os referidos anéis. Esta disposição evita que a deformação do equipamento de ensaio seja adicionada aos valores lidos pelos LVDTs.

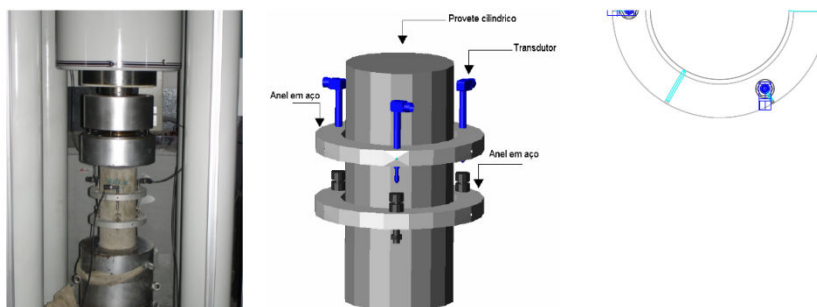


Figura 2.15 – Configuração de ensaio para determinação do módulo de elasticidade

No início do ensaio aplica-se uma tensão de 0.5 a 1.0 MPa (σ_b), lendo-se o valor da correspondente extensão (ϵ_b). De seguida, aumenta-se a tensão de forma contínua a uma velocidade de 0.5 ± 0.1 MPa/s até atingir a tensão $\sigma_a = f_c / 3$, em que f_c é a resistência à compressão do betão, obtida em ensaio prévio de compressão direta, em provete cilíndrico. A tensão σ_a é mantida durante 60 s, após os quais são lidos os deslocamentos durante um período de 30 s, os quais permitem determinar a extensão (ϵ_{a1}) para este patamar de tensão. Segue-se um ramo de descarga, à mesma velocidade com que se efetuou o carregamento, até atingir novamente a tensão σ_b . Depois de um intervalo de 60 s efetuam-se as leituras que têm que estar concluídas em 30 s. A variação das extensões ($\epsilon_{a1} - \epsilon_b$) não deve diferir em mais de 10%. Na Figura 2.16 são representados os ciclos de carga constituídos por uma rampa de carga, um patamar de carga constante durante 90 s e uma rampa de descarga.

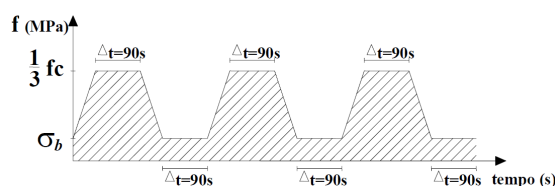


Figura 2.16 – Representação dos ciclos de carga para determinar o módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade, E_c , é determinado pela aplicação da equação:

$$E_c = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{\sigma_{a,n} - \sigma_{b,n}}{\varepsilon_{a,n} - \varepsilon_{b,n}} \quad (2.3)$$

em que para um determinado n-ésimo ciclo de carga, $\sigma_{a,n}$ e $\sigma_{b,n}$ são as tensões médias para o patamar de carga superior e inferior, respetivamente, em MPa, e $\varepsilon_{a,n}$ e $\varepsilon_{b,n}$ são a extensão correspondente a $\sigma_{a,n}$ e $\sigma_{b,n}$, respetivamente.

2.4.2 Determinação da resistência à compressão

Os ensaios de compressão foram efetuados sob controlo de deslocamento. Para tal utilizou-se uma prensa servo-controlada, constituída por um grupo hidráulico, um servo-atuador de 3000 kN de capacidade máxima de carga, dispoendo de transdutor interno de posição de 200 mm de curso, e software para controlo do ensaio. As forças foram medidas por intermédio de uma célula de carga de 3000 kN de capacidade máxima. De acordo com as exigências da EN 10002-2, a prensa é de classe de precisão 1. A velocidade de deformação imposta no decorrer dos ensaios foi de 0,005 mm/s. Em torno do provete foram colocados três LVDTs, efetuando entre si um ângulo de 120º, registando-se os deslocamentos entre os pratos de carga do equipamento (ver Figura 2.17). Com base nos valores registados pelos transdutores em cada leitura, determinou-se o correspondente deslocamento no eixo do provete, a partir do qual se obteve a extensão de compressão, dividindo este deslocamento pela altura inicial do provete.

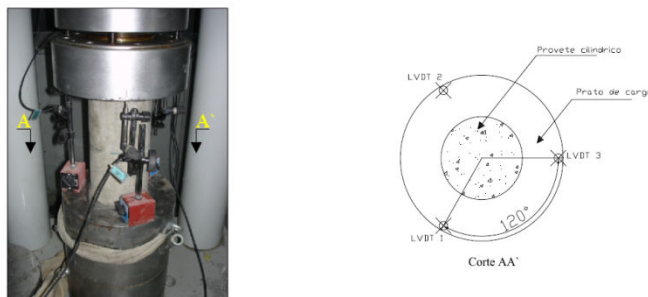


Figura 2.17 – Configuração do ensaio de compressão e disposição dos LVDT's

2.4.3 Ensaio de tração em flexão

Os ensaios de tração em flexão efetuaram-se em conformidade com as recomendações da RILEM TC 162-TDF. Os ensaios foram realizados numa prensa servo-controlada de elevada precisão, sendo o controlo do ensaio efetuado através do deslocamento ocorrido a meio vão do provete, à velocidade de 0.2 mm/min. A carga aplicada foi medida com recurso a uma célula de carga de 100 kN de capacidade e um LVTD com ± 5 mm de campo para medir o deslocamento vertical a meio vão.

O sistema de ensaio está representado na Figura 2.18, onde está patente o esquema de aplicação de carga (Figura 2.18a e Figura 2.18b) e a disposição dos transdutores (Figura 2.18c). Na boca do entalhe pode aplicar-se um "clip gauge" de forma a estimar a abertura de fenda e assegurar, com maior

estabilidade, o controlo do ensaio. A barra (se possível uma por face lateral), na qual se fixa o transdutor de deslocamento, deve ficar ligada a dois pontos fixos do provete, podendo a barra rodar em torno de um desses pontos e deslizar sobre o outro ponto do apoio com o intuito de não registar deslocamentos parasitas nos referidos transdutores. A estrutura de reação deve ser suficientemente rígida de forma a evitar a ocorrência de ensaios instáveis.



Figura 2.18 – Configuração do ensaio de caracterização do BRFA à flexão

As relações típicas que se obtêm no ensaio de flexão estão representadas na Figura 2.19. Nesta Figura, F_L é a carga correspondente ao LOP, consistindo na máxima força registada até uma flecha (δ) de 0.05 mm.

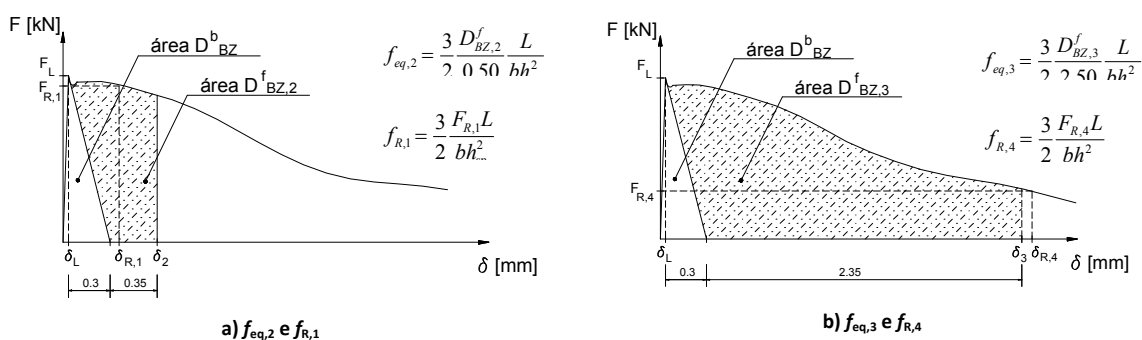


Figura 2.19 – Resistência equivalente e residual à tração em flexão

O momento fletor correspondente ao início da fendilhação (ou o momento correspondente ao limite de proporcionalidade) obtém-se de:

$$M_{LOP} = \frac{F_L L}{2} \quad (2.4)$$

em que L é o vão do provete. Admitindo a distribuição de tensões representada na Figura 2.20, a resistência à tração em flexão (ou tensão correspondente ao limite de proporcionalidade), f_{ct} obtém-se da seguinte equação:

$$f_{ct} = \frac{3 F_L L}{2 b h_{sp}^2} \quad (2.5)$$

em que b é a largura do provete e h_{sp} é a distância da extremidade interior do entalhe à superfície superior do provete.

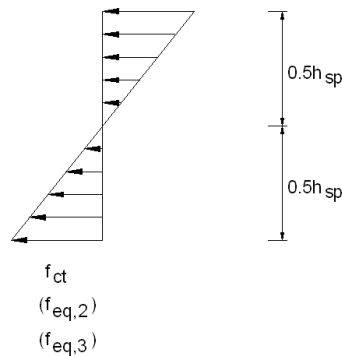


Figura 2.20 – Distribuição de tensões admitida na secção do provete

A capacidade de absorção de energia $D_{BZ,2}$ ($D_{BZ,3}$) é igual à área sob a curva carga-flecha até à flecha de $\delta = \delta_2 = 0,5$ mm ($\delta = \delta_3 = 2,5$ mm), sendo constituída por duas partes, uma correspondente à contribuição do betão simples, D_{BZ}^b , e outra à das fibras, $D_{BZ,2}^f$ ($D_{BZ,3}^f$). Admitindo uma distribuição linear de tensões na secção de fratura (plano de simetria da viga) e desprezando a parcela de energia afeta à fraturação do betão simples, a resistência equivalente à tração em flexão $f_{eq,2}$ e $f_{eq,3}$ pode ser determinada por meio das seguintes expressões:

$$f_{eq,2} = \frac{3 D_{BZ,2}^f L}{2 \cdot 0.50 b h_{sp}^2} \quad (2.6)$$

$$f_{eq,3} = \frac{3 D_{BZ,3}^f L}{2 \cdot 2.50 b h_{sp}^2}$$

Os parâmetros $f_{eq,2}$ e $f_{eq,3}$ estão relacionados com a capacidade de absorção de energia do material até à flecha δ_2 e δ_3 , respectivamente, sendo utilizados na simulação do comportamento do material à tracção nas verificações aos estados limites de utilização (o $f_{eq,2}$) e últimos (o $f_{eq,3}$) (Vandewalle et al., 2000). Por sua vez, $f_{R,1}$ e $f_{R,4}$ são a tensão para a flecha de $\delta = \delta_{R,1} = 0,46$ mm e $\delta = \delta_{R,4} = 3,00$ mm, ou CMOD = 0.5 mm e CMOD = 3.5 mm, respetivamente, sendo designadas por resistência residual à tração em flexão 1 e 4, e obtidas por intermédio das expressões:

$$f_{R,1} = \frac{3 F_{R,1} L}{2 b h_{sp}^2} \quad (2.7)$$

$$f_{R,4} = \frac{3 F_{R,4} L}{2 b h_{sp}^2}$$

em que $F_{R,1}$ e $F_{R,4}$ são as forças registadas para $\delta_{R,1}$ e $\delta_{R,4}$.

2.5 Análise inversa recorrendo ao MEF para caracterização do comportamento fendilhado do betão

O comportamento de um betão reforçado com fibras de aço (BRFA/BACRFA) pode ser simulado pelo diagrama trilinear tensão-abertura de fenda, σ - w , representado na Figura 2.21. Para determinar os parâmetros que caracterizam o comportamento pós fendilhado do betão, realiza-se, usualmente, uma análise inversa. Os pares de valores $\sigma_i - w_i$ definem o diagrama $\sigma - w$.

A análise inversa é realizada avaliando os valores de σ_i e w_i que melhor se ajustam à curva experimental $F-\delta$. Com este propósito, e na presente dissertação, foi utilizado o FEMIX (Azevedo et al. 2003), que dispõe de modelos de fendas discretas e distribuídas para simular o início e a propagação de fendas em materiais de matriz cimentícia. Dado que o ensaio de flexão proposto pelo RILEM TC 162-TDF pode ser considerado como um problema de fratura localizada, é usado um modelo de fendas discretas. A superfície de fratura acima do entalhe, coincidente com o plano de simetria do provete, é discretizada em elementos finitos de interface 2D de seis nós (ver Figura 2.22). As restantes partes do provete são discretizadas por elementos finitos de oito nós do tipo Serendipity em estado plano de tensão, considerados em regime linear e elástico. Nos elementos de interface é utilizada a integração de Gauss-Lobatto com três pontos de integração (PI), enquanto nos elementos de 8 nós é aplicada a integração de Gauss-Legendre com 2×2 PI. Para evitar oscilações indesejadas no campo de tensões, atribuí-se um valor de $1.0 \times 10^4 \text{ N/mm}^3$ à rigidez inicial de modo I de fratura nos elementos de interface. Como neste tipo de problema não ocorre deslizamento entre as superfícies de fratura, a análise é independente dos valores atribuídos à rigidez do modo II de fratura do elemento de interface.

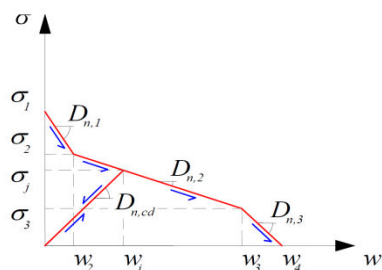


Figura 2.21 – Diagrama tensão vs abertura de fenda

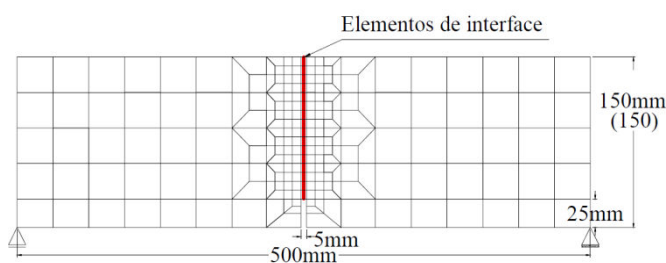


Figura 2.22 – Malha de elementos finitos utilizada na análise inversa

2.6 Principais vantagens na aplicação de BRF ou BACRF em elementos de betão

A indústria da pré-fabricação é frequentemente confrontada com a produção de elementos estruturais de alguma complexidade geométrica. Além disso, quando é necessário incluir uma percentagem elevada de armadura convencional existem dificuldades em garantir a qualidade de betonagem, originando, por vezes, deficiências que podem comprometer, quer o comportamento dos elementos estruturais, quer a sua aparência final. Outro dos problemas muitas vezes encontrado na indústria da pré-fabricação prende-se com a descofragem dos elementos em betão, a qual, para maximizar a rentabilidade da produção, deve ser efetuada no menor período de tempo.

A aplicação de fibras de aço em substituição parcial ou total de armaduras convencionais em certos elementos de betão pode proporcionar várias vantagens. Ao nível económico, a aplicação de fibras acarreta benefícios derivados da eliminação da mão-de-obra de montagem e colocação de armaduras. Ao nível técnico, surgem vantagens resultantes da melhor homogeneidade do reforço, aumento de ductilidade, maior durabilidade e resistência ao choque, e melhoria do comportamento do betão em fase fendilhada. À adição de fibras de aço era somente atribuído, numa primeira fase, o papel de melhoria do comportamento do betão perante possíveis impactos durante a manipulação e colocação dos elementos pré-fabricados. No entanto, a investigação que tem sido desenvolvida ao nível dos betões reforçados com fibras tem demonstrado que a adição de fibras de aço aumenta significativamente a resistência ao corte e à flexão de peças de betão, especialmente no caso do betão de elevada resistência, desde que as fibras tenham as propriedades materiais e geométricas adequadas (Casanova et al., 2000; Barros et al., 2008; Santos et al., 2008; Pauw et al., 2008; Taheri et al., 2012).

Dada a elevada percentagem de armadura convencional utilizada no reforço da maioria dos elementos estruturais pré-fabricados, em especial a armadura para reforço aos esforços transversos, os encargos associados ao material e à mão-de-obra dispendida na sua montagem representam um peso significativo no custo de fabrico dos elementos pré-fabricados. As armaduras são relativamente morosas de preparar e montar e necessitam de algum espaço de armazenamento. O reforço estrutural conseguido por intermédio de armaduras convencionais necessita de ser movimentado previamente à betonagem, levantado, introduzido no molde e ajustado à sua posição. Estes passos são eliminados caso seja possível substituir a armadura convencional por fibras de aço, o que poderá levar a redução de custos de produção (Kooiman et al., 1999; Ramos et al., 2003). Se esta armadura de reforço, ou uma percentagem significativa, puder ser substituída por fibras discretas de aço, o processo de pré-fabricação é simplificado. Além disso, dada a distribuição tridimensional das fibras no seio do betão, a sua eficácia em termos de contribuição para a resistência, quer aos esforços de corte, como de tensões de tração advindas de ações não controláveis (nomeadamente no processo de fabrico, transporte e aplicação) pode ser superior à garantida por armadura convencional.

O ciclo de vida dos segmentos pré-fabricados passa por quatro fases, nomeadamente: produção, transporte, instalação e serviço. Em alguns dos segmentos é corrente surgir destacamento de betão da superfície devido a impactos que ocorrem durante as três primeiras fases. Se tal ocorrer, a armadura ficará exposta ao meio ambiente, o que levará a um início precoce do processo de corrosão. As fibras de aço, estando presentes em todo o volume do betão, permitem um aumento da resistência ao impacto, diminuindo o nível de dano por este efeito.

As fibras de aço próximas da superfície exterior do elemento estrutural estão normalmente expostas à humidade, podendo ficar sujeitas ao processo de corrosão. Contudo, isto não significa a ocorrência de corrosão contínua de todo o reforço, pois cada fibra está individualmente rodeada pela matriz cimentícia. Assim, a corrosão das fibras não irá causar o “descascar” da superfície do betão. O único

aspecto negativo que poderá surgir devido à corrosão das fibras metálicas é o surgimento de alguns pontos de oxidação na superfície do betão.

O Betão Auto-Compactável (BAC) possui um espalhamento por ação do seu peso próprio, sem qualquer energia adicional de compactação. A agilidade de enchimento e de passagem por espaços estreitos, sem ocorrência de fenómenos de segregação, constituem algumas das principais características do BAC. Assim, a necessidade de vibração é totalmente eliminada, suprimindo, conseqüentemente, todo o ruído inerente a este processo, bem como a mão-de-obra e o tempo consumido neste processo. Outras características que se podem salientar, para além das referidas anteriormente, são a melhoria da aparência estética em resultado da diminuição do índice de vazios e da ocorrência de ninhos de brita, pelo que é muito apropriado para a realização de obras arquitectónicas de geometria complexa (e onde podem ser aplicadas percentagens elevadas de armadura convencional) e, ainda, uma melhoria das propriedades mecânicas e de durabilidade do betão.

O BACRF é um material que alia as vantagens inerentes à adição de fibras de aço a materiais de matriz cimentícia com as que resultam do facto de se tratar de um material que possui elevada capacidade de fluir, contornar obstáculos, preencher zonas de difícil acesso, sem ocorrência de segregação dos seus constituintes. Contudo, se a composição do betão não for concebida tendo em conta a presença das fibras, a trabalhabilidade e a compacidade dos betões reforçados com fibras poderão não ser suficientes para garantir os requisitos de auto-compactabilidade, e as propriedades mecânicas e de durabilidade poderão mesmo ser afetadas negativamente. Assim, é necessário que a definição da composição a adoptar atenda à quantidade e ao tipo de fibras a utilizar. Outro aspecto que deverá ser tido em conta é a grande influência que o processo produtivo tem na distribuição e orientação das fibras, com conseqüentes conseqüências ao nível da capacidade de carga da estrutura, pelo que o processo construtivo deverá ser estabelecido de forma a garantir a mais eficiente distribuição de fibras, face às condições de serviço da estrutura.

Encontram-se, na bibliografia, referências a diversas aplicações, nomeadamente: em calçadas (Carbonari et al., 2010); coberturas pré-fabricadas para edifícios industriais (Gonçalves et al., 2010); elementos estruturais para o revestimento de túneis (Masó, 2010; Caratelli, 2011; Fuente et al., 2012); tubos de betão para drenagem de águas (Akasaki et al., 2012).

2.7 Destacamento do betão (spalling)

2.7.1 Considerações gerais

O destacamento do betão, designado na bibliografia por “spalling”, na sua forma genérica, é definido como a separação instantânea ou progressiva de camadas de betão de um elemento estrutural quando este é exposto a temperaturas elevadas e/ou fogo.

Existem vários tipos de spalling, nomeadamente: explosivo (violento – som tipo “estruído”), destaque dos agregados (som tipo “pipoca”), da superfície (violento – barulho tipo “estalido”) e das extremidades dos elementos estruturais (não violento). O que apresenta danos e consequências mais graves é o do tipo explosivo e, neste sentido, este tipo de destaque do betão apresenta-se como o mais estudado e referenciado. Os vários tipos de spalling ocorrem em momentos diferentes, durante o aquecimento dos elementos estruturais. O spalling explosivo, dos agregados, e de superfície ocorrem relativamente cedo (entre os 7 e os 30 minutos de aquecimento do betão), acompanhado por um som tipo “pipoca” (spalling de agregados) ou explosões violentas (spalling superficial e/ou spalling explosivo). O spalling menos violento (das extremidades), ocorre numa fase posterior da exposição ao fogo do betão, quando este já perdeu propriedades mecânicas significativas (entre os 30 e os 90 minutos de aquecimento), provocando fissuração significativa e, conseqüentemente, destaque do betão de recobrimento (Khoury e Anderberg, 2000).

Na Figura 2.23 apresenta-se a consequência da exposição de um provete em betão sem qualquer reforço em fibras a um nível de temperatura de 800 °C. Durante o aquecimento, surge um aumento da pressão interna dos poros existentes no betão devida à evaporação da humidade no interior do provete e, quando essa pressão é superior à própria resistência à tração do betão, ocorre o seu destaque (spalling). Na situação apresentada na Figura 2.23, e devido às reduzidas dimensões do provete, o fenómeno de spalling teve como consequência a desintegração do próprio provete. Esta desintegração ocorreu de forma explosiva (Lourenço et al., 2005).



Figura 2.23 – Desintegração de provete de betão quando exposto a temperaturas elevadas

Como referido anteriormente, o spalling explosivo é o que conduz a danos estruturais mais significativos e, neste sentido, é o tipo de destacamento que é desenvolvido nesta dissertação. O spalling explosivo está associado, diretamente, à exposição do betão ao fogo ou a temperaturas elevadas. Como consequência direta da ocorrência de spalling explosivo surge o destaque do betão de recobrimento (e, conseqüentemente, a exposição direta das armaduras de reforço às chamas), a perda de secção efetiva do elemento estrutural e, neste sentido, perda de capacidade de carga do elemento estrutural. O spalling explosivo pode ocorrer tanto em elementos estruturais existentes em edifícios como em túneis; contudo, os seus danos são mais significativos quando ocorre em estruturas enterradas, quer pela menor ventilação dos espaços e, conseqüentemente, maior gradiente de temperatura, quer pela

utilização mais frequente de betões de maior capacidade resistente. De uma maneira geral, a probabilidade de ocorrência de spalling aumenta com o aumento da taxa de aquecimento, da resistência do betão e do estado de tensão. Este fenómeno ocorre durante os primeiros minutos de um incêndio (até aos primeiros trinta minutos de incêndio), quando os elementos estruturais estão sujeitos a temperaturas de apenas 150 °C a 300 °C (para gradientes de temperatura significativos).

Os estudos apresentados convergem na existência de dois fatores principais para ocorrência deste mecanismo: o aumento da pressão interna dos poros existentes no seio do betão originada pela evaporação da humidade existente no betão, e as tensões criadas pelo gradiente térmico imposto no betão quando associado um rápido incremento de temperatura. Quando os efeitos dos fatores referidos originam ultrapassar a resistência à tração do betão, que diminui com o aumento da temperatura de exposição, o fenómeno do spalling acontece. Cada um dos fatores influencia a probabilidade de ocorrência de spalling por si só, mas a importância relativa de cada um depende do tipo de betão usado (Khoury e Anderberg, 2000; Kalifa et al., 2001; Costa et al., 2002; Ali, 2002; Bilodeau et al., 2004; Phan, 2005).

2.7.2 Fatores que influenciam a probabilidade de ocorrência do destacamento do betão

A presente secção apresenta algumas considerações relativas aos fatores que influenciam a probabilidade de ocorrência de destacamento (spalling) explosivo do betão quando este é exposto a temperaturas elevadas e/ou fogo.

O aumento da taxa de aquecimento (aumento da temperatura de exposição num determinado intervalo de tempo) conduz a um aumento da probabilidade de ocorrência de spalling (Khoury e Anderberg, 2000).

O nível de temperatura ao qual a probabilidade de ocorrência de spalling é máxima depende da taxa de aquecimento e da resistência do betão. A eventual ocorrência de spalling ocorre quando a tensão atuante no betão (devida ao aumento da pressão interna originada pela evaporação da humidade existente no interior do betão) atinge o valor da resistência à tração do betão. Nos primeiros minutos da exposição do betão ao fogo, o aumento da pressão interna aumenta de forma mais significativa com a temperatura comparativamente à redução da resistência do betão expectável. Neste sentido, o nível de temperatura relativo à ocorrência de spalling diminui com o aumento da taxa de aquecimento (Khoury e Anderberg, 2000).

O aquecimento dos elementos estruturais na totalidade das suas faces potencia a ocorrência de spalling comparativamente à exposição de uma única face. Por exemplo, o comportamento ao fogo de lajes é melhorado comparativamente a vigas de grande altura, pois no caso destas últimas três das suas faces ficam expostas a temperaturas elevadas e/ou fogo e, neste sentido, o incremento de temperatura no betão é superior. Neste sentido, a forma dos elementos estruturais influencia, diretamente, a probabilidade de ocorrência de spalling (Khoury e Anderberg, 2000).

Na avaliação experimental da ocorrência de spalling em provetes de betão, salienta-se que as dimensões dos provetes influenciam a probabilidade de ocorrência de spalling. Quando o provete apresenta pequenas dimensões, a probabilidade é menor, pois a humidade tende a escapar do betão com maior facilidade, prevenindo o aumento da pressão nos poros. Para provetes de pequenas dimensões, a ocorrência de spalling conduz à desintegração completa do provete (ver Figura 2.23); contudo, quando o provete apresenta dimensões significativas (espessuras maiores que 300 mm), o spalling conduz ao destaque parcial do betão do provete (Khoury e Anderberg, 2000; Lourenço et al., 2005).

A probabilidade de ocorrência de spalling é maior em elementos com secção transversal com saliências, isto é, com extremidades / ângulos agudos. Este tipo de secção apresenta um comportamento mais desfavorável relativo ao spalling pois expõe o betão do elemento estrutural a maiores tensões de origem térmica devidas a uma maior taxa de aquecimento do betão (que se encontra no interior do elemento). Neste sentido, as secções consideradas “ideais” são constituídas por superfícies planas e/ou com cantos boleados (Khoury e Anderberg, 2000).

O aumento do teor de humidade no interior do betão conduz a uma maior probabilidade de ocorrência de spalling na medida em que, com a eventual exposição térmica do betão, as tensões com origem na evaporação da humidade serão, conseqüentemente, superiores. Um maior teor de humidade faz aumentar, também, o coeficiente de dilatação térmica do material e, assim, agrava o estado de tensão no material devido a variações dimensionais de origem térmica dos elementos estruturais. O teor de humidade no interior do betão decresce, normalmente, com a idade do betão. Neste sentido, nos primeiros tempos após a construção do elemento estrutural (até dois anos), a probabilidade de ocorrência de spalling diminui com o aumento da idade da estrutura. A probabilidade de ocorrência de spalling pode ser controlada se se mantiver o teor de humidade do betão dos elementos estruturais abaixo dos 2% (Khoury e Anderberg, 2000).

A permeabilidade do betão afeta a taxa de libertação do vapor de água do betão e, conseqüentemente, influencia as tensões existentes no interior do betão com origem na evaporação do vapor de água durante o aquecimento do betão. Quanto maior for a permeabilidade do betão, menor será a probabilidade de ocorrência de spalling. O aumento da permeabilidade do betão afeta, contudo, adversamente a sua durabilidade. O betão de melhor durabilidade apresenta, normalmente, maior densidade e, portanto, oferece maior resistência à evaporação do vapor de água (originando maior estado de tensão interno). Contudo, a resistência à tração de betões mais compactos é, geralmente, mais elevada. Estas duas propriedades (densidade e resistência à tração) apresentam comportamento antagónico (Khoury e Anderberg, 2000; Phan, 2005).

A idade do betão influencia a probabilidade de ocorrência de spalling na medida em que, para betões mais jovens, o teor de humidade é, normalmente superior e, com o aumento da idade do betão, a sua resistência (nomeadamente à tração) é também superior. Neste sentido, e como referido

anteriormente, a probabilidade de ocorrência de spalling diminui até aos dois anos de idade dos elementos estruturais, mantendo-se constante a partir dessa idade (Khoury e Anderberg, 2000).

Quanto menor for a classe de resistência do betão, melhor é o seu comportamento em termos de ocorrência de spalling. O betão normalmente designado de “alta performance” à temperatura ambiente, devido à sua elevada resistência, baixa permeabilidade e conseqüente boa durabilidade, é, de facto, de “baixa performance” quando exposto a temperaturas elevadas. Em síntese, reduzindo a relação água/cimento, aumenta a probabilidade de ocorrência de spalling por se reduzir a permeabilidade do betão. Melhora-se, contudo, o comportamento do betão perante as tensões que surgem devidas às variações dimensionais dos elementos estruturais com origem na dilatação destes com o aumento da temperatura, embora esta melhoria de comportamento estrutural não seja tão relevante em termos de ocorrência de spalling comparativamente à redução da permeabilidade (Khoury e Anderberg, 2000).

O confinamento dos elementos estruturais afeta a probabilidade de ocorrência de spalling. Com o aquecimento do betão surgem tensões de compressão pela restrição de expansão dos elementos estruturais confinados. Também durante o aquecimento do betão, a permeabilidade deste aumenta ligeiramente devido ao aumento da fissuração. Contudo, se o elemento estrutural se encontrar confinado, a abertura de fendas não será tão significativa. Em síntese, o aumento da temperatura de exposição de um elemento estrutural confinado origina um aumento do estado de tensão interno (tanto devido às restrições de expansão geométrica como devido ao aumento da pressão interna devida à menor libertação do vapor de água) que potencia a ocorrência de spalling (Khoury e Anderberg, 2000).

Durante o aquecimento do betão, a expansão térmica diferencial que ocorre no betão à superfície do elemento estrutural (exposta diretamente ao fogo) comparativamente com a do betão do núcleo do elemento estrutural aumenta o estado de tensão do betão de recobrimento e, conseqüentemente, aumenta a probabilidade de ocorrência de spalling. Deste modo, o betão que apresentar menor valor de expansão térmica é menos susceptível à ocorrência de spalling explosivo (Khoury e Anderberg, 2000).

A fissuração no interior do betão está presente em todos os elementos estruturais à temperatura ambiente, resultante tanto da retração durante a secagem como dos esforços instalados. Esta microfissuração apresenta um duplo efeito favorável na probabilidade de ocorrência de spalling explosivo, na medida em que facilita a evaporação do vapor de água durante o aquecimento, mas, também, facilita a propagação de novas fissuras, reduzindo a pressão dos poros no interior do betão durante o aquecimento. Outros tipos de fissuração podem ocorrer durante o aquecimento do betão: devido a incompatibilidades deformacionais de origem térmica, tanto na ligação entre o betão e as armaduras em aço como na ligação entre os agregados e a matriz cimentícia; fissuração paralela à superfície do betão quando a tensão principal máxima de tração instalada excede a resistência à tração. Contudo, este aumento de fissuração reduz a resistência à tração do betão sendo acompanhado, por vezes, por uma súbita libertação de energia e uma rotura e destaque violento do betão de recobrimento (Khoury e Anderberg, 2000).

A influência da presença de armadura convencional para a ocorrência de spalling durante o aquecimento dos elementos estruturais (nas situações de elevada quantidade de armadura) passa, principalmente, pela maior fendilhação existente na ligação entre os varões de armadura e o betão de recobrimento devida a incompatibilidades deformacionais de origem térmica. Este aumento de fendilhação localizado reduz significativamente a resistência à tração do betão de recobrimento e, neste sentido, potencia a ocorrência de spalling do betão superficial (Khoury e Anderberg, 2000).

A adição de fibras de aço em betões de elevada resistência reduz a probabilidade de ocorrência de spalling, na medida em que estas melhoram o comportamento pós-pico do betão à tração e controlam de forma melhorada a abertura das fendas que surgem durante o aquecimento do betão, mantendo a integridade deste. A adição de fibras é útil em manter a resistência à tração residual do betão após exposição a temperaturas elevadas, mas uma dosagem na ordem dos 2% é necessária. Di Prisco et al. (2003) refere que a presença de fibras de aço melhorou o comportamento em termos de resistência ao fogo em protótipos de lajes em betão (Khoury e Anderberg, 2000; Di Prisco et al., 2003; Gambarova, 2004).

A adição de fibras de polipropileno apresenta-se como uma das soluções mais eficientes (ver, posteriormente, Secção 2.8) para evitar a ocorrência de spalling no betão. Com o aumento da temperatura de exposição, este tipo de fibras derrete (a 160 °C, aproximadamente), criando canais para o escape do vapor de água existente no interior do betão e reduzindo, assim, a pressão interna (Khoury e Anderberg, 2000; Bayasi e Dhaheri, 2002; Bilodeau et al., 2004).

A introdução de bolhas de ar no betão (air-entrainment) reduz de forma significativa a probabilidade de ocorrência de spalling no betão. Este tipo de adição aumenta a permeabilidade e, neste sentido, diminui a pressão interna provocada pela evaporação do vapor de água durante o aquecimento do betão. Contudo, este tipo de adição diminui, de forma significativa, a resistência do betão, o que contribui para que esta metodologia seja menos utilizada do que a adição de fibras de polipropileno (Khoury e Anderberg, 2000).

2.7.3 Medidas preventivas para prevenir a ocorrência de spalling

O dimensionamento de elementos estruturais em termos de resistência ao fogo deve incluir medidas de prevenção para a ocorrência de spalling, principalmente se os elementos estruturais forem constituídos por betões com elevada susceptibilidade à ocorrência deste. Em qualquer situação onde se preveja que possa ocorrer perda do betão de recobrimento quando este é exposto a temperaturas elevadas, devem ser dimensionadas medidas para diminuir de forma significativa a probabilidade de ocorrência de spalling. Estas medidas podem ser definidas de forma simples ou combinada, nomeadamente: uso de fibras de polipropileno; inclusão de agentes de air-entraining; proteção térmica adicional na superfície do elemento estrutural; controlo do nível de humidade no betão; entre outros.

Os métodos mais eficazes e mais utilizados para diminuir a probabilidade de ocorrência de spalling são a inclusão de fibras de polipropileno e o estabelecimento de barreiras térmicas (proteções) nas superfícies dos elementos de betão.

A definição de barreiras térmicas na superfície dos elementos estruturais do betão reduz a taxa de aquecimento (e picos de temperatura) no betão durante o aquecimento, reduzindo, de forma significativa, o risco de ocorrência de spalling explosivo. Esta tipologia de medida preventiva é considerada a mais eficaz, dado que a adição de fibras de polipropileno não diminui a propagação de temperatura no interior do betão. Contudo, há duas desvantagens consideráveis na utilização de barreiras térmicas para diminuir o risco de spalling: o custo é significativamente superior à adição de fibras de polipropileno no betão; constata-se que este tipo de proteções térmicas degrada-se durante as condições normais de serviço estando sujeitas a atos de vandalismo que podem condicionar a eficácia deste tipo de medida preventiva.

2.8 Adição de fibras não metálicas para reduzir a probabilidade de ocorrência de spalling

O reforço do betão recorrendo a fibras metálicas, fibras não metálicas, ou um reforço híbrido com os dois tipos de fibra geralmente melhora o comportamento de elementos estruturais em betão sob exposição de temperaturas elevadas e/ou fogo. A adição de fibras, contudo, pode não ser suficiente para evitar um eventual colapso estrutural. Contudo, o seu papel de melhoria de comportamento passa por adiar a severidade da degradação ao longo do tempo de exposição ao fogo, o que permite dar mais tempo aos bombeiros para operações de evacuação e de extinção. Com base no exposto na Secção 2.7.3, uma das formas mais eficazes de prevenir a ocorrência de spalling no betão e, conseqüentemente, melhorar o seu comportamento ao fogo, passa pela adição de fibras não metálicas ao betão, principalmente de polipropileno. A reduzida temperatura a que as fibras de polipropileno derretem (por volta dos 160 °C) e a sua quase total decomposição a elevadas temperaturas oferece canais de evacuação do vapor de água e reduz a pressão nos poros existentes no interior do betão. A eficácia na redução da probabilidade de ocorrência de spalling depende não só do volume em fibras, mas também do seu comprimento e diâmetro. Geralmente, as fibras com menor diâmetro oferecem melhor resistência do betão ao fenómeno de spalling. De acordo com a bibliografia, uma dosagem de 2 kg/m³ de fibras de polipropileno são normalmente adicionadas ao betão para prevenir a ocorrência de spalling explosivo. As fibras de polipropileno menores que 33 µm em diâmetro e 12 mm de comprimento podem reduzir de forma significativa a probabilidade de ocorrência de spalling (Bilodeau et al, 2004).

A primeira abordagem para o desenvolvimento de um BRF/BACRF de comportamento melhorado ao fogo deve passar por diminuir a probabilidade de ocorrência de spalling quando este é exposto a níveis de temperatura elevada. Neste sentido, efetuaram-se as investigações descritas na presente secção como uma primeira abordagem ao desenvolvimento de um betão fibroso de comportamento

melhorado ao fogo. A presente secção apresenta, neste sentido, os programas experimentais que tiveram como principais objetivos: seleção do tipo de fibra não metálica a incluir no betão; determinação do tempo necessário para a estabilização da resistência residual de compressão dos BRF desenvolvidos; influência da dosagem de fibras não metálicas na variação do módulo de elasticidade residual e da resistência à compressão residual com o nível de temperatura máxima de exposição do BRF.

2.8.1 Seleção do tipo de fibra não metálica

O presente programa experimental foi efetuado com o intuito de se selecionar um tipo de fibra não metálica a aplicar num betão de comportamento melhorado ao fogo, no sentido de lhe proporcionar maior resistência ao fogo (na medida em que se diminua a probabilidade de ocorrência de spalling). A composição adotada para o betão é baseada numa composição fornecida por uma empresa de pré-fabricação de aduelas para o revestimento de túneis (ver Tabela 2.5). Ressalva-se, contudo, a não utilização da brita de maiores dimensões devido às pequenas dimensões dos provetes. O agregado utilizado é de origem calcária. Realizaram-se nove séries distintas (Referência, Ultrafiber, Dramix, Barchip F, AFC, Duomix, Duro-Fibril, Algodão e Polyester), cada uma com 6 cubos de 100 mm de aresta e 6 provetes prismáticos de 250 x 50 x 60 mm³ (adiante designados por vigas) – ver Tabela 2.6.

Tabela 2.5 – Composição do betão

Componente	Dosagem adoptada (kg/m ³)
Cimento Tipo 1 42,5 R	380
Brita	1084
Bago de Arroz	311
Areia	506
Água	197.5
W/C	0.52
Aditivo SIKA HE 200 P	3.8 / 5.7
Fibras não metálicas	2
Fibras de aço	35

O procedimento de betonagem adotado para a obtenção dos provetes está apresentado em Lourenço et al., 2005. Salienta-se que, durante o procedimento de betonagem, foi clara a aglutinação das fibras de Algodão e Polyester, bem como, a não separação das fibras Ultrafiber.

Tabela 2.6 – Séries experimentais

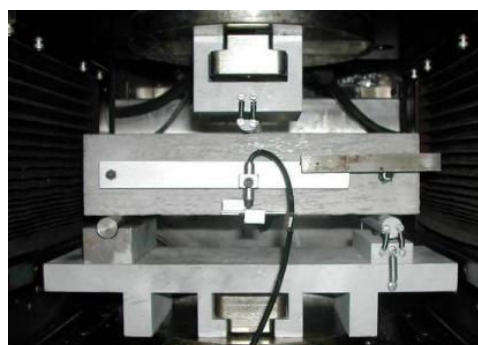
Fibras	Dosagem Recomendada (kg/m ³)	Fibra	
		Diâmetro	Comprimento
Ultrafiber	0.89	16 µm	2.1 mm
Asota AFC	2.00	45-56 µm	6.0 mm
Duro-Fibril	n/d*		12.0 mm
Barchip F	9.00		
Duomix Fire	1.50	18 µm	6.0 mm
Polyester	n/d*		25.0 mm
Algodão	n/d*		25.0 mm
Dramix (metálicas)	n/d*	0.5 mm	30.0 mm

* n/d – não disponível ou não indicado

Previamente à execução dos ensaios, todos os provetes foram pesados e medidos. Metade dos provetes de cada série (3 vigas e 3 cubos) foram expostos a um aquecimento até aos 800 °C. Após a exposição térmica dos provetes, estes foram novamente pesados e medidos. Finalmente, todos os provetes cúbicos foram ensaiados à compressão (Figura 2.24a) e os provetes “viga” foram ensaiados à flexão (Figura 2.24b).



a) Ensaio de compressão



b) Ensaio de tração em flexão

Figura 2.24 – Ensaios efetuados para determinação da resistência residual

A exposição térmica ao nível de temperatura pretendido foi efetuada por intermédio da introdução dos provetes numa mufla (Modelo Troxler 4155B), como apresentado na Figura 2.25. Este equipamento também possui uma balança interna que permite obter, por minuto de ensaio, o peso do provete e a temperatura no interior do equipamento (na parte superior). Salienta-se que a temperatura no interior do equipamento não é, necessariamente, a temperatura do provete. A relação tipo entre a temperatura no interior do equipamento e o tempo de ensaio é apresentada na Figura 2.26. Por cada série de provetes efetuaram-se duas exposições térmicas (uma para os três cubos e outra para as três vigas). Dada a capacidade de carga máxima da balança, só foi monitorizado o peso de um dos provetes por exposição. Todos os provetes ficaram apoiados em tijolos refractários durante o ensaio (ver Figura 2.25). Após o ensaio ter terminado, a porta do equipamento era aberta, aguardando-se o arrefecimento do interior do equipamento até, aproximadamente, os 250 °C. No momento da execução do ensaio destrutivo, os cubos e as vigas apresentavam uma temperatura superficial de 150 °C e 50 °C, respetivamente. O efeito da exposição térmica em termos de peso, volume e baridade dos provetes, por série, está apresentado na Figura 2.27.



Figura 2.25 – Exposição dos provetes ao nível de temperatura pretendido

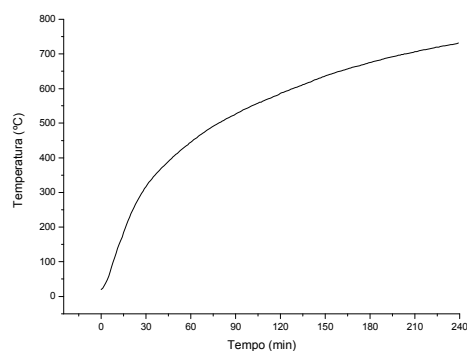


Figura 2.26 – Aumento da temperatura no interior do equipamento

Os resultados apresentados na Figura 2.27 demonstram um aumento de volume dos provetes entre 2 % a 4 %, justificado, tanto pelas propriedades de dilatação térmica do betão, como pela ocorrência de fendilhação devida à exposição térmica. Por outro lado, ocorreu uma diminuição de peso na ordem dos 6% (na bibliografia – Kodur e Sultan, 2003 – os valores propostos são superiores, da ordem dos 19% - ver Secção 2.10.4) e de 8 % a 10 % na baridade. Os resultados apresentados para a série Referência dizem respeito somente às vigas, pois os provetes cúbicos sofreram spalling explosivo durante o aquecimento (conforme referido na Secção 2.7.2, as dimensões geométricas dos provetes influenciam a probabilidade de ocorrência de spalling). O facto de se obterem valores de perda de massa inferiores aos apresentados na bibliografia (Kodur e Sultan, 2003) pode ser justificado pela diferença na definição da temperatura de exposição dos provetes (no presente programa experimental a temperatura de exposição referida é a temperatura ambiente no interior da mufla e não a temperatura nos provetes que é necessariamente inferior à temperatura ambiente no interior da mufla).

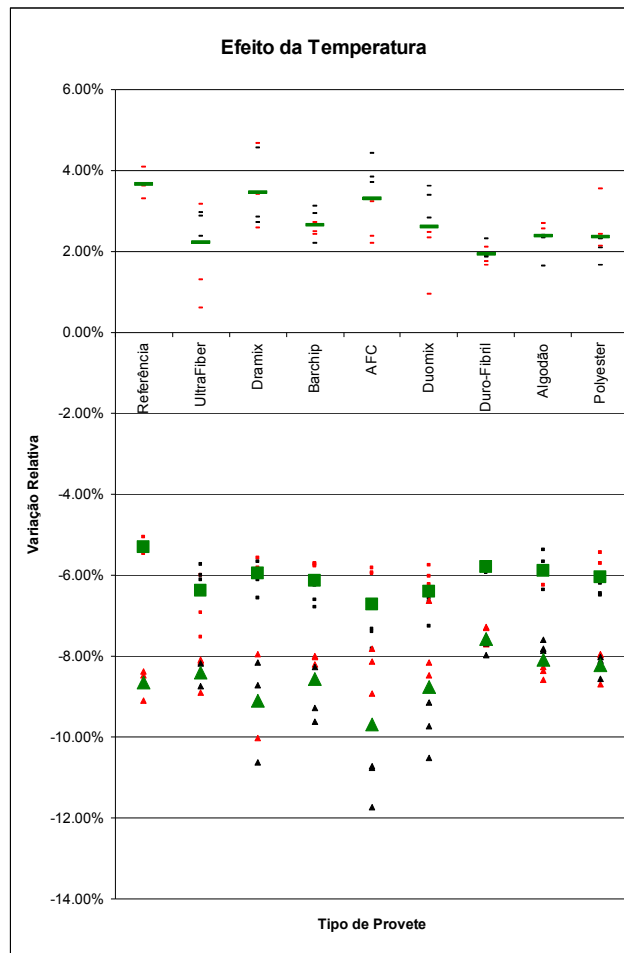


Figura 2.27 – Efeito da temperatura no peso (quadrados), volume (linhas) e baridade (triângulos) dos provetes (a preto – cubos; a vermelho – vigas)

Na Figura 2.28 apresentam-se as relações obtidas entre a temperatura e a perda de massa relativa obtida nos ensaios para os provetes cúbicos. Os resultados apresentados na Figura 2.28 parecem demonstrar que nas séries com a inclusão de fibras não metálicas (Nonmetallic fibers) há uma maior perda de massa relativa para uma dada temperatura comparativamente à inclusão de fibras metálicas

(Dramix) e aos provetes de Referência (Reference). Na Figura 2.28 a curva relativa à série de Referência é interrompida devido à rotura explosiva do provete cúbico. Os resultados obtidos para os provetes viga podem ser encontrados em Lourenço et al., 2005).

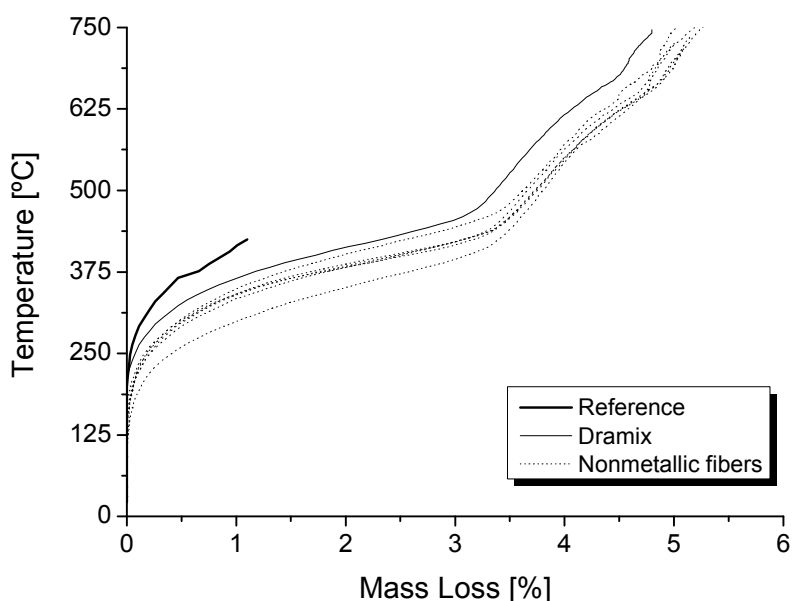


Figura 2.28 – Relação entre a temperatura no interior da mufla e a perda de massa do provete (Lourenço et al., 2011)

Os resultados obtidos na avaliação da resistência à compressão e resistência à flexão (e respectivas resistências residuais) estão apresentados na Tabela 2.7.

Tabela 2.7 – Resistência à compressão e à flexão antes e após os provetes terem sido submetidos a temperatura elevada

Série	Resistência à compressão [MPa]			Resistência à flexão [MPa]		
	Não expostos	Expostos		Não expostos	Expostos	
Referência	49.6	0.0	0.0%*	7.12	0.00	0.0%*
Dramix	48.7	26.0	52.4%*	6.51	0.78	11.0%*
Ultrafiber	42.7	24.1	48.9%*	6.24	0.42	5.9%*
Barchip F	47.6	21.6	43.5%*	5.43	0.82	11.6%*
AFC	51.2	18.4	37.1%*	5.64	0.63	8.9%*
Duomix Fire	49.0	20.2	40.7%*	6.51	0.50	7.0%*
Duro-Fibril	50.0	27.8	56.0%*	5.49	0.82	11.6%*
Algodão	56.6	27.7	55.8%*	7.16	0.46	6.5%*
Polyester	51.3	30.6	61.7%*	6.58	0.44	6.2%*

* Resistência residual em percentagem da resistência em provete não exposto

O presente programa experimental e os resultados obtidos permitem constatar que, para o betão desenvolvido, a existência de fibras de aço ou fibras de polipropileno consegue evitar a ocorrência de spalling explosivo. Relativamente às fibras não metálicas, a adição de fibras de polipropileno apresenta-se como uma solução adequada, simples, económica e eficiente para o melhoramento do comportamento do betão submetido a temperaturas elevadas, na medida em que, nas séries Algodão, Polyester e Ultrafiber, não foi possível obter uma dispersão homogénea das fibras no betão. Conforme os resultados apresentados na Tabela 2.7, a redução de resistência à compressão obtida após exposição do betão ao nível de temperatura de ensaio (aproximadamente 800 °C) foi entre 42 % a 60 %. No que respeita à resistência à tração por flexão, esta diminuiu significativamente (entre 90 % a 95 %).

2.8.2 Determinação do tempo necessário para a estabilização da resistência residual de compressão

No programa experimental apresentado em 2.8.1 foi possível constatar que, durante o arrefecimento e posterior estabilização com o ambiente laboratorial dos provetes expostos a temperaturas elevadas, estes sofriam alterações visíveis com o decorrer do tempo. Na Figura 2.29 e Figura 2.30 são visíveis essas alterações, em provetes similares aos do programa experimental anterior. Por tal facto, a análise dos resultados de resistência residual obtidos durante o período de arrefecimento dos provetes deve ser feita com algumas reservas, pois os valores poderão ser dependentes da data de ensaio após a retirada dos provetes do forno.



a) Logo após a exposição ao nível de temperatura de ensaio



b) 24 horas após o arrefecimento dos provetes

Figura 2.29 – Alterações visíveis nos provetes “viga”



a) Logo após a solicitação por temperaturas elevadas



b) Quatro dias após a solicitação por temperaturas elevadas

Figura 2.30 – Face de provete cúbico após ter sido submetido a temperatura elevada

Assim, surgiu a necessidade da realização de um programa experimental visando avaliar a variação de resistência à compressão dos provetes com o período de tempo que medeia entre a sua saída do forno (onde foram expostos a temperaturas elevadas) e a data do seu ensaio. Informações detalhadas relativas ao presente programa experimental podem ser consultadas em Lourenço et al., 2005. Após a exposição ao nível de temperatura de 800 °C, os provetes de argamassa (ver composição na Tabela 2.8) foram ensaiados à compressão (Figura 2.31) em diferentes intervalos de tempo após terem sido retirados do forno, nomeadamente: 1, 2, 3, 4, 7 e 11 (um provete por dia). Durante este período de tempo os provetes permaneceram em sala climatizada.

Tabela 2.8 – Composição dos provetes

Designação	Cimento (kg/m ³)	Areia (kg/m ³)	Água (kg/m ³)	Razão a/c
a/c = 0.4	380	506	152	0.4
a/c = 0.5	380	506	190	0.5
a/c = 0.6	380	506	228	0.6



Figura 2.31 – Ensaio de compressão

A Figura 2.32 apresenta as faces dos provetes no último dia de ensaio após a exposição ao nível de temperatura de ensaio (dia 11). Através de uma análise visual das faces dos provetes, constatou-se que a degradação aumenta com a relação água cimento (ver Figura 2.32). Da análise dos resultados verifica-se que foi significativo o decréscimo da resistência residual à compressão com o aumento do período de tempo que medeia entre a saída do provete do forno e o momento do seu ensaio mecânico. Este facto não deverá ser negligenciado na elaboração dos programas experimentais relativos à avaliação do comportamento residual de provetes de betão. Com base nos resultados experimentais, a estabilização da resistência residual parece acontecer a partir do sétimo dia após a exposição térmica. Neste sentido, para avaliação do comportamento residual de provetes de argamassa dever-se-á adoptar um tempo de ensaio superior a 7 dias após o arrefecimento (Lourenço et al., 2005).



Figura 2.32 – Face dos provetes (dia 11)

2.8.3 Variação da resistência residual com a dosagem em fibras de polipropileno

As empresas fornecedoras das fibras de polipropileno utilizadas no programa experimental apresentado em 2.8.1 sugerem uma determinada dosagem óptima de fibras, que varia entre 0.89 kg/m³ a 2.50 kg/m³ (dependendo do produto comercial – ver Tabela 2.6). O objetivo do programa experimental apresentado em Lourenço et al. (2005) foi avaliar a variação do comportamento mecânico à compressão de betão, sujeito ou não, a exposição térmica, reforçado com diferentes dosagens de uma mesma fibra de polipropileno. A marca comercial de fibras de polipropileno para melhoramento do comportamento ao fogo adotada foi a Duomix Fire. Informação mais detalhada relativa ao programa experimental pode ser encontrada em Lourenço et al., 2005. As séries de ensaio estão apresentadas na Tabela 2.9.

Com o intuito de verificar a probabilidade de ocorrência de spalling e avaliar o comportamento residual do betão desenvolvido, metade dos provetes das séries foram expostos ao nível de temperatura elevada de ensaio (700 °C). Atendendo ao risco de ocorrência de spalling explosivo, e consequentes danos no equipamento, os provetes foram colocados no interior de uma caixa perfurada em aço (ver Figura 2.33). Os provetes DUO00 expostos ao nível de temperatura elevada pretendido explodiram no interior da mufla, durante o processo de aquecimento.

Tabela 2.9 – Séries efetuadas

Designação	Dosagem em fibras de PP (kg/m ³)	Aditivo (%PC)
DUO00	-	1.5
DUO10	1.0	1.5
DUO15	1.5	2.0
DUO20	2.0	2.0
DUO25	2.5	2.0

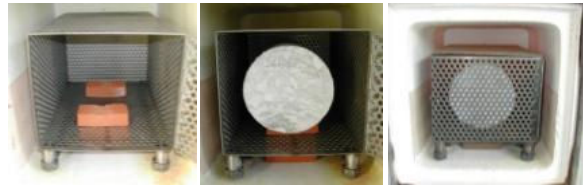


Figura 2.33 – Aparato de ensaio

A influência da dosagem de fibras de polipropileno na resistência à compressão e na resistência residual à compressão está representada na Figura 2.34 e na Figura 2.35.

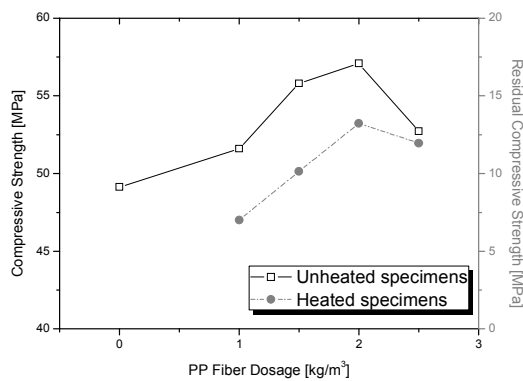


Figura 2.34 – Resistência à compressão e resistência à compressão residual (Lourenço et al., 2011)

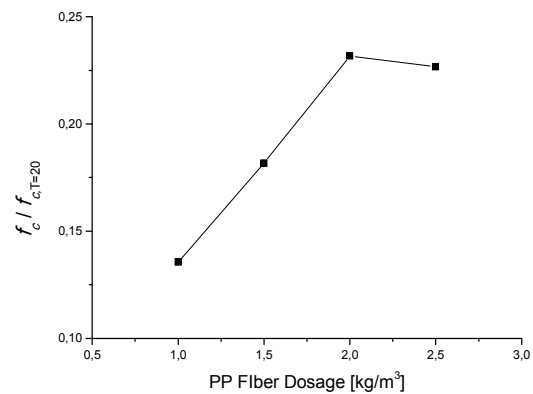


Figura 2.35 – Relação entre a resistência residual e a resistência obtida nos provetes não expostos termicamente (Lourenço et al., 2011)

Apesar do reduzido número de ensaios, os resultados obtidos permitem constatar que a presença de fibras de PP é essencial para evitar o spalling (tal como indicado na Secção 2.7.3). A dosagem de 1 kg/m³ foi suficiente, embora o estado de degradação do betão e a resistência à compressão obtida indique que a dosagem óptima em fibras de polipropileno deverá estar entre 1,0 e 2,0 kg/m³. Os provetes com maior dosagem em fibras de PP apresentam superior resistência à compressão residual.

2.9 Comportamento mecânico residual do betão previsto na normalização

A variação da resistência à compressão residual depende, principalmente, do tipo de betão utilizado nomeadamente: tipo de agregado, relação água/cimento, ligante, adjuvantes, etc. (RILEM, 2004). Na Tabela 2.10 indicam-se os parâmetros que influenciam a resistência à compressão do betão com a temperatura quando submetido a níveis de temperatura elevada, a respetiva influência em termos

qualitativos e a sua importância ao nível estrutural. A Tabela 2.10 indica que, ao nível do betão como material, os parâmetros com maior influência na perda de resistência à compressão do betão com o aumento da temperatura são: o tipo de agregados, o nível de carregamento, a taxa de evaporação e a selagem. Os fatores de média importância são: o tipo de cimento, a relação agregados/cimento e o tipo de cura. Por outro lado, ao nível do comportamento estrutural, os fatores que mais influenciam são a classe do betão e a relação água/cimento (RILEM, 2004; Alves, 2008).

Tabela 2.10 - Parâmetros que influenciam a resistência à compressão do betão com a temperatura (Alves, 2008)

Parâmetros	Influência ao nível do betão como material			Importância ao nível estrutural
	Alta	Média	Baixa	
Classe do betão			+	Grande
Relação água/cimento (a/c)			+	Grande
Agregados	+++			Média
Tipo de cimento		++		Média
Relação agregados/cimento		++		Média
Máxima dimensão dos agregados			+	Baixa
Nível de carregamento	+++			< 0.3 f_{ck}
Taxa de aquecimento			+	< 4 °C/min
Taxa de evaporação	+++			T ≈ 120°C
Idade do betão			+	T > 28 dias
Tipo de cura		++		Média
Selagem	+++			Até T < 200°C

Uma síntese dos vários programas experimentais existentes na bibliografia, de diversos autores, relativos ao módulo de elasticidade residual, coeficiente de Poisson residual, resistência à compressão residual e resistência à tração residual para diversos tipos de betão está apresentado em Alves (2008).

2.9.1 Módulo de elasticidade do betão corrente segundo eurocódigos e normas

O decréscimo do módulo de elasticidade do betão é significativo com o aumento da temperatura de exposição do betão. Esta redução é justificada pela rotura das ligações internas entre a matriz cimentícia e os agregados. Na Figura 2.36 apresenta-se a evolução do módulo de elasticidade de betões de resistência moderada sob o efeito da temperatura segundo o Eurocódigo e o DTU (1987). As duas relações apresentadas na Figura 2.36 apresentam resultados similares (Alves, 2008).

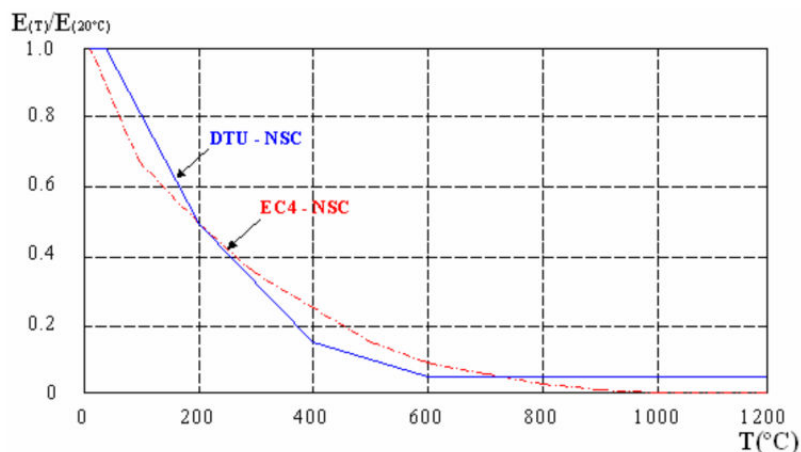


Figura 2.36 - Redução do módulo de elasticidade de betões com a temperatura de exposição

2.9.2 Resistência à compressão do betão corrente segundo eurocódigos e normas

O EC2 (Parte 1.2) apresenta uma relação entre a tensão de rotura à compressão do betão com diferente tipo de agregado em função da temperatura (valores relativos). Na Figura 2.38 é representada a influência da temperatura na resistência à compressão de betões de resistência moderada (BRM-NSC), conforme o EC 2 Parte 1.2 e o DTU (Documents Techniques Unifiés) em valores relativos.

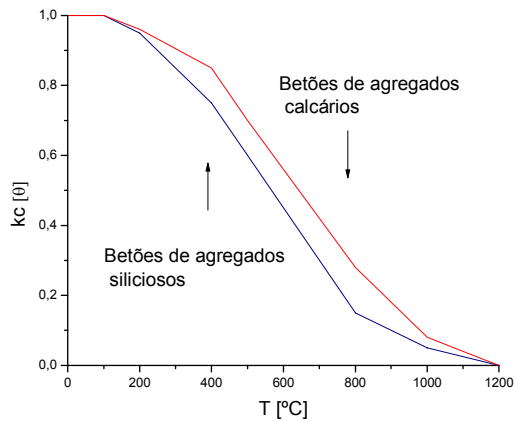


Figura 2.37 – Redução da tensão de rotura à compressão de betões com diferentes agregados

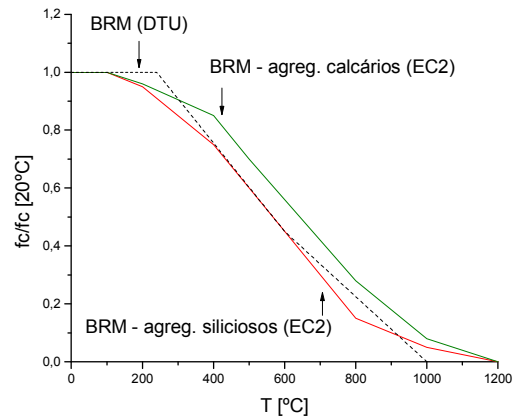


Figura 2.38 - Variação da resistência à compressão de betões com o aumento da temperatura, segundo o DTU e o EC2 Parte 1.2

Na Figura 2.39 está representada, para betões de classes de resistência elevada, a redução da tensão de rotura à compressão em função da temperatura para diferentes classes de betão de elevada resistência (EC2, Parte 1.2). Também na Figura 2.39, inclui-se a variação de resistência prevista em DTU (1987). Com base na Figura 2.39, constata-se a ocorrência de uma redução de resistência dos betões para temperaturas superiores aos 100 °C (quanto maior a classe de resistência do betão maior é essa redução de resistência). Para as classes C55/67 a C80/95, entre os 100 °C e os 400 °C, a redução de resistência proposta pelo EC2 é significativamente superior à do DTU; contudo, a partir dos 400 °C, as relações propostas são semelhantes. A redução de resistência proposta pelo EC2 para a C90/105 é significativamente superior às restantes classes, incluindo a proposta pelo DTU.

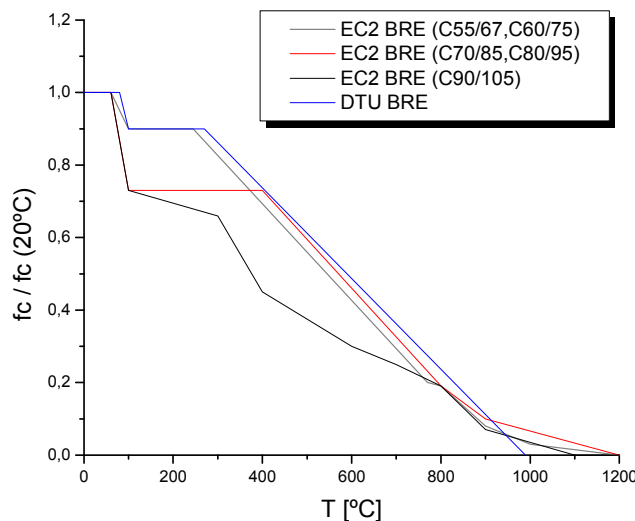


Figura 2.39 – Variação da resistência à compressão de betões de resistência elevada com o aumento da temperatura, segundo o DTU e o EC2 Parte 1.2

2.10 Variação das propriedades térmicas do betão com o aumento da temperatura

2.10.1 Condutividade térmica

Condutividade térmica, k ($\text{W m}^{-1} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$), é uma propriedade física dos materiais que define a facilidade destes em conduzir calor, e define-se como a quantidade de calor transmitida através de uma determinada espessura do material, numa direção normal à superfície, devido a um gradiente térmico, sob condições de estado fixo e quando a transferência de calor é dependente apenas do gradiente de temperatura. Assim, a condutividade térmica de um dado material é a relação entre o fluxo de aquecimento e o gradiente térmico. A quantidade de água no betão, a densidade deste e a temperatura influenciam significativamente esta propriedade. A condutividade térmica do BRF para dois tipos de agregados é apresentada na Figura 2.40. A referida propriedade apresenta-se quase constante na amplitude de temperatura entre os 400 e os 1000 $^\circ\text{C}$. Esta característica é atribuída à presença de fibras de aço, que diminui a intensidade de propagação de fendas e, assim, diminui a taxa de transferência de calor no provete. A mesma figura permite concluir que a condutividade térmica de BRF com agregados de rocha granítica é maior do que no caso de BRF com agregados de rocha calcária, para temperaturas variando de 20 $^\circ\text{C}$ a 1000 $^\circ\text{C}$ (Kodur e Sultan, 2003). Baseados nos resultados experimentais, Kodur e Sultan apresentam expressões simplificadas que, por intermédio da resolução das mesmas, obtém-se a condutividade térmica, k , em função da temperatura, T ($^\circ\text{C}$), ver Tabela 2.11.

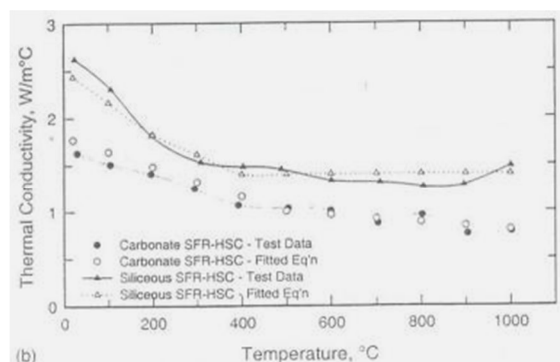


Figura 2.40 – Condutividade térmica (Kodur e Sultan, 2003)

Tabela 2.11 – Expressões simplificadas para o cálculo da condutividade térmica (Kodur e Sultan, 2003)

Agregados de rocha granítica	
$0 \leq T \leq 200 \text{ } ^\circ\text{C}$	$k = 2.50 - 0.0034 \cdot T$
$200 < T \leq 400 \text{ } ^\circ\text{C}$	$k = 2.24 - 0.0021 \cdot T$
$400 < T \leq 1000 \text{ } ^\circ\text{C}$	$k = 1.40$
Agregados de rocha calcária	
$0 \leq T \leq 500 \text{ } ^\circ\text{C}$	$k = 1.80 - 0.0016 \cdot T$
$500 < T \leq 1000 \text{ } ^\circ\text{C}$	$k = 1.20 - 0.0004 \cdot T$

2.10.2 Calor específico

Calor específico, c_c ($\text{J kg}^{-1} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$), ou capacidade térmica do betão é a energia calorífica requerida para que um meio com uma unidade de peso aumente em uma unidade de temperatura. A energia calorífica (ou

calor) é uma forma de energia que é diretamente transferida de um corpo mais quente para um mais frio. Portanto, calor é transferência de energia calorífica de um corpo para o outro. O calor específico de BRF para dois tipos de agregados é apresentado na Figura 2.41. O tipo de agregado influencia significativamente o calor específico do BRF a altas temperaturas. Da análise da Figura 2.41 verifica-se que, no betão constituído por agregados de calcário, o calor específico aumenta significativamente entre os 600 °C e os 850 °C, alcançando um valor máximo que é aproximadamente 10 vezes superior ao registado no BRF com agregados de rocha granítica. A presença de fibras metálicas aumenta ligeiramente o calor específico do BRF entre os 0 e os 600 °C (Kodur e Sultan, 2003). Atribui-se este efeito ao facto da presença das fibras metálicas no betão diminuírem a fissuração e a sua progressão a baixas temperaturas. Contudo, assume-se a que a influência das fibras metálicas é reduzida. Baseados nos resultados experimentais, Kodur e Sultan apresentam expressões simplificadas que, por meio da resolução das mesmas, é possível obter o calor específico, c_c , em função da temperatura, T (Tabela 2.12), sendo ρ_c a densidade do betão.

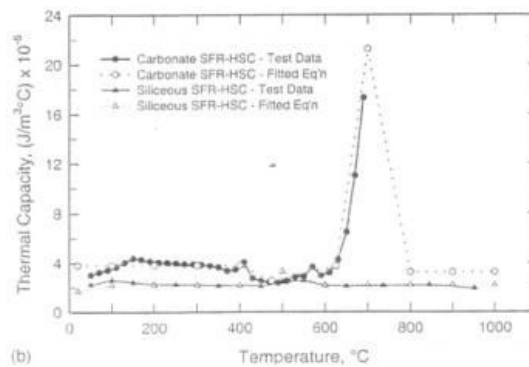


Figura 2.41 – Calor específico (Kodur e Sultan, 2003)

Tabela 2.12 – Expressões simplificadas para o cálculo do calor específico (Kodur e Sultan, 2003)

Agregados de rocha granítica	
$0 \leq T \leq 100 \text{ } ^\circ\text{C}$	$\rho_c \cdot c_c = (0.006 \cdot T + 1.60) \cdot 10^6$
$100 < T \leq 400 \text{ } ^\circ\text{C}$	$\rho_c \cdot c_c = 2.20 \cdot 10^6$
$400 < T \leq 500 \text{ } ^\circ\text{C}$	$\rho_c \cdot c_c = (0.011 \cdot T - 2.20) \cdot 10^6$
$500 < T \leq 600 \text{ } ^\circ\text{C}$	$\rho_c \cdot c_c = (-0.011 \cdot T + 8.80) \cdot 10^6$
$600 < T \leq 1000 \text{ } ^\circ\text{C}$	$\rho_c \cdot c_c = 2.20 \cdot 10^6$
Agregados de rocha calcária	
$0 \leq T \leq 400 \text{ } ^\circ\text{C}$	$\rho_c \cdot c_c = 3.81 \cdot 10^6$
$400 < T \leq 475 \text{ } ^\circ\text{C}$	$\rho_c \cdot c_c = (-0.0165 \cdot T + 10.41) \cdot 10^6$
$475 < T \leq 625 \text{ } ^\circ\text{C}$	$\rho_c \cdot c_c = (0.0079 \cdot T - 1.182) \cdot 10^6$
$625 < T \leq 700 \text{ } ^\circ\text{C}$	$\rho_c \cdot c_c = (0.02333 \cdot T - 142.06) \cdot 10^6$
$700 < T \leq 800 \text{ } ^\circ\text{C}$	$\rho_c \cdot c_c = (-0.1800 \cdot T + 147.25) \cdot 10^6$
$800 < T \leq 1000 \text{ } ^\circ\text{C}$	$\rho_c \cdot c_c = 3.25 \cdot 10^6$

2.10.3 Dilatação térmica

O coeficiente de dilatação térmica do betão, α , pode ser definido como a variação da dimensão linear por unidade de comprimento dividida pela variação de temperatura. Para temperaturas entre os 20 °C e os 800 °C, a dilatação térmica do BRF com agregados de rocha granítica é superior à do BRF com agregados de rocha calcária. A dilatação térmica não é significativamente afetada pela presença de fibras metálicas. A relação entre a dilatação térmica do BRF e a temperatura, para dois tipos de agregados, é apresentada na Figura 2.42. O tipo de agregado apresenta uma influência significativa na dilatação térmica. Para o BRF com agregados de rocha granítica, a dilatação térmica aumenta com a temperatura até cerca dos 700 °C, permanecendo depois constante. A dilatação térmica do BRF constituído por agregados de rocha calcária aumenta de forma gradual até aos 500 °C. Até aos 800 °C o BRF apresenta dilatação térmica similar à do betão comum. Acima deste valor, a dilatação térmica é superior, fator atribuído à presença das fibras metálicas, que continuam a dilatar. Baseados nos resultados experimentais, Kodur e Sultan apresentam expressões simplificadas que, através da resolução das mesmas, é possível obter o coeficiente de dilatação térmica, α , em função da temperatura, T (Tabela 2.13).

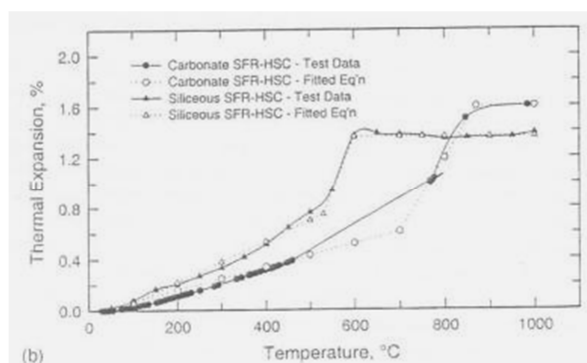


Figura 2.42 – Dilatação térmica (Kodur e Sultan, 2003)

Tabela 2.13 – Expressões simplificadas para o cálculo do coeficiente de dilatação térmica (Kodur e Sultan, 2003)

Agregados de rocha granítica	
$0 \leq T \leq 530 \text{ } ^\circ\text{C}$	$\alpha = -0.0010 + 0.000016 \cdot T$
$530 < T \leq 600 \text{ } ^\circ\text{C}$	$\alpha = -0.0386 + 0.000087 \cdot T$
$400 < T \leq 1000 \text{ } ^\circ\text{C}$	$\alpha = 0.0136$
Agregados de rocha calcária	
$0 \leq T \leq 700 \text{ } ^\circ\text{C}$	$\alpha = -0.0002 + 0.000009 \cdot T$
$700 < T \leq 870 \text{ } ^\circ\text{C}$	$\alpha = -0.0345 + 0.000058 \cdot T$
$870 < T \leq 1000 \text{ } ^\circ\text{C}$	$\alpha = 0.0160$

2.10.4 Perda de massa

A perda de massa do betão é influenciada pelo tipo de inertes que o constitui, dado que depende da maior ou menor capacidade de absorção de água destes. Entre os 0 °C e os 800 °C, a perda de massa para o BRF é similar à verificada para o betão sem adição de fibras (Kodur e Sultan, 2003). A perda de

massa relativa do BRF para dois tipos de agregados é apresentada na Figura 2.43, em função da temperatura. Baseados nos resultados experimentais, Kodur e Sultan apresentam expressões simplificadas que, por intermédio da resolução das mesmas, obtém-se a perda de massa relativa, M/M_0 , em função da temperatura, T (Tabela 2.14), sendo M a massa do provete à temperatura T e M_0 a massa inicial.

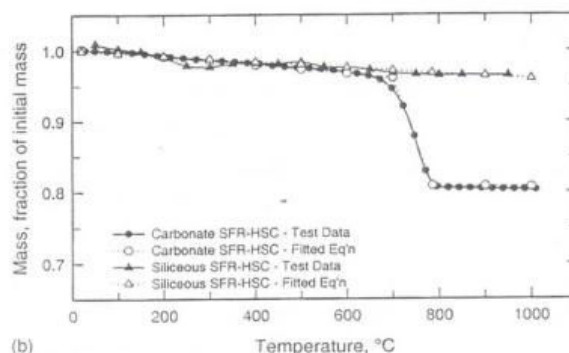


Figura 2.43 – Perda de massa relativa (Kodur e Sultan, 2003)

Tabela 2.14 – Expressões simplificadas para o cálculo da perda de massa relativa (Kodur e Sultan, 2003)

Agregados de rocha granítica	
$0 \leq T \leq 1000 \text{ } ^\circ\text{C}$	$M/M_0 = 1.000 - 0.00004 \cdot T$
Agregados de rocha calcária	
$0 \leq T \leq 700 \text{ } ^\circ\text{C}$	$M/M_0 = 1.003 - 0.00006 \cdot T$
$700 < T \leq 785 \text{ } ^\circ\text{C}$	$M/M_0 = 2.214 - 0.00179 \cdot T$
$785 < T \leq 1000 \text{ } ^\circ\text{C}$	$M/M_0 = 0.817 - 0.00001 \cdot T$

2.11 Realização de ensaios de carga

2.11.1 Considerações iniciais

O comportamento de elementos estruturais existentes assenta em vários fatores que, na sua maioria, não são previstos em projeto ou a sua importância para o comportamento global da estrutura não é de fácil quantificação. Neste sentido, cumpre apresentar algumas considerações:

- o comportamento estrutural de elementos estruturais existentes depende do comportamento mecânico de distintos materiais (betão e aço, por exemplo) com comportamentos mecânicos díspares, que variam com a idade dos materiais (por exemplo a fluência, no caso do betão, e a relaxação das armaduras). Contudo, o comportamento estrutural não depende somente do comportamento mecânico “individual” dos materiais, mas, também, do comportamento da ligação entre os distintos materiais;
- durante a betonagem dos elementos estruturais podem surgir alguns defeitos de betonagem que conduzem a zonas de betão com características mecânicas díspares (vazios, por exemplo, por má vibração do betão). O processo construtivo pode originar, também, desalinhamento de elementos estruturais (nomeadamente pilares), recobrimentos variáveis, entre outros. Em suma, o processo construtivo pode originar betões de comportamento heterogéneo;

- as edificações são realizadas em diferentes fases de construção. Neste sentido, as estruturas existentes apresentam materiais com diferentes idades (e, conseqüentemente, com comportamento díspar). Além da idade dos materiais, a construção por fases conduz a uma redistribuição de esforços na estrutura ao longo da construção que é de difícil quantificação;

- a capacidade deformacional do solo onde se apoia a estrutura varia, ainda que ligeiramente, sob os apoios estruturais. Neste sentido, a interação solo-estrutura conduz a assentamentos diferenciais dos elementos estruturais de difícil quantificação (e conseqüente criação de esforços na supra-estrutura), assentamentos estes que vão progredindo ao longo das diversas fases construtivas;

- a existência de eventual fissuração nos elementos estruturais, e conseqüente dano ao nível da corrosão das armaduras conduz a alterações localizadas do comportamento mecânico dos materiais;

- diferentes elementos construtivos em que a sua capacidade de carga não é a prevista em projeto (por exemplo, paredes de alvenaria) mas que influenciam a redistribuição de esforços.

Para além dos diversos fatores que condicionam o comportamento estrutural e, conseqüentemente, dificultam a sua interpretação e avaliação, quando não é possível ter acesso ao projeto de estabilidade que deu origem à construção do edifício e/ou quando esse projeto não foi completamente “respeitado” durante a execução da referida estrutura, o grau de dificuldade aumenta.

2.11.2 Ensaios de carga em estruturas afetadas pela ação de um fogo

No caso da avaliação do comportamento estrutural de uma estrutura em betão armado afetada pela exposição ao fogo, os fatores apresentados na Secção 2.11.1 são potenciados pela significativa variação das propriedades dos materiais com a temperatura e o tempo de exposição ao fogo e as dimensões da secção transversal do elemento estrutural em betão, e pela perda de propriedades de ligação entre os diferentes materiais (entre as armaduras de aço e o betão, por exemplo). Após a ação do fogo e conseqüente arrefecimento dos elementos estruturais há, também, uma nova redistribuição de esforços.

Um incêndio, mesmo de curta duração (30 minutos), mas com elevada taxa de aquecimento, pode conduzir a danos estruturais significativos, não só pela redução das propriedades mecânicas dos materiais, mas também pela ocorrência de spalling e perda de aderência entre o betão e as armaduras. Outro factor que faz variar as propriedades mecânicas dos materiais e a estabilidade estrutural é o modo de arrefecimento ocorrido: um arrefecimento brusco conduz a uma maior redução das propriedades mecânicas comparativamente a um arrefecimento lento (Rios, et al., 2005).

Desta forma, a avaliação real da capacidade de carga de um elemento estrutural afetado pela ação de um fogo não pode estar assente, de forma exclusiva, na avaliação das propriedades mecânicas individuais dos materiais e em procedimentos analíticos. O ensaio de carga realizado diretamente nos elementos estruturais afetados é o mais aconselhado para a avaliação do comportamento estrutural. A realização de um ensaio de carga torna-se indispensável quando os elementos estruturais e/ou os

materiais não estão bem caracterizados, se prevê que as suas propriedades mecânicas variem de forma significativa nos diversos elementos estruturais e quando existem deficiências em elementos estruturais, tanto ao nível do material como ao nível estrutural.

2.11.3 Tipos de ensaio de carga

Um ensaio de carga pode ser definido como um conjunto de atividades destinadas a analisar o desempenho de uma estrutura (ou de um elemento estrutural isolado) através da monitorização e controlo dos efeitos causados pela aplicação de ações externas de intensidade e natureza previamente estabelecidas. Os ensaios de carga permitem obter informação ao nível da deformabilidade estrutural, bem como, rotações nos apoios e deslocamentos verticais máximos (para comparação com os limites existentes para os Estados Limite de Utilização, por exemplo). Permite, igualmente, verificar as condições de ligação betão/armaduras por interpretação das extensões registadas nas armaduras durante o carregamento de um determinado elemento estrutural.

O carregamento selecionado para o ensaio de carga pode ser gradual até ao previsto em fase de serviço, o que permite uma análise do comportamento estrutural em condições “reais” de utilização. Existem dois tipos de carregamento: estático e dinâmico. O tipo estático consiste na aplicação de um carregamento e consequente observação estática do comportamento estrutural. Quanto ao tipo dinâmico, consiste na vibração de um elemento estrutural e observação do seu comportamento quando este é vibrado. Os ensaios de carga, cujos resultados são apresentados na presente tese, são do tipo estático. Os ensaios de carga podem ser destrutivos ou não destrutivos. No caso de ensaios de carga em edifícios, como é o caso tratado na presente tese, o procedimento passa por aplicar sobre os elementos estruturais um carregamento incremental até um valor pré-estabelecido e monitorizar, por intermédio de sensores, o campo de deslocamentos e extensões, bem como níveis de danos decorrentes do carregamento aplicado. Para o carregamento dos elementos estruturais podem-se utilizar três tipos de meios: materiais de elevado peso específico; água; meios mecânicos.

A avaliação da resposta estrutural é efetuada, principalmente, ao nível de deformações e deslocamentos. Neste sentido, a avaliação deve ser feita, principalmente, para elementos que se deformem significativamente com a aplicação de carga, nomeadamente, vigas e lajes, não sendo recomendado para pilares que trabalham unicamente à compressão, dado que para materializar uma deformação registável por sensores correntes o nível de carga é em geral relativamente elevado, aumentando-se o risco de poder ocorrer rotura desse elemento estrutural sem aviso prévio durante o carregamento.

2.11.4 Fatores que influenciam um ensaio de carga

Durante a realização de um ensaio de carga é fundamental a constante observação do comportamento da estrutura. Existem várias razões para que possam acontecer comportamentos não esperados durante o carregamento que podem por em causa a segurança estrutural. A monitorização da temperatura, por exemplo, é de vital importância porque os deslocamentos obtidos podem estar influenciados por

deformações térmicas estruturais como também por variações dimensionais dos dispositivos de leitura dos deslocamentos (esticadores, por exemplo).

2.11.5 Ensaios de carga em estruturas deterioradas

Um ensaio de carga numa estrutura deteriorada tem de ser realizado de forma a que se certifique que há uma adequada margem de segurança relativamente ao carregamento efetuado. O ensaio de carga também pode ser realizado com o objetivo de se determinar qual o nível de carga a que a estrutura deteriorada pode estar submetida. Também deve haver cuidados especiais em estruturas que apresentem corrosão ao nível das armaduras. Este tipo de dano pode resultar numa redução de aderência entre o betão e o aço, ou mesmo redução significativa da secção transversal da armadura, que pode resultar no colapso da estrutura.

2.11.6 Avaliação prévia à realização de um ensaio de carga

Previamente à realização de um ensaio de carga dever-se-á: decidir sobre quais as partes da estrutura que devem ser submetidas a ensaios de carga para estabelecer os critérios de segurança a ter em conta; determinar a intensidade e distribuição dos carregamentos; avaliar o nível de deterioração como fissuras, deformações excessivas, etc; dimensionar e definir um sistema de escoramento que reduza os danos em caso de colapso do elemento estrutural.

2.11.7 Pós-monitorização de estruturas avaliadas

Um ensaio de carga fornece informações sobre o comportamento a muito curto prazo de um elemento estrutural não oferecendo uma garantia para o comportamento a longo prazo. Uma das formas de complementar esta avaliação passa pela monitorização a longo prazo do elemento estrutural, embora esta opção apresente várias dificuldades, principalmente na monitorização contínua ao longo do tempo de carregamento. Uma forma de minorar esta dificuldade passa pela avaliação do desenvolvimento da deformação durante alguns dias com a estrutura em carga, a fim de se avaliar um eventual acréscimo de deformação por fluência.

2.11.8 Aspectos normativos

A normalização aplicável apresenta diversas especificações relativamente à execução de ensaios de carga (Rilem TBS-2, 1984; NBR 9607, 1986; EHE, 1998; AS 3600, 2001; ACI-318, 2002). O procedimento para avaliação da capacidade de carga depende do tipo e localização das cargas, tempo de duração do carregamento, ciclos de carregamento, instrumentação, valores a serem medidos, intensidade de carregamento e critérios de aceitação. Das normalizações existentes, apresenta-se na Tabela 2.15 e na Tabela 2.16 um breve resumo do tipo de carregamento e critérios de aceitação previstos na seguinte normalização: NBR 9607 (1986), “Concreto endurecido - prova de carga em estruturas de concreto armado e protendido”; norma americana, ACI-318 (2002), “Building code requirements for reinforced concrete”; norma australiana, AS 3600 (2001), “Concrete structures”; recomendações espanhola, EHE-

1998, “Instrucción de Hormigón Estructural” e europeia, Rilem TBS-2 (1984), “General Recommendation for statical loading test of load-bearing concrete structures in situ” (Oliveira, 2006).

No que diz respeito à intensidade e ao processo de carregamento da estrutura, a Tabela 2.15 apresenta, de forma resumida, as indicações referidas na normalização indicada. Quanto aos níveis de carregamento a selecionar para a realização de ensaios de carga, a normalização indicada apresenta considerações que são díspares entre si, propondo valores de carregamento que vão desde os 50 % do valor da sobrecarga (NBR, 1986) a 85 % da capacidade de carga prevista em projeto (EHE, 1998). Quanto ao processo de carregamento da estrutura, existe uma grande semelhança na normalização, com indicações de um carregamento que deve ser faseado, através de incrementos definidos (na maioria da normalização sugere-se a adoção de quatro carregamentos).

Tabela 2.15 – Intensidade da aplicação dos ciclos de carga e processo de carregamento (Oliveira, 2006)

Normalização	Intensidade do carregamento a aplicar	
	Intensidade do Carregamento	Carregamento da Estrutura
NBR 9607 (1986)	Ψ (variável entre 0.5 a 1.1)	Não indica o número exato de incrementos, mas recomenda a monitorização em, pelo menos, quatro ciclos.
ACI-318 (2002)	$0,85 * (1,4 * D + 1,7 * L)$, em que D é a carga permanente e L a sobrecarga	Realização de quatro ciclos de carga
RILEM TBS-2 (1984)	O carregamento pode: - ser inferior ao valor previsto em projeto ou igual ao valor que conduz ao limite de deslocamento vertical ou abertura de fissura permitida; - determinado por uma avaliação contínua dos resultados durante o ensaio; - determinado em função da resistência última calculada a partir do ponto de escoamento nominal do aço e da resistência nominal do betão.	Realização de quatro ciclos de carga, permitindo-se a realização de quatro ciclos adicionais nas situações de carga considerada elevada
AS 3600 (2001)	100% do carregamento previsto em projeto	Não indica o nível de patamares de carga
EHE (1998)	$0,85 * (1,35 * G + 1,5 * Q)$, em que G é a carga permanente e Q a sobrecarga	Sugere a existência de quatro patamares de carga

Quanto aos critérios de aceitação a NBR 9607 (1986) não refere critérios explícitos para aceitação da estrutura no que diz respeito aos limites de deslocamentos, sendo necessárias consultas ao projeto original ou outras fontes de pesquisas como informações sobre a época da construção. Contudo, a restante normalização prevê critérios de aceitação como: limites de deslocamentos sob carregamento e/ou residuais (após descarga), episódios de instabilidade estrutural ou rotura ainda que localizada de algum elemento estrutural. A AS 3600 (2001) apresenta critérios de aceitação mais pormenorizados. A estrutura ou o elemento estrutural apresenta um comportamento considerado satisfatório se suportar o carregamento previsto para condições de serviço pelo menos 24 horas sem ultrapassar os limites estabelecidos. A Tabela 2.16 apresenta, de forma resumida, os critérios de aceitação prescritos nos documentos analisados.

Tabela 2.16 – Critérios de aceitação (Oliveira, 2006)

Intensidade do carregamento a aplicar		
Normalização	Critério de aceitação (quanto a aspetos visuais)	Critério de aceitação (quanto a deslocamentos verticais máximos)
NBR 9607 (1986)	Não menciona	Com base no projeto
		Deslocamento máximo: $\Delta m_{\max} \leq \frac{l^2}{20h}$
ACI-318 (2002)	Não apresentar fissuras com aberturas e/ou comprimentos excessivos, destaques do betão de recobrimento e/ou deslocamentos que comprometam a segurança	Deslocamento residual: $\Delta r_{\max} \leq \frac{\Delta m_{\max}}{4}$
		Deslocamento no segundo teste: $\Delta r_{\max} \leq \frac{\Delta f_{\max}}{5}$
RILEM TBS-2 (1984)	Não haver colapso, falta de estabilidade, aumento da deformação sem aumento do valor de carga	Desconhecendo a provável resposta da estrutura, o valor experimental das deformações não pode ultrapassar o valor limite de (deslocamento vertical máximo): $\frac{l}{50}$
AS 3600 (2001)	Não ocorrer destaque do betão de recobrimento ou fissuração excessiva	Para situações de elementos estruturais que não suportem paredes de alvenaria, o limite do deslocamento é: $\frac{l}{250}$
EHE (1998)	Não apresentar fissuração considerada não prevista	Os deslocamentos residuais (após descarga) devem ser pequenos e o comportamento deve ser elástico. Se o ensaio de carga visa avaliar a capacidade resistente do elemento estrutural, então deve se deve ultrapassar o valor limite de (deslocamento vertical máximo): $\frac{l^2}{20000h}$

2.12 Ensaios não destrutivos para previsão da capacidade resistente do betão

Uma das principais vantagens da utilização de ensaios não destrutivos deve-se ao facto destes não danificarem o elemento de betão que está a ser analisado (ou, pelo menos, o dano causado não ser significativo). A outra vantagem reside na possibilidade de efetuar medições em diversas zonas dos elementos estruturais, permitindo o levantamento global do estado da estrutura quando surge a necessidade de avaliação de elementos estruturais devido à ocorrência de, por exemplo, uma exposição accidental a um fogo.

Vários tipos de ensaios não destrutivos são referidos na bibliografia com o intuito de preverem a resistência residual do betão após a exposição deste ao fogo e/ou temperaturas elevadas. A utilização dos ensaios não destrutivos em tarefas de inspeção e avaliação de betões pode ter duas principais abordagens: a avaliação do betão de recobrimento; avaliação de carotes extraídas de elementos estruturais afetados (Colombo e Felicetti, 2007). A presente secção apresenta uma breve síntese de ensaios não destrutivos que são utilizados no Capítulo 5 da presente dissertação.

2.12.1 Esclerómetro de Schmidt

O Esclerómetro de Schmidt (Figura 2.44) consiste num martelo em aço, ligado a uma mola em tensão que, ao ser largado, embate num percutor em contato com a superfície do betão. A distância entre o percutor e o martelo após a repercussão deve ser medida numa escala linear instalada no corpo do equipamento. O ensaio fornece a medição da dureza superficial do betão, ou repercussão, cujo valor é denominado como índice esclerométrico (NP EN 12504-2). Este índice esclerométrico pode ser utilizado para determinar a resistência à compressão através de uma tabela de conversão proposta pelo fabricante do equipamento. Contudo, devido à ocorrência de destacamento (spalling) do recobrimento da maioria dos elementos estruturais afetados pela ação acidental de um fogo, e pela significativa degradação do betão de recobrimento dos elementos estruturais expostos ao fogo, a superfície do elemento de betão poderá nem sempre estar regularizada, não sendo possível realizar este tipo de ensaio na totalidade da superfície de elementos estruturais afetados pela ação de um fogo. Além disso, o ensaio só é representativo da camada superficial do betão (cerca de 3 cm). O betão superficial, no caso de elementos estruturais afetados pela ação de um fogo, apresenta-se significativamente mais degradado comparativamente ao betão existente no interior do elemento estrutural.



Figura 2.44 – Aplicação do esclerómetro de Schmidt

A utilização deste ensaio é referida em Yaqub et al. (2005) que relata a utilização do Esclerómetro de Schmidt na inspeção e avaliação de elementos estruturais afetados pela ação de um fogo num edifício de 16 pisos. A utilização deste ensaio foi efetuada paralelamente a ensaios destrutivos em carotes de betão extraídas de elementos estruturais afetados e não afetados pela ação do fogo. A diminuição da resistência do betão nos pisos afetados pelo fogo, obtida nos ensaios de resistência à compressão, foi acompanhada por uma diminuição da resistência obtida através do esclerómetro (Yaqub et al., 2005) nas medições realizadas diretamente nas carotes extraídas. Contudo, quando essa avaliação é efetuada diretamente no betão de recobrimento de elementos estruturais afetados pela exposição ao fogo, a utilização do esclerómetro pode conduzir a resultados que não acompanham a real resistência à compressão do betão.

2.12.2 Resistividade Elétrica

A resistividade elétrica é geralmente utilizada para avaliar a velocidade de corrosão em estruturas de betão armado. Em ambiente controlado (humidade e temperatura) é possível correlacionar o ensaio de

resistividade elétrica com outros parâmetros de durabilidade e de resistência mecânica (Silva et al., 2012). A evolução da resistividade elétrica e da resistência à compressão apresentam um desenvolvimento muito idêntico, sugerindo que a evolução da resistência mecânica possa ser estimada com base nos ensaios de resistividade elétrica obtida desde as primeiras idades para condições de cura controladas (Silva et al., 2012).

Este ensaio permite medir a resistividade elétrica de uma superfície de um elemento de betão através do resistívmetro linear de quatro eléctrodos (Werner Four Point Electrode). O procedimento de ensaio, o qual pode ser aplicável em trabalhos de investigação e avaliação de estruturas em serviço, baseia-se na determinação da razão entre a diferença de potencial aplicada ao provete e a intensidade da corrente elétrica que o atravessa. O equipamento de ensaio é constituído por um resistívmetro, um cabo e uma sonda (Figura 2.45). A sonda possui quatro eléctrodos deslocáveis e ajustáveis, os quais devem ser equidistantes e podem ser aplicados simultaneamente na superfície do betão. Os eléctrodos possuem um término de madeira com 3 mm de diâmetro, os quais devem ser molhados com regularidade para melhorar o seu contato com a superfície. Deve ser aplicada uma corrente sinusoidal alternada entre os eléctrodos exteriores, com frequências entre 50 Hz e 1kHz. Alguns modelos permitem a medição da intensidade da corrente, da resistência e da resistividade elétrica.

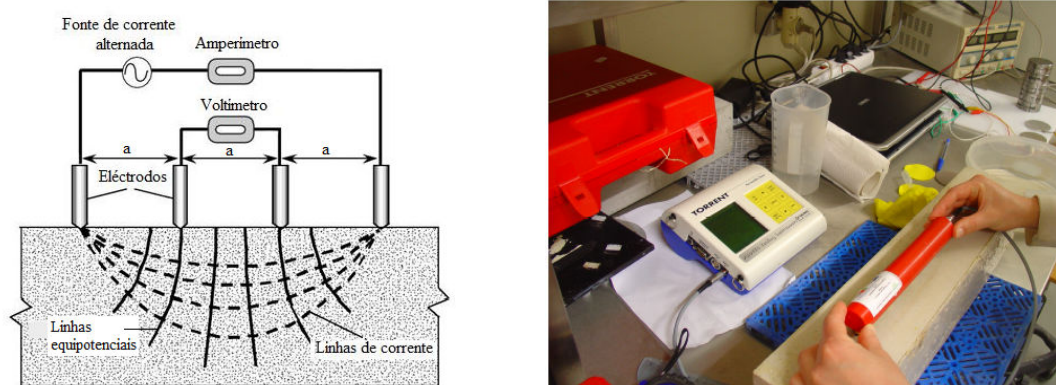


Figura 2.45 – Resistívmetro (Silva et al., 2012)

2.12.3 Velocidade de propagação de ondas ultra-sónicas

O ensaio de velocidade de propagação de ondas ultra-sónicas (Ultrasonic Pulse Velocity, UPV) tem como principal aplicação a determinação da qualidade e homogeneidade de elementos de betão, permitindo estimar a existência de fissuras e vazios, bem como as mudanças no betão devido à atuação de ambientes químicos agressivos, congelamento e descongelamento. A UPV é tanto menor quanto mais fissuras e vazios o betão possuir. Assim, um betão mais denso apresenta maior UPV. Este método permite, também, estimar a resistência do betão através de correlações existentes (Malhotra e Carino, 2004; Lima et al., 2005; Yang et al., 2009).

Na realização deste ensaio um transdutor electroacústico em contato com a superfície do betão a ensaiar produz uma série de ondas longitudinais. A série de ondas é convertida em sinal eléctrico por

um segundo transdutor, sendo medido o tempo de percurso do impulso vibratório por intermédio de um relógio electrónico. Os transdutores devem possuir uma frequência dentro da banda de 20 kHz a 150 kHz. A superfície do betão deve ser suficientemente lisa de forma a permitir um contato adequado entre a mesma e a face de cada transdutor, o que nem sempre é possível em betões de recobrimento degradados pela ação direta das chamas. Diferentes tipos de medições podem ser efetuados com este método não destrutivo (ver Figura 2.46), dependendo da forma como os transdutores são dispostos nas faces do provete: em faces opostas (medição direta); na mesma face (medição indireta); em faces adjacentes (medição semi-direta). As medições diretas e semi-diretas destinam-se à avaliação das características de resistência mecânica, de homogeneidade, e à deteção de discontinuidades no betão. As medições semi-diretas apenas devem ser utilizadas quando a colocação dos transdutores segundo o método direto não é possível. É preciso ter em conta que nem sempre é possível realizar medições através do método direto em procedimentos de inspeção e avaliação de estruturas.



Figura 2.46 – Vários tipos de medição de UPV (www.ndtjames.com)

Em Yang et al. (2009) apresenta-se um programa experimental que visa avaliar a UPV em provetes expostos a temperaturas entre os 400 °C e os 600 °C com o objetivo de estabelecer uma relação entre a UPV e a resistência residual do betão após exposição a diferentes níveis de temperatura elevada. Avaliou-se, também, a influência do tempo após exposição ao fogo na UPV. Verificou-se que a relação água-cimento utilizada e a dosagem em agregados grossos e finos no fabrico dos betões ensaiados não afetam significativamente a UPV em provetes expostos a temperaturas elevadas. Relativamente à influência do tempo após exposição ao fogo na UPV, constatou-se que essa influência é reduzida, havendo uma pequena tendência de aumento da UPV a longo prazo.

Foi estabelecida a relação (2.8) entre a variação relativa da resistência residual ($f_{c,Temp} / f_{c,REF}$, em que $f_{c,Temp}$ é a resistência à compressão do betão após exposição a uma determinada temperatura e $f_{c,REF}$ é a resistência à compressão do betão à temperatura ambiente, sem exposição térmica) e a variação relativa da UPV (UPV_{Temp} / UPV_{REF} , em que UPV_{Temp} é a UPV medida no betão após exposição a uma determinada temperatura e UPV_{REF} é a UPV medida no betão à temperatura ambiente, sem exposição térmica). Foi verificada a adequação da equação proposta como forma de prever a resistência residual de diferentes provetes de betão através da medição da UPV após exposição a temperaturas elevadas (ver Figura 2.47).

$$\frac{f_{c,Temp}}{f_{c,REF}} = 1,03015 * \frac{UPV_{Temp}}{UPV_{REF}} - 0.06344 \quad (2.8)$$

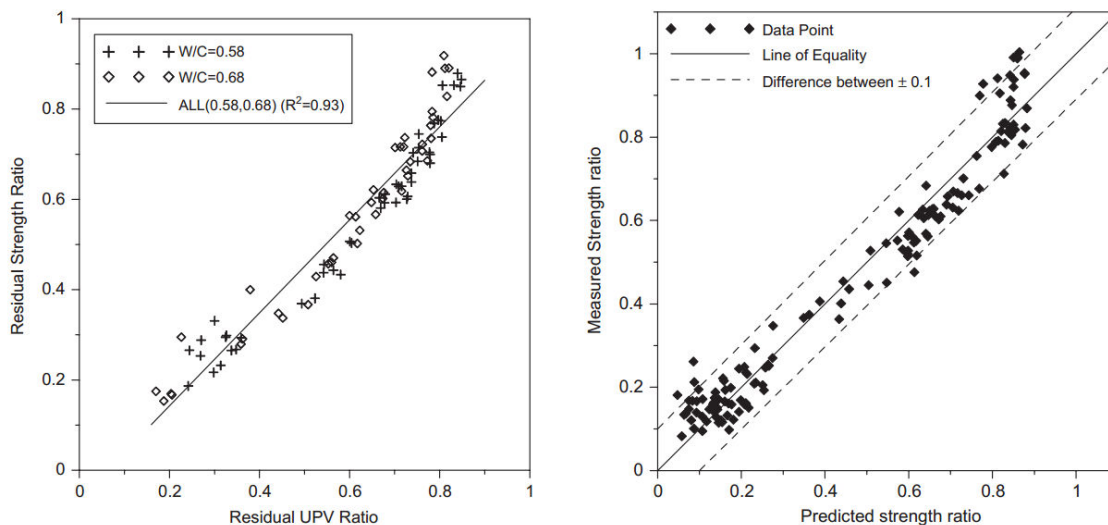


Figura 2.47 – Relação entre a resistência à compressão residual relativa do betão e a UPV em valores relativos (Yang et al., 2009)

2.12.4 Outros ensaios

Para além dos ensaios referidos nas Secções anteriores, existem vários outros tipos de ensaios não destrutivos que possibilitam a avaliação da resistência residual do betão após a exposição deste a temperaturas elevadas. Referem-se, por exemplo:

- o ensaio de penetração (Windsor) – ver Figura 2.48, que consiste no disparo de um projétil contra o recobrimento do betão, sendo depois determinada a profundidade de cravação do mesmo (estima a qualidade betão da superfície do elemento até uma profundidade de 75 mm);



Figura 2.48 – Equipamento para realização do ensaio de penetração (www.worldoftest.com)

- análises petrográficas, que consistem na quantificação das variações de tonalidade do betão (ver Figura 2.49), determinando a frequência da sua ocorrência numa determinada secção em avaliação. A exposição do betão a diferentes níveis de temperatura elevada conduz a alterações de coloração do próprio betão (Short et al., 2001; Rodrigues e Correia, 2005; Ingham, 2009). Este tipo de avaliação foi utilizada em Yaqub et al. (2005);

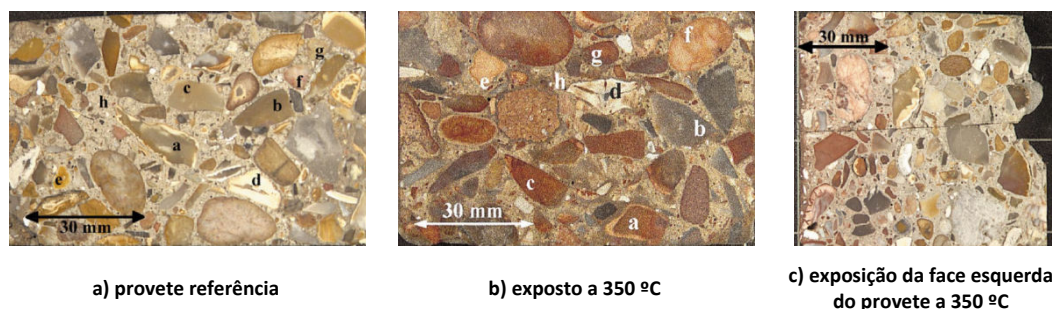


Figura 2.49 – Alteração de coloração do betão com a exposição a temperaturas elevadas (Short et al., 2001)

- o ensaio de fratura interna, que consiste na instalação de um dispositivo metálico no betão de recobrimento do betão afetado após a realização de um furo. O dispositivo é constituído por um veio de forma tronco-cónica, onde se coloca uma bucha metálica expansiva. Ao puxar o veio, a bucha alarga de encontro às paredes do furo. A força necessária para extrair o dispositivo metálico do betão pode ser correlacionada com a resistência residual do betão (Bungey e Soutsos, 2001; Rodrigues e Correia, 2005);

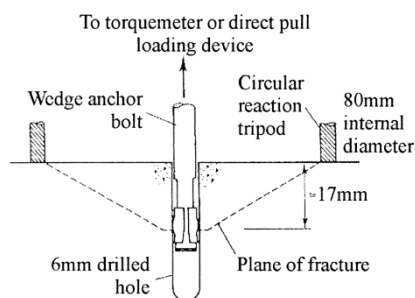


Figura 2.50 – Ensaio de fratura interna (Bungey e Soutsos, 2001)

- o ensaio de termoluminescência (propriedade de emitir luz visível quando o material é aquecido), pode ser utilizado para avaliar as propriedades do betão após exposição a temperaturas elevadas visto a emissão de luz do material ser menor quando este é reaquecido. Assim, para uma maior perda de termoluminescência, existe uma maior perda de resistência à compressão do betão visto que a relação entre estas duas propriedades é afetada pela temperatura máxima e o tempo de exposição a que o betão esteve sujeito (Placido, 1980);

- densidade de fendas, que consiste na medição da densidade de fissuração que é dependente da temperatura de exposição a que o betão esteve sujeito. A partir desta medição, é possível relacionar a densidade de fendas com a resistência residual à compressão do betão (Rodrigues e Correia, 2005);

- o ensaio de difração de raios X permite a identificação dos cristais presentes na estrutura do betão, possibilitando a monitorização das mudanças que ocorrem nos arranjos físico-químicos do material à medida que as amostras são submetidas a diferentes níveis de temperatura. Os fótons de raios X, ao incidirem num cristal, são difratados pela rede cristalina. Os fótons que atravessam o material são captados e processados por circuitos eletrónicos, sendo o sinal resultante registado em gráficos, cujos eixos coordenados representam a intensidade da radiação difratada e o ângulo de difração. Estes

gráficos, chamados difratogramas, possibilitam a identificação dos elementos presentes na amostra, visto que o arranjo cristalino típico de cada um deles é único e resulta num padrão específico de difração. O método tem a vantagem de ser praticamente não destrutivo, pois requer pouca quantidade de material. Verificou-se que a análise micro-estrutural por difração de raios X pode ser utilizada como ferramenta para o acompanhamento e estimativa da degradação sofrida pelo betão quando este é exposto a temperaturas elevadas (Lima et al., 2005);

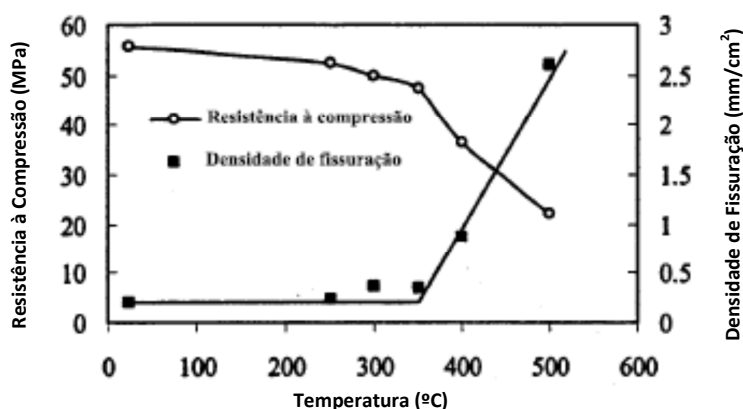
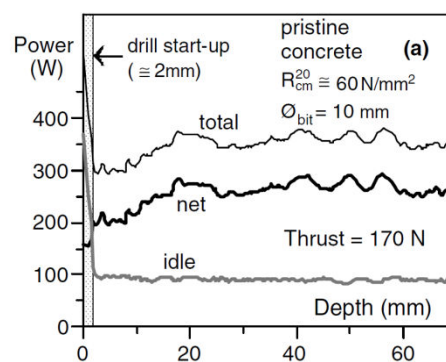


Figura 2.51 – Relação entre a resistência residual à compressão com a densidade de fendas para distintos valores de temperatura máxima aplicada ao betão (Rodrigues e Correia, 2005)

- o ensaio de resistência à perfuração, que consiste na medição da potência necessária para a realização de um orifício na superfície do betão. A potência de perfuração pode ser relacionada com a resistência do betão. Além disso, com este ensaio é possível verificar a variação de resistência do betão com a profundidade de perfuração, isto é, com a distância à superfície do elemento estrutural (Felicetti, 2006);



a) Equipamento para realização do ensaio de perfuração



b) Relação entre a potência necessária para realização da perfuração e a profundidade de perfuração

Figura 2.52 – Ensaio de resistência à perfuração (Felicetti, 2006)

- o ensaio de pull-off (ou ensaio de aderência por tração directa), consiste na aplicação de uma força de tração, exercida manualmente no volante de tensão de o equipamento de pull-off (ver Figura 2.53). A tração é transmitida axialmente a uma peça metálica de ensaio colada previamente ao provete. O aumento gradual da força pode ser observado directamente numa escala (MPa), e é registado, assim que se dá o arrancamento do provete na secção mais frágil deste. Este tipo de ensaio pode ser utilizado

para avaliar a resistência à tração do betão de recobrimento e, conseqüentemente, estimar a temperatura de exposição a que o betão esteve exposto (Cunha et al., 2012).



Figura 2.53 – Equipamento de pull-off (Cunha et al., 2012)

- o ensaio de carga, tal como descrito na Secção 2.11, para níveis de carregamento que não ponham em causa a estabilidade estrutural.

Capítulo 3

CARATERIZAÇÃO MECÂNICA E APLICAÇÕES EM BRF E BACRF

3.1 Introdução

O presente Capítulo pretende abordar várias temáticas decorrentes da aplicação de betão reforçado com fibras (BRF) e/ou betão auto-compactável reforçado com fibras (BACRF) em elementos estruturais, nomeadamente: conceção das composições dos betões a aplicar (incluindo a caracterização de fibras metálicas); definição do comportamento mecânico do betão (compressão e tração por flexão); previsão do comportamento pós fendilhado do BRF recorrendo a análise inversa dos ensaios experimentais; previsão do comportamento dos elementos estruturais recorrendo ao Método dos Elementos Finitos (MEF), desde as diversas fases do processo construtivo até ao comportamento perante estados limite de utilização por deformação e fendilhação, e estado limite último.

Abordam-se, primeiramente, resultados experimentais relativos à caracterização mecânica de nove distintos Betões Reforçados com Fibras de Aço, BRFA (em classe de resistência e dosagem em fibras metálicas), desde a concepção da composição, avaliação das propriedades geométricas das fibras metálicas utilizadas, à avaliação do comportamento mecânico à compressão e tração por flexão do BRF. Com base nos resultados experimentais apresentados, caracterizam-se as propriedades relevantes dos BRF desenvolvidos com a metodologia proposta pela RILEM e, recorrendo a análise inversa dos resultados experimentais, define-se o comportamento pós pico dos BRF desenvolvidos (lei tensão extensão após abertura de fenda). Recorrendo também ao MEF, avalia-se o potencial de aplicação destes betões na indústria da pré-fabricação, nomeadamente em aduelas pré-fabricadas para o revestimento de túneis, vigas delta, moradias unifamiliares de relativo baixo custo e mobiliário urbano.

3.2 Caracterização de betão reforçado com fibras

A presente secção descreve a conceção e caracterização de nove distintos BRF (com distinta classe de resistência e dosagem em fibras metálicas). Numa primeira fase, caracteriza-se geometricamente a fibra metálica adicionada aos BRFA, nomeadamente as suas dimensões geométricas, massa, comprimento, diâmetro, fator de forma, ancoragens e ductilidade, de acordo com o especificado na ASTM A820. Posteriormente, e por intermédio de ensaios experimentais, determina-se a influência da classe de resistência do betão e da quantidade de fibras por metro cúbico de betão (Q_f) nos parâmetros que caracterizam o comportamento à tração em flexão do BRFA. As nove séries de BRF desenvolvidas estão apresentadas na Tabela 3.1. Serão determinados os seguintes indicadores: tensão limite de proporcionalidade, $f_{ct,L}$; deslocamento correspondente ao limite de proporcionalidade, δ_L ; tensão equivalente em tração 2 e 3, $f_{eq,2}$ e $f_{eq,3}$, respetivamente; resistência residual à flexão, f_{R1} e f_{R4} (segundo o RILEM TC 162-TDF, f_{R1} é resistência residual 1, sendo utilizada nas verificações para estados limite de utilização, enquanto f_{R4} é a resistência residual 4 utilizada nas verificações para estados limites últimos). Para que o estudo fosse o mais representativo possível das classes de resistência de betões encontrados nas potenciais aplicações de BRF, foram ensaiadas séries de provetes com as três seguintes classes de resistência de betão: C20/25, C30/37 e C45/55.

Tabela 3.1 – Séries de BRF

Q_f (kg/m ³)	Classe de resistência do betão		
	C20/25	C30/37	C45/55
20	X	X	
30	X		X
45	X	X	
60			X
75		X	X

Cada série de ensaios é constituída por 9 provetes prismáticos de 150×150×600 mm³. Além dos ensaios de flexão foram efetuados ensaios de compressão com provetes cilíndricos (150 mm de diâmetro por 300 mm de altura) para determinação da resistência à compressão do betão (3 provetes). Todos os ensaios foram efetuados com provetes de 28 dias de idade. A presente secção apresenta os ensaios efetuados e respetivos resultados, nomeadamente, uma tabela com os valores de $f_{ct,L}$, δ_L , $f_{eq,2}$, $f_{eq,3}$, f_{R1} , f_{R2} , f_{R3} e f_{R4} , que podem ser consultados por projetistas na fase de dimensionamento de BRF.

3.2.1 Propriedades geométricas das fibras metálicas fornecidas

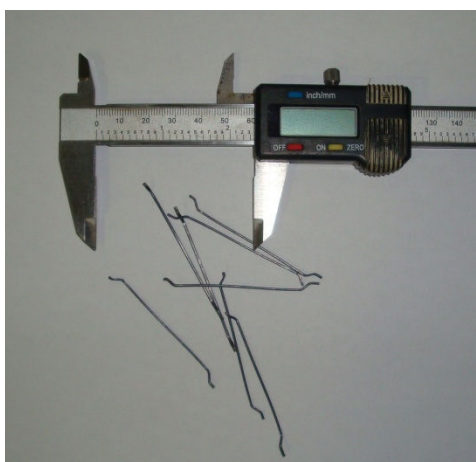
Nesta secção apresenta-se a análise geométrica de uma fibra metálica e verifica-se a conformidade da geometria da fibra para a sua utilização em BRF. O tipo de fibra apresenta um comprimento anunciado de 60 mm, diâmetro de 0,90 mm, possuindo nas suas extremidades uma ancoragem em forma de “gancho”.

A partir da inspeção visual efetuada às fibras foi possível constatar a existência de ligeiros empenamentos segundo o seu eixo longitudinal (atribuído, talvez, ao método de comercialização das fibras, nomeadamente, no seu transporte e acomodamento). Também se constatou que as suas dimensões e a forma das ancoragens (ganchos) apresentavam alguma irregularidade.

3.2.1.1 Dimensões e tolerâncias

A medição das diferentes dimensões das fibras foi efetuada segundo o preconizado pela especificação ASTM A820. A medição do comprimento e diâmetro foi efetuado com recurso a um paquímetro digital, com uma precisão de $\pm 0,01$ mm. Por sua vez, o peso das fibras foi aferido com uma balança digital com precisão de $\pm 0,01$ g, como se ilustra na Figura 3.1.

Segundo a referida especificação, as fibras deformadas mecanicamente a frio, como é o caso das fibras analisadas, são caracterizadas através o seu diâmetro, d , ou diâmetro equivalente, d_{eq} , e comprimento de ponta a ponta, l_n , isto é, comprimento nominal, que é distinto do comprimento do desenvolvimento da fibra. O fator de forma nominal, λ_n , é definido pela relação l_n/d ou l_n/d_{eq} . Com o intuito de verificar a conformidade geométrica resultante do processo de fabrico das fibras, a ASTM A820 indica que diâmetro e comprimento das fibras não deverão ter uma variação superior a $\pm 10\%$ do valor especificado na ficha técnica da fibra, enquanto o fator de forma não deverá variar mais de $\pm 15\%$. No mínimo, 90% das fibras testadas têm que obedecer às tolerâncias previamente referidas. Neste sentido, analisam-se, seguidamente, vários parâmetros geométricos relativos à fibra de aço em avaliação, nomeadamente, massa, comprimento, diâmetro, fator de forma, dimensões das ancoragens e ductilidade. A avaliação foi efetuada por amostragem, com a análise de, pelo menos, 20 fibras metálicas por parâmetro, escolhidas aleatoriamente.



a) Paquímetro digital



b) Balança digital

Figura 3.1 – Ferramentas de medição

3.2.1.2 Massa

Na Tabela 3.2 indicam-se os valores da massa da fibra, m , o correspondente valor médio, m_m , e respetivo desvio padrão, s_d , e coeficiente de variação, CoV. A partir dos resultados obtidos é possível concluir que a fibra em avaliação apresenta massa variável entre 0,29 g e 0,37 g com um valor médio aproximado de 0,33 g. O s_d respetivo é 0,03 g e o CoV é 7,5 %.

Tabela 3.2 – Valores obtidos na avaliação da massa do tipo de fibra em análise

Fibra	m [g]	m_m [g]	S_d [g]	CoV [%]
1	0,33			
2	0,36			
3	0,29			
4	0,30			
5	0,30			
6	0,35			
7	0,33			
8	0,30			
9	0,36			
10	0,36			
11	0,34			
12	0,36			
13	0,33			
14	0,29			
15	0,36	0,33	0,03	7,5
16	0,32			
17	0,33			
18	0,35			
19	0,33			
20	0,35			
21	0,30			
22	0,30			
23	0,30			
24	0,37			
25	0,35			
26	0,33			
27	0,31			
28	0,33			
29	0,31			
30	0,31			

3.2.1.3 Comprimento

Na Tabela 3.3 indicam-se os valores do comprimento nominal da fibra, l_n , o valor correspondente médio, $l_{n,m}$, e respetivo desvio padrão, s_d , e coeficiente de variação, CoV. Adicionalmente, indica-se a Tolerância, Tol , como a percentagem em que difere o valor medido do comprimento em cada fibra com o valor do comprimento indicado na ficha técnica da respetiva fibra (60 mm). De salientar que o CoV é significativamente baixo. A diferença entre o valor do comprimento medido e o anunciado, para a totalidade das fibras, é inferior ao limite de $\pm 10\%$ preconizado pela norma ASTM A820.

Tabela 3.3 – Valores obtidos na avaliação do comprimento do tipo de fibra em análise

Fibra	l_n [mm]	$l_{n,m}$ [mm]	S_d [mm]	CoV [%]	Tol [%]
1	59,3				-1,21%
2	59,6				-0,68%
3	60,0				-0,01%
4	58,8				-2,05%
5	60,1				0,23%
6	60,0				-0,08%
7	58,7				-2,12%
8	60,6				1,03%
9	60,2				0,25%
10	59,0	59,5	1,1	1,76	-1,73%
11	58,3				-2,80%
12	58,4				-2,63%
13	62,0				3,34%
14	61,0				1,74%
15	58,2				-2,93%
16	58,9				-1,89%
17	59,3				-1,15%
18	60,7				1,12%
19	59,0				-1,65%
20	58,1				-3,16%

3.2.1.4 Diâmetro

Após algumas medições efetuadas às fibras constatou-se que estas não apresentavam uma secção circular em grande parte do seu desenvolvimento. Em várias das fibras analisadas, a secção era

retangular com os cantos boleados. A menor dimensão da secção, d_{\min} , varia entre 0.79 mm a 0.91 mm, enquanto a maior dimensão, d_{\max} , varia entre 0.91 mm a 1.01 mm. Assim, para as fibras em análise foi determinado um diâmetro equivalente recorrendo à seguinte relação:

$$d_{eq} = \sqrt{\frac{4 \cdot m}{\pi \cdot l_n \cdot \rho}} \tag{3.1}$$

em que ρ é o valor da massa volúmica do aço, tendo, no presente trabalho, sido adotado o valor de 7850 kg/m³.

Na Tabela 3.4 indicam-se os valores do diâmetro equivalente da fibra, d_{eq} , o valor médio, $d_{eq,m}$, o desvio padrão, s_d , e o coeficiente de variação, CoV . Adicionalmente, indica-se a percentagem em que difere o valor medido do diâmetro em cada fibra em relação ao valor do diâmetro indicado na ficha técnica (0,90 mm), Tol . Com base nos resultados obtidos conclui-se que a diferença entre o valor calculado através da relação (3.1), e o anunciado para o diâmetro equivalente, da totalidade das fibras, é inferior ao limite de $\pm 10\%$ recomendado pela norma ASTM A820.

Tabela 3.4 – Valores obtidos na avaliação do diâmetro do tipo de fibra em análise

Provete	d_{\min} [mm]	d_{\max} [mm]	d_{eq} [mm]	$d_{eq,m}$ [mm]	s_d [mm]	CoV [%]	Tol [%]
1	0,82	0,95	0,92				0,1%
2	0,83	0,93	0,90				-2,1%
3	0,84	0,94	0,90				-2,1%
4	0,81	1,01	0,97				5,5%
5	0,83	0,94	0,89				-3,2%
6	0,87	0,93	0,90				-2,1%
7	0,83	0,98	0,95				3,4%
8	0,86	0,91	0,89				-3,2%
9	0,79	0,95	0,93				1,2%
10	0,86	0,93	0,90				-2,1%
11	0,82	0,96	0,92	0,92	0,03	2,9	0,1%
12	0,81	0,95	0,91				-1,0%
13	0,91	0,92	0,92				0,1%
14	0,83	0,96	0,93				1,2%
15	0,87	0,93	0,90				-2,1%
16	0,85	0,94	0,91				-1,0%
17	0,84	0,94	0,91				-1,0%
18	0,83	1,00	0,97				5,5%
19	0,86	0,93	0,89				-3,2%
20	0,84	1,01	0,97				5,5%

3.2.1.5 Fator de forma

Na Tabela 3.5 indicam-se os valores do fator de forma nominal para cada fibra, λ_n , o valor médio, $\lambda_{n,m}$, e respetivo desvio padrão, s_d , e coeficiente de variação, CoV . Adicionalmente, indica-se a percentagem em que difere o valor calculado do fator de forma nominal cada fibra com o valor do fator de forma indicado na ficha técnica das respetivas fibras (60 mm / 0,9 mm = 66,67), Tol . A partir dos resultados obtidos é possível concluir que a diferença entre o valor do fator de forma nominal calculado e anunciado, para a totalidade das fibras, é inferior ao limite de $\pm 15\%$ recomendado pela norma ASTM A820.

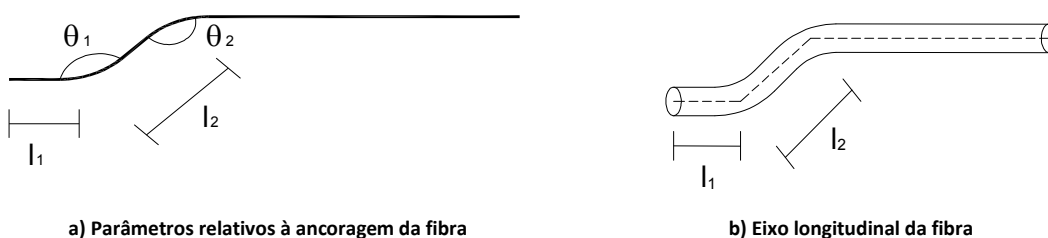
3.2.1.6 Ancoragens

A partir de uma inspeção visual efetuada, constatou-se que as dimensões e geometria das ancoragens na maioria das fibras metálicas apresentam uma variação significativa. Com o intuito de se aferir

quantitativamente tal facto procedeu-se à medição das dimensões e geometria das ancoragens. Na Figura 3.2a esquematizam-se os parâmetros medidos da ancoragem da fibra. Por sua vez, na Figura 3.3 apresentam-se as fibras que foram utilizadas na avaliação em causa. O comprimento da ancoragem foi medido segundo o eixo longitudinal da fibra (ver Figura 3.2b). A Tabela 3.6 apresenta os valores para cada fibra dos comprimentos l_1 e l_2 , e dos ângulos θ_1 e θ_2 . O valor médio (Média), o desvio padrão (s_d) e o coeficiente de variação (CoV) destas variáveis também se encontram incluídos nesta tabela.

Tabela 3.5 – Valores obtidos na avaliação do fator de forma

Provete	λ_n [mm]	$\lambda_{n,m}$ [mm]	s_d [mm]	CoV [%]	Tol [%]
1	63,5				-4,68%
2	61,4				-7,91%
3	63,1				-5,42%
4	60,1				-9,85%
5	60,9				-8,63%
6	63,6				-4,59%
7	59,6				-10,64%
8	67,0				0,44%
9	62,2				-6,73%
10	60,4	62,8	2,18	3,5	-9,46%
11	63,4				-4,95%
12	62,9				-5,64%
13	64,1				-3,85%
14	64,1				-3,86%
15	62,4				-6,47%
16	65,3				-2,02%
17	65,6				-1,66%
18	59,6				-10,66%
19	66,2				-0,69%
20	61,3				-7,98%



a) Parâmetros relativos à ancoragem da fibra

b) Eixo longitudinal da fibra

Figura 3.2 – Parâmetros geométricos medidos referentes à ancoragem

Tabela 3.6 – Valores obtidos na avaliação das características geométricas das ancoragens

Provete	l_1 [mm]	l_2 [mm]	θ_1 [°]	θ_2 [°]
1	0,249	0,404	138	133
2	0,368	0,407	140	139
3	0,467	0,451	147	144
4	0,291	0,485	141	136
5	0,260	0,423	141	139
6	0,459	0,427	136	136
7	0,187	0,375	141	138
8	0,379	0,435	138	136
9	0,416	0,406	141	139
10	0,252	0,410	145	143
11	0,464	0,446	138	138
12	0,320	0,428	142	139
13	0,224	0,363	139	139
14	0,214	0,404	138	138
15	0,258	0,414	144	140
16	0,286	0,407	144	141
17	0,303	0,421	144	142
18	0,315	0,394	146	143
19	0,209	0,387	139	138
20	0,206	0,425	140	139
Média	0,306	0,416	141	139
s_d	0,09	0,03	3,0	2,7
CoV [%]	29,6%	6,5%	2,2%	1,9%

A partir dos resultados obtidos é possível concluir que as fibras apresentam dimensões das ancoragens com reduzido CoV, com exceção do valor de l_1 (29,6%) que apresenta um valor demasiado elevado.

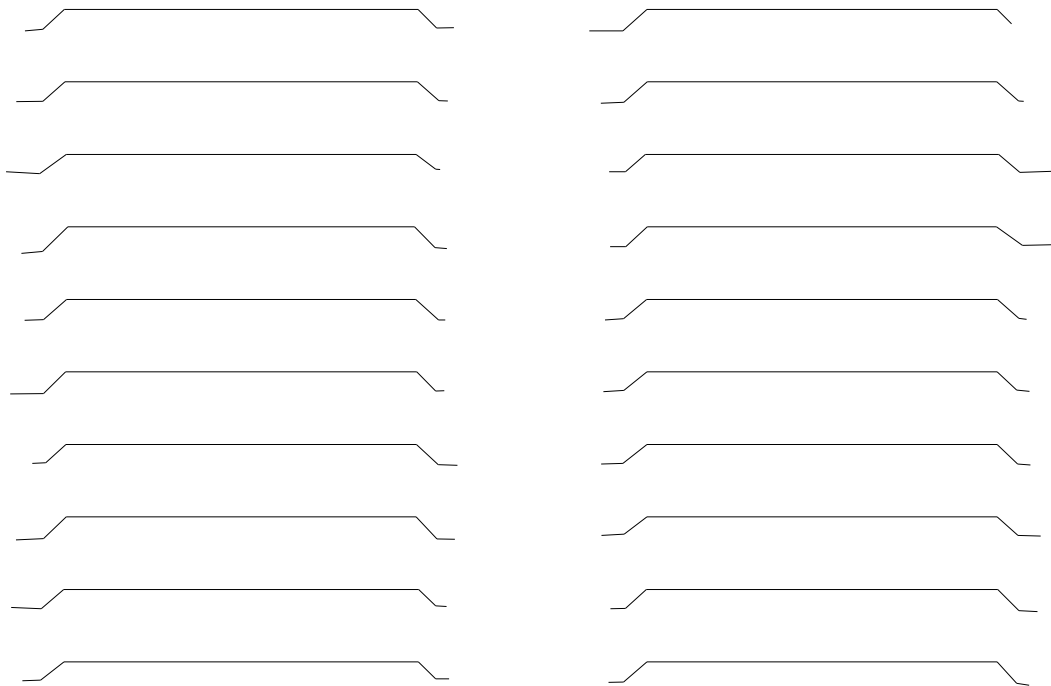


Figura 3.3 – Fibras utilizadas para a caracterização das suas propriedades geométricas

3.2.1.7 Ductilidade

A ductilidade das fibras foi aferida de uma forma qualitativa segundo a norma ASTM A820. A referida norma propõe um ensaio de flexão das fibras até atingir um ângulo de 90°, fornecendo assim, de um modo geral, um indicador da ductilidade das fibras. De realçar que este ensaio apenas fornece um indicador da resistência das fibras à rotura nos caso das operações de manuseamento e betonagem, não podendo ser extrapolado para a aferição da ductilidade do compósito reforçado com fibras. A totalidade das fibras ensaiadas passou o referido teste, encontrando-se assim em conformidade com o especificado na ASTM A820, como se pode observar na Figura 3.4.



Figura 3.4 – Ensaio de ductilidade

3.2.1.8 Síntese comparativa com outras fibras metálicas disponíveis no mercado

Os resultados apresentados ao longo da secção 3.2.1 demonstram que a fibra de aço em avaliação encontra-se em conformidade com a ASTM A820. Contudo, e recorrendo a estudos similares efetuados a outros quatro tipos de fibras metálicas disponíveis no mercado (Sena Cruz et al., 2007; Sena Cruz et al., 2009) facilmente se constata que a fibra avaliada apresenta grande variabilidade das suas características geométricas comparativamente a outros tipos de fibras metálicas disponíveis no mercado (ver CoV das várias propriedades geométricas apresentados na Tabela 3.7). Para um maior CoV nas diversas propriedades geométricas é expectável uma maior variabilidade na rigidez dos mecanismos de reforço proporcionados pelas fibras. Neste sentido, e no quadro de projeto, onde se utilizam valores de cálculo para as leis constituintes, a previsível maior dispersão de resultados conduzirá a menores valores característicos e, conseqüentemente, a menores valores de cálculo.

Tabela 3.7 – CoV das propriedades geométricas de cinco distintos tipos de fibras metálicas

Tipo de Fibra	Massa [%]	Comprimento [%]	Diâmetro [%]	Fator de Forma [%]	Ancoragens [%]			
					l_1	l_2	θ_1	θ_2
Fibra em avaliação	7,5	1,8	2,9	3,5	29,6	6,5	2,2	1,9
Fibra tipo 1	1,9	0,7	0,9	1,2	15,8	8,7	2,7	5,5
Fibra tipo 2	0,7	0,1	0,4	0,5	10,2	6,6	1,6	1,4
Fibra tipo 3	1,6	0,4	0,9	1,1	24,9	13,3	2,1	4,4
Fibra tipo 4	5,8	0,6	2,7	2,6	8,8	10,0	4,7	4,2

3.2.2 Caracterização mecânica dos BRF desenvolvidos

A presente secção descreve o programa experimental para a caracterização do comportamento mecânico de nove distintas séries de BRF (ver Tabela 3.1), nomeadamente, na definição das composições dos BRF e avaliação do comportamento à compressão e à tração em flexão.

3.2.2.1 Composições de BRF

Nas composições determinadas para os BRF foi adotado cimento (CEM) tipo I 42.5 R, areia fina (AF), meia areia (MA), brita 12 (B1) e brita 19 (B2), cinzas volantes (CZ), superplastificante (SP) de terceira geração (SIKA ViscoCrete 3002 HE), e fibras de aço (FA) de extremidades dobradas, com comprimento l_f de 60 mm, diâmetro (d_f) de 0,90 mm, relação comprimento/diâmetro (l_f/d_f) de 60/0,90 (ver Tabela 3.8). Na coluna relativa à dosagem em fibras, apresenta-se o valor de referência e o valor real (entre parênteses), após ajuste da composição durante a betonagem (a adição de água e superplastificante foi efetuada para se conseguir obter um abaixamento mínimo de 15 cm, o que alterou a composição de referência efetuada para um metro cúbico de betão).

3.2.2.2 Comportamento à compressão

Na Figura 3.5 à Figura 3.7 apresentam-se as curvas relacionando a tensão de compressão (σ) com a correspondente extensão de compressão (ϵ) obtidas nos ensaios de compressão. As figuras apresentam

a envolvente superior e inferior das curvas, bem como, a respetiva curva média. Foram ensaiados três provetes por série apresentada. A Tabela 3.9 inclui os resultados obtidos.

Tabela 3.8 – Composições adotadas (por m³ de betão)

Série	Classe	Dosagem em fibras [kg]	Relação Água / C	CEM [kg]	Água [dm ³]	AF [kg]	MA [kg]	B1 [kg]	B2 [kg]	CZ [kg]	SP [dm ³]	Abaixamento [cm]
1		20 (21,5)	0,52	322,1	166,3	235,1	578,7	396,2	549,7	0	0	18
2	C20/25	30 (31,4)	0,59	314,2	184,9	229,4	564,5	386,5	536,2	0	0	18
3		45 (46,6)	0,62	310,8	191,4	226,9	558,5	382,3	530,5	0	0	17
4		20 (21,1)	0,48	368,4	176,6	189,5	581,1	382,1	543,2	0	1,41	15
5	C30/37	45 (45,8)	0,56	356,3	199,6	183,2	562,0	369,5	525,3	0	1,38	17
6		75 (73,2)	0,44	382,8	168,5	306,3	674,6	375,6	310,4	0	2,60	15
7		30 (28,6)	0,45	412,6	187,2	145,4	582,8	368,3	534,3	0	2,20	18
8	C45/55	60 (59,0)	0,44	440,2	193,5	120,2	654,7	600,9	115,1	66,0	3,84	15
9		75 (71,3)	0,37	459,2	167,8	134,2	708,7	625,9	33,4	91,8	4,01	15

O valor de f_{ck} apresentado foi obtido por intermédio das seguintes condições (NP EN 206-1 2007):

$$f_{cm} \geq f_{ck} + 1,48 * s_d \tag{3.2}$$

$$f_{ci} \geq f_{ck} - 4$$

onde f_{ck} é a resistência característica do betão, f_{cm} o valor médio dos n resultados, f_{ci} qualquer resultado individual e s_d o desvio padrão. Ressalva-se que, para as séries 5 e 7, os valores obtidos de f_{ck} não permitem concluir pela classe resistente indicada (no caso da série 5, devido a um elevado CoV; no caso da série 7, por uma diferença de 1.8 MPa). Ainda relativamente à série 5, constata-se um valor não esperado, pois com uma maior quantidade de água e menor quantidade de cimento obteve-se um f_{cm} similar às series designadas com a mesma classe de resistência.

A análise da Figura 3.5 à Figura 3.7 permite também verificar que o aumento da quantidade de fibras de aço no betão aumenta a resistência residual pós pico à compressão do betão.

Tabela 3.9 – Síntese dos resultados obtidos: resistência à compressão

Série	Classe de Resistência	Dosagem em Fibras	f_{cm} [MPa]	s_d [MPa]	CoV [%]	f_{ck} [MPa]
1		20 (21,5)	27,4	0,4	1,3	26,8
2	C20/25	30 (31,4)	29,8	1,2	1,2	28,0
3		45 (46,6)	27,6	0,2	0,2	27,3
4		20 (21,1)	40,9	1,8	4,4	38,2
5	C30/37	45 (45,8)	39,9	5,2	13,0	27,3
6		75 (73,2)	46,1	2,4	5,2	42,5
7		30 (28,6)	45,4	1,5	3,3	43,2
8	C45/55	60 (59,0)	54,5	1,0	1,0	53,0
9		75 (71,3)	61,6	3,5	3,5	56,4

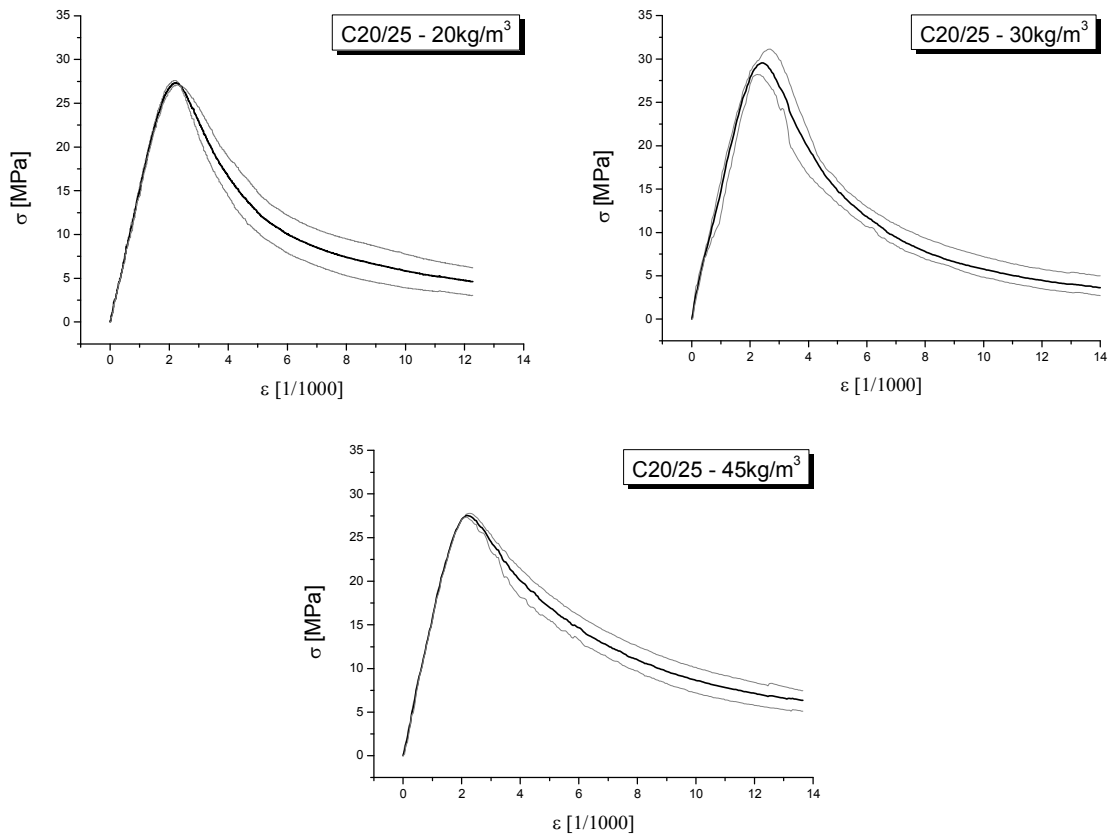


Figura 3.5 – Relação tensão-extensão à compressão para os provetes C20/25

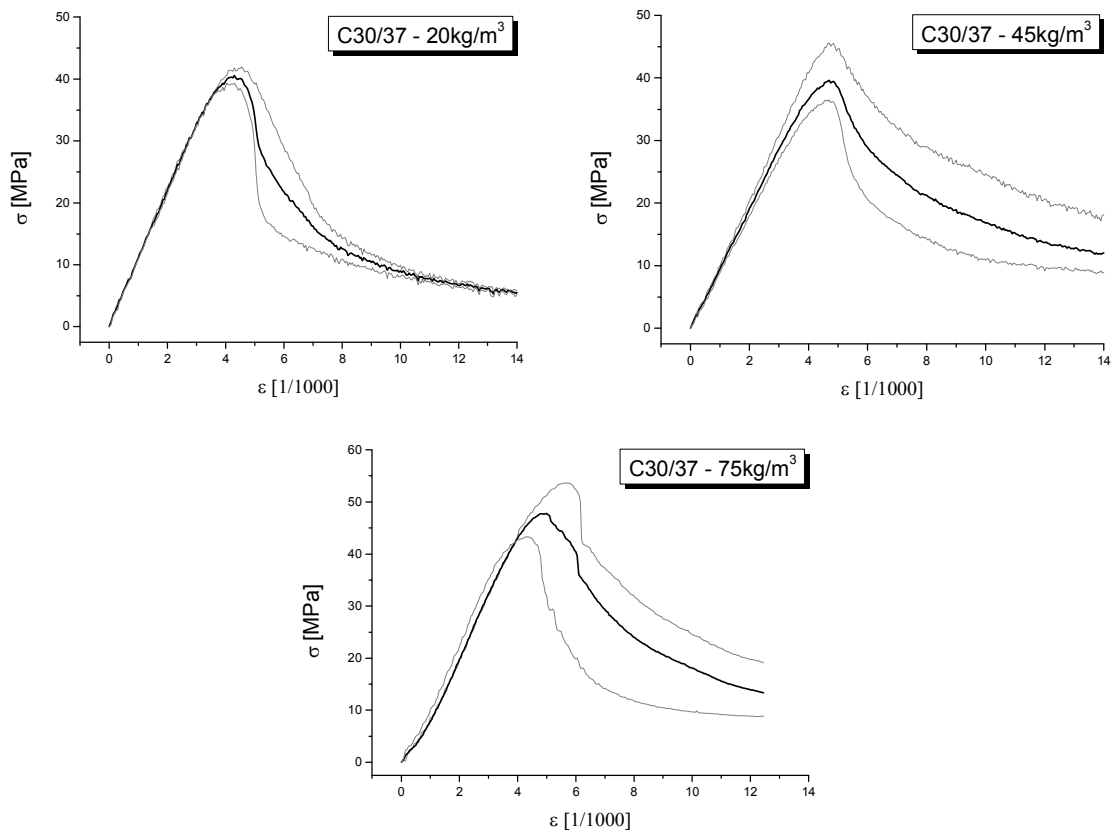


Figura 3.6 – Relação tensão-extensão à compressão para os provetes C30/37

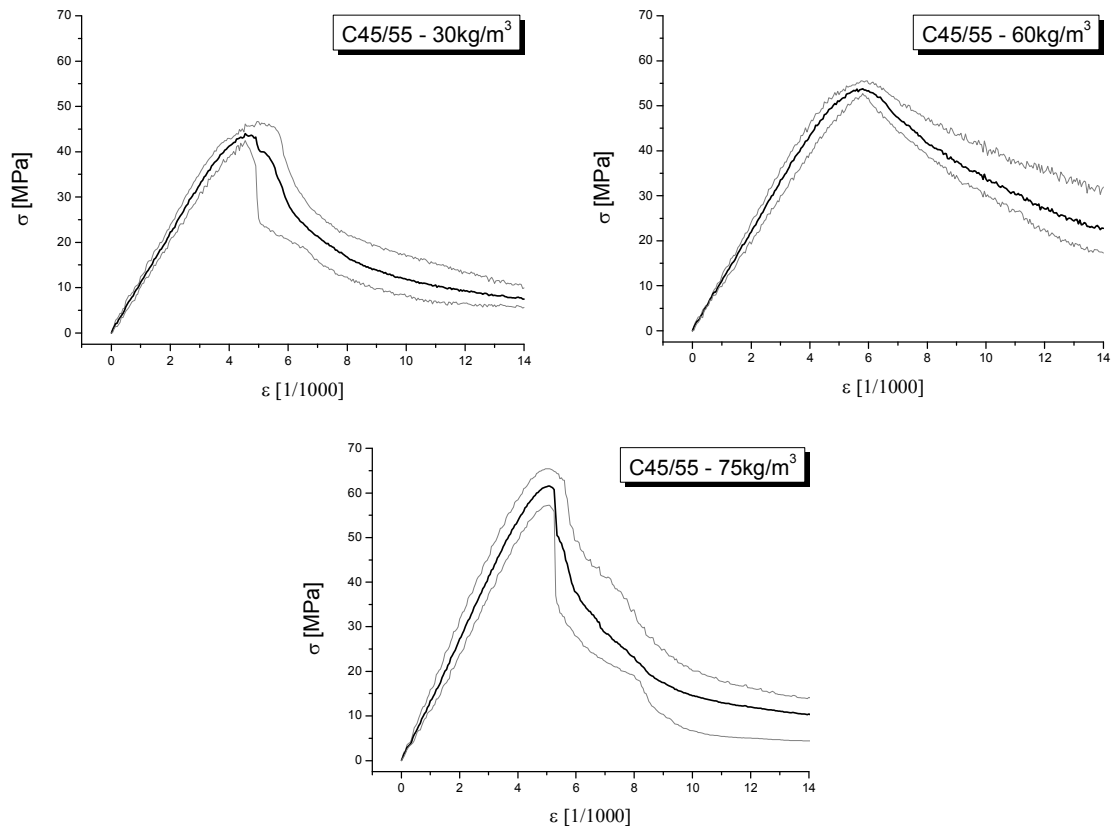


Figura 3.7 – Relação tensão-extensão à compressão para os provetes C45/55

3.2.2.3 Comportamento à tração em flexão

Na Figura 3.8 apresenta-se a relação entre a tensão de tração em flexão (σ) e a flecha (δ) obtida nos ensaios executados. O valor de σ é dado pela expressão (3.3), em que F é o valor de força durante o ensaio, L o vão entre apoios, b a largura do provete e h_{sp} a altura da secção entalhada.

$$\sigma = \frac{3}{2} * \frac{F * L}{b * h_{sp}^2} \quad (3.3)$$

As figuras apresentam a envolvente superior e inferior das curvas, bem como a respetiva curva média. Para avaliação do desempenho dos BRF produzidos, procedeu-se à determinação dos principais parâmetros indicadores do comportamento em flexão do BRFA (RILEM TC 162-TDF), a saber:

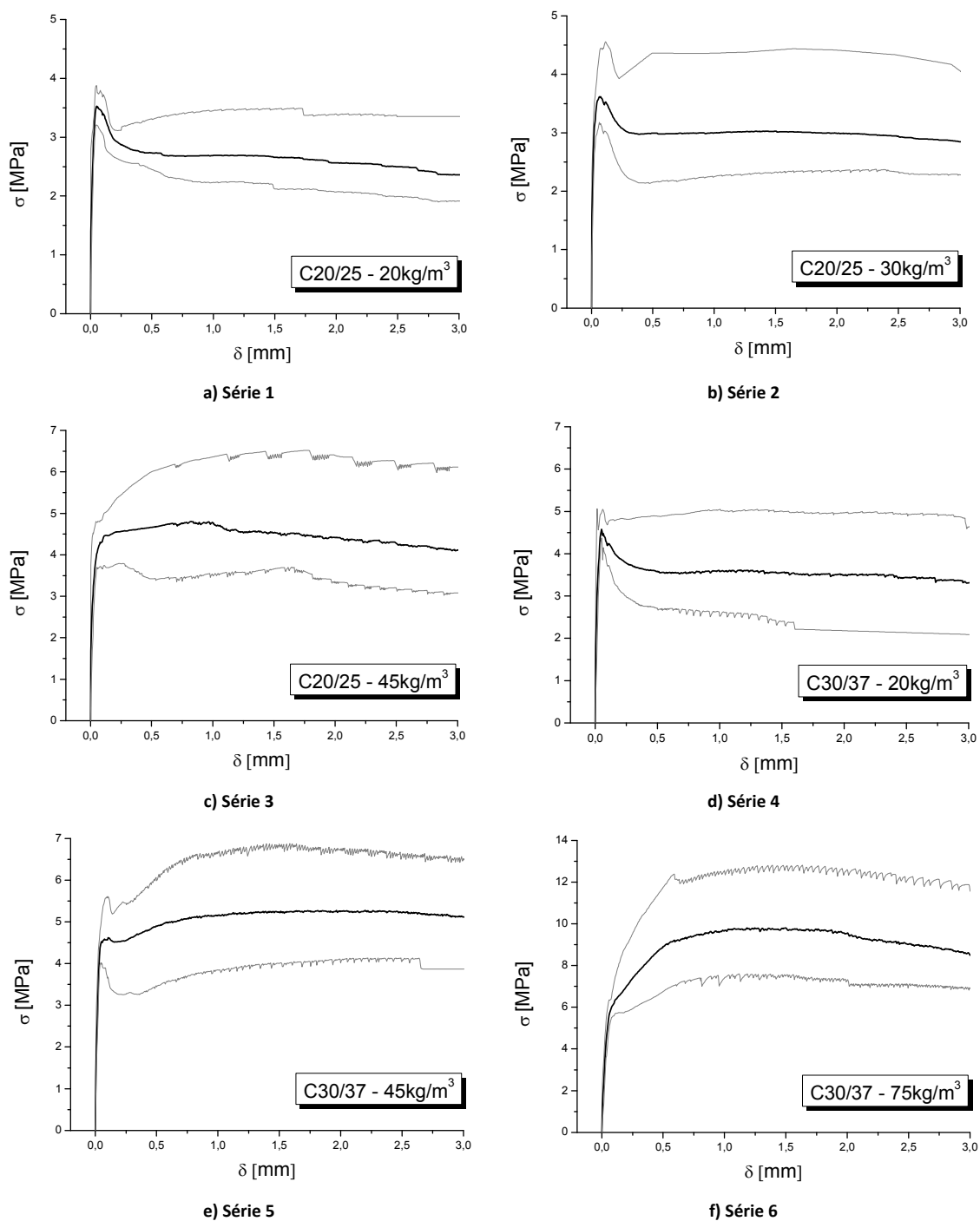
- Tensão limite de proporcionalidade, $f_{ct,L}$;
- Deslocamento correspondente ao limite de proporcionalidade, δ_i ;
- Tensão equivalente em tração 2 e 3, $f_{eq,2}$ e $f_{eq,3}$, respetivamente;
- Resistência residual à flexão ($f_{R,i}$), $f_{R,1}$ e $f_{R,4i}$;

De acordo com as recomendações do RILEM TC 162-TDF, os parâmetros a usar no projeto de estruturas de BRF são os seguintes:

- O valor característico da tensão limite de proporcionalidade, $f_{ctk,L}$;

- O valor característico da resistência residual à flexão para utilização nas verificações aos Estados Limite de Utilização, $f_{R,1k}$;
- O valor característico da resistência residual à flexão para utilização nas verificações aos Estados Limite Últimos, $f_{R,4k}$.

Os resultados relativos aos ensaios de tração por flexão estão apresentados na Figura 3.8 e na Tabela 3.10.



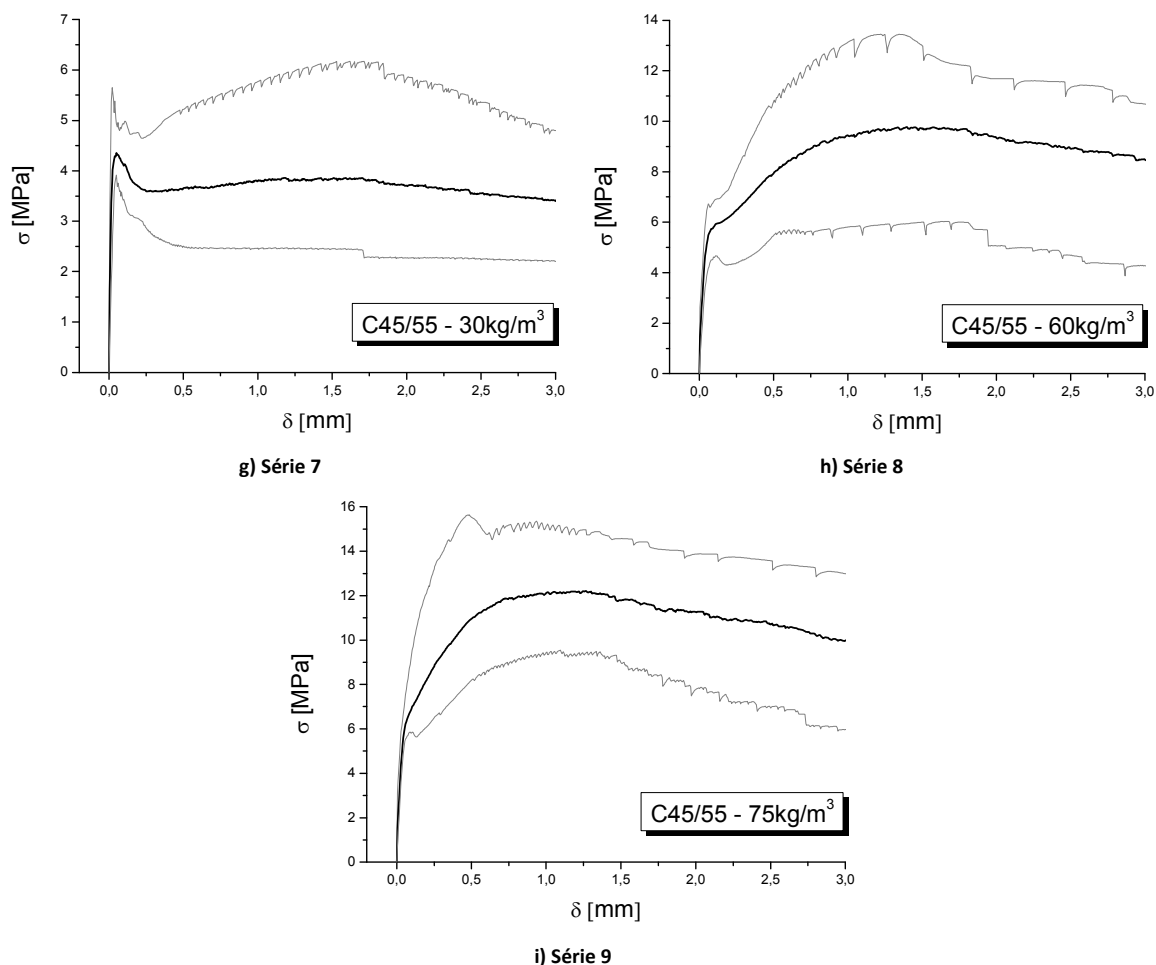


Figura 3.8 – Ensaio de flexão

Tabela 3.10 – Ensaio de flexão: resultados

Série 1	$f_{ct,L}$ [MPa]	δ_L [mm]	$f_{eq,2}$ [MPa]	$f_{eq,3}$ [MPa]	$f_{R,1}$ [MPa]	$f_{R,2}$ [MPa]	$f_{R,3}$ [MPa]	$f_{R,4}$ [MPa]
Média	3,538	0,049	2,682	2,627	2,736	2,689	2,556	2,361
Desvio Padrão	0,279	0,002	0,316	0,448	0,324	0,480	0,503	0,603
CoV	7,9%	3,7%	11,8%	17,1%	11,8%	17,8%	19,7%	25,5%
Série 2	$f_{ct,L}$ [MPa]	δ_L [mm]	$f_{eq,2}$ [MPa]	$f_{eq,3}$ [MPa]	$f_{R,1}$ [MPa]	$f_{R,2}$ [MPa]	$f_{R,3}$ [MPa]	$f_{R,4}$ [MPa]
Média	3,564	0,047	2,974	2,986	2,988	3,022	2,985	2,848
Desvio Padrão	0,376	0,004	0,772	0,715	0,743	0,722	0,693	0,618
CoV	10,5%	7,8%	26,0%	24,0%	24,9%	23,9%	23,2%	21,7%
Série 3	$f_{ct,L}$ [MPa]	δ_L [mm]	$f_{eq,2}$ [MPa]	$f_{eq,3}$ [MPa]	$f_{R,1}$ [MPa]	$f_{R,2}$ [MPa]	$f_{R,3}$ [MPa]	$f_{R,4}$ [MPa]
Média	4,033	0,049	4,753	4,540	4,647	4,547	4,369	4,116
Desvio Padrão	0,431	0,002	0,829	0,946	0,837	1,021	1,087	1,133
CoV	10,7%	4,9%	17,4%	20,8%	18,0%	22,5%	24,9%	27,5%
Série 4	$f_{ct,L}$ [MPa]	δ_L [mm]	$f_{eq,2}$ [MPa]	$f_{eq,3}$ [MPa]	$f_{R,1}$ [MPa]	$f_{R,2}$ [MPa]	$f_{R,3}$ [MPa]	$f_{R,4}$ [MPa]
Média	4,731	0,043	3,474	3,516	3,605	3,571	3,496	3,310
Desvio Padrão	0,275	0,015	0,919	0,987	0,858	0,998	1,054	0,967
CoV	5,8%	34,9%	26,4%	28,1%	23,8%	27,9%	30,2%	29,2%
Série 5	$f_{ct,L}$ [MPa]	δ_L [mm]	$f_{eq,2}$ [MPa]	$f_{eq,3}$ [MPa]	$f_{R,1}$ [MPa]	$f_{R,2}$ [MPa]	$f_{R,3}$ [MPa]	$f_{R,4}$ [MPa]
Média	4,606	0,047	4,796	5,131	4,850	5,239	5,232	5,118
Desvio Padrão	0,244	0,004	1,047	1,008	0,962	1,063	0,958	0,941
CoV	5,3%	8,2%	21,8%	19,6%	19,8%	20,3%	18,3%	18,4%

Série 6	$f_{ct,L}$ [MPa]	δ_L [mm]	$f_{eq,2}$ [MPa]	$f_{eq,3}$ [MPa]	$f_{R,1}$ [MPa]	$f_{R,2}$ [MPa]	$f_{R,3}$ [MPa]	$f_{R,4}$ [MPa]
Média	5,200	0,050	8,826	9,353	8,695	9,786	9,268	8,502
Desvio Padrão	0,419	0,000	1,790	1,708	1,702	1,864	1,589	1,496
CoV	8,0%	0,0%	20,3%	18,3%	19,6%	19,1%	17,1%	17,6%
Série 7	$f_{ct,L}$ [MPa]	δ_L [mm]	$f_{eq,2}$ [MPa]	$f_{eq,3}$ [MPa]	$f_{R,1}$ [MPa]	$f_{R,2}$ [MPa]	$f_{R,3}$ [MPa]	$f_{R,4}$ [MPa]
Média	4,582	0,039	3,476	3,680	3,619	3,839	3,673	3,414
Desvio Padrão	0,586	0,012	0,950	1,076	0,963	1,135	1,138	0,890
CoV	12,8%	30,1%	27,3%	29,2%	26,6%	29,6%	31,0%	26,1%
Série 8	$f_{ct,L}$ [MPa]	δ_L [mm]	$f_{eq,2}$ [MPa]	$f_{eq,3}$ [MPa]	$f_{R,1}$ [MPa]	$f_{R,2}$ [MPa]	$f_{R,3}$ [MPa]	$f_{R,4}$ [MPa]
Média	5,123	0,050	7,835	9,047	7,781	9,713	9,137	8,478
Desvio Padrão	0,708	0,000	1,451	1,738	1,479	1,981	1,888	1,829
CoV	13,8%	0,6%	18,5%	19,2%	19,0%	20,4%	20,7%	21,6%
Série 9	$f_{ct,L}$ [MPa]	δ_L [mm]	$f_{eq,2}$ [MPa]	$f_{eq,3}$ [MPa]	$f_{R,1}$ [MPa]	$f_{R,2}$ [MPa]	$f_{R,3}$ [MPa]	$f_{R,4}$ [MPa]
Média	5,888	0,050	10,780	11,350	10,693	12,103	11,033	9,975
Desvio Padrão	0,648	0,000	2,425	2,028	2,397	1,950	1,979	2,227
CoV	11,0%	0,0%	22,5%	17,9%	22,4%	16,1%	17,9%	22,3%

No seguimento dos resultados experimentais apresentados na Tabela 3.8 e Tabela 3.10, apresenta-se a síntese dos resultados experimentais na Figura 3.9 à Figura 3.11 para os valores de $f_{ct,L}$, $f_{R,1}$ e $f_{R,4}$ (valores médios). Constata-se de uma maneira geral, como seria expectável, que o aumento da dosagem em fibras de aço e a melhoria da classe resistente do betão conduzem a um aumento significativo dos valores de $f_{ct,L}$, $f_{R,1}$ e $f_{R,4}$.

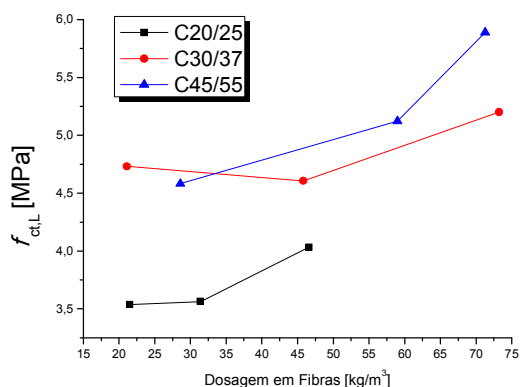


Figura 3.9 – Síntese de valores médios experimentais de $f_{ct,L}$

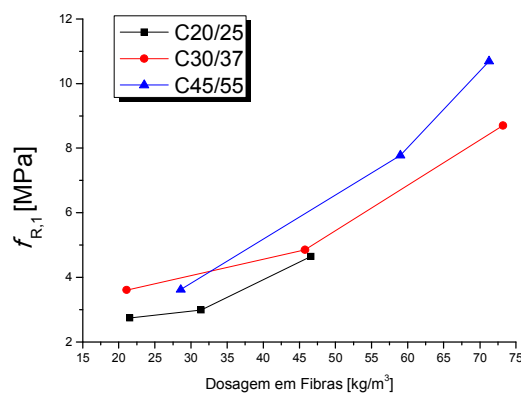


Figura 3.10 – Síntese de valores médios experimentais de $f_{R,1}$

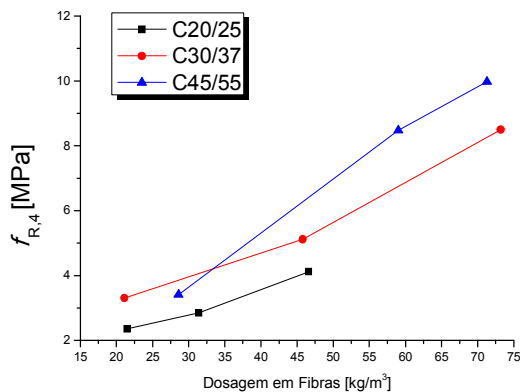


Figura 3.11 – Síntese de valores médios experimentais de $f_{R,4}$

3.2.3 Ábacos para utilização em fase de projeto

No seguimento do referido na secção anterior, e de acordo com as recomendações do RILEM TC 162-TDF, apresentam-se, seguidamente, ábacos para consulta expedita por parte de projetistas no dimensionamento de estruturas de BRF, nomeadamente: valor característico da tensão limite de proporcionalidade, $f_{ctk,L}$ (ver Figura 3.12); valor característico da resistência residual à flexão para verificações aos Estados Limite de Utilização, $f_{R,1k}$ (ver Figura 3.13); valor característico da resistência residual à flexão para verificações aos Estados Limite de Últimos, $f_{R,4k}$ (ver Figura 3.14). Os ábacos apresentam valores característicos em função da classe resistente do betão e da dosagem por metro cúbico do tipo de fibras utilizado.

As equações (3.4) e (3.5) foram aplicadas na determinação do valor característico e médio da tensão correspondente ao limite de proporcionalidade:

$$f_{ctk,L} = f_{ctms,L} - \frac{s_p t_{10}}{\sqrt{n}} - 1.645 * s_p * \left(1 + \frac{s_p * t_{10}}{f_{ctms,L} * \sqrt{n}} \right) \quad [\text{N/mm}^2] \quad (3.4)$$

$$f_{ctm,L} = f_{ctms,L} - \frac{s_p * t_{10}}{\sqrt{n}} \quad (3.5)$$

em que $f_{ctk,L}$ é o valor característico da tensão de limite de proporcionalidade, $f_{ctms,L}$ é o valor médio da tensão de limite de proporcionalidade da série de testes, $f_{ctm,L}$ é o valor médio da tensão de limite de proporcionalidade, n é o número de provetes, t_{10} é o valor da distribuição de “Student” para o quantilho de 10% e s_p é o desvio padrão. A mesma formulação foi utilizada para o cálculo dos valores característicos de $f_{R,1k}$ e $f_{R,4k}$. A determinação dos valores de cálculo destas variáveis é efetuado dividindo-os por um factor de segurança, γ_{fr} de 1,5 (Model Code, 2011).

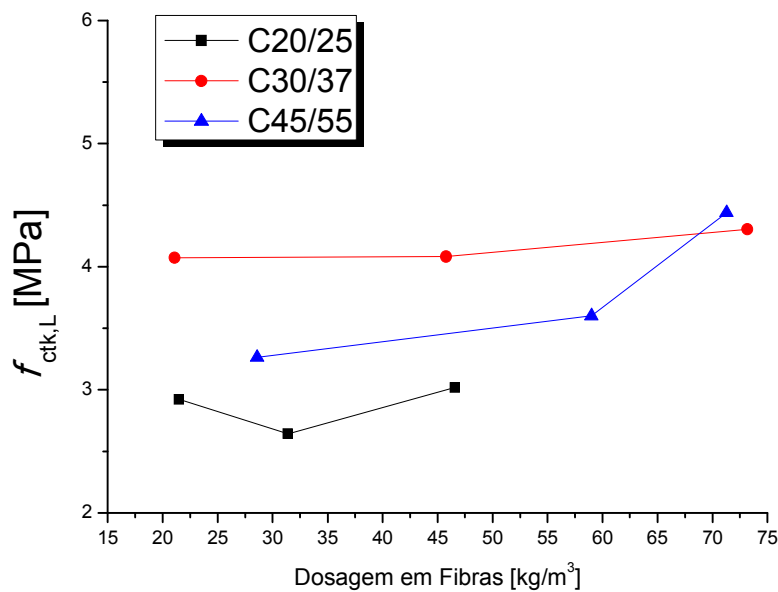


Figura 3.12 – Ábaco para consulta expedita de $f_{ctk,L}$

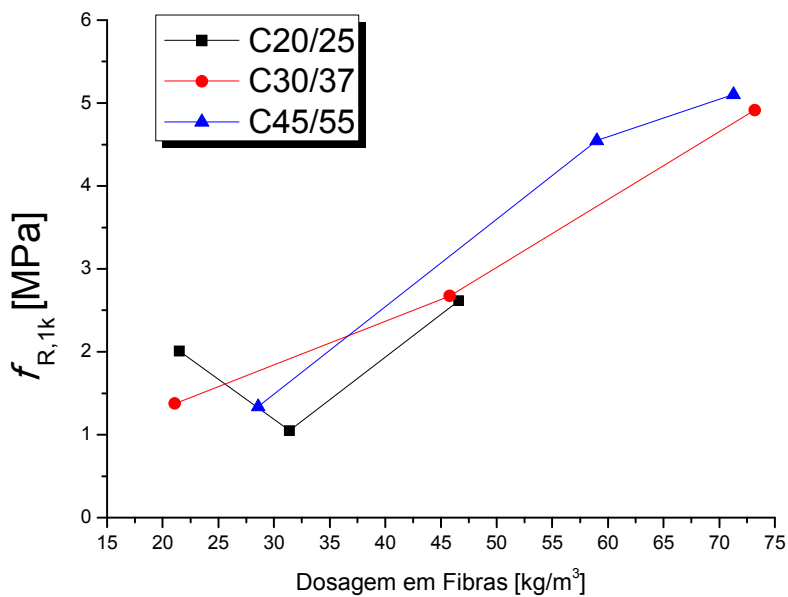


Figura 3.13 – Ábaco para consulta expedita de $f_{R,1k}$

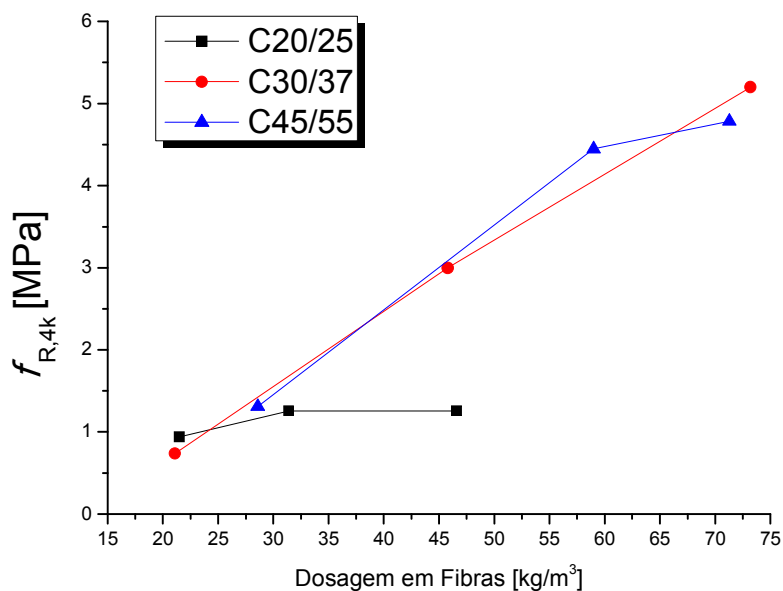


Figura 3.14 – Ábaco para consulta expedita de $f_{R,4k}$

A Tabela 3.11 apresenta uma síntese dos valores característicos obtidos, de acordo com os resultados apresentados na Figura 3.12 à Figura 3.14 e Tabela 3.9. Com base nos resultados obtidos constata-se que o $f_{ctk,L}$ é fortemente dependente da classe resistente do betão, isto é, aumenta com o aumento da classe resistente do betão. Relativamente aos parâmetros $f_{R,1k}$ e $f_{R,4k}$, estes aumentam principalmente com o aumento da dosagem em fibras de aço. O valor encontrado para $f_{R,1k}$ relativo à série 2 é inferior ao expectável tendo em conta a dosagem em fibras e a classe resistente da referida série.

Tabela 3.11 – Síntese dos resultados obtidos: valores característicos

Série	Classe de Resistência	Dosagem em Fibras	f_{ck} [MPa]	$f_{ctk,L}$ [MPa]	$f_{R,1k}$ [MPa]	$f_{R,4k}$ [MPa]
1		20 (21,5)	26,8	2,921	2,009	0,939
2	C20/25	30 (31,4)	28,0	2,644	1,049	1,258
3		45 (46,6)	27,3	3,018	2,615	1,258

Série	Classe de Resistência	Dosagem em Fibras	f_{ck} [MPa]	$f_{ctk,L}$ [MPa]	$f_{R,1k}$ [MPa]	$f_{R,4k}$ [MPa]
4	C30/37	20 (21,1)	38,2	4,072	1,377	0,740
5		45 (45,8)	27,3	4,081	2,672	2,998
6		75 (73,2)	42,5	4,304	4,913	5,199
7	C45/55	30 (28,6)	43,2	3,262	1,340	1,312
8		60 (59,0)	53,0	3,599	4,546	4,446
9		75 (71,3)	56,4	4,438	5,103	4,783

3.3 Análise inversa dos resultados experimentais

As respostas força-flecha registadas nos ensaios de flexão podem ser reproduzidas por simulação numérica, desde que se utilize um modelo constitutivo capaz de modelar o comportamento pós-fendilhado do betão. Para tal utilizou-se o software FEMIX versão 4.0, baseado no MEF. A informação relativa à modelação utilizada para realização da análise inversa é apresentada na Secção 2.5. A simulação numérica rigorosa das respostas registadas experimentalmente passa por um processo iterativo onde, entre iterações, são alterados os valores dos parâmetros de fratura do betão, tendo-se admitido que os reais parâmetros de fratura são os que permitem simulações com maior aproximação à resposta média registada nos ensaios experimentais. A comparação entre as curvas registadas experimentalmente e as obtidas numericamente (análise inversa) estão apresentadas na Figura 3.15.

O valor dos parâmetros de fratura do betão que definem os diagramas trilinear tensão-extensão normal à fenda (para as nove séries desenvolvidas), obtidos a partir da análise inversa, encontram-se na Tabela 3.12 (na Figura 3.16 estes diagramas são apresentados graficamente).

Na Tabela 3.12, G_f representa a energia de fratura (modo I) que se define como sendo a energia dissipada na formação de uma fenda de área unitária (RILEM, 1985) e l_b a largura de fenda (nas presentes simulações foi adotada como sendo a raiz quadrada da área do elemento).

Da análise da Figura 3.16 (e Tabela 3.12) é possível constatar o aumento da área $g_f = (G_f \times l_b)$ com o aumento da dosagem em fibras de aço no betão. Também com base nos resultados apresentados na Tabela 3.12, é possível representar a influência da dosagem em fibras de aço e classe resistente do betão na resistência à tração do betão, f_{ct} e energia de fratura, G_f – ver Figura 3.17. A Figura 3.17a parece indicar que a resistência à tração do betão aumenta com a dosagem em fibras (com exceção dos resultados relativos à série 5). Contudo, se f_{ct} for realmente a resistência ao início da fendilhação da matriz, esta propriedade não seria afetada pela participação das fibras. O aumento indicado está relacionado pelo facto de f_{ct} , neste caso, não representar corretamente o início da fendilhação da matriz, mas sim um dado ponto a partir do qual a resposta flecha deformação perde significativamente rigidez. Relativamente à energia de fratura, e de acordo com os resultados apresentados ns Figura 3.17b, esta aumenta significativamente com o aumento da dosagem em fibras e com a classe resistente do betão.

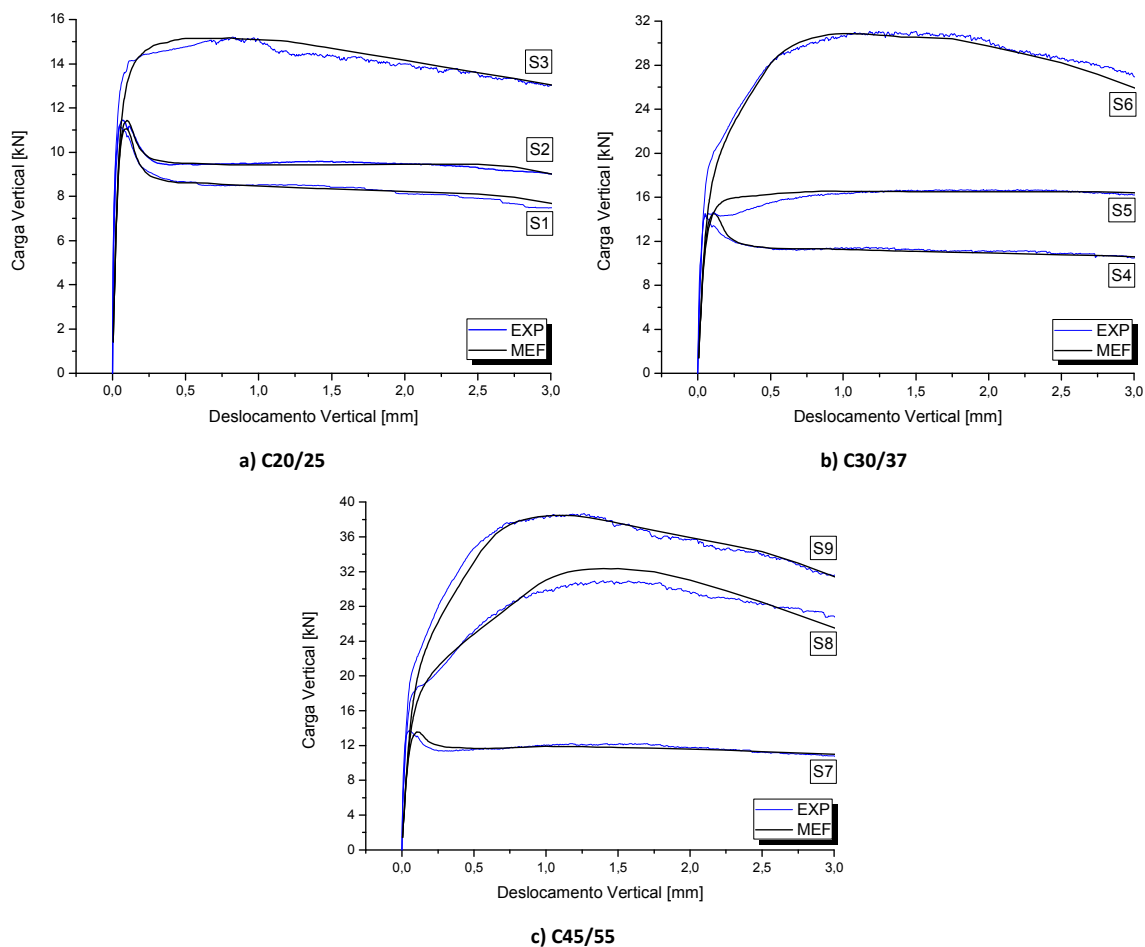
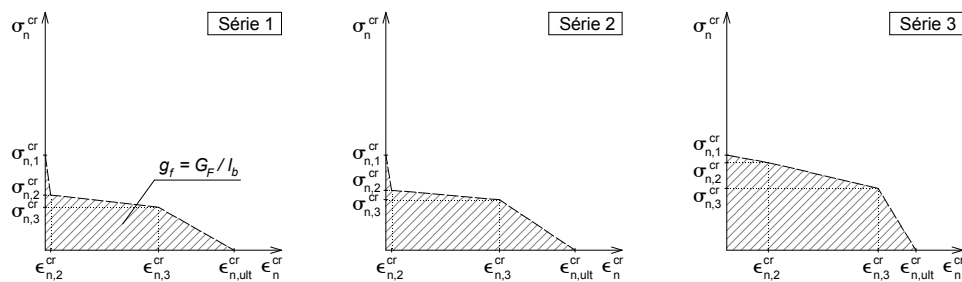


Figura 3.15 – Relação força-flecha obtida nos ensaios experimentais (EXP) e nas simulações numéricas por análise inversa (MEF)

Tabela 3.12 – Valores dos parâmetros de fratura para os BRP desenvolvidos: por análise inversa

	f_{ctm} [MPa]	G_F [N/mm]	$\frac{\epsilon_{n,2}^{cr}}{\epsilon_{n,u}^{cr}}$	$\frac{\sigma_{n,2}^{cr}}{\sigma_{n,1}^{cr}}$	$\frac{\epsilon_{n,3}^{cr}}{\epsilon_{n,u}^{cr}}$	$\frac{\sigma_{n,3}^{cr}}{\sigma_{n,1}^{cr}}$
Série 1	1,59	3,3	0,03	0,58	0,60	0,45
Série 2	1,62	3,8	0,03	0,63	0,60	0,53
Série 3	1,70	6,1	0,22	0,92	0,80	0,65
Série 4	2,15	6,0	0,02	0,57	0,80	0,35
Série 5	1,92	8,0	0,04	0,93	0,60	0,90
Série 6	2,40	12,0	0,08	1,50	0,50	1,08
Série 7	1,95	7,0	0,02	0,65	0,60	0,40
Série 8	2,30	12,5	0,15	1,70	0,60	0,60
Série 9	2,80	15,0	0,08	1,65	0,60	0,70



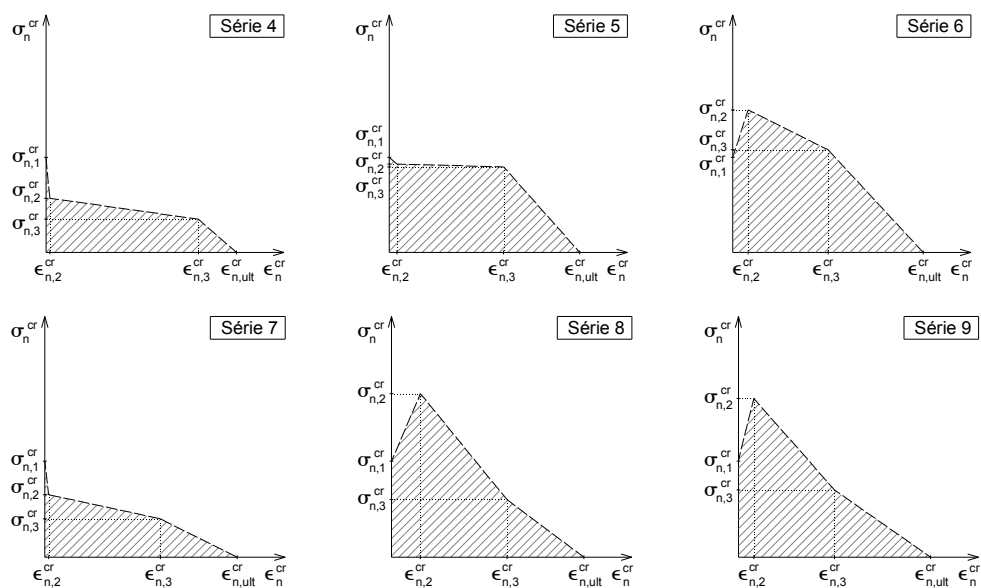


Figura 3.16 – Lei de tensão-extensão normal à fenda (sem escala)

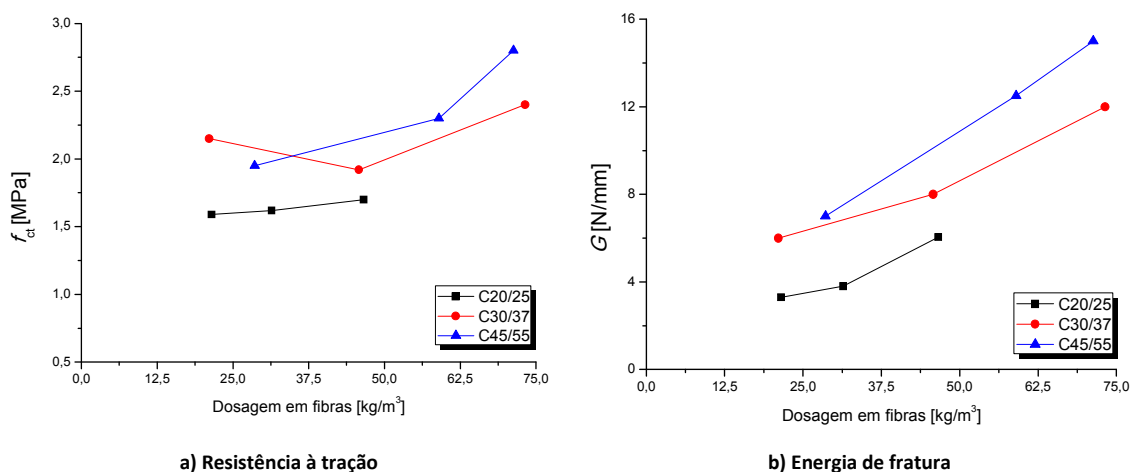


Figura 3.17 – Influência da dosagem de fibras e da classe de resistência do betão na resistência à tração e energia de fratura

3.4 Aplicações em BRF ou BACRF

A utilização de ferramentas de cálculo sofisticadas, como o método dos elementos finitos, MEF (Barros, 2000; Azevedo, 2003; Varma, 2012), permite prever o comportamento de forma mais rigorosa e detalhada de elementos pré-fabricados durante as fases da sua vida útil, nomeadamente os reforçados com armadura convencional, armadura de pré-esforço e fibras de aço. No entanto, para que a simulação seja representativa do comportamento real da estrutura é necessário que as leis constitutivas usadas na modelação do comportamento dos materiais reproduzam, com rigor suficiente, a resposta registada em ensaios experimentais. O surgimento de novos materiais e o contínuo desenvolvimento de ferramentas numéricas que permitem explorar os benefícios derivados das propriedades desses materiais colocam novos desafios na indústria da Construção Civil, em especial na que se centra na conceção, desenvolvimento e aplicação de elementos pré-fabricados de betão. A utilização de BRF, por um lado, e a análise não linear material de estruturas, por outro, por recurso a programas de cálculo automático

baseados no MEF, são explorados ao longo da presente secção, no sentido de demonstrar ser possível inovar no setor da pré-fabricação. A análise não linear material de elementos estruturais permite, de uma forma eficaz, determinar o início da micro-fendilhação da matriz cimentícia, possibilitando assim, visualizar a migração de tensões com conseqüente redistribuição de esforços. Assim, é possível simular os principais benefícios derivados da adição de fibras a estruturas de betão, pois estes manifestam-se após o início da fendilhação da matriz, permitindo que a capacidade de carga última seja significativamente superior à carga de início da fendilhação da matriz, com melhorias significativas ao nível da segurança estrutural.

A utilização das propriedades mecânicas do BRF apresentadas na Secção 3.3 pressupõe, contudo, que o BRF aplicado em elementos estruturais é homogéneo (isotrópico), e as propriedades do BRF nos elementos estruturais moldados são iguais às propriedades experimentais obtidas nos ensaios de compressão e tração por flexão em provetes normalizados. De facto, no caso do BRF, nomeadamente pelo seu processo produtivo que passa por moldagem e vibração local, a homogeneidade do BRF depende, principalmente, do operador e do processo de betonagem. Contudo, no caso do BACRF, as propriedades do betão podem depender, por exemplo, do sentido de escoamento do betão. O bom desempenho de um BACRF pode depender, entre outros, de uma distribuição homogénea das fibras de aço e, conseqüentemente, de um comportamento mecânico homogéneo. A investigação centrada no estudo da variação das propriedades que mais condicionam o comportamento até à rotura de um elemento estrutural em BACRF torna-se, assim, essencial, tanto ao nível do projeto (no estabelecimento de coeficientes de segurança), como ao nível do controlo de qualidade em obra. Neste sentido, importa, primeiramente, realizar um programa experimental que possa avaliar a heterogeneidade das propriedades mecânicas de um BACRF ao longo de um elemento estrutural.

3.4.1 Heterogeneidade das propriedades mecânicas de um BACRF em elementos estruturais

Na presente secção pretende-se avaliar a heterogeneidade das propriedades mecânicas de um BACRFA ao longo de um elemento estrutural. O programa experimental foi composto por séries de provetes com diferentes alturas e diferentes comprimentos de modo a avaliar a influência da direção preferencial de fluxo do BACRFA nas propriedades deste. O betão fresco foi descarregado na mesma zona em todos os provetes com o intuito de avaliar a influência da distância de percurso do BACRFA nas suas propriedades. A variação das propriedades do BACRFA ao longo do percurso deste nos provetes foi efetuada recorrendo aos seguintes ensaios: velocidade de propagação de ondas ultra-sónicas; peso volúmico; resistência à compressão; resistência à flexão; teor e distribuição das fibras de aço.

Na composição do BACRF especificamente selecionada para o presente programa experimental foi adotado cimento (CEM) do tipo I 42.5 R, cinzas volantes (CZ), areia fina (AF), meia areia (MA), brita calcária 5-12 mm (BC), superplastificante (SP) de terceira geração (SIKA ViscoCrete 3009 HE) e fibras discretas de aço (FA) com comprimento, l_f , de 30 mm, diâmetro, d_f , de 0,4 mm, relação comprimento/diâmetro, l_f / d_f , de 75 e tensão de cedência de 1100 MPa (ver Tabela 3.13).

Tabela 3.13 – Composição adotada para o BACRFA (por m³ de betão)

CEM [kg]	CZ [kg]	Água [dm ³]	AF [kg]	MA [kg]	BC [kg]	SP [dm ³]	FA [kg]
300,0	200,0	140,0	300,6	755,2	503,4	5,7	45,0

De modo a aferir a auto-compactibilidade do BACRFA foram realizados os ensaios de espalhamento e “caixa L” segundo as recomendações da EFNARC (2002), tendo-se obtido um espalhamento de 70 cm e uma razão H2 / H1 de 0,8.

A avaliação da resistência à compressão do BACRFA desenvolvido foi efetuada recorrendo a provetes cilíndricos normalizados de 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura. O comportamento à flexão do BACRFA foi determinado por intermédio da execução de ensaios em vigas com 600 mm de comprimento e secção transversal de 150×150 mm², de modo a caracterizar a resistência equivalente de tração em flexão do BACRFA segundo as recomendações da RILEM TC 162 TDF. Estes ensaios foram realizados 7 dias após a moldagem dos provetes. A betonagem foi realizada em ambiente fabril.

Para avaliar a heterogeneidade das propriedades do BACRFA quando aplicado em elementos com desenvolvimento vertical, recorreu-se a moldes prismáticos (com base de 360×90 mm² e alturas de 500 mm e 1000 mm) e tubos com 110 mm de diâmetro e 1000 mm de altura (betonados na vertical – ver Figura 3.18). Sete dias após a betonagem, os provetes prismáticos foram cortados em vigas com secção transversal de 90×90 mm² e 360 mm de comprimento, aproximadamente (efetuou-se um entalhe com 15 mm de altura e 5 mm de espessuras nos provetes para que a fendilhação progredisse pela secção entalhada). Após o ensaio à flexão destas vigas, foi retirada uma carote destes provetes prismáticos para avaliação do teor em fibras. Os tubos moldados foram cortados em cilindros com 110 mm de diâmetro e 220 mm de altura, aproximadamente, com o intuito de avaliação da resistência à compressão e do teor em fibras.

Relativamente à avaliação da heterogeneidade das propriedades do BACRF quando este é aplicado em elementos com desenvolvimento horizontal, recorreu-se a três moldes prismáticos com altura de 90 mm e bases de 2000 × 360 mm², 4000 × 360 mm² e 6000 × 360 mm², respetivamente (ver Figura 3.18 e Figura 3.19 – o ponto de betonagem e sentido do fluxo estão também apresentados, posteriormente, na Figura 3.29). Estes provetes foram igualmente cortados em vigas com secção transversal de 90×90 mm² e 360 mm de comprimento para ensaio à flexão e posterior extração de uma carote para avaliação do teor em fibras. O BACRFA aplicado no molde com base de 6000 × 360 mm² foi dividido em duas partes iguais: a primeira, em que as vigas foram cortadas na direção perpendicular ao sentido de escoamento; a segunda, com o corte a proporcionar vigas na direção paralela ao sentido de escoamento do BACRFA. Este procedimento teve como objetivo avaliar a influência do fluxo do BACRFA na orientação preferencial das fibras de aço, e suas consequências no comportamento à flexão do BACRFA aplicado.

Um outro objetivo do presente programa experimental passa por estimar as exigências colocadas ao nível do grau de fluidez a atribuir ao BACRFA, avaliar a influência das condições de escoamento na

distribuição de fibras ao longo do percurso do BACRFA e, conseqüentemente, nas suas propriedades (ver Figura 3.20). A secção transversal dos elementos que constituem o modelo de grelha é de $150 \times 150 \text{ mm}^2$. O modelo de grelha foi realizado para abordar a possibilidade da utilização de BACRFA em fundações de pequenos edifícios constituídos somente por vigas de fundação, pontualmente reforçados por armadura convencional (Alves et al., 2012). Este molde foi betonado a partir do seu centro, tendo sido medida a espessura das secções do BACRFA em distintos pontos do modelo, de forma a avaliar a capacidade de fluidez do BACRFA ao longo do percurso efetuado. O BACRFA foi realizado pela primeira vez em ambiente industrial pelo que sua conceção não seguiu a metodologia desenvolvida pelo grupo de investigação (Pereira, 2006). Foi decidido adotar-se a experiência da empresa que colaborou nesta fase da investigação de forma a verificar-se as alterações que são necessárias para ser assegurado o desenvolvimento de um BACRFA com as propriedades essenciais para a aplicação em causa (vigas de fundação para pequenos edifícios). Foram retiradas vigas e carotes de zonas distintas da grelha para avaliação da resistência à flexão e teor em fibras, respetivamente.

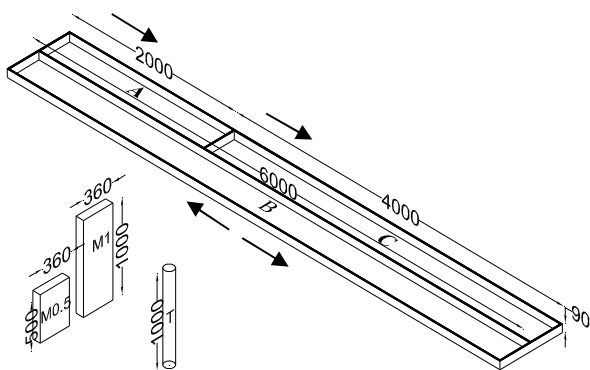


Figura 3.18 – Moldes utilizados: desenvolvimento horizontal e vertical (unidades em mm)



Figura 3.19 – Moldes horizontais

Na secção de fratura das vigas ensaiadas foi determinado o número e a distribuição das fibras de aço. Para tal, a secção de fratura foi discretizada em células de acordo com o esquema ilustrado na Figura 3.21. Segundo Robins et al. (2002) uma fibra pode ser considerada efetiva em termos de resistência ao arranque se o seu comprimento de deslizamento for maior que o comprimento da extremidade dobrada da fibra (neste programa experimental foram utilizadas fibras de aço com extremidades dobradas).

Na Figura 3.22 apresenta-se a relação σ - ϵ de compressão obtida nos ensaios de compressão direta em provetes normalizados do BACRFA desenvolvido, com 7 dias de idade (nesta figura constata-se a ocorrência de um valor médio de resistência à compressão de 26 MPa). Na mesma figura apresenta-se a relação σ - ϵ prevista para um Betão Simples (BS - sem fibras metálicas) com a mesma classe resistente, determinada segundo as recomendações do CEB-FIB 1990. A relação força de flexão (a tensão pode ser calculada segundo (3.3)), vs deslocamento vertical a meio vão obtida nos ensaios de flexão para os

provetes prismáticos normalizados está exposta na Figura 3.23. A distribuição das fibras de aço na secção de fratura, de acordo com a Figura 3.21, está apresentada na Tabela 3.14.

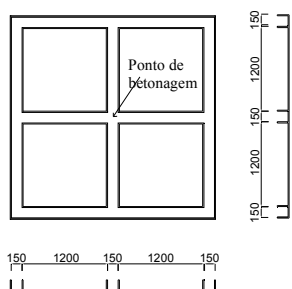


Figura 3.20 – Molde em formato grelha

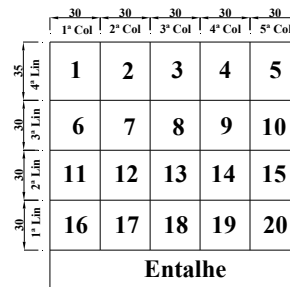


Figura 3.21 – Discretização da secção de fratura

Os resultados apresentados na Figura 3.22 evidenciam os benefícios da utilização de fibras de aço no comportamento do betão em compressão (na fase pós pico), proporcionando acréscimos significativos de resistência residual. Relativamente ao comportamento à flexão do BACRF, verifica-se que a tensão máxima de tração em flexão foi de 8 MPa. Para um BS com a mesma classe de resistência, aplicando as recomendações do CEB-FIB 1990 era expectável uma tensão máxima de apenas 3,8 MPa. Com base nestas curvas e nas recomendações da RILEM TC 162 TDF para caracterizar o comportamento pós-fendilhado do BRF obtiveram-se, para os parâmetros de resistência equivalente à tração em flexão, $f_{eq,2}$ e $f_{eq,3}$, os valores de 6,61 e 6,79 MPa, respetivamente (valores médios).

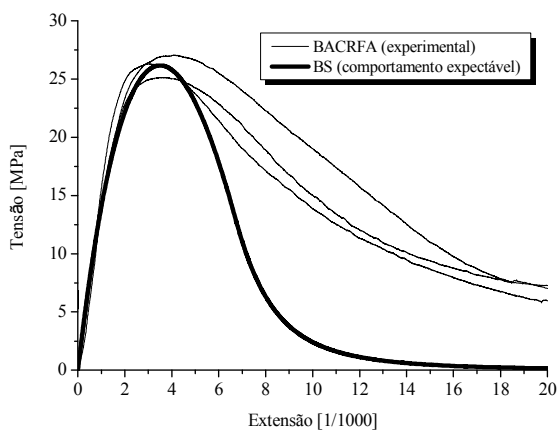


Figura 3.22 – Relação tensão-extensão de compressão

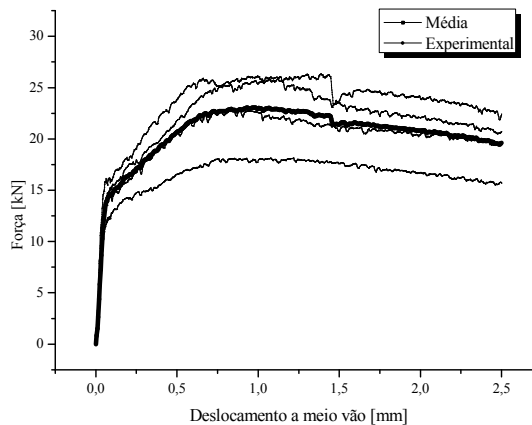


Figura 3.23 – Força de tração em flexão versus deslocamento vertical a meio vão

Tabela 3.14 – Distribuição das fibras na secção dos provetes

	1ª coluna	2ª coluna	3ª coluna	4ª coluna	5ª coluna
4ª linha	6,5 (4,1) [62,4]	7,4 (2,4) [32,2]	5,4 (2,6) [48,2]	6,8 (3,9) [56,4]	5,0 (3,6) [71,4]
3ª linha	6,6 (2,9) [44,6]	6,1 (3,2) [52,7]	5,5 (1,6) [29,5]	7,8 (4,7) [60,1]	6,5 (5,0) [76,4]
2ª linha	6,0 (3,0) [50,3]	6,8 (4,2) [60,8]	5,8 (2,9) [50,4]	7,8 (2,0) [25,4]	6,0 (3,6) [60,7]
1ª linha	5,2 (3,0) [57,7]	5,8 (3,3) [57,0]	5,7 (3,0) [52,3]	4,6 (1,4) [31,5]	6,1 (4,1) [66,7]

: Média ; () : Desvio Padrão; []: Coeficiente de variação (%)

Da análise dos resultados da distribuição de fibras de aço na secção de fratura dos provetes de flexão incluídos na Tabela 3.14 constata-se não haver uma tendência de aumento da percentagem de fibras na direção de betonagem (na direção das linhas, ver Figura 3.21), tendência esta constatada nos BRFA aplicados com recurso a vibração (Barros et al., 2004). É de realçar os elevados coeficientes de variação por célula. No entanto, deve ser tido em conta o fato destes resultados dizerem respeito somente a 4 provetes. Considerando os valores médios por célula, o valor médio de fibras na secção de fratura é 6.2, com um coeficiente de variação de 14 %.

Na Figura 3.24 apresenta-se a variação das propriedades mecânicas do BACRFA medidas ao longo da altura dos provetes cilíndricos (valores relativos). A variação relativa apresentada na figura tem como base os valores médios alcançados para os provetes à cota superior (representados à altura de 900 mm) relativamente ao peso volúmico ($22,95 \text{ kN/m}^3$), resistência à compressão (31,6 MPa), teor em fibras ($53,4 \text{ kg/m}^3$) e UPV (4162 m/s). Pela análise da Figura 3.24 constata-se que: a variação do peso volúmico é bastante reduzida, da ordem dos 0,7% (valor obtido pela relação da diferença entre o valor máximo e o valor mínimo, e o valor médio); a variação da resistência à compressão é mais significativa (16,1%), o que corresponde a 5,8 MPa, mas sem tendência definida; a variação do teor em fibras foi de 9,4%, não sendo também visível qualquer tendência; a variação da UPV foi de 3,4%.

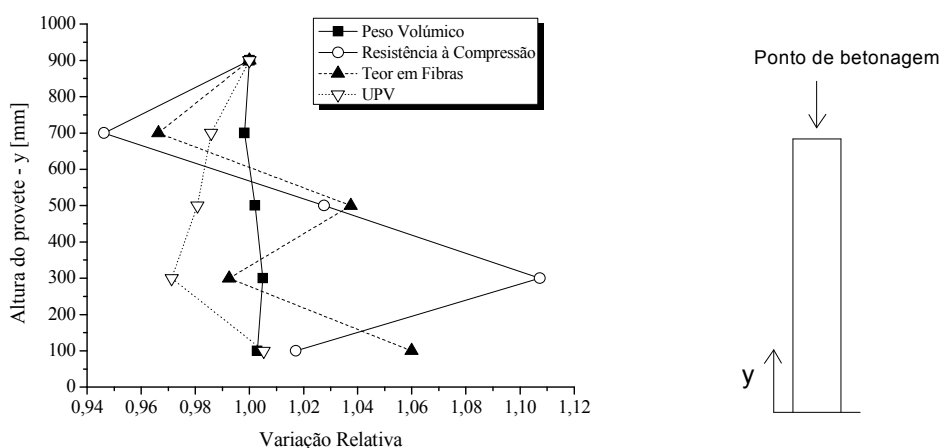


Figura 3.24 – Variação das propriedades mecânicas no BACRF em altura (provetes cilíndricos)

A Figura 3.25 apresenta os valores da UPV obtidos recorrendo a dois tipos de medição, direta e indireta (ver Figura 3.26) nos provetes prismáticos moldados com base de $360 \times 90 \text{ mm}^2$ e alturas de 500 mm e 1000 mm. Com base nos resultados apresentados na Figura 3.25, constata-se que a variação da UPV com a altura é residual (aproximadamente 3%). Verificou-se, contudo, uma variação significativa entre os dois tipos de medição da UPV (os valores da figura não apresentam qualquer correção normalizada). Nas medições indiretas, a onda propaga-se na camada superficial do betão, a qual pode ter rigidez inferior à do betão do interior do provete, pelo que, em geral, a velocidade medida é mais baixa.

Na Figura 3.27 apresenta-se a variação dos parâmetros de resistência equivalente à tração em flexão, $f_{eq,2}$ e $f_{eq,3}$, obtidos nos ensaios de flexão. Na mesma figura, os valores obtidos nos ensaios normalizados

(isto é, nos ensaios em provetes normalizados conforme a metodologia para fabrico e ensaios de provetes de BRF na RILEM TC 162 TDF, exceto na ausência de vibração por se tratar de um BACRFA) estão representados por uma linha reta vertical. O teor em fibras obtido através da extração de uma carote dos provetes prismáticos sujeitos ao ensaio de flexão está apresentado na Figura 3.28 (também inclui a dosagem em fibras de aço prevista na composição do BACRFA).

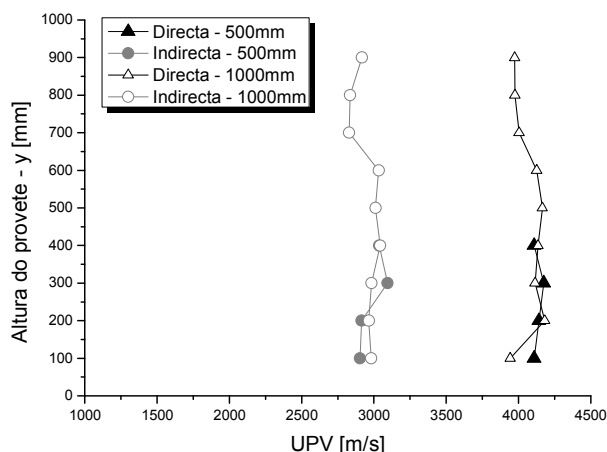


Figura 3.25 – Variação da UPV, por tipo de medição, nos provetes prismáticos moldados na vertical

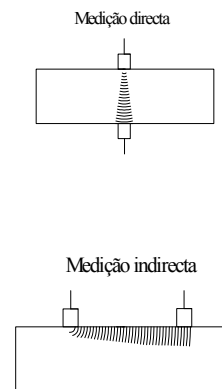


Figura 3.26 – Tipos de medição de UPV

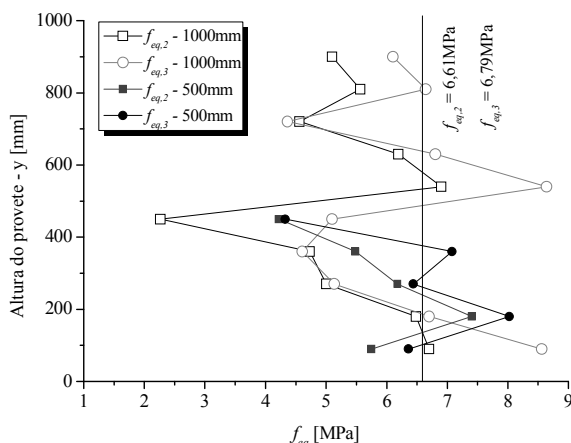


Figura 3.27 - Variação de $f_{eq,2}$ e $f_{eq,3}$ nos provetes prismáticos moldados na vertical.

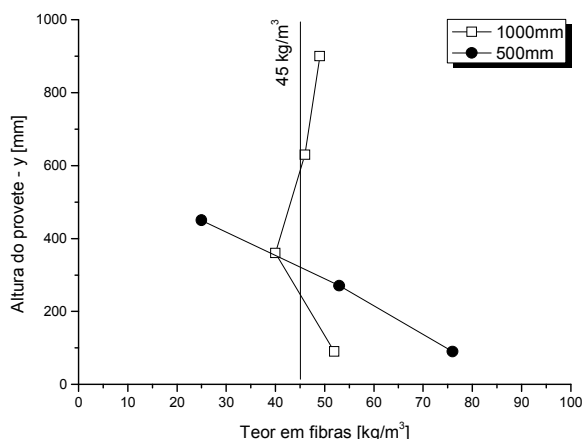


Figura 3.28 - Variação do teor em fibras nos provetes prismáticos moldados na vertical.

Com base nos resultados apresentados na Figura 3.27, constata-se uma variabilidade significativa dos parâmetros de resistência equivalente obtidos (aproximadamente 70%). Além disso, somente 20 % ($f_{eq,2}$) e 33 % ($f_{eq,3}$) dos valores obtidos foram superiores aos parâmetros de resistência equivalente determinados a partir dos ensaios em provetes normalizados. Relativamente ao teor em fibras (ver Figura 3.28), constata-se uma variação da dosagem em fibras relativamente ao valor previsto para a composição (45 kg/m^3) de 99% para o provete com 500 mm e 25% para o provete com 1000 mm de altura. A variação dos resultados ocorrida para o provete com 500 mm de altura pode, eventualmente, ser justificada pelo método menos preciso de obtenção do teor em fibras dado que apenas foram extraídas três carotes, uma por cada um dos três níveis analisados. Teria sido oportuna a avaliação do

teor de fibras em mais do que uma carote por nível de altura, bem como a medição do teor de fibras em mais níveis de altura. No entanto, constatou-se que, em geral, os valores de f_{eq} demonstram uma tendência de evolução que acompanha a variação registada no teor de fibras. Em futuros programas experimentais dever-se-à analisar a distribuição mas também a orientação das fibras nas secções dos provetes pois uma elevada quantidade de fibras indevidamente orientada (como parece ser o caso ocorrido nos provetes extraídos da base do protótipo de 500 mm) pode conduzir a piores desempenhos que uma menor quantidade de fibras mas melhor orientadas.

A Figura 3.29 define os pontos de betonagem nos provetes em que foram avaliadas as propriedades do BACRFA ao longo de um elemento estrutural com desenvolvimento horizontal, tal como descrito anteriormente.

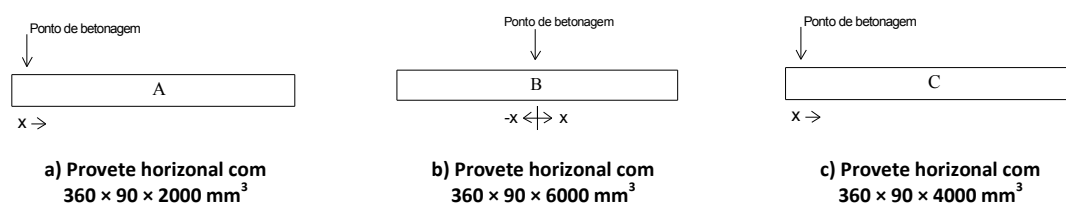


Figura 3.29 – Moldes com desenvolvimento horizontal

Um dos métodos adotado para avaliar a fluidez do BACRFA ao longo dos provetes foi o baseado na medição da altura da secção transversal dos provetes ao longo do seu desenvolvimento. A Figura 3.30 apresenta os resultados obtidos. Da análise desta figura constata-se que o escoamento do betão foi satisfatório até 2 metros de distância ao ponto de betonagem. Para distâncias superiores a 2 metros o BACRFA não apresentou características de auto-compactabilidade suficientes para manter a altura da secção do provede, pois, a partir dessa distância, ocorreu uma diminuição acentuada da espessura do provede, acompanhada de segregação dos vários materiais que constituem o BACRFA. A não simetria dos resultados obtidos no provede B indicia uma irregularidade do nivelamento do pavimento onde o molde estava implantado ou uma aplicação do betão que não foi exatamente na vertical.

As medições da UPV (diretas) efetuadas nos provetes A, B e C estão apresentadas na Figura 3.31. Constata-se uma variação pouco significativa da UPV ao longo dos provetes.

Na Figura 3.32 à Figura 3.34 estão apresentados os parâmetros de resistência equivalente obtidos nos ensaios de flexão efetuados com vigas extraídas dos provetes A, B e C. Os valores obtidos nos ensaios de resistência equivalente obtidos nos ensaios com provetes normalizados estão representados nas figuras por linhas horizontais. Nas mesmas figuras apresentam-se os parâmetros de resistência equivalente obtidos nos ensaios com os provetes normalizados (valores médios – quatro provetes). Salienta-se que os valores de tensão foram calculados tendo em conta a altura real da superfície de fratura do provede, o que poderá ter alguma influência nos resultados devido ao efeito de escala.

De uma maneira geral, constata-se que a variação de $f_{eq,2}$ e $f_{eq,3}$ acompanha a variação do teor em fibras, como seria de esperar. Na maioria dos resultados obtidos, salienta-se a obtenção de valores de

parâmetros de resistência equivalente significativamente inferiores aos obtidos para os provetes normalizados. Relativamente ao Provede B (ver Figura 3.33), é visível a diminuição dos valores obtidos dos parâmetros de resistência equivalente para a zona do provede cujas vigas foram cortadas na direção paralela ao escoamento do BACRF, mantendo-se o teor em fibras (valores apresentados para uma abcissa “x” negativa), evidenciando a importância da direção das fibras de aço no comportamento à tração em flexão do betão fendilhado.

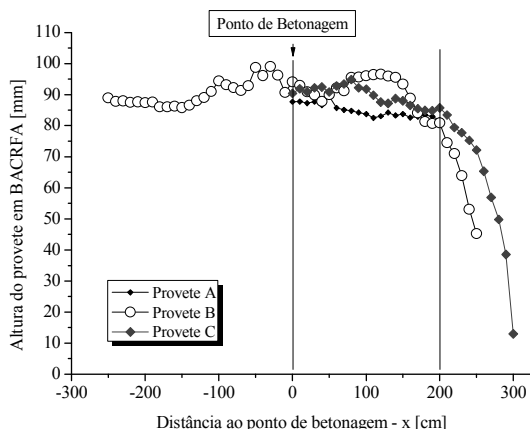


Figura 3.30 – Altura dos provetes A, B e C em BACRF

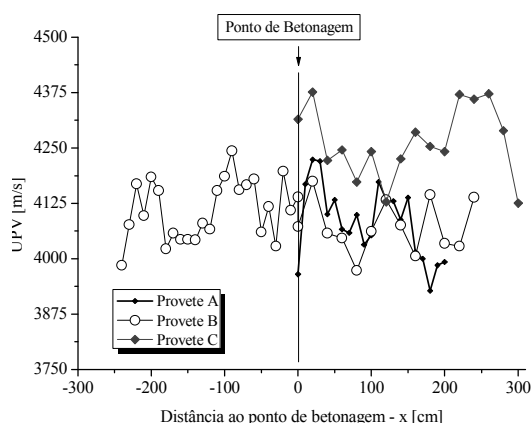


Figura 3.31 – UPV nos provetes A, B e C em BACRF

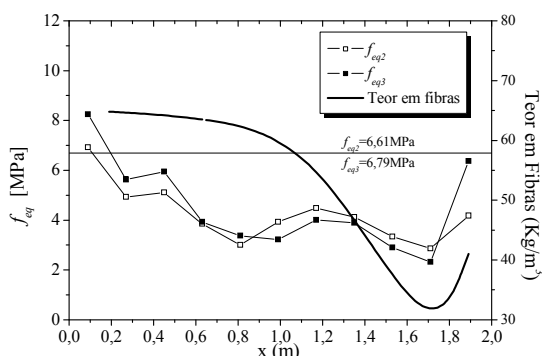


Figura 3.32 - Relação dos parâmetros f_{eq2} e f_{eq3} e teor em fibras ao longo do Provede A.

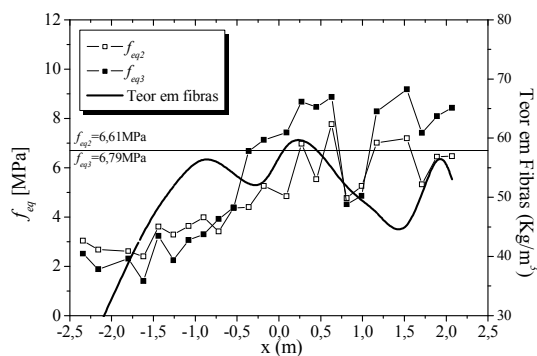


Figura 3.33 - Relação dos parâmetros f_{eq2} e f_{eq3} e teor em fibras ao longo do Provede B.

Relativamente à betonagem do molde tipo grelha, foram extraídas várias carotes para avaliação do peso volúmico do BACRFA e respetivo teor em fibras de aço (ver Figura 3.35). Na Figura 3.36 representa-se a influência da distância ao ponto de betonagem, quer no peso volúmico como no teor em fibras obtido em carotes extraídas a diferentes distâncias.

Pela análise da Figura 3.36 constata-se que essa distância teve um reduzido efeito no peso volúmico (cerca de 2%). Contudo, a variação do teor em fibras é significativa, chegando aos 25%. É perceptível a diminuição da percentagem de fibras ao longo da distância percorrida pelo BACRFA. Na Figura 3.37 apresentam-se os resultados relativos aos ensaios de flexão efetuados às vigas retiradas da zona central da grelha (ver Figura 3.35). Para os provetes retirados do molde tipo grelha, obtiveram-se os valores de $f_{eq,2}$ e $f_{eq,3}$ de 7,26 e 7,03 MPa, respetivamente (valores médios – 4 provetes). Estes valores são superiores aos obtidos nos provetes normalizados (na Figura 3.37, apresenta-se, também, e a título

comparativo, a curva média relativa aos provetes normalizados), o que se justifica pelo maior teor em fibras de aço nos provetes próximos do ponto de betonagem.

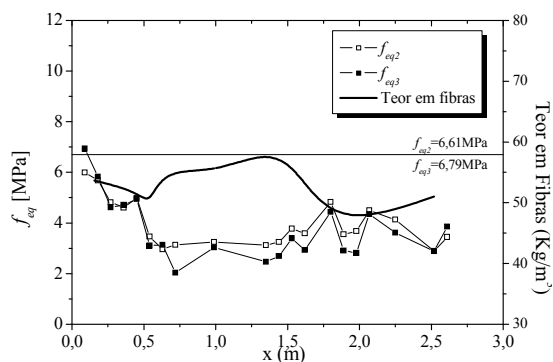


Figura 3.34 - Relação dos parâmetros $f_{eq,2}$ e $f_{eq,3}$ e teor em fibras ao longo do Provede C.

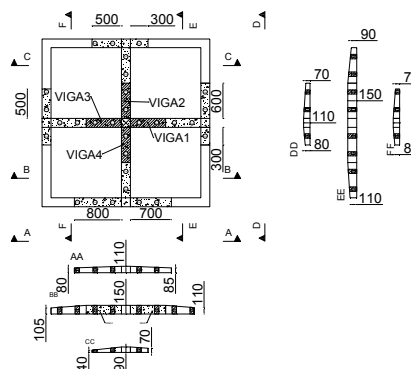


Figura 3.35 - Levantamento da espessura do BACRFA e localização das carotes extraídas.

Os resultados da distribuição de fibras na secção de fratura destes provetes estão apresentados na Tabela 3.15. O valor médio de fibras na secção de fratura é de 6,9 (ligeiramente superior ao obtido para os provetes normalizados - 6,2), com um desvio padrão de 1,20 e coeficiente de variação de 17 %.

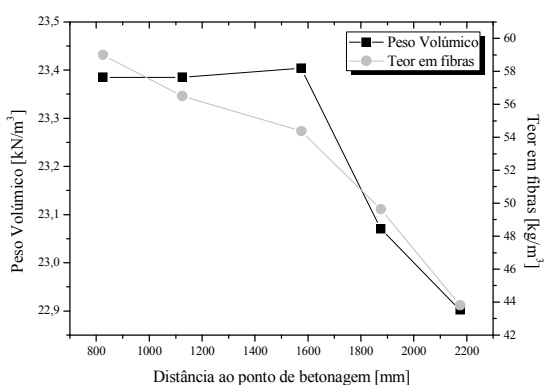


Figura 3.36 - Variação do peso volúmico e teor em fibras com a distância ao ponto de betonagem

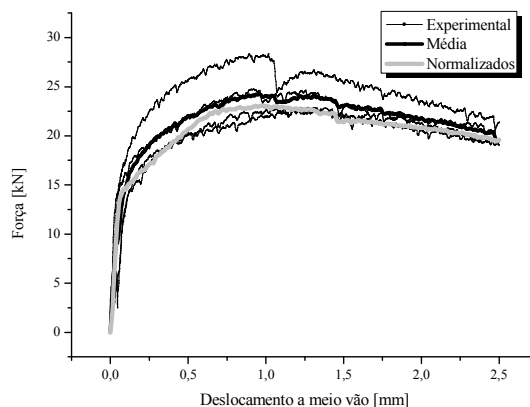


Figura 3.37 - Relação tensão-deslocamento de flexão nas vigas retiradas do molde grelha

Tabela 3.15 – Distribuição das fibras na secção de fratura das vigas extraídas da grelha

	1ª coluna			2ª coluna			3ª coluna			4ª coluna			5ª coluna		
4ª linha	6,3	(2,4)	[38,0]	9,5	(3,3)	[35,1]	8,1	(2,0)	[24,1]	9,3	(3,8)	[40,8]	6,6	(3,0)	[44,9]
3ª linha	8,3	(3,8)	[46,6]	6,5	(3,1)	[47,2]	6,8	(3,0)	[43,9]	8,0	(3,9)	[49,1]	6,1	(3,3)	[54,2]
2ª linha	5,5	(2,2)	[40,1]	6,0	(2,6)	[42,7]	6,1	(2,9)	[47,3]	8,1	(2,9)	[35,7]	6,6	(3,9)	[58,2]
1ª linha	5,8	(4,1)	[70,6]	6,4	(2,0)	[31,3]	7,0	(2,0)	[28,6]	6,4	(2,7)	[42,7]	5,4	(2,7)	[49,9]

: Média ; () : Desvio Padrão; [] : Coeficiente de variação (%)

Deve ser salientado que em todo o programa experimental teria sido vantajoso comparar a distribuição das fibras na secção dos provetes normalizados e provetes dos elementos estudados, bem como a orientação das fibras. No entanto, devido ao reduzido número de provetes avaliados, não seria possível concluir cabalmente sobre essa distribuição. Os resultados para os elementos são apenas relativos a um provete por distância, o que é manifestamente pouco para se extrair qualquer conclusão sustentada,

pelo que os estudos desenvolvidos têm como objetivo fundamental evidenciar a relevância destes assuntos no quadro da determinação de parâmetros que são utilizados para o dimensionamento de estruturas de BACRFA.

Constata-se que a variação obtida nas propriedades mecânicas do BACRF foi praticamente independente da posição em altura em que as propriedades foram avaliadas. Contudo, os valores de resistência equivalentes foram inferiores aos obtidos recorrendo a provetes normalizados.

3.4.2 Aduelas pré-fabricadas para o revestimento de túneis

A presente secção descreve a investigação desenvolvida no âmbito da análise estrutural de aduelas pré-fabricadas em BRF para os casos de carga a que estão sujeitas durante a sua vida útil.

As aduelas pré-fabricadas, constituídas por betão de elevada resistência, são normalmente aplicadas ao nível do revestimento de túneis pelo facto de, entre outras vantagens, proporcionarem elevada rentabilidade de aplicação e constituírem elementos de reduzida espessura. Estas são, geralmente, reforçadas com uma percentagem elevada de armadura convencional (Figura 3.38), com significativos custos associados (principalmente ao nível de mão de obra). Como referido anteriormente, se toda esta armadura de reforço, ou mesmo parte significativa, puder ser substituída por fibras discretas de aço (Figura 3.39), cujo acréscimo de encargos se resume, praticamente, ao custo das fibras, podem ser obtidas, eventualmente, soluções mais económicas, uma simplificação do processo de pré-fabricação e níveis de desempenho estrutural mais apropriados para as exigências a que estes elementos são submetidos durante a sua vida útil, entre outros.



Figura 3.38 – Armadura convencional em aduelas pré-fabricadas para o revestimento de túneis



Figura 3.39 - Betão reforçado com fibras utilizado em aduelas pré-fabricadas para o revestimento de túneis

As experiências ocorridas noutros países (Tabela 3.16) demonstram ser possível utilizar fibras de aço como único elemento de reforço, sendo este suficiente para cumprir os requisitos exigidos a este tipo de elementos estruturais.

As propriedades resistentes do betão dependem, entre outras, da sua idade. Assim, a análise dos casos de carga a que uma aduela pré-fabricada está sujeita durante a sua vida útil deverá ser efetuada recorrendo às propriedades do betão na idade em que determinada ação atuará.

Para simular numericamente o comportamento linear e elástico de uma dada estrutura de betão é necessário conhecer o módulo de elasticidade, E_c , e o coeficiente de Poisson, ν , do betão. No entanto, caso se pretenda simular o comportamento não linear material, mais parâmetros do material terão de ser conhecidos, dependendo do modelo constitutivo adotado, sendo comum, no entanto, a necessidade de se determinar o módulo de elasticidade inicial, E_c , a resistência à tração, f_{ctm} , e os parâmetros de fratura do betão, caso se admita que a não linearidade seja devida, fundamentalmente, à iniciação e propagação de fendas no betão. Das propriedades mecânicas referidas, foram determinadas experimentalmente: E_c e f_{cmi} ; com base nas relações força-flecha vertical obtidas em ensaios de flexão efetuados segundo as recomendações da RILEM TC 162-TDF e recorrendo a análise inversa por intermédio da simulação numérica destes ensaios (Cunha, 2004), obtiveram-se os parâmetros que permitem definir o comportamento pós-fendilhado do betão desenvolvido (ver Tabela 3.19). No caso específico do presente programa experimental, direcionado para aduelas pré-fabricadas, os ensaios experimentais foram efetuados às 24 horas (idade mínima para o manuseamento dos elementos estruturais) e aos 14 dias (idade mínima para a instalação das aduelas na sua disposição final no túnel) após a moldagem dos provetes.

Tabela 3.16 – Utilização de fibras metálicas em aduelas (Lourenço et al., 2005)

Túnel	Diâmetro	Tipo de fibras	Quantidade de fibras	Comprimento do tramo
Metro de Essen (Alemanha)	7.2 m (interno)	50 x 0.6 mm	50 kg/m ³	n/d
Heinenoord 2 (Holanda)	7.6 m (interno)	60 x 0.75 mm	60 kg/m ³	24 m
Oenzberg (Suíça)	11.5 (externo)	60 x 0.92 mm	60 kg/m ³	200 m
Metro de Paris (França)	7.5 m	30 x 0.50 mm	60 kg/m ³	n/d
Linha 1 do Metro de Nápoles (Itália)	5.8 m (interno)	60 x 0.80 mm	40 kg/m ³	n/d
Transvase Manabi (Equador)	3.5 m	60 x 0.75 mm	30 kg/m ³	15 km
Channel Tunnel Rail Link (Londres)	7.15 m (interno)	50 x 1 mm	33 kg/m ³	40 km

Para a presente aplicação, e segundo indicações fornecidas pela empresa pré-fabricadora, foram desenvolvidas duas novas composições de BRF, condicionadas pelo tipo de agregado em utilização (neste caso, agregado calcário) e à necessidade de adição de fibras de polipropileno para melhorar o comportamento do betão perante a eventual exposição a temperaturas elevadas e/ou fogo.

Neste sentido, e no desenvolvimento dos novos BRF foi utilizado cimento (CEM) do tipo 42,5R, superplastificante (SP) de terceira geração (SIKA ViscoCrete® 3002 HE), filler calcário (FC) e quatro tipos de agregados, nomeadamente: areia fina (AF), bago de arroz (BG) e britas calcárias (B1: 5-12 mm - B2: 14-20 mm). O reforço fibroso adotado é constituído por dois tipos de fibras: fibra de aço (FA) DRAMIX® RC-80/60-BN com 0.75 mm diâmetro (d_f), 60 mm de comprimento (l_f), relação comprimento/diâmetro (l_f / d_f) de 80 e tensão de cedência de 1100 MPa; fibras de polipropileno (FP) DURO-FIBRIL® com 31 μ m de diâmetro (d_f) e 6 mm de comprimento (l_f). As composições adotadas estão resumidas na Tabela 3.17.

Nesta tabela BRF60 e BRF75 representam as composições adicionais de BRF com 60 e 75 kg de fibras de aço por m³ de betão (com fibras de polipropileno, constante e igual a 2 kg/m³).

Tabela 3.17 – Composições adotadas (por m³ de betão)

Designação	CEM [kg]	FC [kg]	Água [dm ³]	SP [dm ³]	AF [kg]	BA [kg]	B1 [kg]	B2 [kg]	FP [kg]	FA [kg]
BRF60	300.2	228.0	120.5	7.0	533.6	457.6	295.0	294.3	2.0	60.0
BRF75					550.5	451.8	290.0	289.4		75.0

As propriedades mecânicas referidas foram obtidas experimentalmente recorrendo a provetes cilíndricos de 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura e a vigas de 150 x 150 x 600 mm³. Os valores experimentais obtidos para E_c e f_{cm} relativos às composições desenvolvidas estão apresentados na Tabela 3.18. As relações força-flecha vertical obtidas nos ensaios de flexão efetuados e o comportamento obtido por intermédio da análise inversa efetuada recorrendo ao MEF estão apresentadas na Figura 3.40.

Tabela 3.18 – Resultados experimentais

Composição	E_c [GPa]		f_{cm} [MPa]	
	(24 horas)	(14 dias)	(24 horas)	(14 dias)
BRF60	26.3	38.2	24.3	47.5
BRF75	25.4	37.5	23.1	44.4

Os valores dos parâmetros de fratura do betão que definem os diagramas trilinear tensão-extensão normal à fenda para BRF60 e BRF75 encontram-se na Tabela 3.19, estando os correspondentes diagramas representados na Figura 3.41. Da análise dos resultados apresentados, principalmente ao nível da resistência à tração, salienta-se que, dado tratarem-se de betões de classe de resistência praticamente igual, a tensão de tração de início de fendilhação deveria ser similar. Este valor só pode ser justificado pelo valor de $\sigma_{n,2}^{cr} / \sigma_{n,1}^{cr}$ que é muito superior para BRF60 relativamente ao indicado para BRF75, o que “compensa” a redução de f_{ctm} obtido na análise inversa para BRF60.

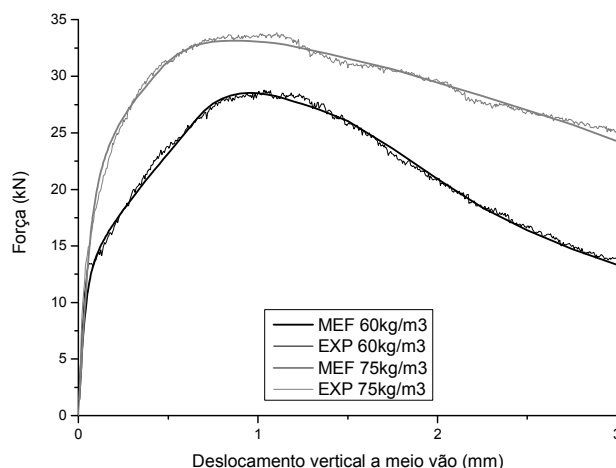


Figura 3.40 – Relação força-flecha obtida nos ensaios experimentais (EXP) e nas simulações numéricas por análise inversa (MEF)

Tabela 3.19 – Valores dos parâmetros de fratura para os BRFA desenvolvidos, obtidos por análise inversa (14 dias)

	f_{ctm} [MPa]	G_F [Nmm/mm ²]	$\frac{\epsilon_{n,2}^{cr}}{\epsilon_{n,u}^{cr}}$	$\frac{\sigma_{n,2}^{cr}}{\sigma_{n,1}^{cr}}$	$\frac{\epsilon_{n,3}^{cr}}{\epsilon_{n,u}^{cr}}$	$\frac{\sigma_{n,3}^{cr}}{\sigma_{n,1}^{cr}}$
BRF60	1.75	6.8	0.14	2.05	0.50	0.50
BRF75	3.00	10.2	0.11	1.30	0.90	0.55

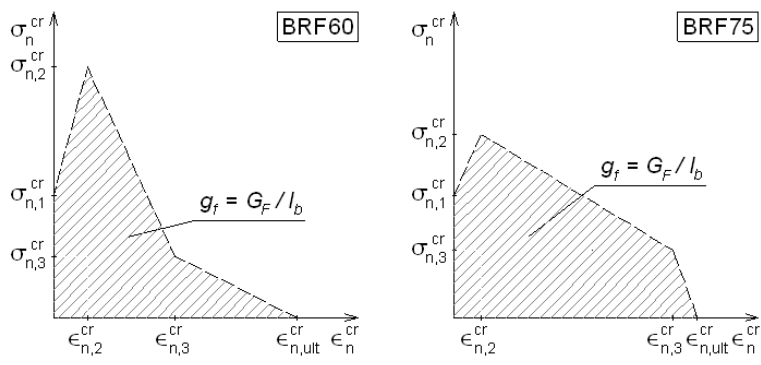


Figura 3.41 – Lei de tensão-extensão normal à fenda para os dois tipos de BRFA desenvolvidos

Na tecnologia de túneis revestidos com aduelas pré-fabricadas, um anel é constituído, normalmente, por 7 aduelas, sendo uma delas de fecho. Atendendo à semelhança entre todos os elementos (somente pequenas variações geométricas, com exceção da aduela de fecho), a realização das simulações numéricas com uma única aduela é considerada suficiente. Neste sentido, as análises numéricas foram efetuadas com a aduela A2, cujas características estão apresentadas na Figura 3.42. O referencial adotado nas análises numéricas está representado na Figura 3.43.

O dimensionamento das aduelas passa pela análise de duas etapas do “ciclo de vida” destes elementos pré-fabricados: uma inicial, designada “fase de construção”, englobando armazenamento, transporte, manipulação pelo eretor da tuneladora e a instalação pelo escudo; uma outra, correspondente ao comportamento em serviço.

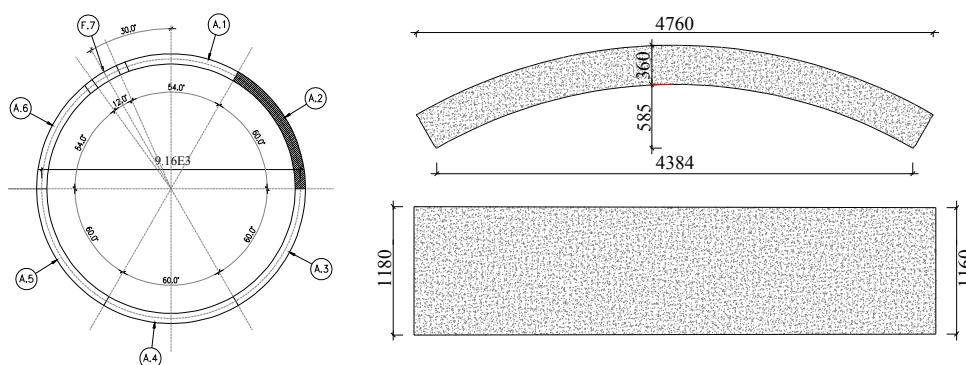


Figura 3.42 – Aduela A2 (dimensões em mm)

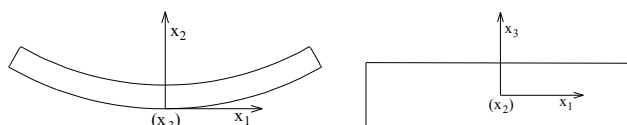


Figura 3.43 – Sistema de coordenadas global

O ritmo de fabrico das aduelas pré-fabricadas para o revestimento de túneis exige condições especiais de armazenamento, nomeadamente a do seu empilhamento (ver Figura 3.44a). Este, por se processar poucas dias após a desmoldagem, poderá conduzir a danos nos elementos pré-fabricados, atendendo à menor capacidade resistente do betão. A previsão dos esforços ocorridos durante o transporte de aduelas é efetuada, usualmente, de uma forma empírica (esforços obtidos na situação de armazenamento agravados por um coeficiente dinâmico). Esta situação não será abordada no presente trabalho. A manipulação das aduelas, previamente à sua instalação, é realizada pelo eretor da tuneladora. A verificação de resistência é feita considerando-se como única condição de apoio da aduela o eretor da tuneladora que exerce a sua ação no centro da aduela (ver Figura 3.44b). A instalação das aduelas, na sua posição final, efetua-se por intermédio de cilindros hidráulicos (ver Figura 3.44c). Em geral, esta fase corresponde ao carregamento mais desfavorável ao longo da vida útil das aduelas pré-fabricadas, dada a possibilidade de existência de pequenos desalinhamentos de montagem entre os elementos pré-fabricados, que estarão na base do desenvolvimento de uma elevada concentração de tensões na aduela que se instala. A determinação dos esforços que se desenvolvem nas aduelas durante a fase de instalação é efetuada considerando a ação dos cilindros hidráulicos (6 cilindros, por aduela, com 2250 kN de capacidade).

Após a instalação das aduelas, estas ficam sujeitas às solicitações em serviço, nomeadamente, à ação do solo ou do maciço rochoso e/ou níveis freáticos sobre os anéis. A verificação de resistência da solução de reforço proposta será efetuada recorrendo aos esforços de projeto fornecidos pela empresa construtora.

O primeiro passo para a realização das análises numéricas foi a obtenção de uma malha com grau de refinamento que garantisse estabilidade de resultados, com tempo de cálculo não demasiado elevado.

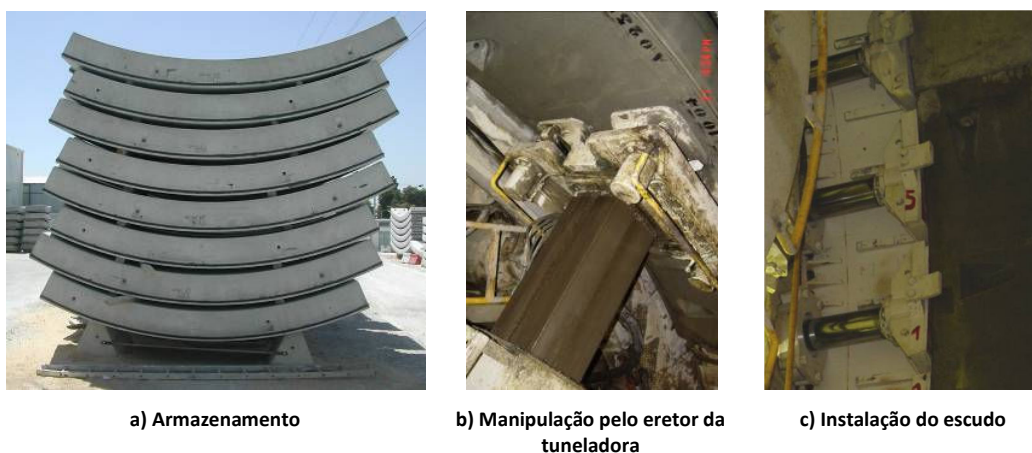


Figura 3.44 – Fase de construção de aduelas pré-fabricadas para revestimento de túneis

A aduela foi discretizada em 9600 elementos tridimensionais de 20 nós (também designados por elementos de sólido), totalizando 45213 nós (ver Figura 3.45a). Para as análises numéricas em regime não linear material admitiu-se que a aduela é um elemento estrutural submetido a um estado plano de tensão (só admissível em alguns casos de carga que são, no entanto, os que condicionam o

dimensionamento da aduela). A malha adotada para este caso é constituída por 1400 elementos bidimensionais de 8 nós, como apresentado na Figura 3.45b. Os referenciais globais estão definidos na Figura 3.43.

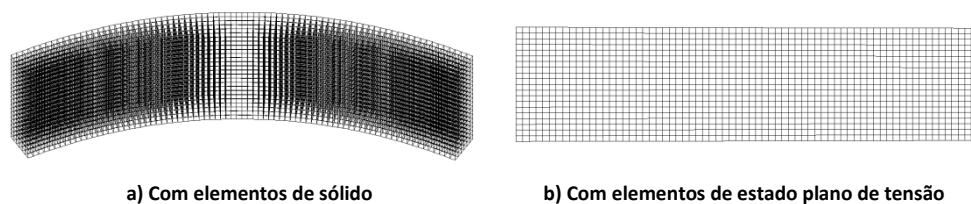


Figura 3.45 – Malhas adotadas

Os casos de carga a que as aduelas pré-fabricadas estão sujeitas durante a fase de construção foram analisados, inicialmente, em regime linear. Esta análise prévia teve como objetivo a determinação dos casos de carga que condicionam de forma preponderante o dimensionamento das aduelas.

Sob a aduela inferior, na situação de empilhamento, são colocados dois apoios rígidos (ver Figura 3.44a). Estes apoios estão espaçados entre si de 2,4 m. Esta distância é considerada “ótima”, dado que conduz a menores tensões na aduela inferior, comparativamente a outras distâncias entre apoios (Mesquita, 2006). Contudo, como observado na Figura 3.44a, sobre a aduela apoiada nos apoios rígidos, são colocadas mais sete aduelas, separadas entre si por elementos de madeira isolados (apoios móveis). A aduela sujeita a maiores esforços poderá ser a colocada na zona inferior, suportando as outras sete aduelas e, neste sentido, será a analisada. O peso das aduelas será simulado por duas cargas tipo faca ($F = 21,04$ kN, ver Figura 3.46) que atuam sobre a aduela inferior. Atendendo à mobilidade dos elementos de madeira, analisou-se a colocação destes em diferentes posições, variando-se a sua distância ao centro geométrico da peça pré-fabricada. A Figura 3.46 apresenta os valores máximos e mínimos das tensões normais, relativas ao sistema de coordenadas global na direção dos eixos x_1 , x_2 e x_3 , para diferentes localizações de F .

Tendo por base os coeficientes de endurecimento previstos em CEB-FIP MODEL CODE (1993), e os resultados que serão apresentados em secção posterior, relativa à análise inversa, determinou-se para tensão de tração correspondente à formação da primeira fissura o valor de 1,15 MPa para o BRF60 e 2,00 MPa para o BRF75 (três dias de idade – idade mínima para o armazenamento). Neste sentido, estabelecem-se zonas de segurança para a localização dos apoios móveis (Figura 3.46). Os resultados apresentados não contabilizam qualquer fator de segurança. Se a distância entre os apoios móveis se mantiver dentro dos intervalos de segurança, não se prevê a ocorrência de fissuração no betão dos elementos estruturais. Assim, considera-se que não é necessário proceder à análise em regime não linear material para este carregamento.

A manipulação pelo eretor é efetuada previamente à instalação das aduelas na sua posição final (ver Figura 3.44b). Admite-se que este caso de carga ocorre, pelo menos, 14 dias após a betonagem dos elementos pré-fabricados. Com base nos resultados apresentados anteriormente, para tensão de tração correspondente à ocorrência da primeira fissura admitiu-se o valor de 1,75 MPa para o BRF60 e 3,0 MPa

para o BRF75. Os resultados obtidos estão apresentados na Figura 3.47. Consta-se que no caso da composição BRF60 poderá ocorrer fissuração dos elementos pré-fabricados. Para a colocação da aduela no anel na sua disposição final, o erotor roda (e consequentemente roda a aduela) até à posição desejada. A rotação do erotor é representada pelo ângulo α (ver Figura 3.45).

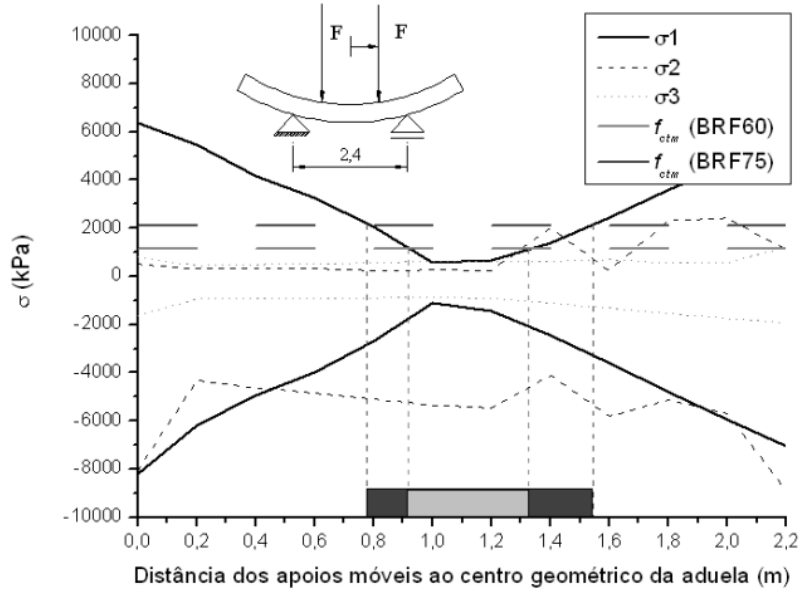


Figura 3.46 – Resultados obtidos para a disposição dos apoios móveis

Quando a tuneladora avança, apoia-se no revestimento já instalado através de cilindros hidráulicos (ver Figura 3.44c). Foi considerado que, sobre cada aduela, actuam 6 cilindros. Esta carga foi dividida pelo número de nós existente em cada face de aplicação, sob a forma de forças pontuais. Os eixos dos cilindros hidráulicos distam 80 cm entre si.

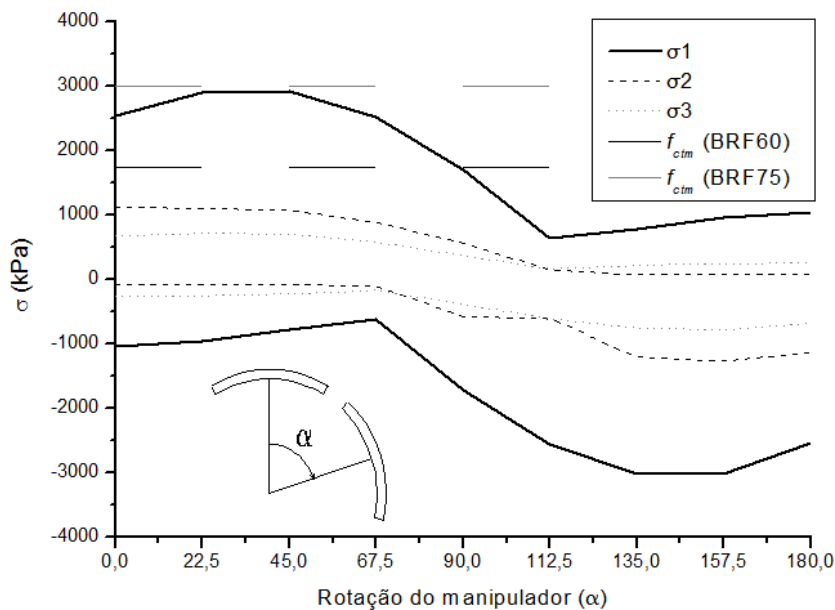


Figura 3.47 – Resultados obtidos para a manipulação pelo erotor (valor de α em graus)

As condições fronteira adotadas são as apresentadas na Figura 3.48a. As tensões obtidas, segundo x_3 , estão representadas na Figura 3.48b. Atendendo à magnitude dos valores obtidos (tensões de tração ≈ 7 MPa), a análise em regime linear não permite simular com rigor suficiente o comportamento da aduela sob este tipo de carregamento. Além disso, a existência eventual de desalinhamentos agrava, significativamente, a magnitude das tensões obtidas (Mesquita, 2006).

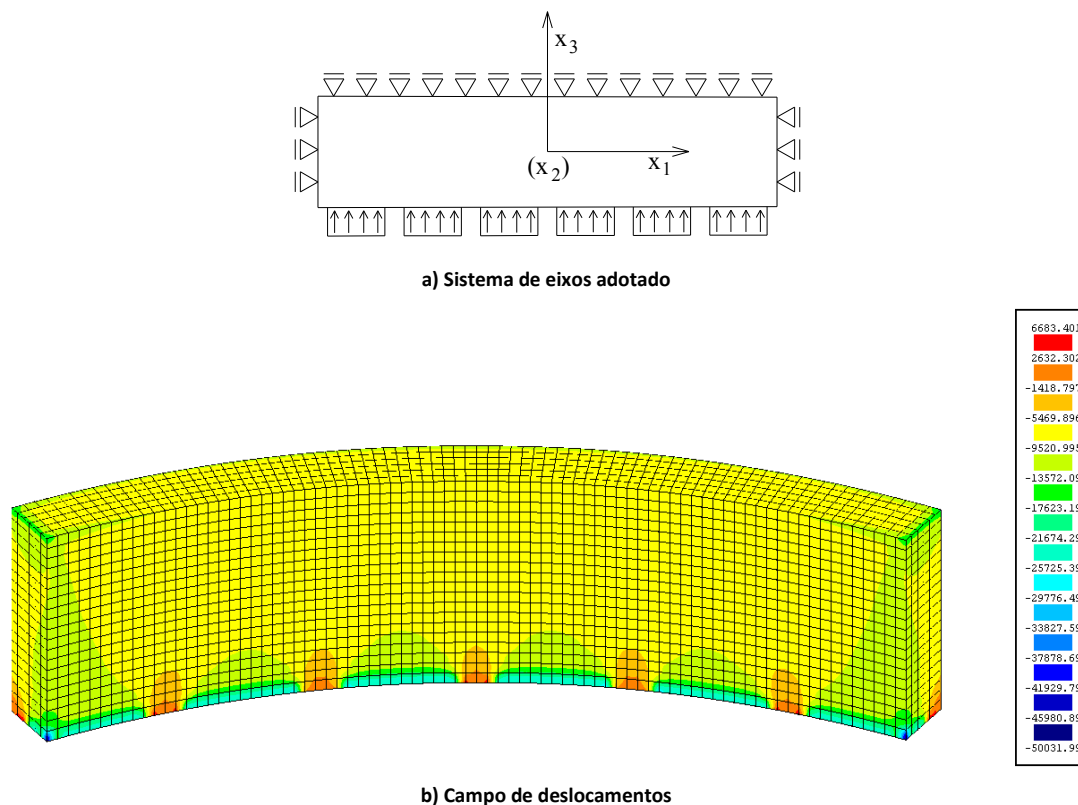


Figura 3.48 – Simulação numérica da instalação de uma aduela recorrendo ao MEF (regime linear)

A instalação das aduelas pelo escudo da tuneladora, de entre os casos de carga previstos durante a fase de construção, é o que mais condiciona o dimensionamento das aduelas. Face à magnitude das tensões obtidas no decorrer da análise linear material é essencial prosseguir para uma análise não linear material para se obter uma previsão do campo de tensões mais próximo do real. Admitiu-se, neste sentido, que para este tipo de solicitação a aduela tem comportamento correspondente a uma estrutura submetida a estado plano de tensão, pelo que a superfície média da aduela foi discretizada pela malha plana de elementos finitos de oitos nós de Serendipity representada na Figura 3.45b. Desta forma, o tempo de cálculo diminui de forma significativa, comparativamente a análises em que a estrutura é discretizada por elementos de volume, sem ser prejudicada, no entanto, a captação dos aspetos essenciais do comportamento da estrutura sob o referido carregamento. As propriedades dos parâmetros do material são as incluídas na Tabela 3.18 e na Tabela 3.19. O número máximo de fendas admitidas por ponto de Gauss foi 3, com um ângulo mínimo entre elas de 30°.

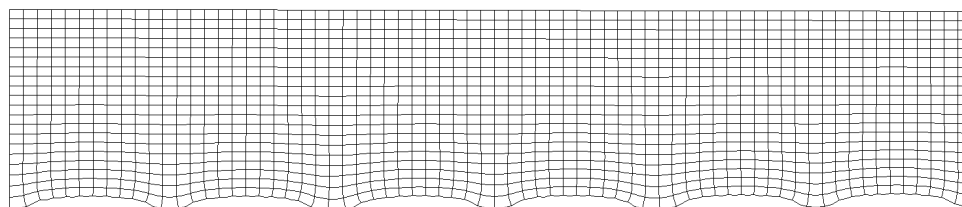
Inicialmente, analisa-se a instalação das aduelas numa situação considerada “ótima”, isto é, não se prevendo qualquer desalinhamento de montagem entre aduelas. Assumem-se, assim, as condições

fronteira apresentadas na Figura 3.48a. As tensões máximas e mínimas obtidas após a imposição de todo o carregamento proveniente dos macacos hidráulicos estão apresentadas na Tabela 3.20. Apresenta-se, também, a estimativa da abertura de fenda.

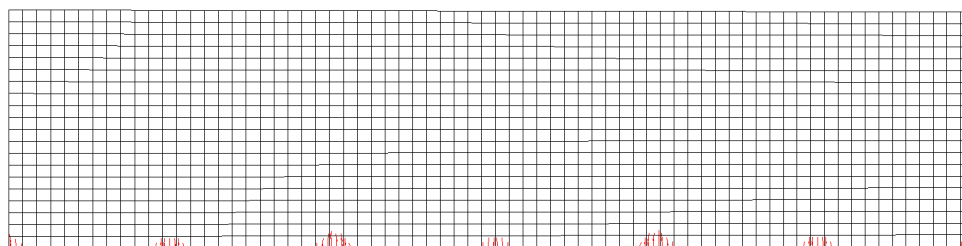
Tabela 3.20 – Instalação (situação “ótima”)

Composição		σ_1 [MPa]	σ_3 [MPa]	τ_{13} [MPa]	W_{max} [mm]
BRF60	máximo	1.98	1.16	3.25	0.007 mm
	mínimo	-5.67	-13.4		
BRF75	máximo	3.19	0.90	3.42	0.004 mm
	mínimo	-5.23	-13.4		

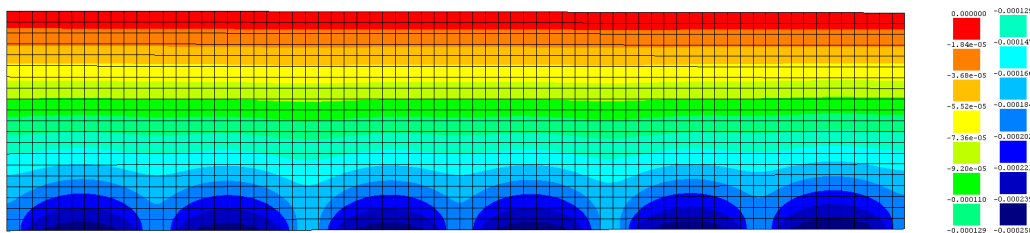
Na Figura 3.49 apresenta-se a deformada, o padrão de fendilhação e representa-se o campo de deslocamentos e das tensões segundo x_3 e o campo de extensões segundo x_1 para a aduela em BRF60, no final do carregamento (ver referenciais na Figura 3.48a).



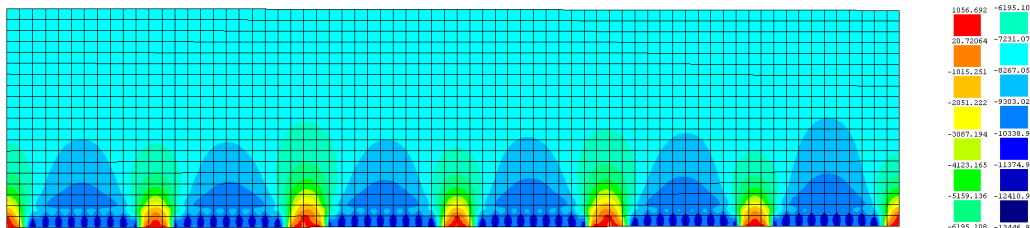
a) Deformada



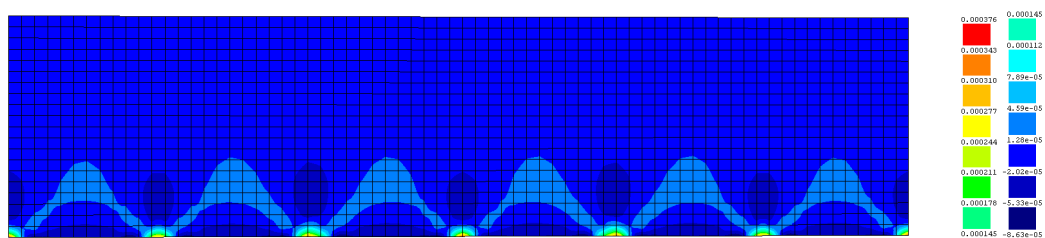
b) Padrão de fendilhação



c) campo de deslocamentos segundo x_3 (unidades em metros)



d) campo de tensões segundo x_3 (unidades em kPa)

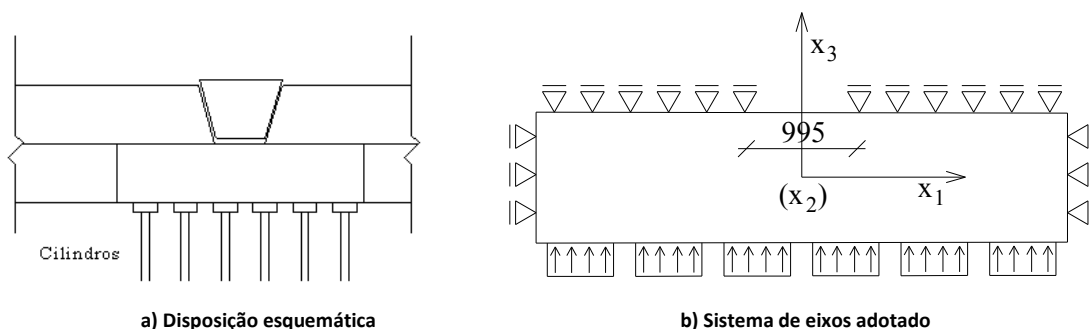


e) campo de extensões segundo x_1 .

Figura 3.49 – Análise não linear material: instalação de aduelas (situação “ótima”)

Tal como apresentado na Tabela 3.20, nas zonas entre os macacos formam-se fendas cuja abertura máxima foi estimada em, somente, 0.07 mm para BRF60 e 0.04 mm para BRF75, a qual foi obtida multiplicando a extensão máxima normal à fenda ($\varepsilon_{n,max}^{cr}$) pela largura da banda de fendilhação (Barros, 1995). Esta última foi considerada como sendo igual à raiz quadrada da área associada ao elemento onde ocorreu $\varepsilon_{n,max}^{cr}$. Assim, para a situação “ótima” (sem deslinhamentos de montagem) os resultados obtidos permitem concluir que ambas as composições propostas apresentam resistência suficiente para as cargas previstas durante a instalação das aduelas, sendo a máxima abertura de fenda inferior à exigida a este tipo de estruturas.

Contudo, e como referido em pontos anteriores, no decorrer do processo de instalação é corrente a existência de pequenos desalinhamentos entre aduelas que alteram, de forma significativa, as condições fronteira admitidas na anterior análise. Neste sentido, apresentam-se os resultados obtidos para a eventualidade de um desalinhamento da aduela de fecho durante o processo de instalação (ver Figura 3.50a). As condições fronteira do modelo de elementos finitos, para a simulação do desalinhamento admitido, encontram-se representadas na Figura 3.50b.



a) Disposição esquemática

b) Sistema de eixos adotado

Figura 3.50 – Representação do desalinhamento de aduela durante o processo de instalação

Na Figura 3.51 reapresenta-se a deformada, o padrão de fendilhação, bem como o campo de deslocamentos, das tensões segundo x_3 e o campo de extensões segundo x_1 para a aduela em BRF60 no final do carregamento.

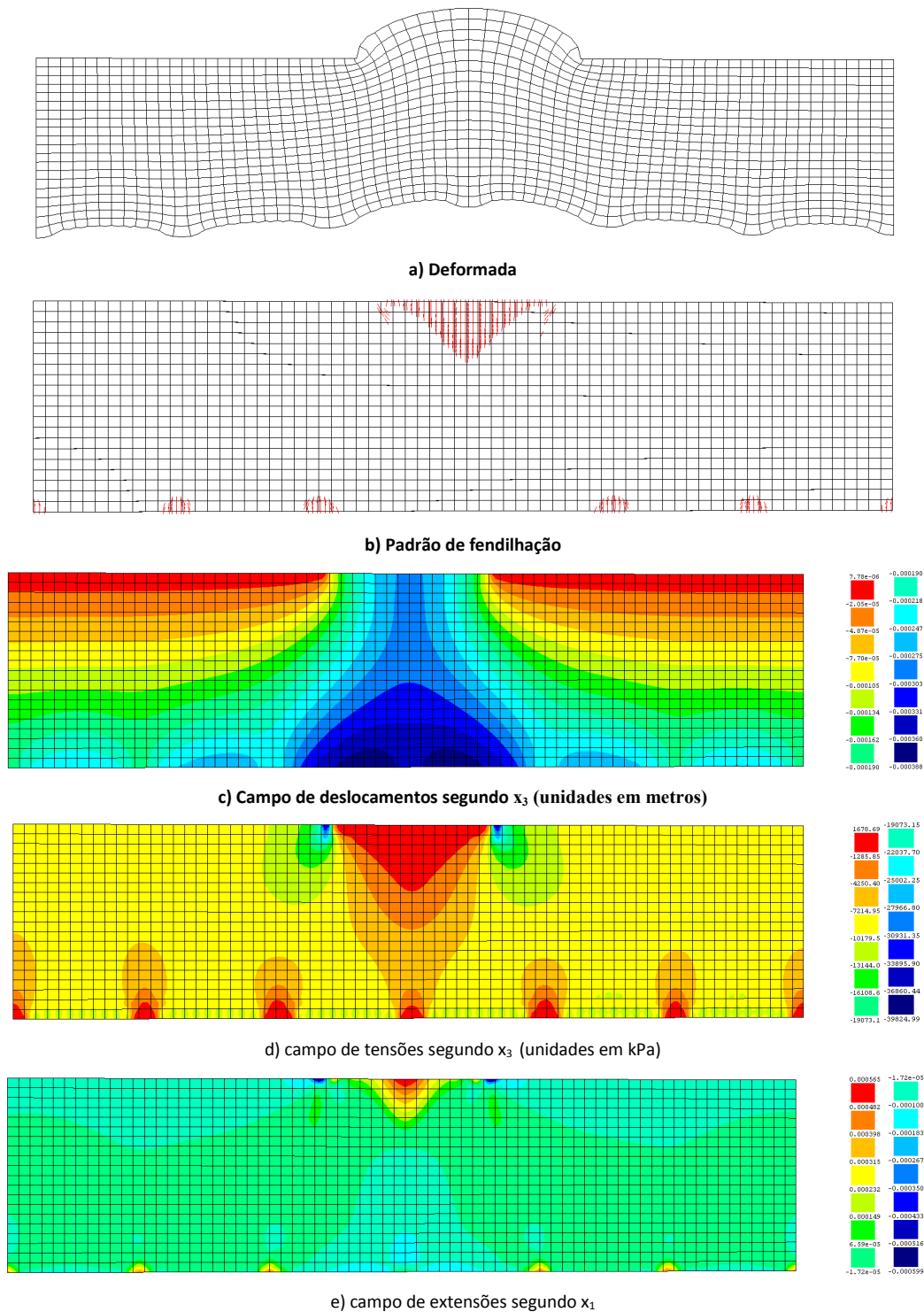


Figura 3.51 – Análise não linear material: instalação de aduelas (situação de “desalinhamento”)

Os valores das tensões máximas e mínimas obtidas após a imposição de todo o carregamento proveniente dos cilindros hidráulicos estão apresentados na Tabela 3.21. As tensões máximas de corte são demasiado elevadas, o que indica que o modelo constitutivo utilizado não simula adequadamente a degradação da transferência de tensões entre faces da fenda que ocorrerá com a abertura destas faces, dado que, mesmo para um betão reforçado com 60 ou 75 kg/m^3 de fibras, a sua resistência ao corte

será, muito provavelmente, inferior aos valores indicados na Tabela (valores indicados na Tabela 3.21 com “*”).

Tabela 3.21 – Instalação (desalinhamento da aduela de fecho)

Composição		σ_1 [MPa]	σ_3 [MPa]	τ_{13} [MPa]	W_{\max} [mm]
BRF60	máximo	3.38	1.08	11.1*	0.032 mm
	mínimo	-29.9	-39.5		
BRF75	máximo	5.06	(-7.37)	11.0*	0.021 mm
	mínimo	-28.6	-38.6		

Importa salientar que o deslocamento máximo obtido segundo a direção x_3 , na zona do desalinhamento, é de apenas 0.28 mm. Adoptando procedimento similar ao descrito na anterior análise não linear, a abertura máxima de fenda foi estimada em, apenas, 0.032 mm para BRF60 e em 0.021 mm para BRF75. Salienta-se, contudo, que o modelo numérico utilizado não prevê o amolecimento em corte, o que pode conduzir a uma menor abertura de fissura e um aumento das tensões máximas (tanto normais como tangenciais) comparativamente à utilização de modelos que considerem o amolecimento em corte.

Os valores de tensão de tração parecem ser demasiado elevados (na Tabela 3.21). Salienta-se, contudo, que as tensões apresentadas representam, não a tensão na fenda, mas no betão fendilhado. Assim, a condição de apenas se permitir a abertura de uma fenda quando esta faz um ângulo superior a 30 graus (valor adotado) e existindo capacidade significativa de transferir tensões de corte na fenda (o modelo utilizado é baseado no “shear retention factor”, fator de retenção de tensões de corte”), a tensão principal máxima de tração pode voltar a ultrapassar a resistência à tração do betão, pois não se permite a abertura de uma nova fenda. É, de facto, uma lacuna do modelo utilizado, principalmente no modo II de fratura e no critério de abertura de fissura. Quando se utilizado o “shear retention factor”, a maior energia de fratura do BRF75 garante maior capacidade de transferência de tensões de corte no plano da fenda, o que justifica as maiores tensões de tração neste compósito, quando comparado com o BRF60.

Efetuada um estudo similar para os BRF desenvolvidos anteriormente (ver Secção 3.2.2), verificou-se a abertura máxima de fenda para os nove tipos de BRF desenvolvidos. Os resultados obtidos estão apresentados na Figura 3.52. Constata-se que para o cumprimento do estado limite de fendilhação, para o caso de carga em avaliação, a dosagem em fibras deverá ser sempre superior a 45 kg/m^3 . Abaixo desse valor, a largura máxima de fenda aumenta consideravelmente pela alteração do padrão típico de fendilhação (fenda única – ver Figura 3.52b – série 1), em contraste com o padrão de fendilhação obtida para as composições com maior dosagem em fibras (fendilhação distribuída – ver Figura 3.52b – série 9).

O estudo para a situação de desalinhamento entre aduelas está restringido ao caso de carga apresentado. De facto, existe um número infinito de outros casos de carga, nomeadamente na localização dos apoios fixos e na distância real entre aduelas nas situações de desalinhamento (nos nós onde a deformação da aduela ultrapassa o desalinhamento, surge um apoio pontual “durante” a simulação numérica). Contudo, não é possível definir com rigor a totalidade dos casos possíveis de

desalinhamento e, neste sentido, optou-se por seleccionar uma situação que fosse representativa e possível de ser controlada em termos de simulação numérica.

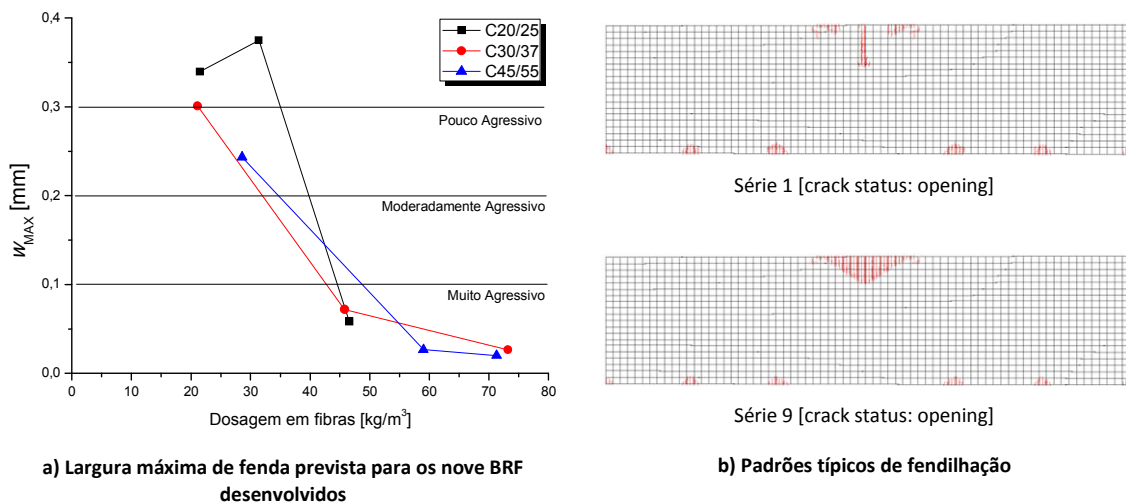


Figura 3.52 – Fendilhação (situação de “desalinhamento”)

Por último, e após a verificação dos casos de carga previstos até à instalação das aduelas, cumpre verificar o cumprimento do estado limite último destes elementos estruturais. Esta verificação de resistência destes elementos estruturais centrou-se na avaliação do comportamento à flexão das soluções de reforço propostas para as aduelas pré-fabricadas, comparando-se os momentos resistentes com o momento máximo solicitante de cálculo que, segundo a empresa construtora, é de 66.6 kN.m. A secção transversal em causa tem dimensões $b \times h$ de 1170 x 360 mm³.

Recorrendo ao software DOCROS (Ribeiro et al., 2003), obtiveram-se as curvas momento-curvatura da secção das aduelas em BRF60 e BRF75, cuja representação se encontra na Figura 3.53. Com o objetivo de se observar o efeito da presença das fibras de aço, apresenta-se, também, a título indicativo, a curva momento-curvatura para um betão corrente com classe de resistência idêntica (C40/50), sem a inclusão de fibras, com e sem armadura convencional (para a opção prevista em projeto, apresenta-se a relação momento curvatura considerando os valores de $f_{ctk,medio}$ e $f_{ctk,minimo}$). Na determinação destas curvas adotaram-se os valores dos parâmetros de fratura indicados na Tabela 3.22.

Tabela 3.22 – Propriedades à tração dos betões em avaliação

	f_{ct} [MPa]	E_c [GPa]	G_F [N/mm]	$\frac{\sigma_{n,2}^{cr}}{\sigma_{n,1}^{cr}}$	$\frac{\epsilon_{n,2}^{cr}}{\epsilon_{n,u}^{cr}}$	$\frac{\sigma_{n,3}^{cr}}{\sigma_{n,1}^{cr}}$	$\frac{\epsilon_{n,3}^{cr}}{\epsilon_{n,u}^{cr}}$
BRF60	1.75	38.2	6.759	2.05	2.37	0.50	8.45
BRF75	3.00	37.5	10.174	1.30	1.01	0.55	6.83
C40/50	3.20	35.0	0.105	0.15	2.00	0.01	10.0

Os valores apresentados na Tabela 3.23 são relativos aos valores máximos de momento indicados nas relações momento curvatura apresentados na Figura 3.53. Com base nos valores apresentados, constata-se que é possível a substituição total da armadura convencional por fibras de aço, mesmo na presente situação onde o esforço em causa é a flexão pura.

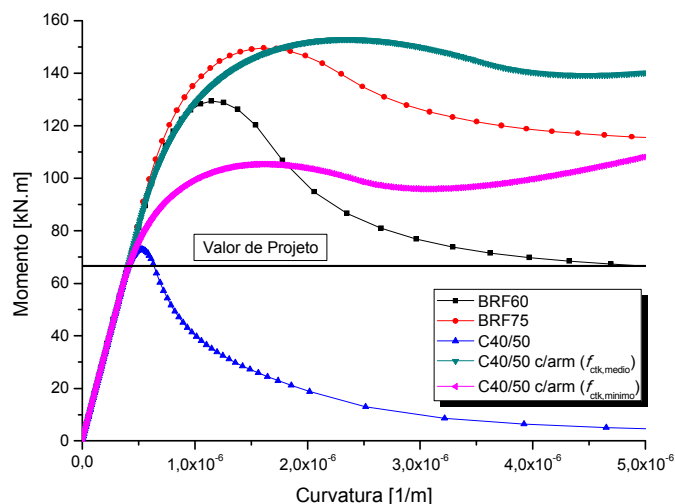


Figura 3.53 – Relação momento-curvatura para a secção da aduela pré-fabricada (valores médios para o comportamento dos materiais)

Tabela 3.23 – Momento fletor

Momento	BRF60	BRF75	C40/50 [sem inclusão de fibras nem armadura]	C40/50 [com armadura prevista em projeto e $f_{ctk,min}$]	C40/50 [com armadura prevista em projeto e $f_{ctk,medio}$]
Resistente (valores médios) [kN.m]	129.3	149.5	72.9	105.3	152.8
Resistente (valores característicos) [kN.m]	86.2	99.7	48.6	70.2	101.9
Solicitante [kN.m]	66.6				

3.4.3 Vigas Delta

Na presente secção é descrita a investigação efetuada no âmbito do desenvolvimento de uma viga pré-fabricada tipo para utilização em coberturas de edifícios industriais. Esta aplicação pretende demonstrar o potencial da utilização de BACRFA em Vigas Delta, nomeadamente na possibilidade de substituição da armadura transversal tradicional por fibras no reforço ao corte em vigas de secção tipo I de alma delgada. Prevê-se, em conjugação com as fibras metálicas, a inclusão de cabos de pré-tensão para controlo da deformação, resistência à flexão e contributo para a resistência ao corte. A estratégia de investigação do potencial de BACRFA passou por analisar uma geometria julgada representativa de vigas de cobertura de edifícios industriais denominada VMC20.

A VMC20 apresenta $h_i = 50$ cm, $h_f = 150$ cm, $e_1 = 50$ cm, $e_2 = 10$ cm, $l_1 = 1$ m, $l_2 = 1$ m e $l_3 = 8$ m. A espessura entre e_1 e e_2 é linearmente variável (conforme Figura 3.54). Na Figura 3.54 apenas se representa metade da viga, dada a sua simetria estrutural. Salienta-se a inclusão de aligeiramentos na zona central da alma que permitem, para além da redução do volume de betão, com a consequente redução do peso próprio do elemento estrutural, a passagem de infra-estruturas de águas, esgotos, climatização e/ou eletricidade através dessas aberturas, evitando a redução do pé direito útil dos compartimentos subjacentes à viga.

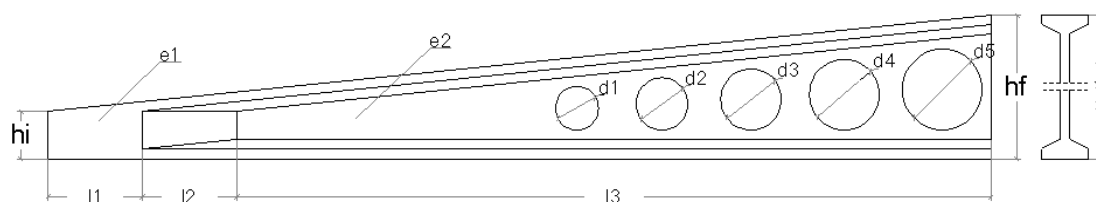


Figura 3.54 – Seção longitudinal e transversal da “VMC20”

A VMC20 é constituída por um BACRF com as propriedades apresentadas na Tabela 3.24 (classe de resistência C50/60). As propriedades de fratura do BACRF foram definidas com base em resultados obtidos no âmbito de investigação experimental com BACRF (Barros et al., 2006). Na Tabela 3.24, E_c representa o módulo de elasticidade em compressão do betão, enquanto f_{ck} e $f_{ctk,min}$ são o valor característico de resistência à compressão e característico mínimo da resistência à tração do BACRF, segundo o CEB-FIP MODEL CODE (1993). As restantes variáveis definem a lei constitutiva do modo I de fratura no quadro do modelo de fendilhação distribuída implementado no programa de cálculo FEMIX V4.0 utilizado nas análises efetuadas no presente trabalho. O número máximo de fendas admitidas por ponto de Gauss admitidas foi 3, com um ângulo mínimo entre elas de 30°.

Tabela 3.24 – Propriedades mecânicas do BACRF adotado

t	E [GPa]	f_{ck} [MPa]	$f_{ctk,min}$ [MPa]	G_F [N/mm]	$\frac{\epsilon_{n,2}^{cr}}{\epsilon_{n,u}^{cr}}$	$\frac{\sigma_{n,2}^{cr}}{\sigma_{n,1}^{cr}}$	$\frac{\epsilon_{n,3}^{cr}}{\epsilon_{n,u}^{cr}}$	$\frac{\sigma_{n,3}^{cr}}{\sigma_{n,1}^{cr}}$
BACRF 24 horas	28.6	21.2	1.50	2.0	0.05	0.60	0.20	0.20
BACRF 28 dias	39.0	50.0	2.90	4.0	0.05	0.60	0.20	0.20
Betão Simples	39.0	50.0	2.90	0.1	0.05	0.60	0.20	0.20

Admite-se a aplicação de pré-tensão no banzo inferior da VMC20, nomeadamente, 6 cabos de pré-esforço no banzo inferior da viga, cada um com uma área de 150 mm², perfazendo um total de 900 mm². As propriedades mecânicas consideradas para os aços utilizados estão apresentadas na Tabela 3.25. Relativamente à armadura convencional, prevê-se: armadura de bordo circular nos aligeriamentos, com recobrimento de 3 cm, 2 Φ 12; armadura de momentos negativos (apoios) de comprimento $l_1 + l_2$, 4 Φ 16; armadura transversal na zona do apoio, em l_1 , constituída por Φ 8 // 0.15.

Tabela 3.25 – Propriedades mecânicas dos aços utilizados

Aço para Pré-tensão		A500NR	
E [GPa]	f_{puk} [MPa]	E [GPa]	f_y [MPa]
200	1860	200	500

Para o dimensionamento do elemento estrutural proposto consideraram-se as ações apresentadas na Tabela 3.26. A quantificação das mesmas foi realizada de acordo com a regulamentação aplicável (EN 1991-1,2002; RSA, 2005; EN 1998-1, 2004).

Tabela 3.26 – Ações consideradas

Permanentes	Variáveis
Peso Próprio do elemento estrutural	Sobrecarga
Chapas de cobertura e ligações metálicas	Neve
Instalações	Sismo
Madres	

O dimensionamento da viga pré-fabricada foi efetuado admitindo comportamento não linear por fendilhação do BACRFA. A VMC20 foi discretizada em elementos planos de 8 nós (ver Figura 3.55 e Figura 3.56). Face à simetria estrutural, a análise é efetuada somente para metade da viga. Como condições de apoio, considera-se o impedimento do deslocamento vertical na zona do apoio (segundo g_3 – ver Figura 3.56) e dos deslocamentos horizontais a meio-vão por condições de simetria (segundo g_2 – ver Figura 3.56).

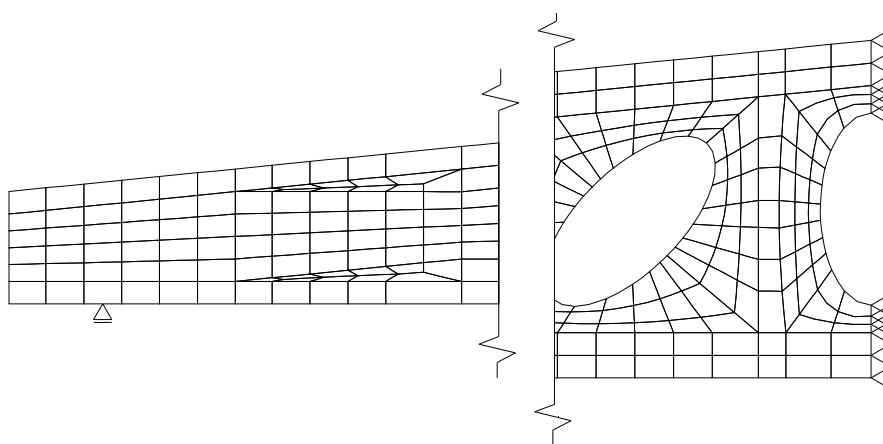


Figura 3.55 – Condições de apoio consideradas

Considerou-se, assim, a situação de apoio equivalente a viga simplesmente apoiada (apoios a 0,50 m da extremidade da viga).

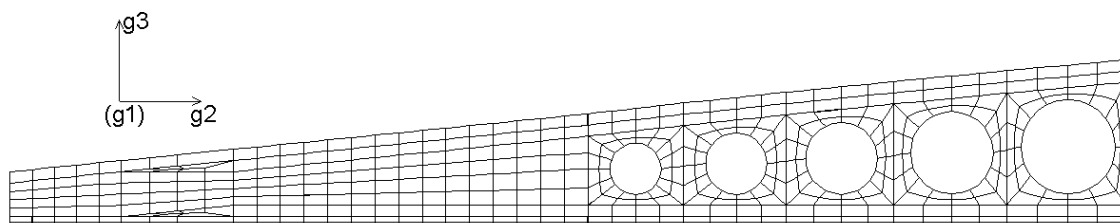


Figura 3.56 – Malha de elementos finitos adotada

Foram simuladas as três condições de carregamento seguintes: fabrico (peso próprio + pré-tensão), admitindo as propriedades mecânicas dos materiais às 24 horas; serviço (peso próprio + pré-tensão + sobrecarga), admitindo as propriedades mecânicas dos materiais aos 28 dias; estados limite últimos.

Na fase de instalação, poderá admitir-se a ocorrência de 5% de perda de eficácia na aplicação do pré-esforço por deformação instantânea do betão. Contudo, sendo nesta fase a aplicação do

pré-esforço a solicitação mais gravosa para o elemento pré-fabricado, considerou-se que a pré-tensão era mobilizada na sua totalidade. A tensão prevista nos cordões de pré-esforço é de 1395 MPa. Na Figura 3.57 apresenta-se a deformada esperada após a mobilização da pré-tensão e peso próprio. Nesta condição de carregamento a contra-flecha esperada é de 15.6 mm.

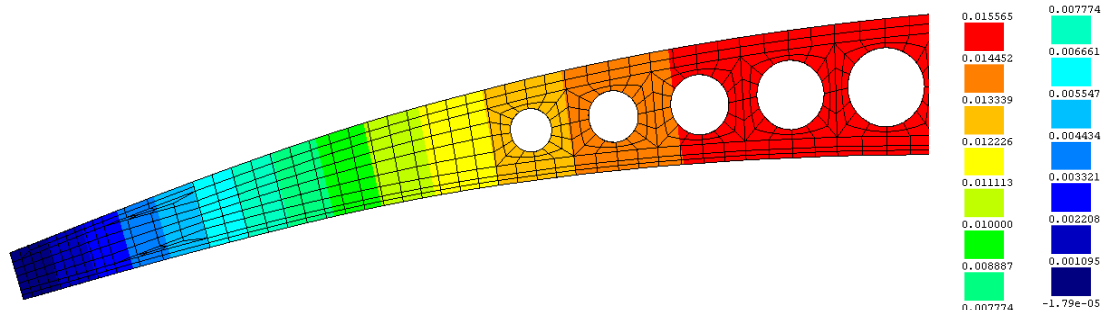
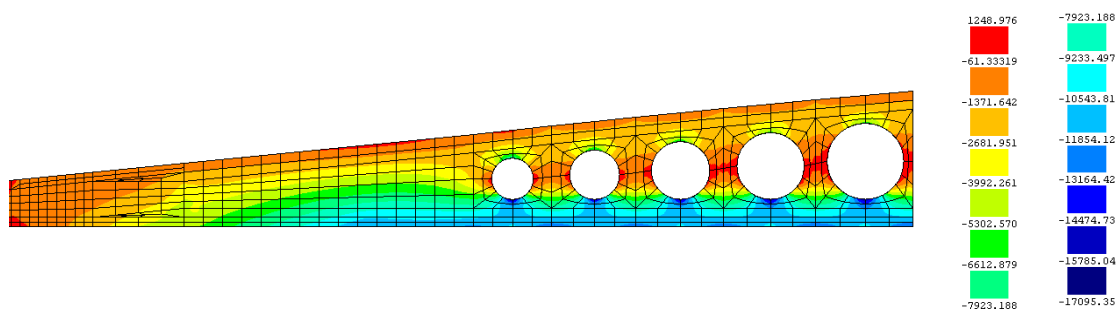


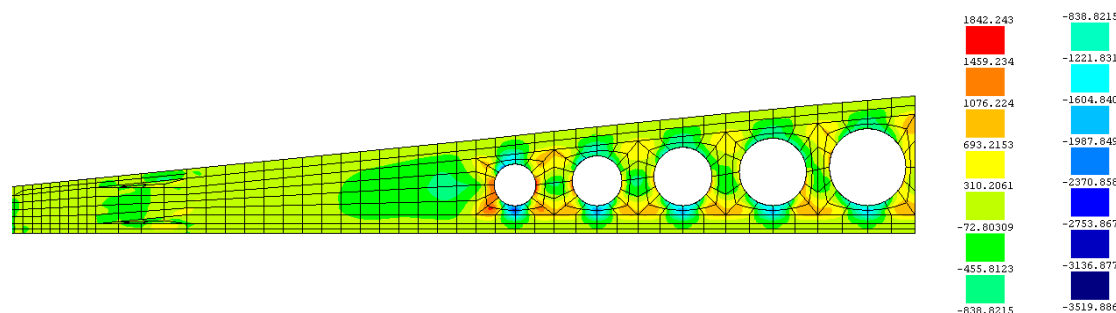
Figura 3.57 - Deslocamentos segundo g_3 (unidades em m)

Na Figura 3.58 estão representados os campos de tensões obtidos após a mobilização da pré-tensão e do peso próprio em simultâneo. Na Figura 3.59 ilustra-se o padrão de fendilhação previsto para este carregamento. A existência de fendilhação nas zonas das aberturas, embora de valor máximo de abertura de fenda pouco significativo – ver Tabela 3.28) sugere a necessidade de se aplicar armadura ordinária no contorno dos mesmos.

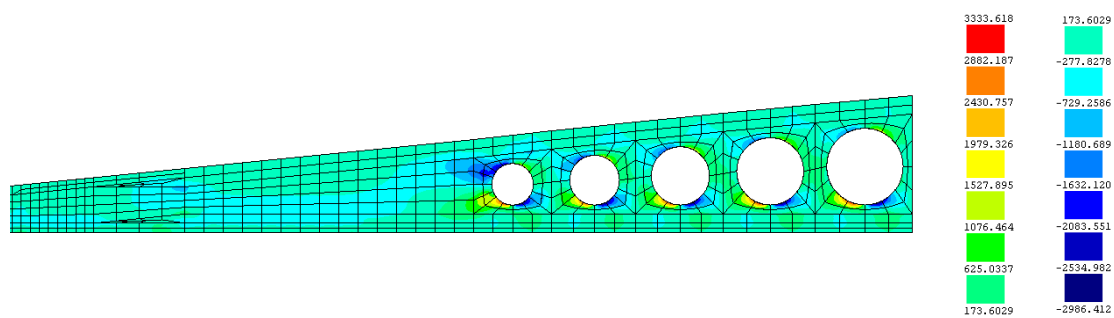
Relativamente ao comportamento em serviço, as propriedades admitidas são as apresentadas na Tabela 3.24 para os 28 dias. Na fase de serviço prevê-se a existência de 20 % de perda de pré-tensão, por deformação instantânea e por deformação a longo prazo. A tensão prevista nos cordões de pré-esforço é de 1167 MPa. Na Figura 3.60 estão representados os campos de tensões registados.



a) Tensões normais segundo g_2



b) Tensões normais segundo g_3



c) Tensões tangenciais segundo τ_{23}

Figura 3.58 – Tensões normais e tangenciais: fase de fabrico (unidades em kPa)

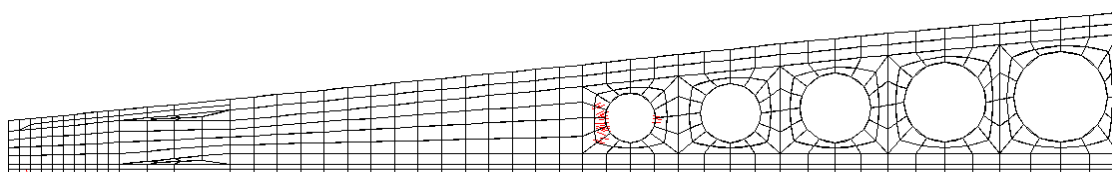
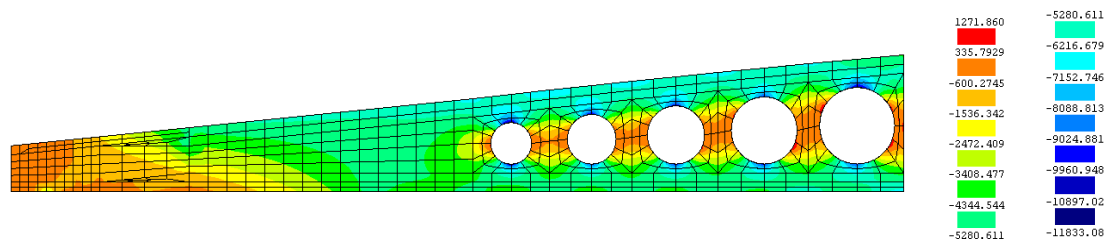
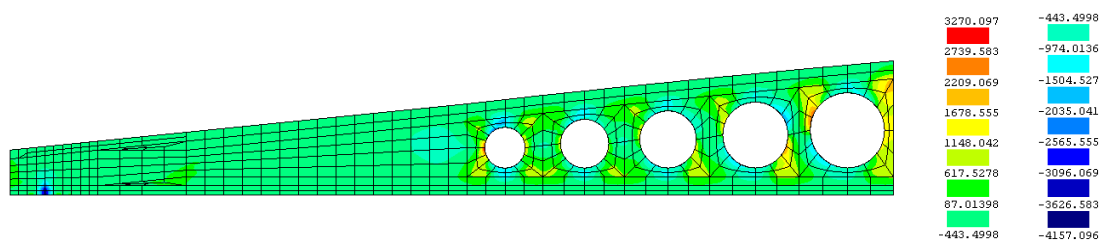


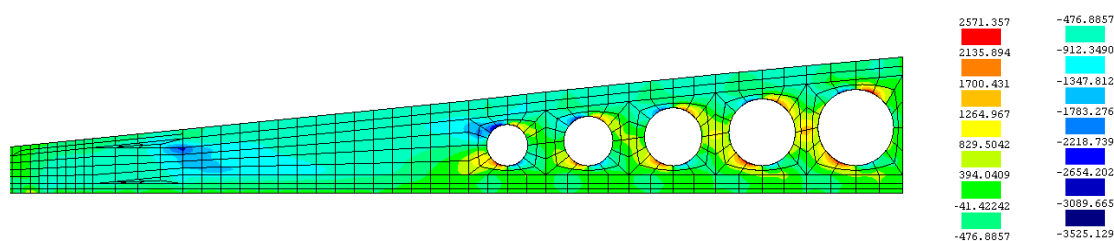
Figura 3.59 – Padrão de fendilhação: fase de fabrico.



a) Tensões normais segundo g_2



b) Tensões normais segundo g_3



c) Tensões tangenciais segundo τ_{23}

Figura 3.60 – Tensões normais e tangenciais: fase de serviço (unidades em kPa)

Na Figura 3.61 apresenta-se a deformada esperada após a mobilização do peso próprio da viga, e a aplicação das argas correspondentes ao peso das madres, chapas e ligações, bem como a ação da sobrecarga. Na Figura 3.62 apresenta-se o padrão de fendilhação desenvolvido para este carregamento. O valor máximo de abertura de fenda está indicado na Tabela 3.28. Como é possível constatar, a abertura de fenda prevista é significativamente inferior aos limites regulamentares.

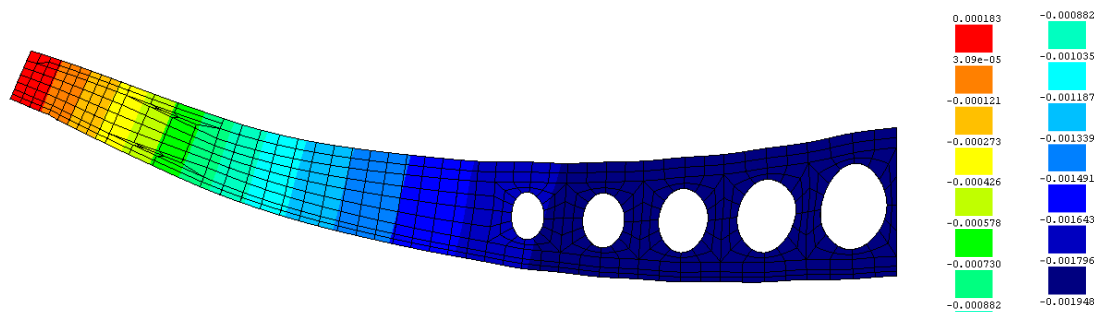


Figura 3.61 – Deslocamentos segundo g_3 (unidades em m)

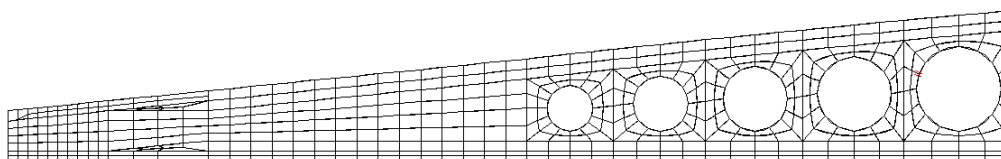


Figura 3.62 – Padrão de fendilhação: fase de serviço

Na Figura 3.63 apresenta-se a relação entre o deslocamento vertical a meio vão da viga e a reação vertical no apoio. Os deslocamentos verticais a meio vão previstos são de 1.83 mm (flecha instantânea) e 5.49 mm (flecha a longo prazo, considerando um fator de fluência de 3) – $L/3460$ (para um vão entre apoios de 19 metros).

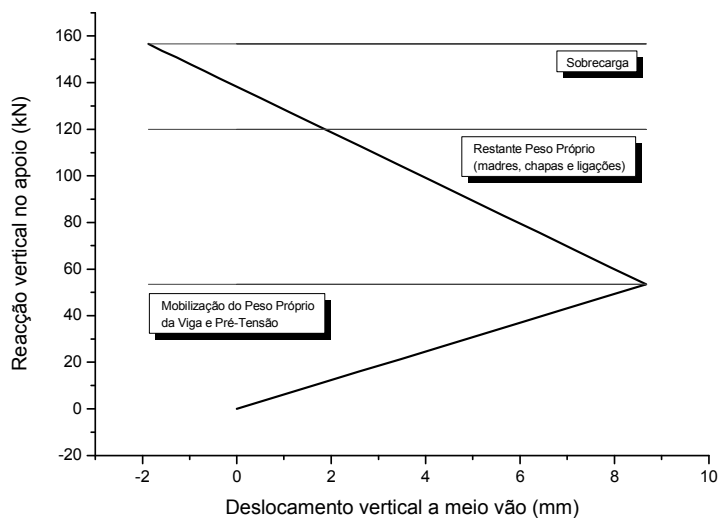


Figura 3.63 – Variação do deslocamento vertical a meio vão com as solicitações previstas

Na verificação a Estado Limite Último considerou-se como ações: o peso próprio, o peso das chapas e ligações, todas elas afetadas por um coeficiente de segurança de 1.35; sobrecarga majorada por um coeficiente de 1.50. Nesta fase, as propriedades materiais f_{ck} e $f_{ctk.min}$ foram afetadas por um coeficiente parcial de segurança de 1.25 (CNR, 2006). Salienta-se, contudo, que o mais recente CEB-FIP Model Code (2011) recomenda o valor de 1.5. As características adotadas para a pré-tensão são idênticas às referidas no caso da combinação para estados Limites de Serviço. A Figura 3.64 e a Figura 3.65 apresentam, respetivamente, os campos de tensões e o padrão de fendilhação para as cargas previstas nesta fase.

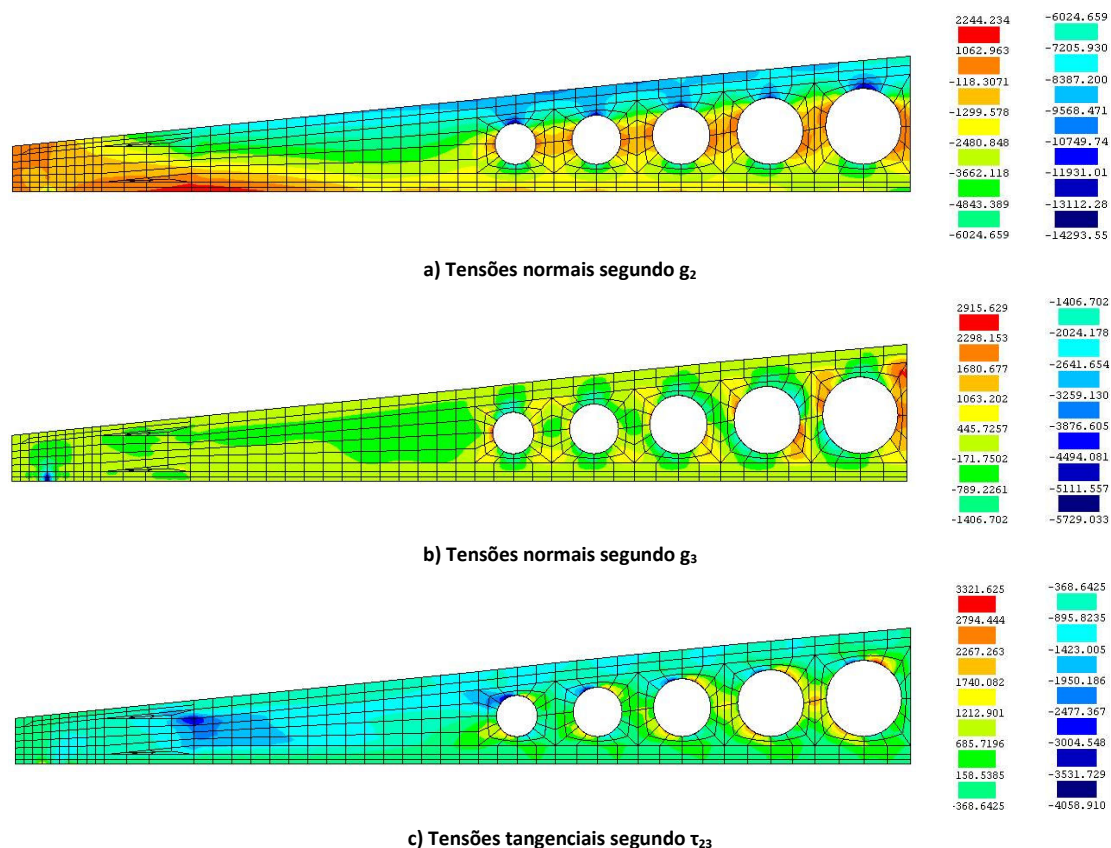


Figura 3.64 – Tensões normais e tangenciais: ELU (unidades em kPa)

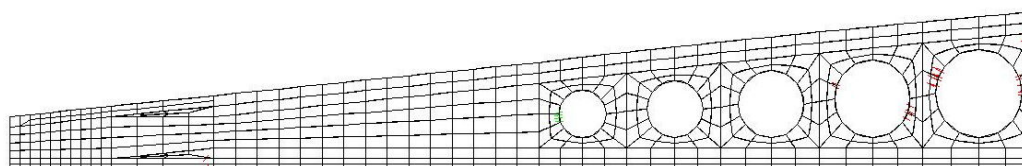


Figura 3.65 – Padrão de fendilhação: ELU

Ao carregamento definido para Estado Limite Último foi adicionado, faseadamente, uma carga complementar (similar à sobrecarga) com o objetivo de simular a rotura da VMC20. Deste modo, pretende-se definir qual a máxima sobrecarga possível de aplicar à viga em estudo.

Na Figura 3.66 apresenta-se a curva deslocamento vertical a meio vão versus reação vertical no apoio, bem como os valores da reação vertical (linhas horizontais) para as solicitações referidas (os valores de carga apresentados estão majorados pelo fator 1.5).

Os resultados obtidos sugerem que esta solução estrutural poderá ser solicitada com uma sobrecarga adicional de até 2 kN/m, mantendo-se no ramo linear da curva que descreve o seu comportamento perante ações verticais. Na Figura 3.67 apresenta-se o padrão de fendilhação esperado para a carga mais elevada que foi possível alcançar no modelo numérico. O padrão de fendilhação é demonstrativo de uma fendilhação distribuída pelo elemento estrutural que promove a redistribuição de tensões ao longo do elemento após a ocorrência da micro-fendilhação, evitando a localização do dano por formação de macro-fendas em zonas críticas.

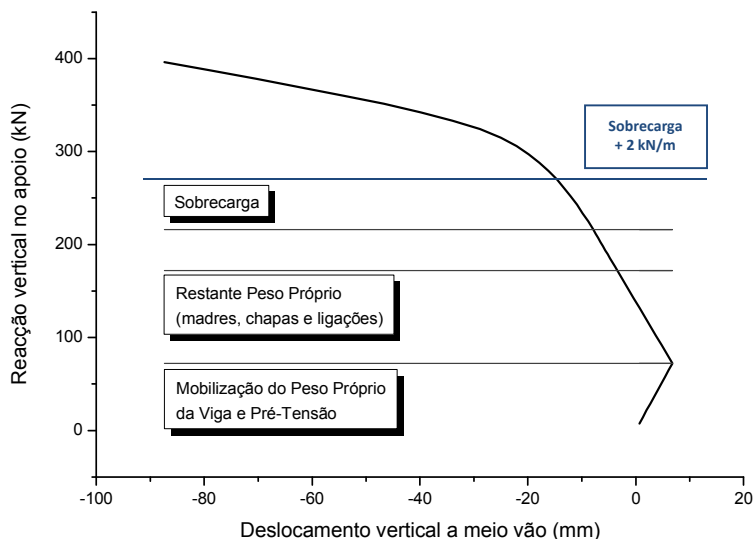


Figura 3.66 – Variação do deslocamento vertical a meio vão

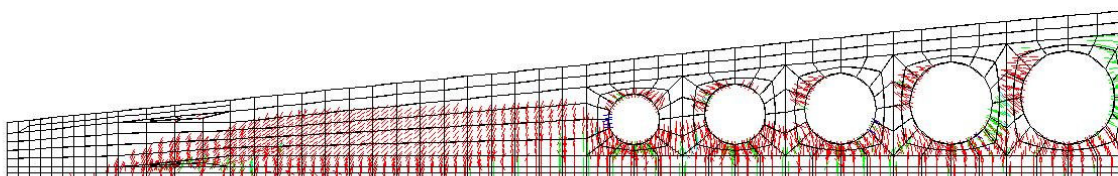


Figura 3.67 - Padrão de Fendilhação – Previsão de carga última (a vermelho: fendas em processo de abertura; a verde: fendas em processo de fecho; a azul: fendas em reabertura)

Na Tabela 3.27 apresentam-se, em síntese, as tensões máximas e mínimas obtidas segundo as duas direções consideradas. A abertura máxima de fenda, para cada caso de carga considerado, encontra-se apresentada na Tabela 3.28, bem como a abertura máxima admissível para estado limite de utilização (serviço). Os valores de tensão máxima de tração superiores a $f_{ctk,min}$ são justificados pelas considerações já efetuadas para o caso das simulações de aduelas pré-fabricadas (simulação do modo II).

Tabela 3.27 – Quadro resumo

	σ_2 (MPa)		σ_3 (MPa)		τ_{23} (MPa)
	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	
Fabrico	-17.10	1.25	-3.52	1.84	-2.99 a 3.33
Serviço	-11.83	1.27	-4.16	3.27	-3.53 a 2.57
ELU	-14.30	2.24	-5.73	2.92	-4.06 a 3.32

Tabela 3.28 – Abertura de fenda

	Largura de fenda (mm)	
	Prevista	Admissível
Fabrico	0.007	Armadura Pré-esforço W=0.1 mm
Serviço	0.001	Armadura Ordinária W=0.2 mm
ELU	(0.010)	

Ressalva-se que, do ponto de vista da melhoria da eficiência desta solução estrutural, poderá optar-se por uma outra configuração para as aberturas, procurando que as suas inclinações acompanhem as

isostáticas de compressão, deixando espaço entre as aberturas para que se formem as bielas de compressão (ver Figura 3.68). Neste sentido, entende-se que é possível conceber um processo de otimização da Viga Delta com aberturas elípticas, tanto em termos técnicos como funcionais, procurando encontrar a solução mais viável, de entre um conjunto de soluções possíveis.

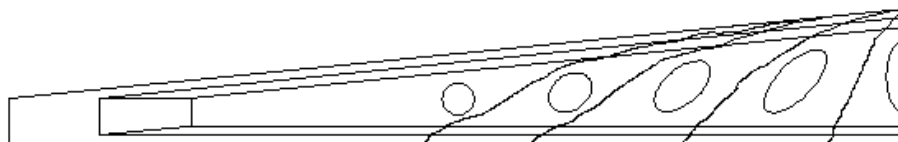


Figura 3.68 – Esboço do desenvolvimento dos esforços de corte na Viga Delta (aberturas elípticas)

Deste modo, e após a avaliação de algumas alternativas para o formato dos aligeiramentos (Nascimento, 2009), avalia-se um novo formato para a Viga Delta (ver Figura 3.69).

De entre as duas tipologias de Viga Delta apresentadas (com aberturas circulares e aberturas elípticas), ambas as alternativas são viáveis, apresentando a Viga Delta com aberturas circulares melhores resultados ao nível de tensões, bem como uma ligeira melhoria na capacidade de carga (ver Figura 3.70). No entanto, a Viga Delta com aberturas elípticas apresenta menor deformação vertical e menor peso (ver Nascimento, 2009).

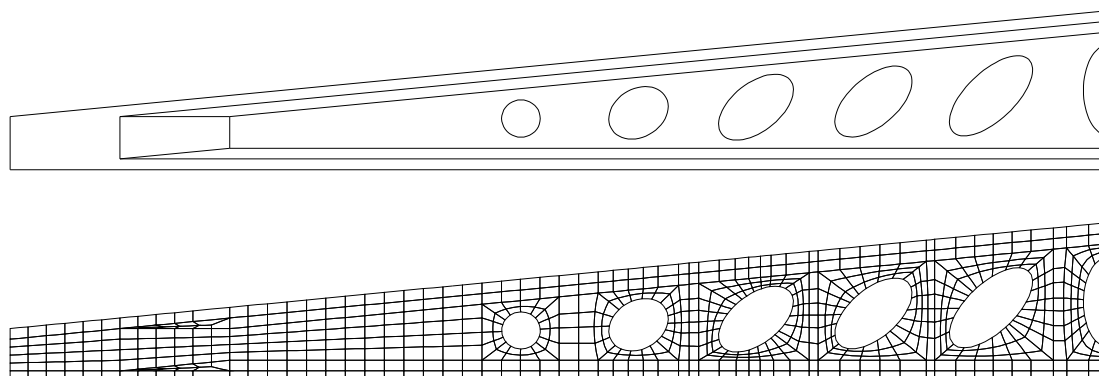


Figura 3.69 – Discretização da Viga Delta com aberturas elípticas

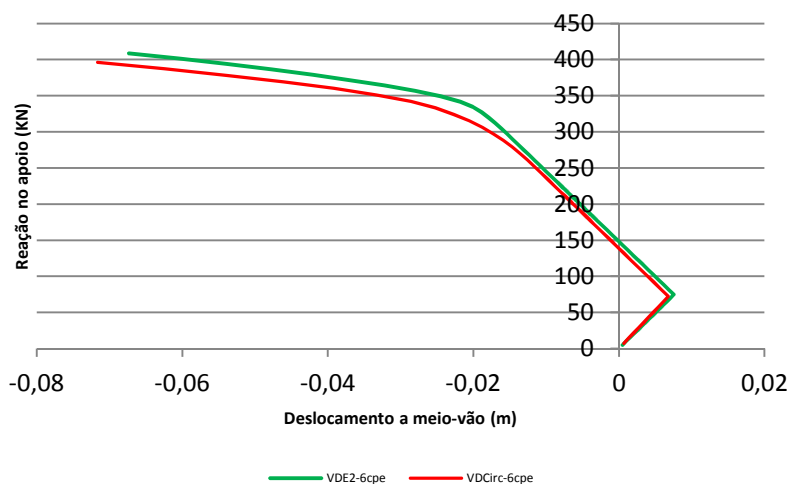


Figura 3.70 – Comparação da relação força vs flecha para a viga delta com aberturas circulares (VDCirc-6cpe) e elípticas (VDE2-6cpe)

3.4.4 Moradias de custo controlado em betão auto-compactável reforçado com fibras

O desenvolvimento de habitações condignas, de custo controlado, pode contribuir para a melhoria da qualidade de vida das populações de países sub desenvolvidos. A escassez deste tipo de habitação é enorme, pelo que urge utilizar materiais e tecnologias de construção, bem como modelos de cálculo, que permitam o projeto e construção com custos controlados em zonas onde a sua existência seja motivo para fixar populações nas suas terras de origem, contribuindo assim para o desenvolvimento sustentado de povos e regiões.

Na presente secção é estudada uma moradia onde será empregue uma tecnologia que permite a sua construção num período de tempo médio de dois dias, utilizando BACRFA (ver Figura 3.71). A percentagem de armadura convencional é muito reduzida, estando disposta em locais onde é estritamente necessária. Para explorar em plenitude o conceito construtivo desenvolvido, a estrutura foi dimensionada com modelos de cálculo que tiram partido das ligações entre os seus elementos estruturais e da interação solo-estrutura (Barros e Martins, 1998). Em simultâneo, foi desenvolvido, em laboratório, um BACRFA de custo controlado e de propriedades adequadas para este tipo de aplicação.



Figura 3.71 – Betonagem de protótipo de parede para moradia

Os materiais utilizados no BACRFA foram: cimento CEM II 32,5N, cinzas volantes, dois tipos de brita, meia-areia, areia fina, Super-plastificante (SP) de terceira geração baseado em policarboxilatos (Sika ViscoCrete[®] 3002 HE), água e fibras de aço Dramix RC – 65/35-BN.

A primeira fase de conceção do BACRFA consistiu na afinação da composição do esqueleto sólido. Para tal efetuaram-se várias misturas com diferentes percentagens relativas dos vários inertes, assumindo-se que a mistura mais pesada corresponde à mistura mais compacta (mistura ótima). Inicialmente, misturou-se a B1 (máxima dimensão de 19 mm) com a B2 (máxima dimensão de 12 mm) e, depois de ter sido encontrada a relação ótima entre estes dois inertes, foi adicionada a meia-areia, mantendo constante a relação entre os dois primeiros. Após a mistura dos 3 agregados foi adicionada uma quantidade de fibras equivalente a 30 kg/m³. Finalmente foi adicionada areia fina de modo a preencher os vazios do esqueleto formado pela B1, B2, MA e FA. A composição final tem uma percentagem de pasta (cimento mais cinzas volantes), em volume, de 18 % e uma relação água / ligante de 0,3. Durante

a moldagem dos provetes foi realizado o ensaio de slump-flow (EFNARC, 2002) tendo-se obtido um diâmetro final de 60 cm.

A relação tensão-extensão de compressão, σ - ϵ , para cada idade está representada na Figura 3.72. Aos três dias o módulo de elasticidade do BACRFA foi de 30,5 GPa.

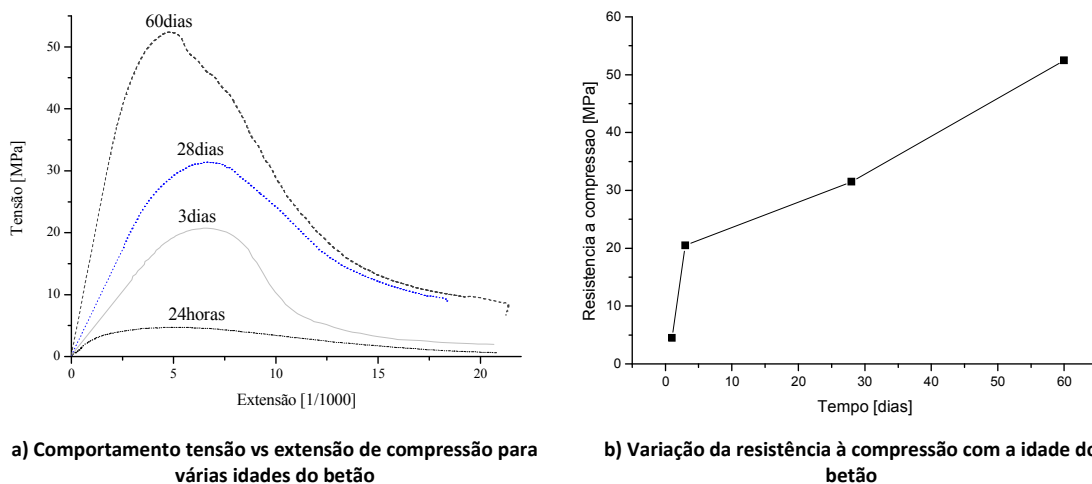


Figura 3.72 – Comportamento à compressão para várias idades do BACRFA

Utilizando as recomendações da RILEM (Vandewalle, 2002), os valores médios obtidos para as tensões equivalentes usadas na simulação de comportamento do material à tração, nas verificações aos estados limites de utilização ($f_{eq,2}$) e últimos ($f_{eq,3}$) foram, respetivamente, 3,46 MPa e 2,87 MPa.

A moradia em estudo é um edifício de pequena dimensão, constituída por um único piso e uma cobertura simples de duas águas. Na Figura 3.73 apresentam-se as dimensões de todos os elementos estruturais: paredes interiores e exteriores e laje de fundação. Todos estes elementos serão realizados em BACRFA.

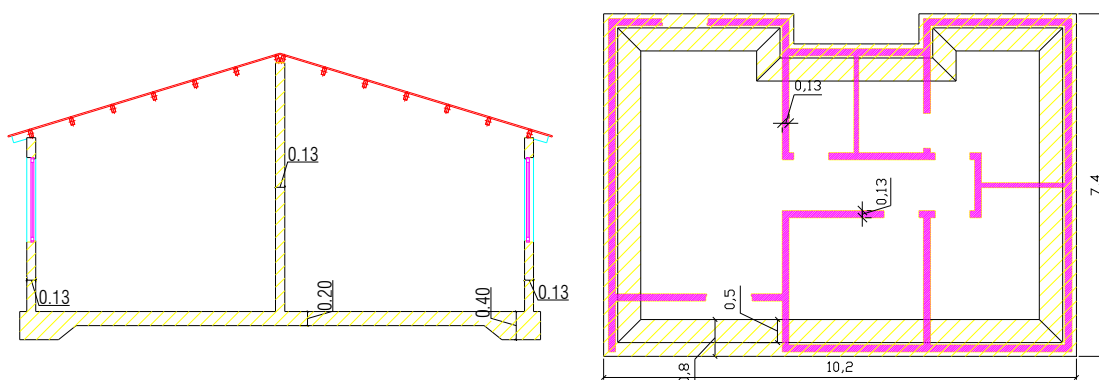


Figura 3.73 – Dados geométricos: corte transversal e planta (unidades em m)

Devido a condicionantes impostas por outras especialidades do projeto (nomeadamente profundidade necessária em paredes para instalação de dispositivos elétricos), a espessura das paredes teve de ficar limitada ao valor mínimo de 13 cm, pelo que foi esta a espessura adotada. Além disso, conforme é apresentado na Figura 3.74, para uma espessura de paredes inferior a 13 cm, o valor previsto para as

tensões principais (obtido recorrendo a análise linear material) é muito próximo de $f_{ctk,min}$, o que potencialmente faz aumentar a área de betão fendilhado e, presumivelmente, a quantidade de armadura necessária para controlo da fendilhação em zonas críticas de maior concentração de tensões.

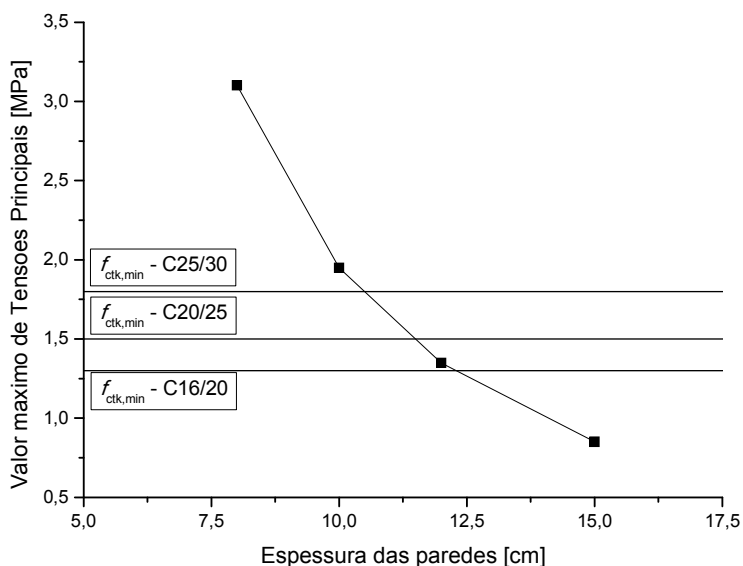


Figura 3.74 – Tensões principais máximas de tração versus espessura de paredes

Com o objetivo de avaliar a sustentabilidade estrutural da moradia em causa, procedeu-se à sua modelação numérica, utilizando para tal o programa de cálculo FEMIX V4.0. A estrutura foi discretizada em 7275 elementos de casca plana, “Mindlin-Reissner” (Barros, 2000), sendo a malha de elementos finitos adotada a apresentada na Figura 3.75.

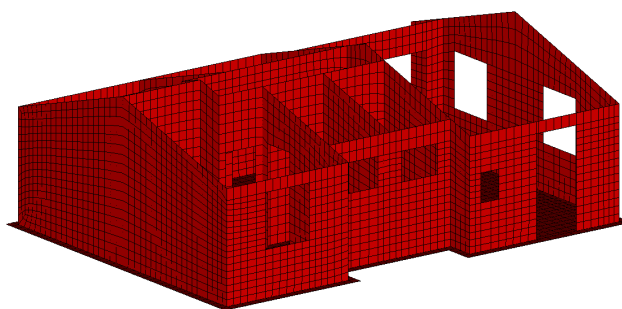


Figura 3.75 – Malha de elementos finitos adotada

Pelo facto de serem desconhecidas as características do solo onde a moradia será edificada, considerou-se que a distribuição de rigidez do mesmo seria a apresentada na Figura 3.76, visto ter sido o caso que, em pré-análise, conduziu à situação mais desfavorável. Numericamente, o solo foi simulado como um meio que oferece rigidez por unidade de área no contacto com a laje de fundação, “surface springs”, tendo-se admitido ter comportamento linear e elástico e funcionando apenas à compressão.

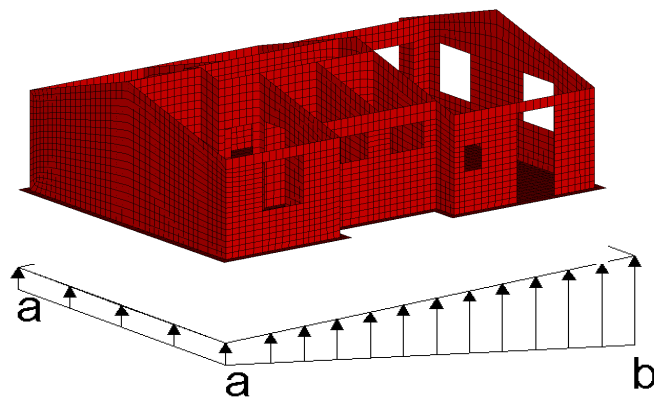


Figura 3.76 – Distribuição de rigidez assumida

Tendo como referência o diagrama da Figura 3.76, definiram-se três tipos de distribuição de rigidez, tentando deste modo reproduzir o comportamento de solos com módulo de reação (K_s) que seja representativo das possíveis situações que se encontrarão nos locais de edificação. Os valores de rigidez considerados para as distribuições assumidas estão apresentados na Tabela 3.29.

Tabela 3.29 – Distribuições de rigidez (K_s) consideradas (unidades em kN/m^3)

	a	b
Distribuição1	5000	10000
Distribuição2	10000	20000
Distribuição3	20000	40000

Para quantificar as ações a considerar na avaliação do comportamento estrutural da moradia, foram consultadas normas e regulamentação para projeto. Na Tabela 3.30 são apresentadas as ações consideradas no estudo.

Tabela 3.30 – Ações consideradas

Ações	
Peso específico dos elementos em betão	24 kN/m^3
Sobrecarga	1.5 kN/m^2
Ação do Vento	RSA

Para efeitos da quantificação da ação do vento, admitiu-se que o edifício localizar-se-á na zona B e em terrenos de rugosidade aerodinâmica do tipo II, dado ser a situação mais desfavorável presente no RSA, pelo que o valor característico da pressão dinâmica do vento é $w_k = 1.08 \text{ kN/m}^2$. Para a geometria do edifício em estudo apresentam-se, na Figura 3.77, os coeficientes de pressão exterior utilizados.

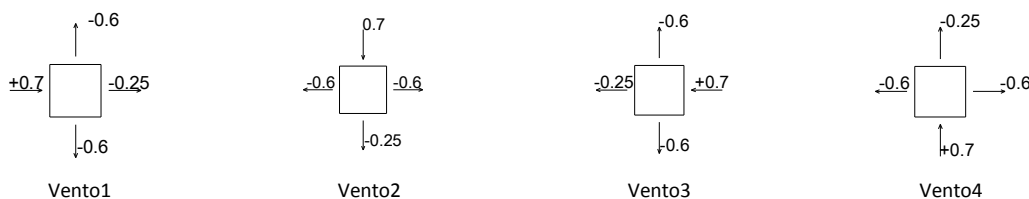


Figura 3.77 – Coeficientes de pressão exterior utilizados

Os casos de carga definidos para a análise estrutural efetuada encontram-se na Tabela 3.31.

Tabela 3.31 – Casos de carga considerados

	COMB1: pp+sob+vento1		COMB5: pp+vento1
Ação Base	COMB2: pp+sob+vento2	Ação Base	COMB6: pp+vento2
Sobrecarga	COMB3: pp+sob+vento3	Vento	COMB7: pp+vento3
	COMB4: pp+sob+vento4		COMB8: pp+vento4

Na Figura 3.78 à Figura 3.80 apresentam-se as deformadas esperadas para cada uma das distribuições de rigidez adotadas. A coloração utilizada representa o campo de deslocamentos verticais esperado para a combinação mais desfavorável.

Verifica-se que, independentemente do tipo de solo considerado, os deslocamentos máximos foram obtidos para ação base – sobrecarga.

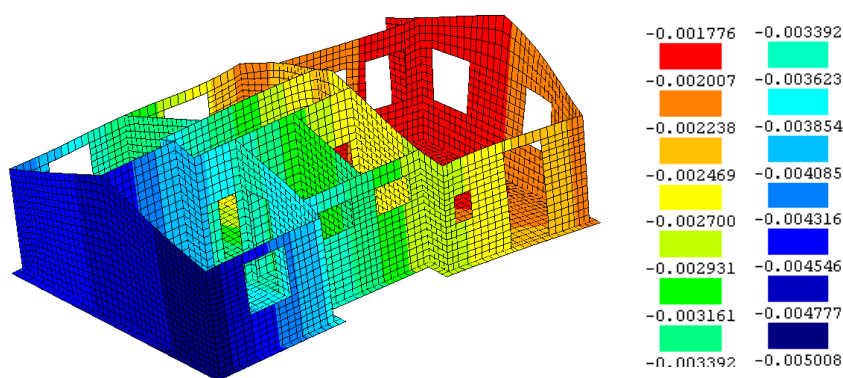


Figura 3.78 – Solo $K_s = 5000 / 10000 \text{ kN/m}^3$ – COMB4 – Deslocamentos g_3 (unidades em m)

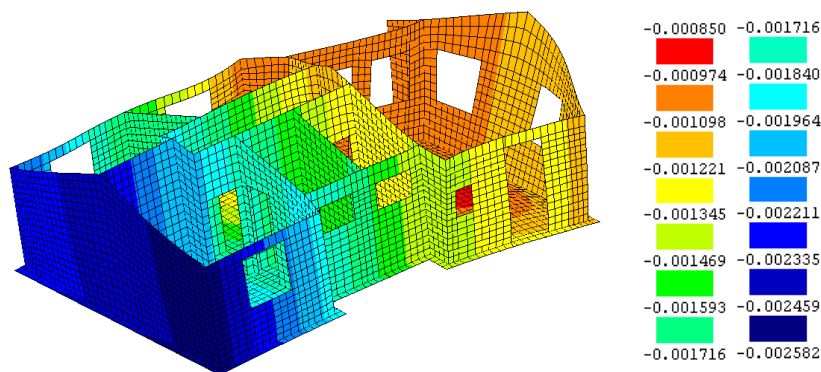


Figura 3.79 – Solo $K_s = 10000 / 20000 \text{ kN/m}^3$ – COMB4 – Deslocamentos g_3 (unidades em m)

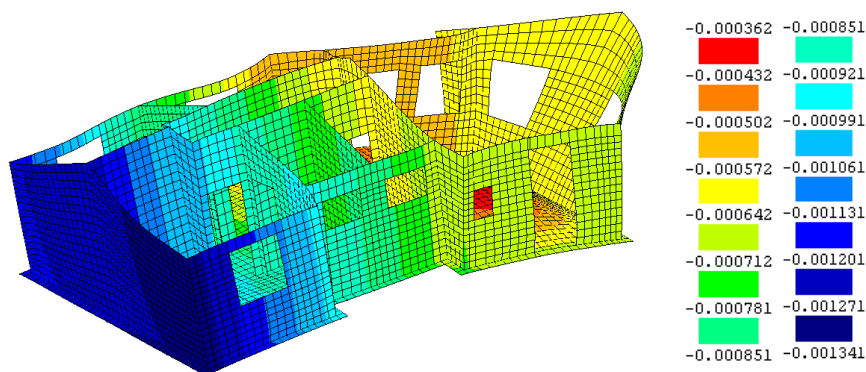


Figura 3.80 – Solo $K_s = 20000 / 40000 \text{ kN/m}^3$ – COMB4 – Deslocamentos g_3 (unidades em m)

Em função das distribuições de rigidez adotadas, foram determinados os valores das pressões máximas introduzidas no solo. A Tabela 3.32 apresenta os valores máximos obtidos para a ação de base sobrecarga, que foi a que se mostrou mais desfavorável, constatando-se que a pressão máxima não ultrapassa os 28 kPa (compressões no solo).

Tabela 3.32 – Pressão no solo (unidades em kPa)

Rigidez	COMB1	COMB2	COMB3	COMB4
5000-10000	-25.23	-24.65	-24.90	-25.23
10000-20000	-25.63	-25.16	-25.31	-26.00
20000-40000	-26.23	-26.95	-26.35	-27.74

A Figura 3.81 representa, a título exemplificativo, a distribuição de pressões instaladas no solo, para a COMB4, no caso em que a rigidez do solo varia de 20000 a 40000 kN/m³. Verifica-se que as pressões variam entre -13 e -28 kPa, sendo máximas no contorno da moradia e mínimas no maior vão da laje. Por outro lado, a distribuição é pouco heterogénea, e o valor máximo é suportável por qualquer solo considerado aceitável para construção.

Na Tabela 3.33 apresentam-se os valores máximos das tensões de tração segundo as direções l_1 e l_2 dos eixos locais dos elementos finitos, σ_1 e σ_2 , obtidas para os casos de carga e variações de rigidez do solo consideradas. Constata-se que os valores da tensão máxima de tração para estados limites de utilização e para estados limites últimos são 1,78 e 2,45 MPa, os quais são inferiores a $f_{eq,2}$ e $f_{eq,3}$, respetivamente, pelo que o BACRFA desenvolvido garante a não formação de macro-fendas na estrutura.

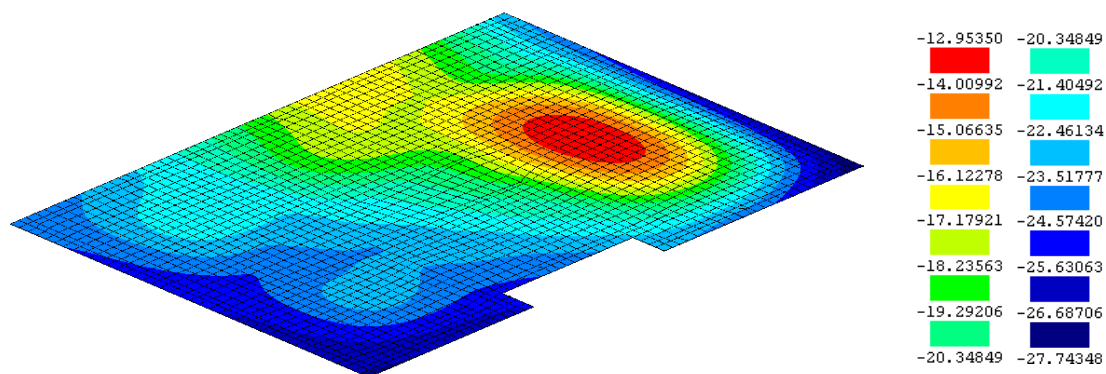


Figura 3.81 – Distribuição de pressões no solo na COMB4, para o caso de $K_s = 20000 / 40000$ kN/m³ (unidades em kPa)

Tabela 3.33 – Tensões máximas de tração (unidades em kPa)

Rigidez do solo [kN/m ³]	ELS		ELU	
	σ_1 [kPa]	σ_2 [kPa]	σ_1 [kPa]	σ_2 [kPa]
5000-10000	1776	1334	2450	1823
10000-20000	1405	1018	1947	1369
20000-40000	1033	705	1433	1037

A título de exemplo, na Figura 3.82 apresenta-se a distribuição de tensões para COMB5, em que a ação de base é o vento, e em que a variação de rigidez do solo é de 5000 a 10000 kN/m³. Da análise desta figura constata-se que as tensões máximas de tração estão restritas a zonas bem localizadas, na ligação entre paredes, e em aberturas, pelo que armadura convencional será colocada somente nestas zonas.

Neste estudo também se efetuou uma análise não linear material por fendilhação do BACRFA, tendo-se para tal utilizado um modelo de fendilhação distribuída disponível (NLMM101) no programa de cálculo FEMIXv4.0. Os parâmetros de fratura utilizados para a caracterização do comportamento pós-fendilhado do BACRFA estão apresentados na Tabela 3.34.

Tabela 3.34 – Propriedades mecânicas do BACRFA adotado

$f_{ctk,min}$ [MPa]	G_F [N/mm]	$\frac{\epsilon_{n,2}^{cr}}{\epsilon_{n,u}^{cr}}$	$\frac{\sigma_{n,2}^{cr}}{\sigma_{n,1}^{cr}}$	$\frac{\epsilon_{n,3}^{cr}}{\epsilon_{n,u}^{cr}}$	$\frac{\sigma_{n,3}^{cr}}{\sigma_{n,1}^{cr}}$
1.00	1.0	0.05	0.60	0.20	0.20

Este tipo de análise permite identificar zonas críticas e avaliar o comportamento da estrutura após o início da fendilhação do BACRF, permitindo determinar a disposição mais apropriada de armaduras convencionais. Na Figura 3.83 apresenta-se, a título exemplificativo, o padrão de fendilhação obtido para o solo de menor rigidez (5000 e 10000 kN/m³).

Todas as combinações evidenciaram o aparecimento de micro-fendilhação em algumas zonas de ligação entre paredes (ver pormenores a) e b) da Figura 3.83) e em zonas do contorno das janelas, pelo que deverá ser disposta armadura suplementar para evitar a formação de macro-fendas nestas zonas.

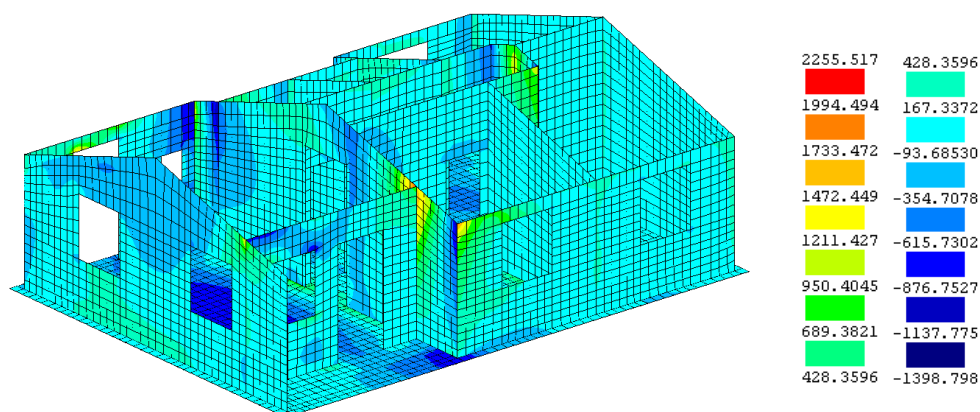
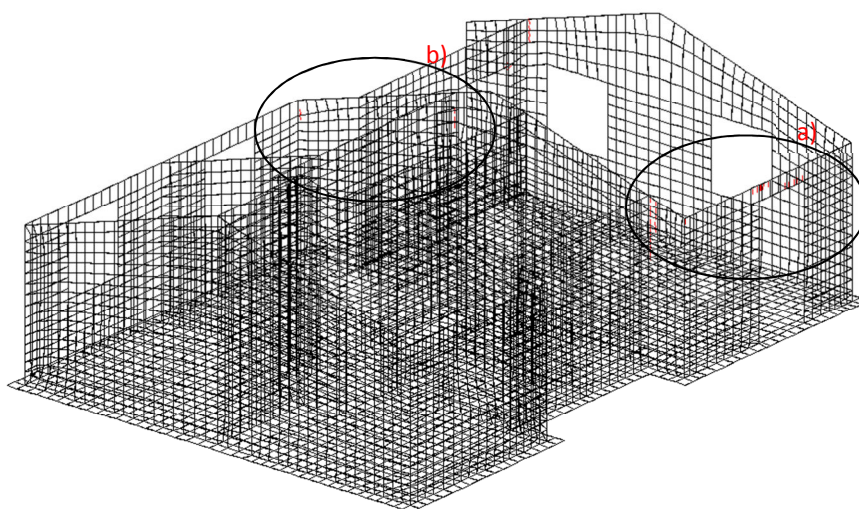


Figura 3.82 – Tensões σ_1 – 5000 / 10000 – COMB5 (unidades em kPa)



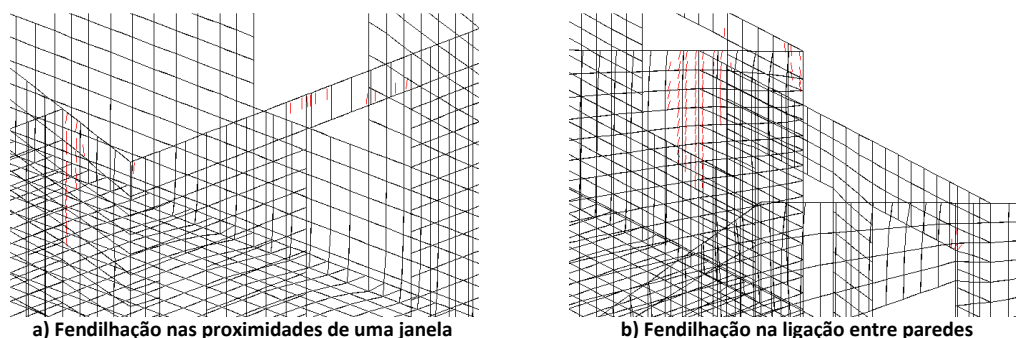


Figura 3.83 – Padrão de fendilhação para a COMB6 (ação base Vento)

3.4.5 Mobiliário em betão reforçado com fibras não metálicas

As aplicações apresentadas em secções anteriores permitem constatar a possibilidade de utilização do BACRF em elementos estruturais com dimensões e geometrias variáveis. Contudo, a aplicabilidade do BACRF não se prende, somente, a elementos estruturais de dimensão significativa. A presente secção pretende demonstrar a aplicabilidade de BACRF em peças de mobiliário urbano.

A utilização de betão armado no fabrico de elementos em betão conduz a peças com uma espessura mínima. Esta espessura mínima é condicionada, não só por motivos estruturais, mas pela necessidade de existência de uma espessura de betão de recobrimento para proteção das armaduras em ambas as faces dos elementos. Os elementos estruturais existentes nas zonas costeiras (nomeadamente mobiliário urbano) são susceptíveis a um intenso dano por corrosão das armaduras, levando a custos significativos na sua substituição e/ou reparação ao final de um período de vida relativamente curto. A utilização de um BAC reforçado com fibras não metálicas apresenta-se como uma solução eficiente para este tipo de aplicação por possuir propriedades reológicas e mecânicas apropriadas para o fabrico de peças esbeltas de elevada durabilidade (sem necessidade de elementos de reforço metálicos) e menores custos de manutenção.

As propriedades adotadas para simulação do comportamento pós-fendilhado do BACRF utilizado estão apresentadas na Tabela 3.35 e foram obtidas recorrendo a análise inversa de resultados experimentais obtidos em provetes normalizados. Atendendo ao facto das presentes aplicações de BACRF ficaram em contato direto com os seus utilizadores, para minimizar qualquer eventual dano por existência de fibras à superfície das peças optou-se por recorrer a fibras não metálicas para o reforço do betão. Neste sentido, o BACRF é reforçado com 12 kg/m^3 de fibras de polipropileno com 60 mm de comprimento.

Tabela 3.35 – Propriedades para modelação do comportamento pós-fendilhado do BACRF adotado

$f_{ck,min}$ [MPa]	E [GPa]	G_F [N/mm]	$\frac{\epsilon_{n,2}^{cr}}{\epsilon_{n,u}^{cr}}$	$\frac{\sigma_{n,2}^{cr}}{\sigma_{n,1}^{cr}}$	$\frac{\epsilon_{n,3}^{cr}}{\epsilon_{n,u}^{cr}}$	$\frac{\sigma_{n,3}^{cr}}{\sigma_{n,1}^{cr}}$
3.00	30	4.0	0.10	0.45	0.60	0.40

Realizaram-se análises numéricas em regime não linear material recorrendo ao MEF, discretizando as peças em elementos sólidos tridimensionais. O mobiliário em avaliação é constituído por uma cadeira e uma mesa.

A Figura 3.84 apresenta os principais resultados relativos às simulações numéricas efetuadas na cadeira. A solicitação prevista para a cadeira foi uma carga distribuída no assento que totaliza 1.5 kN (acresce peso próprio). Tendo em conta que a fendilhação prevista ao nível das ligações do assento com os braços da cadeira é pontual (ver Figura 3.84b) e que o deslocamento vertical máximo previsto para o assento é de 0.48 mm (ver Figura 3.84d), considera-se que está verificada a aplicabilidade da utilização de BACRF nesta tipologia de mobiliário urbano.

Os resultados obtidos recorrendo ao MEF para a mesa estão representados na Figura 3.85. O tampo da mesa tem dimensões 1.60 * 0.90 m², sendo de 0.90 m a altura dos suportes laterais. A espessura de todos os componentes da mesa é 4 cm. As simulações numéricas foram efetuadas para um sobrecarga sobre o tampo da mesa de 2 kN/m² (acresce peso próprio). A ausência de fendilhação prevista e um deslocamento máximo a meio vão do tampo de 0.9 mm demonstra a aplicabilidade deste compósito neste tipo de mobiliário sem ser necessário recorrer a qualquer reforço em aço.

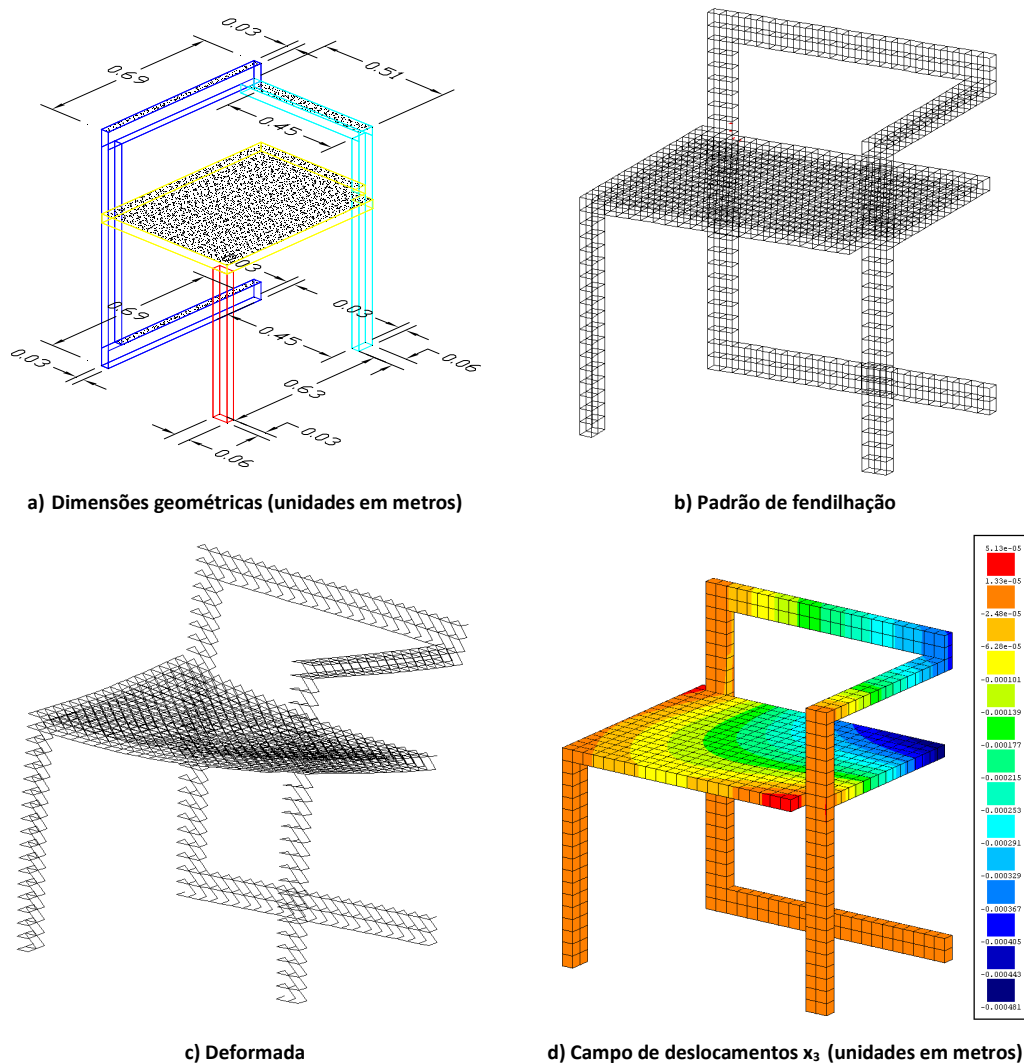


Figura 3.84 – Cadeira em BACRF

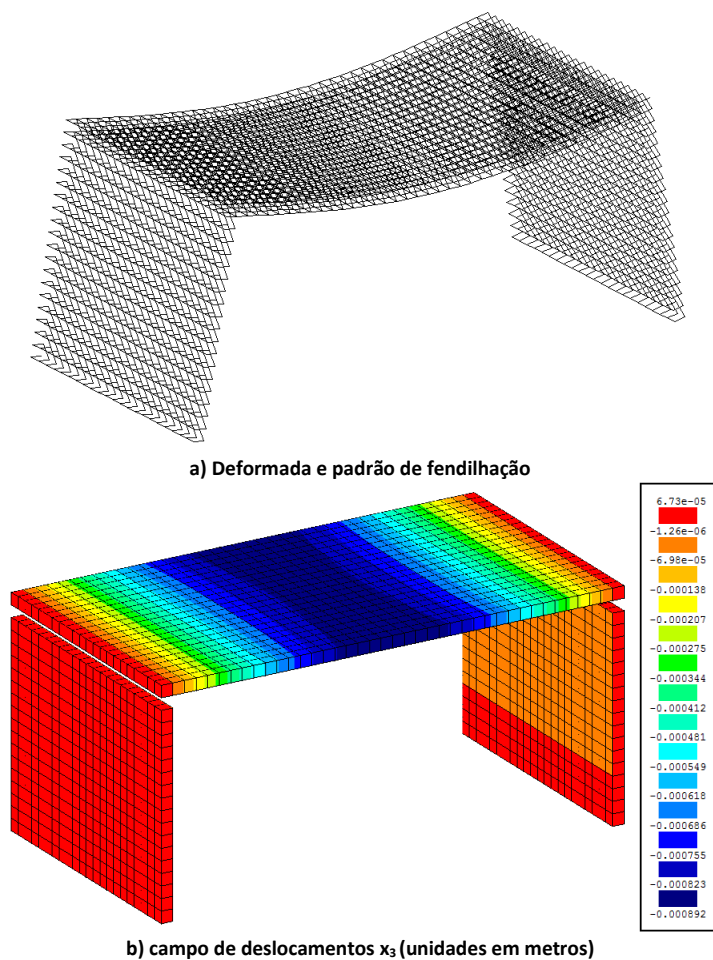


Figura 3.85 – Mesa em BACRF

3.5 Conclusões

O presente Capítulo pretendeu abordar várias temáticas decorrentes da aplicação de BRF/BACRF, desde a conceção ao desenvolvimento e dimensionamento de elementos estruturais em betões reforçados com fibras com ou sem requisitos de auto-compactabilidade. A principal abordagem passou pela possibilidade de substituir armadura convencional por fibras de aço. De facto, a redução ou mesmo eliminação da armadura convencional traz benefícios económicos pela diminuição/eliminação de mão de obra na preparação e montagem de armaduras, redução dos tempos de construção, e diminuição de custos diretos e indiretos relativos a corrosão de armaduras convencionais. As fibras podem ainda suprimir parcialmente cintas e estribos, pelo que a sua utilização em zonas de elevado congestionamento de armaduras de resistência ao corte pode assegurar uma melhor qualidade de betão nessas zonas.

A ductilidade é a propriedade mais beneficiada pelo reforço das fibras. Esta propriedade permite que, em estruturas com hiperestaticidade elevada, como são os casos dos pavimentos e das estruturas de suporte em túneis, a carga de colapso seja significativamente superior à carga de fendilhação do betão, aumentando a segurança deste tipo de estruturas.

A indústria da pré-fabricação é também um campo com potencial aplicação de BRF/BACRF, nomeadamente, na melhoria do comportamento à fendilhação, no maior aproveitamento das elevadas tensões resistentes das armaduras de pré-esforço sem ocorrer esmagamento do BRF comprimido, na substituição das armaduras de resistência ao corte em estruturas laminares e de geometria complexa, entre outros. O BACRF é muito apropriado para estruturas de elevada complexidade geométrica, em que não há tensões de tração muito elevadas. Nestes casos, as fibras podem ser o único reforço na estrutura.

A introdução de fibras de aço aumenta a resistência residual pós pico à compressão do betão, comparativamente a um betão sem qualquer tipo de reforço. Contudo, as vantagens associadas à introdução das fibras de aço são mais significativas no comportamento à flexão e corte do betão. Embora o aumento da resistência à tração que ocorre com a adição das fibras seja diminuto, o aumento da capacidade de carga dos elementos estruturais é considerável, especialmente em casos de elevada hiperestaticidade. Esta melhoria de comportamento é constatável tanto em fase de serviço como para estados limite últimos (dependendo da resistência pós fissuração do betão) em resultado do aumento da resistência à tração pós fendilhação da matriz proporcionada pelos mecanismos de reforços das fibras. Outra principal vantagem relativa à adição de fibras passa por um melhor controlo da fendilhação.

Com base nas respostas força-flecha registadas nos ensaios de flexão, que podem ser reproduzidas por simulação numérica, desde que se utilize um modelo constitutivo capaz de modelar o comportamento pós-fendilhado do betão, é possível obter os parâmetros de fratura que permitem definir o comportamento pós fendilhado do betão. Estes parâmetros são essenciais para que se possa simular o comportamento do BRF por intermédio do MEF, explorando as possibilidades da utilização do BRF e BACRF em distintas aplicações estruturais.

Durante a fase de desenvolvimento de aplicações estruturais em BRF e/ou BACRF é importante ter em conta vários aspetos decorrentes da aplicação destes tipos de betão. De facto, a distribuição de fibras de aço na secção de fratura de provetes em BACRF revela-se mais homogénea do que a habitualmente encontrada nos provetes em BRF. A utilização da medição da UPV ao nível do controlo de qualidade em obra poderá ser eficaz na verificação da homogeneidade das propriedades de resistência mecânica dos betões aplicados. Contudo, este tipo de técnica parece ineficaz na avaliação do comportamento pós-fendilhado do betão (que depende do teor e distribuição das fibras de aço); a UPV não é significativamente alterada com o teor em fibras de aço presente no betão. A variação obtida nas propriedades mecânicas do BACRF foi praticamente independente da posição em altura em que as propriedades foram avaliadas. Contudo, os valores de resistência equivalentes foram inferiores aos obtidos recorrendo a provetes conforme as indicações da RILEM. De uma maneira geral, os valores de resistência equivalente obtidos para os provetes prismáticos obtidos por intermédio do corte dos moldes em que o BACRF fluiu são inferiores aos determinados nos provetes normalizados. Os valores destes parâmetros são significativamente dependentes da orientação relativa dos provetes face à

direção do fluxo do BACRF (revela a importância da direção das fibras no comportamento pós-fendilhado do BACRF). Neste sentido, a adoção de um comportamento isotrópico para o BACRF (com base nos parâmetros de resistência equivalente obtidos em provetes normalizados) para simular o comportamento de elementos estruturais moldados com este tipo de betão poderá conduzir a esforços resistentes superiores à capacidade resistente real do BACRF.

Para a avaliação das possibilidades da utilização de BRF/BACRF em aplicações estruturais é necessário recorrer a análises em regime não linear material (MEF). Estes modelos de análise não linear permitem ter em conta o processo de iniciação e propagação de fissuras em materiais de matriz cimentícia, e consequentemente, simular a abertura de fissuras e identificar as zonas críticas em que a utilização de armaduras ordinárias poderá ser necessária. A análise não linear material foi especialmente útil na exploração do potencial de utilização de BRF/BACRF.

A análise das condições de carregamento a que uma aduela está sujeita durante a sua vida útil permitiu constatar a existência de estados de tensão que poderão conduzir ao aparecimento de danos irreversíveis nestes elementos pré-fabricados. A fase de instalação das aduelas na sua posição final apresenta-se como uma situação crítica, agravada pela existência comum de ligeiros desalinhamentos de montagem entre as aduelas. A adição de fibras em aço apresenta-se como uma clara vantagem no controlo da fendilhação neste caso de carga específico. Os casos de carga que condicionam o dimensionamento do reforço a instalar nas aduelas pré-fabricadas são a instalação das aduelas e o comportamento a longo prazo. A magnitude dos esforços obtidos, bem como a largura máxima de fenda prevista, indica que é possível a substituição total da armadura convencional por um sistema de reforço em fibras de aço. Ao nível das vigas delta, constata-se os benefícios inerentes à substituição da armadura de reforço transversal por fibras de aço, nomeadamente nos benefícios do reforço ao corte e conjugação com pré-esforço. O recurso ao MEF permitiu estudar o efeito de introdução de aligeiramentos (aberturas no painel da alma), variações geométricas, inclusão de armadura convencional, armadura de pré-esforço e fibras de aço avaliando, de forma pormenorizada, quais os efeitos particulares no comportamento global do elemento pré-fabricado em causa. O BACRF apresenta-se, também, como uma solução competitiva ao nível da construção de habitação social de custo controlado. Os resultados obtidos permitem concluir que o BACRF desenvolvido é adequado para a construção da tipologia da moradia estudada, sendo, no entanto necessário dispor armadura convencional em locais considerados críticos, detetados pela análise não linear material efetuada.

O presente Capítulo demonstra a aplicabilidade do BRF e/ou BACRF tanto ao nível de elementos estruturais de grande dimensão, como é o caso da viga delta e das moradias, como em elementos de pequena escala, como é o caso de mobiliário urbano, onde a não existência de qualquer reforço convencional em aço permite aumentar o tempo de vida útil e diminuir significativamente os custos de manutenção deste tipo de elementos, principalmente quando têm de ficar expostos a ambientes agressivos, como é o caso de zonas costeiras. O limite é a imaginação.

Capítulo 4

COMPORTAMENTO DO BETÃO APÓS EXPOSIÇÃO A TEMPERATURAS ELEVADAS

4.1 Introdução

O presente Capítulo aborda a avaliação do comportamento residual de Betão Simples (BS), betão reforçado com armadura convencional (Betão Armado, BA), Betão Reforçado com Fibras (BRF) e Betão Auto Compactável Reforçado com Fibras (BACRF) após exposição a diferentes níveis de temperatura elevada. Salienta-se que, no presente documento, comportamento “residual” é relativo ao comportamento mecânico do betão avaliado após exposição a temperaturas elevadas e/ou fogo e posterior equilíbrio higrométrico dos provetes com o ambiente do laboratório.

Durante as secções 4.2, 4.3 e 4.4 apresentam-se diversos programas experimentais (independentes entre si) efetuados para o desenvolvimento e caracterização de betões de comportamento melhorado ao fogo (com ou sem requisitos de autocompactabilidade). Estes programas experimentais foram concebidos de forma a permitir efetuar uma análise comparativa do desempenho destes BRF/ BACRF com outros tipos de betão, nomeadamente, BS e BA (secção 0). O programa experimental apresentado na secção 4.2 reflete o comportamento residual à compressão e à tração por flexão de um BRF com variação no tipo de cimento e na dosagem em fibras de polipropileno. Seguidamente, na secção 4.3, apresenta-se um programa experimental comparativo do comportamento residual entre BS, BA e um BRF. Por fim, a secção 4.4, é dedicada à descrição de um programa experimental relativo ao comportamento residual de um BAC reforçado com fibras de aço e/ou fibras de polipropileno. Após a realização dos ensaios para diferentes níveis de temperatura máxima, efetuou-se uma análise inversa dos resultados experimentais para obtenção das propriedades pós-fendilhação de um dos BRF desenvolvidos, com o intuito da utilização destas em simulações numéricas que permitam prever o comportamento residual de elementos estruturais em BRF e BACRF após submetidos a temperaturas elevadas (secção 4.6).

4.2 Comportamento mecânico residual do BRF

Nesta secção descreve-se o programa experimental efetuado no âmbito da caracterização do comportamento residual de um BRF após exposição a diferentes níveis de temperatura elevada, T_{\max} .

Para que a avaliação do comportamento residual de um betão possa ser levada a cabo é preponderante que o betão resista à exposição térmica a que estará sujeito durante o processo de aquecimento, isto é, que a ocorrência de spalling seja pouco provável. Neste sentido, tendo por base os conhecimentos adquiridos em programas experimentais preliminares e na pesquisa bibliográfica efetuada (Capítulo 2), decidiu-se incluir 2 kg/m^3 de fibras de polipropileno na composição do betão. Em termos de fibras de aço, optou-se por uma dosagem de 60 kg/m^3 pois trata-se de uma quantidade que é o valor médio do intervalo $[45\text{-}75 \text{ kg/m}^3]$ julgado adequado para a maior parte das aplicações estruturais onde o BRF pode ser uma alternativa competitiva ao reforço tradicional (com exceção dos pavimentos industriais onde a quantidade, em geral, não ultrapassa os 30 kg/m^3).

Na composição selecionada para este programa experimental, designada por CEM425, foi adotado cimento (CEM) do tipo I 42.5R, superplastificante (SP) de terceira geração (SIKA ViscoCrete® 3002 HE), filler calcário (FC) e quatro tipos de agregados: areia fina (AF), bago de arroz (BA) e dois tipos de britas calcárias (B1: 5-12 mm; B2: 14-20 mm). O reforço adotado é constituído por dois tipos de fibras: de aço (FA) DRAMIX® RC-80/60-BN, com comprimento (l_f) de 60 mm, diâmetro (d_f) de 0.75 mm, relação comprimento/diâmetro (l_f/d_f) de 80 e tensão de cedência de 1100 MPa; fibras de polipropileno (FP) DURO-FIBRIL®, com comprimento (l_f) de 6 mm e diâmetro (d_f) de 31 μm (ver Tabela 4.1).

Tabela 4.1 – Composição adoptada (por m^3 de betão)

CEM	FC	Água	SP	AF	BA	B1	B2	FP	FA
[kg]	[kg]	[dm^3]	[dm^3]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]
300.2	228.0	120.5	7.0	533.6	457.6	295.0	294.3	2.0	60.0

A avaliação dos parâmetros residuais (módulo de elasticidade e tensão máxima de compressão) do betão desenvolvido foi efetuada em provetes cilíndricos de 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura. O comportamento residual à flexão foi determinado através de ensaios em provetes prismáticos com $150 \times 150 \times 600 \text{ mm}^3$. Os provetes começaram por ser aquecidos até diferentes níveis de T_{\max} numa mufla (BARRACHA K9-E) disposta de controlador (TERMOCONTROL 1PR) (ver Figura 4.1a). Os níveis de temperatura testados foram: ambiente, 250 °C, 500 °C, 750 °C e 1000 °C (temperaturas medidas no interior do forno, na zona superior). Após o nível de temperatura desejado ter sido atingido, este era mantido constante durante 4 horas, na tentativa de instalar uma distribuição de temperatura no volume de betão o mais homogénea possível (ver Figura 4.1b). O arrefecimento dos provetes foi efetuado no interior da mufla. Até à realização dos ensaios mecânicos, os provetes ficaram expostos à temperatura ambiente do laboratório.

A exposição a diferentes níveis de T_{\max} foi efetuada 28 dias após a betonagem dos provetes. A avaliação das propriedades mecânicas residuais foi efetuada 28 dias após os provetes terem sido expostos aos

referidos níveis de T_{max} , com exceção dos provetes de referência, em que a avaliação ocorreu 28 dias após a sua betonagem (tal como se verificará posteriormente, este procedimento apresenta algumas deficiências, reveladas após os ensaios efetuados).

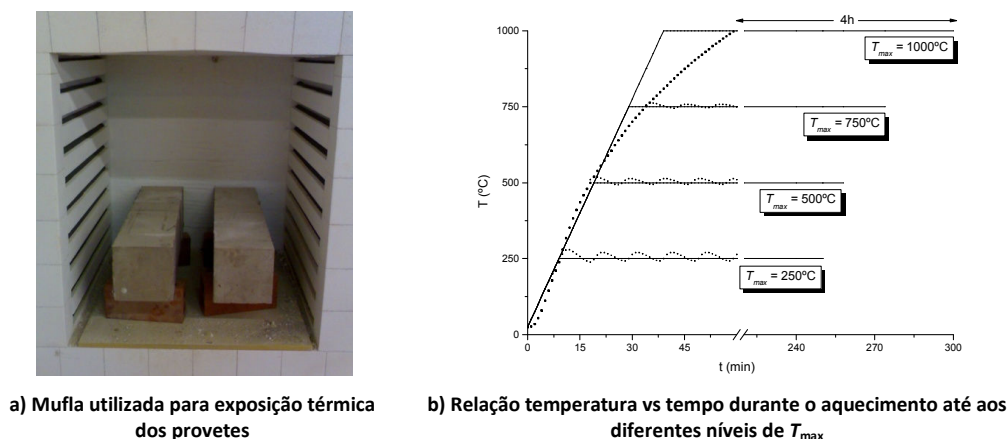


Figura 4.1 – Exposição do betão a diferentes níveis de T_{max}

Paralelamente ao presente programa experimental, moldaram-se provetes cilíndricos com a composição referida na Tabela 4.1, alterando-se apenas o tipo de cimento, que passou a ser do tipo I 52.5R (composição CEM525). Os resultados obtidos nos provetes de betão realizado com este tipo de cimento, nomeadamente o módulo de elasticidade residual e a resistência residual à compressão, são apresentados nesta secção. O objetivo deste programa experimental é a avaliação da influência do tipo de cimento no comportamento residual do BRF em desenvolvimento.

A exposição do BRF ao nível de T_{max} de 1000 °C conduziu à desagregação deste (ver Figura 4.2), impossibilitando a avaliação das suas propriedades mecânicas residuais. É atribuído, assim, o valor nulo aos resultados relativos à exposição a 1000 °C. Salienta-se, contudo, que esta desagregação ocorreu vários dias após o ensaio de exposição à temperatura referida, e não no decorrer deste (não ocorreu qualquer tipo de spalling durante a exposição térmica).



Figura 4.2 – Desagregação de um provete cilíndrico após exposição térmica (1000 °C)

Os valores para o módulo de elasticidade residual do betão, E_{cmT}^{res} , após a exposição deste a diferentes níveis de T_{max} são apresentados na Figura 4.3a (valor médio dos resultados obtidos em três ensaios). A

Figura 4.3b representa a variação do módulo de elasticidade residual do betão, E_{cmT}^{res} , em relação ao seu valor a 20 °C, E_{cm} , em função de T_{max} . A evolução deste parâmetro é apresentada para os provetes de betão das composições CEM425 e CEM525.

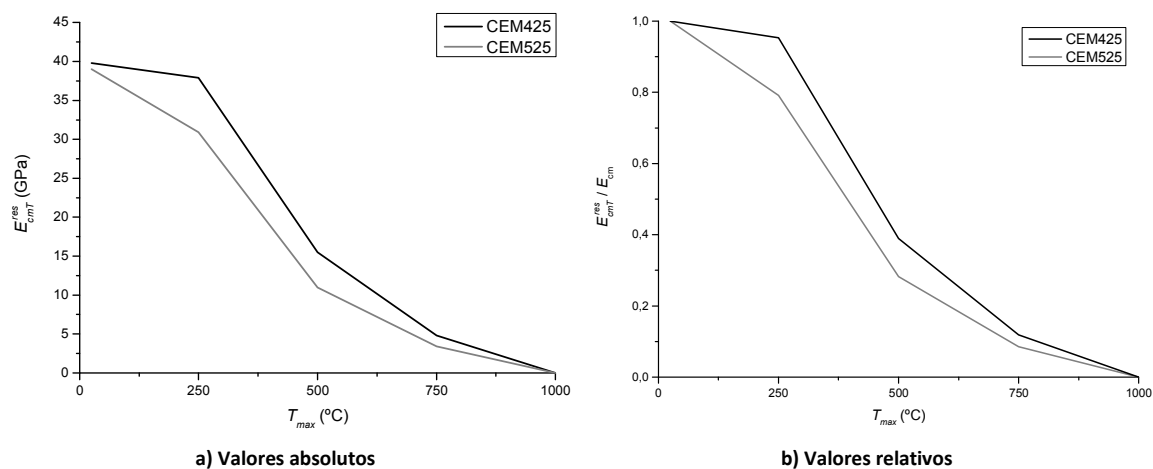


Figura 4.3 – Variação do módulo de elasticidade residual do betão em função de T_{max}

A diminuição (análise em valores relativos) de E_{cmT}^{res} com o aumento de T_{max} foi menor na CEM425 que a ocorrida na CEM525. Tal deve-se, muito provavelmente, ao maior grau de finura destes últimos cimentos que, por aumentar a compacidade do betão, originam tensões internas mais elevadas na micro-estrutura do betão, em consequência da maior resistência à libertação do vapor de água no interior do betão.

A relação entre tensão e extensão de compressão obtida no ensaio de compressão direta para os provetes de BRF (para a composição CEM 425) expostos aos diferentes níveis de T_{max} está apresentada na Figura 4.4.

O comportamento verificado para $T_{max} = 250$ °C (para CEM425), com um acréscimo de resistência de cerca de 30 % relativamente aos provetes não aquecidos, merece especial atenção. Embora seja corrente na bibliografia um aumento de resistência residual para uma exposição a níveis de T_{max} entre 150 °C e 300 °C, este aumento de resistência deve-se, principalmente, ao facto dos provetes de referência (temperatura ambiente) terem sido ensaiados aos 28 dias de idade e o comportamento residual ter sido avaliado para provetes com 56 dias de idade. O referido comportamento não foi, contudo, observado na CEM525, como é demonstrado na Figura 4.6. Este comportamento poderá ser justificado pelo tipo de cimento, 52.5, que origina um aumento da resistência nas idades mais jovens do betão e um menor aumento a longo prazo, relativamente ao tipo de cimento 42.5. A Figura 4.5 e Figura 4.6 apresentam, em síntese, as curvas σ - ϵ obtidas nos ensaios de compressão direta com provetes dos betões desenvolvidos e submetidos aos níveis de T_{max} adotados. A composição CEM425 apresenta uma menor perda de resistência à compressão com o aumento de temperatura de exposição, comparativamente à CEM525, para todos os níveis de T_{max} ensaiados. A Figura 4.7 apresenta a variação da extensão de pico com o nível de T_{max} . Tal como apresentado na Figura 4.3, o menor módulo de

elasticidade residual da série CEM525 conduz a uma maior extensão de pico para os níveis de T_{max} iguais ou superiores a 250 °C. Por outro lado, a redução da extensão de pico obtida para os provetes submetidos à T_{max} de 250 °C é justificada, também, pela diferente idade dos provetes na data de ensaio.

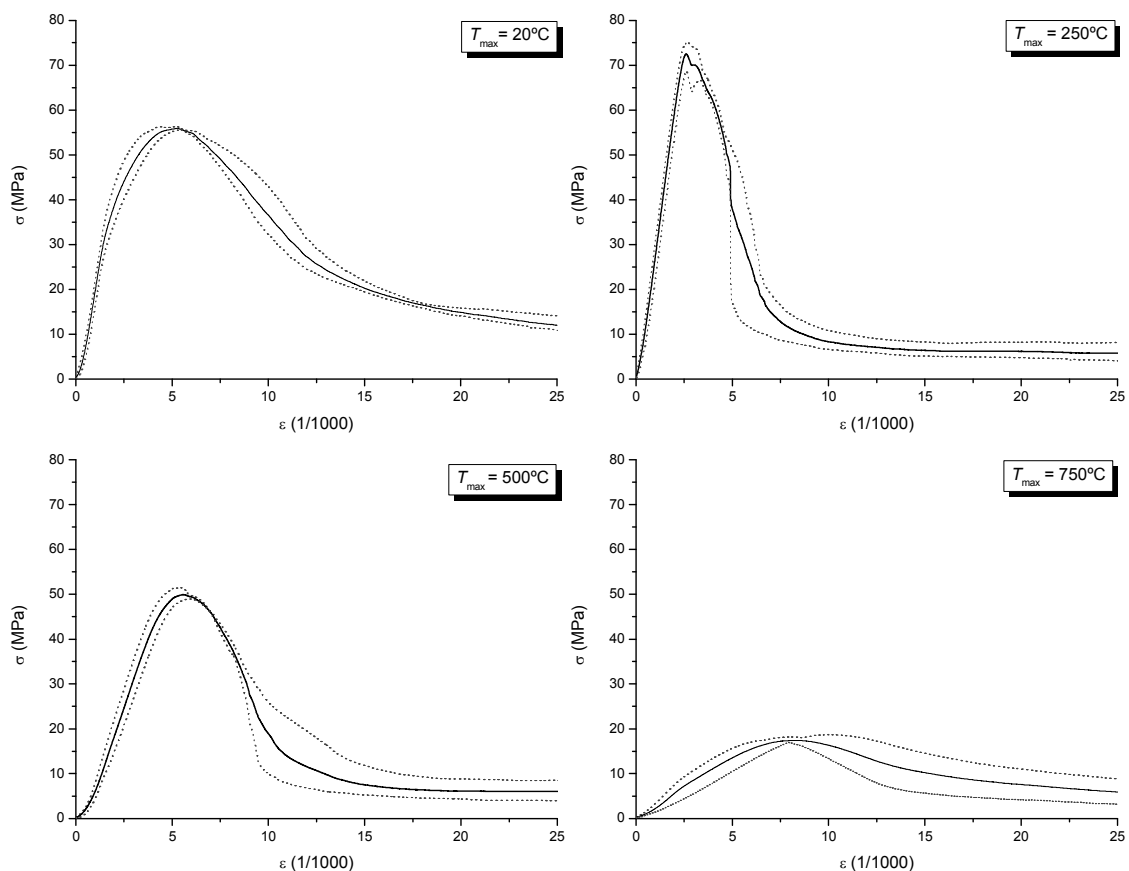


Figura 4.4 – Comportamento σ - ϵ residual à compressão dos provetes CEM425

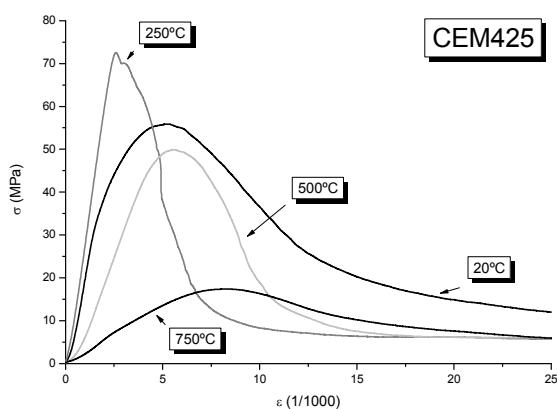


Figura 4.5 – Curvas σ - ϵ de compressão de provetes da composição CEM425, após terem sido submetidos a distintos níveis de T_{max}

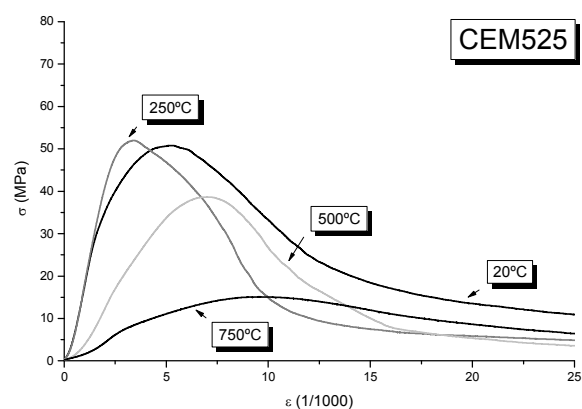


Figura 4.6 - Curvas σ - ϵ de compressão de provetes da composição CEM525, após terem sido submetidos a distintos níveis de T_{max}

Na Figura 4.8a é apresentada a resistência residual à compressão do betão, f_{cmT}^{res} , em função de T_{max} (valor médio dos resultados obtidos em três ensaios). A Figura 4.8b representa a variação da resistência residual à compressão do betão referida ao seu valor a 20°C, f_{cm} , em função de T_{max} .

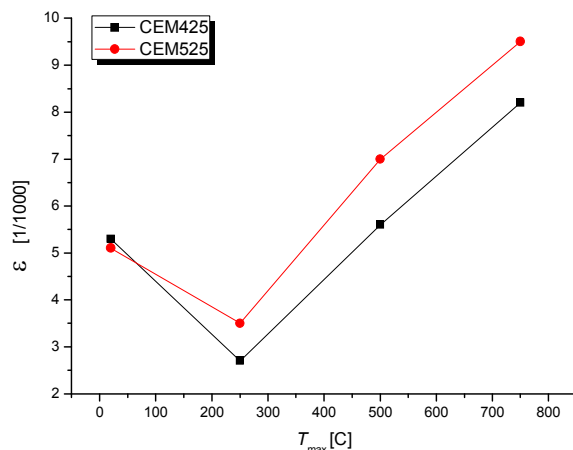


Figura 4.7 – Influência do nível de T_{max} na extensão correspondente à resistência à compressão

Os resultados apresentados permitem concluir que, do ponto de vista dos fenómenos em análise, a utilização do cimento tipo I 42.5R é mais vantajosa, comparativamente à utilização do cimento tipo I 52.5R. Neste sentido, este tipo de cimento é o adotado nos programas experimentais a efetuar para caracterização do BRF em desenvolvimento. Assim, a avaliação da influência da exposição a T_{max} na resistência residual à flexão do betão foi efetuada somente com provetes tendo por composição base a apresentada na Tabela 4.1 – CEM425.

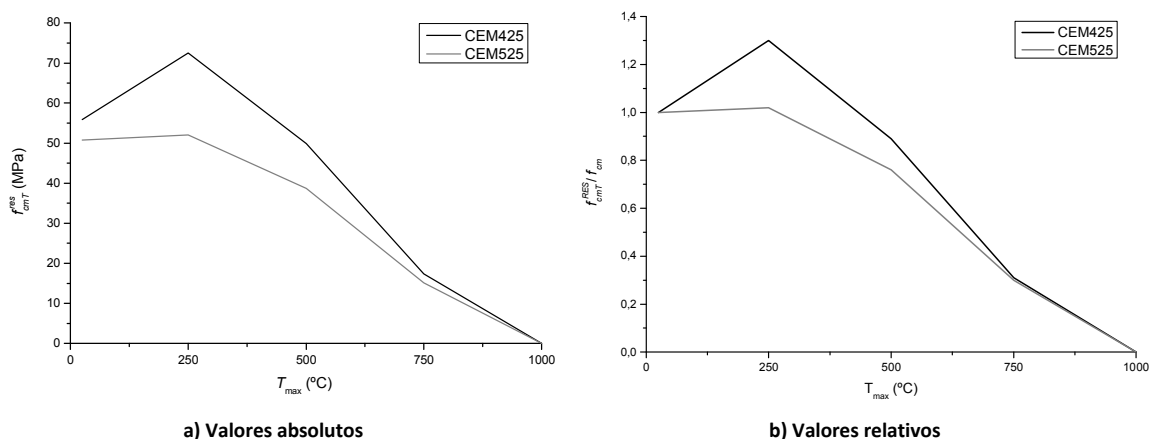
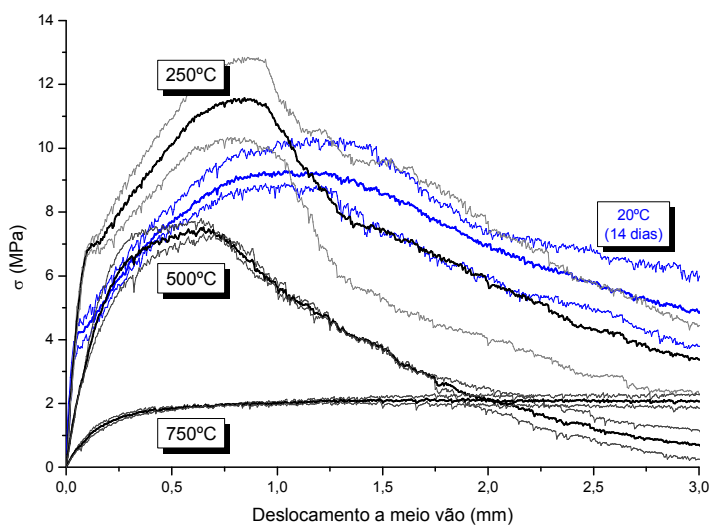


Figura 4.8 – Influência de T_{max} na resistência residual à compressão do betão

O comportamento residual à flexão do BRF desenvolvido está apresentado na Figura 4.9a. Salienta-se que a resposta tensão vs flecha a meio vão para a série de referência (20 °C) foi obtida em ensaios efetuados 14 dias após a betonagem dos provetes. A Figura 4.9b pormenoriza a degradação ocorrida nos provetes para $T_{max} = 750$ °C.

A Figura 4.10 representa a variação, com a temperatura máxima de exposição, da força máxima registada até uma flecha de 0.05 mm, F_L , e dos parâmetros designados por tensão equivalente em tração para estados limite de serviço, $f_{eq,2}$, e para estados limite últimos, $f_{eq,3}$, parâmetros estes que traduzem a ductilidade dos betões reforçados com fibras. Como seria de esperar, a partir de 250 °C a redução dos referidos parâmetros é significativa com o aumento de T_{max} . Posteriormente, na Figura

4.17b, apresentam-se resultados similares para o mesmo BRF mas com menor dosagem em fibras de polipropileno (1 kg/m³).



a) Comportamento residual à flexão do BRF

b) Pormenor do apoio durante o ensaio

Figura 4.9 – Influência da T_{max} no comportamento residual à flexão do BRF

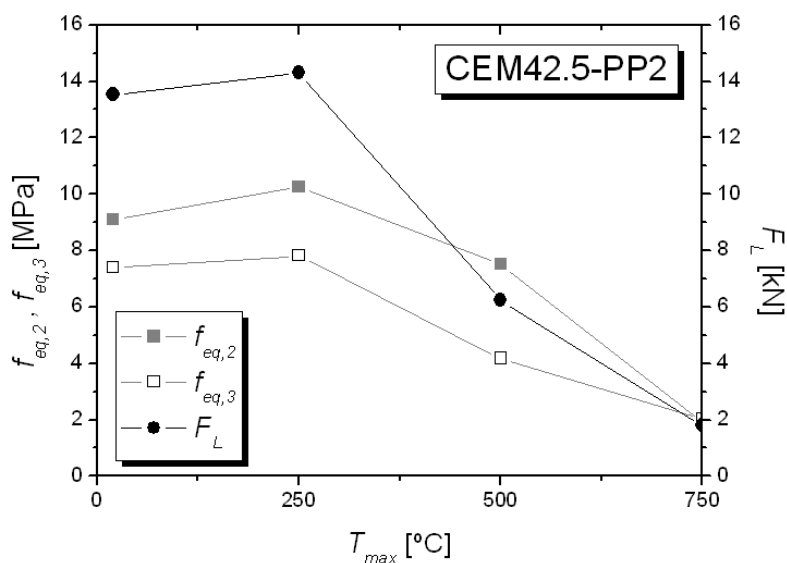


Figura 4.10 – Influência de T_{max} nos parâmetros F_L , $f_{eq,2}$ e $f_{eq,3}$

4.3 Comportamento mecânico residual do BS, BA e do BRF

A presente secção apresenta um programa experimental que visa avaliar comparativamente o comportamento mecânico residual do BS, BA e BRF (módulo de elasticidade residual e relação σ - ϵ residual à compressão). Na composição projetada para o BS (através do Método de Faury) foi adotado cimento (CEM) do tipo I 42.5R, meia areia (MA) e dois tipos de britas calcárias (B1: 5-12 mm; B2: 14-20 mm). A composição selecionada para o BRF foi apresentada na secção 4.2, com diferente dosagem em fibras de polipropileno. As composições adotadas para os provetes de BS e BRF estão apresentadas na Tabela 4.2. Salienta-se que a dosagem em fibras de PP foi de apenas 1 kg/m³, para além dos 60

kg/m³ em fibras metálicas. Optou-se por esta dosagem para que o estudo também contemplasse uma análise comparativa dos resultados apresentados em 4.2 (onde a dosagem em fibras de PP foi de 2 kg/m³). Para além disso, a adição de uma dosagem significativa de fibras metálicas faz melhorar o comportamento perante a atuação de temperaturas elevadas, reduzindo a necessidade da adição de fibras de PP. No desenvolvimento dos betões optou-se por uma composição que levasse à obtenção de classes resistentes similares à maioria das aplicações em BS e BRF.

Tabela 4.2 – Composições adotadas para o BS e BRF (por m³ de betão)

	CEM [kg]	Água [dm ³]	SP [dm ³]	FC [kg]	AF [kg]	BG [kg]	MA [kg]	B1 [kg]	B2 [kg]	FP [kg]	FA [kg]
BS	300.0	194.2	-	-	-	-	934.2	461.6	436.0	-	-
BRF	300.2	120.5	7.0	228.0	533.6	457.6	-	295.0	294.3	1.0	60.0

A avaliação dos parâmetros residuais de resistência mecânica - módulo de elasticidade e resistência à compressão - foi efetuada em provetes cilíndricos de 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura. O comportamento residual à flexão, no caso dos provetes de BRF, foi determinado através de ensaios em vigas de 600 x 150 x 150 mm³. O comportamento residual à compressão, quer no caso dos provetes de BS como nos de BA (ver Figura 4.11 - Ø10 como armadura longitudinal e Ø6 como transversal, ambos os varões em aço da classe A400NR), foi também determinado através de ensaios em protótipos de pilar com 150 x 600 x 150 mm³. O espaçamento entre a armadura transversal foi de 12.5 cm para os provetes apresentados na Figura 4.11b e Figura 4.11d, e de 6.25 cm na Figura 4.11c.

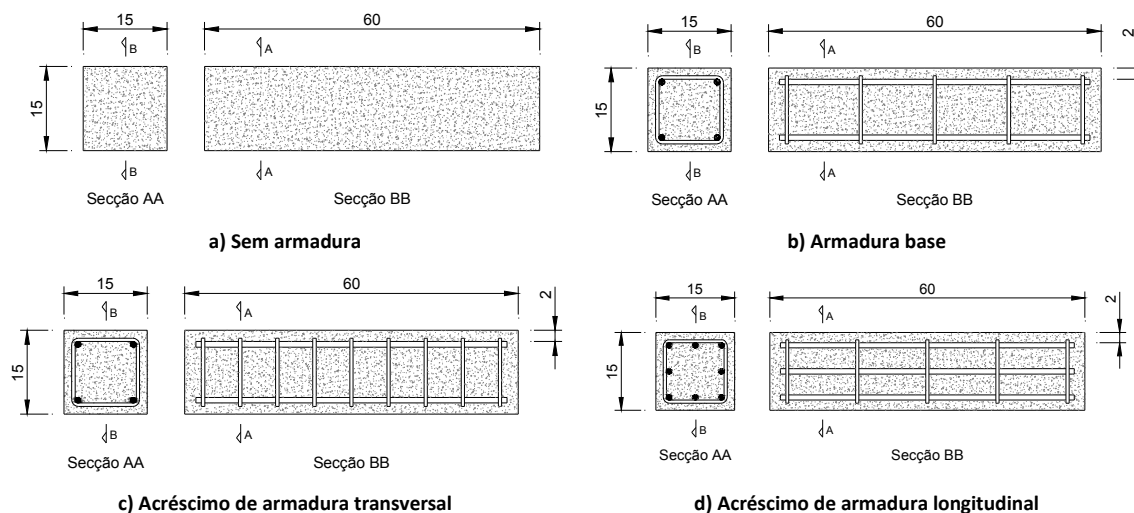


Figura 4.11 – Provetes protótipo de pilar (unidades em cm)

O procedimento de exposição dos provetes a T_{max} foi idêntico ao apresentado na Secção 4.2. Devido à perda completa da integridade do betão nos provetes dos programas de ensaios descritos na Secção 4.2 submetidos a $T_{max} = 1000$ °C, optou-se por estabelecer para o presente programa experimental os níveis de T_{max} seguintes: ambiente, 250 °C, 500 °C e 750 °C.

Os valores obtidos para o módulo de elasticidade residual do BS e do BRF após exposição a diferentes T_{max} estão apresentados na Figura 4.12a. A Figura 4.12b representa a variação de E_{cmT}^{res} em relação ao seu

valor a 20 °C, E_{cm} , para os níveis de T_{max} considerados. Da análise dos resultados apresentados na Figura 4.12 constata-se que o BRF apresenta uma menor redução de E_{cmT}^{res} , relativamente ao BS, com o aumento do nível de T_{max} de exposição.

Os provetes cilíndricos de BS e BRF desenvolvidos apresentaram o comportamento residual à compressão direta representado na Figura 4.13. A maior resistência à compressão máxima obtida pelo BRF relativamente ao BS deve-se, principalmente, à menor relação água/cimento e não à adição de fibras de aço (o BRF apresenta uma relação água-cimento de 0,40 e o BS de 0,65). Comparando as curvas σ - ϵ à compressão do BS e do BRF constata-se que o BRF é o que apresenta menor redução de resistência à compressão. Relativamente à extensão de pico residual de compressão, verifica-se que a extensão obtida no BRF é superior à obtida para o BS devido, principalmente, à maior resistência à compressão do BRF (ver Figura 4.14a). Contudo, analisando em termos de valores relativos, o aumento da extensão de pico com a T_{max} é inferior no BRF do que no BS. A Figura 4.15 apresenta a variação da resistência à compressão do BS e do BRF em relação ao seu valor a 20 °C. Da análise da Figura 4.15 constata-se que a redução da resistência à compressão relativa para o BRF é inferior comparativamente ao BS, para todos os níveis de T_{max} , concluindo-se por um melhor comportamento residual do BRF relativamente ao BS.

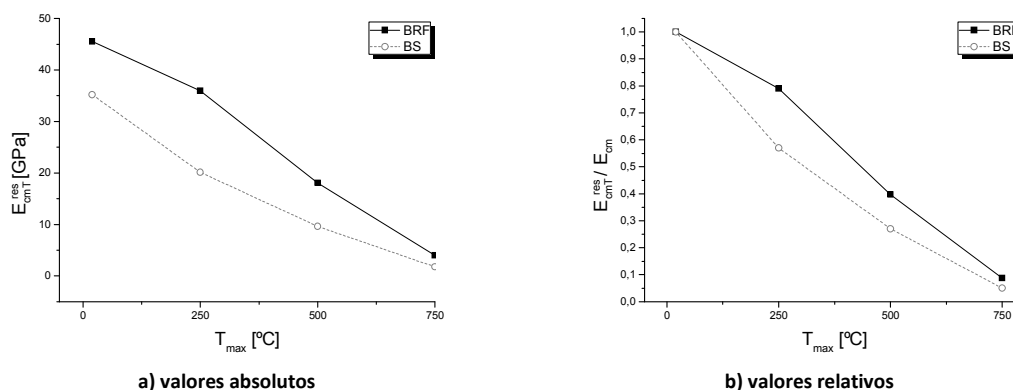


Figura 4.12 – Influência de T_{max} no módulo de elasticidade residual

Salienta-se que a avaliação da resistência dos provetes para o nível de temperatura ambiente foi efetuada na mesma data em que foi avaliada a resistência residual dos provetes submetidos aos distintos níveis de T_{max} , corrigindo-se o procedimento efetuado em 4.2.

Na Figura 4.16 compara-se a relação entre o módulo de elasticidade relativo e a resistência à compressão relativa registada nos BS e BRF desenvolvidos, bem como os valores previstos para esta relação adotando-se as recomendações do CEB-FIP MODEL CODE (1993). A utilização da relação proposta pelo CEB-FIP para betões não expostos a níveis de T_{max} (ver relação designada por “CEB-FIP” na Figura 4.16) poderá conduzir a resultados menos rigorosos para betões expostos termicamente (ver relações designadas por “BRF” e “BS” na Figura 4.16), pois parece existir uma maior diminuição de f_c que de E com o aumento de T_{max} .

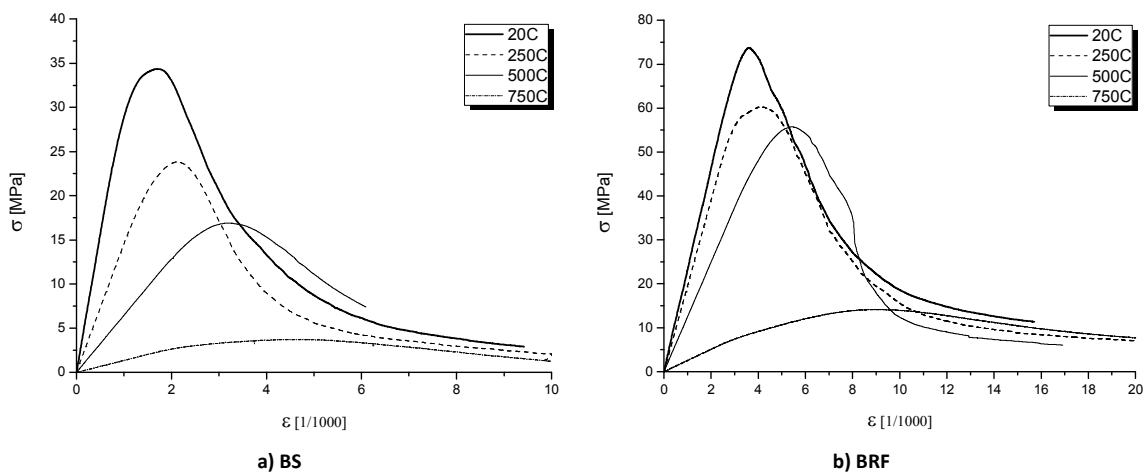


Figura 4.13 – Curvas σ - ϵ de compressão de provetes após terem sido submetidos a diferentes T_{max}

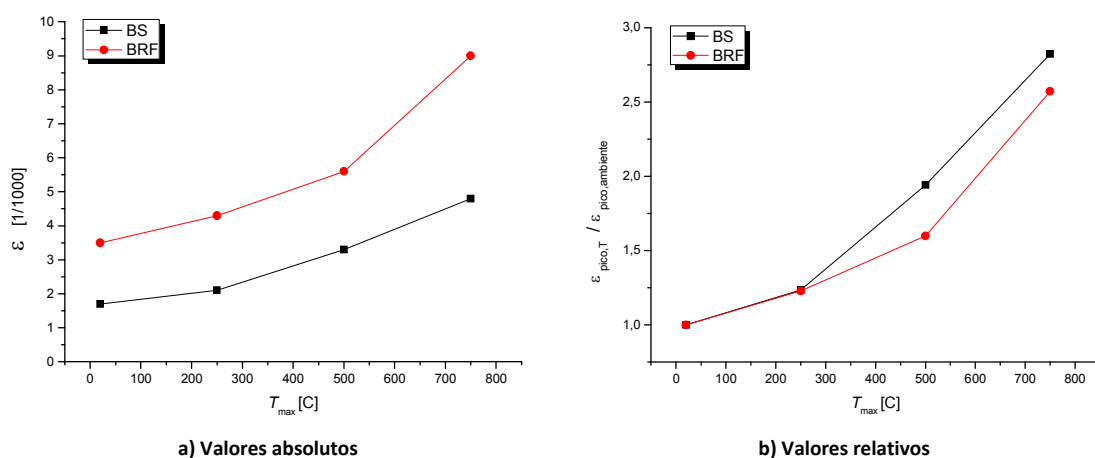


Figura 4.14 – Influência de T_{max} na extensão de pico residual

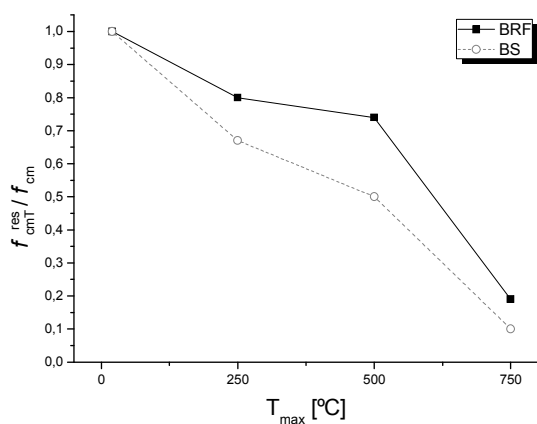


Figura 4.15 – Influência de T_{max} em f_{cm}^{res} / f_{cm} para BS e BRF

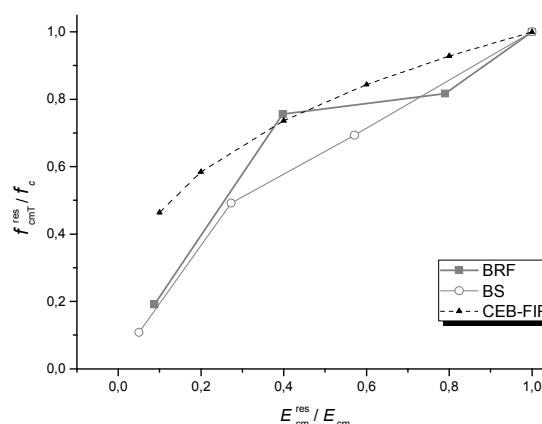


Figura 4.16 – Relação entre E_{cm}^{res} / E_{cm} e f_{cm}^{res} / f_{cm}

O comportamento residual à flexão do BRF é apresentado na Figura 4.17a. Na Figura 4.17b apresenta-se a variação dos parâmetros de resistência equivalente com o nível de T_{max} . Comparativamente aos resultados apresentados na Figura 4.10, verifica-se que a dosagem em fibras de polipropileno (1 kg/m^3 ou 2 kg/m^3) não altera de forma significativa o comportamento residual à flexão do BRF.

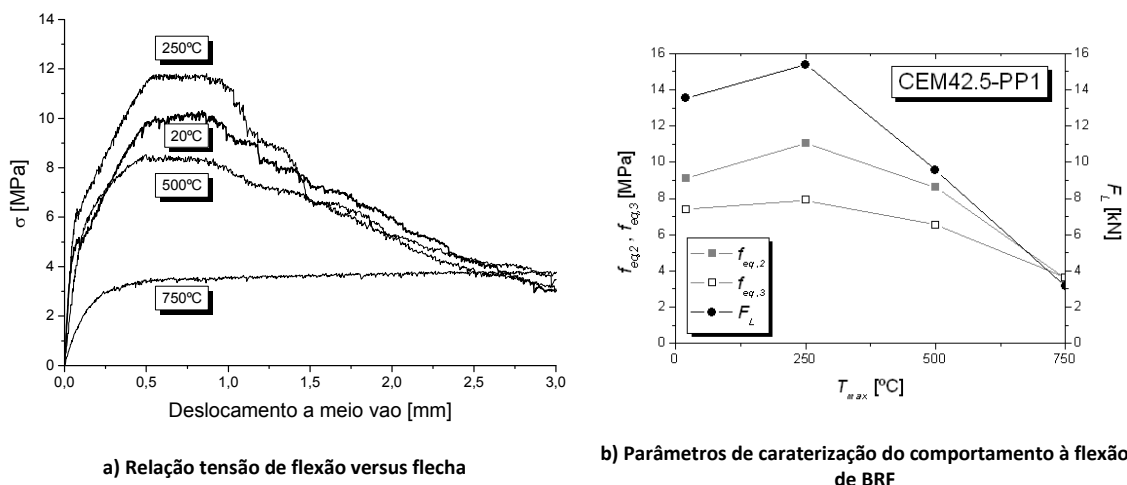
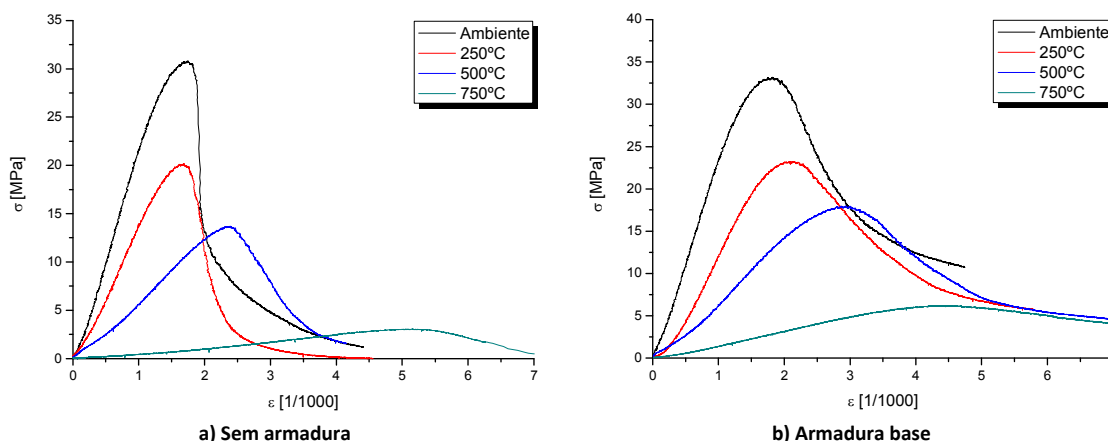


Figura 4.17 – Influência da T_{max} de exposição no comportamento residual à flexão de BRF

A relação σ - ϵ de compressão obtida nos ensaios dos provetes “pilar” em BS e BA está apresentada na Figura 4.18 (por tipo de provete) e na Figura 4.19 (por nível de T_{max}). Da análise dos resultados experimentais apresentados na Figura 4.20a salienta-se um aumento do valor de força máxima para os provetes com maior quantidade de armadura – ver Figura 4.20a. As cintas, ao confinar o betão, oferecem resistência à formação e propagação de fendas, resultando um aumento da resistência à compressão do provete-pilar. No caso da armadura longitudinal, esse aumento deve-se ao maior módulo de elasticidade do aço comparado com o do betão que ocupa.

Analisando em termos de valores relativos (ver Figura 4.20b), constata-se que o aumento da percentagem de armadura de reforço diminui a degradação da resistência à compressão do pilar provocada pela exposição a diferentes T_{max} . Na Figura 4.21 apresenta-se a variação da extensão de pico com o nível de T_{max} , tanto em valores absolutos como em valores relativos. Constata-se que o aumento da extensão de pico com o nível de T_{max} é similar nas várias séries analisadas.



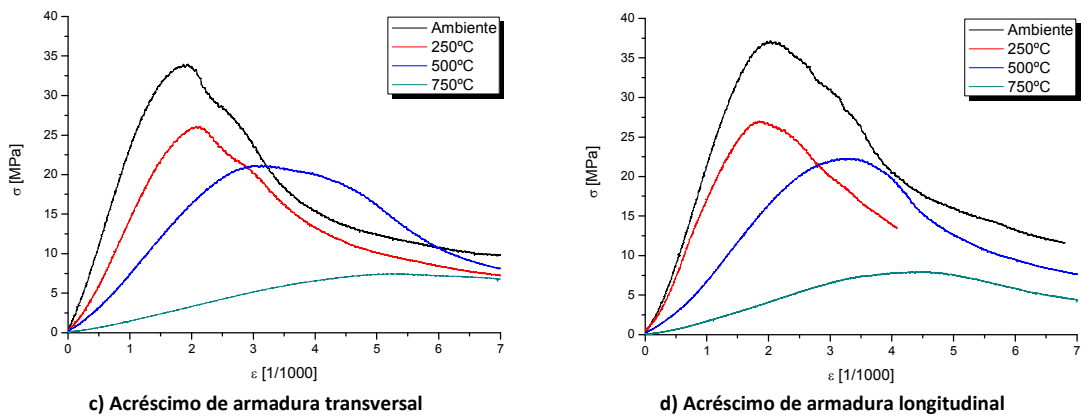


Figura 4.18 – Comportamento à compressão dos provetes em BS e em BA por tipo de provete

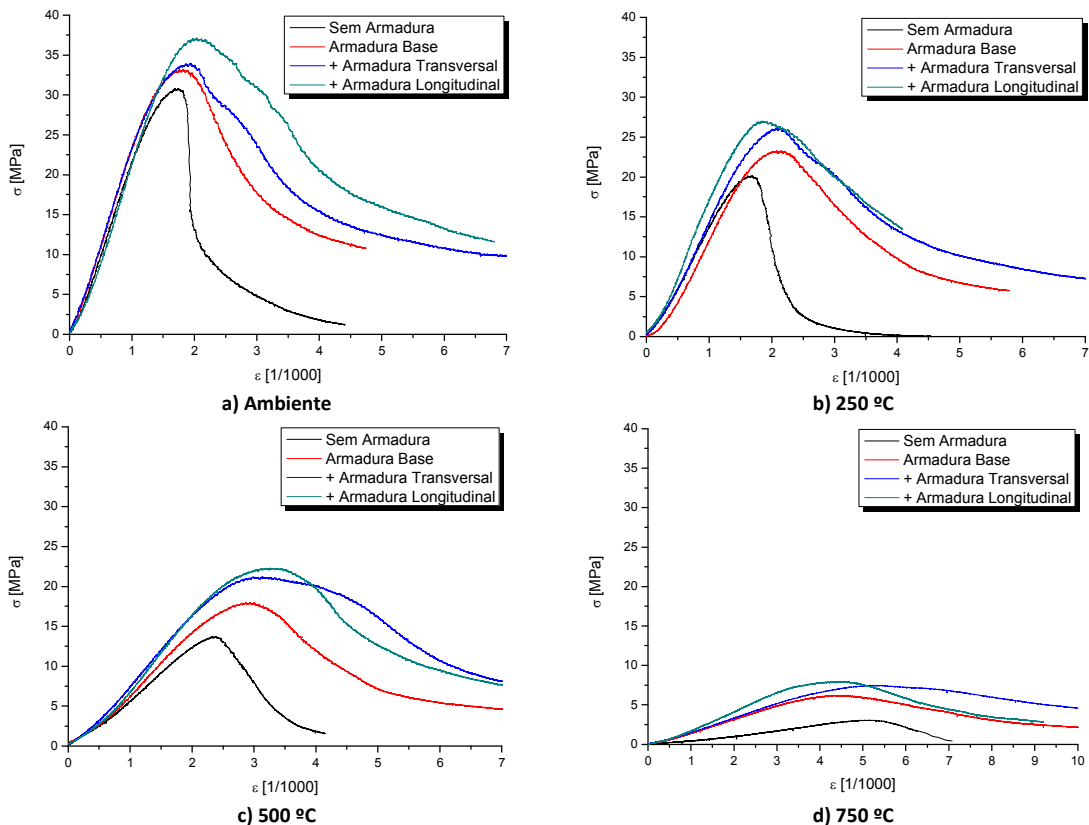


Figura 4.19 – Comportamento à compressão dos provetes em BS e em BA por nível de temperatura

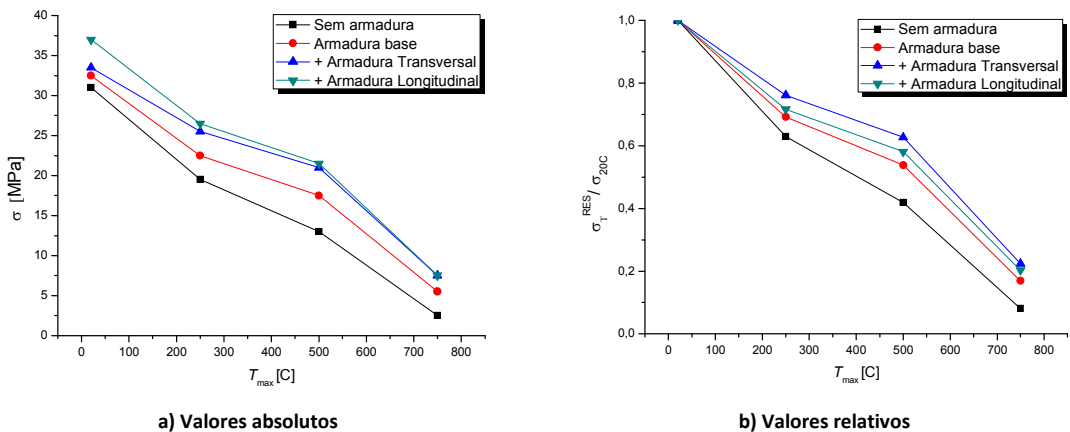


Figura 4.20 – Influência de T_{max} na tensão máxima de compressão

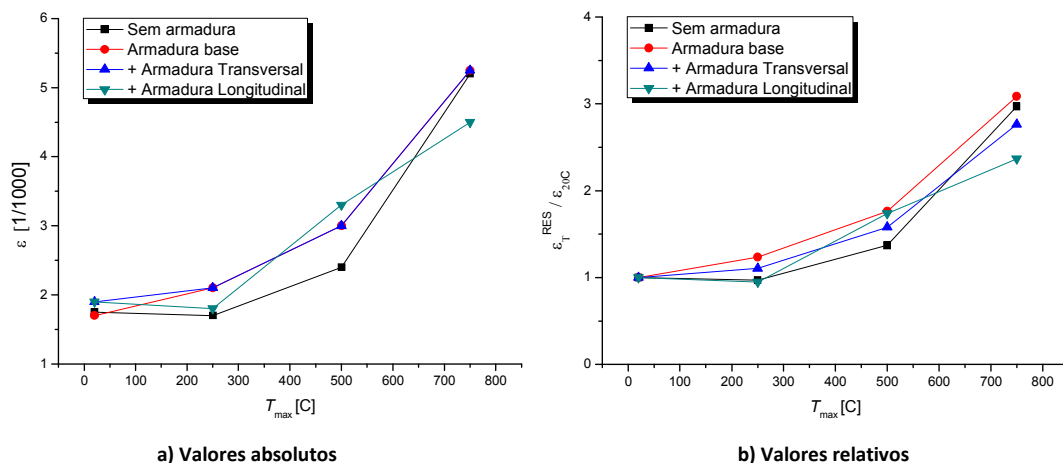


Figura 4.21 – Influência de T_{max} na extensão de pico

4.4 Comportamento mecânico residual do BACRF

Na presente secção pretende-se avaliar o comportamento ao fogo de BRF com características de auto-compactabilidade. Além disso, pretende-se estimar a influência do tipo de fibra a incluir no BACRF no comportamento residual do betão. Neste sentido, o presente programa experimental é constituído por três séries de provetes, BACRFA (com adição de fibras de aço), BACRFP (com adição de fibras de polipropileno) e BACRFAP (com adição de fibras de aço e de polipropileno), com composição similar (exceto nos tipos de fibras utilizados). Nas composições desenvolvidas foi adotado cimento (CEM) do tipo I 42.5 R, areia fina (AF), meia areia (MA), brita calcária (BC), superplastificante (SP) de terceira geração (SIKA ViscoCrete 3002 HE) e filler calcário (FC) - ver Tabela 4.3.

As fibras de aço (FA) apresentam as seguintes características: comprimento l_f de 30 mm, diâmetro (d_f) de 0,38 mm, relação comprimento/diâmetro (l_f / d_f) de 80 e tensão de cedência de 2300 MPa. Quanto às fibras de polipropileno (FP): diâmetro (d_f) de 31 μ m e comprimento (l_f) de 6 mm (ver Figura 4.22). Os parâmetros medidos para aferir a auto-compactabilidade foram o espalhamento total (ver Figura 4.23), s , o tempo que o BACRF demorou a atingir um espalhamento de 500 mm, T_{50} , obtidos pelo ensaio de espalhamento do betão, e a relação $H2/H1$, T_{20} e T_{40} obtida na L Box. Os valores obtidos para os parâmetros indicados, apresentados na Tabela 4.3, verificam os requisitos de auto-compactabilidade referidos em EFNARC (2002).

Tabela 4.3 – Composições adotadas para o BACRF (por m^3 de betão)

	C	Água	AF	MA	BC	SP	FC	FA	FP	s	T_{50}	H2/H1	T_{20}	T_{40}
	[kg]	[dm ³]	[kg]	[kg]	[kg]	[dm ³]	[kg]	[kg]	[kg]	[mm]	[s]		[s]	[s]
BACRFA								45	-	690	4.0	0.84	1.0	2.0
BACRFP	332	118	213	600	355	11,0	704	-	1.0	680	4.0	0.82	1.0	2.0
BACRFAP								45	1.0	690	4.0	0.89	1.0	2.0

A avaliação das propriedades mecânicas dos BACRFA, BACRFP e BACRFAP aos 28 dias, nomeadamente resistência à compressão e resistência à flexão, foi efetuada recorrendo a provetes cilíndricos normalizados (150 mm de diâmetro e 300 mm de altura) e prismáticos (vigas de 600 x 150 x 150 mm^3),

respetivamente. Para avaliação das propriedades mecânicas residuais do BACRF optou-se pela utilização de provetes com menores dimensões, de forma a obter-se uma menor diferença entre o valor de temperatura máxima e mínima no interior do provete comparativamente a provetes com maiores dimensões, reduzir a probabilidade de ocorrência de spalling, menor dano potencial no equipamento de ensaio em caso de spalling explosivo no interior da mufla e o facto dos elementos pré-fabricados em BACRF apresentarem, normalmente, reduzida espessura. Assim, a avaliação das propriedades mecânicas residuais do BACRF foi efetuada recorrendo a provetes cilíndricos de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura e provetes prismáticos de 250 mm de comprimento (com 200 mm de distância entre apoios) e 50 x 60 mm² de secção transversal – ver Figura 4.24.



Figura 4.22 – Fibras adicionadas ao BAC



Figura 4.23 – Espalhamento do BACRF



Figura 4.24 – Provetes em BACRF

A metodologia de ensaio é idêntica à referida em 4.2. Contudo, para aumentar o espetro de valores de T_{max} no contexto da sua influência nas propriedades que vêm sendo analisadas optou-se pelos seguintes valores: ambiente, 200 °C, 400 °C, 600 °C e 800 °C.

Na Figura 4.25 apresenta-se a relação tensão vs extensão, σ - ϵ , obtida no ensaio de compressão dos provetes normalizados. As relações entre a tensão de tração por flexão vs deslocamento vertical a meio vão do provete, σ - δ , obtidas nos ensaios de flexão encontram-se representadas na Figura 4.26. Com base nestas curvas e nas recomendações da RILEM (2002) para caracterizar o comportamento pós-fendilhado do BRF obteve-se para os parâmetros de resistência equivalente à tração em flexão, $f_{eq,2}$ e $f_{eq,3}$, os valores apresentados na Tabela 4.4 (valores médios).

Os resultados apresentados na Figura 4.25 demonstram que os BACRF desenvolvidos apresentam resistência à compressão similar. Relativamente ao comportamento σ - ϵ à compressão, seria de esperar um comportamento pós pico similar entre as composições BACRFA e BACRFAP, comportamento este melhorado relativamente à composição BACRFP (a adição de fibras de aço no betão aumenta a resistência residual pós pico à compressão do betão, comparativamente a um betão sem reforço em fibras de aço). Relativamente ao comportamento à tração por flexão, a resposta das séries BACRFA e BACRFAP é semelhante, com uma resistência residual pós pico significativamente díspar da série BACRFP. Contudo, a menor capacidade de carga da BACRFAP relativamente à BACRFA (embora que ligeira), juntamente com o comportamento mais frágil em compressão do BACRFAP indicia que este material apresenta, provavelmente, uma matriz maior índice de vazios e de micro-fendas derivadas de uma deficiente mistura (o reduzido nº de ensaios não permite ser-se conclusivo).

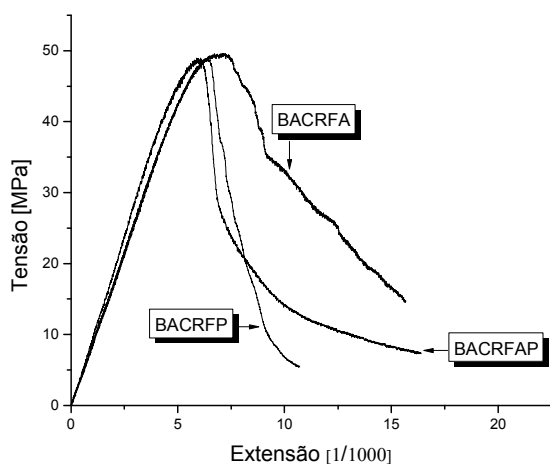


Figura 4.25 – Relação σ - ϵ de compressão nos ensaios com provetes normalizados (28 dias).

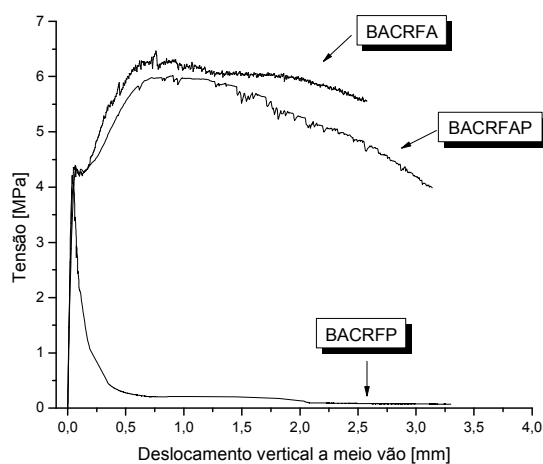


Figura 4.26 - Relação σ - δ nos ensaios de flexão com provetes normalizados (28 dias).

Tabela 4.4 – Valores de $f_{eq,2}$ e $f_{eq,3}$

	$f_{eq,2}$ [MPa]	CoV [%]	$f_{eq,3}$ [MPa]	CoV [%]
BACRFA	5,65	11,0	5,79	2,0
BACRFP	0,66	7,3	0,49	10,1
BACRFAP	5,40	8,6	5,46	1,4

Os provetes expostos ao nível de T_{max} de 800 °C desintegraram-se alguns dias após a exposição térmica. Neste sentido, os resultados para esse nível de temperatura não são apresentados. Salienta-se a ocorrência pontual de spalling em alguns provetes da série BACRFA para os níveis de T_{max} de 400, 600 e 800 °C. Para as séries em que se incluíram fibras de PP na composição do betão não se registaram ocorrências de spalling.

Na Figura 4.27 e Figura 4.28 apresenta-se a variação do peso volúmico para as diferentes composições, após equilíbrio higrométrico com as condições ambientais existentes no laboratório. Esta análise foi efetuada com base nos provetes de menores dimensões: provetes cilíndricos de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura e provetes prismáticos de 250 mm de comprimento e 50 x 60 mm² de secção transversal (200 mm de distância entre apoios) (Figura 4.24). A maior variação de peso volúmico atingida foi de, aproximadamente, 8% na composição de BACRFA (T_{max} = 800°C). Esta maior variação de peso volúmico poderá ser justificada por dois fatores: a série BACRFA foi realizada numa altura do ano com maior humidade ambiental (inverno) que o ocorrido nas restantes composições (primavera/verão) e, neste sentido, o espetável teor em água presente nos provetes da série BACRFA é superior ao das restantes séries (com o aquecimento dos provetes, haverá maior libertação de água e, consequentemente, maior perda de massa); uma segunda justificação passa pela presença das fibras de polipropileno nas composições de BACRFP e BACRFAP, que garantem uma menor fendilhação e, consequentemente, menor desintegração do betão, reduzindo a menor perda de massa dos provetes.

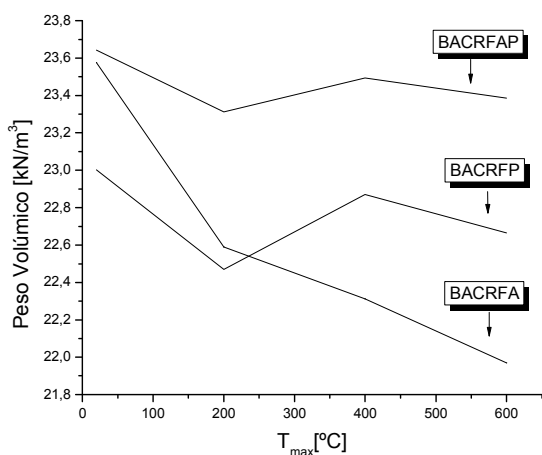


Figura 4.27 – Peso volúmico dos BACRF após exposição aos diferentes níveis de T_{max}

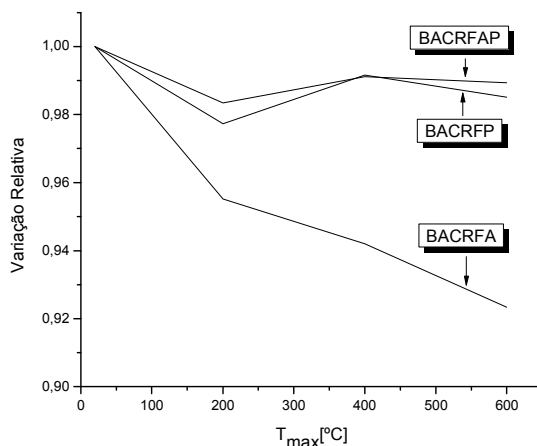


Figura 4.28 – Influência de T_{max} no peso volúmico dos provetes em BACRF (valores relativos)

Na Figura 4.29 apresenta-se o comportamento residual σ - ϵ de compressão dos provetes de BACRF (por série), com 56 dias de idade, após terem sido expostos aos diferentes níveis de T_{max} . Na Figura 4.34 apresentam-se os valores máximos de resistência à compressão para as três séries. Os valores relativos estão apresentados na Figura 4.35. Os resultados apresentados parecem demonstrar que a adição de fibras de PP, para além de evitar a ocorrência de spalling no betão, melhora o comportamento residual do BACRF.

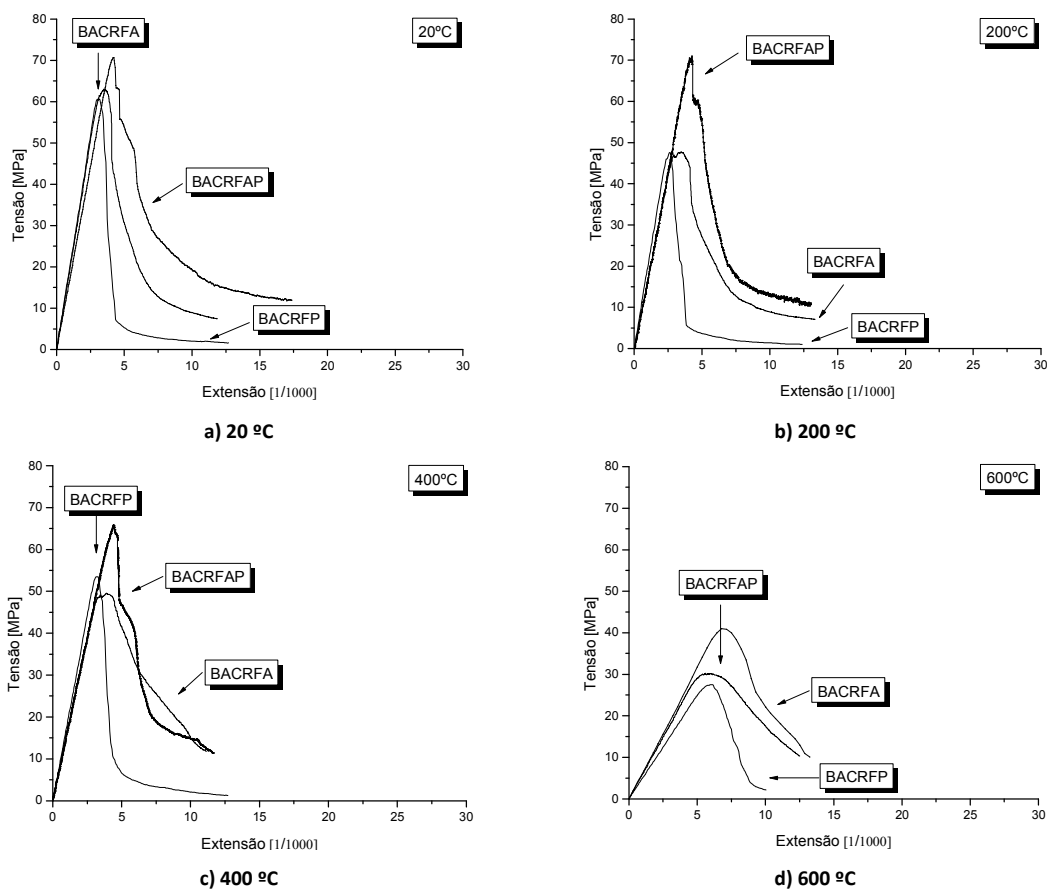


Figura 4.29 – Relação σ - ϵ à compressão após exposição dos diferentes tipos de BACRF a uma determinada T_{max}

Na Figura 4.30 à Figura 4.32 apresentam-se as curvas σ - ϵ de compressão dos provetes de BARCFA, de BACRFP e BACRFAP, com 56 dias de idade, após terem sido expostos aos diferentes níveis de T_{max} . Os provetes das diversas composições, expostos a 800°C, sofreram um processo de desintegração (Figura 4.33) nos dias posteriores à referida exposição, tendo sido, por isso, impossível submeter estes provetes ao ensaio de compressão. Da análise dos resultados apresentados na Figura 4.29 à Figura 4.32 constata-se, de uma maneira geral, uma redução do módulo de elasticidade e da tensão máxima de compressão com o aumento do nível de T_{max} .

Comparativamente com os resultados apresentados na Figura 4.25, os provetes expostos à temperatura ambiente, cujos resultados encontram-se indicados na Figura 4.29a, apresentam maior resistência à compressão, devendo-se tal facto à maior idade destes últimos.

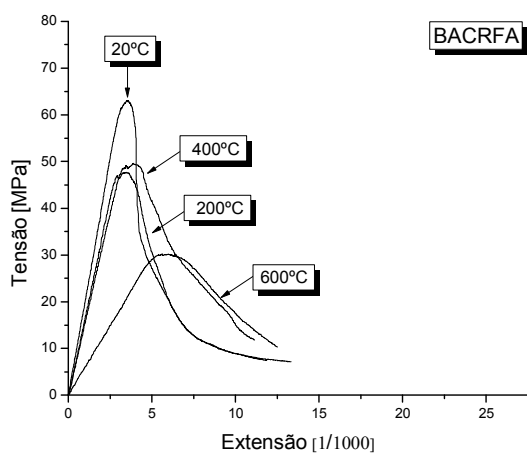


Figura 4.30 – Relação σ - ϵ à compressão após exposição do BACRFA aos vários níveis de T_{max}

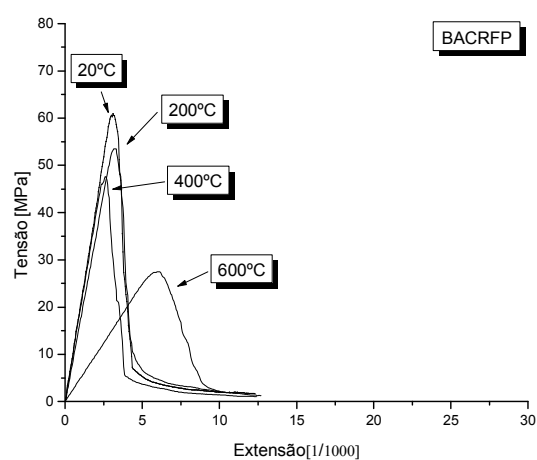


Figura 4.31 – Relação σ - ϵ à compressão após exposição do BACRFP aos vários níveis de T_{max}

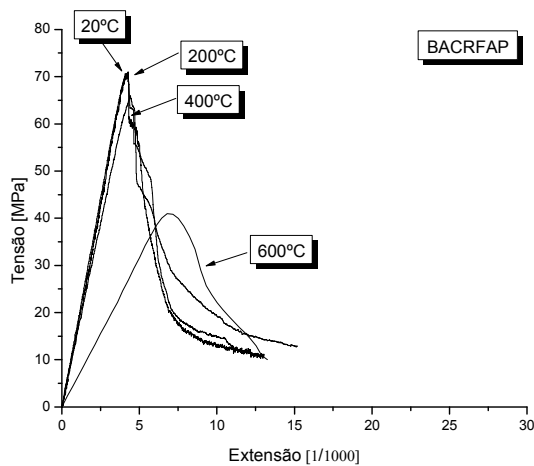


Figura 4.32 – Relação σ - ϵ à compressão após exposição do BACRFAP aos vários níveis de T_{max}



Figura 4.33 – Desintegração dos provetes de BACRF submetidos a $T_{max} = 800^\circ\text{C}$

Salienta-se a ocorrência de spalling explosivo em alguns provetes da série BACRFA quando expostos a T_{max} de 600°C e 800°C. Esta ocorrência sugere que as fibras metálicas não são suficientes para evitar o spalling neste tipo de betões (especialmente no caso de betões de resistência elevada). Neste sentido, a

utilização de fibras de polipropileno no BAC revelou-se essencial para controlar a ocorrência de spalling e melhorar o seu comportamento residual (na medida em que reduzem a probabilidade de spalling) perante a exposição a temperaturas elevadas.

As vantagens da adição de fibras de PP ao betão poderão ser igualmente constatadas no comportamento residual à compressão do betão, para os níveis de T_{max} até os 400°C (Figura 4.35). De facto, a tensão máxima de compressão é similar até ao referido nível de temperatura nos provetes com adição de fibras de PP, enquanto na série BACRFA há um decréscimo significativo de resistência para temperaturas superiores aos 200°C. As vantagens na adição de fibras de aço ao betão revelam-se, principalmente, no melhor comportamento pós pico dos betões avaliados (na totalidade dos níveis de T_{max}).

Na Figura 4.34 à Figura 4.37 estão representadas as resistências residuais à compressão e respetiva extensão de pico residual obtidas para os três tipos de betão, após exposição às diferentes T_{max} .

Confirmando o já anteriormente observado, a Figura 4.34 e Figura 4.35 comprova a ocorrência de diminuição da resistência à compressão com o aumento da T_{max} . Na Figura 4.35 constata-se um maior decréscimo da resistência à compressão do BACRFA entre a temperatura ambiente e 200 °C. Contudo, este decréscimo parece ser exagerado pois os resultados obtidos anteriormente fazem crer que existe um efeito marginal até esse nível de temperatura no comportamento à compressão do BACRF. Os provetes de BACRFAP sofrem a menor perda de resistência à compressão relativamente às restantes séries de ensaio, fazendo crer que, relativamente à resistência à compressão residual, o melhor reforço fibroso passa por ambos tipos de fibras.

A extensão de pico residual mantém-se relativamente constante até aos 400°C, aumentando consideravelmente a partir desse valor (Figura 4.36 e Figura 4.37).

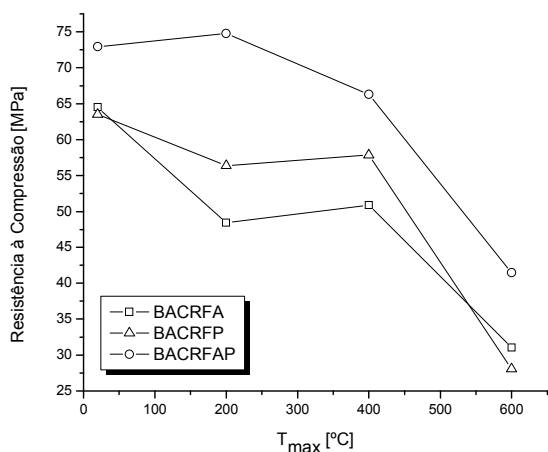


Figura 4.34 – Resistência à compressão obtida após exposição aos diferentes níveis de T_{max}

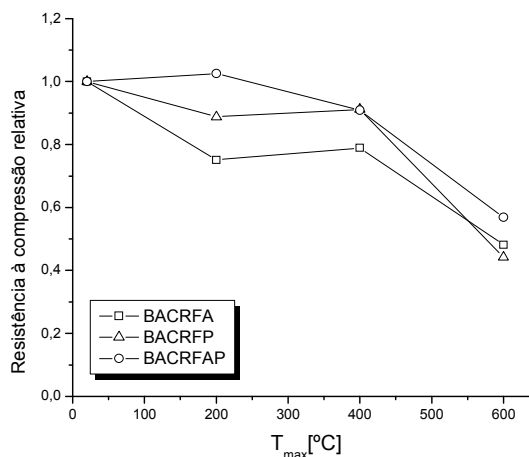


Figura 4.35 – Influência de T_{max} na resistência à compressão (valores relativos)

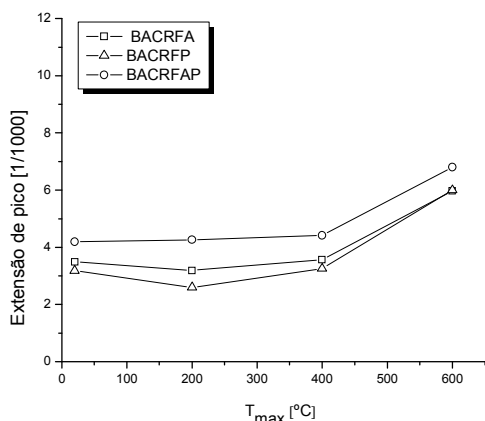


Figura 4.36 – Extensão de pico obtida após exposição aos diferentes níveis de T_{max}

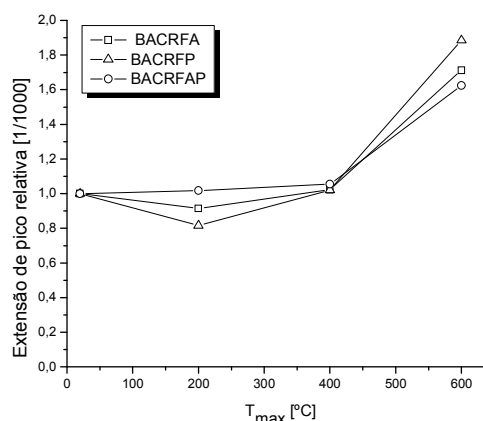


Figura 4.37 – Influência de T_{max} na extensão de pico (valores relativos)

Na Figura 4.38 representa-se a influência de T_{max} no comportamento à flexão dos provetes de BACRFA, BACRFP e BACRFAP com 56 dias de idade, após terem sido expostos aos diferentes níveis de T_{max} . Esta análise foi realizada com base em provetes prismáticos de 250 mm de comprimento e 50 x 60 mm² de secção transversal (200 mm de distância entre apoios). Em todas as figuras constata-se que com o aumento do nível de T_{max} a rigidez do betão e a máxima tensão de tração em flexão diminuem, tal como observado nos resultados dos ensaios de resistência à compressão. O valor máximo de tensão de tração em flexão nos provetes de BACRFAP também é superior ao registado nos provetes das composições de BACRFA e de BACRFP nos diversos níveis de T_{max} (ver Figura 4.39).

A Figura 4.40 apresenta a influência de T_{max} na tensão máxima obtida nos ensaios de flexão. Como seria expectável, os valores obtidos de tensão máxima foram superiores para as séries com inclusão de fibras de aço. A influência de T_{max} na tensão de flexão máxima das séries BACRFA e BACRFAP é similar.

Na Tabela 4.5 apresentam-se os valores de tensão equivalente de tração, $f_{eq,2}$ e $f_{eq,3}$, calculados para as três composições após os correspondentes provetes terem sido expostos aos diferentes níveis de T_{max} . Na Figura 4.41 e Figura 4.42 são representados os mesmos valores em função de T_{max} , sendo possível observar um decréscimo da tensão de tração equivalente com o aumento de T_{max} . Há uma tendência para a diminuição do valor de $f_{eq,2}$ e $f_{eq,3}$ com o aumento de T_{max} com algumas exceções na passagem de T_{max} de 200°C para 400°C.

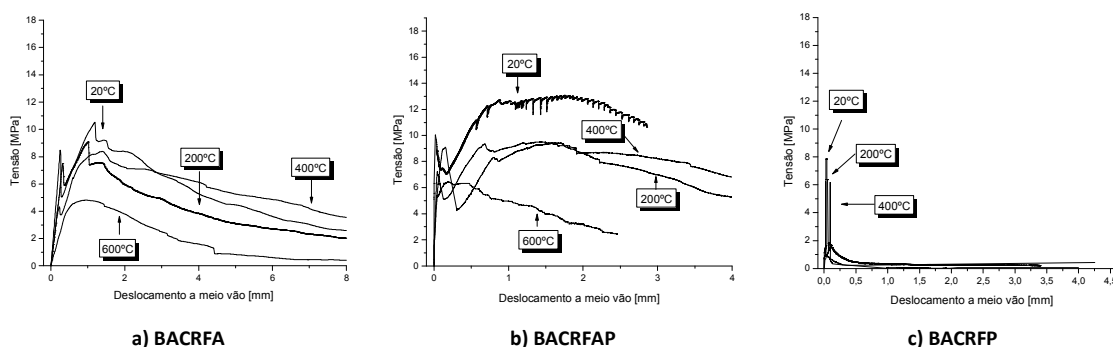


Figura 4.38 – Relação força-flecha nos ensaios de flexão após exposição aos diferentes níveis de T_{max}

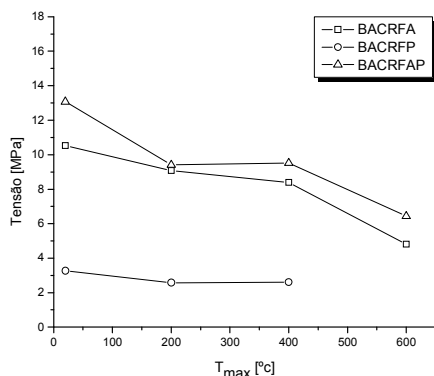


Figura 4.39 – Tensão de flexão máxima obtida após exposição aos diferentes níveis de T_{max}

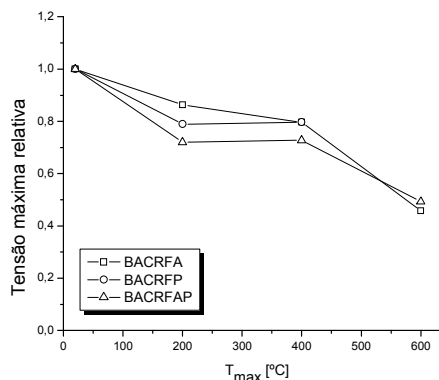


Figura 4.40 – Influência de T_{max} na tensão máxima de flexão (valores relativos)

Tabela 4.5 – $f_{eq,2}$ e $f_{eq,3}$ calculado para as diversas composições após exposição a diferentes T_{max}

Temperatura [°C]	BACRFa		BACRFp		BACRFap	
	$f_{eq,2}$ [MPa]	$f_{eq,3}$ [MPa]	$f_{eq,2}$ [MPa]	$f_{eq,3}$ [MPa]	$f_{eq,2}$ [MPa]	$f_{eq,3}$ [MPa]
20°C	7.307	8.335	0.512	0.373	8.952	11.776
200°C	7.112	6.777	0.172	0.324	6.480	8.120
400°C	5.667	7.178	0.211	0.095	7.190	8.620
600°C	4.001	4.038	-	-	6.280	4.020

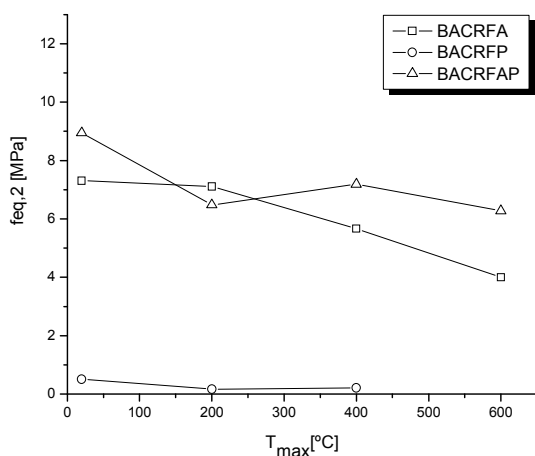


Figura 4.41 – Influência de T_{max} em $f_{eq,2}$

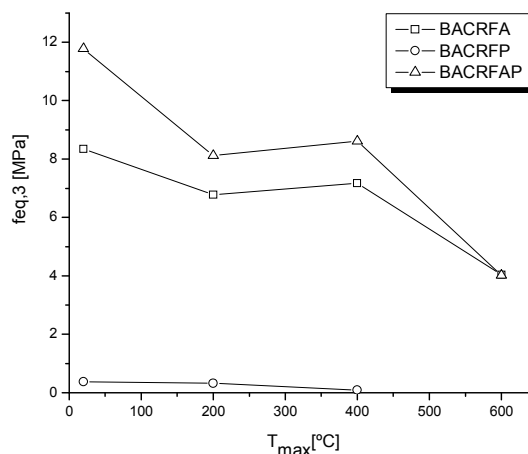


Figura 4.42 – Influência de T_{max} em $f_{eq,3}$

4.5 Síntese comparativa entre os vários tipos de betão

Nas secções anteriores apresentou-se a influência da exposição a diferentes níveis de T_{max} no comportamento à compressão para três tipos de betão: BS, BRF e BACRF.

Com base nos resultados experimentais obtidos constata-se que, tal como nos betões convencionais (quer sejam reforçados com fibras ou não), o aumento de T_{max} no BRF e no BACRF conduz a uma diminuição do módulo de elasticidade e da resistência à compressão, e a um aumento da extensão correspondente a f_{cm} . Comparativamente ao BS, tanto o BRF como o BACRF apresentam uma menor redução da resistência à compressão com o aumento do nível de T_{max} . Em termos de extensão de pico, o

aumento de T_{max} conduz a um aumento da extensão de pico de compressão, não havendo diferenças significativas entre as séries de ensaio apresentadas.

A existência de spalling explosivo em alguns dos provetes reforçados somente com fibras de aço demonstra que as percentagens de fibras metálicas utilizadas nos programas experimentais executados não são suficientes para evitar o spalling nos BACRF desenvolvidos. Neste sentido, a utilização de fibras de polipropileno no betão (especialmente nos betões de resistência elevada) é uma solução competitiva e essencial para controlar a ocorrência de spalling, melhorando o comportamento residual do betão perante a exposição a temperaturas elevadas e/ou fogo.

Na Figura 4.43 apresenta-se a influência de T_{max} na resistência à compressão obtida para as séries de ensaio relativas ao BS, BRF, BACRFA, BACRFP e BACRFAP (valores relativos). A Figura 4.43 inclui ainda a influência prevista de T_{max} para um betão não reforçado com fibras, segundo o EC2 (NP EN 1992-1-2), e a variação da resistência à compressão de um betão de densidade normal conforme a norma BS8110 (British Standards, 1997). Através dos resultados apresentados, verifica-se que o comportamento residual do BACRFAP é o que possui uma menor perda relativa de resistência à compressão com o aumento de T_{max} em comparação com as restantes séries de ensaios. Comparando a curva proposta pelo EC2, com a curva de BACRFAP, constata-se uma melhoria significativa do comportamento residual do betão após exposição a diferentes níveis de T_{max} com a adição de fibras de aço e polipropileno. As fibras contribuem para uma menor redução da resistência residual observada no BACRFAP, demonstrando que a adição de fibras melhora o comportamento ao fogo do betão, quer em comparação com os resultados experimentais obtidos com o BS, como em comparação com a relação proposta pelo EC2.

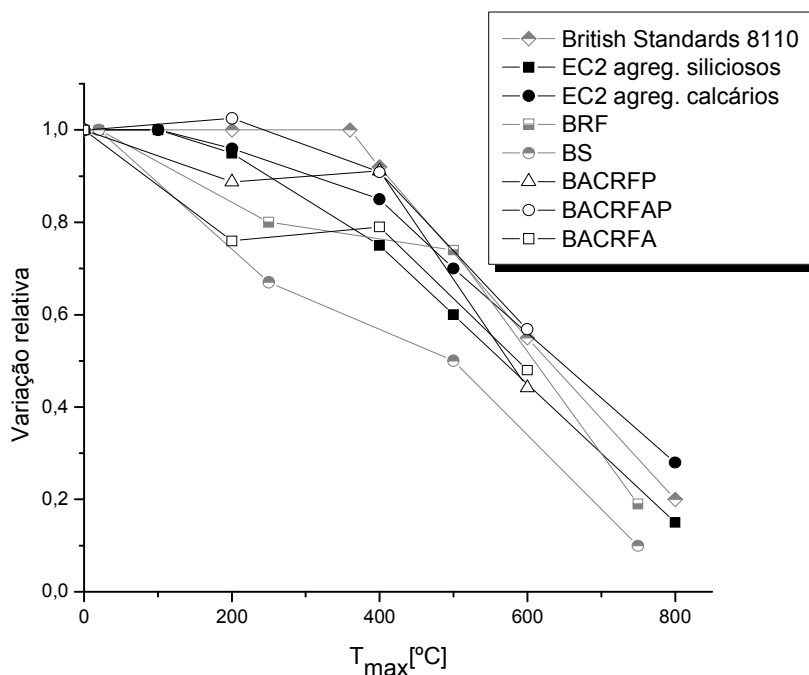


Figura 4.43 – Influência de T_{max} na tensão máxima de resistência à compressão para diferentes betões

Analisando a Figura 4.43 no que diz respeito às séries de ensaios relativas ao BACRF, verifica-se que o comportamento residual do BACRFAP é o que possui uma menor perda relativa de resistência à compressão com o aumento de T_{max} .

Em síntese, constata-se que o betão reforçado com fibras desenvolvido no sentido de apresentar comportamento melhorado ao fogo revela duas vantagens primordiais relativamente ao betão corrente: reduz a probabilidade de ocorrência de spalling quando exposto a elevados gradientes térmicos e apresenta uma menor redução de resistência relativa. Os resultados apresentados também demonstram ser possível o desenvolvimento de um betão reforçado com fibras de comportamento melhorado ao fogo com requisitos de auto-compactabilidade.

4.6 Análise inversa para obtenção da influência de T_{max} nos parâmetros de caracterização do comportamento pós-fendilhado do BRF

Com base nos resultados de força-deslocamento vertical obtidos recorrendo a provetes prismáticos, apresentados em 4.2, após exposição aos diferentes níveis de T_{max} , foi efetuada uma análise inversa com o intuito de avaliar a influência do nível de T_{max} nos parâmetros que definem o comportamento fendilhado tensão-extensão que simula o comportamento pós-fendilhado do BRF desenvolvido (ver Figura 4.44). Julgou-se suficiente efetuar a presente análise inversa para a composição CEM425 (com 2 kg de fibras de polipropileno por metro cúbico de betão) devido à grande semelhança dos resultados obtidos entre os BRF com dosagem em fibras de polipropileno de 1 e 2 kg/m³ de betão. Os diagramas trilineares que melhor reproduzem o comportamento pós-fendilhado do betão estão representados na Figura 4.45 (sem escala).

Na Figura 4.45 é visível que, após se alcançar a resistência à tração do betão, ocorre uma fase de endurecimento (primeiro tramo do diagrama trilinear); contudo, para temperaturas superiores a 250 °C, a respectiva amplitude diminui com o aumento do nível de T_{max} . O BRF exposto ao nível de T_{max} de 750 °C apresenta uma resistência residual aproximadamente constante. Os diagramas relativos que representam a lei de tensão-extensão normal à fenda estão representados na Figura 4.46. A influência do nível de temperatura máxima, tanto na tensão de início da fendilhação ($\sigma_{n,1}^{cr}$) como na energia de fratura, está representada na Figura 4.47. Salienta-se que, por análise inversa, foi determinada a relação tensão normal à fenda vs extensão normal à fenda que melhor se aproxima a resultados obtidos em ensaios de flexão. A área sob essa curva é G_f / I_b . Desta relação obteve-se G_f .

É possível verificar que a energia de fratura diminui com o aumento do nível de T_{max} , principalmente entre 250 °C e 500 °C. Para o início da fendilhação, não considerando o valor obtido para a temperatura ambiente (ensaio efetuado em provetes com idade menor), salienta-se um ligeiro decréscimo até aos 500 °C, seguido de uma diminuição significativa após esse nível de temperatura.

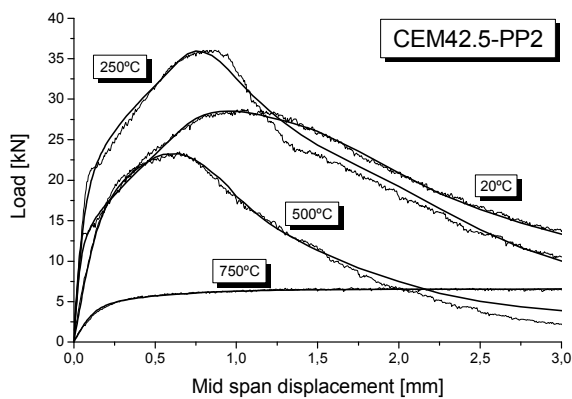


Figura 4.44 – Análise inversa dos resultados experimentais (comparação entre relações experimental e numerica)

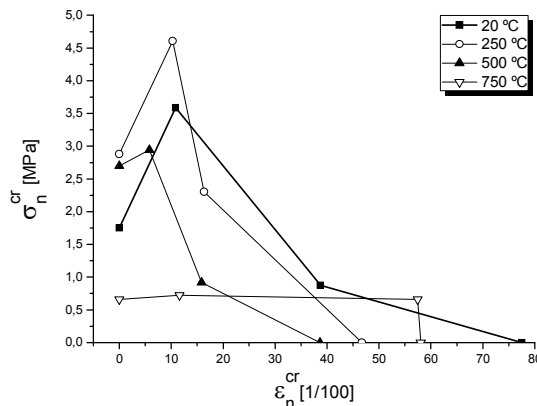


Figura 4.45 – Diagramas trilineares obtidos através de análise inversa para a composição PP2

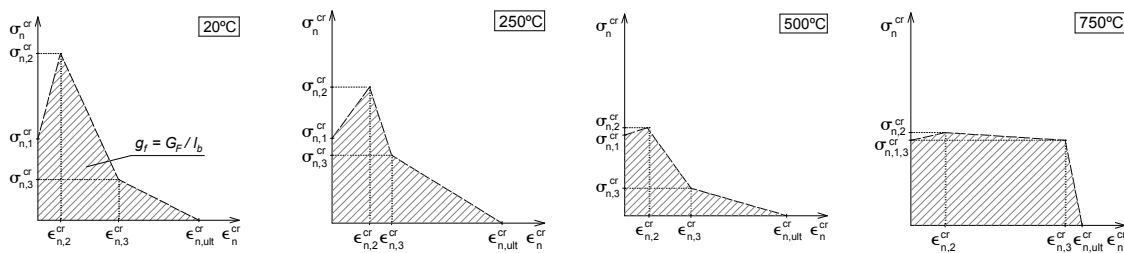


Figura 4.46 – Lei de tensão-extensão normal à fenda (sem escala)

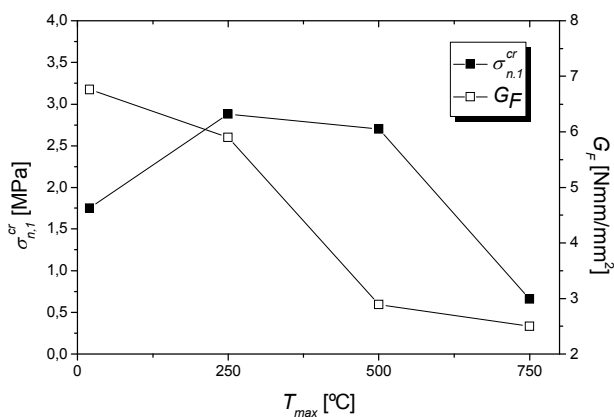


Figura 4.47 – Influência do nível de temperatura máxima de exposição na resistência à tração e na energia de fratura

4.7 Conclusões

O presente Capítulo é dedicado à avaliação do comportamento residual de diversos tipos de betão, nomeadamente, BS, BA, BRF e BACRF (com adição de dois tipos díspares de fibras) após exposição a diferentes níveis de T_{max} . Nos diversos programas experimentais constatou-se as principais vantagens da adição de fibras no comportamento residual do betão após exposição a temperaturas elevadas.

Tendo por base os resultados obtidos em ensaios de compressão direta com provetes submetidos a diferentes níveis de T_{max} (até 1000 °C), constatou-se que, no caso do BRF, até aos 250 °C, a resistência à

compressão aumenta e o módulo de elasticidade não é afetado significativamente. Para os níveis de temperatura acima deste, a resistência à compressão residual e o módulo de elasticidade residual diminuem de forma significativa, principalmente acima dos 400 graus. Quanto ao tipo de cimento, e dado que a finura do cimento do tipo I 52.5R é maior do que a do cimento I 42.5R, o betão com cimento 52.5 é mais compacto do que o betão com cimento 42.5. Como consequência, devido à maior pressão na micro-estrutura do betão que conduz a uma maior intensidade de degeneração de microfissuras e poros em meso- e macro-fissuras, bem como na deterioração das interfaces inerte-matriz com cimento 52.5, este apresentou maior degradação do seu módulo de elasticidade e da sua resistência à compressão com o aumento de T_{max} do que os correspondentes valores registados no betão com cimento 42.5. Os ensaios de flexão com provetes submetidos a 250, 500 e 750 °C evidenciaram que, aumentando T_{max} a que os provetes foram submetidos, a resistência à flexão e as resistências equivalentes em tração por flexão (parâmetros que traduzem a ductilidade dos betões reforçados com fibras) diminuem significativamente.

No programa experimental comparativo entre o BRF e o BS constatou-se, com base na análise dos resultados experimentais obtidos, que os provetes de BRF apresentam uma menor redução de E_c e f_{cm} com o aumento do nível de T_{max} comparativamente aos de BS. A utilização da equação recomendada pelo CEB-FIP para relação entre E_c e f_c para betões não expostos a níveis de T_{max} poderá conduzir a previsões menos rigorosas para betões expostos, pois parece existir uma maior diminuição de f_c do que de E_c (comparativamente à relação proposta). O aumento da dosagem em fibras de polipropileno de 1 para 2 kg/m³ não corresponde a melhorias assinaláveis no comportamento mecânico residual do betão fibroso desenvolvido. Somente para níveis de T_{max} superiores a 500 °C, o comportamento residual à compressão foi ligeiramente melhor para a composição com 2 kg/m³ de fibras em polipropileno. Relativamente ao comportamento residual à flexão, a força de pico e os parâmetros de resistência equivalente apresentam um ligeiro aumento até aos 250 °C, mas após este nível de T_{max} apresentam uma significativa redução.

Recorrendo a uma análise inversa dos resultados experimentais obtidos nos ensaios de flexão, verificou-se que até uma temperatura de 500 °C a degradação em termos de energia de fratura foi superior à registada na resistência de início de fendilhação.

Relativamente ao programa experimental relativo ao BACRF (inclui o BACRFA, BACRFP e BACRFAP), constata-se que o BACRF apresenta um comportamento mecânico residual similar ao apresentado pelo betão reforçado com fibras de aço sem características de auto-compactabilidade. Na totalidade dos betões avaliados constata-se uma diminuição da resistência à compressão com o aumento de T_{max} de exposição. Das três composições de BACRF desenvolvidas, a composição de BACRFAP é a que apresenta melhor comportamento residual, isto é, os provetes desta composição apresentaram uma menor variação relativa da resistência máxima de compressão com o aumento da T_{max} . Observou-se, ainda, que as composições de BACRFP e BACRFAP não sofreram spalling explosivo para nenhum nível de T_{max} a que estiveram expostos, ao contrário do que aconteceu para os provetes reforçados apenas por fibras de

aço, que sofreram spalling para T_{\max} de 600°C e 800°C. Para as diversas composições, com o aumento da T_{\max} a que os provetes foram sujeitos, observou-se uma diminuição do módulo de elasticidade. Para as temperaturas de 200°C e 400°C, o comportamento à compressão nas diversas composições parece semelhante. Comparativamente com o BS, BRF, e curva de betão normal proposta pelo EC2, o BACRFAP também possui menor variação relativa da resistência à compressão com o aumento da temperatura a que o mesmo é sujeito. Por último, nos ensaios de flexão ocorreu uma redução da tensão máxima de tração em flexão com o aumento do nível de T_{\max} , tal como observado nos resultados dos ensaios de resistência à compressão.

Capítulo 5

ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS NA INSPEÇÃO E AVALIAÇÃO DE BETÃO EXPOSTO AO FOGO

5.1 Introdução

O presente Capítulo desenvolve a potencial utilização de ensaios não destrutivos para inspeção e avaliação de elementos estruturais em vários tipos de betão (BS, BA, BRF e BACRF) após exposição destes a temperaturas elevadas e/ou fogo. Neste sentido, apresentam-se relações entre as propriedades mecânicas obtidas recorrendo aos ensaios não destrutivos adotados (esclerómetro, secção 5.2, resistividade elétrica, secção 5.3, e velocidade de propagação de ondas ultra-sónicas, secção 5.4) e o comportamento residual do BS, BRF e BACRF determinado em ensaios destrutivos (Capítulo 4).

5.2 Esclerómetro de Schmidt

Os principais resultados relativos às medições efetuadas para a previsão da resistência residual à compressão dos provetes expostos aos diferentes níveis de T_{max} recorrendo ao esclerómetro de Schmidt são apresentados nesta secção. As medições foram efetuadas nos provetes previamente ao ensaio de resistência à compressão (ver Figura 5.1). Os valores apresentados têm em conta o fator corretivo relativo à posição do esclerómetro durante as medições efetuadas segundo as recomendações do fabricante do equipamento.

Na Figura 5.2 comparam-se os valores de resistência previstos obtidos recorrendo ao esclerómetro de Schmidt com os registados na avaliação da tensão de compressão máxima em provetes de BRF (CEM425 e CEM525), BACRFA, BACRFP e BACRFAP. Da análise dos resultados apresentados na Figura 5.2 constata-se que a partir do nível de T_{max} de 500 °C a resistência à compressão prevista por intermédio do esclerómetro decresce de forma significativa. Este comportamento foi também observado nos

resultados apresentados no Capítulo 4. É de realçar, contudo, a grande variação dos resultados entre a temperatura “ambiente” e o nível dos 500 °C.

A Figura 5.3 e a Figura 5.4 apresentam: no eixo das ordenadas, a relação entre a resistência à compressão prevista recorrendo ao esclerómetro para um determinado nível de T_{max} , $\sigma_{NDT,TMAX}$, e o respetivo valor previsto para a temperatura “ambiente” (valor de referência), $\sigma_{NDT,AMB}$; no eixo das abcissas, a relação entre a resistência à compressão “real” obtida no ensaio destrutivo (resultados apresentados no Capítulo 4), $\sigma_{DT,TMAX}$, e o respetivo valor de resistência para a temperatura “ambiente” (valor de referência), $\sigma_{DT,AMB}$. Na Figura 5.3 os resultados são apresentados por tipo de betão enquanto que na Figura 5.4 os mesmos resultados são apresentados admitindo-se que não se conhece o tipo de betão em avaliação.



Figura 5.1 – Previsão de resistência recorrendo ao esclerómetro de Schmidt (aplicação de pré-carga)

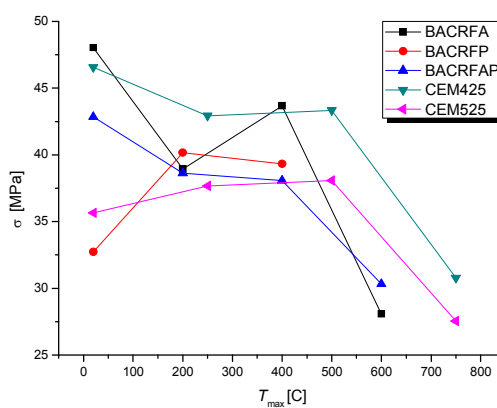


Figura 5.2 – Previsão de resistência obtida recorrendo ao esclerómetro

Na Figura 5.3 apresenta-se uma linha diagonal tracejada que indica uma eventual relação linear entre a redução de resistência prevista recorrendo ao esclerómetro e a redução de resistência real obtida recorrendo ao ensaio destrutivo. A maior parte dos resultados obtidos (apresentados na Figura 5.3) encontram-se ao lado esquerdo da referida linha “ótima”, o que significa que a redução de resistência relativa obtida recorrendo ao esclerómetro é inferior à resistência à compressão “real” dos betões. Esta constatação faz crer que a utilização do esclerómetro para prever a resistência residual do betão pode levar a valores de resistência que não estão pelo lado da segurança (análise em valores relativos). Constata-se, também, uma significativa dispersão de resultados.

Com base nos resultados apresentados na Figura 5.4 estabelece-se a equação (5.1). Esta equação pode ser utilizada admitindo que, durante o processo de inspeção, se desconhece o tipo de betão e o nível de T_{max} a que esteve exposto. Salienta-se, contudo, a elevada dispersão de resultados ($R^2 = 0,4682$).

$$\frac{\sigma_{NDT,TMAX}}{\sigma_{NDT,AMB}} = 0.9862 * \left(\frac{\sigma_{DT,TMAX}}{\sigma_{DT,AMB}} \right)^{0.3328} \quad (5.1)$$

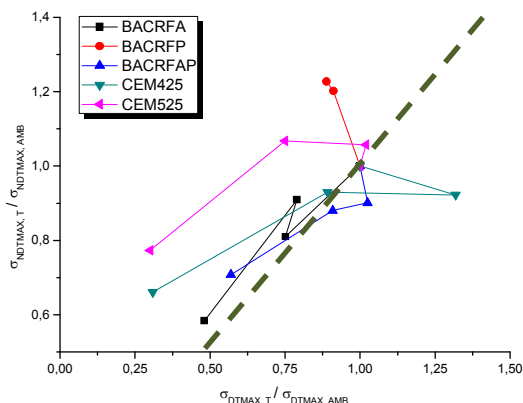


Figura 5.3 – Relação entre a variação de resistência prevista com recurso ao esclerómetro de Schmidt e a resistência real obtida no ensaio destrutivo (por série de ensaio)

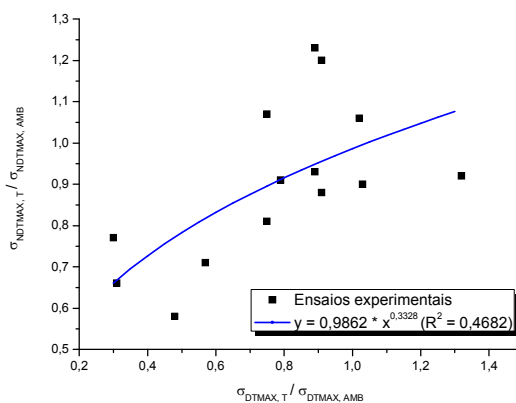


Figura 5.4 – Relação entre a variação da resistência prevista com o esclerómetro e a variação da resistência obtida no ensaio destrutivo (genérica)

5.3 Resistividade

A realização de medições de resistividade elétrica (efetuada, somente, nas séries de BACRF) está sustentada em dois objetivos distintos: um primeiro, como auxílio na previsão das propriedades mecânicas residuais do betão em elementos estruturais sujeitos a temperaturas elevadas; um segundo, no contexto da durabilidade de elementos de betão afetados por exposições térmicas elevadas, na avaliação da influência de T_{max} no potencial de danos por corrosão no betão exposto (como referido no Capítulo 2, o ensaio de resistividade possibilita a avaliação do potencial de danos por corrosão no betão).

Na Figura 5.5 apresenta-se a variação da resistividade medida nos provetes em BACRF após exposição aos diferentes níveis de T_{max} . A Figura 5.6 apresenta os mesmos resultados, mas em valores relativos.

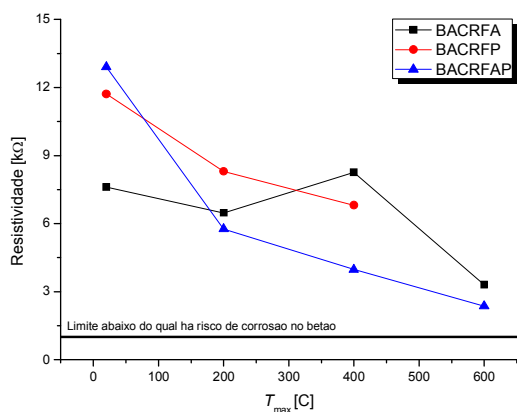


Figura 5.5 – Resistividade elétrica no BACRF após exposição aos diferentes níveis de T_{max}

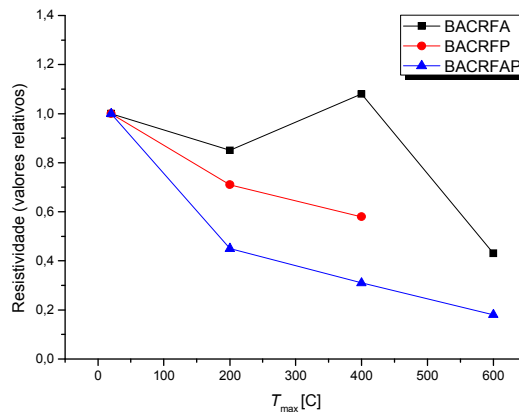


Figura 5.6 – Resistividade elétrica (valores relativos) no BACRF após exposição aos diferentes níveis de T_{max}

Com base nos resultados obtidos, constata-se uma redução da resistividade relativamente com o aumento de T_{max} , com exceção do valor obtido para FA na passagem de 200 °C para 400 °C. Sabendo que o risco de corrosão de armaduras de aço embebidas em betão (com cimento do tipo CEM I) é

considerado desprezável para valores de resistividade superiores a 1 kΩ, constata-se que o potencial de danos por corrosão no BACRF, embora se aproxime do valor considerado limite para existir risco de corrosão no betão, não o alcança.

A Figura 5.7 e a Figura 5.8 apresentam: no eixo das ordenadas, a relação entre a resistência à compressão prevista recorrendo ao ensaio de resistividade para um determinado nível de T_{max} , $\sigma_{NDT,TMAX}$, e o respetivo valor previsto para a temperatura “ambiente” (valor de referência), $\sigma_{NDT,AMB}$; no eixo das abcissas, a relação entre a resistência à compressão “real” obtida no ensaio destrutivo (resultados apresentados no Capítulo 4), $\sigma_{DT,TMAX}$, e o respetivo valor de resistência para a temperatura “ambiente” (valor de referência), $\sigma_{DT,AMB}$. Na Figura 5.7 apresenta-se uma linha diagonal tracejada que indica uma eventual relação linear entre a redução de resistência prevista recorrendo ao ensaio de resistividade e a redução de resistência real obtida recorrendo ao ensaio destrutivo. Na Figura 5.7 os resultados são apresentados por tipo de betão enquanto que na Figura 5.8 os mesmos resultados são apresentados admitindo-se que não se conhece o tipo de betão em avaliação.

A Figura 5.7 e a Figura 5.8 demonstram a significativa dispersão dos resultados obtidos para as medições de resistividade. Sendo este tipo de medição fortemente influenciado pelas condições de humidade do provete, entre outros, e atendendo à dispersão de resultados obtida, mesmo em ambiente laboratorial, a aplicabilidade deste tipo de medição encontra-se comprometida na inspeção e avaliação de elementos estruturais existentes.

Contudo, com base nos resultados apresentados na Figura 5.8 estabelece-se a equação (5.2). Esta equação poderia ser utilizada admitindo que, durante o processo de inspeção, se desconhece o tipo de betão e o nível de T_{max} a que esteve exposto. Salienta-se, contudo, a reduzida aplicabilidade face à elevada dispersão de resultados ($R^2 = 0,105$).

$$\frac{\sigma_{NDT,TMAX}}{\sigma_{NDT,AMB}} = 0.6078 * \left(\frac{\sigma_{DT,TMAX}}{\sigma_{DT,AMB}} \right)^{0.7163} \quad (5.2)$$

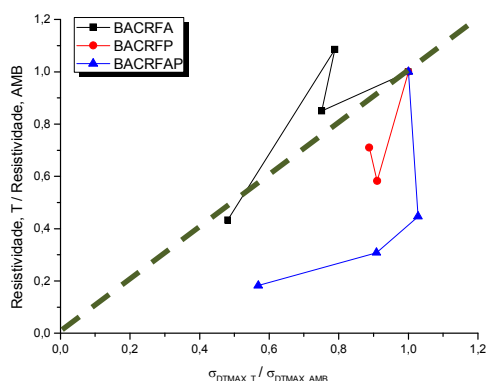


Figura 5.7 – Relação entre a variação dos valores obtidos para a resistividade do betão e a variação da resistência à compressão do BACRF (por série de ensaio)

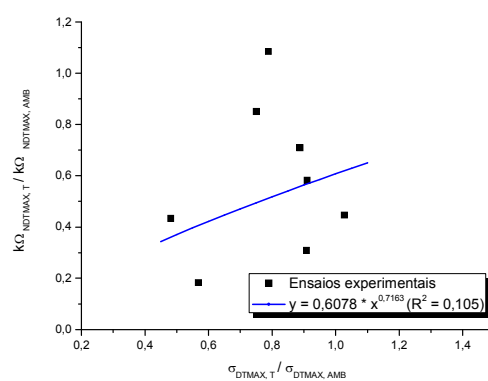


Figura 5.8 - Relação entre a variação dos valores obtidos para a resistividade e a variação da resistência obtida no ensaio destrutivo (genérico)

5.4 Velocidade de propagação de ondas ultra-sónicas

Na secção 5.4.1 apresentam-se os resultados obtidos recorrendo a medições diretas em provetes de BS, BA, BRF e BACRF. Atendendo ao facto de nem sempre ser possível efetuar medições diretas na inspeção e avaliação de elementos estruturais (como no caso de aduelas para o revestimento de túneis, por exemplo), executou-se, posteriormente, novo programa experimental para melhor compreender os resultados obtidos através de outros tipos de medição (indiretas e semi-diretas – ver 5.4.2), tanto para provetes expostos a diferentes níveis de T_{max} como em BRF com diferente dosagem de fibras de aço.

5.4.1 Medições diretas

Para os provetes em BS, BA, BRF e BACRF, a avaliação da velocidade de propagação de ondas ultra-sónicas (UPV) foi efetuada nos provetes prismáticos utilizados no decorrer dos respetivos programas experimentais, devido, essencialmente, ao facto das suas faces serem planas (selecionaram-se os pontos indicados na Figura 5.9). Assim, a direção de propagação das ondas coincidiu com a direção de betonagem. A metodologia de ensaio foi a descrita na NP EN 12504-4.

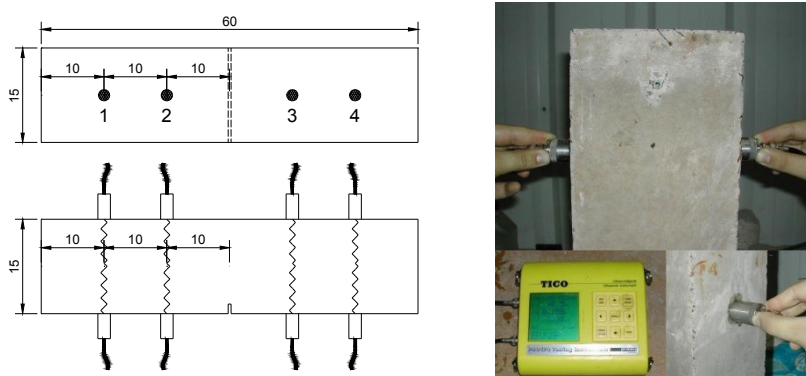


Figura 5.9 – Ensaios de propagação de ultra sons no betão

Analisando os resultados apresentados na Figura 5.10 e Figura 5.11 pode-se constatar que a UPV foi tanto maior quanto menor dano / fendilhação existia no betão, diminuindo, assim, com o aumento de T_{max} a que o provete foi sujeito. Salientam-se os resultados obtidos para a série de provetes sem fibras de polipropileno (séries BS, BA e BACRF), com uma redução dos valores de UPV superior às restantes séries. Na Figura 5.11, UPV_T representa a UPV obtida para um determinado T_{max} e UPV_{AMB} a UPV para os provetes de referência (temperatura ambiente). Estes resultados fazem querer que os provetes sem a inclusão de fibras de polipropileno apresentam um maior dano na sua matriz (maior fendilhação), o que reduz a UPV.

A Figura 5.12 e a Figura 5.13 apresentam: no eixo das ordenadas, a relação entre a resistência à compressão prevista recorrendo ao ensaio de UPV para um determinado nível de T_{max} , $\sigma_{NDT,TMAX}$, e o respetivo valor previsto para a temperatura “ambiente” (valor de referência), $\sigma_{NDT,AMB}$; no eixo das abcissas, a relação entre a resistência à compressão “real” obtida no ensaio destrutivo (resultados apresentados no Capítulo 4), $\sigma_{DT,TMAX}$, e o respetivo valor de resistência para a temperatura “ambiente” (valor de referência), $\sigma_{DT,AMB}$. Na Figura 5.12 apresenta-se uma linha diagonal tracejada que indica uma

eventual relação linear entre a redução de resistência prevista recorrendo ao ensaio de UPV e a redução de resistência real obtida recorrendo ao ensaio destrutivo. Na Figura 5.12 os resultados são apresentados por tipo de betão enquanto que na Figura 5.13 os mesmos resultados são apresentados admitindo-se que não se conhece o tipo de betão em avaliação.

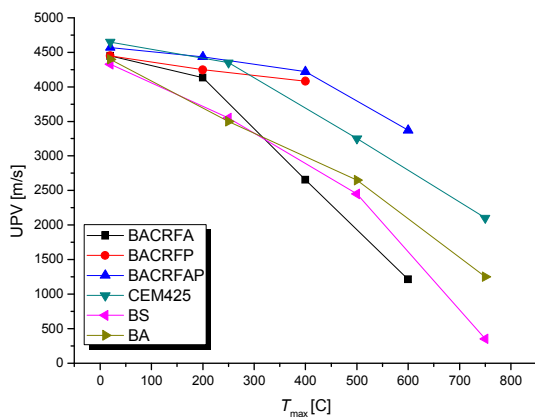


Figura 5.10 – Velocidade de propagação de ondas ultrasónicas em função de T_{max} (medições diretas)

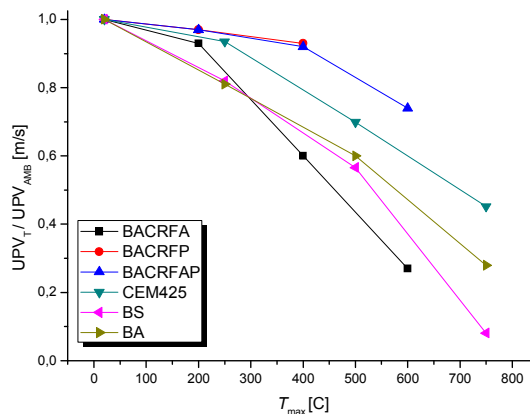


Figura 5.11 – Velocidade de propagação de ondas ultrasónicas em função de T_{max} (valores relativos)

Com base nos resultados apresentados na Figura 5.13 estabelece-se a equação (5.3). Esta equação pode ser utilizada admitindo que, durante o processo de inspeção, se desconhece o tipo de betão e o nível de T_{max} a que esteve exposto.

$$\frac{\sigma_{NDT,TMAX}}{\sigma_{NDT,AMB}} = 0.9647 * \left(\frac{\sigma_{DT,TMAX}}{\sigma_{DT,AMB}} \right)^{0.8472} \quad (5.3)$$

Os resultados apresentados na Figura 5.12 e na Figura 5.13 parecem demonstrar que, dos ensaios não destrutivos adotados, a UPV é o que demonstra maior aplicabilidade prática, na medida em que apresenta o maior valor de coeficiente de regressão ($R^2 = 0.8472$).

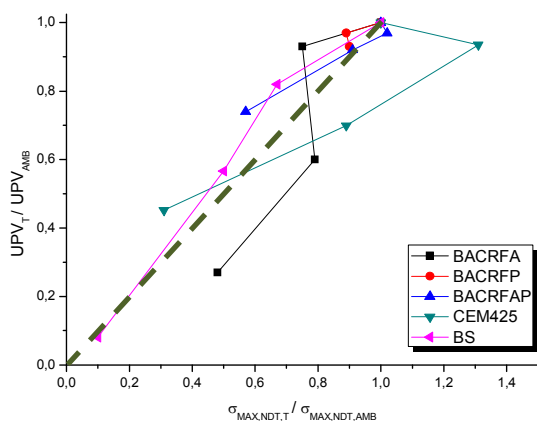


Figura 5.12 – Relação entre a variação da UPV e a variação da resistência à compressão por série

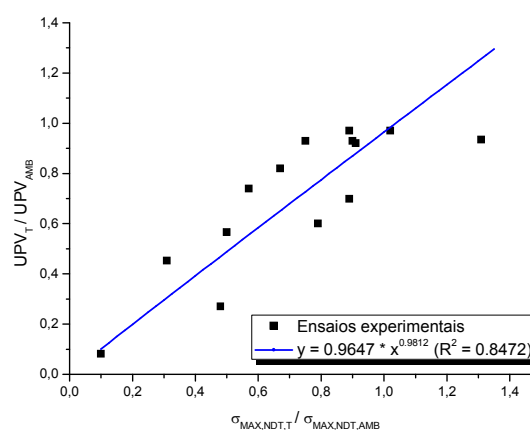


Figura 5.13 – Relação entre a variação da UPV e a variação da resistência à compressão

5.4.2 Tipo de medição

Atendendo aos resultados apresentados na secção anterior (5.4.1), decidiu-se aprofundar a investigação efetuada, nomeadamente na utilização de outro tipo de medições (medição indireta e semi-direta – ver Figura 5.14) para BRF.

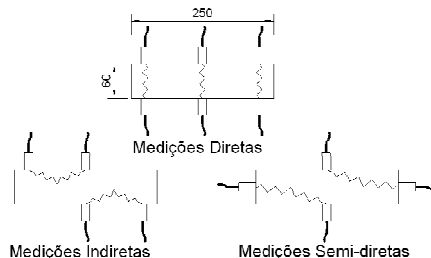


Figura 5.14 – Tipos de medição de UPV

Como já referido, na maioria dos casos os resultados encontrados na bibliografia são relativos a medições do tipo direto (Malhotra e Carino, 2004; Lima et al., 2005; Yang et al., 2009). Contudo, nem sempre é possível efetuar este tipo de medição em procedimentos de inspeção e avaliação *in situ*. Na Figura 5.15 apresentam-se os resultados obtidos através de medições diretas, indiretas e semi-diretas da UPV em elementos de viga de BACRFA com dimensões de 250 x 50 x 60 mm³. Os resultados apresentados na Figura 5.15 (valores médios) parecem comprovar que a variação de resultados entre os vários tipos de medição diminui com o aumento da distância entre sensores. Nas medições semi-diretas, a distância mínima entre sensores, de forma a existir alguma convergência com as restantes medições, foi de 0,125 m. Salienta-se que os valores apresentados representam a UPV obtida sem qualquer fator de correção.

Na Figura 5.16 apresentam-se os resultados obtidos para a UPV obtida através dos três tipos de medição: direta (distância entre sensores de 250 mm), indireta (distância entre sensores de 200 mm) e semi-direta (distância entre sensores de 225 mm), após exposição dos elementos de viga em BACRF aos diferentes níveis de T_{max} . Os resultados apresentados na Figura 5.16 parecem indicar que, com o aumento do dano provocado pela exposição dos provetes a um maior nível de T_{max} , surge maior discrepância entre a medição direta e os restantes tipos de medições.

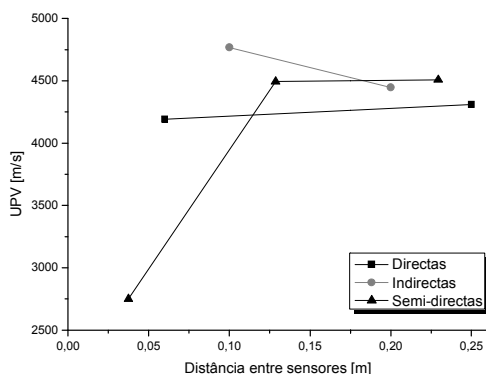


Figura 5.15 – Variação da UPV com a distância entre sensores

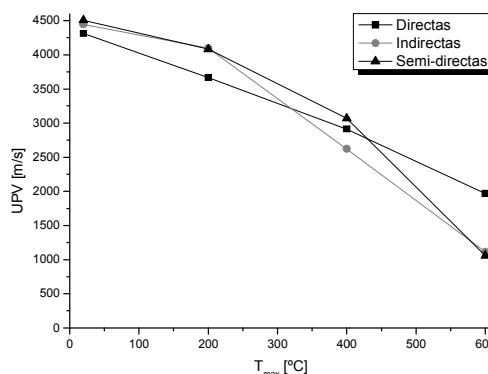


Figura 5.16 – UPV no BACRF – três tipos de medição após exposição aos diferentes níveis de T_{max}

O estudo da influência do tipo de medição da UPV em provetes de BRF foi também efetuado em provetes prismáticos com maiores dimensões (tanto para diferentes dosagens em fibras como após exposição a diferentes níveis de T_{max}). Cada valor apresentado corresponde à média de dois provetes com idêntica composição. Foram realizadas 37 medições, variando-se a localização do emissor / recetor de ondas ultra-sónicas. Na Figura 5.17 estão representados e identificados os pontos de envio / receção, bem como as distâncias entre eles.

Os valores obtidos nas medições diretas para provetes com diferente dosagem em fibras metálicas estão apresentados na Tabela 5.1. Da análise dos resultados apresentados na Tabela 5.1 pode-se constatar que, para o intervalo de dosagem em fibras de aço apresentado (entre 45 e 75 kg/m³), não se verifica uma relação perceptível entre a dosagem em fibras de aço e a UPV. Os provetes reforçados com 60 kg de fibras de aço por metro cúbico de betão apresentaram uma menor resistência à propagação de ondas ultra-sónicas o que indica que a variação da UPV é governada fundamentalmente pelas propriedades da matriz cimentícia e marginalmente dependente da dosagem em fibras de aço, pelo menos para as dosagens utilizadas em aplicações correntes de BRFA.

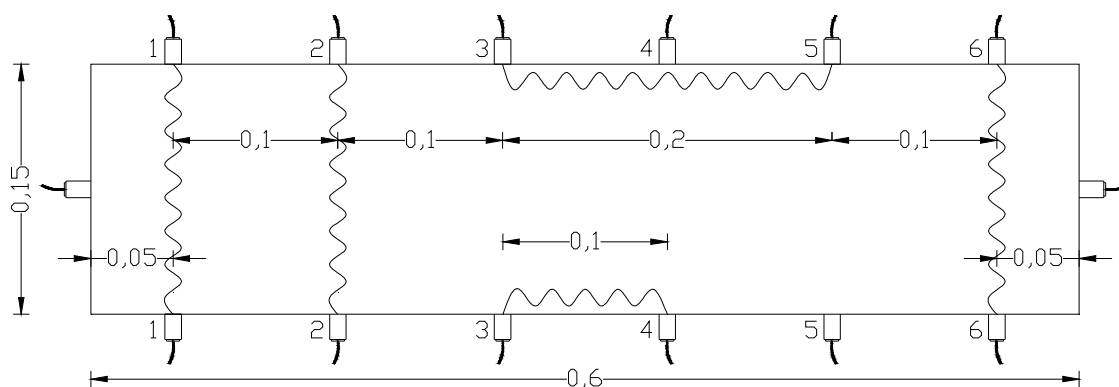


Figura 5.17 – Pontos de medição (emissão / receção) de ondas ultra-sónicas (medições diretas e indiretas)

Tabela 5.1 – Medições diretas em provetes com diferente dosagem em fibras de aço

Medição Direta (localização do sensor – ver Figura 5.17)	Dosagem de fibras de aço		
	45 kg/m ³	60 kg/m ³	75 kg/m ³
11	4620	4745	4700
22	4610	4755	4625
33	4660	4770	4595
44	4605	4755	4640
55	4640	4800	4660
66	4650	4705	4650
Média	4630	4755	4645
“Topo a topo”	4745	4855	4840

Constatou-se que a UPV medida “topo a topo” (emissor e recetor afastados 600 mm) foi sempre superior à obtida nas medições onde o emissor distanciava-se do recetor em 150 mm (nos 6 provetes analisados). Neste sentido, a UPV poderá aumentar ligeiramente com a distância entre dispositivos de medição. As medições do tipo indireto foram efetuadas variando-se a distância entre o emissor e o recetor de ondas ultra-sónicas – ver Tabela 5.2.

Da análise dos resultados obtidos, ressalvando-se a reduzida quantidade de provetes analisados, constata-se que a variação de UPV obtida, para o mesmo provete, diminui em função do aumento da

distância entre emissor e recetor de ondas ultra-sónicas (com o aumento da distância, o valor obtido tende a “estabilizar”). As medições indiretas conduzem a uma maior dispersão de resultados, comparativamente às medições do tipo direto. Além disso, a distância entre emissor e recetor de ondas ultra-sónicas parece influenciar de forma oposta a UPV: nas medições diretas, o aumento da distância faz aumentar a UPV; nas medições indiretas, o efeito foi contrário.

Tabela 5.2 – Medições indiretas em provetes com diferente dosagem em fibras de aço

Medição Indireta (afastamento entre emissor e receptor) [mm]	Dosagem de fibras de aço		
	45 kg/m ³	60 kg/m ³	75 kg/m ³
100	5008	5111	4941
200	4808	4841	4635
300	4731	4742	4644
400	4688	4706	4661
500	4650	4763	4710

De forma similar ao obtido para as medições diretas apresentadas anteriormente, os provetes de betão reforçado com 60 kg de fibras de aço por metro cúbico de betão ofereceram menor resistência à propagação de ondas ultra-sónicas.

Na Figura 5.18 apresenta-se, em síntese, os resultados obtidos para as medições diretas e indiretas efetuadas em provetes com diferente dosagem de fibras metálicas (sem variação do nível de T_{max}). As medições do tipo direto parecem conduzir a resultados mais estáveis, preferindo-se, neste sentido, este tipo de medição. Contudo, por eventual necessidade em recorrer a medições do tipo indireto, o emissor deve-se distanciar do recetor de ondas ultra sónicas, pelo menos 30 cm, visando uma menor divergência de resultados.

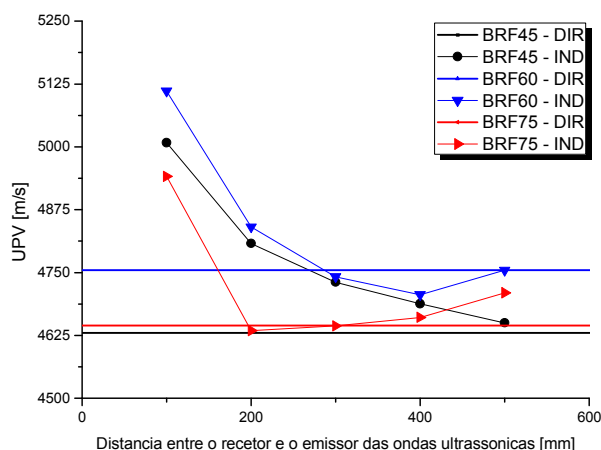


Figura 5.18 – Comparação entre medições diretas e indiretas em provetes prismáticos de BRF

No seguimento do programa experimental apresentado, foi realizada investigação similar visando avaliar a variação da UPV em provetes com diferente nível de T_{max} (com idêntica dosagem em fibras de aço). Foram realizadas 37 medições, de igual forma ao apresentado no ponto relativo à variação da UPV com a dosagem em fibras de aço. Os valores obtidos nas medições diretas estão apresentados na Tabela 5.3. Consta-se um valor de UPV significativamente inferior para as medições “topo a topo” relativas a $T_{max} = 750$ °C comparativamente às restantes medições para o mesmo T_{max} , o que pode ser justificável

pelo maior dano dos provetes para esse nível de T_{\max} (quanto maior for o dano no betão, maior a influência deste na UPV com o aumento da distância entre sensores). Salienta-se, contudo, que o valor indicado é representativo de, somente, dois provetes.

Tabela 5.3 – Medições diretas em provetes expostos a diferentes níveis de T_{\max}

Medição Direta (localização do sensor – ver Figura 5.17)	Nível de temperatura de exposição			
	Ambiente	250°C	500°C	750°C
11	4850	4530	3290	2120
22	4870	4450	3280	2010
33	4970	4370	3230	2000
44	4900	4440	3300	2060
55	4870	4430	3360	1410*
66	4820	4440	3430	2120
Média	4880	4444	3315	2062
“Topo a topo”	5000	4360	3120	330

* valor não contabilizado na média apresentada

Da análise dos resultados apresentados na Tabela 5.3 pode-se constatar que, como seria de esperar, a exposição dos provetes de betão a níveis de T_{\max} conduz a um maior dano nestes, resultando maior resistência à propagação de ondas ultra-sónicas.

Constatou-se que a UPV medida “topo a topo” (emissor e receptor afastados 600 mm) foi somente superior no provete não exposto a temperaturas elevadas, tal como ocorrido nos provetes analisados com diferentes dosagens de fibras de aço. Contudo, nos provetes expostos a níveis de T_{\max} , o aumento da distância entre o emissor e o receptor de ondas ultra-sónicas apresentou uma tendência para a diminuição da UPV.

As medições indiretas foram efetuadas variando-se a distância entre o emissor e o receptor das ondas ultra-sónicas – ver Tabela 5.4. Da análise dos resultados obtidos, constata-se que a UPV obtida, para o mesmo provete, diminui em função do aumento da distância entre emissor e receptor de ondas ultra-sónicas.

Tabela 5.4 – Medições indiretas em provetes após exposição a diferentes níveis de T_{\max}

Medição Indireta (distância entre emissor e receptor, em mm)	Nível de temperatura de exposição			
	Ambiente	250°C	500°C	750°C
100	4582	3725	2569	1339
200	4721	3657	2186	1196
300	4130	3377	1980	1090
400	4192	3030	1950	807
500	4120	2825	1930	455

As medições indiretas conduzem a uma maior dispersão de resultados, comparativamente às medições do tipo direto, também no caso de provetes expostos a diferentes níveis de T_{\max} . O aumento da distância entre o emissor e o receptor de ondas ultra-sónicas parece conduzir a uma diminuição da UPV. Na Figura 5.19 apresenta-se, em síntese, os resultados obtidos para as medições diretas e indiretas efetuadas. Os valores obtidos nas medições indiretas são significativamente inferiores aos obtidos nas medições diretas (emissor e receptor afastados em 150 mm). As medições do tipo direto parecem conduzir, mais uma vez, a resultados mais estáveis, preferindo-se, neste sentido, este tipo de medição. As medições indiretas apresentam um valor menor ao obtido por medição direta. Em provetes expostos

a distintos níveis de T_{max} , o aumento da distância entre o emissor e o recetor de ondas ultra-sónicas conduz a uma diminuição da UPV (em medições do tipo indireto).

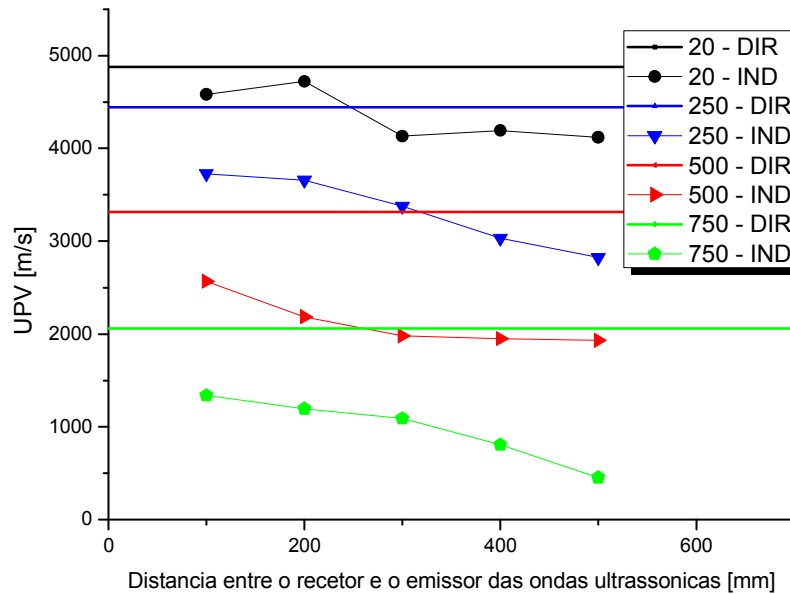


Figura 5.19 – Comparação entre medições diretas e indiretas para diferentes níveis de T_{max}

5.4.3 Betão reforçado com armadura convencional

Atendendo ao facto da grande maioria dos elementos estruturais serem reforçados recorrendo a armadura dita convencional (varões de aço), realizou-se um outro programa experimental com elementos de pilar em betão simples e betão armado (sem fibras de aço). Este programa experimental teve como objetivos, entre outros:

- avaliar a influência da armadura convencional, bem como da sua disposição e quantidade, tanto no que respeita à resistência residual dos provetes do tipo “pilar”, bem como na UPV (medições diretas e indiretas a diferentes distâncias);
- obter a relação entre a UPV e a extensão de compressão (obtida durante a realização do ensaio de compressão dos pilares), para diferentes quantidades e disposições de armadura convencional, após exposição a diferentes níveis de T_{max} . Esta abordagem pretende comprovar a aplicabilidade de, através da medição da UPV, determinar o estado de tensão no elemento estrutural.

Na Figura 5.20 à Figura 5.23 apresentam-se os resultados obtidos relativos às medições diretas de UPV (distância entre sensores de 15 cm) efetuadas nos provetes submetidos a diferentes T_{max} , para as séries “Sem Armadura”, “Armadura Base”, “Acréscimo de Armadura Transversal” e “Acréscimo de Armadura Longitudinal” – ver Figura 4.11.

Na Figura 5.24 apresenta-se um resumo das medições de UPV para as diferentes séries apresentadas, para os níveis de T_{max} selecionados. Os resultados apresentados evidenciam o efeito favorável do confinamento introduzido pela armadura convencional, efeito este tão mais pronunciado quanto maior é a percentagem de armadura transversal. Salienta-se, contudo, que seria expectável que os resultados

obtidos para a série “Armadura Base + Longitudinal” fossem similares às restantes séries com inclusão de armadura.

Os provetes foram sujeitos a carregamento correspondente a ensaio de compressão uniaxial e, durante o ensaio, foram efetuadas medições de UPV (ver Figura 5.25 – medições diretas no centro do provete) com o intuito de se obter uma relação entre estas e o estado de tensão do provete.

São apresentados, os resultados obtidos para as diferentes séries, nomeadamente: Sem Armadura (ver Figura 5.26), Armadura Base (ver Figura 5.27), Acréscimo de Armadura Transversal (ver Figura 5.28) e Acréscimo de Armadura Longitudinal (ver Figura 5.29).

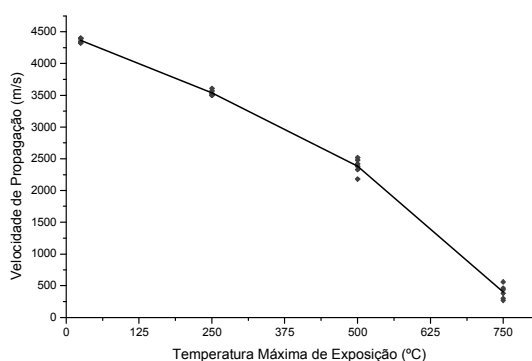


Figura 5.20 – Variação de velocidade de propagação em função de T_{max} (sem armadura)

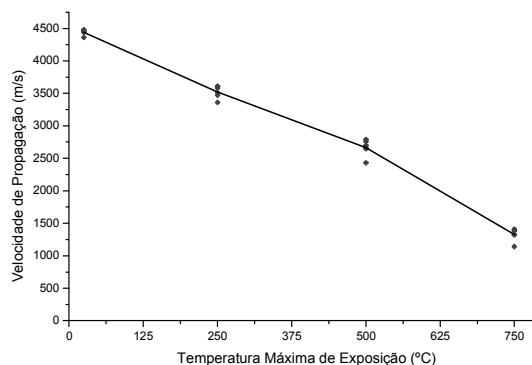


Figura 5.21 - Variação de velocidade de propagação em função de T_{max} (armadura base)

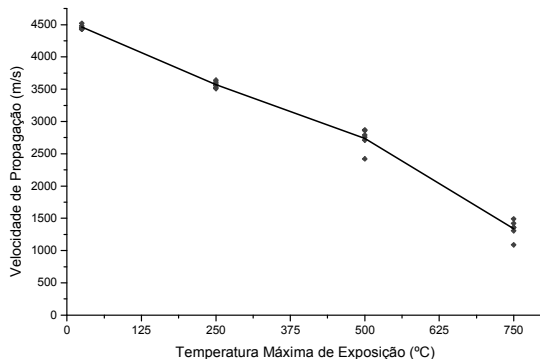


Figura 5.22 - Variação de velocidade de propagação em função de T_{max} (acréscimo de armadura transversal)

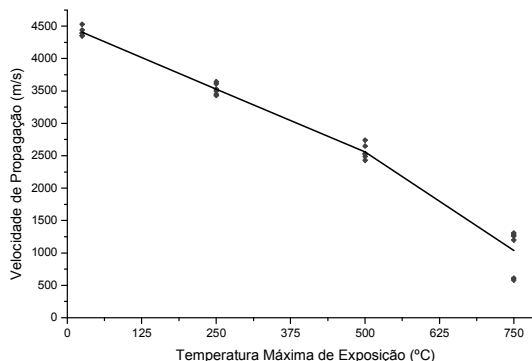


Figura 5.23 - Variação de velocidade de propagação em função de T_{max} (acréscimo de armadura longitudinal)

Com base nos resultados apresentados, cumpre indicar que quando os provetes são expostos aos diferentes níveis de T_{max} , a distribuição de temperatura varia no volume do provete, induzindo níveis de dano distintos ao longo da secção transversal. Assim, a evolução das curva de UPV “acompanha” melhor a curva tensão-extensão de provete quando o nível de dano nos provetes é menor. A medição da UPV foi efetuada unicamente numa localização do provete. Se o dano instalado no provete durante o ensaio de compressão não ocorrer pontualmente na localização da medição, podem surgir alguns “patamares” de UPV pós ocorrência do valor de $\sigma_{máximo}$ (por exemplo, para a série “Acréscimo de Armadura Longitudinal” – níveis de T_{max} = ambiente e 250 °C).

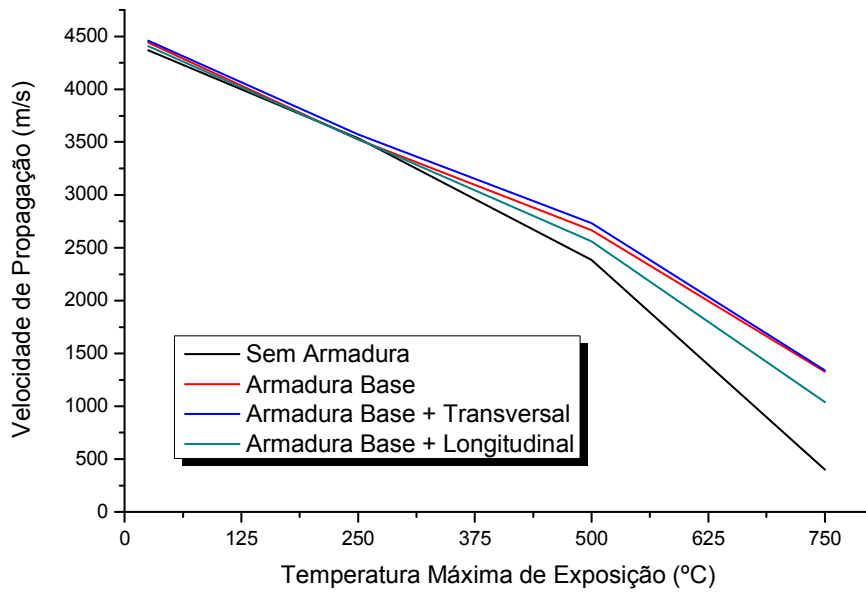


Figura 5.24 – Resumo das medições nas diferentes séries

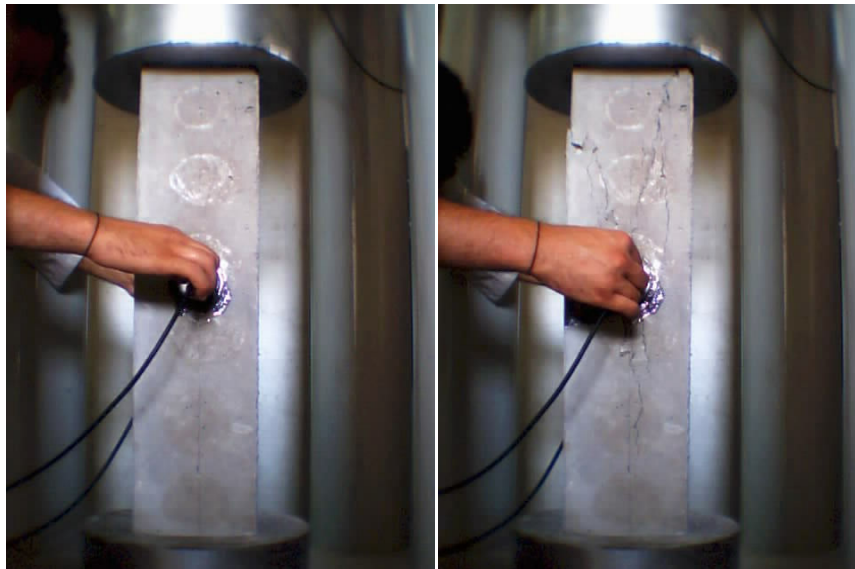
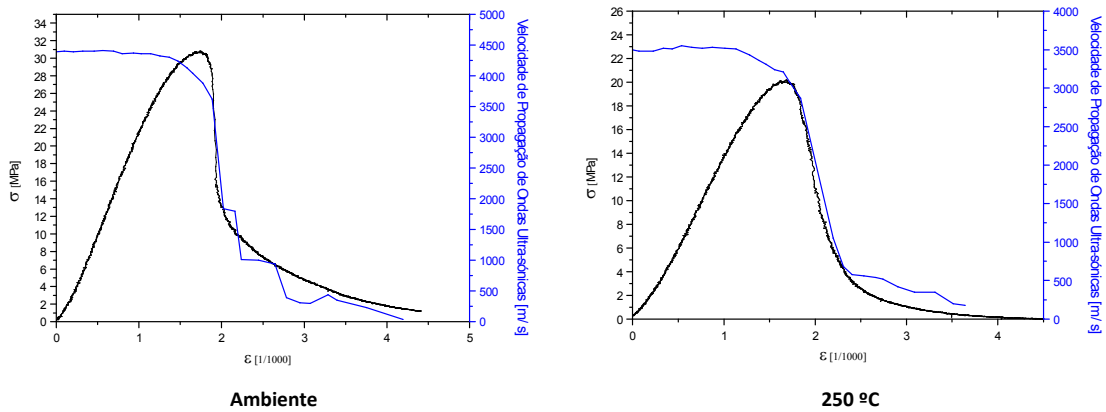


Figura 5.25 – Medição da velocidade de propagação durante o ensaio de compressão



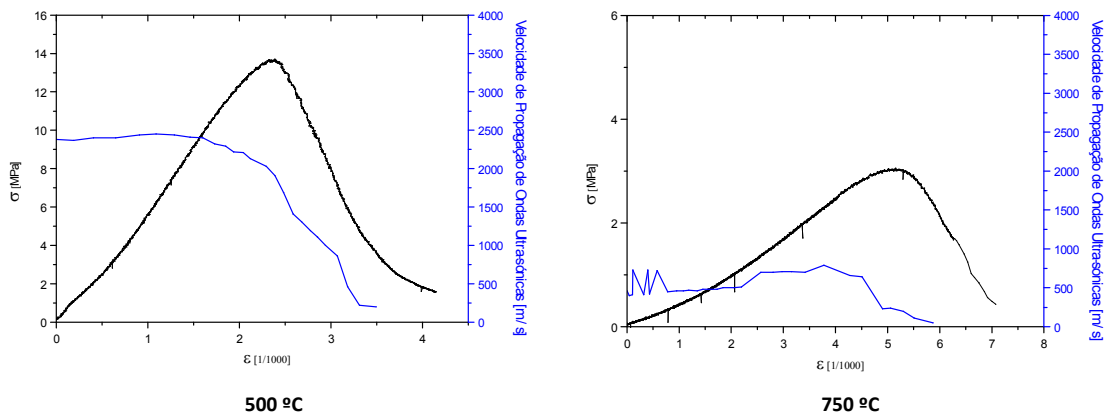


Figura 5.26 – Relação entre UPV e comportamento σ - ϵ de compressão para a série Sem Armadura

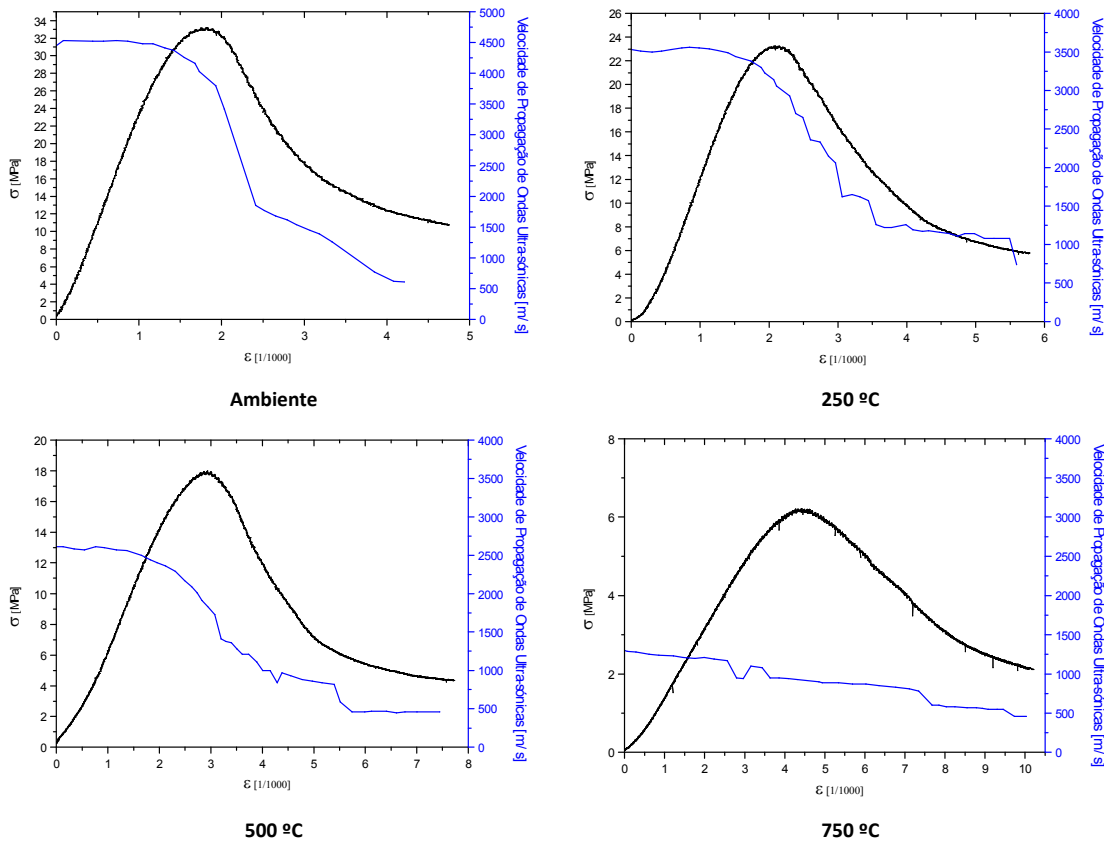
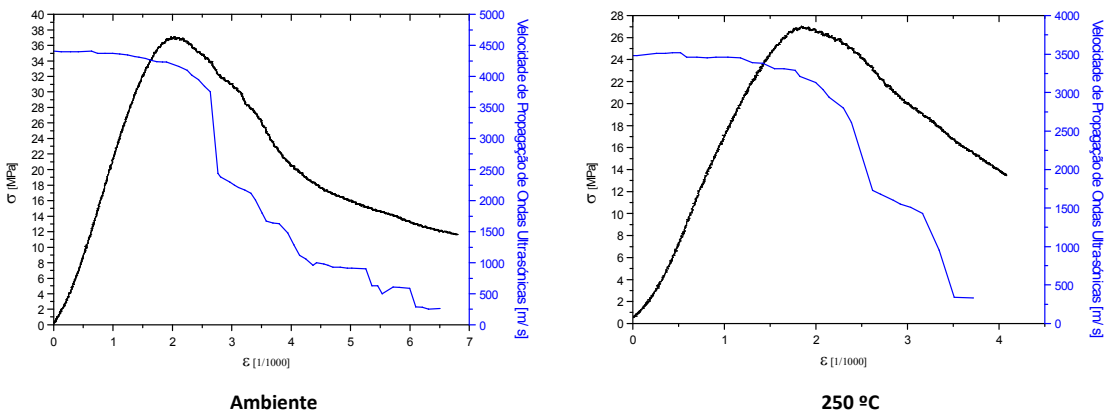


Figura 5.27 – Relação entre UPV e comportamento σ - ϵ de compressão para a série Armadura Base



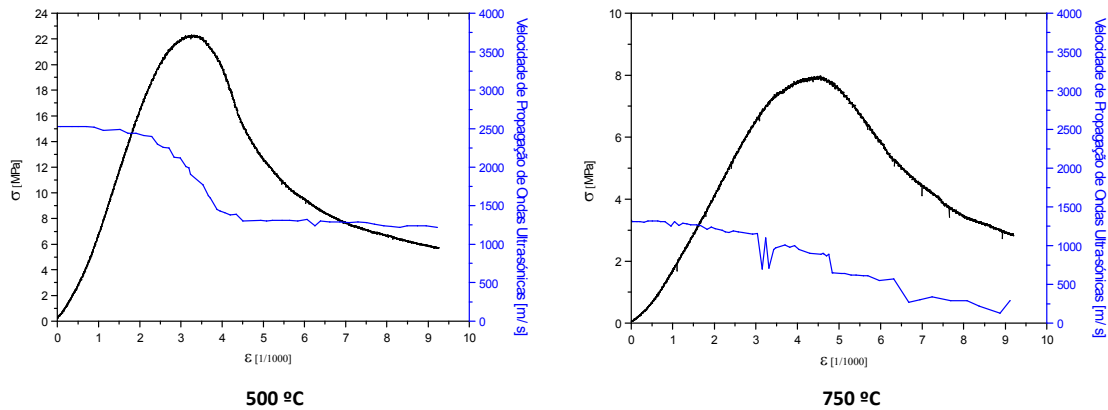


Figura 5.28 – Relação entre UPV e comportamento σ - ϵ de compressão para a série Acréscimo de Armadura Transversal

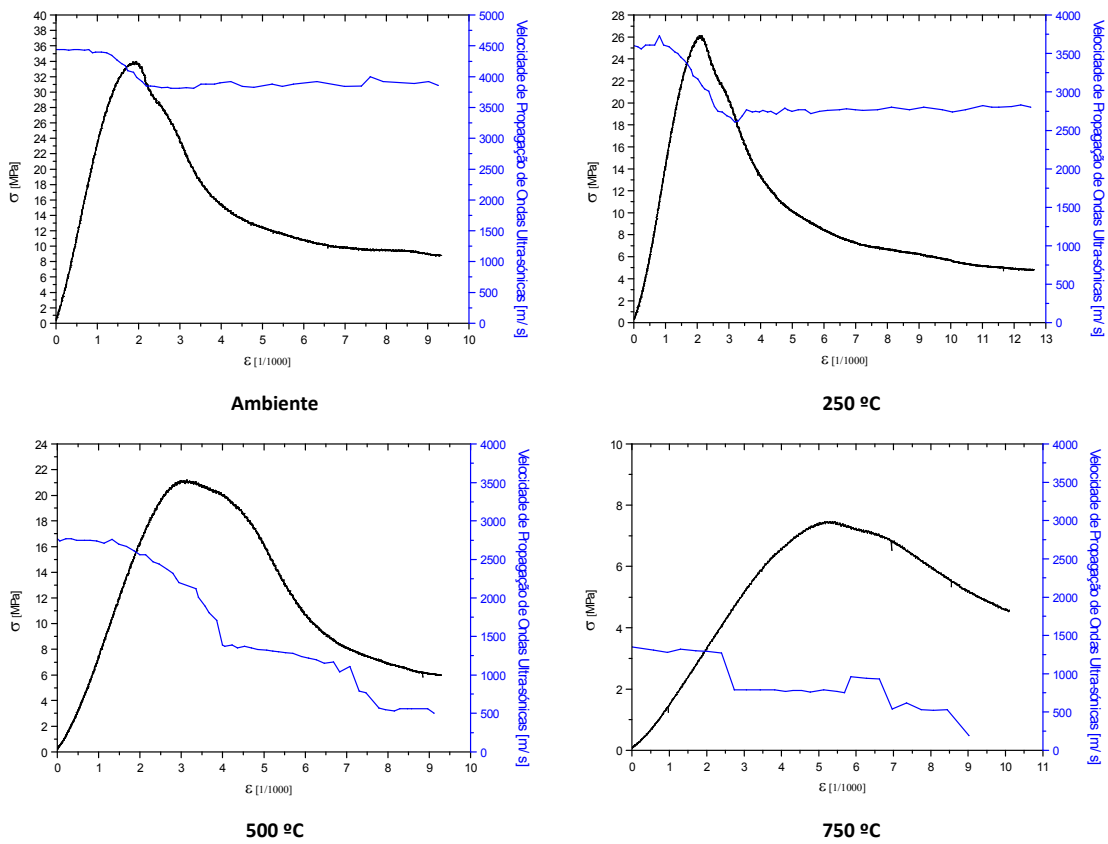


Figura 5.29 – Relação entre UPV e comportamento σ - ϵ de compressão para a série Acréscimo de Armadura Longitudinal

Da análise dos resultados constata-se que, até ao momento da microfendilhação (aproximadamente entre os 70 e 80 % da resistência do material), a UPV mantém-se praticamente inalterável, pois a rigidez do material não se altera significativamente – ver exemplo tipo na Figura 5.30).

5.5 Conclusões

Os resultados apresentados obtidos por intermédio da utilização de ensaios não destrutivos, nomeadamente os determinados por propagação de UPV, são indicadores de que estes métodos podem ser aplicados na previsão da resistência à compressão de betão afetado pela ação do fogo, desde

que sejam definidas leis de correlação suportadas em programas experimentais extensos e bem preparados.

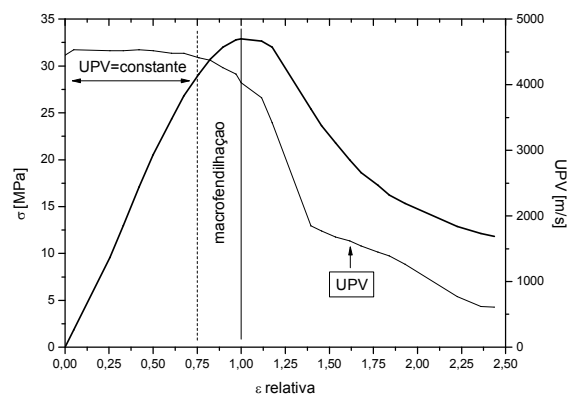


Figura 5.30 – Variação da relação σ - ϵ de compressão e a UPV

O ensaio não destrutivo que apresentou resultados com maior aplicabilidade prática, nomeadamente com uma melhor correlação entre a variação das medições efetuadas recorrendo aos ensaios não destrutivos e a tensão máxima de compressão obtida nos ensaios destrutivos foi o da medição de UPV. A UPV varia significativamente com o nível de T_{max} . O BRF e o BACRF, por apresentarem maior compacidade, bem como a inclusão de fibras de polipropileno (quando aplicável – provetes expostos a níveis de temperatura elevada) revelam valores superiores de UPV relativamente ao BS e BA (e série BACRFA). O reforço do betão com fibras de aço e polipropileno permitiu maiores níveis de retenção da UPV, isto é, foi o sistema de reforço que mais resistiu ao efeito de degradação da rigidez do material face ao aumento do nível de T_{max} aplicada aos provetes. O efeito favorável das cintas metálicas (menor largura de fendas) nos provetes de BA foi observado a partir dos 250 °C, tanto em termos de resistência mecânica como relativamente à UPV. Constatou-se também que, até ao momento da macrofendilhação (entre os 70 e 80 % da resistência do material), a UPV mantém-se praticamente inalterável, pois a rigidez do material não se altera significativamente. A UPV decresce com a entrada na zona de resposta σ - ϵ não linear. No caso de inspeção e avaliação de um elemento estrutural (pilar) de um edifício que tenha sido (ou não) exposto à ação de um fogo, a UPV poderá ser uma boa ferramenta para a previsão da perda de rigidez do pilar em causa. Para tal, e recorrendo a ensaios de carga, poderá ser possível prever a proximidade com a carga de colapso, se ocorrer, com o aumento da carga, uma redução significativa da UPV. Se tal ocorrer, o betão do pilar estará com dano elevado, isto é, na zona da resposta tensão-extensão não linear e, conseqüentemente, na eminência de rotura.

A previsão da resistência mecânica obtida recorrendo ao esclerómetro de Schmidt demonstrou uma tendência de redução de resistência mecânica com o aumento do nível de T_{max} , tal como verificado nos ensaios destrutivos. Contudo, os resultados obtidos com o esclerómetro apontam para perdas de resistência menos elevadas que os registados nos ensaios destrutivos. Relativamente a resistividade elétrica do BACRF, e com base nos resultados obtidos, constata-se uma pequena variação da resistividade até aos 400 °C, seguida de uma significativa redução após este limite de temperatura.

Capítulo 6

APLICAÇÃO PRÁTICA DE METODOLOGIA DE REFORÇO ESTRUTURAL

6.1 Introdução

O presente Capítulo apresenta uma metodologia para avaliação dos danos provocados pela ocorrência de um incêndio numa estrutura de betão armado, a avaliação da sua capacidade de carga residual (após exposição ao fogo) e definição de estratégias de reabilitação recorrendo a BACRF.

Os trabalhos efetuados e apresentados são constituídos pela inspeção dos elementos estruturais existentes (após solicitação accidental por fogo), levantamento de patologias, avaliação das propriedades residuais mecânicas dos materiais, realização de ensaios de carga e definição de ideias base para o reforço do sistema estrutural baseado na aplicação de BACRF. O comportamento previsto para o elemento estrutural reforçado é avaliado recorrendo-se, principalmente, ao Método dos Elementos Finitos (MEF).

6.2 Inspeção e avaliação da situação existente

6.2.1 Descrição sumária do edifício

O edifício em avaliação era constituído por dois pisos (cave e rés-do-chão): um primeiro (teto da cave / piso do rés-do-chão), realizado por intermédio de pórticos em betão armado e lajes aligeiradas constituídas por vigotas pré-esforçadas (ver Figura 6.1); um segundo (teto do andar) em estrutura metálica. Após a ocorrência do incêndio, toda a estrutura metálica foi destruída / inutilizada e, conseqüentemente, removida (ver Figura 6.2). O início dos estudos descritos no presente Capítulo ocorreu já depois da remoção da estrutura metálica, conforme apresentado na Figura 6.1 e na Figura 6.2.



Figura 6.1 – Piso da Cave (elementos em betão)



Figura 6.2 – Piso do Rés-do-Chão (após remoção da estrutura metálica)

6.2.2 Análise do projeto de estabilidade

A primeira abordagem à avaliação estrutural do edifício centrou-se numa análise do projeto de estabilidade que, segundo o proprietário do edifício, serviu de base à construção. Esta análise permitiu obter alguma informação que fundamentou a inspeção visual efetuada (ver secção 6.2.6), nomeadamente, sobre o sistema estrutural adotado e as solicitações (sobrecargas) previstas em projeto.

A análise do projeto de licenciamento permitiu constatar o seguinte:

- as fundações são do tipo direto, com sapatas isoladas nos pilares interiores e sapata contínua nos pilares de contorno do edifício e/ou em zonas onde está prevista a execução de muros de suporte – ver Figura 6.3;

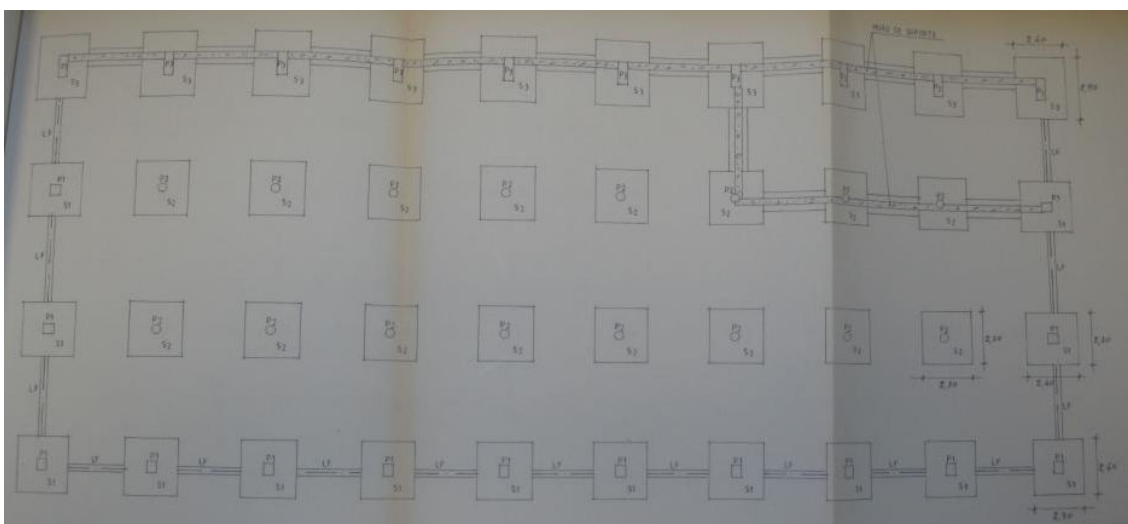


Figura 6.3 – Mapa de fundações previsto em fase de licenciamento

- para a totalidade dos elementos estruturais, a classe de resistência do betão prevista é a C16/20 (B20), sendo a classe prevista para o aço das armaduras a A400NR;

- prevê-se, em projeto, três tipologias de pilar / sapata: P1, circular; P2, quadrado; P3, retangular – ver Figura 6.4.;

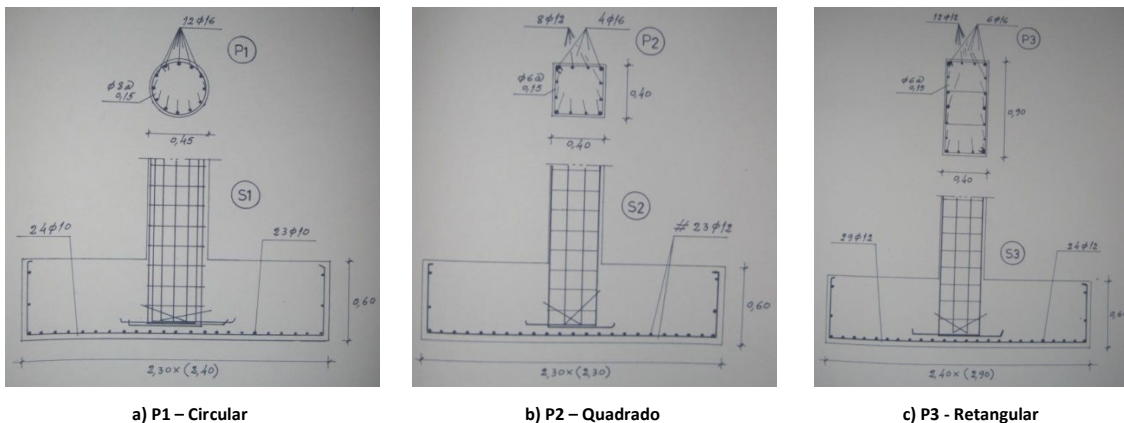


Figura 6.4 – Tipologias de pilar/sapata previstas em fase de licenciamento

- a sobrecarga prevista para a laje apoiada nos pórticos em betão armado é de 15 kN/m². O peso próprio aproximado da laje é de 5,6 kN/m² (a espessura da laje é de 30 cm – 24+6 cm) – ver Figura 6.5;

LAJE α°	L/L1 (m)	h (cm)	Sd KN/m ²	FSd KN	Vsd VRd	MSd MRd	MSfctk MRfctk	flech f	Tipo VILAJE	ARMADURA dist	TARUGO ap.	TARUGO n ^o ϕ
LP 1	5.0	24+6	30.9		77.32 89.10	96.66 124.20	31.63 75.50	0.37 1.25	LGG6.4	5 ϕ 6 AR38	5 ϕ 6 AR38	2 3 ϕ 12

NOTA: - No cálculo das lajes adoptou-se uma sobrecarga de 15 KN/m² ou seja 1500 Kg/m²

Figura 6.5 – Laje prevista em fase de licenciamento

- relativamente às tipologias de vigas, prevê-se, em projeto, três tipos – V1 (b x h = 0.40 x 0.90 m²), V2 (b x h = 0.40 x 0.90 m²) e V3 (b x h = 0.30 x 0.60 m²) – ver Figura 6.6 a Figura 6.8;

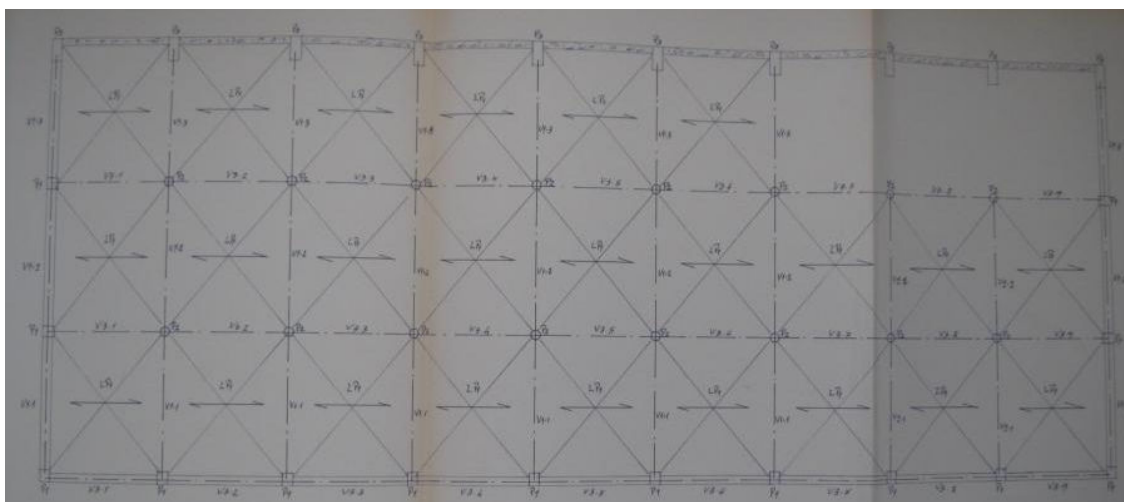
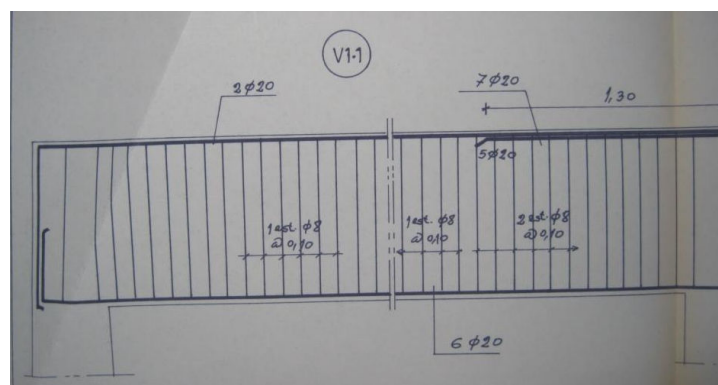
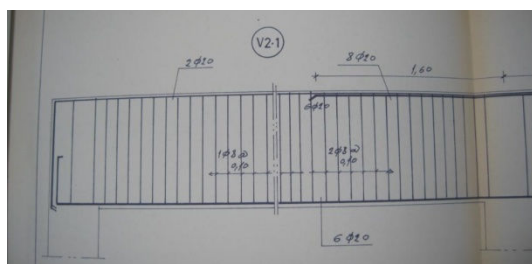


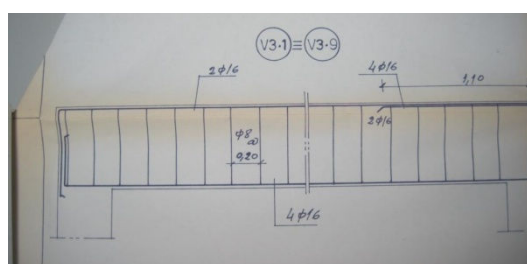
Figura 6.6 – Distribuição de lajes prevista para o rés-do-chão (projeto)



a) V1



b) V2



c) V3

Figura 6.7 – Tipologias de pórticos previstas em fase de licenciamento

Em síntese, da análise do projeto de licenciamento, conclui-se que a avaliação da capacidade de carga do sistema estrutural passa, principalmente, pela avaliação da capacidade de carga dos pórticos perpendiculares à direção das vigotas pré-esforçadas, isto é, dos pórticos constituídos pelas vigas V1 e pilares P1 e P2 (ver Figura 6.8) – elementos estruturais mais solicitados. Os restantes elementos estruturais apresentam uma solicitação muito inferior (ou estão diretamente apoiados em muros de suporte). Admitindo-se que o nível de degradação é similar entre a totalidade dos elementos estruturais, considera-se que se a capacidade de carga dos pórticos constituídos pelas vigas V1 e pilares P1 e P2 for garantida, todos os restantes elementos estruturais apresentarão capacidade de carga compatível com as ações propostas.

6.2.3 Constatação *in situ* da execução do previsto em projeto

A verificação da conformidade do projeto de estabilidade não é um objetivo premente para a avaliação da capacidade de carga de um edifício, especialmente em estruturas afetadas pela exposição acidental a um fogo. Contudo, como referido, esta análise é essencial para se perceber o sistema estrutural adotado, os elementos estruturais principais e as cargas previstas.

Partindo-se do princípio que, durante o decorrer da construção, podem surgir alterações ao nível dos elementos estruturais relativamente ao previsto em projeto, alterações essas que não são posteriormente documentadas, a análise do projeto de licenciamento tem sempre que ser acompanhada por uma constatação *in situ* da sua execução. Neste sentido, e em síntese, salientam-se as diversas constatações da comparação entre o projeto de licenciamento apresentado e a inspeção visual efetuada:

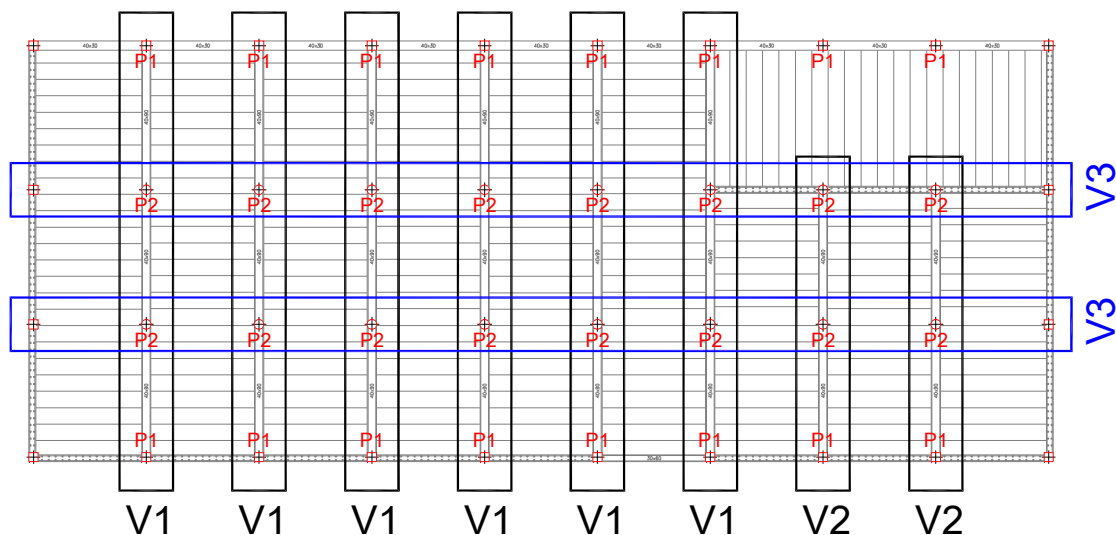


Figura 6.8 – Sistema estrutural considerado (V3 não foi executado)

- não se verificou a conformidade da execução dos elementos de fundação (não se julgou necessária a abertura de valas para constatação real da execução destes elementos estruturais). No entanto, verifica-se a existência de muros de suporte não previstos em fase de projeto em todo o contorno do edifício (e consequente existência de sapata contínua), com exceção do portão de acesso e zona contígua ao edifício adjacente. Salienta-se, também, que na inspeção visual efetuada não se verificou qualquer sinal de assentamento diferencial dos elementos de fundação ou outro tipo de cedência ao nível da interação solo estrutura;
- as tipologias previstas para o conjunto pilar / sapata foram parcialmente respeitadas. Contudo, o pilar designado por P3 foi substituído por P2 o que se traduz numa efetiva diminuição da capacidade de carga relativamente à prevista em projeto;
- os pórticos paralelos à direção das vigotas pré-esforçadas (V3), que incluem os pilares circulares, não foram executados (ver Figura 6.8).

Para além da verificação da existência dos elementos estruturais previstos em fase de projeto, verificou-se, aleatoriamente, as armaduras existentes na viga designada por V1. No tramo inspecionado, a armadura transversal existente é $\varnothing 8//14\text{cm}$, estando previsto em projeto $\varnothing 8//10\text{cm}$. A armadura longitudinal inferior encontrada é de $6\varnothing 20$, tal como previsto em projeto – ver Figura 6.9. As restantes armaduras não foram verificadas por não se encontrarem facilmente acessíveis.

A laje aligeirada de vigotas pré-esforçadas, com 30 cm de altura, é constituída por vigota dupla (12 cm de largura por viga – 5 cordões de pré-esforço na face inferior da viga) e abobadilha com 20 cm de largura – ver Figura 6.10.



Figura 6.9 – Verificação da armadura existente acessível em V1

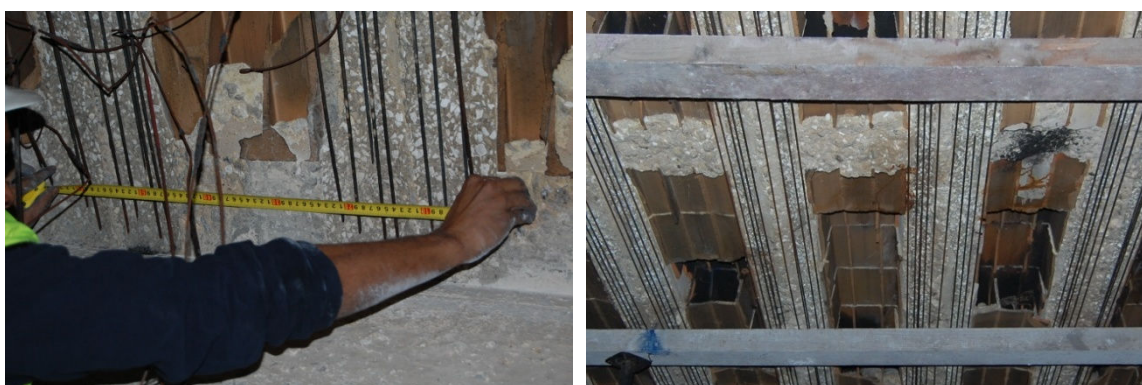


Figura 6.10 – Levantamento da geometria da laje existente

6.2.4 Avaliação da capacidade de carga do pórtico mais solicitado

No seguimento do apresentado nas secções anteriores, concluiu-se que a avaliação da capacidade de carga do sistema estrutural passa, principalmente, pela avaliação da capacidade de carga dos pórticos perpendiculares às vigotas pré-esforçadas, isto é, dos pórticos constituídos pelas vigas V1 e pilares P1 e P2 – elementos estruturais mais solicitados. Neste sentido, para além da verificação sobre a execução do projeto que serviu de base à construção do edifício (secção 6.2.3) cumpre, igualmente, verificar a conformidade do dimensionamento efetuado. Por simplificação, teve-se em conta somente as ações verticais (peso próprio e sobrecarga). As ações provenientes de uma eventual estrutura metálica a construir sobre a estrutura existente não foram, também, contabilizadas, pela falta de informação sobre a mesma e por esta só afetar o dimensionamento dos pilares da extremidade. O critério para o reforço estrutural foi recuperar a capacidade de carga da estrutura existente e, neste sentido, admite-se que fica assegurada a resistência das ações provenientes da estrutura metálica (assume-se que a capacidade de carga da estrutura previamente à ocorrência do fogo era suficiente para suportar as ações provenientes da estrutura metálica. A Tabela 6.1 (e Figura 6.11) apresenta os valores máximos para os esforços solicitantes em V1, admitindo a sobrecarga prevista em projeto de 15 kN/m^2 , peso próprio da laje de $5,6 \text{ kN/m}^2$ e considerações geométricas e materiais (módulo de elasticidade do betão) definidas em projeto. Para a obtenção dos esforços apresentados consideraram-se os seguintes fatores de

segurança: 1.35 para cargas permanentes desfavoráveis; 1.00 para cargas permanentes favoráveis; 1.50 para sobrecarga.

Salienta-se, contudo, que a previsão dos reais esforços que se instalam num estrutura submetida a temperaturas elevadas são de difícil quantificação. Os danos provocados pela exposição ao fogo conduzirão a migração de esforços que alterarão significativamente a distribuição destes, na medida em que é alterada a rigidez dos elementos estruturais. Assim, desconhecendo-se com rigor a distribuição espacial e temporal das temperaturas de exposição nos elementos estruturais em análise, tanto à superfície como em profundidade das secções transversais, optou-se pela quantificação recorrendo a uma simples análise linear admitindo um módulo de elasticidade dos materiais homogéneo para a totalidade dos elementos estruturais.

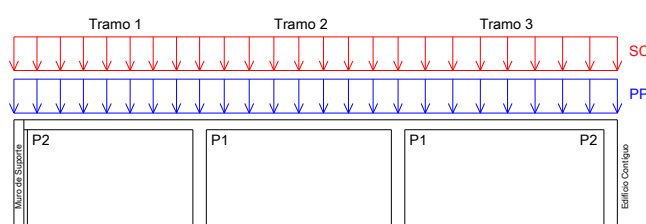


Figura 6.11 – Pórtico em avaliação – com V1, P1 e P2

Tabela 6.1 – Esforços solicitantes em V1

	Peso Próprio	Sobrecarga Tramo 1	Sobrecarga Tramo 2	Sobrecarga Tramo 3	V_{sd} [kN]	M_{sd}^+ [kN.m]	M_{sd}^- [kN.m]
Comb 1	S	N	N	N	168.8	165.5	119.8
Comb 2	S	S	S	S	549.1	389.6	538.3
Comb 3	S	S	N	S	511.1	470.7	333.3
Comb 4	S	N	S	N	487.5	376.5	355.1
Comb 5	S	S	S	N	556.6	375.9	577.6
Comb 6	S	N	S	S	559.8	380.1	584.4

Para estimar a capacidade resistente do pórtico em avaliação, e posterior comparação com os esforços obtidos para as cargas de dimensionamento da estrutura de acordo com a regulamentação em vigor (ver Tabela 6.1), optou-se por recorrer ao programa de cálculo de secções planas (DOCROS), pois permite determinar a relação momento-curvatura de uma dada secção (Basto e Barros, 2008). As secções existentes em V1 apresentam como momentos resistentes -195,9 kN.m e -675,2 kN.m (momentos negativos) e 553,0 kN.m e 579,9 kN.m (momentos positivos), conforme a posição na viga (ver Figura 6.12). A existência de momento positivo superior na zona dos apoios prende-se pelo facto de não haver dispensa de armaduras longitudinais inferiores; com o acréscimo de armadura longitudinal superior na zona dos apoios para se suportar o momento negativo atuante, existe um ligeiro acréscimo de momento resistente positivo pela contribuição da armadura superior na secção transversal.

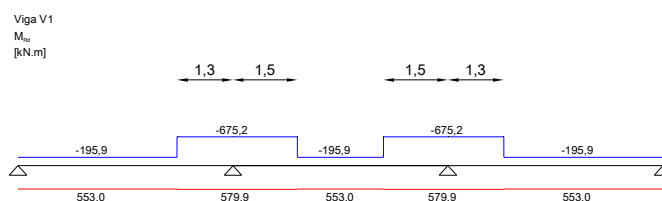


Figura 6.12 – Momentos fletores resistentes, M_{rd} na viga V1 (C16/20)

A capacidade resistente ao esforço transversal também foi quantificada, sendo seguidas as recomendações descritas tanto no REBAP como no Eurocódigo (ver Figura 6.13). Analisando individualmente cada diagrama percebe-se que os resultados obtidos pelos diferentes regulamentos são distintos. No caso da zona dos pilares centrais, isto deve-se ao facto de esta zona possuir uma grande quantidade de armadura vertical e, conseqüentemente, uma grande resistência ao esforço transversal. No entanto, o Eurocódigo 2 limita esta resistência através da verificação do esmagamento das escoras, o que não sucede no REBAP, daí o regulamento português conduzir a maiores valores. No caso dos pilares de extremidade, apesar de existir o mesmo número de estribos que a meio-vão da viga, os diagramas referentes ao EC2 apresentam uma pequena zona de maior resistência. Tal deve-se a que neste regulamento é possível considerar que numa pequena distância do apoio (igual à altura útil da viga) os esforços verticais são encaminhados diretamente para o pilar, não sendo solicitada a resistência dos estribos. A limitação imposta pretende impedir o esmagamento das escoras de betão. Para as proximidades dos pilares centrais mantém-se a mesma consideração.

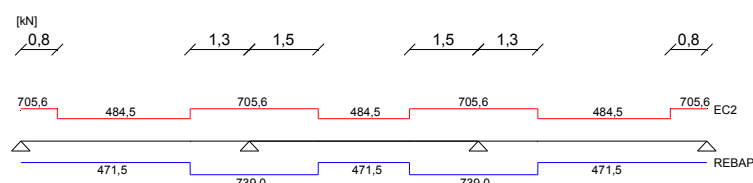


Figura 6.13 – Esforços resistentes de corte, V_{rd} na viga V1 (C16/20)

Constata-se que, na situação em avaliação, os esforços solicitantes são inferiores aos esforços resistentes (admitindo as propriedades do betão previstas em projeto, previamente à exposição acidental ao fogo). Contudo, a quantificação do esforço transversal resistente pelo Eurocódigo reduz, ligeiramente, a margem de segurança relativa ao esforço transversal solicitante. O momento resistente negativo da viga junto ao pilar P2 embutido no muro de suporte é ligeiramente inferior ao momento solicitante. No entanto, a consideração de uma pequena redistribuição de momentos coloca o momento solicitante abaixo do resistente sem comprometer a segurança da resistência aos momentos positivos do vão anexo, pois o acréscimo de momento positivo devido a essa redistribuição de momentos conduz a um momento solicitante positivo que é inferior ao momento resistente.

A verificação da resistência dos restantes elementos estruturais (pilares e sapatas) foi efetuada recorrendo a um software comercial. Em síntese, verifica-se que: relativamente aos pilares, para P1 temos como armadura longitudinal $10\phi 12$ (previsto em projeto $12\phi 16$) e para P2 temos $4\phi 12+4\phi 16$ (previsto em projeto $8\phi 12+4\phi 16$); quanto às sapatas, para a sapata isolada mais solicitada, o dimensionamento proposto é similar ao previsto em projeto.

Em síntese, o dimensionamento efetuado para os elementos estruturais é compatível com as ações previstas. Constata-se a existência de sobredimensionamento de alguns elementos estruturais.

6.2.5 Pré-avaliação da capacidade de carga após exposição ao fogo

A exposição dos elementos estruturais em betão armado a um fogo origina danos que são de difícil previsão e quantificação, nomeadamente pela heterogeneidade das propriedades resistentes resultantes após a exposição térmica (por exemplo, na secção transversal de uma viga, o betão de recobrimento terá, necessariamente, uma menor resistência que o betão existente no núcleo da secção). De facto, a previsão da capacidade resistente de uma viga após exposição a um determinado fogo encerra várias incertezas, dado assentar em diversas hipóteses de difícil confirmação, como sejam: nível máximo de temperatura a que o elemento estrutural esteve exposto; duração da exposição térmica; nível de humidade no interior do betão no momento pré fogo; entre outros. Neste sentido, a avaliação prévia da capacidade de carga apresentada na presente secção apenas pretende fornecer alguns indicadores sobre o eventual estado da estrutura, nomeadamente, em termos de capacidade resistente para a definição dos níveis de carga a aplicar durante o ensaio de carga (a realizar posteriormente).

Da inspeção visual efetuada ao edifício em avaliação, prevê-se que os pórticos mantiveram a sua integridade, com exceção de duas secções que aparentam estarem atravessadas por macro-fenda (ver Figura 6.32 e Figura 6.33). Neste sentido, o efeito do fogo poderá afetar, principalmente, a resistência à compressão do betão, a resistência das armaduras e a ligação entre as armaduras de reforço e o betão dos elementos estruturais. O comportamento resistente do betão e do aço podem ser avaliados individualmente por intermédio da extração de amostras, executando ensaios de resistência à compressão (betão) e ensaios de tração direta (aço). Contudo, a ligação entre as armaduras e o betão envolvente, certamente afetada pelo comportamento diferencial destes dois materiais perante a exposição térmica e pelo destaque do betão de recobrimento das armaduras, só pode ser avaliada recorrendo a ensaios estruturais (ensaio de carga, por exemplo).

A realização do ensaio de carga pressupõe que se retire o escoramento aplicado nos elementos estruturais. Neste sentido, numa primeira abordagem, surge a necessidade de se efetuar uma avaliação prévia da capacidade de carga para se verificar, entre outros, se existe risco de colapso estrutural com a remoção do escoramento (submeter a estrutura ao seu peso próprio). Os esforços majorados previstos para o sistema estrutural são (admitiu-se o peso próprio dos elementos estruturais com $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$, módulo de elasticidade, E_c , de 27.5 GPa e, conforme indicações do projeto, 5.6 kN/m^2 para o peso próprio da laje, totalizando 37 kN/m): $N_{\text{máximo}} = 336 \text{ kN}$ (pilares circulares), $V_{\text{máximo}} = 170 \text{ kN}$, $M_{\text{máximo}}^+ = 120 \text{ kN.m}$ e $M_{\text{máximo}}^- = -168 \text{ kN.m}$ (viga).

Como consideração inicial admite-se que o betão (previamente à exposição ao fogo) apresentava as propriedades mecânicas características da classe resistente prevista em projeto – C16/20. Contudo, após a solicitação térmica, há uma alteração das referidas propriedades mecânicas. Neste sentido, e atendendo à variação das propriedades apresentadas previamente (ver Capítulo 4) que definem o comportamento σ - ϵ à compressão com o nível de T_{max} de exposição do betão, isto é, módulo de elasticidade, extensão de pico à compressão e resistência à compressão, consideraram-se os parâmetros

apresentados na Tabela 6.2 e Figura 6.14 para a caracterização do comportamento do betão à compressão e tração. Relativamente ao aço das armaduras, admite-se que as propriedades mecânicas não foram alteradas, isto é, que o material recuperou as suas propriedades mecânicas após o arrefecimento (nomeadamente, ao nível de tensões resistentes). O comportamento à tração (pós pico) admitido para o betão, para os distintos níveis de T_{max} , está apresentado na Figura 6.14 (para o betão existente na proximidade da armadura longitudinal, admitiu-se um comportamento à tração com uma extensão última similar à do aço – endurecimento; para as restantes camadas de betão, o comportamento é de amolecimento). Na Tabela 6.2, $\epsilon_{critical\ strain}$ representa a extensão na fase de amolecimento da relação tensão-extensão (softening) a partir da qual se admite que a relação pode ser simulada por uma reta e é essencial para a seleção da tensão última de plastificação do aço das armaduras de reforço.

Tabela 6.2 – Propriedades admitidas relativas ao comportamento à compressão e tração do betão submetido a distintos T_{max}

Nível de Temperatura	E [GPa]	f_{cm} [MPa]	f_{ctk} [MPa]	$\epsilon_{compressão}$	$\epsilon_{critical\ strain}$
Ambiente (AMB)	27,50	16,0	1,3	2,200	5,000
250°C	15,68	10,6	0,9	2,567	5,833
500°C	7,43	8,0	0,7	3,911	8,889
750°C	1,38	1,6	0,1	5,622	12,778

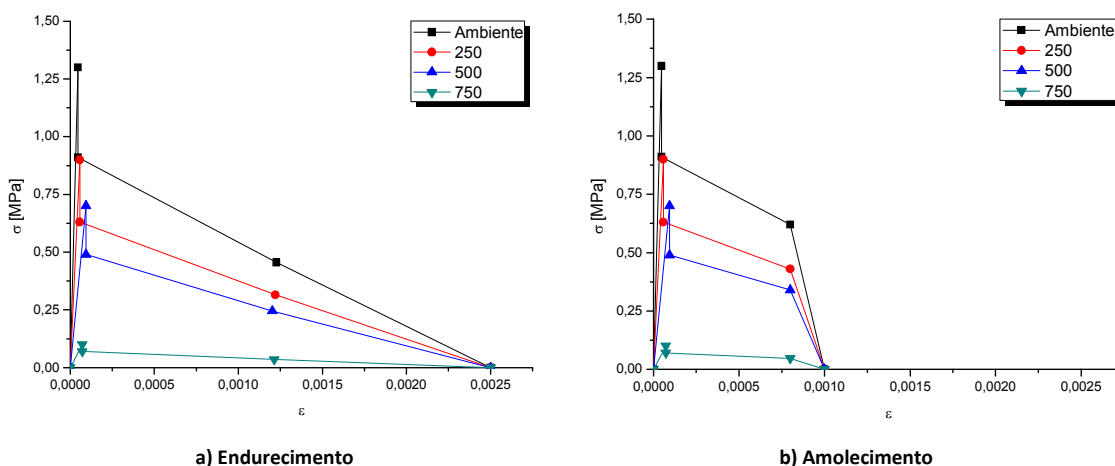


Figura 6.14 – Comportamento à tração admitido para o betão, para diferentes níveis de temperatura

Nesta primeira abordagem, considerou-se, de forma simplificada, que todo o betão da secção da viga foi afetado de igual forma pelo efeito da temperatura. De facto, esta abordagem é pouco realista na medida em que o betão existente no núcleo da viga esteve exposto, necessariamente, a uma menor temperatura do que o betão de recobrimento. Contudo, não havendo qualquer tipo de informação relativa aos níveis de temperatura ocorridos e à duração do incêndio, optou-se por, durante esta pré-análise, admitir propriedades homogêneas para todo o betão da secção da viga.

A Figura 6.15 apresenta a relação Momento-Curvatura prevista para os distintos níveis de T_{max} considerados – Ambiente, 250 °C, 500 °C e 750 °C – obtida recorrendo ao software DOCROS. Quando aplicável, indica-se, na mesma figura, os valores de momento previstos para a ação do peso próprio e para Estado Limite Último.

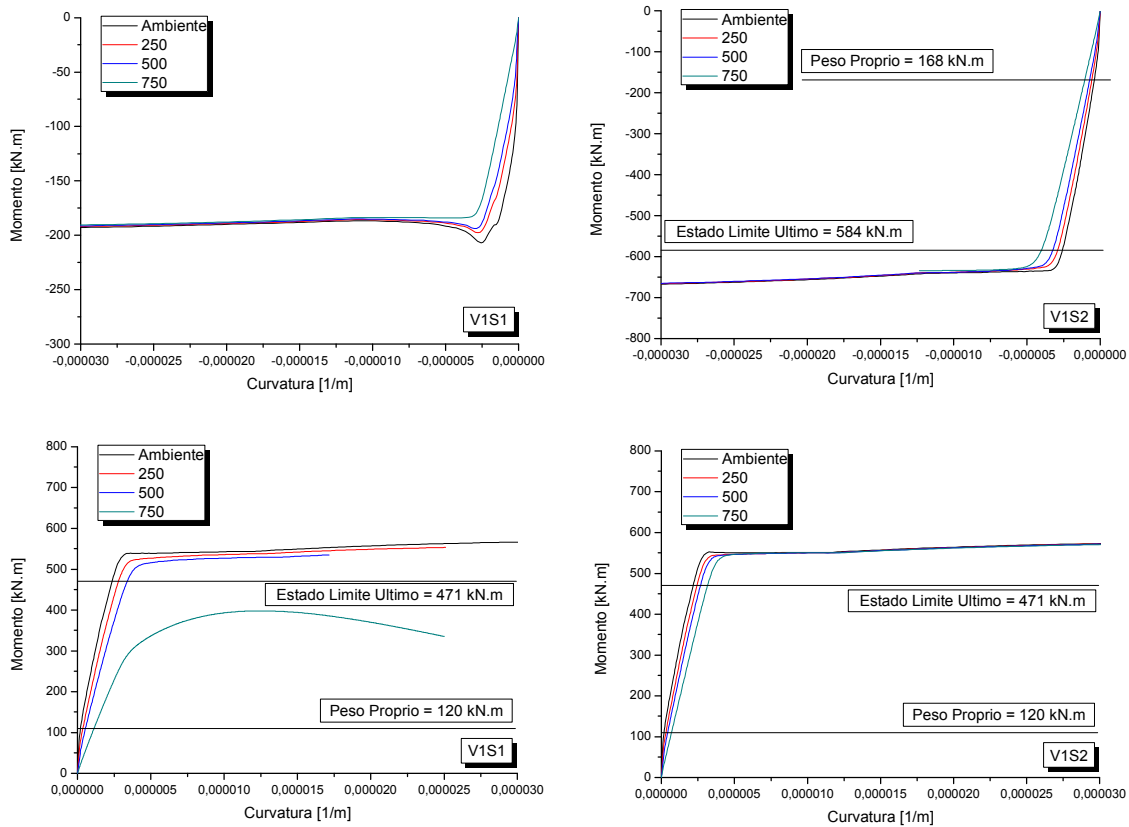


Figura 6.15 – Previsão da Relação Momento Curvatura para a Viga V1 após exposição a diferentes níveis de temperatura

Os resultados apresentados na Figura 6.15 fazem crer que, mesmo para uma significativa degradação do betão (750 °C), não está em risco a estabilidade da estrutura se for retirado o escoramento existente (em termos de momento resistente). Para as ações previstas em projeto para Estado Limite Último, o Momento Positivo na Secção V1S1 poderá estar comprometido (admitindo a degradação das propriedades mecânicas do betão similares à exposição deste a uma temperatura de 750 °C). Também se constata que, dada a relativa elevada quantidade de armadura existente na viga, o momento resistente é governado pela armadura, sendo pouco dependente das propriedades do betão. Salienta-se que a secção V1S1 possui 2Ø20 de armadura superior e localiza-se sobre os pilares da extremidade dos pórticos principais e a meio vão dos tramos das vigas. A secção V1S2 possui 7Ø20 de armadura superior e localiza-se sobre os dois pilares centrais do pórtico.

Importa salientar, contudo, que a relação momento-curvatura apresentada admite que existe uma perfeita ligação entre as armaduras e o betão envolvente. A ligação entre os dois materiais poderá ter sido afetada significativamente com a exposição dos elementos estruturais ao fogo (além disso, o betão de recobrimento apresenta-se visivelmente degradado). Uma deficiente ligação entre o betão e os varões de aço poderá provocar dois comportamentos díspares: em compressão, os varões de aço poderão sofrer encurvadura (diminuindo significativamente a tensão máxima de compressão possível de aplicar), especialmente nas armaduras inferiores nas secções transversais submetidas a momento

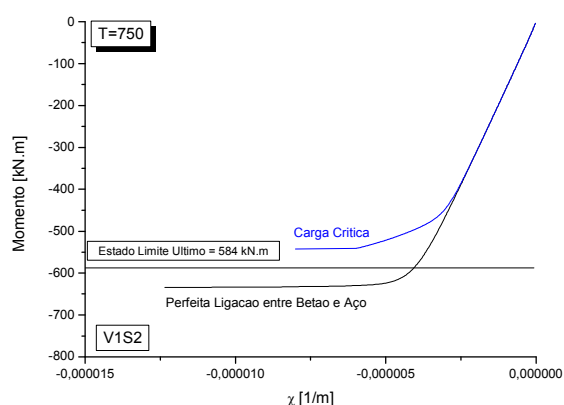
negativo; em tração, uma diminuição da rigidez efetiva dos varões de aço, que pode ser simulada virtualmente com uma redução do módulo de elasticidade do aço.

A inspeção visual efetuada a alguns dos pórticos permitiu constatar a elevada degradação das ligações entre os pilares e as vigas (ver Figura 6.16a), nomeadamente na inexistência de betão de recobrimento e armaduras em condições de ligação muito precárias ao betão das vigas. Neste sentido, importa avaliar o possível efeito de encurvadura dos varões de aço (armadura inferior das vigas) existente nas ligações pilar viga, isto é, o efeito na redução do momento fletor resistente negativo para a secção designada por V1S2, admitindo que a armadura de compressão deixa de contribuir após alcançada a tensão correspondente à carga crítica de encurvadura desses varões.

A armadura inferior da V1S2 é constituída por varões com 20 mm de diâmetro. Suportando a análise na Teoria de Euler, e admitindo que, na zona dos pilares, a armadura não tem qualquer suporte (armadura transversal), a distância entre apoios é igual à largura do pilar de 45 cm (esta consideração é significativamente desfavorável na medida em que o próprio pilar impedirá essa encurvadura, principalmente nos 4 varões interiores). Para as condições de apoio de encastramento em ambos os nós ($k = 1$), a tensão crítica à compressão é estimada em 245 MPa. A previsão da relação momento-curvatura é apresentada na Figura 6.16b. Pela análise dos resultados obtidos, o momento solicitante para Estado Limite Último é superior ao Momento Resistente.



a) Condições representativas da ligação pilar-viga



b) Previsão da relação Tensão-Curvatura admitindo a encurvadura da armadura inferior em compressão

Figura 6.16 – Dano existente na ligação pilar-viga

A Figura 6.17 apresenta a relação Momento Curvatura da V1S1 e da V1S2 admitindo que se encontra comprometida a ligação entre o aço das armaduras e o betão, simulada através da redução do módulo de elasticidade da armadura de reforço (redução do módulo de elasticidade “médio” para 150 GPa). O exemplo apresentado diz respeito ao nível de temperatura de 750 °C (mais desfavorável). Como é possível constatar da análise da Figura 6.17, uma deficiente ligação entre as armaduras e o betão da viga não afeta de forma significativa o momento resistente da secção em avaliação. Salienta-se, contudo, que a previsão do comportamento estrutural simulada pela redução do módulo de elasticidade é um procedimento simplificado que deve ser objeto de maior investigação (simulação com utilização de

elementos de interface para melhor simular a ligação da armadura com betão exposto a temperaturas elevadas).

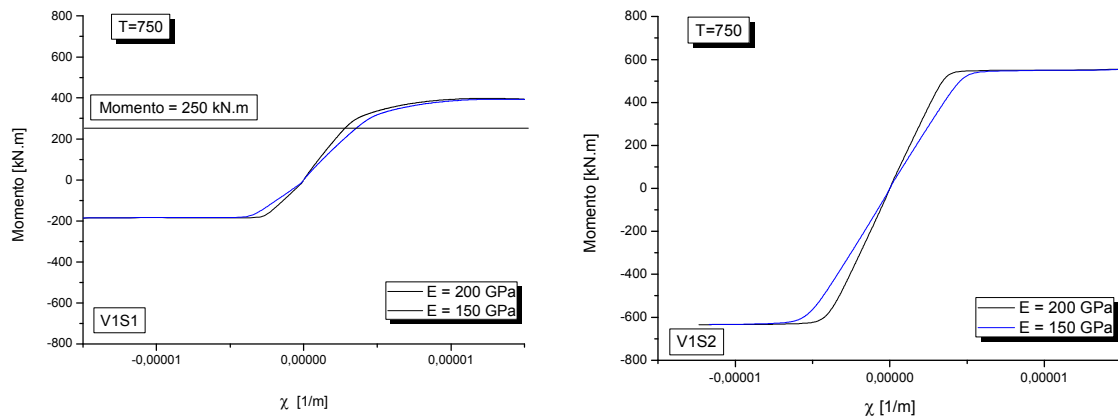


Figura 6.17 – Previsão da Relação Momento Curvatura com eventual perda de ligação entre armaduras e betão à tração

A próxima fase prende-se na realização de uma pré avaliação da capacidade de carga ao nível de esforço transversal. Para isso, utilizaram-se os modelos propostos no REBAP e no Eurocódigo. Com base nas propriedades mecânicas previstas para o betão para diferentes níveis de temperatura (apresentadas na Tabela 6.2), obtiveram-se os valores resistentes (valores médios de resistência) apresentados na Figura 6.18.

Para um valor de esforço transversal atuante de 169 kN (ver Tabela 6.1 – para Estado Limite Último temos 560 kN nas zonas de apoio das vigas nos pilares), os valores encontrados para o nível de temperatura de 750 °C (inferiores ao esforço solicitante) obrigam a uma maior atenção na previsão do esforço transversal resistente.

Para se verificar a resistência ao corte segundo o EC2 surge a necessidade da realização de duas verificações: resistência conferida pelos estribos; resistência ao esmagamento das escoras de compressão no betão. Para o nível de temperatura de 750 °C, a resistência à compressão prevista para o betão é muito baixa (ver Tabela 6.2), sendo a resistência ao esmagamento das escoras de compressão inferior à resistência conferida pelos estribos. Neste sentido, o diagrama de esforço transversal resistente é constante, porque não é possível considerar a armadura transversal existente. O REBAP apresenta uma metodologia semelhante, mas a fórmula de cálculo conduz a um valor resistente ligeiramente superior ao EC2.

De facto, considerar que as propriedades do betão são homogéneas ao longo da secção da viga em avaliação apresenta-se como significativamente desfavorável. Como referido, para a previsão do Momento Resistente não surgiu a necessidade de uma avaliação mais rigorosa das propriedades do betão ao longo da secção, pois mesmo admitindo propriedades homogéneas para a máxima temperatura considerada o momento resistente é superior ao momento solicitante (com exceção do momento positivo relativo a V1S1 para Estado Limite Último admitindo as condições mais desfavoráveis de exposição térmica admitidas); contudo, no caso do esforço transversal resistente, esta reavaliação é

necessária, na medida em que não há garantias da segurança estrutural quando a estrutura fica sujeita somente ao seu peso próprio (admitindo o cenário de propriedades do betão homogéneas para um nível de T_{max} igual a 750 °C).

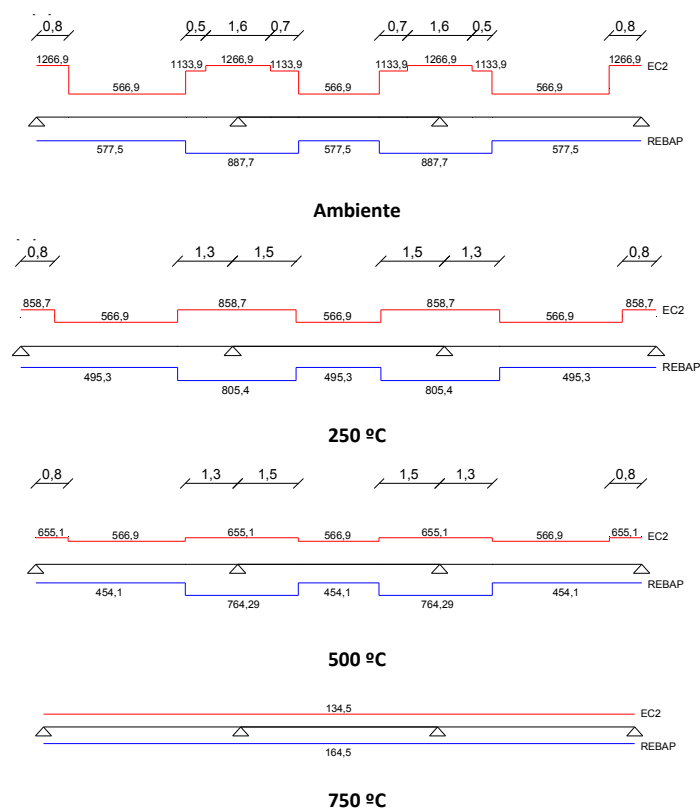


Figura 6.18 – Previsão da resistência ao esforço transversal com base em valores médios (unidades em kN e m)

Com base nos perfis de temperatura para vigas apresentados no Anexo A da NP EN 1992-1-2: 2010 (Eurocódigo), com as necessárias adaptações para uma secção de 0.40 * 0.90 m², e perante um cenário de fogo normalizado, admite-se que, no interior da secção transversal em avaliação, as temperaturas sejam as apresentadas na Figura 6.19 após uma exposição normalizada de 240 min. Considerando que a resistência ao esforço transversal do betão é obtida pelo somatório das contribuições das diversas áreas de secção de betão afetadas por diferentes temperaturas – ver Tabela 6.3 – e, conseqüentemente, por cada nível de temperatura correspondem diferentes propriedades associadas ao betão, os valores resistentes de esforço transversal previstos são os apresentados na Figura 6.20 (na Tabela 6.3 apresenta-se, a título de exemplo, as contribuições por secção associada a um nível de temperatura para a obtenção do valor de esforço transversal resistente nas zonas próximas do pilar). No caso da abordagem segundo o EC2, os valores apresentados ignoram a contribuição do betão a não ser nas proximidades dos pilares; por parte do REBAP, os valores apresentados representam a contribuição do betão e da armadura (a abordagem do REBAP pode conduzir a valores superiores aos reais na medida em que, estando o estribo localizado numa zona com betão significativamente degradado, a contribuição dos estribos para o reforço ao corte pode ser significativamente inferior ao admitido para um betão sem dano por exposição térmica).

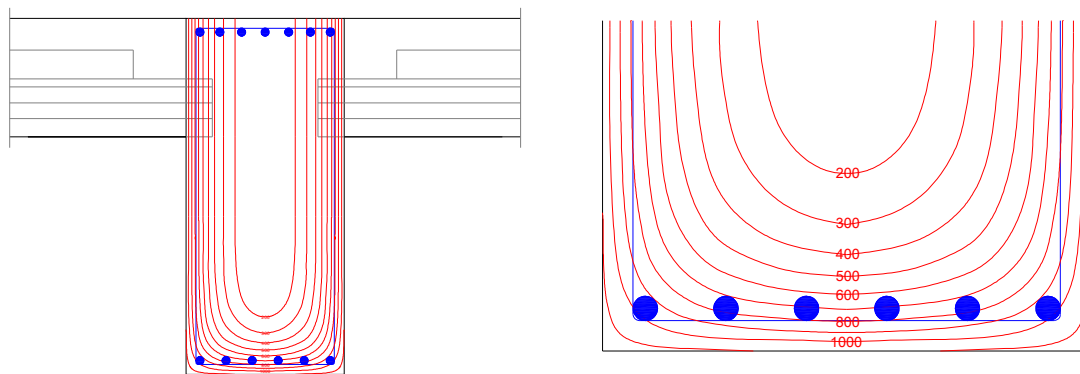


Figura 6.19 – Perfil de temperaturas previsto para R240

Tabela 6.3 – Cálculo do esforço transverso resistente para uma secção de betão não homogénea (proximidade do pilar)

Nível de Temperatura (°C)	Porcentagem da área da Secção	f_{cm} (MPa)	f_{ctk} (MPa)	EC2 [Contribuição do betão nas proximidades do pilar]	REBAP [Betão] + 618,2 kN [Armaduras]
200	31,9%	11	1,00	283,7	66,6
300	14,8%	10	0,90	120,2	27,4
400	11,8%	9	0,80	86,6	19,4
500	9,0%	8	0,70	59,0	13,0
600	7,8%	5	0,45	32,3	7,2
700	6,7%	2	0,20	11,2	2,8
800	5,4%	1	0,00	4,5	1,1
>800	12,6%			<i>Contribuição nula</i>	
TOTAL				597,6 kN	755,7 kN

Figura 6.20 – Previsão de resistência para o esforço transverso (admitindo perfil de temperaturas para R240)

Em síntese, no que respeita ao esforço transverso, admitindo os valores apresentados na Figura 6.20, prevê-se que a segurança da estrutura não se encontra em risco se esta for submetida ao seu peso próprio. Se se garantirem os pressupostos considerados na análise efetuada relativa à influência da temperatura na resistência ao corte, pode-se concluir que a estrutura resiste ao esforço transverso solicitante correspondente a Estado Limite Último.

Por último, cumpre efetuar uma pré avaliação da capacidade de carga ao nível dos pilares. Dos esforços previstos para os pilares, o esforço axial de compressão é o condiciona o dimensionamento destes. A título de exemplo, no pilar mais solicitado (pilar circular, P1) está instalado um esforço axial de 248,7 kN. Mesmo admitindo que o betão de recobrimento do pilar foi destacado, o que implica uma redução da secção do pilar (diâmetro útil de 40 cm para 35 cm), e ignorando a contribuição das armaduras, resulta uma tensão de compressão de aproximadamente 2,5 MPa. Para este reduzido nível de tensão de compressão solicitante, prevê-se que estes elementos estruturais apresentem capacidade de carga para suportar o peso próprio da estrutura. Aliás, atendendo à rigidez destes elementos estruturais, a ação do

peso próprio estará já em grande percentagem a ser suportada pelos pilares, pois o escoramento instalado não mobilizou, certamente, a totalidade do peso próprio da laje para o escoramento.

Desta pré avaliação da capacidade de carga dispensa-se a avaliação da capacidade de carga das lajes como elementos estruturais atendendo a que, pela inspeção visual, constatou-se que o grau de desintegração existente faz considerar que a capacidade resistente das lajes como elementos estruturais seja nula.

Quanto às fundações, considerou-se que estas não foram afetadas pela ação do fogo (ver secção posterior 6.2.6).

Em síntese, constata-se que o pórtico avaliado apresenta garantias de resistência ao peso próprio após remoção do escoramento, mesmo admitindo uma degradação significativa das propriedades do betão após exposição ao fogo. Dos esforços resistentes estimados, o crítico corresponde ao momento positivo da V1S1 (secção que se encontra a meio vão do tramo a ser solicitado por ensaio de carga). Conforme indicado na Figura 6.17, o momento positivo resistente poderá ser estimado em 250 kN.m. Neste sentido, o primeiro carregamento a efetuar para o ensaio de carga não deverá ser superior a 6.5 kN/m^2 (que resulta num momento positivo a meio vão de 250 kN.m), admitindo o peso próprio da estrutura e um coeficiente de segurança de 1.35.

6.2.6 Levantamento de Patologias

A presente secção apresenta uma síntese das observações efetuadas durante a inspeção visual realizada, nomeadamente ao nível das lajes aligeiradas pré-esforçadas, muros de suporte, pilares e vigas. Não se julgou necessário efetuar qualquer sondagem ao nível das fundações devido ao que seguidamente se descreve: durante a inspeção visual não se detetou qualquer sinal de assentamentos diferenciais ao nível dos pilares; a ocorrência do fogo (temperaturas elevadas no interior do compartimento) afeta, principalmente, os elementos estruturais a maior altura (lajes, vigas e partes superiores dos pilares); o solo existente sobre as fundações provoca um significativo isolamento à propagação da temperatura para as fundações; da análise do projeto de licenciamento e da sua compatibilidade com a obra, constatou-se que as linhas gerais previstas foram cumpridas e, neste sentido, presume-se que as características previstas em projeto para as sapatas foram asseguradas.

6.2.6.1 Lajes aligeiradas com vigas pré-esforçadas pré-fabricadas

A inspeção realizada ao nível das lajes permitiu qualificar três níveis de dano provocados pela ação do fogo: lajes com integridade, desconhecendo-se a sua capacidade de carga – ver Figura 6.21 (nesta fotografia existe uma parede em alvenaria que foi construída depois do incêndio); vigotas sem dano aparente (desconhecendo-se no entanto a sua capacidade de carga) com abobadilhas destruídas – ver Figura 6.22 – “A” em Figura 6.24; vigotas pré-esforçadas e abobadilhas completamente destruídas – ver Figura 6.23 – “V+A” na Figura 6.24. Na Figura 6.24 apresenta-se um mapeamento dos danos existentes ao nível das lajes (a verde, lajes com integridade; a amarelo, “A”; a vermelho, “V+A”).

Da inspeção visual ao estado das lajes aligeiradas (nomeadamente pelo nível de dano observável) concluiu-se pelo não aproveitamento destes elementos estruturais. O número reduzido de lajes com aparente integridade das vigotas pré-esforçadas e respetivos elementos de aligeiramento não justifica a realização de uma avaliação da sua capacidade de carga até porque, após inspeção e avaliação, se prevê que seja diminuta.

O facto de algumas vigotas pré-esforçadas não apresentarem danos visíveis não significa que a sua capacidade de carga não tenha sido afetada. Aliás, sendo o comportamento destes elementos estruturais fortemente condicionado pelo valor de pré-esforço aplicado aos fios de aço, às diferentes variações de comprimento dos materiais devido à ação térmica, e o dano previsto para o betão de recobrimento dos fios de aço de pré-esforço faz supor que a ligação entre o aço e o betão das vigotas pré-esforçadas esteja comprometida e, assim, o pré-esforço existente tenha sido alterado. Além disso, o facto da relação perímetro/area dos cordões de pré-esforço ser relativamente elevada e a espessura de recobrimento desta armadura ser muito pequena faz garantir que este tipo de armadura foi afetada pela exposição ao fogo. Neste sentido, assume-se que a capacidade resistente destes elementos estruturais esteja irremediavelmente comprometida.



Figura 6.21 – Laje com integridade (desconhecendo-se a sua capacidade de carga)



Figura 6.22 – Vigotas pré-esforçadas sem dano aparente mas abobadilhas destruídas - A



Figura 6.23 – Vigotas pré-esforçadas e abobadilhas destruídas – V+A

6.2.6.2 Muros de Suporte

Nos muros de suporte constata-se a existência de: zonas onde a ocorrência de destacamento (spalling) é significativa – ver Figura 6.25 – com a destruição do betão de recobrimento e exposição direta das armaduras existentes à ação do fogo; ligação destruída entre os pilares embebidos nos muros de suporte e viga existente ao nível da laje – ver Figura 6.26.

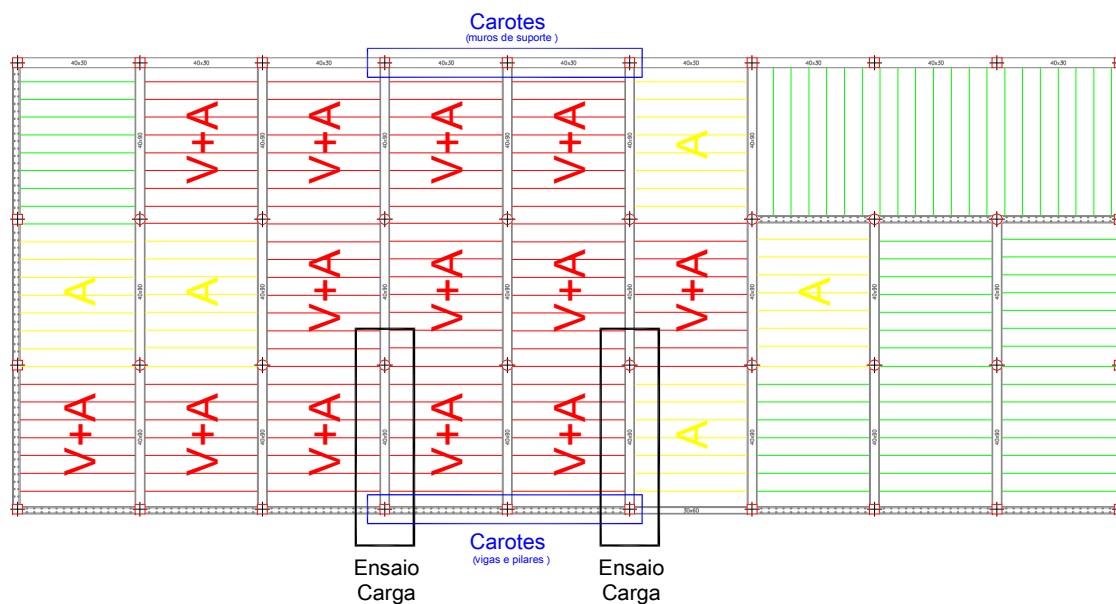


Figura 6.24 – Mapeamento de danos nas lajes (incluindo localização das zonas onde ocorreu extração de carotes)

Da inspeção visual efetuada aos muros de suporte, conclui-se que a capacidade resistente destes elementos estruturais foi, certamente, afetada. Contudo, a significativa espessura destes (30 cm antes da ocorrência do fogo) e o facto de não estarem solicitados por ações significativas faz crer que a segurança estrutural não está em causa. Embora haja danos pontuais nas armaduras existentes (zonas de ocorrência de destacamento), estas poderão ser facilmente reforçadas com a aplicação de novas armaduras (tendo em atenção o cumprimento das disposições regulamentares ao nível do comprimento de amarração entre as armaduras novas e as existentes) e posterior regularização da superfície do muro de suporte com microbetão ou argamassa a designar. A espessura dos muros de suporte é de 30 cm (nota-se que, com a ocorrência de destacamento de betão em algumas zonas pontuais a espessura é de,

aproximadamente, 22 cm). Salienta-se que os muros de suporte mais afetados (muro que inclui o portão de acesso localizado entre o pórtico 5 e 6 – ver Figura 6.33) não suportam diretamente as lajes existentes (com exceção das zonas com pilares embebidos nos muros de suporte que se encontram afastadas da zona de maior dano provocado pela ação do fogo) e, neste sentido, as solicitações a que estão sujeitos não são significativas para a estabilidade global do edifício.



Figura 6.25 – Destacamento significativo (cerca de 10 cm) e consequente exposição direta das armaduras ao fogo



Figura 6.26 – Danos na ligação entre pilar embebido em muro de suporte e viga existente ao nível da laje

6.2.6.3 Pilares

Da inspeção visual realizada foi possível qualificar os pilares existentes em dois níveis de degradação: pilares sem fendilhação significativa (ou outro tipo de dano visível) – ver Figura 6.27 – a verde na Figura 6.33; pilares com significativo estado de degradação, com destaque do betão de recobrimento e consequente exposição direta das armaduras ao fogo – ver Figura 6.28 – a vermelho na Figura 6.33. Como referido anteriormente, a diferente resposta deformacional das armaduras e do betão envolvente perante a ação da temperatura poderá por em causa a aderência destes dois materiais, com nefastos efeitos ao nível da resistência da secção, especialmente nos nós estruturais (ligação entre pilar e viga), mesmo que o betão de recobrimento não aparente qualquer dano.



Figura 6.27 – Pilar com betão de recobrimento não afetado (com base em inspeção visual)



Figura 6.28 – Pilar com destaque significativo do betão de recobrimento

6.2.6.4 Vigas

Ao nível das vigas, a inspeção visual efetuada permitiu constatar as seguintes patologias: vigas com integridade, desconhecendo-se, contudo, a resistência do betão – ver Figura 6.29 – a verde na Figura 6.33; vigas com ocorrências pontuais de destacamento do betão de recobrimento – ver Figura 6.30 – a amarelo na Figura 6.33; vigas em que todo o betão de recobrimento se destacou colocando as armaduras diretamente expostas ao fogo – ver Figura 6.31 – a vermelho na Figura 6.33; zonas pontuais de fendas que se supeita terem sido provocadas pela ação térmica que provocam um decréscimo significativo na continuidade estrutural nas zonas afetadas – ver Figura 6.32 – assinaladas a vermelho e um “N” na Figura 6.33.



Figura 6.29 – Vigas com integridade (a verde na Figura 6.33)



Figura 6.30 – Vigas com pontuais ocorrências de destacamento (a amarelo na Figura 6.33)

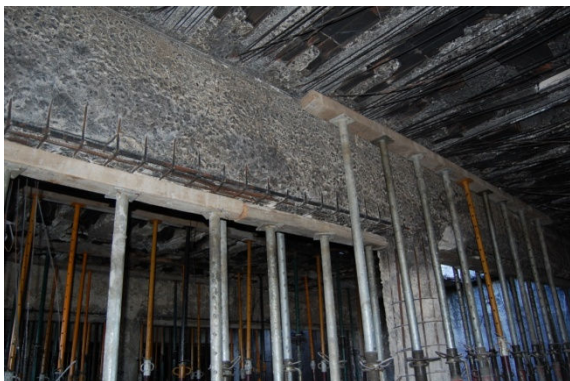


Figura 6.31 – Vigas com significativa ocorrência de destacamento e exposição direta de armaduras ao fogo (a vermelho na Figura 6.33)



Figura 6.32 – Fendas em elementos estruturais (de origem térmica) – designadas por “N” na Figura 6.33

6.2.7 Caracterização das propriedades mecânicas do betão e do aço

6.2.7.1 Armaduras

A presente secção descreve os resultados obtidos nos ensaios de tração (tensão de cedência e tensão última) de amostras de varões de aço retiradas das vigas existentes.

Para a amostragem não ser considerada destrutiva (sem se afetar a resistência dos elementos estruturais), os varões de aço ensaiados foram os que serviam de apoio às armaduras resistentes (ver Figura 6.34). Neste sentido, estando estes varões mais expostos às chamas (menor espessura do betão

de recobrimento), os resultados obtidos estão pelo lado da segurança. A Tabela 6.4 (ver na Figura 6.33 a numeração dos pórticos) e a Figura 6.35 apresentam os resultados obtidos na caracterização do comportamento mecânico à tração dos varões de aço recolhidos.

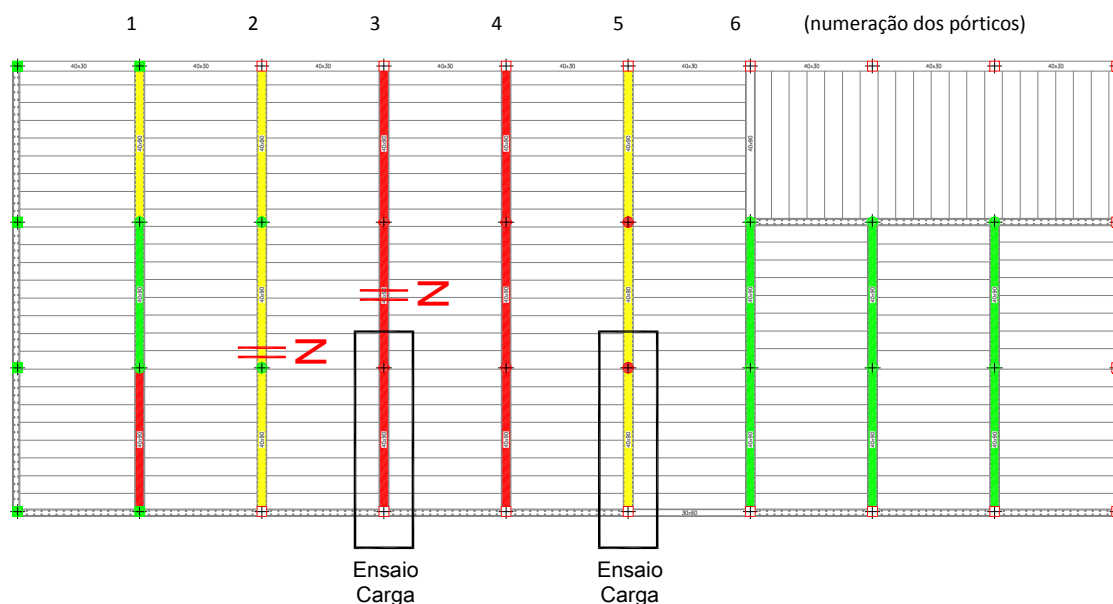


Figura 6.33 – Mapeamento de danos em pilares e vigas

A amostragem efetuada permite constatar que poderá haver uma redução de resistência das armaduras nos pórticos mais afetados pela ação do fogo (nomeadamente nos Pórticos 3 e 4); nos restantes, a resistência mantém-se inalterada.

Tabela 6.4 – Propriedades mecânicas obtidas nos ensaios de tração em provetes de varão de aço extraídos das vigas

Pórtico	Tramo	Diâmetro	Peso [g]	Tensão de cedência [MPa]	Tensão última [MPa]
1	1	16	598	603	645
2	1	16	611	510	641
2	2	16	619	460	601
3	3	16	636	340	539
4	1	16	634	330	518
5	3	16	632	530	619
6	1	20	962	505	632
6	2	20	979	460	600



Figura 6.34 – Recolha de amostras de varões de aço

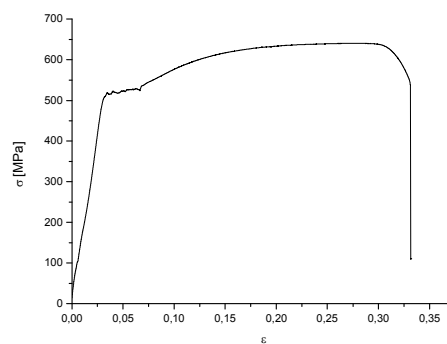


Figura 6.35 – Relação σ - ϵ à tração tipo obtida em varão de aço retirado do Pórtico 2 (Tramo 1)

6.2.7.2 Betão

A presente secção apresenta os resultados obtidos para a resistência à compressão de carotes retiradas de elementos estruturais, nomeadamente, em vigas, pilares e muros de suporte (ver Tabela 6.5) após a extração de carotes – Figura 6.36. Previamente à realização do ensaio destrutivo, as faces das carotes foram retificadas numa espessura que variou entre os 2 e os 3 cm relativamente à face do elemento estrutural após a eventual ocorrência do spalling. O valor médio de resistência à compressão foi multiplicado pelo fator $[1/0.85]$ para se ter em conta tratar-se da avaliação da resistência à compressão *in situ* de elementos estruturais existentes (NP EN 13791:2008). A amostragem realizada é meramente indicativa. Contudo, constata-se que a resistência do betão nos elementos estruturais poderá nem sequer pertencer à classe C12/15 (devido ao número de carotes ensaiados, admitiu-se $k = 5$ segundo a NP EN 13791:2008, que conduz a um $f_{ck} = 9.7$ MPa, admitindo que a totalidade das carotes pertence à mesma família).



Figura 6.36 – Extração de carote em muro de suporte

Tabela 6.5 – Resistência à compressão de carotes

Provete [localização – ver Figura 6.24]	h_{med} [mm]	d_{med} [mm]	Peso [g]	Peso Volúmico [kN/m ³]	Tensão [MPa]	α	$f_{c,cil, in situ}$ [MPa]	$f_{c,cil, in situ}$ [MPa]	$f_{c,cil, médio}$ [$f_{c,cil}/0.85$]
Viga paralela à direção das vigotas entre o P1 do Pórtico 5 e o P1 do Pórtico 6 [lado oposto ao edifício contíguo]	109.3	94.0	1685	21.7	9.5	0.91	8.7	11.9	14.0
Viga paralela à direção das vigotas entre o P1 do Pórtico 4 e o P1 do Pórtico 5 [lado oposto ao edifício contíguo]	83.4	94.3	1299	21.8	18.1	0.83	15.0		
P1 no Pórtico 3 [lado oposto ao edifício contíguo]	104.2	74.1	961	21.0	19.2	0.95	18.3	14.1	16.6
P1 no Pórtico 4 [lado oposto ao edifício contíguo]	88.0	98.5	1456	21.3	11.7	0.83	9.8		
Carotes nos Muros [entre os Pórticos 3 a 5 do muro existente no edifício contíguo]	Muro 1	116.0	74.9	1167	22.4	0.97	15.9	13.8	16.2
	Muro 2	115.0	74.9	1162	22.5	0.96	18.3		
	Muro 3	128.3	74.1	1265	22.4	0.98	12.9		
	Muro 4	108.2	74.6	1066	22.1	0.96	10.6		
	Muro 5	121.5	74.3	1174	21.9	0.97	13.1		
	Muro 6	128.0	74.1	1262	22.4	0.98	11.7		

6.2.8 Conclusões

A presente secção apresenta uma síntese das conclusões obtidas ao longo da presente Secção 6.2 (para além das já referidas):

- as lajes pré-esforçadas pré-fabricadas apresentam um estado de degradação tal que não sustentam a possibilidade da recuperação destas por reforço dos elementos estruturais (ou, pelo menos, a análise da resistência mecânica de algumas das lajes pré-esforçadas não é viável em termos económicos);
- os pórticos (vigas e pilares) foram afetados. Contudo, somente os pórticos perpendiculares às vigotas pré-fabricadas das lajes aligeiradas podem por em causa a estabilidade global (ou local) da estrutura. As restantes vigas estão apoiadas em muros de suporte e/ou estão submetidas a reduzida solicitação. Neste sentido, a influência do fogo na estabilidade da estrutura passa, fundamentalmente, pela avaliação da capacidade de carga dos pórticos que dão apoio direto às lajes;
- os muros de suporte foram afetados (com existência pontual de armaduras destruídas). Contudo, a sua capacidade de carga é suficiente face às ações solicitantes;
- não se prevê que a capacidade de carga das fundações tenha sido afetada com a ocorrência do fogo;
- nos pórticos mais afetados pela ação do fogo, as armaduras de reforço poderão ter perdido propriedades resistentes;
- apesar do número de amostras ser manifestamente reduzido para se avançar perentoriamente com a atribuição de uma classe de resistência do betão dos elementos estruturais (será expectável uma elevada variabilidade dado o carácter mais ou menos errático da ação do fogo no espaço e no tempo, pelo que a aplicabilidade deste conceito seja questionável para uma situação deste género), estima-se que o betão existente nos elementos estruturais pertença a uma classe resistente inferior à C12/15.

6.3 Ensaio de Carga

A presente secção descreve o procedimento realizado e apresenta os resultados obtidos decorrentes do ensaio de carga em dois tramos de dois pórticos considerados representativos do sistema estrutural de suporte das lajes do edifício. Conforme indicado na secção anterior, a avaliação da capacidade de carga dos pórticos perpendiculares à direção das vigotas pré-esforçadas da laje é essencial para se estimar a capacidade de carga do edifício existente (após ocorrência do fogo).

Os tramos ensaiados estão indicados na Figura 6.33. Optou-se por selecionar dois tramos com estado de degradação distinto após a inspeção visual realizada: o primeiro, num tramo com ocorrências pontuais de destacamento (a amarelo na Figura 6.33 – ver Figura 6.37); o segundo, num tramo em que ocorreu o destacamento do betão de recobrimento e em que as armaduras ficaram expostas diretamente ao efeito do fogo (a vermelho na Figura 6.33 – ver Figura 6.38). Assume-se que é suficiente a avaliação do

estado dos pórticos em pior estado, conforme a qualificação dada pela inspeção visual (dispensa-se a avaliação dos pórticos a verde conforme Figura 6.33).



Figura 6.37 – Ensaio de Carga – Pórtico 5 / Tramo 1

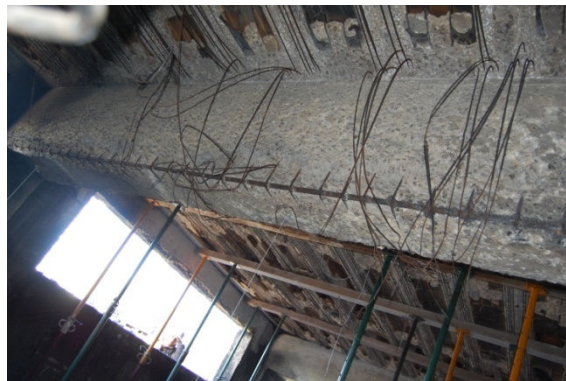


Figura 6.38 – Ensaio de Carga – Pórtico 3 / Tramo 1

O ensaio de carga foi realizado em duas fases distintas:

- numa primeira fase solicitaram-se os dois tramos selecionados até, aproximadamente, $6,2 \text{ kN/m}^2$ (com distintos patamares de carga / descarga) por intermédio da colocação de 72 sacos de brita com um peso aproximado de $2,5 \text{ kN}$ por saco – ver Figura 6.39, de forma a materializar a carga determinada na Secção 6.2.5. Tendo em conta os estaudos descritos nessa secção, este nível de carregamento não deverá pôr em causa a segurança estrutural (aliás, estima-se que o comportamento dos materiais seja em regime linear). A análise dos resultados obtidos permitirá constatar se a viga apresenta (ou não) comportamento linear perante os ciclos de carga e descarga e, conseqüentemente, a existência de dano significativo (nomeadamente, fendilhação significativa e deficiente ligação armadura betão, entre outros). Com base nos resultados obtidos poderá estimar-se, por análise inversa, as propriedades mecânicas médias dos materiais;

- após a avaliação dos resultados obtidos na primeira fase do ensaio de carga, decidiu-se aumentar a solicitação dos pórticos até $12,7 \text{ kN/m}^2$ (85 % do valor da sobrecarga, cuja justificação se encontra na Secção 6.3.2.1) por intermédio da colocação de 7 placas de betão com 25 kN por placa e 72 sacos de brita de $2,5 \text{ kN}$ por saco (cargas aproximadas). No final do segundo carregamento, também se determinou a resposta da estrutura quando solicitada para carregamento correspondente à avaliação da flecha a longo prazo. Para tal o ECO sugere a combinação quase permanente de ações ($\psi_2 * Q$), sendo $\psi_2 = 0,8$ para zonas de armazenamento, como é o presente caso – ver Figura 6.40.

6.3.1 Primeiro Carregamento

6.3.1.1 Primeiro carregamento no Tramo 1 do Pórtico 5

No primeiro carregamento realizado no Tramo 1 do Pórtico 5 realizaram-se três ciclos de carga/descarga de $2,146 \text{ kN/m}^2$, $4,292 \text{ kN/m}^2$ e $6,180 \text{ kN/m}^2$.

O tramo em avaliação foi monitorizado, no presente carregamento, recorrendo a cinco transdutores elétricos de deslocamento, LVDT's (aquisição do deslocamento vertical do pórtico em cinco pontos)

localizados nas proximidades dos pilares (LVDT1, LVDT4 e LVDT5), a $\frac{1}{2}$ vão (LVDT2) e a $\frac{1}{4}$ de vão (LVDT3) – ver Figura 6.41.



Figura 6.39 – Primeira fase (carga com sacos de brita)



Figura 6.40 – Segunda fase (carga com placas em betão e sacos de brita)

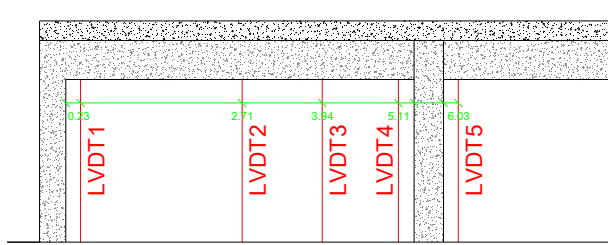


Figura 6.41 – Monitorização do Pórtico 5 – Tramo 1 (1º Carregamento, unidades em metros, com origem no pilar da esquerda)

A Tabela 6.6 apresenta os deslocamentos verticais obtidos durante o primeiro ciclo de carga. Salienta-se que, após a descarga, a flecha residual alcançou os 34% (LVDT2). Na Figura 6.42 apresenta-se a deformação obtida, por análise inversa, recorrendo a elementos de estado plano de tensão no âmbito do Método dos Elementos Finitos (tal como descrito posteriormente na Secção 6.4.2). A Figura 6.43 apresenta, graficamente, a deformada ocorrida após a aplicação do primeiro carregamento, bem como a deformação residual. Com base nos resultados apresentados, constata-se que a deformação obtida por intermédio da monitorização instalada no ensaio de carga é coincidente com a prevista numericamente (recorrendo ao MEF com análise linear material MEF – ver posteriormente Secção 6.4.2). A análise inversa realizada baseou-se na alteração do módulo de elasticidade do betão até o deslocamento a meio vão coincidir. O módulo de elasticidade do betão obtido foi de 11 GPa (significativamente inferior ao módulo de elasticidade relativo à classe C12/15 – 27 GPa – que pode fazer supor que a ligação entre a armadura e o betão se encontra danificada).

A Tabela 6.7 apresenta os deslocamentos verticais obtidos durante o segundo ciclo de carga. Os valores apresentados são relativos, somente, ao segundo carregamento (admite-se que a deformada da estrutura no início deste carregamento é nula). Salienta-se a flecha residual de 28% no LVDT2 e de 29% no LVDT3 ocorrida após completa descarga da estrutura quando esta esteve sujeita durante 16 horas ao carregamento aplicado (corresponde a 12% da flecha residual ocorrida no primeiro carregamento, com 5 minutos de estabilização de carga, mais 17% de flecha residual após o segundo carregamento, com 16

horas de estabilização de carga, totalizando os 29% indicados – LVDT3). A flecha residual de 12% obtida no LVDT2 é significativamente inferior à obtida durante o primeiro carregamento (34%).

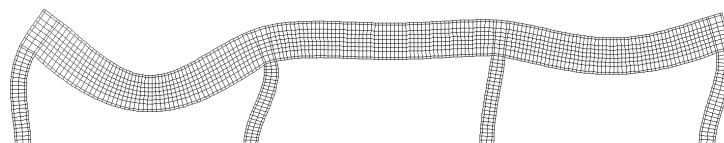


Figura 6.42 – Deformada obtida recorrendo ao método dos elementos finitos (estado plano de tensão): análise inversa

Tabela 6.6 – Deslocamentos verticais obtidos durante o primeiro carregamento (2.146 kN/m²)

Sobrecarga [kN/m ²]	LVDT1	LVDT2	LVDT3	LVDT4	LVDT5
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
0,000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
2,146	-0,0960	-0,3118	-0,2510	-0,1230	-0,0214
2,146 [após 5 minutos]	-0,1010	-0,3210	-0,2580	-0,1240	-0,0190
Varição de deslocamento após estabilização da carga	5%	3%	3%	1%	-11%
0,000	-0,0280	-0,1100	-0,0504	-0,0290	0,0082
0,000 [após 5 minutos]	-0,0287	-0,1080	-0,0483	-0,0270	0,0110
Varição de deslocamento após estabilização da carga	3%	-2%	-4%	-7%	34%
Deslocamento residual após descarga	28%	34%	19%	22%	-58%

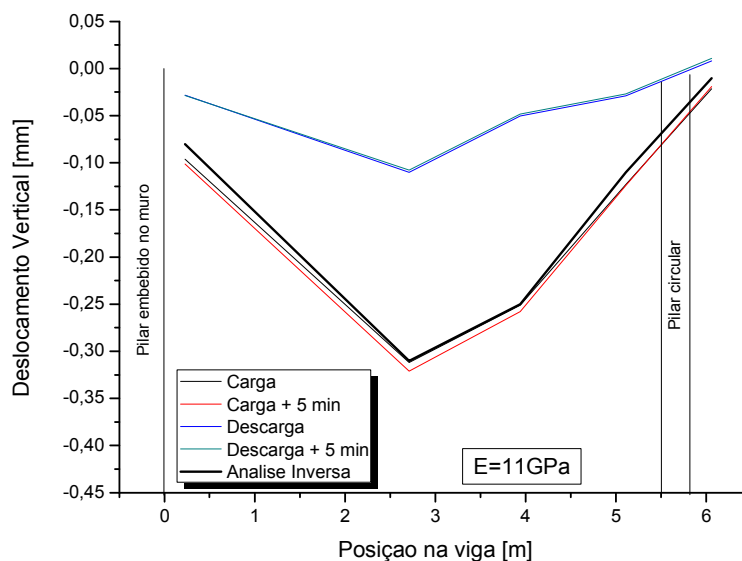


Figura 6.43 – Deslocamentos verticais ocorridos para o 1º Carregamento (2.146 kN/m²)

A Figura 6.44 apresenta, graficamente, algumas das deformadas ocorridas após a aplicação do carregamento, bem como a deformação residual (a deformação residual obtida durante o primeiro carregamento foi anulada). A sequência de carregamento efetuada está descrita como: fim do primeiro carregamento com 4,292 kN/m²; 5 minutos após a carga; descarga; 5 minutos após a descarga; fim do segundo carregamento ao mesmo nível de carga - 4,292 kN/m²; 16 horas após o segundo carregamento; descarga no segundo dia; 5 minutos após a descarga realizada no segundo dia. Apresenta-se, também, a deformada obtida com análise inversa (o módulo de elasticidade do betão obtido foi de 11.5 GPa).

Tabela 6.7 – Deslocamentos verticais ocorridos durante o segundo carregamento (4.292 kN/m²)

Sobrecarga [kN/m ²]	LVDT1	LVDT2	LVDT3	LVDT4	LVDT5
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
0,000 [valores relativos a este carregamento]	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
2,232 [durante o carregamento para 4,292]	-0,0702	-0,2829	-0,2497	-0,0997	-0,0100
4,292 [fim do carregamento]	-0,1342	-0,5970	-0,5197	-0,2317	-0,0395
4,292 [após 5 minutos]	-0,1342	-0,6040	-0,5237	-0,2337	-0,0401
Varição de deslocamento após estabilização da carga	0%	1%	1%	1%	2%
2,232 [durante a descarga para 0]	-0,1002	-0,3751	-0,3137	-0,1297	-0,0160
0,000 [fim da descarga]	-0,0188	-0,0736	-0,0517	-0,0111	0,0130
0,000 [+ 5 minutos após a descarga]	-0,0042	-0,0721	-0,0625	-0,0264	0,0084
Varição de deslocamento após estabilização da carga	-78%	-2%	21%	138%	-35%
Deslocamento residual após descarga [relativa ao primeiro carregamento de 4,292]	3%	12%	12%	11%	-21%
4,292 [fim do 2º carregamento ao final do dia]	-0,1142	-0,6210	-0,5297	-0,2477	-0,3450
4,292 [após 16 horas]	-0,1477	-0,7920	-0,6567	-0,3087	-0,0450
Varição de Flecha após 16 horas	29%	28%	24%	25%	-87%
0,000 [fim da descarga]	-0,0555	-0,2250	-0,1917	-0,0777	0,0180
Deslocamento residual após descarga [relativa ao carregamento após 16 horas]	38%	28%	29%	25%	-40%

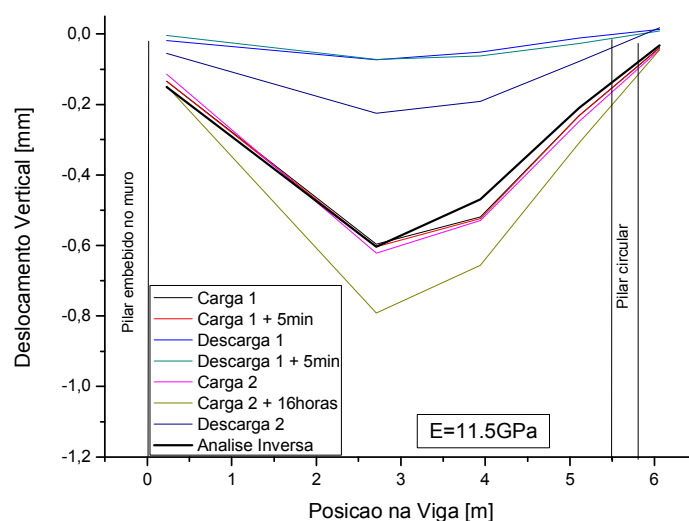


Figura 6.44 - Deslocamentos verticais ocorridos para o 2º Carregamento (4.292 kN/m²)

A Tabela 6.8 apresenta os deslocamentos verticais obtidos durante o terceiro ciclo de carga. Durante este ciclo, parte da monitorização instalada foi transferida para o Tramo 1 do Pórtico 3 para se proceder à monitorização deste Tramo que ocorreu durante a descarga do Tramo 1 do Pórtico 5. A flecha residual

no LVDT2 deste ciclo de carga foi de 5%, que é inferior aos 34% do primeiro carregamento e aos 12% do segundo carregamento. Tendo em conta que ao início do terceiro carregamento os deslocamentos nos LVDT2, LVDT3 e LVDT4 eram 0.333 mm, 0.240 mm e 0.105 mm (ver Tabela 6.9), e considerando os valores da Tabela 6.8 (que neste contexto são acréscimos de deslocamento), a flecha residual foi de 31% (LVDT2), 28% (LVDT3) e 39% (LVDT4), ver Figura 6.45.

Na Figura 6.45 apresentam-se as várias fases onde foi registada a deformação existente, nomeadamente: após carregamento (6,180 kN/m²); 5 minutos após o carregamento (6,180 kN/m²); descarga; 5 minutos após a descarga completa. Apresenta, igualmente, os resultados obtidos recorrendo a análise inversa.

Tabela 6.8 - Deslocamentos verticais ocorridos durante o segundo carregamento (6.180 kN/m²)

Sobrecarga [kN/m ²]	LVDT1	LVDT2	LVDT3	LVDT4	LVDT5
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
0,000 [valores relativos a este carregamento]	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
6,180 [fim do carregamento]		-0,7800	-0,6830	-0,3240	
6,180 [+ 5 minutos após o carregamento]		-0,8800	-0,7900	-0,4710	
Varição de deslocamentos após estabilização da carga		13%	16%	45%	
4,034 [durante a descarga]		-0,6799	-0,5819	-0,3620	
1,888 [durante a descarga]		-0,3282	-0,2630	-0,1970	
0,000 [logo após a descarga]		-0,0780	-0,0740	-0,1280	
0,000 [+ 5 minutos após descarga]		-0,0473	-0,0510	-0,1200	
Varição de deslocamento após estabilização da carga		-39%	-31%	-6%	
Deslocamento residual após descarga [relação entre o valor do deslocamento final e o deslocamento para a sobrecarga de 6,180 kN/m ² após 5 minutos de carregamento]		5%	6%	25%	

A análise da Figura 6.45 permite constatar que o fato de se desprezarem os deslocamentos iniciais da viga (isto é, considerar como ponto inicial da deformação vertical a deformação residual do carregamento anterior) conduz a resultados pouco rigorosos. Isto é, e por exemplo, a deformada residual após descarga apresentada na Figura 6.45 não pode estar correta, na medida em que o deslocamento vertical obtido pelo LVDT2 (meio vão) é inferior ao deslocamento em LVDT3.

Assim, os resultados apresentados na Figura 6.45 foram retificados contabilizando a deformação residual existente no início deste terceiro carregamento, isto é, contabilizou-se a deformação residual proveniente do primeiro e do segundo carregamento – ver Figura 6.46. O módulo de elasticidade admitido para o material é de 7.4 GPa.

A Tabela 6.9 apresenta os valores absolutos registados durante os três ciclos de carga e descarga efetuados. O deslocamento vertical máximo obtido foi de aproximadamente 1,2 mm (deslocamento acumulado com as deformações residuais obtidas nos anteriores carregamentos).

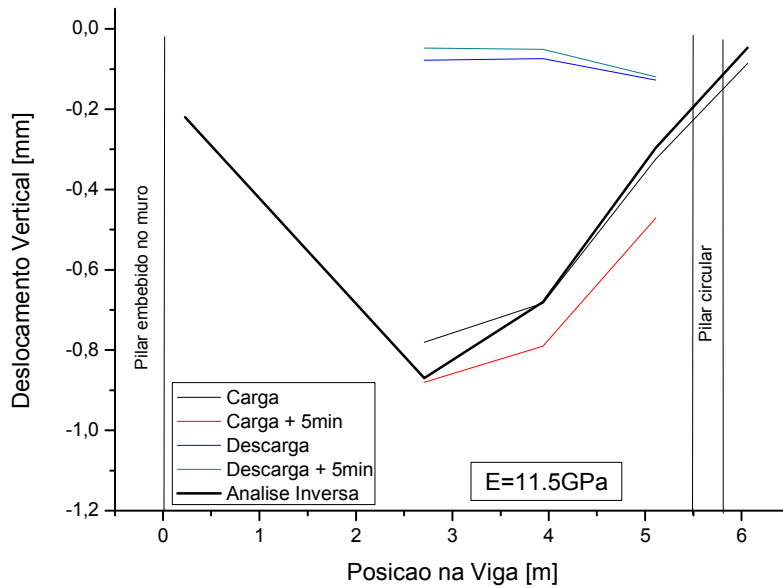


Figura 6.45 - Deslocamentos verticais relativos ocorridos para o 3º Carregamento (6.180 kN/m^2)

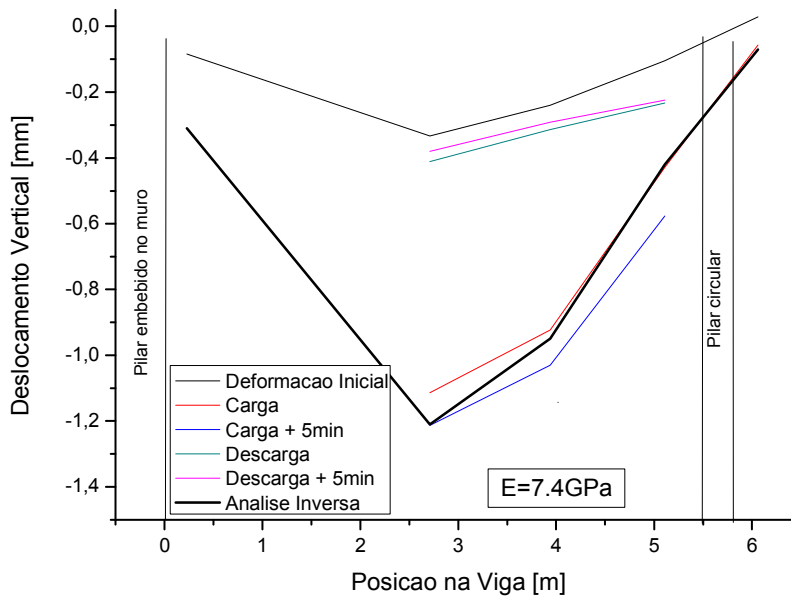


Figura 6.46 – Deslocamentos verticais absolutos ocorridos para o 3º Carregamento (6.180 kN/m^2)

A Figura 6.47 apresenta, a título de exemplo, o deslocamento vertical medido pelo LVDT colocado a meio vão do tramo em avaliação (ver Tabela 6.9). Pela avaliação da figura, constata-se que a flecha residual diminuiu com o número de ciclos impostos (como anteriormente referido). Salienta-se que, embora os deslocamentos residuais sejam significativos, os carregamentos efetuados após descarga evidenciam resposta linear da viga.

Tabela 6.9 – Deslocamentos verticais ocorridos durante os três carregamentos

Sobrecarga [kN/m ²]	LVDT1	LVDT2	LVDT3	LVDT4	LVDT5
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
2,146	-0,0960	-0,3118	-0,2510	-0,1230	-0,0214
2,146 [+ 5min]	-0,1010	-0,3210	-0,2580	-0,1240	-0,0190
0	-0,0280	-0,1100	-0,0504	-0,0290	0,0082
0 [+ 5min]	-0,0287	-0,1080	-0,0483	-0,0270	0,0110
2,232	-0,0989	-0,3909	-0,2980	-0,1267	0,0010
4,292	-0,1629	-0,7050	-0,5680	-0,2587	-0,0285
4,292 [+ 5min]	-0,1629	-0,7120	-0,5720	-0,2607	-0,0291
2,232	-0,1289	-0,4831	-0,3620	-0,1567	-0,0050
0	-0,0475	-0,1816	-0,1000	-0,0381	0,0240
0 [+ 5min]	-0,0329	-0,1801	-0,1108	-0,0534	0,0194
4,292	-0,1429	-0,7290	-0,5780	-0,2747	-0,0334
4,292 [+ 16horas]	-0,1764	-0,9000	-0,7050	-0,3357	-0,0340
0	-0,0842	-0,3330	-0,2400	-0,1047	0,0290
6,180		-1,1130	-0,9230	-0,4287	
6,180 [+ 5min]		-1,2130	-1,0300	-0,5757	
4,034		-1,0129	-0,8219	-0,4667	
1,888		-0,6612	-0,5030	-0,3017	
0		-0,4110	-0,3140	-0,2327	
0 [+ 5min]		-0,3803	-0,2910	-0,2247	

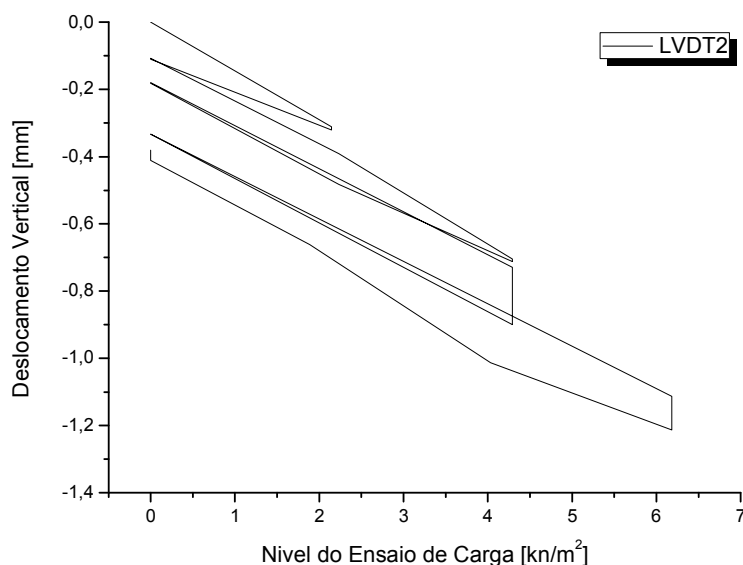


Figura 6.47 – Variação de deslocamento vertical ao longo dos três carregamentos no LVDT2 (unidades em mm)

6.3.1.2 Primeiro carregamento no Tramo 1 do Pórtico 3

No primeiro carregamento efetuado no Tramo 1 do Pórtico 3 realizou-se um ciclo de carga/descarga (6.180 kN/m²). O tramo em avaliação foi monitorizado, no presente carregamento, recorrendo a dois LVDT's, localizados a ½ vão (LVDT6) e na proximidade do pilar (LVDT7). Para além da colocação dos LVDT's, e atendendo ao facto deste tramo de viga apresentar as armaduras expostas, foi colocado um extensómetro (apresentado como "E") num varão longitudinal a ½ vão (armadura para momento positivo) – ver Figura 6.48.

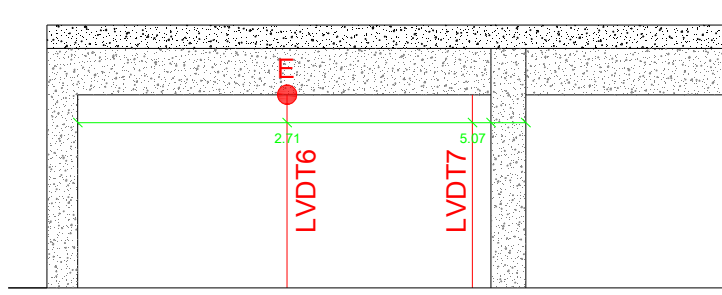


Figura 6.48 - Monitorização do Pórtico 3 – Tramo 1 (1º Carregamento, unidades em metros, com origem no pilar da esquerda)

A Tabela 6.10 apresenta os resultados obtidos por intermédio da monitorização efetuada: deslocamentos verticais (LVDT's) e tensão (com base na extensão registada no extensómetro, e admitindo $E = 200 \text{ GPa}$) em armadura longitudinal. Da análise dos valores apresentados, salienta-se o valor significativo de flecha residual obtido (45%). A variação da tensão na armadura longitudinal é aproximadamente linear durante o carregamento, o que significa, também, que a armadura é mobilizada perante o aumento de carga. Contudo, o valor do acréscimo de tensão na armadura previsto recorrendo ao MEF é significativamente inferior fazendo supor, novamente, a deficiente ligação das armaduras com o betão envolvente.

A Figura 6.49 apresenta, graficamente, a deformada ocorrida após a aplicação do primeiro carregamento no Tramo 1 do Pórtico 3. Complementarmente, apresenta-se a deformada obtida recorrendo a análise inversa.

Tabela 6.10 – Resultados obtidos durante a monitorização para o primeiro carregamento no Tramo 1 do Pórtico 3

Sobrecarga [kN/m ²]	LVDT6	LVDT7	Acréscimo de Tensão na Armadura [MPa] ($E = 200 \text{ GPa}$)
0,000	0,0000	0,0000	0,0
2,146 [durante carregamento]	-0,4340	-0,1590	24,2
4,292 [durante carregamento]	-0,9560	-0,3770	55,6
6,180	-1,4660	-0,5470	73,2
6,180 [+ 5min]	-1,5090	-0,5640	82,8
Variação após estabilização da carga	3%	3%	13%
4,034	-1,3820	-0,4340	
1,888	-1,0910	-0,2930	
0,000	-0,6750	-0,0080	
Deslocamento Residual	45%	1%	

A Figura 6.49 e Figura 6.50 apresentam, graficamente, os valores incluídos na Tabela 6.10. Da análise das referidas figuras constata-se uma flecha residual significativa coerente com a deformada obtida recorrendo ao MEF para um módulo de elasticidade de 5.45 GPa . Contudo, relativamente à variação de tensão na armadura, os valores obtidos durante a descarga não são coerentes, nem mesmo com a simulação numérica efetuada recorrendo ao MEF (sendo a ligação da armadura ao betão muito deficiente, a extensão residual é muito superior à expectável para perfeita aderência dado que a ligação é basicamente por atrito; a extensão medida é, assim, muito superior à prevista na simulação numérica

pelas razões anteriormente expostas). A variação de tensão na armadura foi efetuada de forma mais rigorosa em futuro carregamento, ver Secção 6.3.2.2).

6.3.1.3 Análise dos resultados obtidos para o Tramo 1 do Pórtico 3 e o Tramo 1 do Pórtico 5

Na presente secção comparam-se os resultados obtidos para o Tramo 1 dos Pórticos 3 e 5. A Figura 6.51 apresenta a comparação entre o deslocamento vertical obtido no LVDT central para ambos os tramos ensaiados. Da análise dos resultados é possível constatar uma maior flecha no pórtico com maior degradação (da análise visual efetuada, o Tramo 1 do Pórtico 3), como seria expectável. A maior linearidade do Tramo 1 do Pórtico 3 deve-se ao fato de se tratar de um único carregamento, enquanto que, para o Tramo 1 do Pórtico 5, a deformada reflete a existência de três patamares de carga crescente distintos (2,146 kN/m², 4,292 kN/m² e 6,180 kN/m²).

Com base nos resultados obtidos por intermédio da análise inversa recorrendo ao MEF, o módulo de elasticidade médio do betão é de 7.40 GPa e 5.45 GPa para o Tramo 1 do Pórtico 5 e Tramo 1 do Pórtico 3, respetivamente.

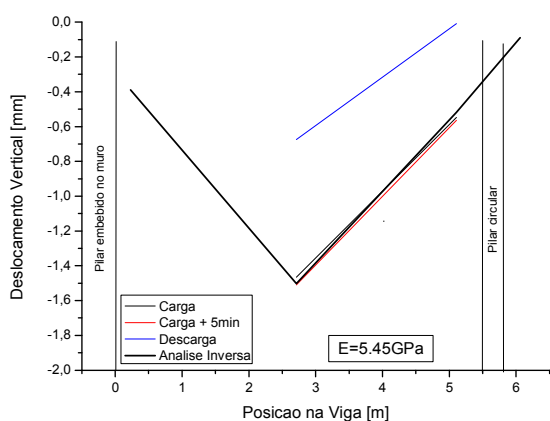


Figura 6.49 - Deslocamentos verticais ocorridos para o 1º Carregamento (6.180 kN/m²)

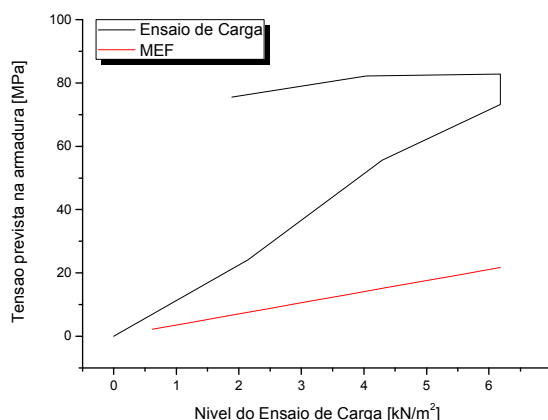


Figura 6.50 – Variação do acréscimo de tensão num varão da armadura inferior da viga (admitindo E = 200 GPa): no ensaio de carga e pelo MEF

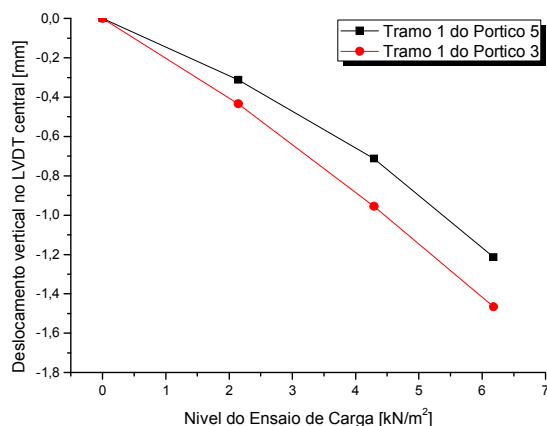


Figura 6.51 – Comparação do deslocamento vertical obtido a meio vão (LVDT2 e LVDT6) para ambos os pórticos ensaiados

Admitindo que o comportamento dos tramos ensaiados se mantém linear para níveis superiores de carregamento, poderá estimar-se a flecha instantânea prevista (devida unicamente à sobrecarga) para $1,0 * 15 \text{ kN/m}^2 = 15,0 \text{ kN/m}^2$ ($\Psi_0 = 1,0$ - carga para comparação com o Estado Limite de Utilização) é de 2,94 mm (Tramo 1 do Pórtico 5) e 3,57 mm (Tramo 1 do Pórtico 3). Contudo, para comparação com os limites previstos para Estado Limite de Utilização, cumpre estimar a flecha inicial (flecha já instalada devida ao peso próprio e respetiva fluência do betão). Para o peso próprio da laje estimado em $5,62 \text{ kN/m}^2$ e da viga de $1,75 \text{ kN/m}^2$ (transformando o peso da viga em carga por unidade de área), as flechas instantâneas previstas seriam de 1,45 mm e 1,75 mm, respetivamente; contabilizando o efeito da fluência (multiplicação por um fator 3), a flecha inicial estimada será de, aproximadamente, 4,35 mm e 5,25 mm no Tramo 1 do Pórtico 5 e Tramo 1 do Pórtico 3, respetivamente.

Com base no exposto, poderá estimar-se que o valor da flecha que deverá ser comparado com o limite imposto pelas condições de Estado Limite de Utilização por deformação serão de:

- $4,35$ (peso próprio + fluência – deformação inicial) + $2,94 * 3$ (sobrecarga + fluência) = $13,2$ mm;
- $5,25$ (peso próprio + fluência – deformação inicial) + $3,57 * 3$ (sobrecarga + fluência) = **16,0** mm.

Assumindo o critério $L/400$ ($5825 / 400$) = $14,6$ mm, estima-se que, após a degradação do betão pela exposição deste ao fogo, o cumprimento da verificação do Estado Limite de Utilização por Deformação poderá estar comprometido.

Pela significativa degradação do betão de recobrimento das armaduras (e respetiva fendilhação), a verificação do cumprimento do Estado Limite de Utilização por Fendilhação não faz sentido para o presente estado da estrutura, sendo necessário que a intervenção de reabilitação garanta a verificação deste estado limite.

6.3.1.4 Conclusões

Analisando os resultados obtidos durante o primeiro carregamento efetuado em ambos os tramos referidos, podem ser extraídas as seguintes observações:

- ocorrência de flechas residuais significativas para ambos os tramos ensaiados;
- redução significativa do módulo de elasticidade do betão nos elementos estruturais ($E = 7,40$ GPa e $E = 5,45$ GPa para o Pórtico 5 e Pórtico 3, representativo de dano moderado e intenso, respetivamente);
- para os módulos de elasticidade obtidos, e tendo em conta os resultados apresentados na Tabela 6.2, a temperatura de exposição do betão foi próxima dos 500 °C;
- acréscimos significativos de deslocamento vertical da viga quando o carregamento foi mantido por períodos superiores a uma hora;
- o cumprimento do estado limite de utilização por deformação poderá estar comprometido (com base na previsão de deformação apresentada), pelo menos para o Tramo 1 do Pórtico 3, o que poderá ser extensivo aos tramos representados a cor vermelha na Figura 6.33;

- comportamento linear dos elementos estruturais após ciclos de carga / descarga (não estando comprometida a capacidade de carga).

Importa avaliar, neste sentido, o comportamento dos elementos estruturais para níveis superiores de carga, bem como, monitorizar as deformações ocorridas para carregamentos a longo prazo (fluência).

6.3.2 Segundo Carregamento

6.3.2.1 Segundo carregamento no Tramo 1 do Pórtico 5

Após avaliação dos resultados apresentados na secção anterior, realizou-se novo carregamento para nível de carga superior. Ambos os tramos em avaliação foram solicitados para uma carga de $12,7 \text{ kN/m}^2$. Atendendo ao fato das lajes aligeiradas não apresentarem capacidade de carga, o carregamento previsto para a totalidade da superfície da laje teve que ser aplicado na proximidade da viga (largura de influência de 1 metro para ambos os lados da viga), o que originou algumas dificuldades físicas para aplicação do nível de carregamento previsto em projeto. Contudo, admite-se que o nível de carregamento imposto é suficiente para se obter as conclusões necessárias relativas ao comportamento dos elementos estruturais.

Para este segundo carregamento, optou-se por instalar um extensómetro num varão de aço (armadura longitudinal) existente no pilar. A monitorização efetuada está apresentada na Figura 6.52.

Os valores obtidos nos LVDTs estão apresentados na Figura 6.53 (durante o carregamento o LVDT4 não apresentou valores coerentes e, neste sentido, esses resultados não são apresentados) e Figura 6.54 (nesta figura inclui-se a deformada obtida por análise inversa, para um módulo de elasticidade do betão de 11.8 GPa). Salienta-se o comportamento díspar da deformação da viga até cerca de 6 kN/m^2 (nível de carregamento anterior) e após esse valor de carga (para valores superiores a 6 kN/m^2 , a deformação obtida apresenta um incremento superior por nível de carga aplicado) – ver Figura 6.53. A flecha instantânea obtida após o carregamento imposto foi de 1.44 mm (1.62 mm após uma hora de carga e 1.82 mm tendo em conta as deformações residuais dos carregamentos anteriores), estimando-se, assim, que a deformação prevista para um nível de carga de 15 kN/m^2 seja na ordem dos 2.15 mm (sem contabilizar o peso próprio dos elementos estruturais), valor significativamente inferior ao previsto (2.94 mm) para o primeiro carregamento. O comportamento de um carregamento após um ciclo de carga e descarga é significativamente mais eficiente, isto é, a resposta carga vs flecha é mais próxima da reta compartivamente à resposta carga vs flecha obtida num carregamento inicial. Se a deformação ocorrida durante o intervalo de tempo entre a carga e a descarga for desprezada, então a flecha residual relativa a este carregamento foi de, aproximadamente, 10%.

A Figura 6.55 também apresenta a variação de tensão na zona de aplicação do extensómetro obtida recorrendo ao MEF, admitindo que a extensão do aço seja similar à do betão. Os resultados obtidos no ensaio de carga e por intermédio das simulações numéricas são similares.

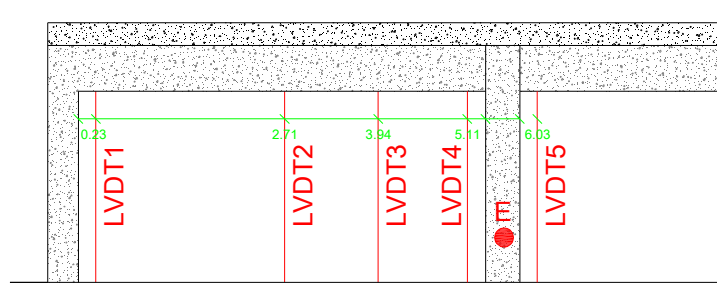


Figura 6.52 - Monitorização do Pórtico 5 – Tramo 1 (2º Carregamento, unidades em metros, com origem no pilar da esquerda)

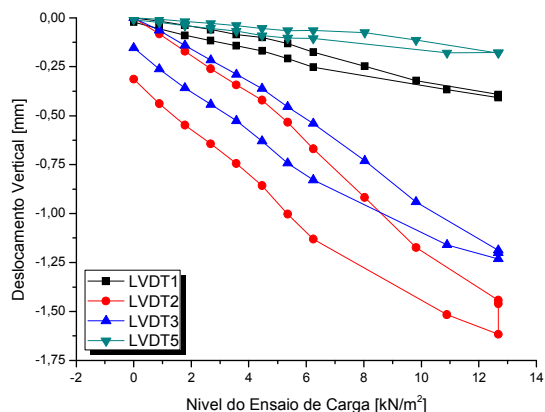


Figura 6.53 – Deslocamentos verticais obtidos no segundo carregamento do Tramo 1 do Pórtico 5

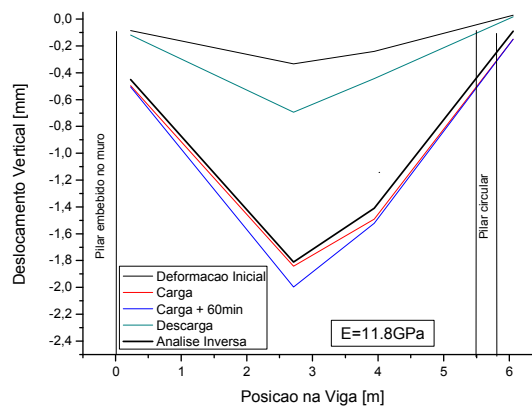


Figura 6.54 – Deslocamentos verticais ocorridos para o 2º carregamento (12,7 kN/m²)

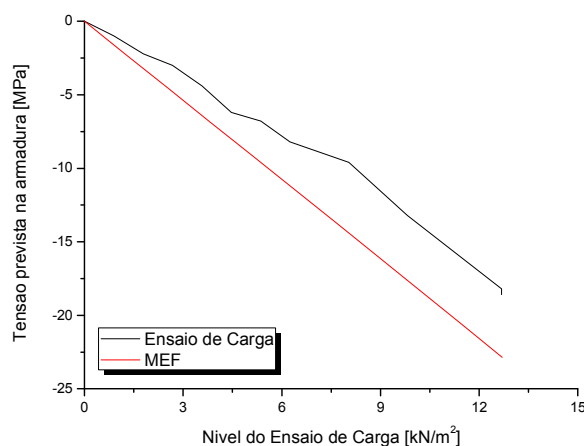


Figura 6.55 – Estimativa da tensão de compressão na armadura do pilar durante o 2º carregamento do Tramo 1 do Pórtico 5

6.3.2.2 Segundo carregamento no Tramo 1 do Pórtico 3

A descarga do Tramo 1 do Pórtico 5 foi efetuada diretamente para o Tramo 1 do Pórtico 3. Para além de três LVDTs (na proximidade do pilar embetido no muro de suporte – LVDT8, a meio vão – LVDT9 – e a um quarto de vão – LVDT10), foram colocados três extensómetros: um na armadura longitudinal a meio vão da viga (E1); outro também na armadura longitudinal, mas a um quarto de vão (E2); um último, num estribo nas proximidades do apoio da viga no pilar (E3). A monitorização instalada no segundo carregamento realizado no Tramo 1 do Pórtico 5 está apresentada na Figura 6.56.

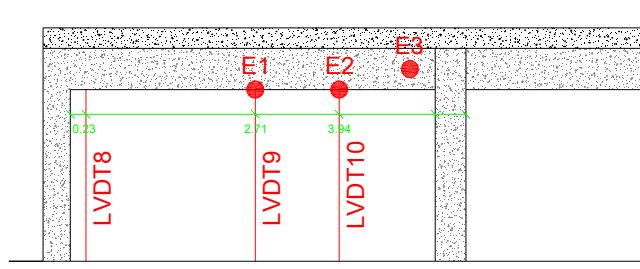


Figura 6.56 - Monitorização do Pórtico 3 – Tramo 1 (2º Carregamento, unidades em metros, com origem no pilar da esquerda)

Na Figura 6.57 à Figura 6.60 apresentam-se os resultados obtidos. Com base na Figura 6.57, constata-se que a partir do nível de carga anterior ($6,180 \text{ kN/m}^2$) a resposta carga vs deslocamento vertical aparenta maior deformabilidade. O deslocamento máximo a meio vão foi de 2.44 mm (ver Figura 6.58). A análise inversa realizada para a deformação referida foi obtida com um módulo de elasticidade de 7.8 GPa . Considerando a deformação inicial resultantes do carregamento anterior, a flecha instantânea é de 3.12 mm (ver Figura 6.59, para um módulo de elasticidade de 5.4 GPa). Estima-se, assim, que a flecha prevista para um nível de carga de 15 kN/m^2 seja na ordem dos 3.69 mm , valor similar ao previsto com base no primeiro carregamento – 3.57 mm . A flecha residual relativa a este carregamento foi de aproximadamente 11% .

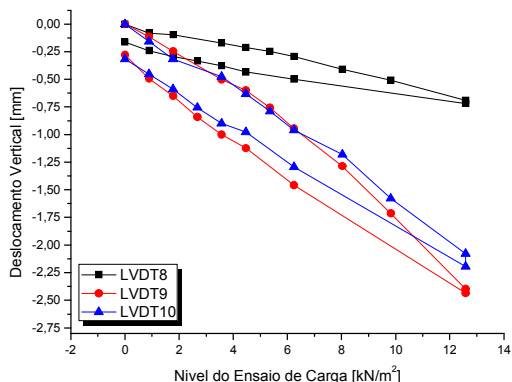


Figura 6.57 – Deslocamentos verticais obtidos no segundo carregamento do Tramo 1 do Pórtico 3

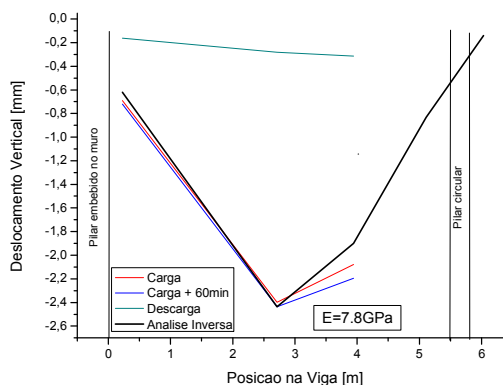


Figura 6.58 – Deslocamentos verticais relativos ocorridos para o carregamento de 12.7 kN/m^2

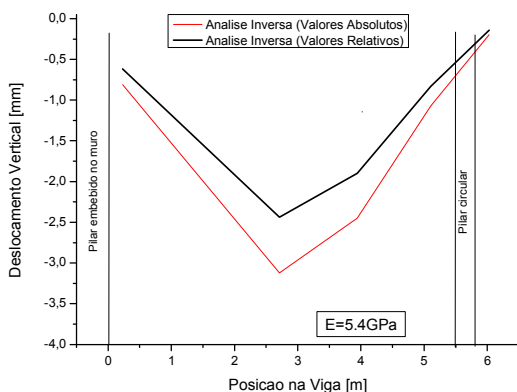


Figura 6.59 – Deslocamentos verticais relativos e absolutos previstos por intermédio do MEF para o Carregamento de 12.7 kN/m^2

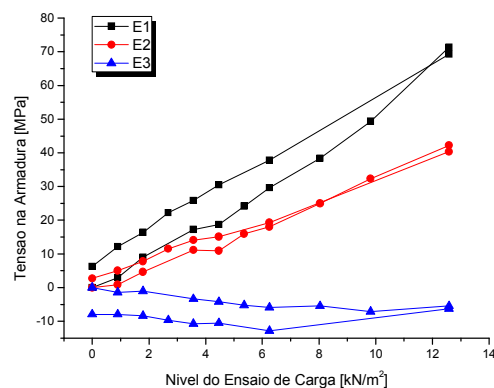


Figura 6.60 – Tensões admitidas nas armaduras durante a carga e descarga

Como é possível constatar pela análise da Figura 6.60, os valores de tensão obtidos para a armadura transversal não são credíveis, visto não ser exetável a ocorrência de compressões neste tipo de armadura. A Figura 6.61 compara o valor de tensão obtido no ensaio de carga para a armadura longitudinal com o valor da tensão prevista recorrendo ao MEF. Constata-se um desfazamento dos valores de tensão na armadura longitudinal inferior a meio vão (a partir dos 5 kN/m², aproximadamente), o que poderá fazer supor que, a partir deste nível de carga, existe um maior deslizamento da armadura relativamente ao betão, o qual não é tido em conta nas simulações numéricas (admite-se perfeita aderência) levando a que a tensão registada experimentalmente seja superior à obtida recorrendo às simulações numéricas.

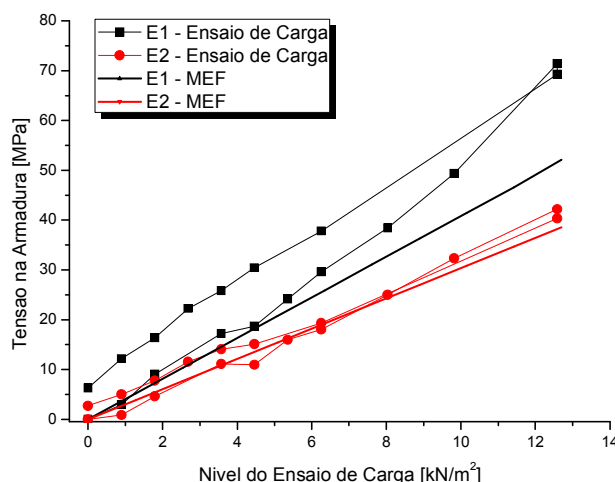


Figura 6.61 – Comparação entre a tensão nas armaduras medidas no ensaio de carga e as obtidas no modelo MEF

Com base no exposto, e nos resultados obtidos para o segundo carregamento, poderá atualizar-se a estimativa do valor da flecha que deverá ser comparado com o limite imposto pelas condições de Estado Limite de Utilização por deformação:

- 3.18 (peso próprio + fluência – deformação inicial) + 2.15 * 3 (sobrecarga + fluência) = 9.6 mm;
- 5.46 (peso próprio + fluência – deformação inicial) + 3.69 * 3 (sobrecarga + fluência) = **16.5 mm**.

Os resultados obtidos para o primeiro e segundo carregamentos, para o Tramo 1 do Pórtico 5, permitem concluir que, para níveis de carga mais consentâneos com os elementos estruturais em avaliação (níveis de carga mais próximos do valor de sobrecarga de projeto), a previsão de deformação para a verificação do Estado Limite de Utilização leva a valores de menor de deformação vertical e flecha residual. Contudo, este efeito não se verifica para o Tramo com maior degradação (Tramo 1 do Pórtico 3).

Um dos critérios de aceitação da realização dos ensaios de carga passa pela avaliação da deformação máxima e da flecha residual após a realização dos carregamentos. Segundo o ACI-318 (2002), a estrutura deverá garantir o cumprimento de dois critérios de aceitação:

$$\Delta_{m\acute{a}x} \leq \frac{l^2}{20h} \tag{6.1}$$

$$\Delta_{R,m\acute{a}x} \leq \frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{4} \tag{6.2}$$

em que $\Delta_{m\acute{a}x}$ representa o valor de deslocamento máximo, $\Delta_{R,m\acute{a}x}$ representa o valor de deslocamento residual, l é o vão do elemento testado [mm] e h a altura do elemento construtivo [mm]. Com base em (6.3) e (6.4), o critério de aceitacao é verificado.

$$\frac{l^2}{20h} = \frac{5900^2}{20 * 900} = 20mm ; \Delta_{m\acute{a}x} \leq 20mm \tag{6.3}$$

$$\Delta_{R,m\acute{a}x} \leq 5mm \tag{6.4}$$

6.3.3 Carregamento para avaliaçao do comportamento de fluência

Como apresentado na Seccao 6.3.1, uma das abordagens necessárias, para além da avaliaçao da deformacao vertical e flechas residuais após ciclos de carga / descarga, pretende-se avaliar a evolucao da deformacao dos elementos estruturais sob carregamentos de relativo longo período de atuacao. Neste sentido, solicitou-se o Tramo 1 do Pórtico 5 com uma carga correspondente a 80% do valor da sobrecarga prevista em projeto.

Os resultados obtidos para o novo carregamento do Tramo 1 do Pórtico 5 estão apresentados na Figura 6.62. Salienta-se que, para este segundo carregamento, o comportamento é claramente linear (este efeito não foi visível no carregamento anterior para cargas superiores a 6 kN/m²). A flecha instantânea obtida logo após o término do carregamento é de 1,36 mm (inferior à obtida para o primeiro carregamento, como seria expectável).

A Figura 6.63 apresenta os resultados obtidos para a variacao dos deslocamentos verticais a longo prazo (60 horas). Da análise da Figura, é possível constatar que a deformacao tende para a estabilizacao.

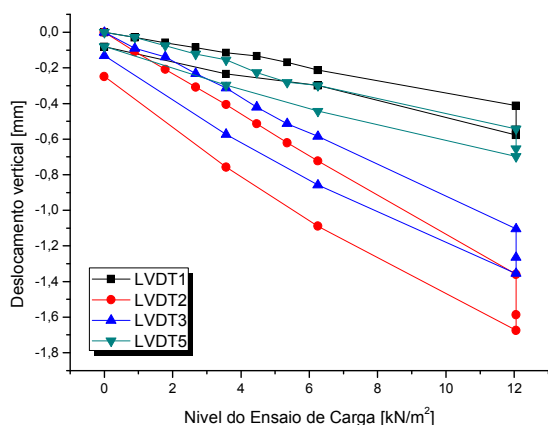


Figura 6.62 – Comportamento durante o carregamento a longo prazo do Tramo 1 do Pórtico 5

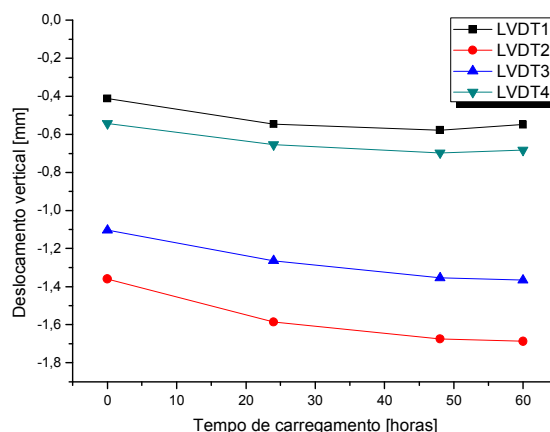


Figura 6.63 – Deslocamentos verticais a longo prazo (60 horas) para um carregamento de 0.8 * Sobrecarga

6.4 Análise inversa dos resultados obtidos durante o ensaio de carga

A presente secção inclui a descrição da análise inversa dos resultados obtidos ao longo dos ciclos de carga e descarga apresentados na Secção 6.3. Após calibração do modelo numérico, será previsto o comportamento mecânico dos elementos estruturais após a ocorrência do fogo, bem como após a eventual aplicação da solução de reforço proposta e, conseqüentemente, permitirá efetuar a verificação de cumprimento do Estado Limite de Utilização e Estado Limite Último. A análise inversa foi efetuada recorrendo ao software FEMIX v4.0 (quer para a análise linear como a não linear material).

As simulações numéricas foram efetuadas, paralelamente, por intermédio de duas discretizações em Elementos Finitos: elementos finitos uniaxiais (Timoshenko) e elementos em estado plano de tensão.

6.4.1 Modelação em pórtico (elementos de barra 2D de Timoshenko)

O pórtico em avaliação foi discretizado em 54 elementos finitos de barra 2D de Timoshenko – ver Figura 6.64 – com dois nós e dois pontos de integração por elemento. As condições de apoio dos pilares foram as de encastramento na sua base.



Figura 6.64 – Malha de elementos finitos constituída por elementos de barra 2D de Timoshenko

O presente modelo permite discretizar as secções transversais dos elementos finitos lineares em células (ou fibras, pelo que designado correntemente por modelo de fibras), podendo cada célula ser de uma material distinto, desde que se atribua a cada célula uma dada lei constitutiva que caracterize o comportamento desse material. No presente caso existirão dois tipos de materiais: betão; aço (armadura longitudinal). O pórtico em avaliação apresenta três tipologias de secção transversal para os pilares: P1, P2 e P2 embebido em muro de suporte (no caso dos pilares – ver Figura 6.4); e dois tipos de secção transversal para a viga denominada de V1: V1S1 e V1S2 – ver Figura 6.7. As secções transversais atribuídas aos elementos finitos que discretiza o pórtico estão apresentadas na Figura 6.65. Salienta-se que o presente modelo não permite que sejam simuladas, de forma direta, as armaduras transversais existentes.

Uma das vantagens inerentes a este tipo de modelação, nomeadamente para a análise do efeito do fogo nos elementos estruturais, passa por contabilizar, com alguma facilidade, o efeito do destacamento do betão de recobrimento dos elementos estruturais. Neste sentido, e para o Tramo 1 do Pórtico 3, as secções transversais relativas ao P1, V1S1 e V1S2 foram as indicadas na Figura 6.66. O número significativo de elementos utilizados para a discretização das secções transversais justifica-se, principalmente, na possibilidade de redução das secções transversais pelo efeito do destacamento e,

também, na posterior definição de diferentes propriedades mecânicas ao betão conforme a sua distância à superfície dos elementos estruturais (devido à exposição às chamas).

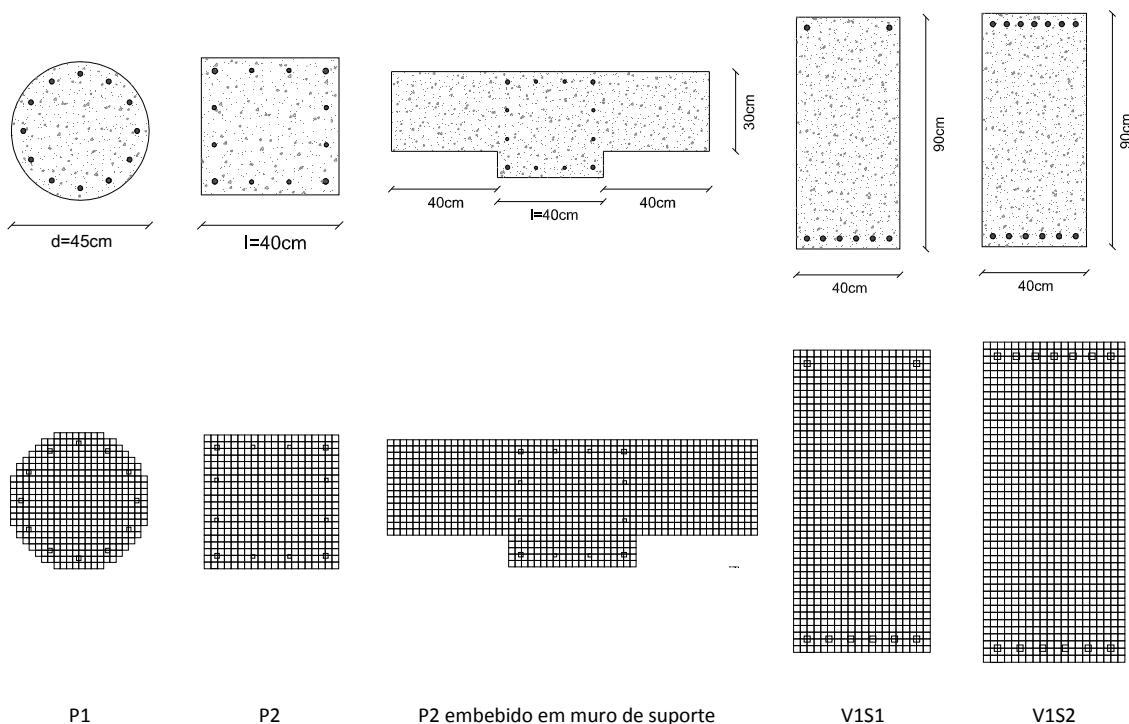


Figura 6.65 – Discretização das secções do pórtico em avaliação

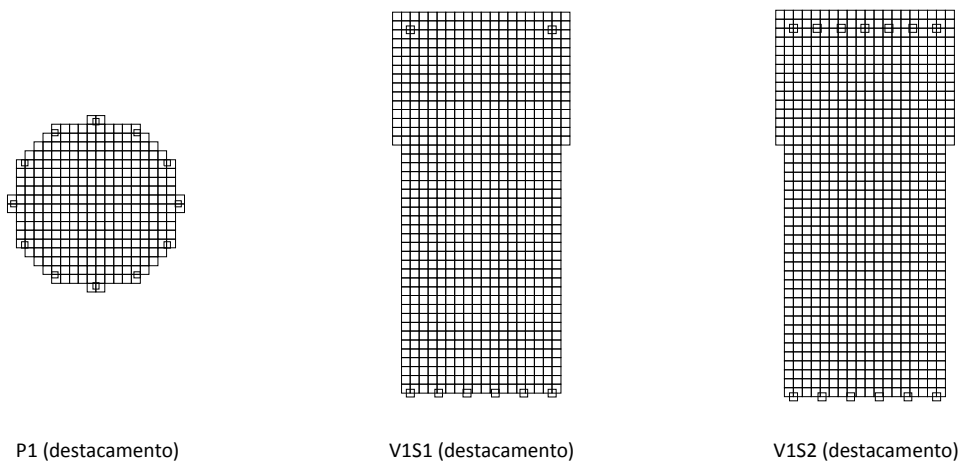


Figura 6.66 – Discretização das secções para o Tramo 1 do Pórtico 3 (feito do destacamento)

A primeira fase da análise inversa efetuada visou a obtenção das propriedades mecânicas do betão dos elementos estruturais de forma a obter-se uma deformação do tramo carregado similar à obtida durante o ensaio de carga (tal como efetuado na secção anterior). O patamar de carga utilizado para a realização da análise inversa foi o correspondente à sobrecarga de $12,7 \text{ kN/m}^2$ (tal como efetuado no ensaio de carga). Salienta-se que os valores de deslocamento vertical descendente apresentados são a soma da deformação instantânea obtida para a sobrecarga de $12,7 \text{ kN/m}^2$ com as deformações residuais provenientes dos carregamentos anteriores.

6.4.1.1 Análise Inversa do Ensaio de Carga realizado no Tramo 1 do Pórtico 5

A deformada obtida para a análise inversa efetuada relativa ao Tramo 1 do Pórtico 5 está apresentada na Figura 6.67 (análise efetuada em regime linear). Para um módulo de elasticidade do betão de 10 GPa (valor médio para todo o betão que constitui as secções transversais apresentadas na Figura 6.65) e módulo de elasticidade do aço de 200 GPa, a coerência dos resultados obtidos no ensaio de carga com o modelo MEF é notória. A Figura 6.69 apresenta as deformadas obtidas nas simulações relativas ao ensaio de carga recorrendo a um programa de pórticos planos (FTool), e utilizando o modelo de fibras (análise em regime linear) existente no FEMIX v4.0.

A abordagem seguinte passou pela realização de uma análise não linear material (segundo o NLMM210 existente no FEMIX – Varma, 2012). Para isso utilizaram-se os valores relativos às propriedades dos materiais apresentados na Tabela 6.11 (e Figura 6.68). Relativamente à resistência à tração, optou-se por utilizar o valor $f_{ctk,max}$. Admitiu-se que as propriedades do betão eram homogêneas na totalidade das secções transversais dos elementos estruturais em avaliação.

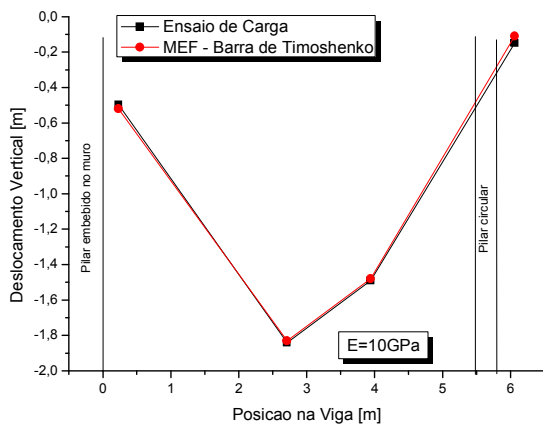


Figura 6.67 – Comparação entre a análise inversa (elementos de barra 2D de Timoshenko) e o ensaio de carga

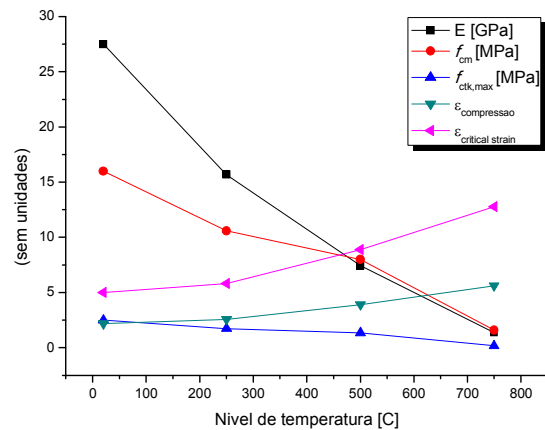
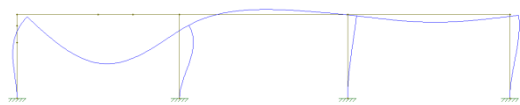
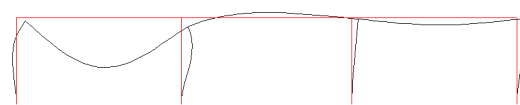


Figura 6.68 – Variação das propriedades que definem o comportamento uniaxial do betão para diferentes níveis de temperatura máxima de exposição



a) FTool



b) Femix v4.0

Figura 6.69 – Deformadas obtidas durante as análises lineares efetuadas

Tabela 6.11 – Propriedades admitidas para simulação do comportamento à compressão e à tração

Nível de Temperatura	E [GPa]	f_{cm} [MPa]	$f_{ctk,max}$ [MPa]	ϵ_{pico} (para f_c)	$\epsilon_{critical strain}$
Ambiente	27,50	16,0	2,50	2,200	5,000
250°C	15,68	10,6	1,73	2,567	5,833
500°C	7,43	8,0	1,35	3,911	8,889
750°C	1,38	1,6	0,19	5,622	12,778
300°C	14,03	10,1	1,65	2,836	6,444

A análise da Figura 6.70 permite constatar que as propriedades mecânicas do betão que mais se associam ao desempenho estrutural obtido durante o ensaio de carga são as relativas aos 300 °C (ver Tabela 6.11), obtidas por interpolação linear entre as propriedades relativas aos 250 °C e 500 °C.

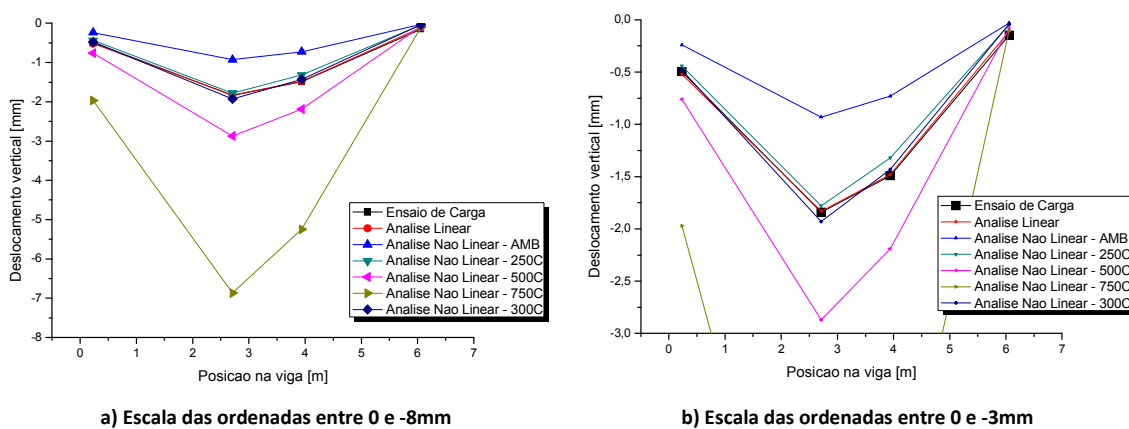


Figura 6.70 – Deformações expectáveis após exposição a diferentes níveis de T_{max} (Pórtico 5)

6.4.1.2 Análise Inversa do Ensaio de Carga realizado no Tramo 1 do Pórtico 3

Após a realização do ensaio de carga no Tramo 1 do Pórtico 3, constatou-se que o tramo intermédio do pórtico solicitado apresentava uma macro-fenda com desenvolvimento próximo de um plano perpendicular ao eixo da viga (ver Figura 6.71). Neste sentido, as simulações numéricas realizadas para o Tramo 1 do Pórtico 3 incluíram uma secção virtual a meio vão do tramo intermédio com propriedades distintas (análise não linear). Desconhecendo-se o grau de descontinuidade conferido por essa fenda, as simulações numéricas foram efetuadas admitindo três abordagens: pórtico contínuo (secção não fendilhada) – “Com continuidade”; continuidade da secção somente ao nível das armaduras (simulado através de secção transversal constituída somente por armadura) – “Com descontinuidade na secção (só aço)”; descontinuidade completa na secção (simulado através de secção transversal constituída somente por armadura com módulo de elasticidade de 1 kPa) - “Rótula plástica na secção”.

As propriedades mecânicas atribuídas ao betão são as apresentadas na Tabela 6.11. Quanto ao aço, e com base nos resultados apresentados na Tabela 6.4, a tensão de cedência e tensão de rotura foram alteradas para os valores obtidos no ensaio das amostras.

Constata-se, com base na Figura 6.72, que os resultados obtidos admitindo a situação “Com continuidade” se aproximam mais da deformada obtida no ensaio de carga. Além disso, e tendo em conta que se prevê que o Tramo 1 do Pórtico 5 esteve sujeito a 300 °C, e que o Tramo 1 do Pórtico 3 está em muito pior estado (conforme inspeção visual), supõe-se que o nível de temperatura a que o Tramo 1 do Pórtico 3 esteve exposto será bem superior aos 300 °C (cerca de 500 °C, conforme Figura 6.72). Neste sentido, admite-se que a fenda apresentada na Figura 6.71 não põe em causa a continuidade da viga e, por consequência, do elemento estrutural. Com base no exposto, considera-se que as propriedades adotadas para os materiais correspondem a uma T_{max} de 500 °C.



Figura 6.71 – Macro-fenda a meio vão do tramo intermédio (Tramo 1 do Pórtico 3)

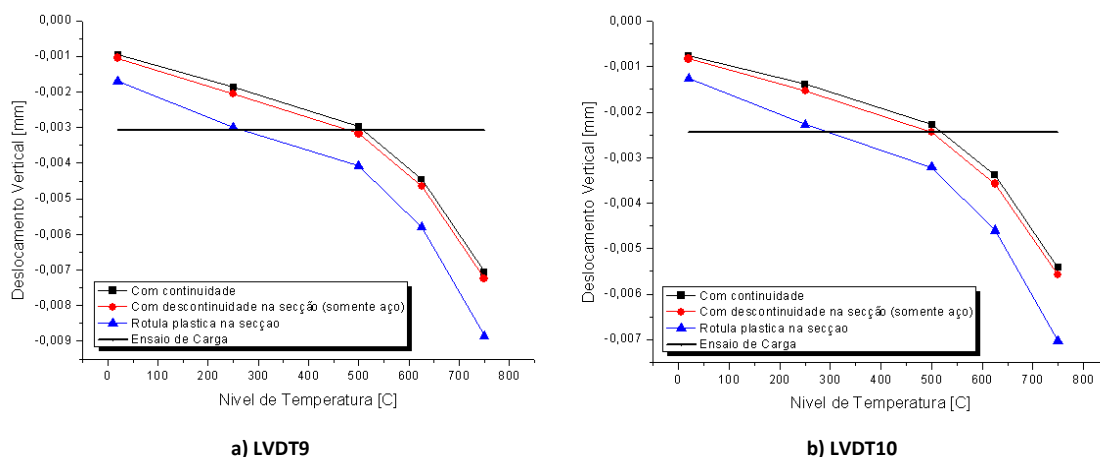


Figura 6.72 – Deformações expectáveis após exposição a diferentes níveis de T_{max} (Pórtico 3)

6.4.1.3 Previsão da capacidade de carga atual da estrutura

Com base na análise inversa baseada nos ensaios de carga realizados, obtiveram-se as propriedades mecânicas expectáveis dos elementos estruturais (Tramo 1 dos Pórticos 5 e 3) após a exposição ao fogo. Neste sentido, é agora possível estimar numericamente o comportamento destes elementos estruturais até à rotura. Na Figura 6.73 e Figura 6.74 apresenta-se a deformada obtida e a relação expectável entre a carga aplicada e o deslocamento vertical para a combinação COMB3 (ver Tabela 6.1) com aplicação da sobrecarga no tramo da esquerda e da direita. Na mesma figura indica-se o nível de carga relativo ao peso próprio da estrutura, estado limite de utilização e estado limite último.

As flechas instantâneas a meio vão são de 2.62 mm, 3.98 mm e 5.21 mm, sendo as flechas expectáveis a longo prazo (coeficiente de fluência igual a 3) de 7.86 mm, 11.94 mm e 15.63 mm para as situações pré-fogo, tramo 1 do pórtico 5 e tramo 1 do pórtico 3, respetivamente. Neste sentido, o cumprimento do Estado Limite de Utilização por Deformação encontra-se garantido para o Tramo 1 do Pórtico 5. Contudo, para o Tramo 1 do Pórtico 3, o mesmo não se verifica. O Estado Limite de Utilização por Fendilhação encontra-se, também, comprometido para ambos os pórticos afetados (degradação do recobrimento do betão).

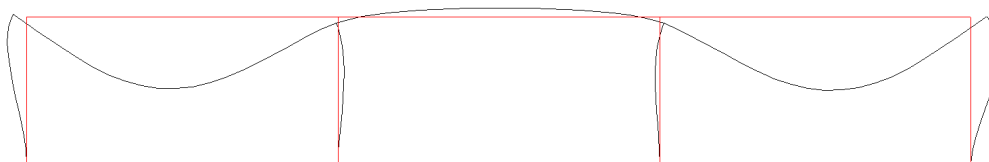


Figura 6.73 – Deformada típica obtida para um carregamento efetuado no primeiro e terceiro tramo

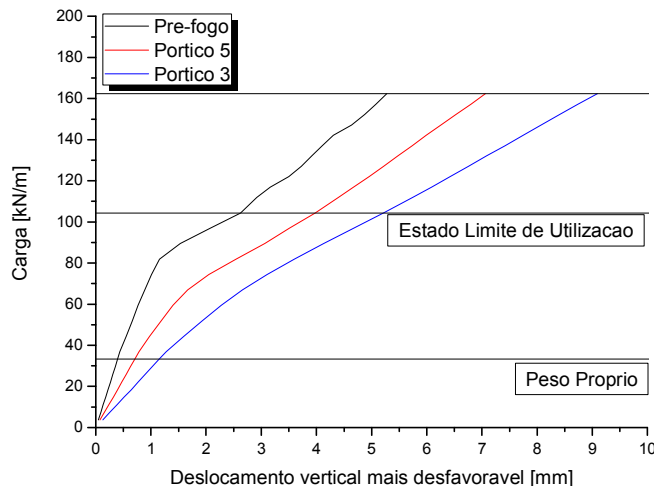


Figura 6.74 – Relação carga vs deslocamento vertical a meio vão do tramo 1 para um carregamento efetuado no primeiro e terceiro tramo

6.4.2 Modelação em estado plano de tensão

O pórtico em avaliação foi discretizado em 2409 elementos finitos de 2270 nós de estado plano de tensão com 2x2 pontos de integração por elemento. As condições de apoio dos pilares foram a restrição de deslocamento horizontal e vertical dos nós relativos à base dos pilares. As armaduras longitudinais e transversais foram discretizadas com 2014 elementos lineares. A discretização do pórtico está apresentada na Figura 6.75.

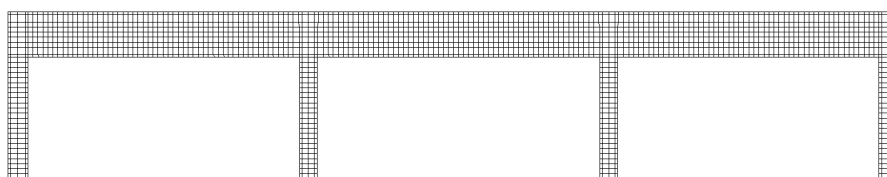


Figura 6.75 – Malha de elementos finitos em estado plano de tensão

Os pilares circulares (P1) foram discretizados como sendo pilares de secção retangular equivalente, com a mesma área e inércia do pilar circular.

A análise inversa dos resultados dos vários carregamentos relativos ao ensaio de carga realizado foram apresentadas na Secção 6.3. A deformada típica para este tipo de carregamento está apresentada na Figura 6.76. A deformação expectável do pórtico perante o carregamento efetuado no ensaio de carga para as propriedades do betão apresentadas na Tabela 6.2 estão apresentadas na Figura 6.77 (em que “AMB” representa a deformada obtida com base nas propriedades do betão relativa à temperatura ambiente; 250, 500 e 750, as deformadas obtidas com base nas propriedades do betão para os referidos

níveis de T_{max} ; P5 a deformada obtida no ensaio de carga para o Tramo 1 do Pórtico 5; P3 a deformada obtida no ensaio de carga para o Tramo 1 do Pórtico 3). Os resultados obtidos são muito similares aos apresentados na secção anterior (elementos de barra 2D de Timoshenko). Prevê-se que o Pórtico 5 esteve exposto a níveis de temperatura máxima entre 250 °C a 300 °C e o Pórtico 3 esteve exposto a níveis de temperatura próximos de 500 °C.

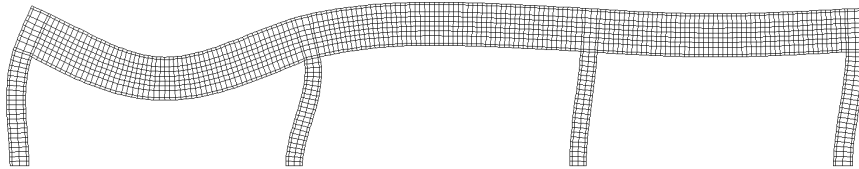


Figura 6.76 - Deformada obtida durante as análises efetuadas com o MEF

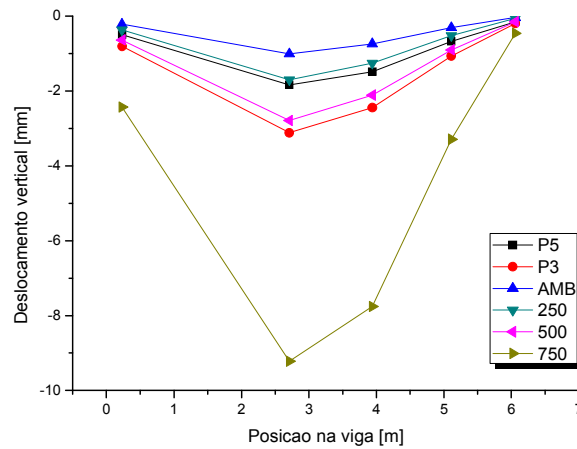


Figura 6.77 - Deformações expectáveis após exposição a diferentes temperaturas em Estado Plano de Tensão (Pórtico 3 e 5)

Os padrões de fendilhação esperados para os diferentes níveis de T_{max} estão apresentados na Figura 6.78 (para um carregamento similar ao efetuado durante o ensaio de carga). Como seria de esperar, com a degradação das propriedades do betão, a fendilhação aumenta de forma significativa.

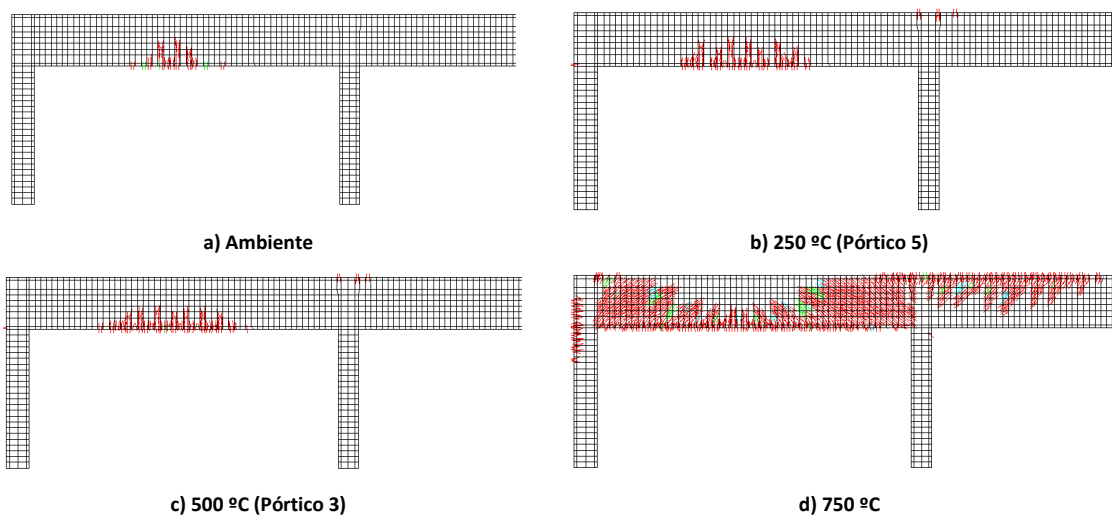


Figura 6.78 – Padrões de fendilhação previstos para os diferentes níveis de T_{max} de exposição (carregamento similar ao ensaio de carga efetuado)

6.4.2.1 Previsão da capacidade de carga atual da estrutura

Após calibração do modelo numérico com base no comportamento da estrutura durante o ensaio de carga é possível, agora, verificar o comportamento estrutural de ambos os pórticos avaliados perante o Estado Limite de Utilização e Estado Limite Último.

A flecha instantânea para a verificação do Estado Limite de Utilização a meio vão é de 1.91 mm (Pré-fogo), 3.38 mm (Pórtico 5) e 5.35 mm (Pórtico 3), sendo a flecha expectável a longo prazo (considerando coeficiente de fluência de 3) de 5.73 mm (Pré-fogo), 10.14 mm (Pórtico 5) e 16.05 mm (Pórtico 3). Neste sentido, o Estado Limite de Utilização por Deformação encontra-se comprometido para o Tramo 1 do Pórtico 3. No seguimento do exposto anteriormente, o Estado Limite de Utilização por Fendilhação encontra-se, também, em incumprimento. Os resultados obtidos estão apresentados na Figura 6.79.

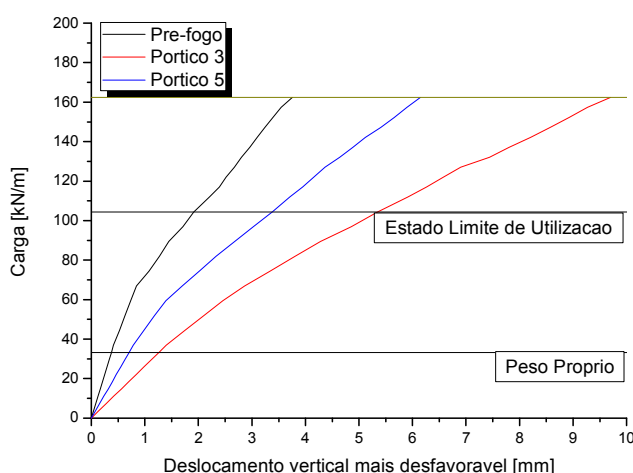


Figura 6.79 – Relação carga vs deslocamento vertical para carregamento no segundo tramo (EPT)

O padrão de fendilhação obtido para os três modelos, bem como a deformada típica obtida, está apresentada na Figura 6.80. Salienta-se contudo que, após a exposição do betão às chamas, surgiram diversas fendas no betão de recobrimento dos elementos estruturais. Neste sentido, o padrão de fendilhação apresentado reflete, somente, o padrão de fendilhação com origem prevista no aumento do carregamento imposto, e não o proveniente da exposição direta às chamas.

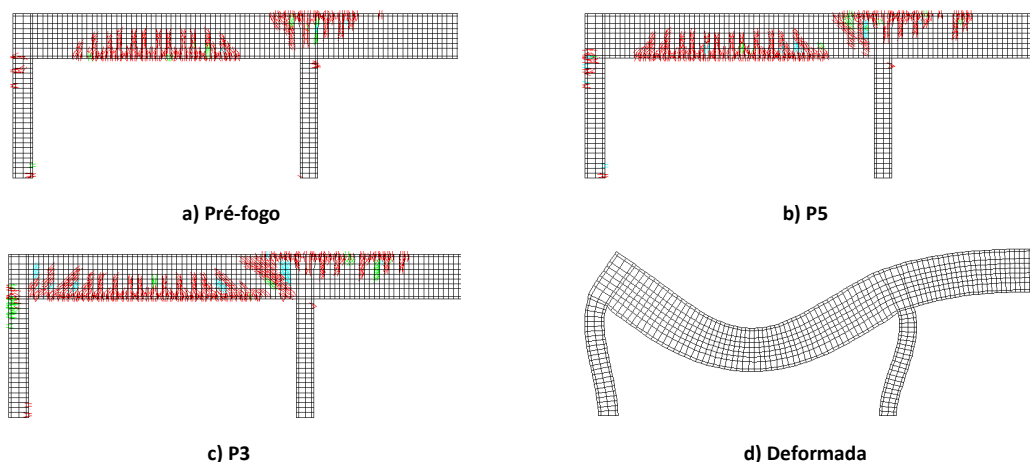


Figura 6.80 – Padrão de fendilhação e deformada típica para o carregamento correspondente ao Estado Limite de Utilização

6.5 Proposta de Reforço Estrutural

Os resultados obtidos durante o ensaio de carga e respetiva análise permitiram concluir que, após a exposição dos pórticos ao fogo, o comportamento mecânico dos elementos estruturais é diferente, isto é, um dos pórticos cumpre o Estado Limite de Utilização por Deformação (Pórtico 5, com menor dano); contudo, o pórtico que, através de inspeção visual aparenta pior estado, apresenta um comportamento que não é cumpridor do Estado Limite de Utilização por Deformação (Pórtico 3).

Devido à forte degradação do betão de recobrimento das armaduras, o Estado Limite de Utilização por Fendilhação encontra-se comprometido em ambos os casos, embora por motivos não estruturais. Neste sentido, o reforço estrutural deverá dar resposta em três direções: recuperar a rigidez dos pórticos mais degradados, representados pelo Pórtico 3; reabilitação do betão de recobrimento das armaduras (ver procedimento em Cunha et al., 2012); controlo da fluência, na medida em que, em estruturas afetadas por fogo, não há grande conhecimento sobre o fator de fluência do betão após este tipo de patologia.

6.5.1 Considerações gerais

Com base no exposto anteriormente, propõem-se duas tipologias de soluções de reforço para o caso em avaliação:

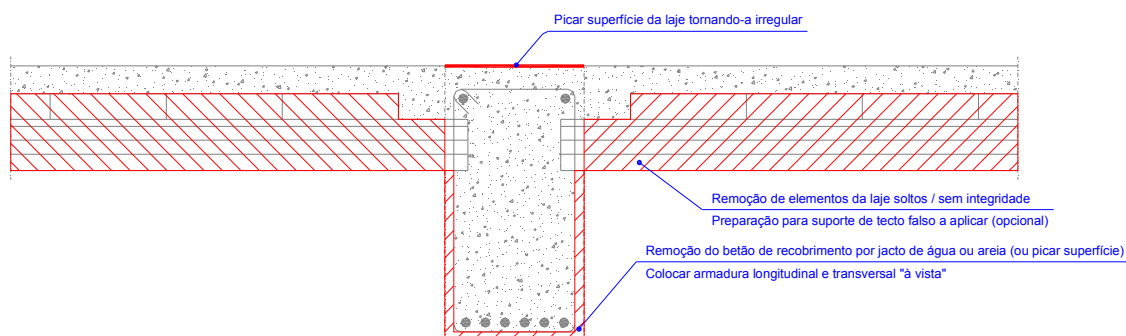
- uma que prevê a substituição da laje existente por uma nova, obrigando a operações de demolição (demolição essa que deverá ser cuidada para não introduzir mais danos nos elementos estruturais existentes);
- uma outra, que não obriga à demolição de qualquer elemento estrutural, com a construção de uma nova laje sobre a laje existente e aumento da altura útil das vigas existentes.

Salientam-se as seguintes considerações gerais:

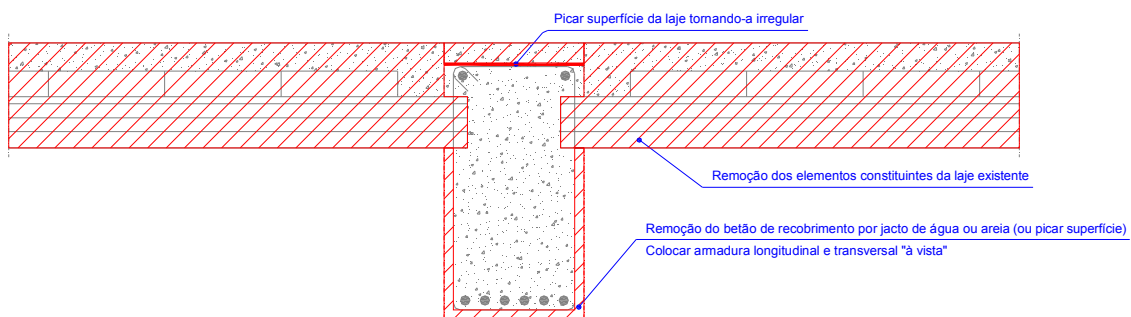
- Propõe-se a remoção da totalidade do betão de recobrimento em vigas e pilares, deixando “armadura à vista”; nos muros de suporte é suficiente a remoção do betão de recobrimento que esteja solto e desconectado das armaduras existentes (e aplicação de novas armaduras nas zonas onde ocorra descontinuidade de armaduras) – ver Figura 6.71 e Figura 6.81;
- O betão de recobrimento será substituído por camadas com espessura entre 7 a 10 cm de betão auto-compactável reforçado com fibras de aço (60 kg/m^3 – comprimento da fibra de 30 mm) e dimensão máxima do inerte de 6 mm. A classe de resistência deste betão deverá ser, aproximadamente, a C20/25, com o intuito de apresentar módulo de elasticidade não muito diferente do módulo do betão existente (evitando deformações diferenciais entre o betão existente e o betão de reforço). A inclusão de fibras de aço no betão de recobrimento das armaduras é essencial para controlar a retração expectável após betonagem, e conseqüentes tensões de tração advindas deste efeito, bem como garantir uma maior integridade do betão de recobrimento caso os elementos estruturais sejam novamente expostos ao fogo. Na solução onde se mantém a laje existente, a betonagem deverá ser realizada por intermédio de

orifícios a criar na laje existente (betonagem realizada no sentido laje existente para a base dos pilares) – ver Figura 6.82;

1ª Fase - Remoção do betão de recobrimento / Preparação dos elementos estruturais existentes



a) Reforço Tipo 1: Sem demolição da laje existente



b) Reforço Tipo 2: Com demolição da laje existente

Figura 6.81 – Preparação das vigas para aplicação do reforço estrutural

- No caso da não demolição da laje existente, os elementos (abobadilhas e vigotas) da laje que estejam partidos ou sem integridade deverão ser removidos (os restantes elementos mantêm-se). O betão a aplicar na nova laje deverá apresentar classe resistente aproximada a C25/30. O pavimento da nova laje deverá ser tratado de forma a ser possível a circulação de empilhadores sem ocorrência de fissuração ou outro tipo de dano;

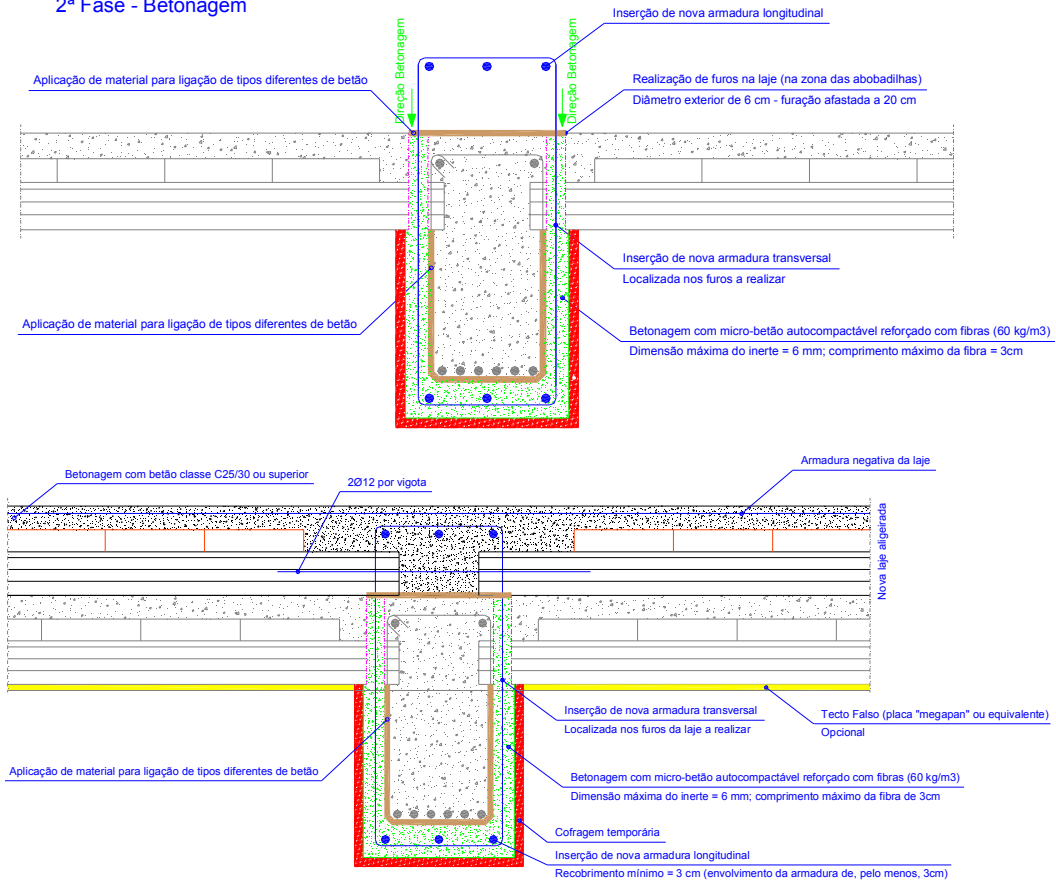
- Os novos varões de armadura convencional apresentados nos esquemas de reforço têm como principal objetivo garantir continuidade entre o betão de reforço e os elementos estruturais existentes.

A Figura 6.83 é indicativa do betão a remover na fase inicial da aplicação do projeto de reforço. O reforço estrutural é aplicado conforme as condições apresentadas na Figura 6.84.

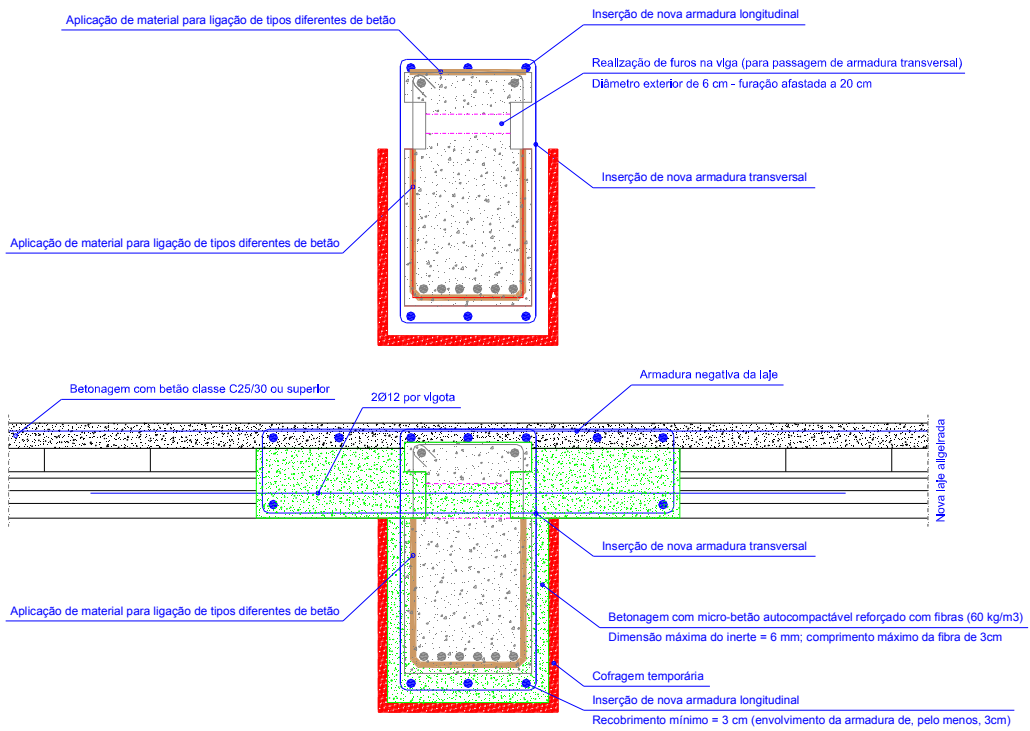
6.5.2 Verificação da eficácia do reforço proposto

O reforço proposto, tal como genericamente apresentado em 6.5.1, aumenta a rigidez do pórtico e, conseqüentemente, reduz a sua deformabilidade. Contudo, cumpre comprovar se o aumento da rigidez é suficiente para o cumprimento do Estado Limite de Utilização por Deformação, especialmente no Pórtico 3.

2ª Fase - Betonagem

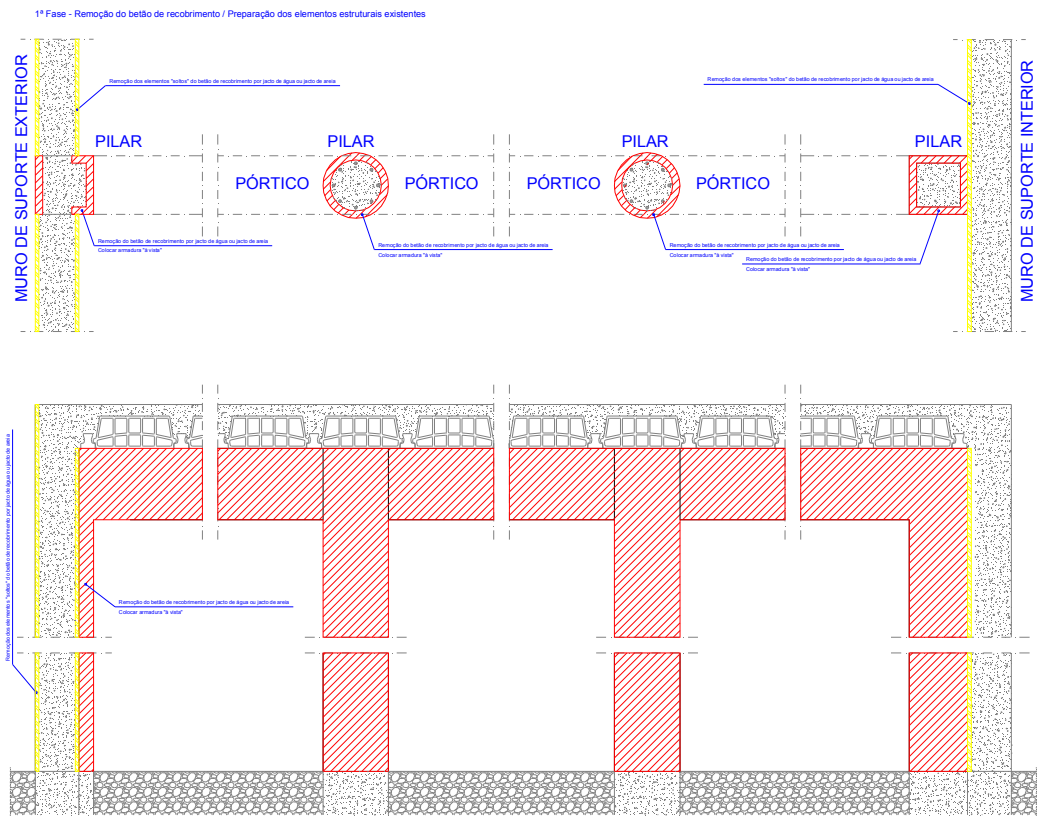


a) Reforço Tipo 1: Sem demolição da laje existente

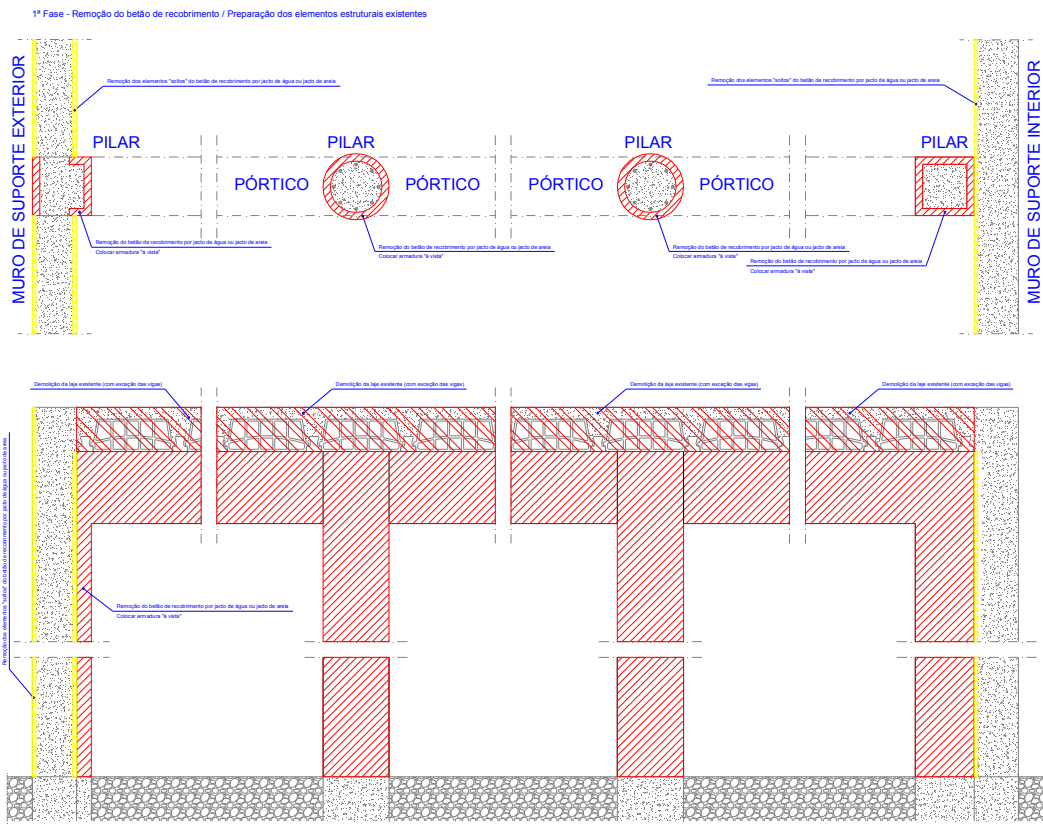


b) Reforço Tipo 2: Com demolição da laje existente

Figura 6.82 – Proposta de reforço para vigas

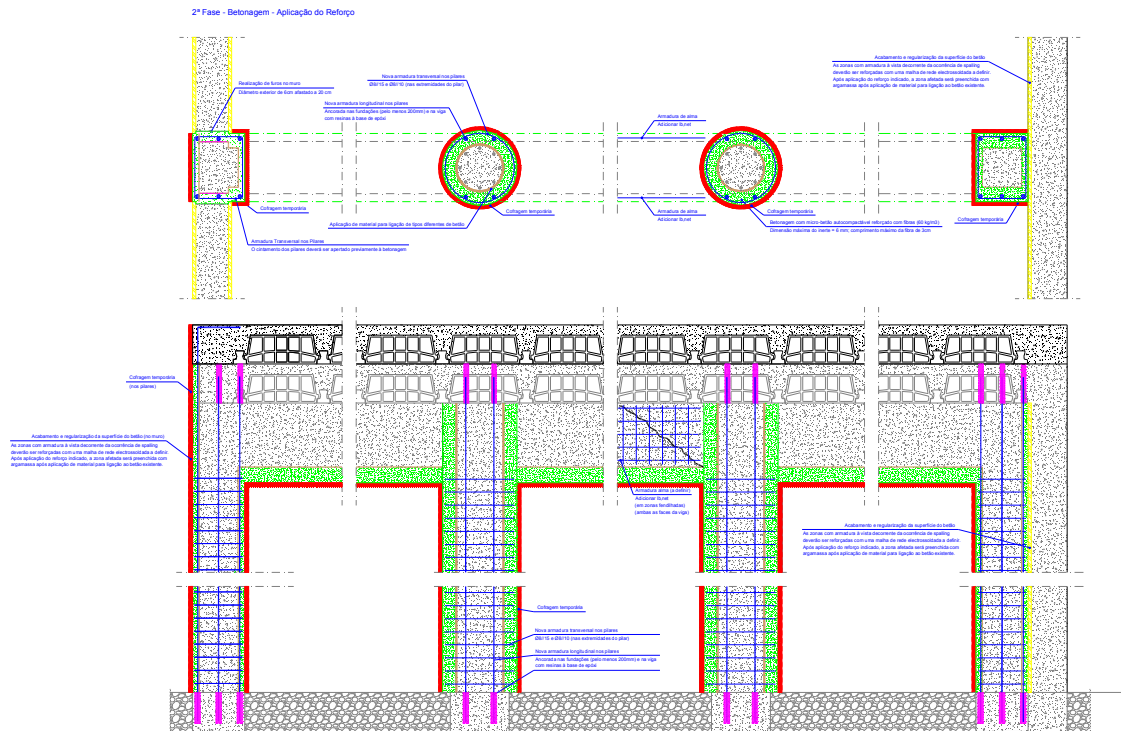


a) Reforço Tipo 1: Sem demolição da laje existente

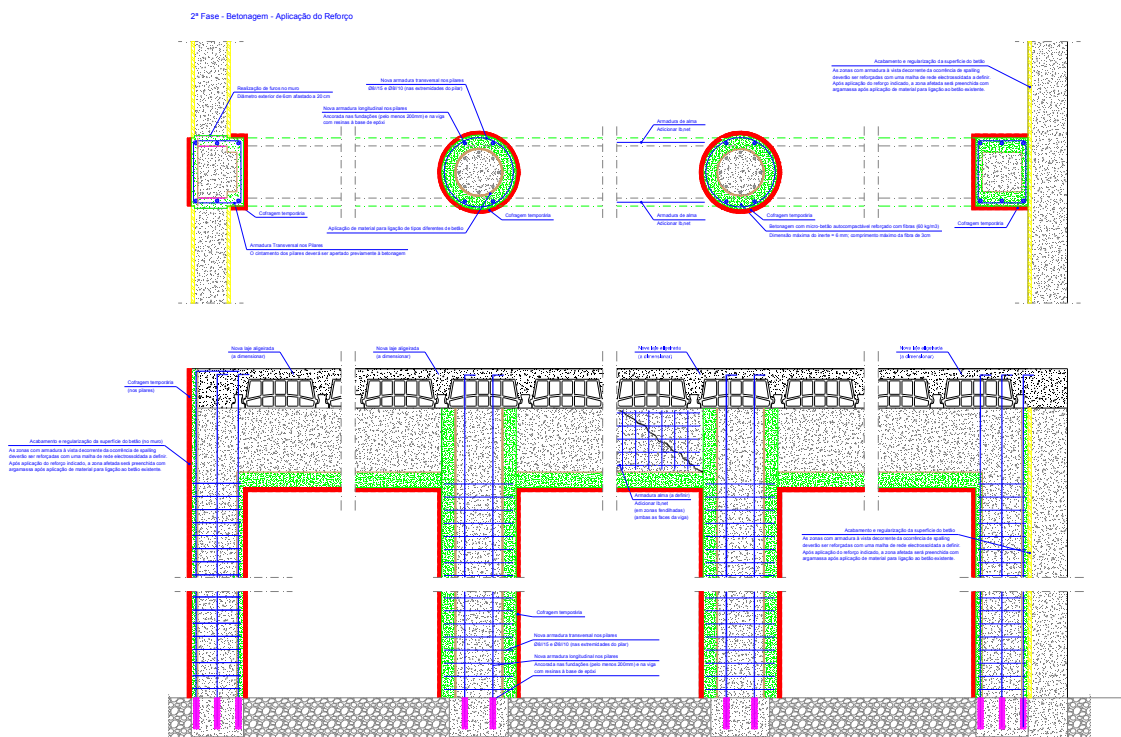


b) Reforço Tipo 2: Com demolição da laje existente

Figura 6.83 – Preparação dos pórticos para aplicação do reforço estrutural



a) Reforço Tipo 1: Sem demolição da laje existente



b) Reforço Tipo 2: Com demolição da laje existente

Figura 6.84 – Proposta de reforço para os pórticos

No seguimento do exposto, e tendo em conta a similaridade de resultados obtidos entre os dois modelos utilizados (elementos de barra de Timoshenko; elementos de estado plano de tensão), optou-se pelo recurso ao modelo baseado em elementos de barra de Timoshenko para simular o

comportamento estrutural após reforço. A título de exemplo, apresenta-se a verificação para a situação onde se prevê a demolição da laje existente e construção de uma laje de substituição.

As secções transversais apresentadas na Figura 6.65 foram reforçadas (betão C20/25 reforçado com fibras de aço), tal como apresentado em 6.5.1. Na Figura 6.85 apresentam-se as novas secções transversais a utilizar no MEF.

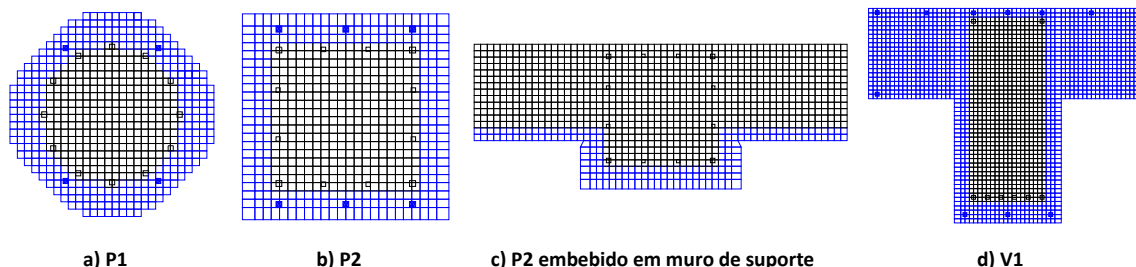


Figura 6.85 – Secções transversais após aplicação do reforço proposto

As relações carga aplicada versus deslocamento vertical previstas para a situação Pré-Fogo, Pós-Fogo para o Pórtico P3 e P5 (com maior deformabilidade compativamente à curva relativa à situação Pré-Fogo) e Pós-Reforço para os Pórticos P3 e P5 (com menor deformabilidade que a curva relativa à situação Pré-Fogo) estão apresentadas na Figura 6.86.

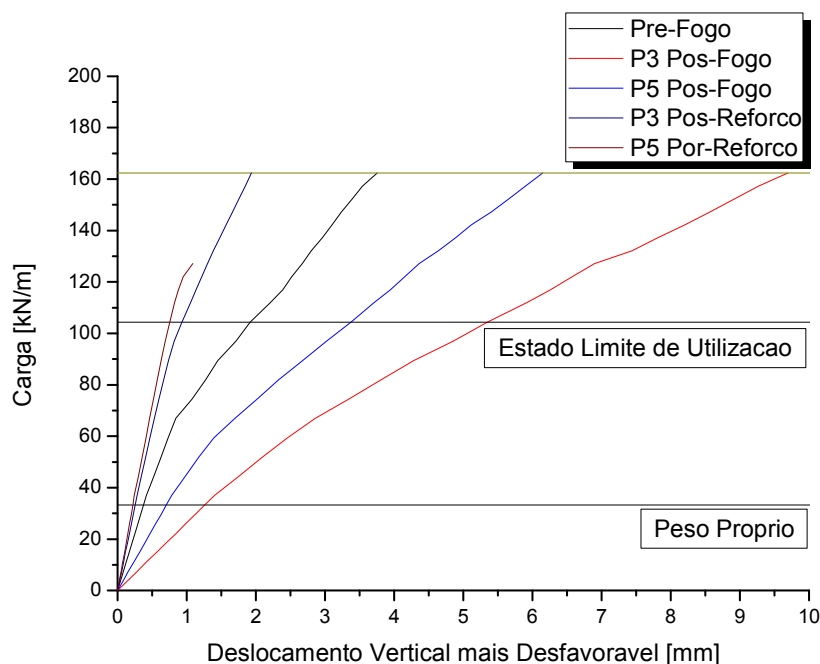


Figura 6.86 – Relação carga vs deslocamento vertical do pórtico pré-fogo, pós-fogo e pós-reforço

Conforme os resultados apresentados na Figura 6.86, a flecha instantânea prevista após aplicação do reforço indicado é de 0,75 mm e 0,93 mm para o Pórtico 5 e Pórtico 3, respetivamente, o que corresponde a uma flecha a longo prazo de 2,25 mm e 2,79 mm.

Os resultados pós-reforço indicam que existe algum sobredimensionamento (relativo ao reforço). Contudo, salienta-se que a camada de betão “novo” é a mínima necessária para que seja possível a sua

aplicação por betonagem por gravidade. Neste sentido, embora a redução de rigidez pudesse ser efetuada reduzindo a armadura de reforço prevista, esta armadura serve, também, para se obter um melhor confinamento do betão do núcleo dos elementos estruturais que foi exposto à ocorrência do fogo.

6.6 Conclusões

O presente Capítulo apresenta uma metodologia para avaliação dos danos provocados pela ocorrência de um incêndio numa estrutura em betão armado, conseqüente avaliação da capacidade de carga residual (após exposição ao fogo) e definição de estratégias de reabilitação recorrendo a BACRF.

A inspeção e avaliação de uma estrutura afetada por um fogo é uma tarefa de grande complexidade, na medida em que desconhece-se, à partida, a constituição dos elementos estruturais (e respetivos materiais aplicados), o nível de temperatura a que os elementos estruturais estiveram expostos, o tempo de exposição, entre outros. Além disso, a ação do fogo torna os elementos estruturais com comportamentos díspares entre si, na medida em que estiveram expostos a condições térmicas diferentes.

Assim, inspecionar e avaliar a capacidade resistente de uma estrutura afetada pelo fogo passa por:

- analisar o projeto que serviu de base para a sua construção, tendo em vista a recolha de informação relativa ao sistema estrutural e ações previstas em projeto;
- inspecionar *in situ* para quantificar e qualificar as patologias provocadas pelo fogo, bem como verificar a compatibilidade dos elementos estruturais realmente construídos com o previsto em projeto, nomeadamente ao nível das dimensões geométricas dos elementos estruturais e armadura existente;
- qualificar por zonas a ação do fogo nos elementos estruturais, de forma a ser possível selecionar pontualmente alguns que apresentem um comportamento mecânico que seja representativo dos restantes elementos estruturais;
- avaliar de forma rigorosa os elementos estruturais recorrendo a ensaios de carga. Só um ensaio de carga permite avaliar o comportamento conjunto dos materiais aplicados, tanto ao nível das suas propriedades mecânicas individuais, como o seu funcionamento em conjunto;
- recorrendo a análise inversa dos resultados obtidos no ensaio de carga, prever quais as propriedades mecânicas atuais dos elementos estruturais pós fogo;
- verificar o cumprimento dos estados limite de utilização e estado limite último tendo como base as propriedades mecânicas obtidas com recurso a análise inversa dos resultados obtidos no ensaio de carga;
- selecionar uma tipologia de reforço e prever qual o comportamento mecânico dos elementos estruturais reforçados tendo em vista a verificação dos Estados Limite.

No caso real apresentado, o projeto de licenciamento não foi cumprido na íntegra. Contudo, as alterações existentes não punham em causa a estabilidade global do edifício (previamente à ação do fogo). A ocorrência do incêndio provocou diversas patologias, nomeadamente: destruição das lajes aligeiradas constituídas por vigotas pré-esforçadas; destaque do betão de recobrimento ao nível de vigas, pilares e muros de suporte, e consequente exposição direta das armaduras ao fogo; redução das propriedades resistentes do betão (módulo de elasticidade e resistência à compressão); redução das propriedades resistentes do aço nos pórticos mais afetados. Os ensaios de carga realizados demonstram que a ação do fogo potenciou o aumento das deformações (por redução do módulo de elasticidade), embora seja mantido o comportamento linear dos elementos estruturais após mais que um carregamento até um nível de carga de 80% do correspondente a estado limite por deformação. Contudo, os pórticos mais degradados apresentam deformações significativas que põem em causa o cumprimento do Estado Limite de Utilização por Deformação.

A verificação do Estado Limite de Utilização por Fendilhação é discutível, na medida em que a exposição do betão ao fogo degrada toda a superfície do betão, surgindo uma quantidade significativa de fendilhação não estrutural. Caberá ao dono de obra / técnico avaliador concluir sobre a necessidade de cumprimento do valor máximo de largura de fenda, tendo em conta que esta largura não é devida a comportamento estrutural deficiente.

A remoção do betão de recobrimento das armaduras poderá ser sustentada num critério de resistência à tração do betão. Se a fendilhação provocada pela exposição às chamas não for significativa, e se o betão de recobrimento apresentar uma resistência à tração superior à prevista na classe resistente do betão aplicado em obra, então poderá evitar-se a remoção deste betão. A avaliação da resistência à tração do betão de recobrimento poderá ser facilmente realizada recorrendo a ensaios de pull off.

Capítulo 7

CONCLUSÕES E FUTUROS DESENVOLVIMENTOS

7.1 Síntese das conclusões

O presente documento pretende ser uma contribuição para o estado do conhecimento relativo à aplicação do Betão Reforçado com Fibras (com ou sem requisitos de auto-compactabilidade), nomeadamente, na definição de composições de betões com este tipo de reforço, caracterização do material (incluindo definição de leis constitutivas de simulação do comportamento não linear material em tração do BRF obtidas por análise inversa), estabelecimento de ábacos de dimensionamento para apoio ao projeto de estruturas de betão reforçado com fibras, tanto de pequena escala (elementos de mobiliário urbano) como de dimensão significativa (vigas delta e/ou habitações unifamiliares, entre outros). Pretende-se, assim, que a investigação desenvolvida permita contribuir para uma utilização mais alargada e sustentada de BRF.

Dos estudos efetuados verificou-se que a adição de fibras de aço permite a redução ou mesmo eliminação da armadura convencional, principalmente as de reforço ao corte. As fibras podem suprimir parcialmente cintas e estribos, pelo que a sua utilização em zonas de elevado congestionamento de armaduras de resistência ao corte pode assegurar uma melhor qualidade de betão nessas zonas. A adição de fibras de aço melhora, também, a ductilidade do betão. Esta propriedade permite que, em estruturas com hiperestaticidade elevada, a carga de colapso seja significativamente superior à carga de fendilhação do betão. Esta melhoria de comportamento é constatável, tanto em fase de serviço, como para estados limite últimos, e deve-se ao aumento da resistência à tração pós fendilhação da matriz proporcionada pelos mecanismos de reforço das fibras. A formação de um elevado número de fissuras de pequena espessura, inferior aos limites impostos pela regulamentação em vigor, é outra vantagem relevante do reforço das fibras, pois contribui para a durabilidade da mesma.

A pré-fabricação é um setor da indústria da construção civil onde a aplicação de BRF e/ou BACRF tem elevado potencial, nomeadamente, na melhoria do comportamento à fendilhação, no maior aproveitamento das elevadas tensões resistentes das armaduras de pré-esforço sem ocorrer esmagamento do BRF comprimido, na substituição das armaduras de resistência ao corte em estruturas laminares, entre outros. O BACRF é muito apropriado para estruturas de elevada complexidade geométrica. Contudo, durante a fase de desenvolvimento de aplicações estruturais em BRF/BACRF é importante ter em conta vários aspetos decorrentes da aplicação deste tipo de betões, nomeadamente, a distribuição e orientação das fibras nos elementos estruturais. Os valores dos parâmetros de resistência equivalente que caracterizam o comportamento pós-fendilhado destes betões são dependentes da orientação e distribuição das fibras.

A análise não linear material (MEF) foi especialmente útil na exploração do potencial de utilização de BRF/BACRF em aplicações estruturais, nomeadamente em estruturas pré-fabricadas. Estes modelos de análise não linear permitem ter em conta o processo de iniciação e propagação de fissuras em materiais de matriz cimentícia e, conseqüentemente, detetar zonas de maior dano por fendilhação, onde, por razões económicas poderá ser oportuno recorrer a reforço híbrido, combinando fibras com armadura convencional.

A adição de fibras, especialmente as de polipropileno, apresenta-se como uma das soluções mais eficientes para melhorar o comportamento do betão quando este é exposto a temperaturas elevadas e/ou fogo. Nos diversos programas experimentais realizados com BS, BA, BRF e BACRF, constatou-se as principais vantagens da adição de fibras no comportamento residual do betão após exposição a diferentes níveis de T_{max} . Em todos os betões, até aos 250 °C a resistência à compressão pode aumentar ligeiramente e o módulo de elasticidade não é afetado significativamente. Para os níveis de temperatura acima deste, a resistência à compressão residual e o módulo de elasticidade residual diminuem de forma significativa, principalmente acima dos 400 °C. Os provetes de BRF apresentam uma menor redução do módulo de elasticidade residual e da resistência à compressão residual com o aumento do nível de T_{max} comparativamente ao BS. Até 500 °C, o aumento da dosagem em fibras de PP de 1 para 2 kg/m³ não corresponde a melhorias assinaláveis no comportamento mecânico residual do betão fibroso desenvolvido. Somente para níveis de T_{max} superiores a 500 °C o comportamento residual à compressão foi ligeiramente melhor para a composição com 2 kg/m³ de fibras em PP. Os ensaios de flexão com provetes submetidos a 250, 500 e 750 °C evidenciaram que, aumentando a T_{max} a que os provetes foram submetidos, a resistência à flexão e as resistências equivalentes em tração por flexão diminuem significativamente. Recorrendo a uma análise inversa dos resultados experimentais obtidos nos ensaios de flexão, verificou-se que até uma temperatura de 500 °C a degradação em termos de energia de fratura foi superior à registada na resistência de início de fendilhação.

Os resultados obtidos em ensaios não destrutivos com provetes expostos a T_{max} sugerem que estes ensaios podem ser aplicados na previsão da resistência residual à compressão de betão afetado pela ação do fogo, desde que sejam definidas leis de correlação entre os resultados que são obtidos nesses

ensaios com os representativos do comportamento real dos materiais *in situ*. Para tal será necessário definir bases de dados com base em programas experimentais de suporte ao estabelecimento dessas leis de correlação. O ensaio não destrutivo que apresentou resultados com maior aplicabilidade prática foi o da medição de UPV. A UPV varia significativamente com o nível de T_{max} . Após exposição dos provetes a diferentes níveis de T_{max} , o BRF e o BACRF revelaram valores superiores de UPV relativamente ao BS e BA. O reforço do betão com fibras de aço e polipropileno permitiu maiores níveis de retenção da UPV, isto é, foi o sistema de reforço que mais resistiu ao efeito de degradação da rigidez do material face ao aumento do nível de T_{max} aplicada aos provetes.

No caso de inspeção e avaliação de um pilar existente num determinado pórtico que tenha sido exposto à ação de um fogo, a UPV poderá ser uma boa ferramenta para a previsão da perda de rigidez do elemento estrutural em causa. Para tal, e recorrendo a ensaios de carga (com aumentos de carga incremental), poderá ser possível prever a proximidade à carga de colapso do elemento estrutural, se ocorrer, com o aumento da carga, uma redução significativa da UPV. Se tal ocorrer, o betão do elemento estrutural estará com dano elevado, isto é, encontrar-se-á na zona da resposta tensão-extensão não linear e, conseqüentemente, próximo da rotura.

O presente documento pretende contribuir, também, para o estado do conhecimento ao nível da inspeção e avaliação de elementos estruturais em betão armado expostos ao fogo. A metodologia apresentada inclui algumas considerações relativas à inspeção dos elementos estruturais existentes após exposição térmica, levantamento de patologias, avaliação das propriedades mecânicas dos materiais e realização de ensaios de carga, bem como a definição de um projeto de reforço para a estrutura afetada baseado na aplicação localizada de BACRF. A inspeção e avaliação de uma estrutura afetada por um fogo é uma tarefa de grande complexidade, na medida em que desconhece-se, à partida, a constituição dos elementos estruturais e respetivos materiais aplicados (quando não existe projeto de execução ou este não é coerente com a real execução dos elementos estruturais; caso contrário, o projeto é uma boa base de partida para a realização dos trabalhos de inspeção), o nível de temperatura a que os elementos estruturais estiveram expostos, o tempo de exposição, entre outros. Além disso, a ação do fogo pode alterar significativamente o comportamento dos elementos estruturais e a redistribuição de esforços entre os elementos que formam a estrutura, sendo a simulação destes fenómenos complexa dada a dificuldade em prever as reais condições de atuação das temperaturas e da degradação das propriedades dos materiais que constituem a estrutura.

A ocorrência de um incêndio pode provocar diversas patologias nos elementos estruturais. No caso particular apresentado na presente dissertação as patologias detetadas foram: destruição das lajes aligeiradas constituídas por vigotas pré-esforçadas; destaque do betão de recobrimento ao nível de vigas, pilares e muros de suporte, e conseqüente exposição direta das armaduras ao fogo; redução das propriedades resistentes do betão (módulo de elasticidade e resistência à compressão); redução das propriedades resistentes do aço nos pórticos mais afetados. Os ensaios de carga realizados demonstram

que a ação do fogo aumentou as deformações (por redução do módulo de elasticidade) podendo este aumento de deformabilidade comprometer o Estado Limite de Utilização por Deformação.

A técnica de reforço proposta no presente trabalho para estruturas de betão armado que ficaram sujeitas a ação de fogo, e que consiste na utilização de microbetão auto-compactável reforçado com fibras de aço (MBACRFA) na substituição do betão de recobrimento, permite recuperar a capacidade de carga original da estrutura (ou mesmo aumentá-la), e garantir similar ou superior resistência ao fogo dos mesmos elementos estruturais reforçados. A remoção do betão de recobrimento das armaduras poderá ser sustentada num critério de resistência à tração do betão avaliada recorrendo a ensaios de pull off. Se a fendilhação provocada pela exposição às chamas não for significativa, e se o betão de recobrimento apresentar uma resistência à tração superior à prevista na classe resistente do betão aplicado em obra, então poderá evitar-se a remoção deste betão. Adicionalmente, e quando necessário, esta técnica permite incluir armadura convencional suplementar de forma a aumentar a capacidade resistente da estrutura comparativamente à que tinha previamente à atuação do fogo. A utilização de MBACRFA no contexto do reforço de estruturas de betão armado, segundo esta técnica, permite ainda evitar a ocorrência de fissuras por retração impedida da camada de reforço, as quais podem surgir devido à restrição à deformação do betão de reforço imposta pelo betão da peça a reforçar.

7.2 Futuros desenvolvimentos

Considera-se que, ao longo da presente dissertação, os objetivos gerais apresentados na Secção 1.2 foram alcançados. Contudo, crê-se que existem vários campos de investigação que devem ser aprofundados em trabalhos futuros, nomeadamente:

- Desenvolvimento de técnicas que permitam prever a orientação e distribuição das fibras metálicas e não metálicas em elementos de betão com diferentes dimensões geométricas, tanto em desenvolvimento como em profundidade, a fim de se obterem leis constitutivas de simulação do comportamento não linear material em tração do BRF dependentes da localização do betão no elemento estrutural em avaliação;
- Utilização de modelos numéricos no âmbito do MEF que simulem com maior rigor o comportamento ao corte do betão reforçado com fibras, especialmente quando fendilhado, a fim de se obterem abertura de fendas mais próximas das reais e, conseqüentemente, avaliar-se com maior sustentabilidade as vantagens da adição de fibras de aço no betão de elementos estruturais que sejam solicitados, principalmente, por esforços de corte;
- Determinação de leis constitutivas de simulação do comportamento não linear material em tração do BRF para diferentes dosagens e tipos de fibra metálica após exposição de provetes de betão reforçado com fibras a diferentes níveis de T_{max} , especialmente para condições de carregamento correspondentes a estados limite de utilização;

- Desenvolvimento de modelos numéricos para implementação no FEMIX a fim de ser possível prever o comportamento de elementos de betão reforçado com fibras afetados pela ação de um fogo e em que as condições de rotura sejam condicionados por esforços de corte. Paralelamente, definir a partir de ensaios experimentais leis constitutivas para o betão reforçado com fibras que permitam simular o comportamento ao corte de BRF fendilhado;
- Definição da dosagem em fibras de polipropileno ótima para evitar a ocorrência de spalling no betão quando este é exposto a gradientes significativos de temperatura, dosagem esta dependente da classe resistente, tipo de agregado e existência ou não de fibras de aço;
- Definição de procedimentos base para preparação de superfícies degradadas ou irregulares do betão de recobrimento de elementos em betão afetados pela exposição a temperaturas elevadas e/ou fogo para tornar possível a realização de medições recorrendo a ensaios não destrutivos, nomeadamente, a medição de UPV;
- Criação de metodologia que possa prever a perda de rigidez de um determinado elemento estrutural submetido a ensaio de carga recorrendo à medição da UPV (previsão da entrada na zona da resposta tensão-extensão não linear e, conseqüentemente, na eminência de rotura para um determinado nível de carregamento);
- No âmbito da técnica de reforço constituída pela utilização de microbetão auto-compactável reforçado com fibras na substituição do betão de recobrimento afetado pela atuação de fogo, estudar a aderência de varões de aço a betões expostos a diferentes níveis de T_{max} a fim de melhor prever o comportamento da ligação armadura-betão envolvente em elementos estruturais afetados pela exposição ao fogo e reabilitados segundo a técnica de reforço proposta;
- Admitindo um determinado perfil de temperaturas numa secção transversal (dependente da temperatura de exposição, duração da exposição, dimensões da secção transversal do elementos estrutural e propriedades térmicas do betão), determinar a relação momento-curvatura para uma determinada secção, tendo em conta leis constitutivas em correspondência com a temperatura aplicada em cada fibra/camada de betão que discretiza a secção. A influência da temperatura deve ser também considerada na lei constitutiva que simula a ligação armadura-betão;
- Aperfeiçoamento dos modelos numéricos baseados no MEF que permitem prever os reais esforços que se instalam numa estrutura submetida a T_{max} , acopolando modelos de transferência térmica com modelos de degradação das propriedades dos materiais sob determinada temperatura e estado de tensão.

Bibliografia

Abadel, A.; Abbas, H.; Almusallam, T.; Al-Salloum, Y.; Alsayed, S.; Siddiqui, N.; Iqbal, R. (2012). "Local impact damage behaviour of fiber reinforced high strength concrete slabs", BEFIB 2012 – 8th RILEM International Symposium on Fibre Reinforced Concrete: Challenges and Opportunities, Guimarães, September.

ACI 544.2R-78 (1978). "Measurement of Properties of Fiber Reinforced Concrete", ACI.

ACI 544.1R-96 (1997). "State-of-the-Art Report on Fiber Reinforced Concrete", ACI.

Akasaki, J.; Fugii, A.; Melges, J.; Queiroz, R.; Trentin, T.; Tashima, M. L. (2012). "Evaluation of concrete pipes reinforced with steel fibers", BEFIB 2012 – 8th RILEM International Symposium on Fibre Reinforced Concrete: Challenges and Opportunities, Guimarães, September.

Ali, F. (2002). "Is high strength concrete more susceptible to explosive spalling than normal strength concrete in fire?", Fire and Materials, n.º 26, pp. 127-130.

Alves, A. (2008). "Comportamento ao fogo de um betão reforçado com fibras", Dissertação para obtenção do grau de mestre em segurança contra incêndio urbanos, FCT da Universidade de Coimbra.

Alonso, M.; Rodriguez, C.; Schanchez, M.; Barragan, B. (2010). "Respuesta al fuego de HAC com y sin refuerzo de fibras", BAC2010 - 2º Congresso Ibérico Betão Auto-Compactável, Guimarães, Julho.

Alves, N.; Barros, J.; Nunes, A.; Lourenço, L. (2012). "Steel Fibre Reinforced Self-Compacting Concrete for Grid Foundations of Single Family Houses", BEFIB 2012 – 8th RILEM International Symposium on Fibre Reinforced Concrete: Challenges and Opportunities, Guimarães, September.

Amorim, J.; Barros, J.; Jalali, S. (2000). "Concepção de composições de BRFA de custo competitivo", Relatório Confidencial, Dep. de Eng^a Civil da UM, Dezembro, 32 pp.

Araújo, F.; Ramos, T.; Matos, A.; Coutinho, J. (2012). "BAC Eco-Eficiente na Pré-Fabricação", Encontro Nacional Betão Estrutural 2012, Outubro, FEUP.

Azevedo, A. (2003). "Método dos Elementos Finitos", Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

ASTM A820 / A820M – 11. "Standard Specification for Steel Fibers for Fiber-Reinforced Concrete"

Barros, J. (1995). "Comportamento do betão reforçado com fibras - análise experimental e simulação numérica", Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Dezembro, 502 pp.

Barros, J.; Martins F (1998). "Analysis of damage building in the north region of Portugal", 1st International Conference on the Behaviour of Damaged Structures, Brasil, CD, May.

Barros, J. (2000). "Lajes e Cascas segundo o Método dos Elementos Finitos", Universidade do Minho.

Barros, J.; Antunes, J.; Amorim, J. (2002). "Eficácia de fibras discretas de aço no reforço à flexão de elementos de betão", Congresso Nacional de Engenharia de Estruturas.

Barros, J.; Pereira, E; Ribeiro, A; Antunes J. (2004). "Self-compacting steel fibre reinforced concrete for precasted sandwich panels – experimental and numerical research", Workshop of 6th International RILEM Symposium on fibre reinforced concrete - BEFIB 2004, September. (artigo convidado).

Barros, J.; Pereira, E.; Santos, S.; Lourenço, L. (2006). "Possibilidades e desafios do betão auto-compactável reforçado com fibras – do laboratório à aplicação real", Seminário "Inovação em betões nova normalização de betões especiais", no âmbito da Construnor, Parque de Exposições de Braga, Setembro, pp. 49-68.

Barros, J.; Santos, S.; Lourenço, L.; Freitas, M. (2008). "Flexural behaviour of steel fibre reinforced self-compacting concrete laminar structures", 1st Spanish Congress on Self-Compacting Concrete, Valencia, February.

Bartos, P.; Grauers, M. (1999). "Self-Compacting Concrete", Concrete, Vol. 33, N^o4.

Basto, C.; Barros, J. (2008). "Numerical simulation of sections submitted to bending", Technical report 08-DEC/E-46, Dep. Civil Eng., School Eng. University of Minho, August, pp. 73.

Bayasi, Z.; Dhaheri, M. (2002). "Effect of Exposure to Elevated Temperature on Polypropylene Fiber-Reinforced Concrete", ACI Materials Journal January/February, pp. 22-26.

Bilodeau, A.; Kodur, V.; Hoff, G. (2004). "Optimization of the type and amount of polypropylene fibres for preventing the spalling of lightweight concrete subjected to hydrocarbon fire", Cement & Concrete Composites n.º 26, pp. 163–174.

Bravo, M. (2004). "Caracterización y utilización del hormigón autocompactable", Tesina. Universitat Politècnica de Catalunya - ETSECCPB.

BS 8110-2:1985. "Structural use of concrete – Part2: Code of practice for special circumstances". British Standard.

Bungey, J.; Soutsos, M. (2001). "Reliability of partially-destructive tests to assess the strength of concrete on site", *Construction and Building Materials* n.º 15, pp. 81-92.

Camões, A.; Costeira, A. (2012). "Durabilidade de Betões Reforçados com Fibras de Aço", Encontro Nacional Betão Estrutural 2012, Outubro, FEUP.

Caratelli, A.; Meda, A.; Rinaldi, Z.; Romualdi, P. (2011). "Structural behaviour of precast tunnel segments in fiber reinforced concrete", *Tunnelling and Underground Space Technology* n.º 26, pp. 284–291.

Carbonari, B.; Messas, J.; Costa, R. (2010). "Concreto auto-densável reforçado com fibras para aplicação em calçadas", BAC2010 - 2º Congresso Ibérico Betão Auto-Compactável, Guimarães, Julho.

Casanova, P.; Rossi, P.; Schaller, I. (2000). "Can steel fibres replace transverse reinforcement in reinforced concrete beams?", *ACI Material Journal* n.º 94, pp. 341-354.

Colombo, M.; Prisco, M.; Mazzoleni, L. (2008). "Glass fibre reinforced concrete at high temperatures", BEFIB 2008 – 7th RILEM International Symposium on Fibre Reinforced Concrete 2008, September, Chennai, India.

Colombo, M.; Felicetti, R. (2007). "New NDT techniques for the assessment of fire-damaged concrete structures", *Fire Safety Journal* n.º 42, pp. 461–472.

Comité Euro-International du Béton (1993), CEB-FIP Model Code 1990, "Design Code".

Costa, C.; Figueiredo, A.; Silva, V. (2002). "O fenómeno do lascamento ("spalling") nas estruturas de concreto armado submetidas a incêndio – uma revisão crítica", 44º Congresso Brasileiro, Instituto Brasileiro do Concreto, Belo Horizonte, Brasil, Agosto.

Coutinho, A. (1997). "Fabrico e propriedades do betão" – Volumes I e II, LNEC, Lisboa.

Cunha, V. (2004). "Investigação experimental e numérica do comportamento à tracção de betão reforçado com fibras de aço", Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho, Julho, 2004, pp. 122.

Cunha, F.; Lourenço, L.; Barros, J.; Gonçalves, D.; Gouveia, V. (2012). "Aplicação de microbetão para o reforço de elementos estruturais em betão armado danificados por ação de um fogo". Encontro Nacional Betão Estrutural 2012, Outubro, FEUP.

Dehn, F. (2008). "Use of synthetic fibres for fire resistant tunnel concretes – summary of general requirements", BEFIB 2008 – 7th RILEM International Symposium on Fibre Reinforced Concrete 2008, September, Chennai, India.

di Prisco, M.; Felicetti, R.; Gambarova, P.; Failla, C. (2003). "On the Fire Behavior of SFRC and SFRC Structures in Tension and Bending", High Performance Fiber-Reinforced Cement Composites n.º 4, A. E. Naaman and H. W. Reinhardt, eds., RILEM, pp. 205-220.

E 397-1993. "Betões: Determinação do módulo de elasticidade em compressão", Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Documentação Normativa. Especificação do LNEC.

EFNARC (2002). "Specification and Guidelines for Self-Compacting Concrete."

EN 1991-1. (2002). Eurocode 1: Actions on structures.

EN 1998-1. (2004). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.

EN 10002-2:1992. "Tensile testing of metallic materials. Verification of the force measuring system of the tensile testing machine".

European Guidelines (2005). "The European Guidelines for Self-Compacting Concrete - Specification, Production and Use". BIBM, CEMBUREAU, ERMCO, EFCA, EFNARC.

Felicetti, R. (2006). "The drilling resistance test for the assessment of fire damaged concrete", Cement & Concrete Composites n.º 28, pp. 321-329.

Fuente, A.; Pujadas, P.; Blanco, A.; Aguado, A. (2012). "Experiences in Barcelona with the use of fibres in segmental linings", Tunnelling and Underground Space Technology n.º 27, pp. 60–71.

Gambarova, P. (2004). "Overview of Recent Advancements in FRC Knowledge and Applications with Specific Reference to High Temperature" Proceedings, RILEM Technical Meeting, pp. 125-140.

Gomes, P. (2002), "Optimization and characterization of high-strength self-compacting concrete", PhD thesis, UPC, Barcelona, Spain.

Gonçalves, D.; Barros, J.; Lourenço, L.; Sampaio, C. (2010). "Cobertura pré-fabricada em betão auto-compactável reforçado com fibras de aço", BAC2010 - 2º Congresso Ibérico Betão Auto-Compactável, Guimarães, Julho.

Hastenpflug, D.; Medeiros, A.; Padaratz, I.; Repette, W. (2010). "Avaliação das propriedades do concreto auto-densável através de ensaios não-destrutivos", BAC2010 - 2º Congresso Ibérico Betão Auto-Compactável, Guimarães, Julho.

Illguth, S.; Lowke, D.; Gehlen, C. (2012). "Fibre reinforced ultra high performance concrete under impact load", BEFIB 2012 – 8th RILEM International Symposium on Fibre Reinforced Concrete: Challenges and Opportunities, Guimarães, September.

Ingham, J. (2009). "Application of petrographic examination techniques to the assessment of fire-damaged concrete and masonry structures", Materials Characterization n.º 60, pp. 700-709.

ISO 4109:1980. "Fresh concrete - Determination of the consistency - Slump test".

Japan Society of Civil Engineers (1998). "Recommendation for Construction of Self-Compacting Concrete", International Workshop on Self-compacting Concrete, pp. 417-437.

Johnston, C. (1982). "Steel fibre-reinforced concrete – present and future in engineering construction", Composites, Volume 13, Issue 2, April 1982, pp. 113-121.

Kalifa, P.; Chéné, G.; Gallé, C. (2001). "High-temperature behaviour of HPC with polypropylene fibres. From spalling to microstructure", Cement and Concrete Research n.º 31, pp. 1487–1499.

Khoury, G.; Anderberg, Y. (2000). "Concrete spalling review", Fire Safety Design, Swedish National Road Administration, June.

Kodur, V.; Sultan, M. (2003). "Effect of Temperature on Thermal Properties of High-Strength Concrete." J. Mater. Civ. Eng., n.º 15(2), pp. 101–107.

Kooiman, A.; Walraven, J. (1998). "Steel fibre reinforced high performance concrete for the application in shield tunnel linings", Tunnels and Metropolises, Negro Jr. & Ferreira (eds), Rotterdam, Balkema, 1998, pp. 721-726.

Kooiman, A.; Walraven, J. (1999). "Steel fibre reinforced concrete segments in the second heinenoord tunnel", fib Symposium, Prague, Czech Republic, 13-15 October, 1999, Session 5: Research and Innovation within a project.

Kwan, A. (2007). "Performance Criteria for Self-Consolidating Concrete", Annual Concrete Seminar - University of Hong Kong.

Lima, R.; Caetano, L.; Silva, R.; Gastal, F.; Filho, L. (2005). "Difração de Raios-X e Ultra-Som: Usando Ensaios Não-Destrutivos Eficazes para Análise de Estruturas Sinistradas", Anais do 47º Congresso

Brasileiro do Concreto – CBC2005, Volume III – Efeito do Fogo em Estruturas de Concreto, IBRACON, pp. 64-75.

Lourenço, L.; Barros, J.; Souto, P. (2005). “Composição de betão de resistência melhorada ao fogo para aduelas de túneis – parte I”, Relatório 05-DEC/E-32, Departamento de Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade do Minho, Dezembro, pp. 42.

Lourenço, L.; Barros, J.; Alves, J. (2011). “Fiber reinforced concrete of enhanced fire resistance for tunnel segments”, ACI SP-276-4, Durability enhancements in concrete with fiber reinforcement, Editors: Corina-Maria Aldea and Nur Yazdani, March.

Malhotra, V.; Carino, N. (2004). “Handbook on Nondestructive Testing of Concrete”, CRC Press.

Masó, D. (2010). “Utilización de un hormigón autocompactante para el hormigonado de los anillos de una estación del metro de Barcelona a 90 metros de profundidad”, BAC2010 - 2º Congresso Ibérico Betão Auto-Compactável, Guimarães, Julho.

Model Code 2010, Final draft, CEB-FIP, 2011.

Meneses, J.; Barragán, B.; Pacheco, C.; Maderuelo, R. (2010). “Durabilidad frente el ataque por sulfatos de hormigones autocompactantes reforzados com diferentes tipos de fibras”, BAC2010 - 2º Congresso Ibérico Betão Auto-Compactável, Guimarães, Julho.

Mesquita, A. (2006) – “Simulação por elementos finitos do comportamento de aduelas de túneis em betão”, Projeto Individual, Departamento de Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade do Minho.

Najim, A.; Meftah, F.; Sabeur, H. (2005). "On the assessment of spalling and residual strength of concrete after a fire scenario", Proceedings of ConMat '05 and Mindness Symposium, Vancouver.

Narenda, H.; Muthu, K.; Azmi, I.; Hashem, M. (2008). “Residual comprehensive strength of SCC with polypropylene fibres under elevated temperatures”, BEFIB 2008 – 7th RILEM International Symposium on Fibre Reinforced Concrete 2008, September, Chennai, India.

Nascimento, M. (2009) – “Inovação na conceção e dimensionamento de vigas delta pré-fabricadas”, Relatório de Projeto Individual, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho.

Nepomuceno, M.; Oliveira, L.; Lopes, S. (2010). “Parâmetros para a composição de betões auto-compactáveis”, BAC2010 - 2º Congresso Ibérico Betão Auto-Compactável, Guimarães, Julho.

Neto, E.; Cachim, P.; Jalali, S. (2010). "Betão auto-compactável: metodologia de composição", BAC2010 - 2º Congresso Ibérico Betão Auto-Compactável, Guimarães, Julho.

NP EN 12350-2. NP 87. Ensaio de abaixamento.

NP EN 12350-3. Ensaio Vêbê.

NP EN 12504-2: Ensaio de betão nas estruturas. Parte 2: Ensaio não destrutivo. Determinação do índice esclerométrico. 2003.

NP EN 13791:2008, "Avaliação da resistência à compressão do betão nas estruturas e em produtos prefabricados", IPQ, Abril de 2008.

NP EN 1992-1-2:2010. Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão. Parte 1-2: Regras gerais. Verificação da resistência ao fogo.

NP EN 206-1:2007 "Betão – Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade"

Nunes, S. (2001). "Betão Auto-Compactável: Tecnologia e Propriedades", Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Setembro.

Okamura, H., Ozawa, K; Ouchi, M. (2000). "Self-compacting concrete", Structural Concrete, Journal of fib, vol 1, nº 1, pp. 3-17.

Oliveira, C. (2006). "Prova de carga em estruturas de concreto", Dissertação para obtenção do grau de mestre em engenharia civil, Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.

Pauw, P.; Taerwe, L.; Buerie, N.; Moerman, W. (2008). "Steel fibre concrete as an alternative for traditional shear reinforcement in pretensioned concrete beams", BEFIB 2008 – 7th RILEM International Symposium on Fibre Reinforced Concrete 2008, September, Chennai, India.

Pereira, E. (2006). "Steel fibre reinforced self-compacting concrete: From material to mechanical behavior", Dissertation for Pedagogical and Scientific Aptitude Proofs, DEC, Univ. of Minho, pp. 188.

Petersson, O.; Billbery, P; Van, B. (1996). "A Model of Self-Compacting Concrete." Proc. International RILEM Conference on Production Methods and Workability of Concrete, P.J.M Bartos, D.L.Marrs and D.J. Cleand (editors), E&FN Spon, 1996.

Phan, L. (2005). "Pore Pressure in High-Strength Concrete at High Temperature", Proceedings of ConMat '05 and Mindness Symposium, Vancouver.

Placido, F. (1980). "Thermoluminescence test for fire-damaged concrete", Magazine of Concrete Research, Volume 32, Issue 111, June, pp. 112–116.

Ramos *et al.* (2003). "Informe final del análisis del uso de fibras metálicas como único refuerzo del hormigón de las dovelas del túnel de la línea 9 del metro de Barcelona", Informe C5065/F, Departamento de Ingeniería de la Construcción, Universitat Politècnica de Catalunya, Octubre, pp. 46.

Ravi, K.; Prakash, K. (2008). "An experimental investigation of characteristic properties of hybrid fibre reinforced concrete subjected to elevated temperatures", BEFIB 2008 – 7th RILEM International Symposium on Fibre Reinforced Concrete 2008, September, Chennai, India.

Ribeiro *et al.* (2003). "Modelo de secção para dimensionamento à flexão de estruturas de betão: formulação e manual do programa DOCROS", Relatório 03-DEC/E-25, Departamento de Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade do Minho, Novembro, pp. 59.

RILEM TC 50-FMC (1985). "Determination of fracture energy of mortar and concrete by means of three-point bend tests on notched beams", Materials and Structures, n.º 18(106), pp. 285-290.

RILEM TC 162-TDF (2002). "Test and design methods for steel fibre reinforced concrete – Final Recommendation", Materials and Structures. Volume 35, pp. 579-582.

RILEM TC HTC (2004). "Behaviour of Concrete at High Temperatures - Part 1 - Ordinary Concrete". A Report of the State-of-the-Art.

Rios, F.; Duarte, D.; Silva, J.; Andrade, T.; Pires, T. (2005). "Gerenciamento de Riscos de Incêndio em Estruturas de Concreto: Um Estudo das Propriedades Mecânicas do Concreto quando Submetido a Elevadas Temperaturas", Anais do 47º Congresso Brasileiro do Concreto – CBC2005, Volume III – Efeito do Fogo em Estruturas de Concreto, IBRACON, pp. 107-122.

Robins, P.; Austin, S.; Jones, P. (2002). "Pull-out behavior of hooked steel fibres", Materials and Structures, Vol.35, Nº 251, 2002, pp. 434-442.

Robinson, G.; Palmeri, A.; Austin, S. (2012). "Influence of steel fibres, used in conjunction with unconfined rebar configurations, on the structural performance of precast elements", BEFIB 2012 – 8th RILEM International Symposium on Fibre Reinforced Concrete: Challenges and Opportunities, Guimarães, September.

Rodrigues, J.; Correia, A. (2005). "Técnicas de avaliação das propriedades mecânicas residuais do betão após incêndio", in SIABE "Simpósio Ibero-Americano - O Betão nas Estruturas", Coimbra.

Rossi, P. (1998). "Les bétons de fibres métalliques", Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, ISBN 2-85978-292-3, pp. 309.

RSA. (2005). "Regulamento de Segurança e Acções Para Estruturas de Edifícios e Pontes", Porto Editora.

Sakr, K.; Hakim, E. (2005). "Effect of high temperature or fire on heavy weight concrete properties", Cement and Concrete Research n.º 35, pp. 590–596.

Santos, J.; Gomes, A.; Vinagre, J. (2012). "O betão autocompactável e o seu desempenho. Estado da arte em termos de investigação", Encontro Nacional Betão Estrutural 2012, Outubro, FEUP.

Santos, S.; Barros, J.; Lourenço, L. (2008). "Steel fibres for the shear resistance of high strength concrete beams", BEFIB 2008 – 7th RILEM International Symposium on Fibre Reinforced Concrete 2008, September, Chennai, India.

Sena Cruz, J. (2004) "Reforço de estruturas com laminados de CFRP inseridos no betão de recobrimento". Tese de Doutoramento, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho, Portugal, 213 pp, 2004.

Sena-Cruz, J.; Cunha, V.; Barros, J. (2007) "Estudo Comparativo do Comportamento de Fibras de Aço", Relatório nº. 08-DEC/E01, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho, Guimarães, pp. 28.

Sena-Cruz, J.; Barros, J. (2009). "Estudo comparativo do comportamento de fibras de aço." Relatório nº. 09-DEC/E-16, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho, Guimarães, pp. 78.

Skarendahl, A.; Petersson, O. (2000). "Self Compacting Concrete: State-of-the-Art-Report of RILEM Technical Committee 174-SCC", RILEM Publications S.A.R.L.

Silva, P.; Brito, J. (2010a). "A influência da porosidade na durabilidade do betão auto-compactável (BAC)", BAC2010 - 2º Congresso Ibérico Betão Auto-Compactável, Guimarães, Julho.

Silva, P.; Brito, J. (2010b). "A pressão exercida pelo betão auto-compactável (BAC) nas cofragens", BAC2010 - 2º Congresso Ibérico Betão Auto-Compactável, Guimarães, Julho.

Silva, P.; Ferreira, R.; Figueiras, H. (2012). "Medições de resistividade elétrica avaliada em provetes de betão: influência do método de ensaio e das condições de cura", Encontro Nacional Betão Estrutural – BE2012, FEUP, Outubro.

Short, N.; Purkiss, J.; Guise, S. (2001). "Assessment of fire damaged concrete using colour image analysis", Construction and Building Materials n.º 15, pp. 9-15.

Taheri, M.; Barros, J.; Salehian, H. (2012). "A design model for strain-softening and strain-hardening fiber reinforced elements reinforced longitudinally with steel and FRP bars", *Composites - part B Journal*, 42 1630-1640, doi:10.1016/j.compositesb.2011.04.009.

Torgal, F.; Jalali, S. (2010). "Considerações sobre o impulso dos BAC's no dimensionamento de cofragens verticais", BAC2010 - 2º Congresso Ibérico Betão Auto-Compactável, Guimarães, Julho.

Vandewalle, L. et al. (2000). "Test and design methods for steel fiber reinforced concrete. Recommendations for σ - ϵ design method", *Materials and Structures*, V. 33, Nº 226, Mar-Apr., pp. 75-81.

Vandewalle, L. (2002). "Test and design methods for steel fiber reinforced concrete - Final Recommendation", *Materials and Structures*, pp. 579-582.

Varma, R. (2012). "Numerical models for the simulation of the cyclic behaviour of RC structures incorporating new advanced materials", PhD thesis, University of Minho, 2012, in press.

Walraven, J. (2008). "Self compacting concrete: challenge for designer and researcher", 1st Spanish Congress on Self-Compacting Concrete, Valencia, February.

Yang, H.; Lin, Y.; Hsiao, C.; Liu, J. (volume 44 de 2009). "Evaluation residual compressive strength of concrete at elevated temperatures using ultrasonic pulse velocity", *Fire Safety Journal*, pp. 121-130.

Yaqub, M.; Qureshi, L.; Qaiser Uz Zaman; Ghumman, A. (2005). "Assessment of Strength of Highrise Reinforced Concrete Building Affected by Fire", University of Engineering & Technology, Taxila (Pakistan).

Ye, G.; Schutter, G.; Taerwe, L.; Vandeveldel, P.; Liu, X. (2005). "Properties of self-compacting concrete at elevated temperature", *Proceedings of ConMat '05 and Mindness Symposium*, Vancouver.