

**REVISTA PORTUGUESA DE**  
engenharia  
de estruturas

MARÇO DE 2000

**47**

**RPEE**

**Laboratório Nacional de Engenharia Civil**

n.º 47  
Março  
2000

# REVISTA PORTUGUESA DE engenharia de estruturas

Director

*Vítor Monteiro*

Director adjunto

*A. Vale e Azevedo*

Secretariado técnico

*Jorge Rodrigues  
João Torgal Falcão*

Secretariado administrativo

*Leonor Teixeira*

---

Direcção, Redacção e Administração  
Laboratório Nacional de Engenharia Civil  
Departamento de Estruturas  
Avenida do Brasil  
1700-66 Lisboa  
Telefone 21 844 30 00  
Fax 21 844 30 25

---

Fotocomposto e impresso no  
Sector de Artes Gráficas do LNEC

---

Assinatura para 3 números

*Continente e Ilhas* 3675\$00, IVA incluído  
18,33 Euro

*Macau e Restantes Países* US\$50

Número avulso

*Continente e Ilhas* 1575\$00, IVA incluído  
7,86 Euro

*Macau e Restantes Países* US\$20

---

## Índice

- NOTICIÁRIO  
Reuniões 3
- PREVISÃO DA VIDA ÚTIL DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO EM AMBIENTE MARÍTIMO 5  
SERVICE LIFE PREDICTION OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES EXPOSED TO MARINE ENVIRONMENT  
António Costa  
Júlio Appleton
- AVALIAÇÃO DOS EFEITOS DAS DEFORMAÇÕES IMPOSTAS EM EDIFÍCIOS CORRENTES DE GRANDES DIMENSÕES 13  
IMPOSED DEFORMATIONS EFFECTS EVALUATION IN CURRENT BUILDINGS OF GREAT SIZE  
Jorge de Brito
- MODELAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE UMA ESTRUTURA METÁLICA SUJEITA À ACÇÃO DO FOGO – ANÁLISE DE VÁRIOS CENÁRIOS DE INCÊNDIO 23  
NUMERICAL MODELLING OF A STEEL STRUCTURE BEHAVIOUR UNDER FIRE CONDITIONS – ANALYSIS OF SEVERAL FIRE SCENARIOS  
Paulo M. M. Vila Real  
Paulo A. G. Piloto  
Jean-Marc Franssen
- A INFLUÊNCIA DAS LAJES NO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DOS EDIFÍCIOS ALTOS 35  
THE SLABS INFLUENCE IN THE STRUCTURAL BEHAVIOUR OF TALL BUILDINGS  
Fábio Luís Alminhana de Oliveira  
Ronald José Ellwanger
- DETERMINATION OF THE CUTTING PATTERNS OF PRE-STRESSED TENT STRUCTURES 45  
DETERMINAÇÃO DOS PADRÕES DE CORTE DE ESTRUTURAS EM TENDA PRÉ-ESFORÇADAS  
Krisztián Hincz
- MÉTODOS ALTERNATIVOS DE ANÁLISE DINÂMICA. PARTE II: ESTUDO PARAMÉTRICO DE VALIDAÇÃO 51  
ALTERNATIVE METHODS OF DYNAMIC ANALYSIS. PART II: VALIDATION PARAMETRIC STUDY  
Jorge de Brito
- MÉTODO SIMPLIFICADO DE DIMENSIONAMENTO DE PAREDES MOLDADAS ANCORADAS 63  
SIMPLIFIED METHOD FOR ANCHORED DIAPHRAGM WALLS DESIGN  
J. Matos e Silva

# Modelação Numérica do Comportamento de Uma Estrutura Metálica Sujeita à Acção do Fogo – Análise de Vários Cenários de Incêndio

## Numerical Modelling of a Steel Structure Behaviour under Fire Conditions – Analysis of Several Fire Scenarios

Paulo M. M. Vila Real\*

Paulo A. G. Piloto\*\*

Jean-Marc Franssen\*\*\*

### RESUMO

Neste trabalho faz-se a análise de vários cenários de incêndio possíveis num edifício do tipo comercial em estrutura metálica, de modo a definir a situação mais desfavorável do ponto de vista da sua resistência ao fogo. Utiliza-se para o efeito um programa de elementos finitos para análise geométrica e fisicamente não-linear, especialmente desenvolvido para o estudo de estruturas sujeitas ao fogo. Como a resistência ao fogo da estrutura analisada é inferior à resistência regulamentar, sugerem-se algumas metodologias para solucionar o problema.

### ABSTRACT

In this work it has been analysed several possible fire scenarios in a steel structure of a commercial building, in order to find which one corresponds to the lowest fire resistance of the structure. It has been used a geometrically and materially non-linear finite element program specially established for the analysis of structures submitted to the fire. As the analysed structure doesn't reach the fire resistance suggested by the Portuguese standards, some solutions are proposed to increase its fire resistance.

### 1 - INTRODUÇÃO

A segurança contra incêndios de edifícios tem vindo a merecer em Portugal uma atenção crescente [1], começando a surgir no nosso país regulamentação que abrange os vários tipos de edifícios existentes [2-6]. Entre as exigências estabelecidas nestes regulamentos encontra-se a Resistência ao Fogo de elementos estruturais, que se avalia pelo tempo que decorre desde o início de um processo térmico normalizado (no presente trabalho a curva de incêndio padrão ISO 834) a que o elemento é submetido até ao momento em que ele deixa de satisfazer as funções para que foi projectado.

Dada a inexistência em Portugal de regulamentação relativa ao cálculo estrutural ao fogo foram utilizados os seguintes Eurocódigos, que se encontram ainda em fase de Pré-Norma (ENV):

- Eurocódigo 1, Parte 2.2 – Acções em Estruturas Sujeitas a Incêndio [7], onde se faz a caracterização das acções térmicas;
- Eurocódigo 3, Parte 1.2 – Cálculo Estrutural ao Fogo [8], onde se estabelecem as regras para o cálculo da

capacidade resistente das estruturas de aço em situação de incêndio e se definem as propriedades térmicas e mecânicas do aço em função da temperatura;

- Eurocódigo 4, Parte 1.2 – Cálculo Estrutural ao Fogo [9], onde se estabelecem as regras para o cálculo da capacidade resistente das estruturas mistas aço-betão em situação de incêndio e se definem as propriedades térmicas e mecânicas do aço e do betão em função da temperatura.

De acordo com a Parte 1.2 do Eurocódigo 3, o Cálculo Estrutural ao Fogo pode ser feito em dois níveis de sofisticação crescente:

- *Métodos simplificados de cálculo*, fazendo uso de fórmulas analíticas aplicáveis apenas a elementos estruturais isolados;
- *Métodos avançados de cálculo*, os quais podem ser usados na simulação do comportamento de:
  1. Estrutura global (Fig. 1, a);
  2. Partes da estrutura, como por exemplo pórticos ou subestruturas em que há necessidade de determinar as condições de fronteira que nelas actuam, as quais se consideram constantes durante a ocorrência do incêndio (Fig. 1, b);
  3. Elementos estruturais isolados (vigas, pilares ou lajes), desprezando qualquer interacção entre eles (Fig. 1, c).

\* Professor Auxiliar da Universidade de Aveiro

\*\* Professor Adjunto do Instituto Politécnico de Bragança

\*\*\* Maître de recherches du FNRS, Université de Liège, Belgique

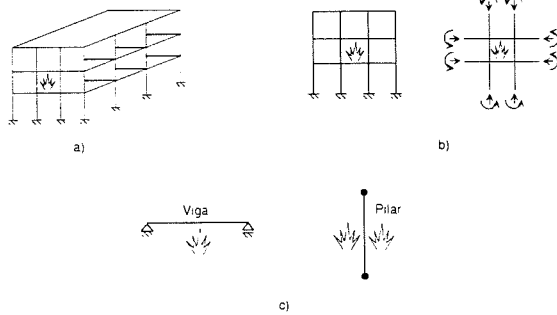


Fig. 1 – Níveis possíveis de esquematização da estrutura [10]  
a) Análise global; b) Análise de subestrutura;  
c) Análise de elementos isolados

Em qualquer caso, o cálculo da resistência ao fogo do elemento ou estrutura com funções de suporte de cargas é feito impondo que, após um tempo  $t$  de exposição ao fogo normalizado, se verifique a condição [8]:

$$E_{fi,d,t} \leq R_{fi,d,t} \quad (1)$$

onde  $E_{fi,d,t}$  é o valor de cálculo dos efeitos das acções (térmicas e mecânicas) em situação de incêndio no instante  $t$ , determinado de acordo com a combinação accidental de acções expressa na ENV 1991-2-2 [7], e  $R_{fi,d,t}$  é o valor de cálculo da capacidade resistente em situação de incêndio no instante  $t$ .

Fez-se o estudo paramétrico dos vários cenários de incêndio que podem ocorrer numa estrutura metálica porticada, com dois vãos e três pisos, como se mostra na Fig. 2.

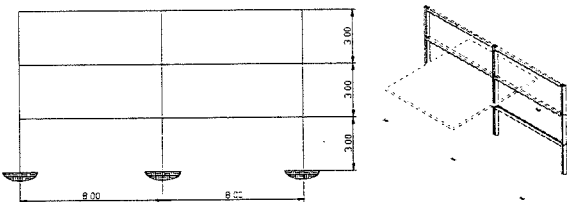


Fig. 2 – Representação esquemática da estrutura bidimensional, com 5 m entre pórticos

Trata-se de um edifício do tipo comercial situado no Nordeste de Portugal, a 700 m de altitude. Para ter em conta os efeitos das imperfeições de montagem, possíveis excentricidades e até imperfeições geométricas, introduziu-se, de acordo com o Eurocódigo 3, Parte 1.1 [12], uma pequena imperfeição inicial, à qual corresponde um ângulo de 0,0033 [rad]. Assim a estrutura apresenta uma inclinação para a direita de cerca de 0,01 [m] por cada 3 m de altura.

## 2 – MODELAÇÃO NUMÉRICA

Existem actualmente vários programas de cálculo automático para análise da resistência ao fogo das estruturas, que vão desde programas baseados nos métodos simplificados de cálculo definidos nos Eurocódigos até programas mais complexos de análise não-linear baseados no método dos elementos finitos e que se incluem nos chamados

métodos avançados de cálculo referidos nos Eurocódigos. Entre estes últimos encontra-se o programa SAFIR [11] que é um código de elementos finitos para análise não-linear geométrica e material, desenvolvido na Universidade de Liège pelo Doutor Jean-Marc Franssen e vocacionado para a análise de estruturas sujeitas à acção do fogo.

### 2.1 – O programa SAFIR

O programa SAFIR é constituído por dois módulos de cálculo distintos, um para a análise do comportamento térmico da estrutura e outro para a análise do seu comportamento mecânico. Assim, numa primeira fase calcula-se a evolução do campo não uniforme de temperaturas, para cada secção tipo existente na estrutura, e numa fase posterior o módulo mecânico do programa lê estas temperaturas e faz o cálculo do comportamento mecânico da estrutura em regime transiente.

#### 2.1.1 – Análise do comportamento térmico

O programa SAFIR permite fazer a análise do comportamento térmico das estruturas quer utilizando elementos sólidos tridimensionais (3D), quer utilizando elementos planos bidimensionais (2D). Os elementos sólidos são lineares de oito nós e os elementos planos, também lineares, podem ser triangulares de 3 nós ou quadriláteros com 4 nós.

É possível a consideração de mais de um material, possibilitando, por exemplo, a análise de vigas mistas aço-betão. As propriedades térmicas do aço e do betão dependem da temperatura, de acordo com as expressões definidas nos Eurocódigos.

#### 2.1.2 – Análise do comportamento mecânico

A análise transiente do comportamento mecânico das estruturas usa, como se disse, os resultados da análise térmica previamente efectuada.

Para além do elemento sólido estão também disponíveis no SAFIR elementos de barra e de viga, sendo possível com estes dois últimos modelar estruturas reticuladas tridimensionais.

O elemento de viga baseia-se na hipótese de Bernoulli de que as secções planas antes da deformação se mantêm planas depois da deformação e o efeito do esforço transversal não é tido em consideração. Por outro lado, este elemento não contempla encurvadura local, razão pela qual se devem apenas utilizar perfis com secções da Classe 1 e da Classe 2, tal como são definidas no Eurocódigo 3 [12].

A secção recta dos elementos é discretizada através de elementos finitos aos quais correspondem fibras, sendo em cada ponto de integração longitudinal todas as variáveis, tais como a temperatura, a deformação, a tensão, etc., uniformes em cada fibra. A discretização do elemento de viga através do modelo de fibras permite a consideração de tensões residuais [13] e mesmo a introdução de pré-esforço em estruturas de betão.

O critério de colapso da estrutura é definido como sendo o instante em que a sua matriz de rigidez deixa de ser

definida positiva, não sendo mais possível estabelecer o equilíbrio da estrutura. O programa utiliza a técnica do comprimento de arco, "arc-length", para resolver os problemas de ruína local que por vezes surgem. De facto em estruturas hiperstáticas pode acontecer que a ruína de um dos seus elementos não corresponda ao colapso global da estrutura. É possível que, para além do instante em que ocorre a ruína local, a parte dos esforços que não pode mais ser suportada pelo elemento em questão seja redistribuída pelos outros elementos da estrutura, encontrando esta uma nova posição de equilíbrio.

### 3 – ACÇÕES EM ESTRUTURAS SUJEITAS A FOGO

#### 3.1 – Acções mecânicas

O valor de cálculo dos efeitos das acções em situação de incêndio,  $E_{fi,d,t}$ , deve ser obtido usando-se a seguinte combinação de acidente, definida no Anexo F da parte 2-2 do Eurocódigo 1 [7]:

$$\sum \gamma_{GA} G_k + \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} + \sum A_d(t) \quad (2)$$

onde

- $\gamma_{GA}$  – é o coeficiente de segurança parcial para as acções permanentes em situação de acidente, o qual deve tomar o valor unitário [ $\gamma_{GA} = 1$ ];
- $G_k$  – é o valor característico das acções permanentes;
- $Q_{k,1}$  – é o valor característico da acção variável principal ou dominante;
- $\Psi_{1,1}$  – é o coeficiente de combinação associado à acção variável principal ou dominante [14];
- $\Psi_{2,i}$  – é o coeficiente de combinação associado às restantes acções variáveis [14];
- $A_d(t)$  – é o valor de cálculo da acção resultante da exposição ao fogo e que se traduz no efeito da temperatura sobre as propriedades dos materiais e nas acções indirectas de incêndio a que correspondem os esforços resultantes das restrições às dilatações térmicas.

Para o caso do edifício que nos propomos analisar, edifício da categoria B, segundo o Eurocódigo 1, os valores dos coeficientes de redução associados às acções variáveis estão representados na Tabela 1.

TABELA 1

Valores dos coeficientes de redução associados às acções variáveis

Acções variáveis para edifícios categoria B	Eurocódigo	
	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Sobrecarga coberturas	0	0
Sobrecarga pavimentos	0,5	0,3
Neve	0,2	0
Vento	0,5	0

Para a equação (2) podem definir-se 3 grandes grupos de acções variáveis dominantes, conforme se tome a sobrecarga ( $Q$ ) como dominante – Grupo 1, a neve ( $S$ ) como dominante – Grupo 2, ou ainda, o vento ( $W$ ) como acção variável dominante – Grupo 3.

De uma maneira tabular e simbólica, apresenta-se na tabela 2 o resumo das combinações possíveis.

TABELA 2  
Grupos de acções combinadas

Grupos identificados através das acções variáveis dominantes	Eurocódigo
	$S_d = G_k + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i=1}^2 \Psi_{2,i} Q_{k,i}$
Grupo 1 – Sobrecarga	$S_d = G + 0,5Q + 0,0W + 0,0S$
Grupo 2 – Neve	$S_d = G + 0,2S + 0,0W + 0,3Q$
Grupo 3 – Vento	$S_d = G + 0,5W + 0,0S + 0,3Q$

Após análise da combinação das acções é necessário quantificar as acções correspondentes ao tipo de construção prevista. No que respeita às acções permanentes considerou-se o peso próprio dos elementos estruturais, dos pavimentos, das paredes e da cobertura. Relativamente às sobrecargas, e destinando-se o edifício a fins comerciais (escritórios em geral), os seus valores foram obtidos do Eurocódigo 1, Parte 2-1 [15]. A acção do vento e da neve foi quantificada tendo em atenção a localização e implantação do edifício de acordo com o estipulado no Eurocódigo 1 respectivamente na Parte 2-4 [16] e na Parte 2-3 [17].

Neste trabalho apenas será apresentada a análise da estrutura correspondente à combinação de acções em que o vento figura como acção variável principal. A Fig. 3 mostra o carregamento correspondente a esta combinação de acções.

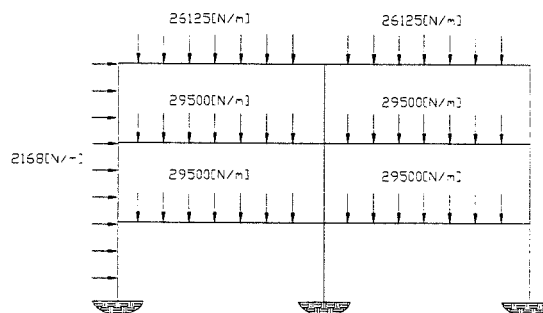


Fig. 3 – Carregamento correspondente à combinação de acções em que o vento é a acção variável dominante

#### 3.2 – Acções térmicas

No que diz respeito às acções térmicas a Parte 2-2 do Eurocódigo 1 [7] estabelece que a temperatura de incêndio pode ser dada em termos de curvas nominais tempo-temperatura ou sob a forma de curvas paramétricas.

As curvas nominais são curvas convencionais que podem ser definidas por uma fórmula simples e que não dependem da dimensão ou do tipo dos edifícios. São assim definidas três curvas nominais:

1. Curva de incêndio padrão ISO 834 (ver Fig. 4);



2. Curva de incêndio para elementos estruturais exteriores;
3. Curva de incêndio de hidrocarbonetos.

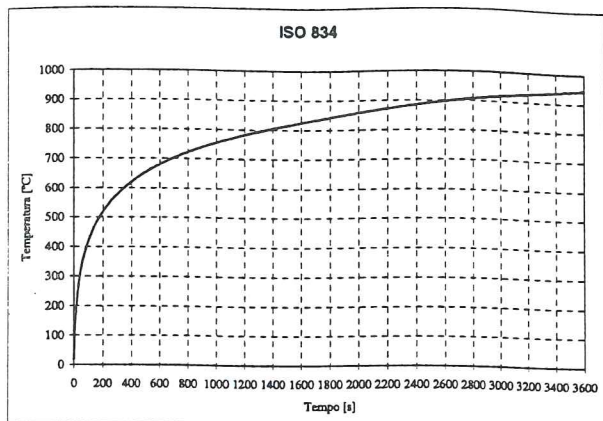


Fig. 4 - Curva de incêndio padrão ISO 834

As curvas de incêndio paramétricas distinguem-se das anteriores por possuírem fase de arrefecimento. Estas curvas pretendem traduzir de modo mais apropriado os incêndios reais e têm em conta os principais parâmetros que influenciam a extensão e o desenvolvimento dos incêndios, ou seja, a dimensão do edifício, o factor de abertura do compartimento de incêndio e a densidade de carga de incêndio.

Neste trabalho utilizou-se, como se referiu, a curva de incêndio padrão ISO 834.

#### 4 - CASO ESTUDADO

Pretende-se fazer o estudo paramétrico da influência da localização do incêndio na resistência ao fogo da estrutura metálica já apresentada na Fig. 2, sendo o aço utilizado do tipo Fe 360.

O dimensionamento da estrutura à temperatura ambiente conduziu à escolha de perfis IPE 450 para as vigas e HEA 300 para os pilares.

Na Fig. 5 estão numerados os diversos tipos de elementos estruturais de acordo com a solicitação térmica a que estão sujeitos, exemplificando-se com os cenários de incêndio correspondentes a fogo no compartimento C3 (Fig. 5 a) ou simultaneamente nos compartimentos C2, C3 e C4 (Fig. 5 b). Assim, por exemplo, o elemento do tipo 1 corresponde a um pilar sem aquecimento, os elementos dos tipos 2 e 5 correspondem respectivamente a pilares com aquecimento num dos banzos e nos dois banzos. Os tipos 3 e 4 correspondem a vigas sem aquecimento e com aquecimento em três lados respectivamente. O tipo 6 difere do tipo 2 apenas no banzo em que é aquecido. A Fig. 6 exemplifica algumas destas situações.

As secções rectas das vigas e dos pilares foram discretizadas com elementos triangulares e quadriláteros, estando representadas na Fig. 7 a) e b) respectivamente partes da malha correspondentes às vigas e aos pilares.

O módulo térmico do programa SAFIR permite calcular, como se disse, a evolução do campo de temperaturas ao longo do tempo, fazendo uma análise não-linear, dado que as propriedades térmicas dos materiais dependem da temperatura e a condição de fronteira radiativa é também não-linear.

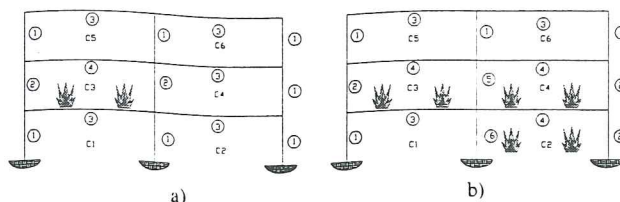


Fig. 5 - Estrutura com indicação das várias secções tipo

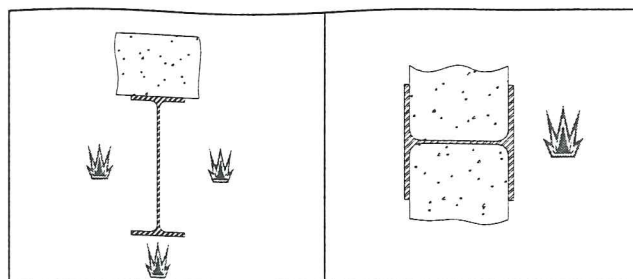


Fig. 6a) - Viga sujeita a fogo em três lados

Fig. 6b) - Pilar sujeito a fogo num dos lados

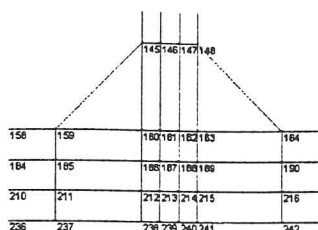


Fig. 7a) - Discretização parcial da secção recta da viga

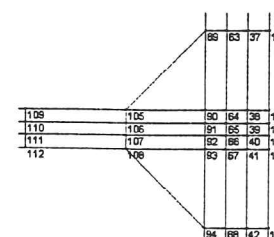


Fig. 7b) - Discretização parcial da secção recta do pilar

Para todos os cenários de incêndio é necessário fazer a análise térmica dos elementos do tipo 2, 4 e 5, os quais estão sujeitos à curva de incêndio padrão já referida.

As Figs. 8 e 9 mostram respectivamente para o pilar 2 e o pilar 5 os campos de temperatura em instantes sucessivos, bem como a curva tempo-temperatura para o nó 14 da malha de elementos finitos utilizada (ver Fig. 7 b). Estas imagens foram obtidas com o Pós-Processador Diamond 2000, especialmente dedicado ao programa SAFIR.

As maiores diferenças de temperatura ocorrem, como seria de esperar, mais no caso do pilar 2 do que no caso do pilar 5. É importante comparar a máxima diferença de temperaturas que se verifica em cada instante e em cada secção recta dos pilares. Na Tabela 3 apresentam-se os diferenciais, para as duas situações.

TABELA 3

*Diferenças máximas de temperatura em cada secção*

Instante de tempo (s)	Máxima diferença de temperatura	
	Pilar 2 (°C)	Pilar 5 (°C)
300	104	95
1200	498	297
3600	822	258

Estes diferenciais evidenciam a necessidade da utilização de métodos avançados de cálculo relativamente a soluções simplificadas, como a que se preconiza no Eurocódigo 3 em que se assume que o campo de tempera-

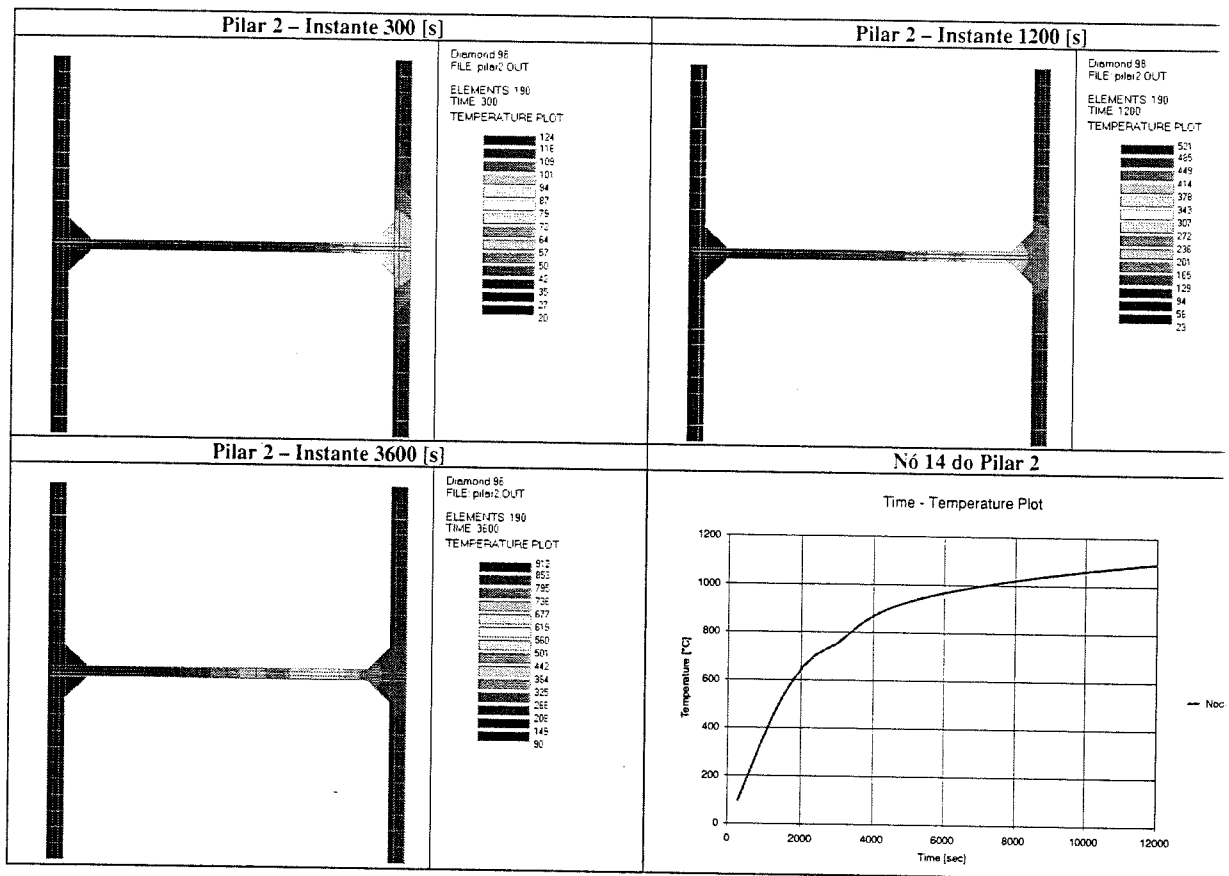


Fig. 8 – Evolução do campo de temperaturas no pilar 2

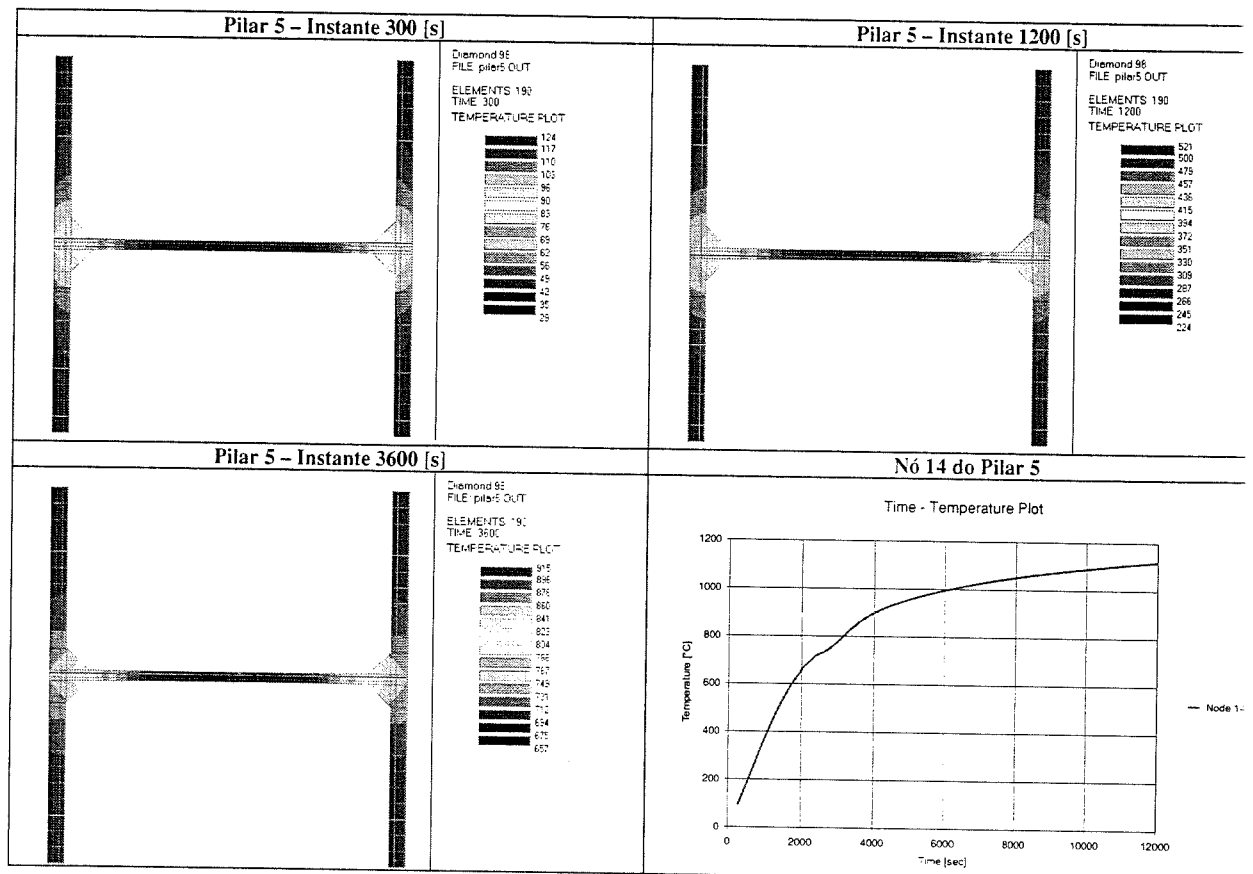


Fig. 9 – Evolução do campo de temperaturas no pilar 5

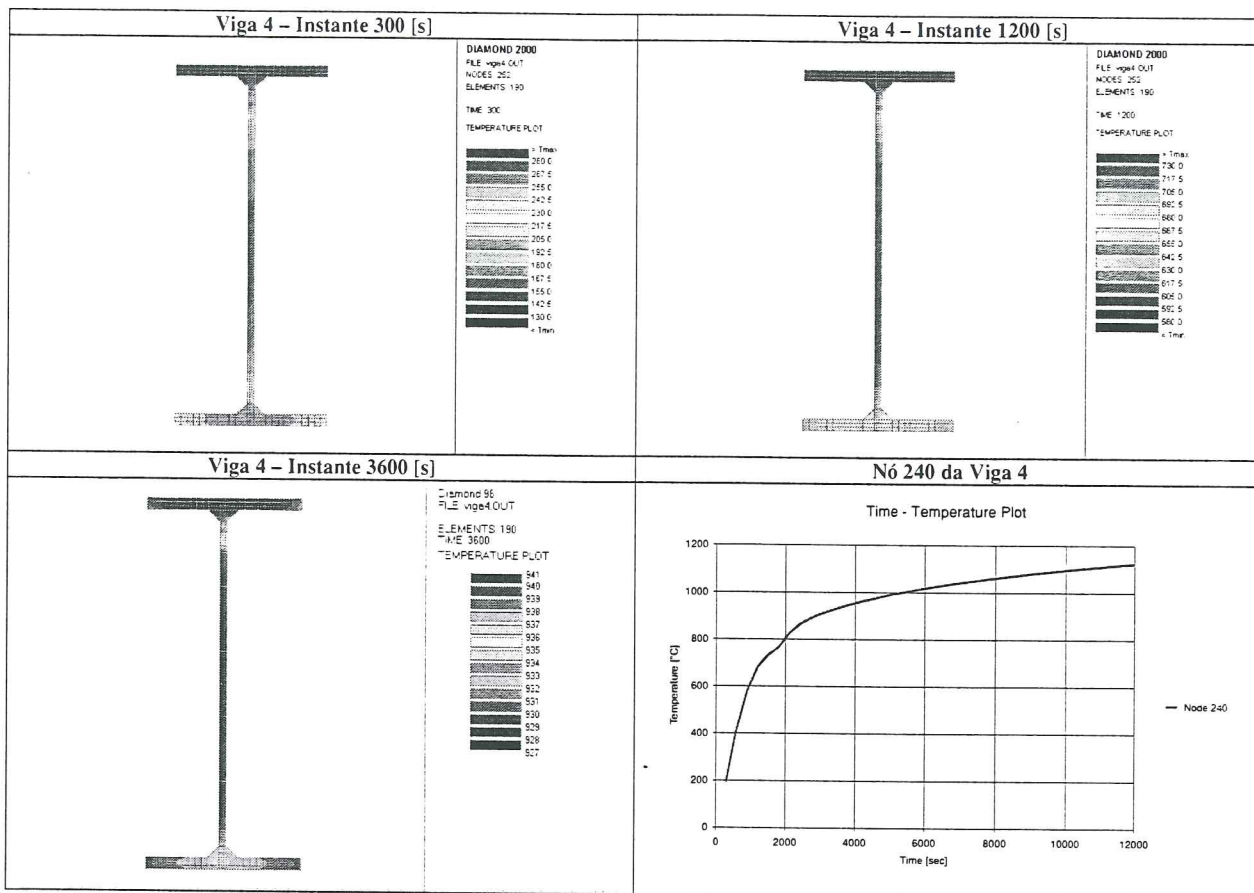


Fig. 10 – Evolução do campo de temperaturas na viga 4

turas é uniforme na secção recta dos perfis, em virtude da elevada condutividade do aço. Como facilmente se compreende, podem ocorrer elevados gradientes térmicos nas secções em análise, os quais podem provocar significativas alterações nos esforços da estrutura.

A Fig. 10 mostra a evolução das temperaturas para o caso da viga do tipo 4, bem como a curva tempo-temperatura para o nó 240 da malha de elementos finitos utilizada (ver Fig. 7 a).

Depois de efectuar o cálculo térmico, procede-se ao cálculo estrutural. A discretização da estrutura utilizada é a que se mostra na Fig. 11.

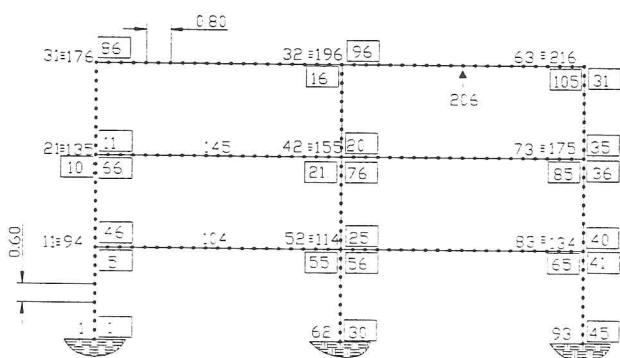


Fig. 11 – Discretização da estrutura. Numeração dos nós e dos elementos (em caixa)

na parte de cálculo estrutural do programa SAFIR. A determinação dos deslocamentos e dos esforços é feita passo a passo, durante o incêndio, até ao momento em que já não é possível estabelecer o equilíbrio. Este instante corresponde à resistência ao fogo da estrutura.

Os elementos finitos utilizados são do tipo Euler Bernoulli, apresentando 3 nós, com um nó central apenas para contemplar a não-linearidade do deslocamento axial [18]. Assim, e para o caso de viga bidimensional, existem dois deslocamentos e uma rotação nos nós das extremidades, em conjunto com o referido grau relativo ao deslocamento axial, num total de 7 graus de liberdade.

A resistência ao fogo da estrutura, correspondente aos vários cenários de incêndio analisados, apresenta-se resumida na Fig. 12, onde estão indicados os tempos em segundos até se atingir o colapso da estrutura.

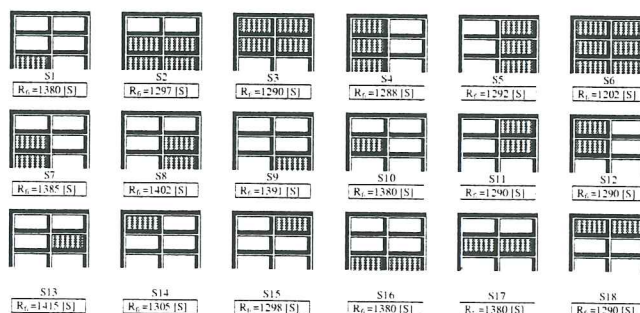


Fig. 12 – Resistência ao fogo para vários cenários de incêndio

As temperaturas, previamente calculadas nos elementos estruturais, são numa segunda fase lidas e introduzidas



Da Fig. 12 pode-se constatar que o cenário de incêndio mais desfavorável para a estrutura em causa corresponde à ocorrência de incêndio simultaneamente em todos os compartimentos do edifício.

O Pós-Processador Diamond 2000 permite também a visualização da deformada da estrutura, bem como a obtenção de gráficos com a evolução de deslocamentos no tempo, o que é mostrado na Fig. 13 para o cenário de incêndio S6. A evolução do deslocamento horizontal e vertical diz respeito ao nó 206, representado na Fig. 11.

A resistência ao fogo da estrutura apresentada fica claramente abaixo dos valores regulamentares [10]. De acordo com o anexo sobre medidas de segurança contra riscos de incêndio a aplicar a estabelecimentos comerciais, no seu ponto 3.2.1. sobre características construtivas é explícito que para este tipo de edifícios, cuja altura não ultrapassa os 9 m, a resistência ao fogo das estruturas deve ser, pelo menos, 30 minutos.

Para solucionar o problema podem ser tentados vários procedimentos:

1. Alterar a gama de perfis utilizados;
2. Proteger os perfis com material termicamente isolante;
3. Considerar o efeito da laje de betão no arrefecimento das vigas metálicas;

4. Considerar a laje de betão como colaborante, ou seja, considerar vigas mistas aço-betão, o que também é possível com o programa SAFIR.

Neste trabalho foram apenas consideradas as soluções 2 e 3. Assim foi feito o cálculo dos campos de temperaturas da viga 4, considerada agora como viga mista, aqui designada por viga 4LT e representada na Fig. 14, onde se mostra também a evolução do campo de temperaturas. O calor é agora absorvido pela laje de betão, resultando a viga metálica com menores temperaturas. Refira-se que no cálculo estrutural não foi considerada a contribuição da resistência mecânica da laje de betão, o seu efeito foi exclusivamente tido em conta na análise térmica.

O cenário de incêndio mais desfavorável, S6, foi de novo analisado, agora com as temperaturas obtidas tendo em conta o efeito da laje de betão nos campos de temperaturas das vigas metálicas. Contrariamente ao que se esperava, a resistência ao fogo da estrutura não melhorou, uma vez que o tempo estimado para o colapso é agora de 1189 s, contra os 1202 s obtidos sem considerar a contribuição térmica da laje. Pensa-se que este comportamento da estrutura deve ao facto de, apesar de as temperaturas das vigas serem menores, os gradientes térmicos serem agora superiores, como se pode verificar na Tabela 4.

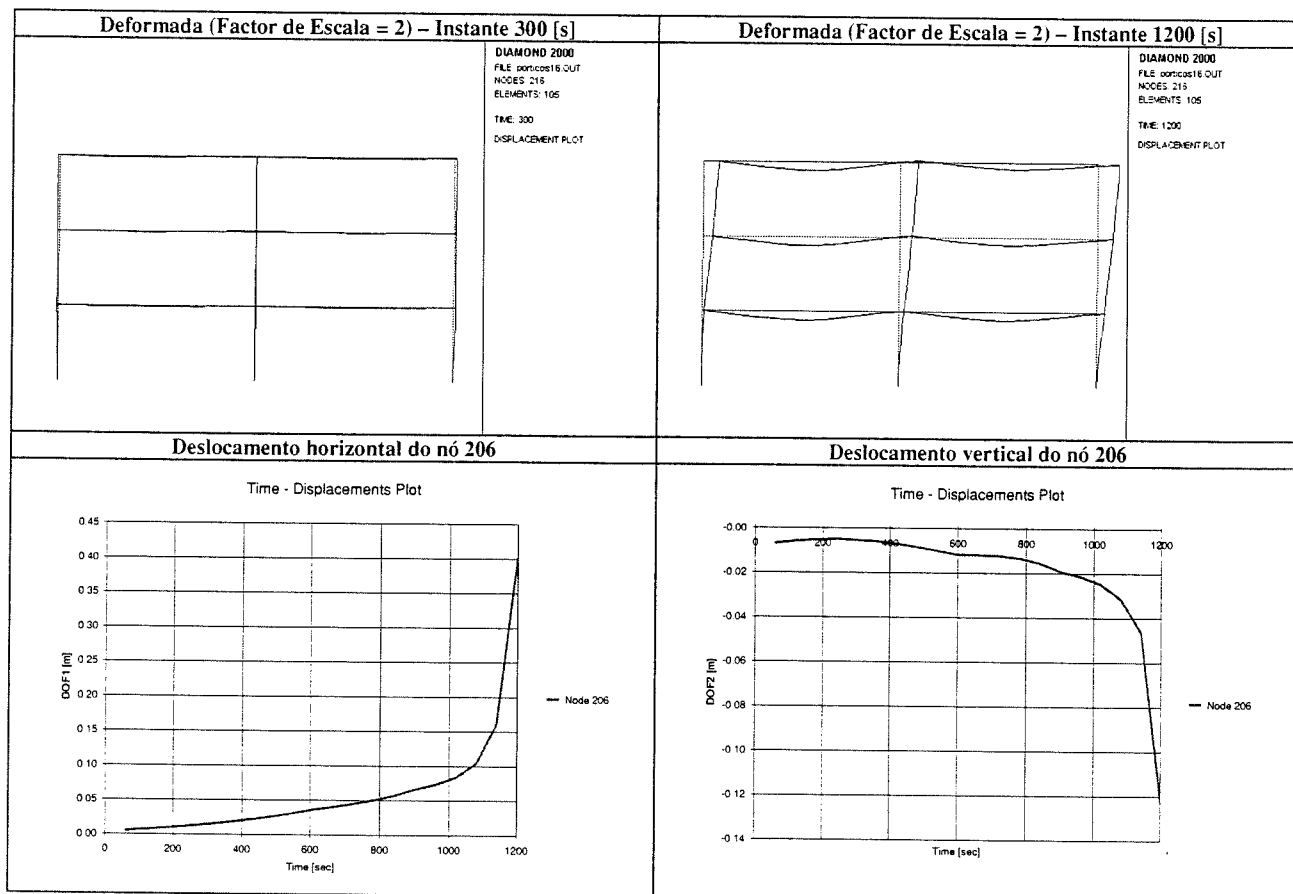


Fig. 13 – Resultados correspondentes ao cenário de incêndio S6

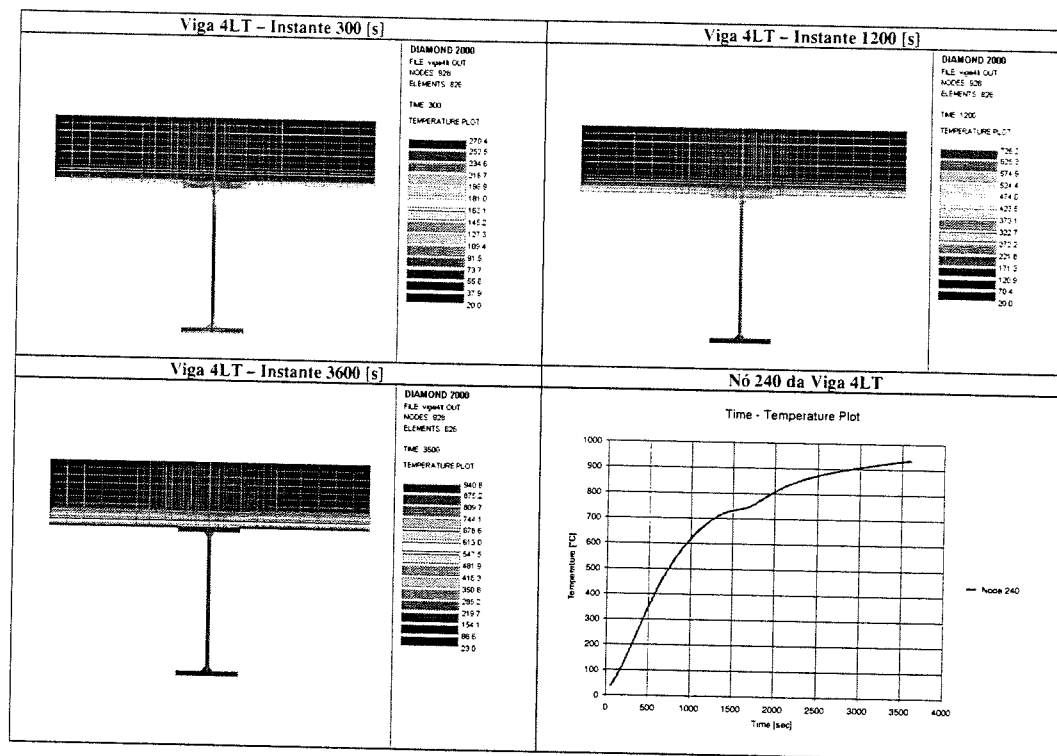


Fig. 14 – Evolução do campo de temperaturas na viga mista 4LT

TABELA 4

*Diferenças máximas de temperatura em cada secção das vigas em análise*

Instante de tempo (s)	Máxima diferença de temperatura	
	Viga 4 (°C)	Viga 4LT (°C)
300	136	180
1200	144	300
3600	14	130

A Fig. 15 mostra a deformada e a evolução dos deslocamentos horizontal e vertical do nó 206 (ver Fig. 11) para o cenário de incêndio S6, considerando-se o efeito térmico da laje de betão.

Numa tentativa de aumentar a resistência ao fogo da estrutura, de modo a serem atingidos os 30 minutos regulamentares, recorre-se agora ao procedimento 2, em que se sugere proteger os perfis metálicos contra incêndio. Para o efeito, após a realização de alguns testes, apresenta-se uma solução em que se adopta "Gypsum" como material de isolamento com as seguintes propriedades térmicas: condutividade

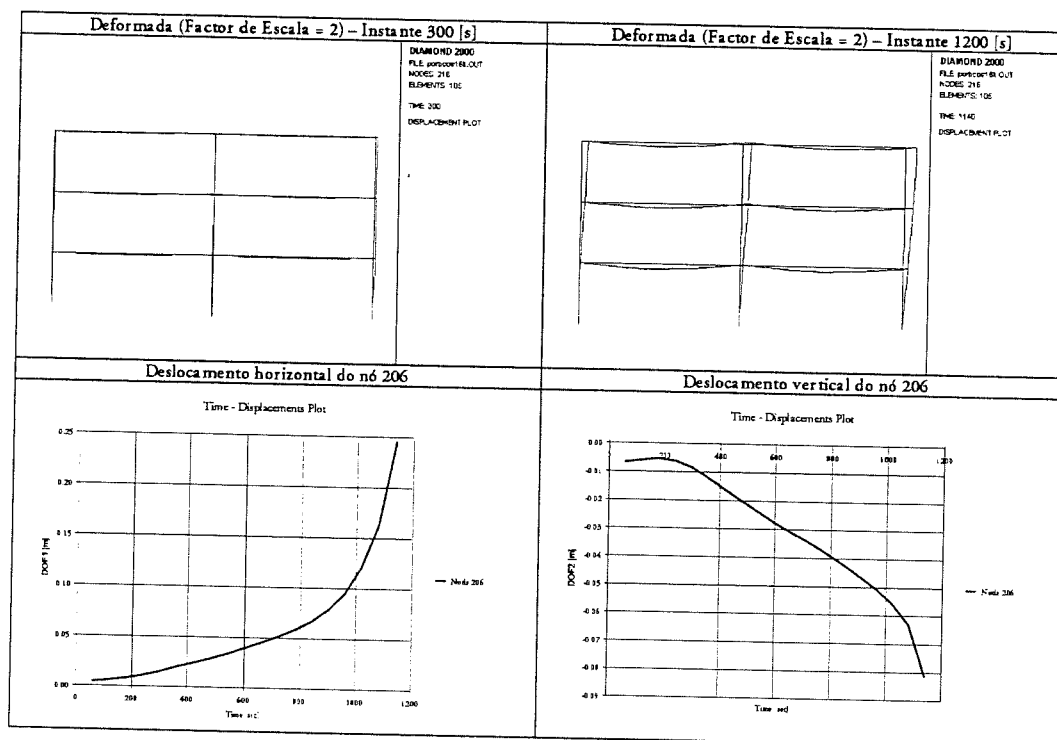


Fig. 15 – Resultados para o cenário de incêndio S6, com contribuição térmica da laje

térmica 0,9 (W/mK). calor mássico 1100 (J/kgK) e massa volúmica 1600 (kg/m<sup>3</sup>).

Considerou-se que o material é colocado ao longo de todo o contorno dos perfis como mostra a Fig. 16, e com uma espessura de 8 mm.

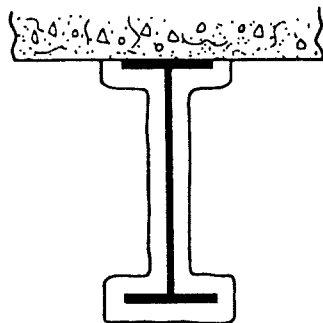


Fig. 16 – Colocação adoptada para a protecção ao fogo

A Fig. 17 mostra os campos de temperatura obtidos quando se usa "Gypsum" como material de protecção ao fogo.

Com a utilização do material isolante a estrutura passou a apresentar uma resistência ao fogo de aproximadamente 30 minutos, de acordo, portanto, com o valor exigido na regulamentação portuguesa em vigor. O comportamento da estrutura apresenta-se na Fig. 18, onde se poderá verificar o andamento da deformada para um instante intermédio e para o instante imediatamente anterior ao do colapso.

Na Fig. 19 sobrepõem-se num mesmo gráfico os deslocamentos do nó 206 (ver Fig. 11), para as três situações analisadas, correspondentes ao cenário S6.

Nessa figura a situação correspondente às vigas desprotegidas está referenciada por \_6, a correspondente à tomada em consideração do efeito térmico da laje por \_6LT e finalmente a situação correspondente à utilização de protecção com "Gypsum" por \_6IS.

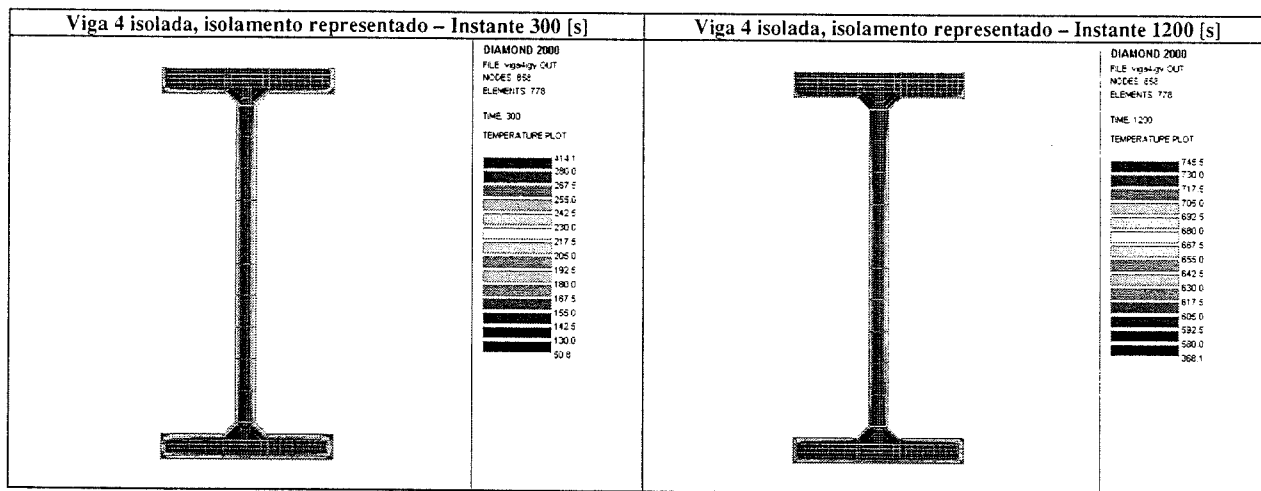


Fig. 17 – Campos de temperatura, no caso de utilização de protecção ao fogo

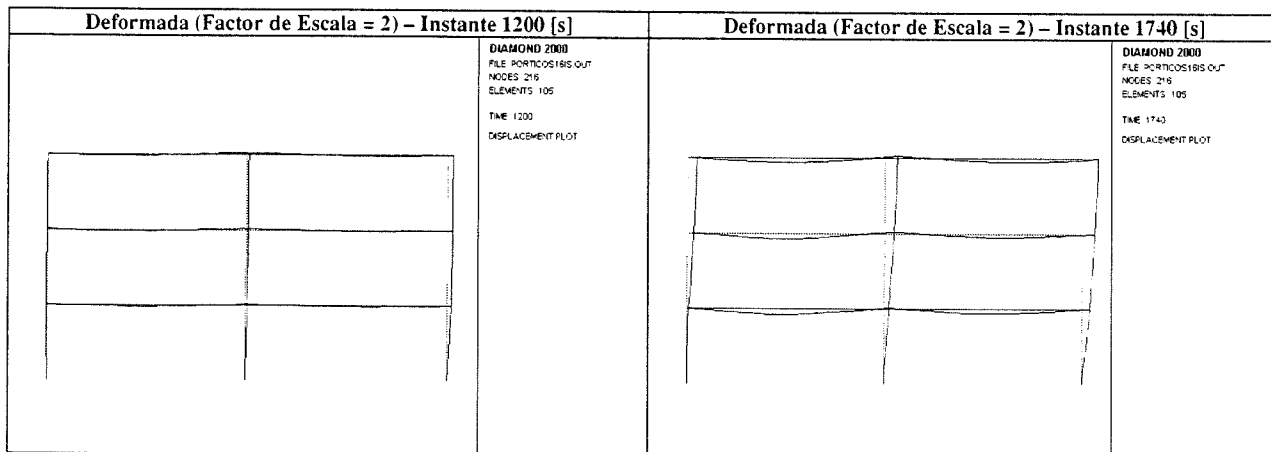


Fig. 18 – Resultados para o cenário de incêndio S6, com isolamento térmico nas vigas

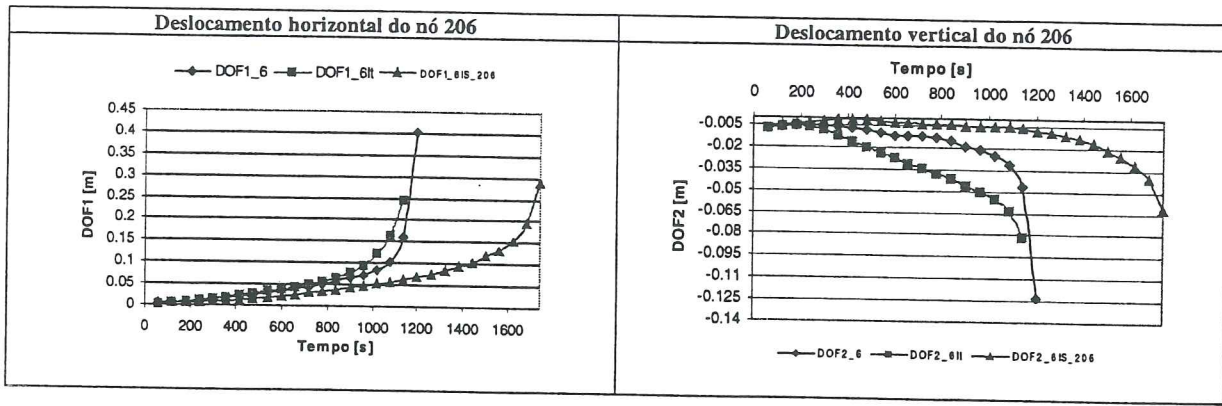


Fig. 19 – Comparação dos deslocamentos do nó 206 para as três situações analisadas

Nas Figs. 20 e 21 representam-se as evoluções no tempo dos momentos flectores respectivamente nos pilares à esquerda dos compartimentos C1, C3 e C5 e nos pilares à direita dos compartimentos C2, C4 e C6. Pode constatar-se que os momentos correspondentes à situação em que se considera o efeito térmico da laje de betão são sistemática-

mente superiores aos momentos correspondentes às outras duas situações. Este facto pode explicar em parte a ligeira menor resistência ao fogo correspondente àquela situação.

Na Fig. 22 comparam-se os diagramas de momentos flectores para as três situações analisadas relativamente ao cenário de incêndio S6, para o instante que antecede o colapso da estrutura.

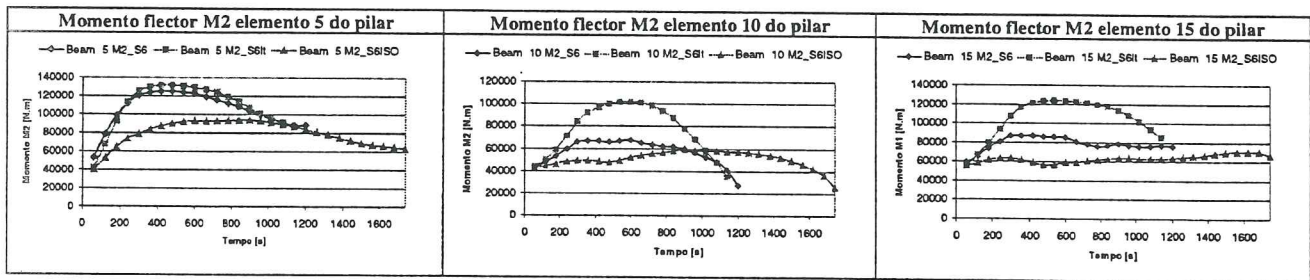


Fig. 20 – Comparação dos momentos flectores nos pilares à esquerda dos compartimentos C1, C3 e C5

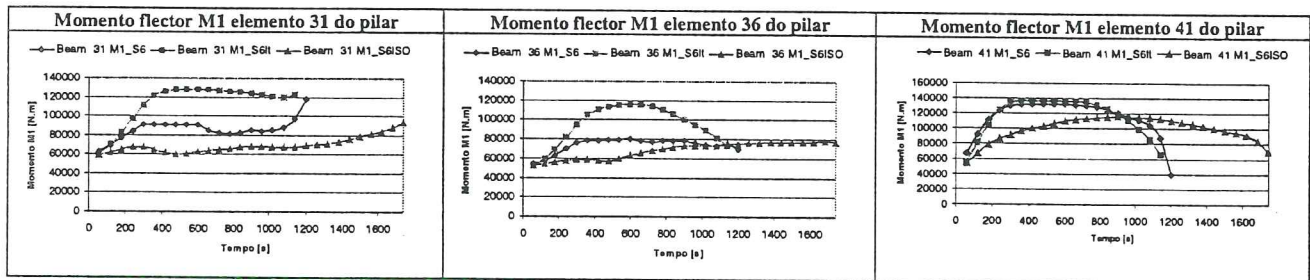


Fig. 21 – Comparação dos momentos flectores nos pilares à direita dos compartimentos C2, C4 e C6

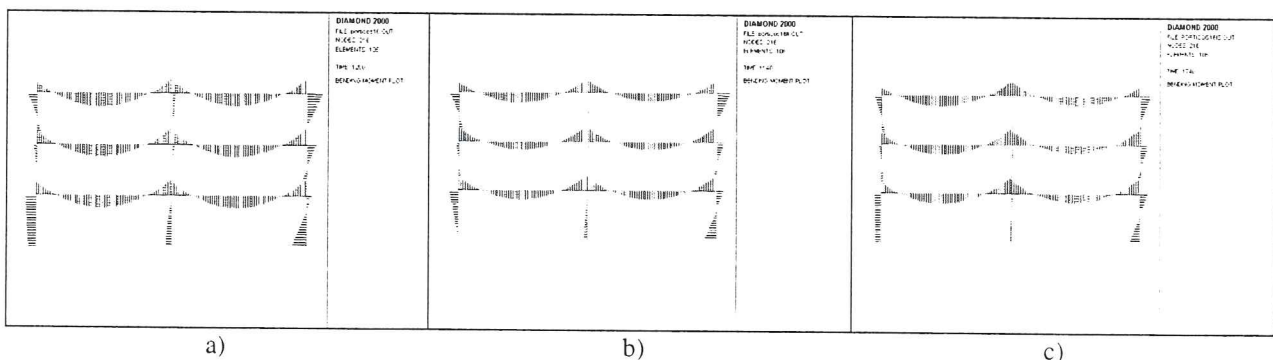


Fig. 22 – Diagramas de momentos flectores, instantes que antecedem o colapso da estrutura para o cenário de incêndio S6. a) vigas desprotegidas sem efeito térmico da laje; b) vigas desprotegidas com efeito térmico da laje; c) vigas protegidas com isolamento térmico



## 5 – CONCLUSÕES

Fez-se um estudo paramétrico da influência da localização de um incêndio num edifício em estrutura metálica.

O método de análise adoptado enquadra-se nos chamados métodos avançados de cálculo preconizados nos Eurocódigos, tendo sido utilizado um programa de elementos finitos para análise não-linear geométrica e material, desenvolvido na Universidade de Liège, especialmente destinado ao estudo do comportamento das estruturas em situação de incêndio. Trata-se de um programa com enormes potencialidades, como ficou demonstrado, que permite o cálculo da resistência ao fogo de estruturas metálicas com ou sem protecção, de estruturas mistas aço-betão e ainda de estruturas de betão.

## AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi desenvolvido no âmbito do projecto n.º PBIC/C/CEG/2446/95, intitulado *Modelação Numérica do Comportamento das Estruturas Metálicas Sujeitas a Altas Temperaturas*, financiado pela FCT – Fundação para a Ciência e a Tecnologia.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [ 1 ] CABRITA NEVES, I. – *Betão estrutural – Resistência ao Fogo e Eurocódigos*, Betão Estrutural, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, pp. 305-318, 1994.
- [ 2 ] *Regulamento de Segurança contra Incêndio em Edifícios de Habitação*, Dec.-Lei n.º 64/90 de 21 de Fevereiro.
- [ 3 ] *Normas de Segurança contra Risco de Incêndio a Aplicar a Estabelecimentos Comerciais (incluindo Anexo sobre Medidas de Segurança contra riscos de Incêndio a Aplicar em Estabelecimentos Comerciais)*, Dec.-Lei n.º 61/90 de 15 de Fevereiro.
- [ 4 ] *Medidas Cautelares Mínimas contra Riscos de Incêndio a Aplicar aos Locais e Seus Acessos Integrados em Edifícios onde Estejam Instalados Serviços Públicos e da Administração Central, Regional e Local, Instituições de Interesse Público e Entidades Tuteladas pelo Estado*, Resolução do Conselho de Ministros, n.º 31/89.
- [ 5 ] *Regulamento de Segurança contra Risco de Incêndio em Centros Urbanos Antigos* – Dec.-Lei n.º 126/89 de 16 de Dezembro.

- [ 6 ] *Regulamento de Empreendimentos Turísticos (incluindo Anexo II relativo às Medidas de Segurança contra Incêndios a que se refere o art.º 76)*, Decreto Regulamentar n.º 8/89 de 21 de Março.
- [ 7 ] CEN, ENV 1991-2-2 – *Eurocode 1 – Basis of design and actions on structures – Part 2-2: Actions on structures – Actions on structures exposed to fire*. February 1995.
- [ 8 ] CEN, ENV 1993-1-2 – *Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design*. November 1993.
- [ 9 ] CEN, ENV 1994-1-2 – *Eurocode 4 – Design of Composite steel and concrete structures – Part 1-2: Actions on Structures - Actions on structures exposed to fire*. February 1995.
- [10] KRUPPA, J. – *Vérification de la Résistance au Feu par les Eurocodes*, *Construction Métallique*, n.º 2, pp. 57-65, 1998.
- [11] FRANSSEN, J. M. – *SAFIR – Numerical program for materially and geometrically non-linear analysis of structures exposed to fire*. Institut du Génie Civil, Service Ponts et Charpents, Université de Liège.
- [12] CEN, ENV 1993-1-1 – *Eurocode 3 – Design of Steel Structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings*. December 1992.
- [13] VILA REAL, P. M. M.; FRANSSEN, J. M. – *Numerical Modelling of Lateral Buckling of Steel I Beams Under Fire Conditions – Comparison with Eurocode 3*, submetido para publicação in *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier Science Limited, Dezembro de 1998.
- [14] CEN, ENV 1991-1 – *Eurocode 1 – Basis of design and actions on structures – Part 1: Basis of design*. October 1994.
- [15] CEN, ENV 1991-2-1 – *Eurocode 1 - Basis of design and actions on structures – Part 2-1: Actions on Structures – Densities, self weight and imposed loads*. February 1995.
- [16] CEN, ENV 1991-2-4 – *Eurocode 1 – Basis of design and actions on structures – Part 2-4: Actions on Structures - Wind actions*. February 1995.
- [17] CEN, ENV 1991-2-3 – *Eurocode 1 - Basis of design and actions on structures - Part 2-3: Actions on Structures - Snow loads*. February 1995.
- [18] FRANSSEN, J. M. – *Contributions à la Modélisation des Incendies dans les Bâtiments et de Leurs Effets Sur les Structures*, Thèse présentée en vue de l'obtention du grade d'Agrégé de l'Enseignement Supérieur, Année académique 1997-1998.