



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO E DO DESPORTO  
Universidade Federal de Ouro Preto  
Escola de Minas  
Departamento de Engenharia Civil  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

---

## **INVESTIGAÇÃO DOS MECANISMOS DE COLAPSO DE UM PISO MISTO AÇO-CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

AUTOR: MARCELO ALVES PIZA

ORIENTADOR: Prof. Dr. Antonio Maria Claret de Gouvêia

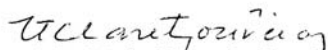
Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte integrante dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, área de concentração: Construção Metálica.

Ouro Preto – MG  
Agosto de 2008

**INVESTIGAÇÃO DOS MECANISMOS DE COLAPSO DE UM PISO  
MISTO AÇO-CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

**AUTOR: MARCELO ALVES PIZA**

Esta dissertação foi apresentada em sessão pública e aprovada em 30 de agosto de 2008, pela Banca Examinadora composta pelos seguintes membros:



Prof. Dr. Antônio Maria Claret de Gouvêia (Orientador / UFOP)



Prof. Dr. Jaime Florencio Martins (UFOP)



Prof. Dr. Francisco Carlos Rodrigues (UFMG)

À minha família.  
Ao professor Claret.

## **AGRADECIMENTOS**

À Deus por todas as oportunidades que tive na vida.

À minha mãe e meu pai, exemplos de dignidade e caráter, pelo de incentivo.

À minha irmã, amiga de todos os momentos.

Ao professor Claret, fonte de conhecimento, pelos longos anos de dedicação.

Aos muitos amigos conquistados ao longo da vida pelas horas de descontração e alegria.

À Escola de Minas e à UFOP pelo conhecimento adquirido.

## **RESUMO**

Descreve-se a pesquisa numérica destinada a investigar os mecanismos de interação estrutural definidores do colapso estrutural em incêndio. Uma estrutura de piso misto de aço e de concreto é escolhida como protótipo constituindo-se em um compartimento interno de um edifício de 5 andares. Diversas hipóteses de proteção passiva estrutural são investigadas, determinando-se a temperatura em que ocorre o colapso global e buscando-se identificar a barra estrutural que falha e o mecanismo determinante do colapso. As conclusões indicam que o colapso numérico pode diferir significativamente do colapso físico. A viabilidade da proteção passiva também é evidenciada, quando se comparam as temperaturas de colapso nas diversas hipótese de proteção.

## ***ABSTRACT***

In this work a numerical investigation on the mechanisms of structural collapse in fire is described. A structure of a composite floor typical of a 5 storey-building is taken as a prototype and analyzed under some known fire conditions. In each case passive fire protection plans are adopted and the global collapse temperature is determined. The conclusions indicate that numerical collapse may differ significantly from physical collapse. The partial fire protection feasibility is shown when collapse temperatures are compared.

## ***SUMÁRIO***

<b><i>RESUMO</i></b>	v
<b><i>ABSTRACT</i></b>	vi
<b><i>LISTA DE FIGURAS</i></b>	xi
<b><i>LISTA DE TABELAS</i></b>	xv
<b><i>CAPÍTULO I: INTRODUÇÃO</i></b>	1
1.1 – APRESENTAÇÃO DO TEMA	1
1.2 – OBJETIVOS	3
1.2.1 – Objetivos Gerais	3
1.2.2 – Objetivos Específicos	3
1.3 – JUSTIFICATIVAS	4
1.4 – METODOLOGIA	4
1.5 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	9
<b><i>CAPÍTULO II: O PROBLEMA DA RESISTÊNCIA AO FOGO</i></b>	14
2.1 – GENERALIDADES	14
2.2 – MODELO DE INCÊNDIO	15
2.3 – O MODELO ESTRUTURAL	17
2.3 – ASPECTO NORMATIVO DA RESISTÊNCIA AO FOGO	21
2.3.1 – Generalidades	21
2.3.2 – Consenso Técnico e TRRF's no Brasil	22
2.4 – MECANISMOS DE INTERAÇÃO	27
2.4.1 – O Fogo como Ação Integradora	27
2.4.2 – A Hiperestaticidade na Resistência Global	29
2.4.3 – Mecanismos de Redistribuição de Esforços	30

<b><i>CAPÍTULO III: O MODELO</i></b>	<b>32</b>
3.1 – GENERALIDADES	32
3.2 – A ESTRUTURA	33
3.2.1 – Dimensões	33
3.2.2 – Materiais Considerados	35
3.2.3 – Ações	35
3.3 – CASOS DE PROTEÇÃO	36
3.4 – CÁLCULO DA SOBRECARGA ACIDENTAL	37
3.5 – OS PROGRAMAS TASEF E CEAI	37
 <b><i>CAPÍTULO IV: ANÁLISE DO CASO PILARES E VIGAS SEM PROTEÇÃO – (P.V.S.P)</i></b>	 <b>39</b>
4.1 – ANÁLISE SOB O INCÊNDIO-PADRÃO	39
4.1.1 – Análise a 20% da sobrecarga	40
4.1.2 – Análise a 40% da sobrecarga	42
4.1.3 – Análise a 60% da sobrecarga	45
4.2 – ANÁLISE SOB O INCÊNDIO NATURAL	47
4.3 – CONCLUSÃO	47
 <b><i>CAPÍTULO V: ANÁLISE DO CASO PILARES E VIGAS PRINCIPAIS PROTEGIDOS – (P.VP.P.)</i></b>	 <b>50</b>
5.1 – CASOS DE CARREGAMENTO	50
5.1.1 – Análise a 20% da sobrecarga	51
5.1.2 – Análise a 40% da sobrecarga	54
5.1.3 – Análise a 60% da sobrecarga	57
5.2 – CONCLUSÃO	59

***CAPÍTULO VI: ANÁLISE DO CASO PILARES E VIGAS SECUN-  
DÁRIAS EXTERNAS PROTEGIDOS – (P.VSE.P.)*** 61

6.1 – CASOS DE CARREGAMENTO	61
6.1.1 – Análise a 20% da sobrecarga	62
6.1.2 – Análise a 40% da sobrecarga	64
6.1.3 – Análise a 60% da sobrecarga	66
6.2 – CONCLUSÃO	68

***CAPÍTULO VII: ANÁLISE DO CASO PILARES E VIGAS SECUN-  
DÁRIAS INTERNAS PROTEGIDOS – (P.VSI.P.)*** 70

7.1 – CASOS DE CARREGAMENTO	70
7.1.1 – Análise a 20% da sobrecarga	71
7.1.2 – Análise a 40% da sobrecarga	73
7.1.3 – Análise a 60% da sobrecarga	75
7.2 – CONCLUSÃO	77

***CAPÍTULO VIII: ANÁLISE DO CASO PILARES  
PROTEGIDOS – (P.P.)*** 78

8.1 – CASOS DE CARREGAMENTO	78
8.1.1 – Análise a 20% da sobrecarga	79
8.1.2 – Análise a 40% da sobrecarga	81
8.1.3 – Análise a 60% da sobrecarga	83
8.2 – CONCLUSÃO	85

***CAPÍTULO IX: CONSIDERAÇÕES FINAIS*** 86

9.1 – CARACTERIZAÇÃO DO COLAPSO ESTRUTURAL	86
9.1.1 – O problema da caracterização do colapso	86
9.1.2 – Sugestão de novos trabalhos	86

9.2 – ESTRUTURA PESQUISADA	87
9.2.1 – Elementos colapsados	87
9.2.2 – Sugestão de novos trabalhos	88
9.3 – CURVAS DE AQUECIMENTO	88
9.3.1 – O problema das curvas de aquecimento	88
9.3.2 – Sugestão de novos trabalhos	88
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRAFIAS</b>	<b>89</b>

## ***LISTA DE FIGURAS***

### ***CAPÍTULO I:***

Figura 1 – Temperatura de colapso em pilar à compressão	5
Figura 2 – Temperatura de colapso em viga à flexão pura	6
Figura 3 – Representação do colapso estrutural numérico	8

### ***CAPÍTULO III:***

Figura 4 – Dimensões básicas da estrutura analisada em milímetros	33
Figura 5 – Estrutura adotada, sistema de referência e nomenclatura de barras	34
Figura 6 – Curva Temperatura-Tempo da NBR-5628 (ABNT, 1980)	36
Figura 7 – Curva Temperatura-Tempo Natural	36
Figura 8 – Estrutura discretizada em elementos finitos	37

### ***CAPÍTULO IV:***

Figura 9 – Curvas de elevação da temperatura na estrutura sob o incêndio-padrão (caso P.V.S.P.)	39
Figura 10.a – Deslocamento v – Centro do pilar	40
Figura 10.b – Deslocamentos u e w – Centro do pilar	40
Figura 11.a – Deslocamento v – Centro da viga principal	41
Figura 11.b – Deslocamento v – Centro da viga secundária externa	41
Figura 11.c – Deslocamento v – Centro da viga secundária interna	41
Figura 12 – Deslocamento v – Centro da laje	42
Figura 13.a – Deslocamento v – Centro do pilar	42
Figura 13.b – Deslocamentos u e w – Centro do pilar	43
Figura 14.a – Deslocamento v – Centro da viga principal	43
Figura 14.b – Deslocamento v – Centro da viga secundária externa	44
Figura 14.c – Deslocamento v – Centro da viga secundária interna	44
Figura 15 – Deslocamento v – Centro da laje	44

Figura 16.a – Deslocamento $v$ – Centro do pilar	45
Figura 16.b – Deslocamentos $u$ e $w$ – Centro do pilar	45
Figura 17.a – Deslocamento $v$ – Centro da viga principal	46
Figura – 17.b – Deslocamento $v$ – Centro da viga secundária externa	46
Figura – 17.c – Deslocamento $v$ – Centro da viga secundária interna	46
Figura 18 – Deslocamento $v$ – Centro da laje	47
Figura 19 – Curvas de elevação da temperatura na estrutura sob o incêndio natural (caso P.V.S.P.)	48

## ***CAPÍTULO V***

Figura 20 – Curvas de elevação da temperatura na estrutura (caso P.VP.P)	50
Figura 21.a – Deslocamento $v$ – Centro do pilar	51
Figura 21.b – Deslocamentos $u$ e $w$ – Centro do pilar	52
Figura 22 – Deslocamento $v$ – Centro da viga principal	52
Figura 23.a – Deslocamento $v$ – Centro da viga secundária externa	53
Figura 23.b – Deslocamento $v$ – Centro da viga secundária interna	53
Figura 24 – Deslocamento $v$ – Centro da laje	54
Figura 25.a – Deslocamento $v$ – Centro do pilar	54
Figura 25.b – Deslocamento $u$ e $w$ – Centro do pilar	55
Figura 26 – Deslocamento $v$ – Centro da viga principal	55
Figura 27.a – Deslocamento $v$ – Centro da viga secundária externa	56
Figura 27.b – Deslocamento $v$ – Centro da viga secundária interna	56
Figura 28 – Deslocamento $v$ – Centro da laje	56
Figura 29.a – Deslocamento $v$ – Centro do pilar	57
Figura 29.b – Deslocamento $u$ e $w$ – Centro do pilar	57
Figura 30.a – Deslocamento $v$ – Centro da viga principal	58
Figura 30.b – Deslocamento $v$ – Centro da viga secundária externa	58
Figura 30.c – Deslocamento $v$ – Centro da viga secundária interna	58
Figura 31 – Deslocamento $v$ – Centro da laje	59

## ***CAPÍTULO VI***

Figura 32 – Curvas de elevação da temperatura na estrutura (caso P.VSE.P)	61
33.a – Deslocamento $v$ – Centro do pilar	62
33.b – Deslocamento $u$ e $w$ – Centro do pilar	62
34.a – Deslocamento $v$ – Centro da viga principal	63
34.b – Deslocamento $v$ – Centro da viga secundária externa	63
34.c – Deslocamento $v$ – Centro da viga secundária interna	63
35 – Deslocamento $v$ – Centro da laje	64
36.a – Deslocamento $v$ – Centro do pilar	64
36.b – Deslocamento $u$ e $w$ – Centro do pilar	65
37.a – Deslocamento $v$ – Centro da viga principal	65
37.b – Deslocamento $v$ – Centro da viga secundária externa	65
37.c – Deslocamento $v$ – Centro da viga secundária interna	66
38 – Deslocamento $v$ – Centro da laje	66
39.a – Deslocamento $v$ – Centro do pilar	67
39.b – Deslocamento $u$ e $w$ – Centro do pilar	67
40.a – Deslocamento $v$ – Centro da viga principal	67
40.b – Deslocamento $v$ – Centro da viga secundária externa	68
40.c – Deslocamento $v$ – Centro da viga secundária interna	68
41 – Deslocamento $v$ – Centro da laje	68

## ***CAPÍTULO VII***

Figura 42 – Curvas de elevação da temperatura na estrutura (caso P.VSI.P)	70
43.a – Deslocamento $v$ – Centro do pilar	71
43.b – Deslocamento $u$ e $w$ – Centro do pilar	71
44.a – Deslocamento $v$ – Centro da viga principal	72
44.b – Deslocamento $v$ – Centro da viga secundária externa	72
44.c – Deslocamento $v$ – Centro da viga secundária interna	72
45 – Deslocamento $v$ – Centro da laje	73
46.a – Deslocamento $v$ – Centro o pilar	73
46.b – Deslocamento $u$ e $w$ – Centro o pilar	73

47.a – Deslocamento $v$ – Centro da viga principal	74
47.b – Deslocamento $v$ – Centro da viga secundária externa	74
47.c – Deslocamento $v$ – Centro da viga secundária interna	74
48 – Deslocamento $v$ – Centro da laje	75
49.a – Deslocamento $v$ – Centro do pilar	75
49.b – Deslocamento $u$ e $w$ – Centro do pilar	76
50.a – Deslocamento $v$ – Centro da viga principal	76
50.b – Deslocamento $v$ – Centro da viga secundária externa	76
50.c – Deslocamento $v$ – Centro da viga secundária interna	77
51 – Deslocamento $v$ – Centro da laje	77

## ***CAPÍTULO VIII***

Figura 52 – Curvas de elevação da temperatura na estrutura (caso P.P.)	78
Figura 53.a – Deslocamento $v$ – Centro do pilar	79
Figura 53.b – Deslocamento $u$ e $w$ – Centro do pilar	79
Figura 54.a – Deslocamento $v$ – Centro da viga principal	80
Figura 54.b – Deslocamento $v$ – Centro da viga secundária externa	80
Figura 54.c – Deslocamento $v$ – Centro da viga secundária interna	80
Figura 55 – Deslocamento $v$ – Centro da laje	81
Figura 56.a – Deslocamento $v$ – Centro do pilar	81
Figura 56.b – Deslocamento $u$ e $w$ – Centro do pilar	81
Figura 57.a – Deslocamento $v$ – Centro da viga principal	82
Figura 57.b – Deslocamento $v$ – Centro da viga secundária externa	82
Figura 57.c – Deslocamento $v$ – Centro da viga secundária interna	82
Figura 58 – Deslocamento $v$ – Centro da laje	83
Figura 59.a – Deslocamento $v$ – Centro o pilar	83
Figura 59.b – Deslocamento $u$ e $w$ – Centro o pilar	83
Figura 60.a – Deslocamento $v$ – Centro da viga principal	84
Figura 60.b – Deslocamento $v$ – Centro da viga secundária externa	84
Figura 60.c – Deslocamento $v$ – Centro da viga secundária interna	84
Figura 61 – Deslocamento $v$ – Centro da laje	85

## ***LISTA DE TABELAS***

### ***CAPÍTULO II***

Tabela 1 – TRRF's sugeridos por MALHOTRA & READ (1982) para edificações sem instalação de chuveiros automáticos	23
Tabela 2 – TRRF's prescritos pela Instrução Técnica CB-02-33/94	25
Tabela 3 – Isenções e reduções dos TRRF's na Instrução Técnica N° 08 e na NBR 14432	26
Tabela 4 – Divergências normativas entre Instruções Técnicas de corporações de bombeiros	26

### ***CAPÍTULO III***

Tabela 5 – Dimensões dos perfis de aço	35
--	----

### ***CAPÍTULO IV***

Tabela 6 – Temperaturas máximas	39
Tabela 7 – Tempos de colapso estrutural em minutos	49

### ***CAPÍTULO V***

Tabela 8 – Temperaturas máximas	51
Tabela 9 – Elemento colapsado	60

### ***CAPÍTULO VI***

Tabela 10 – Temperaturas máximas	62
----------------------------------	----

## ***CAPÍTULO VII***

Tabela 11 – Temperaturas máximas	70
----------------------------------	----

## ***CAPÍTULO VIII***

Tabela 12 – Temperaturas máximas	78
----------------------------------	----

## ***CAPÍTULO IX***

Tabela 13 – Elementos colapsados para diferentes configurações estruturais	87
--	----

### **INTRODUÇÃO**

#### **1.6 – APRESENTAÇÃO DO TEMA**

A presente pesquisa trata dos mecanismos de interação estrutural em incêndio, definidores das condições de colapso da estrutura. O tema se insere no grande capítulo da resistência ao fogo de estruturas que, dentro da Engenharia de Incêndio, ocupa e tem ocupado ao longo dos anos grande parte dos pesquisadores nesse domínio.

Os inícios de incêndio são aleatórios (CLARET, 2007), isto é, nenhuma edificação pode-se dizer isenta do risco de início de incêndio. Esse pressuposto remete à Teoria das Probabilidades para estudos do risco de incêndios, mas só é possível com a disposição de dados estatísticos sobre as ocorrências de inícios de ignição em edificações. Mas, o domínio da Engenharia Estrutural de Incêndio se inicia com o desenvolvimento e a propagação de incêndios.

Embora a proteção à vida predomine sobre a proteção patrimonial como objetivo da segurança contra incêndio, os danos à propriedade devidos aos incêndios são geralmente significativos. Aliás, no domínio das práticas sociais, o temor das perdas patrimoniais motiva mais a segurança contra incêndio que a proteção à vida e ao meio ambiente.

A proteção patrimonial é objetivo que se atinge com a prevenção de incêndios e com a resistência ao fogo das estruturas e elementos de compartimentação na edificação. A prevenção atua reduzindo os inícios de incêndios e a probabilidade de ocorrência de incêndios desenvolvidos. A resistência ao fogo se classifica como uma medida de proteção contra os efeitos dos incêndios, notadamente, nesse caso, o calor.

Em uma edificação a resistência ao fogo deve ser habilitada quando um incêndio se desenvolve e tende a se propagar para além do compartimento de origem. Disto decorre que resistência ao fogo é uma propriedade medida no tempo, uma vez que a duração dos incêndios, dependente de diversos fatores como a grandeza da carga de incêndio, a taxa

de ventilação e a presteza do combate, é indeterminada. De fato, o incêndio real é análogo a um ensaio destrutivo e é único cada vez que ocorre (CLARET, 2007).

Em todo o mundo, as normas prescritivas medem a resistência ao fogo pelo tempo que a peça estrutural ou de vedação resiste ao ensaio padrão da NBR-5628 (ABNT, 1980), sendo esse tempo medido, geralmente, em uma escala com intervalos de 30 minutos.

Os critérios normativos de segurança exigem que se conheça a resistência ao fogo da estrutura. Em termos gerais eles podem ser sintetizados na condição  $R_{d,inc,\theta} \geq S_{d,inc}$  onde  $R_{d,inc,\theta}$  é a resistência de cálculo ao fogo da estrutura (ou da peça em particular considerada) e  $S_{d,inc}$  é a solicitação de cálculo da mesma estrutura na situação de incêndio.

Conhecer a resistência ao fogo de estruturas, de subestruturas ou de peças estruturais isoladas é o problema central da Engenharia Estrutural de Incêndio. Não se pode presumir a resistência ao fogo, uma vez que ou se sacrifica a segurança ou a economia. As normas prescritivas, em geral, utilizam métodos puramente empíricos de avaliação da resistência ao fogo. Já a Engenharia de Incêndio, que fundamenta as normas baseadas em desempenho, lança mão do modelamento matemático e numérico-computacional para calcular a resistência de estruturas em incêndio. Nesse caso, a realização de experimentos é necessária como certificação da qualidade preditiva dos modelos utilizados a qual, uma vez verificada, autonomiza o modelo para aplicações em Engenharia.

Os incêndios atuam fragilizando progressivamente as estruturas por degradação mecânica dos materiais nelas empregados, mas são também responsáveis por introduzir esforços térmicos que compõem com os carregamentos externos e o peso próprio o estado de solicitação final da edificação. Duas leis gerais regem o comportamento estrutural em incêndio e, embora ainda enunciadas de forma qualitativa, são importantes como orientação na avaliação global da resistência ao fogo:

- (a) Em incêndio, as partes frias resistem ao que deveriam resistir as partes quentes (CLARET, 2000a);

- (b) Em incêndio, as partes quentes solicitam as partes frias.

Evidentemente essas duas leis gerais tratam de fenômenos ocorrentes em condições distintas, mas são ambas devidas à hiperestaticidade estrutural. Conclui-se que o modelamento estrutural para o fim de determinar a resistência ao fogo deve considerar a hiperestaticidade estrutural.

A presente pesquisa é parte de um projeto que tem como motivação a identificação de mecanismos de interação estrutural tendentes a definir a resistência ao fogo de uma estrutura. Para esse fim, foram definidos os objetivos e a metodologia descritos a seguir. Justificativas e uma revisão da literatura são apresentadas em acréscimo.

## **1.7 – OBJETIVOS**

### **1.7.1 – Objetivos Gerais**

Esta pesquisa se insere em um programa de investigação que visa identificar e caracterizar os mecanismos de interação estrutural em incêndio, ocorrentes em estruturas de pisos mistos aço-concreto parcialmente protegidos.

### **1.7.2 – Objetivos Específicos**

- (a) Dimensionar uma estrutura<sup>1</sup> de piso típica de um edifício de andares múltiplos estruturado em aço;
- (b) Supondo um incêndio compartimentado, determinar a distribuição de temperaturas em pilares, vigas e lajes;
- (c) Para diversos casos de proteção passiva parcial da estrutura, caracterizar a situação em que se verifica o colapso estrutural;
- (d) Estabelecer conclusões gerais sobre os mecanismos de interação estrutural em incêndio definidores do colapso estrutural e sugestões para futuras investigações.

---

<sup>1</sup> A estrutura pode ser entendida como sendo, de fato, uma subestrutura.

## 1.8 – JUSTIFICATIVAS

Da resistência ao fogo da estrutura depende a segurança patrimonial<sup>2</sup>. Para poder certificar a segurança, é necessário que um projeto estrutural em incêndio seja elaborado. O conhecimento dos mecanismos de interação estrutural em incêndio, capazes de definir o colapso estrutural, permite a elaboração de projetos estruturais de comportamento ótimo em incêndio.

Quando a resistência ao fogo não é atingida no tempo requerido pelas normas técnicas, há necessidade de uso de proteção passiva estrutural. Ora, a proteção passiva sempre introduz uma elevação do custo final da edificação. A técnica de proteção parcial (CLARET, 1999; COSTA, 2002; ANDRADE, 2003; FERREIRA, 2006), como meio de otimização da aplicação de proteção passiva em estruturas de aço, é, como se demonstra na literatura citada, meio potencial de redução do custo da proteção passiva, preservando-se os níveis de resistência ao fogo. Por esta razão, a pesquisa dos mecanismos de interação estrutural em incêndio em edificações parcialmente protegidas justifica-se como alternativa para geração de um projeto ótimo quanto ao desempenho em incêndio.

## 1.9 – METODOLOGIA

Utiliza-se a análise computacional para o desenvolvimento desta pesquisa. O programa TASEF (*Temperature Analysis of Steel Elements in Fire*), baseado no método dos elementos finitos, fornece a distribuição de temperaturas na seção transversal de cada elemento estrutural analisado considerando um acréscimo de temperatura ao longo do tempo. O programa aceita a utilização da curva tempo-temperatura do ensaio-padrão da NBR 5628 (ABNT, 1980) bem como admite uma curva de incêndio natural. Ambas as possibilidades são utilizadas nesse projeto.

Depois de obtidos os dados de temperatura ao longo do tempo nos incêndios natural e do ensaio-padrão, procede-se ao lançamento da estrutura no programa CEAI (Comportamento de Estruturas de Aço em Incêndio), (FERREIRA, 2006). A análise da

---

<sup>2</sup> A resistência ao fogo deve ser sempre superior ao tempo de escape dos usuários da edificação.

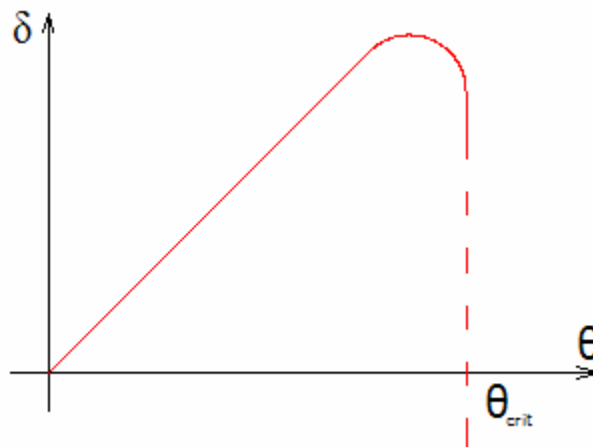
estrutura feita pelo programa CEAI utiliza o método dos elementos finitos. O programa CEAI gera como resultado da análise estrutural tridimensional a deformação da estrutura com acréscimo de temperatura ao longo do tempo. Consideram-se três as possibilidades de caracterização do colapso estrutural:

(a) Colapso normativo;

(b) Colapso físico;

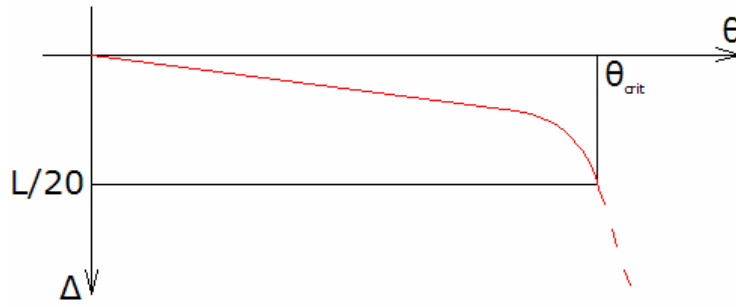
(c) Colapso numérico.

Para o colapso normativo, não há caracterização em normas brasileiras. A norma britânica BS 476 – Part 20 (BSI, 1954) caracteriza o colapso estrutural de pilares de aço isolados como ocorrente à temperatura em que, após a expansão inicial, a peça tem deslocamento resultante ( $\delta$ ) nulo, Figura 1. Denomina-se  $\theta_{crit}$  a esta temperatura de colapso.



**Figura 1 – Temperatura de colapso em pilar à compressão**

Em vigas, a mesma norma britânica associa o colapso a uma flecha máxima no centro do vão igual a 1/30 do vão. Este critério tem origem no ensaio de vigas descrito pela mesma norma e o limite da flecha foi estabelecido apenas como medida de precaução para evitar danos aos equipamentos usados no ensaio. A Figura 2 ilustra a curva típica da flecha no centro do vão,  $\Delta$ , em função da temperatura,  $\theta$ , suposta uniforme no forno.



**Figura 2 – Temperatura de colapso em viga à flexão pura**

Conclui-se que o colapso normativo é meramente convencional. De fato, o aço estrutural tem comportamento plástico e, considerando-se peças isoladas, o limite de deformação só depende das condições de ensaio. Em uma estrutura de piso, o aço é usado em associação com outros materiais e o limite prático das deformações de uma peça de aço dependerá da manutenção da estabilidade das peças estruturais a ela associada.

O colapso normativo teria maior sentido se considerasse o critério de utilização posterior da estrutura, limitando o trabalho de recuperação estrutural. Isto poderia resultar em temperaturas críticas muito baixas e, por consequência, em elevado custo de proteção passiva.

O colapso físico ocorre quando um critério de utilização ou de resistência deixa de ser atendido em face da ação do incêndio sobre a estrutura. Em geral, os critérios de utilização se expressam em função de limites de deformação atingidos a temperaturas relativamente baixas. Os critérios de resistência são expressos pela condição geral

$$R_{inc,\theta} \geq S_{inc} \quad (1)$$

onde  $R_{inc,\theta}$  é a resistência de cálculo da estrutura em incêndio à temperatura  $\theta$ , suposta homogênea no compartimento, e  $S_{inc}$  é a solicitação de cálculo para a combinação de cargas considerada.

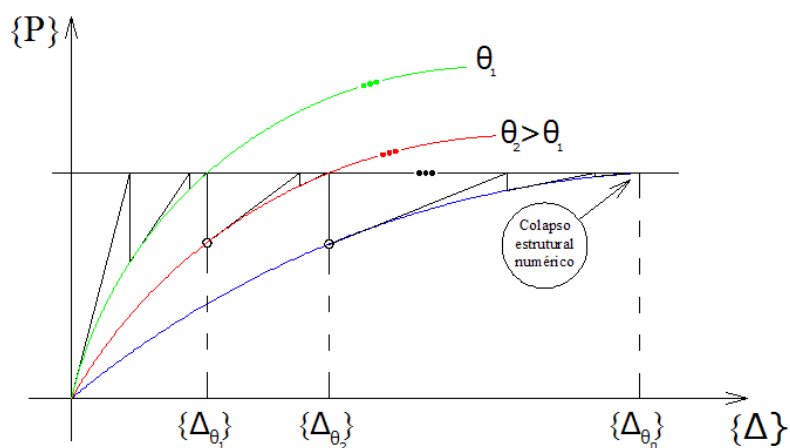
A expressão (1) vale apenas como princípio da análise estrutural em situação de incêndio, uma vez que a estrutura hiperestática em incêndio é uma estrutura em mutação: as propriedades mecânicas dos materiais se degradam com a elevação de temperatura e os vínculos das barras estruturais se transformam, tendendo à liberação de graus de liberdade impedidos a temperaturas mais baixas. Esse fato torna a determinação do colapso estrutural em incêndio uma questão complexa.

A experimentação estrutural é a maneira adequada de determinar o colapso estrutural, mas tem custos proibitivos para se realizar com a frequência necessária. Desse modo, a investigação teórica de mecanismos de interação estrutural em incêndio pode levar à identificação de condições de colapso próprias de determinados tipos de estruturas.

As análises estruturais em incêndio de estruturas hiperestáticas são efetuadas por meio de programas de computador que utilizam o Método dos Elementos Finitos. Estas análises são viabilizadas por algoritmos de linearização passo-a-passo, uma vez que a alteração da rigidez dos elementos com a elevação de temperatura causa a variação da matriz de rigidez global da estrutura. O programa CEAI, utilizado nessa pesquisa, emprega o Método de Newton-Raphson modificado em cada intervalo de temperatura em que a matriz de rigidez é atualizada. A expressão 2 ilustra o Método de Newton-Raphson: partindo de uma matriz de rigidez a uma temperatura  $\theta_i$ ,  $[K(\theta)]^i$ , as sucessivas iterações levam ao equilíbrio que corresponde a um vetor de deslocamentos  $\{\Delta\}^i$  de tal modo que

$$[K(\theta)]^i \{\Delta\}^i = \{P\}^i \quad (2)$$

sendo  $\{P\}^i$  o vetor de ações nodais equivalentes resultantes das cargas externas e daquelas decorrentes das ações térmicas. Quando se faz a elevação de temperatura de  $(\theta_i)$  para  $(\theta_i + \Delta\theta)$ , introduz-se um desbalanceamento entre as forças internas e externas da estrutura. Sendo  $[K(\theta)]^{i+1}$  a matriz de rigidez à temperatura  $\theta_{i+1}$ , novo processo iterativo é empreendido buscando atingir nova posição de equilíbrio configurada no vetor  $\{\Delta\}^{i+1}$ . Quando, à temperatura  $\theta_n$ , o equilíbrio não é mais atingido no número máximo de iterações, tem-se o colapso numérico da estrutura.



**Figura 3 – Representação do colapso estrutural numérico**

O colapso numérico é de difícil interpretação, uma vez que mesmo uma barra de pouca importância na estabilidade global da edificação pode gerá-lo. Nesta investigação o colapso numérico é utilizado na definição da temperatura máxima (ou crítica, nesse sentido) a que resiste a estrutura. Um esforço de interpretação física do comportamento depreendido da análise numérica é feito no sentido de identificar o mecanismo de interação estrutural que gera o colapso.

A estrutura analisada possui vigas mistas de aço e concreto com interação total entre as vigas metálicas e as lajes de concreto armado. As condições de carregamento consideram o peso próprio da estrutura mais 20%, 40% e 60% da sobrecarga de utilização de acordo com o item 6.2.1 da NBR-14323: 1999. O edifício formado por cinco pavimentos-tipo foi dimensionado em temperatura ambiente de acordo com a Norma NBR-8800 (ABNT, 2004) de onde se elegeu o pavimento inferior, conseqüentemente o mais carregado, para o estudo.

Para as situações de incêndio considerou-se a estrutura totalmente desprotegida bem como outras quatro situações de proteção, quais sejam:

- (a) Pilares e vigas principais protegidos;
- (b) Pilares e vigas secundárias externas protegidos;

(c) Pilares e vigas secundárias internas protegidos.

(d) Pilares protegidos.

## **1.10 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

As pesquisas que vêm sendo realizadas no Brasil e em outros países evidenciam que a resistência ao fogo de estruturas mistas de aço e concreto são superiores àquelas obtidas quando se tomam elementos estruturais isolados. Como a utilização do aço na construção civil, no contexto da economia brasileira, considerando, em projeto, os elementos isolados pode tornar-se anti-econômica pelo uso de proteção passiva, as pesquisas de estruturas em incêndio têm-se voltado ao entendimento do comportamento global da estrutura da edificação.

As pesquisas na ciência dos incêndios, desde cedo, voltaram-se para análises via métodos computacionais. Na linha de pesquisa via métodos computacionais, muito já tem sido feito. Alguns testes em elementos isolados e, até mesmo, alguns em escala real foram também realizados, buscando calibrar e mesmo endossar os resultados obtidos via métodos computacionais.

Segundo BAILEY (1995) uma das primeiras pesquisas para análise numérica de elementos de aço sob incêndio foi relatada por WITTEVEEN (1967). Neste trabalho, a temperatura de colapso dos elementos estruturais era estimada por meio de análise plástica onde a tensão de escoamento variava em função da temperatura, considerando expansão térmica livre.

MARCHANT (1972) realizou estudos considerando a degradação tanto do módulo de elasticidade quanto da tensão de escoamento. KNIGHT (1972) buscou avaliar os efeitos da restrição à expansão térmica na temperatura de falha de vigas. CULVER (1972), CULVER et al. (1973) e OSSEMBRUGEN et al. (1973) realizaram estudos que geraram fórmulas simples para o cálculo da tensão de flambagem a altas temperaturas. KRUPPA (1979) desenvolveu um método analítico simplificado para determinar a temperatura crítica de estruturas de aço. Todos os trabalhos acima mencionados basearam-se em análise elastoplástica. IDING e BRESLER (1981) também utilizaram

análise elastoplástica pelo método dos elementos finitos na análise de pórticos de aço e lajes de concreto.

A não linearidade geométrica foi incluída no programa de análise de pórticos planos desenvolvidos por JAIN e RAO (1983). BABA e NAGURA (1985) perceberam, em análise experimental, que a não linearidade física não poderia ser deixada de lado na análise de estruturas sob incêndio.

DOTREPPE et al. (1985) desenvolveram um modelo em elementos finitos para análise plana de vigas mistas aço concreto. Algumas melhorias, introduzidas pelo grupo de pesquisas de *ARBED Recherches*, de Luxemburgo, a esse modelo inicial deram origem ao programa chamado SAFIR cujas versões mais recentes permitem análises de estruturas planas ou tridimensionais em incêndio, considerando não-linearidades física e geométrica (DOTREPPE, 1996).

BURGESS et al. (1988) e EL-RIMAWI (1989) desenvolveram um método para análise plástica de segunda ordem em vigas, com o uso das equações de Ramberg-Osgood para interpolar a relação tensão-deformação do aço submetido a altas temperaturas. OLAWALE e PLANK (1988) utilizaram análise de segunda ordem no método das tiras finitas e também empregaram as curvas tensão-deformação de Ramberg-Osgood.

Vários trabalhos publicados entre 1992 e 1996 utilizaram análise plástica de segunda ordem tridimensional com o emprego do método dos elementos finitos. WANG e LENNON (1992) consideravam análise tridimensional de pórticos mistos com ligações semi-rígidas. JEYARUPALINGAM e VIRDI (1992), a partir de um modelo para análise inelástica de pilares a temperatura ambiente (VIRDI et al., 1973), desenvolveram um modelo para análise estrutural a altas temperaturas que, posteriormente, resultou no programa FAUST para análise tridimensional de pórticos mistos, com ligações semi-rígidas.

O programa INSTAF, com origem nos trabalhos de EL-ZANATY e MURRAY (1983), para análise do comportamento bidimensional de pórticos de aço recebeu contribuição de NAJJAR(1994) que incluiu a análise tridimensional a altas temperaturas e BAILEY (1995) que incluiu efeitos de flambagem lateral com torção, uso de elementos de casca em lajes e ligações semi-rígidas, bem como incluiu o tratamento da reversão da

deformação no resfriamento, culminando assim no programa VULCAN. A validação do programa foi feita através de uma série de ensaios em escala real e um edifício de oito pavimentos com vigas e pisos mistos aço-concreto, em Cardington, Inglaterra, como é descrita em BURGESS e PLANK (2000).

Pelo programa VULCAN pode-se obter a resposta estrutural de edifícios em vários cenários de incêndio, variando-se também as distribuições de temperaturas tanto na seção transversal quanto ao longo do comprimento dos elementos. As ligações semi-rígidas podem ser modeladas via elementos de mola com curvas momento-rotação-temperatura específicas. As lajes são representadas por elementos de casca de 4 nós que podem ser conectados em um ponto nodal comum aos elementos unidimensionais de viga-coluna, modelando assim a interação total entre lajes e barras estruturais. Tensões térmicas devidas ao aquecimento do concreto também são incluídas, COSTA (2001).

No Brasil, SOUZA JR (1998) desenvolveu, em elementos finitos, uma ferramenta que realiza análise plástica de segunda ordem de pórticos planos de aço em situação de incêndio. Uma formulação de grandes deslocamentos e pequenas deformações foi utilizada.

CLARET, BURGEEES e PLANK (1999) propuseram uma técnica de proteção parcial em parte do vão de vigas, visando redução dos altos custos de proteção contra incêndios. Esta análise realizada através do programa VULCAN mostrou possível uma economia de 20 a 30% no custo da proteção passiva.

COSTA (2001) também estudou a técnica de proteção parcial no centro do vão de vigas e de proteção parcial lateral no início e na extremidade do vão. Ambas mostraram-se econômicas quando comparadas a técnicas convencionais de proteção, no entanto, para o caso da proteção lateral, registrou-se a dificuldade da aplicação da proteção passiva nas ligações dos elementos estruturais.

CARVALHO (2002) investigou a resistência ao fogo de pilares de aço isolados com diferentes condições de extremidades. Relações paramétricas para o cálculo da temperatura crítica em pilares isolados sem proteção foram pesquisadas com a obtenção de curvas de resistência ao fogo em pilares desprotegidos e parcialmente protegidos.

ANDRADE (2003) investigou a temperatura crítica de pilares com extremidades bi-rotuladas e proteção passiva aplicada às mesas de perfis laminados. Os resultados apresentaram curvas de resistência ao fogo de uso prático, mostrando também a viabilidade do uso da técnica da proteção parcial com economia no custo final da edificação.

FERREIRA (2006) determinou curvas de dimensionamento de pilares de aço em incêndio com o emprego da técnica da proteção passiva parcial. Em paralelo, formulou a extensão do método simplificado da NBR 14323 (ABNT, 1999) para o dimensionamento de pilares de aço parcialmente protegidos em situação de incêndio.

Em 2005, a equipe de pesquisadores do Laboratório de Análise de Riscos em Incêndio – LARIn propôs ao CNPq um projeto de pesquisa que se intitulou “Mecanismos de Interação Estrutural em Incêndio”. Dois projetos de pesquisa preliminares, CORREA (2004) e ANDRADE (2005), foram conduzidos nessa área.

CORREA (2005) tratou da resposta em incêndio de uma estrutura de piso, mista de aço e concreto, com laje, quatro pilares, quatro vigas de borda principais e duas vigas secundárias. As dimensões em planta dessa estrutura eram 9m de largura por 6m de profundidade. Conquanto fosse adotada a simetria na distribuição das barras verticais e horizontais, a estrutura não era simétrica quanto aos vínculos. Esse fato representou uma fonte de complexidade analítica em incêndio, porquanto não foi possível identificar modos de deformação típicos da estrutura, mesmo quando foram adotados esquemas de proteção parcial simétricos.

ANDRADE (2005) investigou o comportamento estrutural de uma estrutura de piso, mista de aço e concreto, geometricamente idêntica à que foi adotada por CORREA (2004). Os perfis de aço foram dimensionados especificamente para esse caso e as condições de vínculo eram simétricas: vigas principais de borda apoiadas sobre os pilares e vigas internas secundárias apoiadas sobre as vigas principais. As conclusões desse trabalho foram semelhantes às de CORREA (2004).

Uma limitação dos dois trabalhos citados anteriormente refere-se à distribuição de temperaturas nos perfis de aço em incêndio. Não dispondo de programa adequado para

esse fim, à época, utilizava-se uma distribuição de temperatura baseada na observação experimental<sup>3</sup> de que a temperatura na mesa protegida é cerca de 85% da temperatura da mesa inferior. A temperatura da mesa inferior era determinada pela equação de aquecimento do perfil sem proteção.

A pesquisa ora descrita insere-se no projeto que se dedicou a investigar, no período de início de 2006 a 2008, os mecanismos de colapso estrutural em incêndio. O ponto de partida é uma estrutura de piso-misto, física e geometricamente semelhante às adotadas por CORREA (2004) e ANDRADE (2005), mas simétrica quanto à disposição dos vínculos. Quanto à distribuição de temperaturas decorrentes do incêndio, adotou-se o histórico obtido pelo programa TASEF, considerando as hipóteses do ensaio-padrão e do incêndio natural.

---

<sup>3</sup>Esta observação foi comunicada ao Prof. A M Claret por pesquisadores que compuseram a equipe de análise estrutural do projeto *Cardington Fire Tests*.

### **O PROBLEMA DA RESISTÊNCIA AO FOGO**

#### **2.2 – GENERALIDADES**

Os procedimentos para dimensionamento de estruturas de aço em situação de incêndio são especificados pela NBR 14323 (ABNT, 1999). Na seção 8 desta norma é apresentado um procedimento chamado de “Método Simplificado”, aplicável a barras prismáticas de perfis laminados ou soldados, pilares e vigas mistas e também a lajes com formas de aço incorporadas. Em sua seção 9, a mesma norma refere-se ao chamado “Método avançado de análise estrutural e térmica”. No que segue, avaliam-se criticamente as soluções propostas pela NBR-14323:1999 para o problema da resistência ao fogo de uma estrutura.

Nesta pesquisa o que se denomina “problema da resistência ao fogo” de uma estrutura pode ser visto de duas formas a saber:

- (a) a certificação da resistência ao fogo de uma dada estrutura por um certo tempo TRF (tempo de resistência ao fogo) mínimo;
- (b) o projeto de uma estrutura de modo a lhe atribuir uma resistência ao fogo máxima TRRF (tempo requerido de resistência ao fogo).

Na primeira forma do problema de resistência ao fogo, trata-se de determinar, a partir da estrutura conhecida, o mínimo de resistência ao fogo que se pode assegurar que ela tenha em um incêndio especificado em norma. Na segunda forma, o problema consiste na determinação de um plano de proteção passiva que pode envolver algumas ou todas as barras estruturais de modo a lhe atribuir uma resistência ao fogo requerida.

Em ambas as formas, três fatores influenciam de modo especial sobre a resposta estrutural, quais sejam:

- (a) o modelo de incêndio;
- (b) o modelo estrutural;
- (c) o critério definidor de colapso.

## **2.2 – MODELO DE INCÊNDIO**

A seção 8 da NBR-14323/1999, que trata do Método Simplificado de dimensionamento sob ação de altas temperaturas, pressupõe a utilização do incêndio-padrão, definido na NBR-5628 (ABNT, 1980). O incêndio-padrão deveria ser tratado como ensaio-padrão, visto que não representa um incêndio de fato, com suas normais fases de aquecimento, propagação e resfriamento, mas sim uma curva de elevação de temperatura em função do tempo em fornos de pequeno volume.

O ensaio-padrão é muito conservador quando considerado em análise de estruturas sob incêndio. Sua curva temperatura-tempo, monotonicamente crescente, não permite uma adequada interpretação da resposta estrutural em incêndio, uma vez que omite as fases de resfriamento e extinção. Assim sendo, o incêndio-padrão é um importante limitador de qualquer método de análise do comportamento em incêndio.

Apesar de compatível com outros modelos uniformes de dimensionamento, a NBR 14323 (ABNT, 1999) restringe-se à avaliação da resistência ao fogo no ambiente do incêndio-padrão. Afirma-se na seção 8 desta norma que uma barra estrutural, para ser considerada segura, deve resistir durante o TRRF à elevação uniforme de temperatura no compartimento.

O emprego do ensaio-padrão como modelo de incêndio compartimentado, para fins de verificação da estabilidade estrutural, é compatível com TRRFs da ordem de 30min que correspondem a temperaturas ambientes inferiores a 850 °C. Para TRRF maiores, embora o gradiente térmico seja muito menor, as temperaturas ambientes muito elevadas levam, em geral, à solicitação em excesso da estrutura em relação à situação esperada em um incêndio real o que causa, em geral, exigência de proteção passiva.

O emprego de curvas de incêndio natural pode ser associado ao Método Simplificado, seja diretamente, seja via Método do Tempo Equivalente. A associação direta consiste em se admitir uma curva de incêndio natural no compartimento incendiado e, a partir dela, calcular a elevação de temperatura dos elementos estruturais utilizando as expressões fornecidas em norma.

O Método do Tempo Equivalente é previsto na Instrução Técnica N° 8/2004 do Corpo de Bombeiros da Polícia Militar do Estado de São Paulo em uma versão muito conservadora, mas, ainda assim, aplicável com resultados favoráveis à economia em relação ao simples emprego do ensaio-padrão. Nesse caso, considerando que o incêndio real esperado pode ser circunstancialmente menos severo que o ensaio-padrão, o TRRF normativo é substituído por um TRRF calculado que considera a grandeza da densidade de carga de incêndio no compartimento, a refletância das paredes, o fator de ventilação e as suas características geométricas.

As limitações de uso prático dessas alternativas ao ensaio-padrão são diversas. As curvas de incêndio natural, até o momento, aplicam-se a áreas de piso reduzidas da ordem de 500m<sup>2</sup> como estabelece o Eurocode 3. Ora, freqüentemente esse limite é superado, mormente nas edificações destinadas ao uso industrial, comercial e de escritórios. Já o emprego do Método do Tempo Equivalente encontra limitação na pouca credibilidade junto aos bombeiros oficiais que, muitas vezes, recusam a sua aplicação.

A engenharia de incêndio estrutural emprega exclusivamente modelos de incêndio que geram distribuições uniformes de temperatura. O modelo em duas camadas, muito empregado no controle de fumaça, não é utilizado. Esse fato se deve a que o interesse geralmente recai sobre a resposta estrutural após o desenvolvimento do incêndio, fase em que é razoável admitir-se a camada inferior de pequena espessura. Não há certamente homogeneidade de temperaturas na camada superior, mas não há também grande amplitude entre a máxima e a mínima.

Conclui-se que o uso de modelos de incêndio naturais, quando aplicáveis, com base em estimativas adequadas das propriedades do compartimento é, até o momento, a alternativa que pode resultar em estimativas mais justas da resistência ao fogo

estrutural. Nos casos em que não se aplicam os incêndios naturais, o Método do Tempo Equivalente é a opção adequada. Se não aceito pelas autoridades oficiais, emprega-se o ensaio-padrão, mas, para não onerar excessivamente o projeto estrutural com proteção passiva, é necessário refinar o modelo estrutural aproveitando tanto quanto possível a hiperestaticidade estrutural.

## 2.3 O MODELO ESTRUTURAL

O processo normativo de certificação da segurança estrutural exige que o responsável técnico pelo projeto estrutural em incêndio estime a resistência real da estrutura e determine, se for necessário, a aplicação de proteção passiva, ou a previsão de proteções ativas coadjuvantes capazes de reduzir o risco de desenvolvimento de incêndio a um nível socialmente aceitável. Conclui-se que o modelo estrutural tem relevante papel na economicidade da solução adotada no problema de resistência ao fogo.

A definição do modelo estrutural deve ocorrer para as solicitações admissíveis à temperatura ambiente concomitantemente com a sua definição para as solicitações a altas temperaturas. Entretanto, raramente essa situação ideal ocorre em projetos de pequeno e médio portes<sup>4</sup>, mas tende a se estabelecer como rotina em projetos de grande porte. Na hipótese em que ocorra, as prescrições<sup>5</sup> normativas oficiais incidentes sobre a segurança da estrutura em incêndio devem ser conhecidas *a priori*. Os caminhos analíticos possíveis são, então, os seguintes:

- (a) análises estruturais utilizando elementos isolados;
- (b) análises estruturais utilizando subestruturas;
- (c) análises estruturais utilizando a estrutura global.

As análises que utilizam elementos isolados, como a que se faz pelo Método Simplificado da NBR 14323:1999, consistem na determinação da temperatura de cada

---

<sup>4</sup>Edifícios horizontais de áreas de piso superiores a 5000m<sup>2</sup> e edifícios de andares múltiplos de 12 ou mais andares, na opinião do autor.

<sup>5</sup>Admite-se aqui a hipótese do ambiente de normalização prescritiva que é dominante no Brasil.

elemento estrutural no TRRF e na verificação de sua resistência, sem proteção, aos esforços solicitantes normativos em incêndio. Não sendo constatada a resistência suficiente, supõe-se a aplicação de um dado material de proteção, determina-se a elevação de temperatura no TRRF e verifica-se a resistência. Quanto à verificação da resistência, pode-se empregar tabelas de base experimental como a fornecida pela norma BS 5950 (BSI, 1986) ou cálculos baseados na teoria dos estados limites como no Método Simplificado da NBR 14323 (ABNT, 1999) ou cálculos avançados com base no Método de Elementos Finitos.

Dentre as três possibilidades de verificação da resistência da barra acima citadas, a de base experimental é a que fornece resultados mais econômicos, quando baseada em condições realísticas de ensaios. Para barras à flexão pura, o ensaio-padrão é realizado com um elemento de viga bi-rotulado, de 4,5m de comprimento, onde a parte exposta ao fogo possui apenas 4 metros, ou seja, com os apoios não expostos ao fogo. O carregamento é exclusivamente formado por carga uniformemente distribuída. Desse modo, tanto as dimensões do vão quanto o carregamento e as condições de vínculo podem não ser boas representações da situação real.

O ensaio-padrão de pilares é feito com barras bi-engastadas, de 3000mm de comprimento livre. O carregamento é axial. De modo semelhante às vigas, esse ensaio-padrão, quanto às dimensões da barra e aos vínculos, pode não corresponder às condições de uso da barra na estrutura.

O cálculo avançado de barras isoladas permite apenas o refinamento do modelo de solicitação da barra, em geral evoluindo de um cálculo elástico linear para um cálculo elástico não linear ou elastoplástico. Entretanto, deve-se avaliar a economicidade desse tipo de análise em casos práticos em que se utiliza o ensaio-padrão que não é boa representação dos incêndios-reais. Isto é, o refinamento do modelo analítico atinge apenas os esforços solicitantes internos, permanecendo a inexatidão das ações externas.

O emprego de subestruturas deve ser considerado em duas circunstâncias, ocorrentes isoladamente ou concomitantemente em uma estrutura de grande porte: o incêndio é compartimentado e parte da estrutura é protegida ou se encontra em área de risco não considerado na normalização prescritiva como, por exemplo, as áreas frias ou externas à

edificação. Em todos os casos, porém, os vínculos estruturais subsistentes a altas temperaturas devem ser considerados, porque podem transmitir esforços significativos das partes aquecidas para as partes frias.

A expressão “análise por subestruturas” significa um modelamento de parte da estrutura para obter sua resposta em incêndio.

Quando se adota a hipótese de incêndio compartimentado, admite-se implicitamente que somente uma parte da estrutura é solicitada a cada desenvolvimento de incêndio possível na edificação, permanecendo o restante à temperatura ambiente. Então, é possível analisar a resposta em incêndio da subestrutura correspondente a cada cenário de incêndio adotado em projeto, considerando-se sua estabilidade como tal e os efeitos transmitidos à parte restante da estrutura. Por outro lado, se uma parte da estrutura é protegida ou se encontra sujeita a risco muito baixo de incêndio, pode-se analisar apenas a subestrutura restante.

Na normalização brasileira, o colapso se caracteriza diante de um estado limite último no tempo requerido de resistência ao fogo. Portanto, apesar de utilizar o incêndio padrão, o colapso é realizado somente no plano teórico, admitindo uma curva de degradação da resistência mecânica do material em função da elevação de temperatura no tempo. Neste caso da norma brasileira, no entanto, é necessário introduzir simplificações quanto ao comportamento da peça em incêndio para viabilizar a determinação do estado limite último.

Modelos estruturais que contemplem a interação entre os elementos estruturais e a redistribuição dos esforços solicitantes em incêndio podem se aproximar da resistência real da estrutura com maior acuidade. A admissão de falha no elemento estrutural isolado como limite de resistência da estrutura, como ocorre no Método Simplificado, pode resultar em altos investimentos em proteção passiva. Por outro lado, a análise da falência global da edificação após a redistribuição dos esforços para os elementos não afetados pode gerar economia considerável em proteção, principalmente quando são usadas as estruturas mistas.

Como apresentado acima, a caracterização do colapso estrutural é um vazio deixado pela normalização brasileira, no entanto, esta conceituação seria essencial para o uso dos métodos avançados descritos na seção 9 da NBR 14323 (ABNT, 1999), visto que neste trabalho analisa-se a resistência global da estrutura e não a resistência de elementos isolados.

Com a análise via CEAI (Comportamento de Estruturas de Aço em Incêndio) pode-se definir uma temperatura de colapso numérico da estrutura visto que na diagonal da matriz de rigidez aparecerá um elemento negativo. Esta temperatura corresponde ao colapso de um elemento estrutural tomado como colapso da estrutura como um todo. Este fato pode ser considerado um problema, pois não considera a importância do elemento estrutural na resistência global da estrutura, ou seja, o efeito da redistribuição dos esforços não pode ser apreciado no limite. Esta deficiência só seria eliminada com uma técnica de redistribuição de esforços antes do colapso total da estrutura.

O método de análise inserido no CEAI utiliza para elevação da temperatura uma lei independente do tempo; entretanto, os elementos inseridos num mesmo ambiente de incêndio recebem aquecimentos coerentes entre si. Subsequentemente à definição da temperatura de colapso, o tempo de resistência ao fogo é obtido de acordo com a lei temperatura-tempo externamente adotada para entrada de dados no CEAI, que pode ser, por exemplo, a curva do incêndio-padrão da NBR 5628 (ABNT, 1980) ou uma curva de incêndio natural.

Como conclusão, tem-se que a resistência global de uma estrutura pode ser determinada em um incêndio traduzido por uma lei tempo-temperatura, para um modelo estrutural dado, como o tempo necessário para se verificar o colapso numérico. Observa-se que a definição é dependente do modelo estrutural e do modelo do incêndio. Então, quanto mais sofisticados ambos os modelos, o estrutural e o de incêndio, mais realista serão os resultados numéricos e mais fiel será a temperatura de colapso da estrutura.

Segundo BURGESS e PLANK (2000), que realizaram pesquisas analíticas em subestruturas utilizando o programa VULCAN, que em seu conceito original se parece bastante com o programa CEAI, com o emprego de temperaturas medidas durante

ensaios, as temperaturas de colapso previstas pelo programa se aproximam daquelas observadas experimentalmente.

Finalmente, entende-se que os resultados previstos pelo método simplificado da norma e pelo método avançado representado pelo uso do CEAI, não são compatíveis conceitualmente e podem apresentar aproximações de situações reais bastante distintas. Portanto, os tempos de resistência ao fogo não são comparáveis, a não ser no custo da proteção passiva gerada por cada uma.

## **2.5 – ASPECTO NORMATIVO DA RESISTÊNCIA AO FOGO**

### **2.3.1 - Generalidades**

TRRF's são os tempos requeridos de resistência ao fogo, ou seja, os tempos aos quais a estrutura de uma edificação deve suportar um incêndio sem sofrer colapso estrutural. No Brasil, estes tempos são definidos pela NBR 14432 (ABNT, 2000) e foram previamente determinados através de uma base histórica proveniente de normas estrangeiras e de tempos estabelecidos na antiga Instrução Técnica CB-02.33/94 (CBPMESP, 1994) do Corpo de Bombeiros da Polícia Militar do Estado de São Paulo – CBPMESP.

Os TRRF's são definidos no Brasil por imposição de leis estaduais e através de *instruções técnicas* do corpo de bombeiros de cada estado e fiscalizados através de *autos de vistoria*. Portanto, as normas técnicas são deixadas em segundo plano, a não ser quando citadas nas *instruções técnicas* adquirindo assim força de lei.

Apesar do caráter subsidiário das normas da ABNT, elas são de grande importância, visto que sua aprovação passa pelo consenso técnico dos diversos estratos sociais interessados e portanto, servem no balizamento das decisões técnicas. Das instruções técnicas, mesmo que não se esperasse que fossem homogêneas, contemplam parâmetros importantes da segurança contra incêndio e ocasionalmente chegam a ser contraditórias, o que dá à normalização da ABNT um papel mais relevante o que lhes cobra um processo contínuo de evolução.

Em um ambiente de projeto baseado em desempenho (MATTEDI, 2006), a norma de segurança poderia ser definida nos seguintes termos: “*toda edificação deve ser segura por um TRRF*”. Poderia-se, portanto, para cada edificação admitir um TRRF baseado em normas ou instruções técnicas e em seguida todos os outros parâmetros de projetos, livres para a criação do projetista. Entretanto, junto ao requisito TRRF, acrescentam-se outros que limitam em muito a liberdade de projetar, mas cumprem os objetivos de segurança, ao menos no plano ideal.

Em países como o Brasil, onde o pensamento do projeto da segurança contra incêndio são basicamente prescritivos, o consenso técnico tem definido os TRRF's. Porém o desenvolvimento de projetos de segurança baseados em desempenho tem levado a uma busca por métodos científicos para a sua determinação. Tendo isto em mente vê-se a necessidade de estabelecer um método de determinação dos TRRF's que considere o risco de desenvolvimento e propagação de incêndio específicos da edificação, mesmo que ainda se resguarde uma parcela da avaliação subjetiva.

### **2.3.2 – Consenso Técnico e TRRF's no Brasil**

A essência do *consenso técnico* é subjetiva, mesmo assim, a determinação dos TRRF's por essa via pode, *a priori*, ocorrer. A observação das edificações existentes, bem como de sua ocupação levam ao consenso técnico quanto ao risco oferecido aos seus ocupantes, bem como aos bens materiais nela instalados. Enquanto por uma via, se determina os riscos de formação e propagação dos incêndios, por outra, mesmo que indiretamente, se determina a segurança. No entanto, riscos e segurança, nesse caso são essencialmente conceitos humanos.

Em um projeto de segurança, a razão custo-benefício deve ser tomada por base, e neste caso, os TRRF's têm uma relação direta com os custos de implantação das medidas de proteção tomadas. O *consenso técnico*, com o desenvolvimento de novas tecnologias, torna-se inadequado, visto que se prende a uma *base histórica* de TRRF's. Se na época de sua adoção havia racionalidade, exige-se ao menos, uma revisão periódica dessa racionalidade em uma sociedade em desenvolvimento.

No Brasil, a base de exigências de segurança contra incêndio foram as instruções técnicas das corporações de bombeiros e normalizações do Instituto de Resseguros do Brasil – IRB. No entanto, ambas as instituições sempre trabalharam tomando por base normas estrangeiras e experiências locais de combate a incêndio.

Após três grandes incêndios, ocorridos entre 1972 e 1974, nas cidades de São Paulo e Rio de Janeiro, as corporações de bombeiros, lideradas pela de São Paulo, com o apoio do Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT, iniciaram o processo de desenvolvimento de pesquisas dentro da Engenharia de Incêndios. Esse processo caracterizou-se pela formação de recursos humanos e pela instalação de laboratórios de ensaios ao fogo.

No início dos anos 80 a empresa estatal SIDERBRAS tentou introduzir no Brasil tecnologias de “*segurança e proteção contra incêndios*” (LIPPI, 1981), entretanto devido aos numerosos fatos políticos ocorridos na época e independentes das corporações de bombeiros, a iniciativa não chegou a se desenvolver.

Mesmo não trazendo uma proposta de tempos de resistência ao fogo, por não ter caráter normativo, o relatório LIPPI (1981) trás importantes diretrizes neste sentido. Entende-se que o grupo de trabalho liderado por Lippi Rodrigues já em 1981 poderia estar preparado para propor uma norma brasileira de tempos de resistência ao fogo, que ainda hoje poderia ser considerada avançada por incorporar princípios da Engenharia de Incêndio.

MALHOTRA & READ (1982), produziram um relatório técnico “*Fire Safety Code for Buildings – Explanatory Memorandum*” que contempla todos os aspectos da segurança contra incêndio de edificações visando à elaboração de normas técnicas via corpo de bombeiros. Porém, quando comparado com o relatório de LIPPI (1981), este é mais avançado no que tange a resistência ao fogo de estruturas por incorporar conceitos de Engenharia de Incêndio. Entretanto, as indicações diretas de tempo requeridos de resistência ao fogo passaram a ser a base de futuras indicações desse tipo. Parte dos tempos sugeridos por MALHOTRA & READ (1982) são apresentados na Tabela 1 abaixo.

**Tabela 1 – TRRF's sugeridos por MALHOTRA & READ (1982) para edificações sem instalação de chuveiros automáticos**

Tipo de edificação	Pavimentos				
	Subsolo	Térreo	1-4	4-8	>8
	TRRF em minutos				
<i>Residenciais multifamiliares</i>	60	30	60	120	180
<i>Escritórios</i>	60	30	60	120	180
<i>Comerciais</i>	60	30	60	120	120
<i>Industriais</i>	120	60	90	120	180
<i>Depósitos</i>	120	60	90	120	180

O decreto 38.069/93 do Governo do Estado de São Paulo institui as exigências mínimas de segurança contra incêndio para incêndio e dava ao Corpo de Bombeiros poderes para estabelecer instruções técnicas específicas. Assim sendo, em 1994 o Corpo de Bombeiros da Polícia Militar do Estado de São Paulo – CBPMESP publicou a Instrução Técnica CB-02-33/94 que estabelecia com força de lei exigências para **“Proteção contra incêndio para Estruturas Metálicas”** (CBPMESP, 1994). Devido ao foco em estruturas metálicas, a instrução técnica representou uma forte restrição ao mercado de estruturas metálicas devido a obrigatoriedade da proteção passiva.

A falta de cultura quanto a utilização de estruturas metálicas pode ter levado as normas de proteção contra incêndio a focarem este tipo de estrutura. Como exemplo, tem-se o Manual Tarifa de Seguro de Incêndio do Brasil – TSIB do IRB, edição 1994, amplamente utilizado no país, afirma textualmente na Circular Normativa Nº 3 de 20 de julho de 1973, á p. 497: *“Experiências de laboratório nos Estados Unidos concluíram que um edifício completamente carregado, em estrutura metálica, sem proteção, sob a ação do fogo, desmoronaria em cerca de 20 minutos”*.

Nos dias atuais, a idéia preconizada pelo texto acima, é rejeitada. Entretanto, quando emitida por um órgão respeitado assim como foi, juntamente com a iniciativa da SIDERBRAS que admitia a necessidade de proteção passiva das estruturas de aço em um contexto de projeto baseado em Engenharia de Incêndio, preservava a presunção de fragilidade do aço ao fogo, vigente nos meios técnicos nacionais.

Quando do lançamento da Instrução Técnica CB-02-33/94 o Corpo de Bombeiros da Polícia Militar do estado de São Paulo tomou por base a consultoria do professor britânico H. L. Malhotra do Fire Research Station, UK. Isto sugere que os TRRF's estabelecidos na Instrução Técnica acima mencionada são baseados em normas

britânicas. Tanto assim é, que comparando a Tabela 2, mostrada abaixo, que apresenta os TRRF's prescritos na Instrução Técnica CB-02-33/94 percebe-se uma tendência geral de atenuação daqueles sugeridos por MALHOTRA & READ (1982), diferindo-se apenas no que tange aos pavimentos térreos, onde a instrução brasileira é mais rigorosa, o que é explicado pela experiência em intervenções do CBPMESP em combate a incêndio neste tipo de edificação.

**Tabela 2 – TRRF's prescritos pela Instrução Técnica CB-02-33/94**

<i>Tipo de edificação</i>	<i>Pavimentos</i>				
	<i>Subsolo</i>	<i>Térreo</i>	<i>1-4</i>	<i>4-8</i>	<i>&gt;8</i>
	<i>TRRF em minutos</i>				
<i>Residenciais multifamiliares</i>	60	60	60	90	120
<i>Escritórios</i>	60	60	60	90	120
<i>Comerciais (Lojas, centros de compras)</i>	90	90	90	120	NA
<i>Industriais de alto risco</i>	120	60	60	NA	NA
<i>Depósito de alto risco</i>	120	60	60	NA	NA

NA = Não se aplica, para casos excepcionais, consultar comissão técnica do CBPMESP.

Em Janeiro de 1995 tem início o processo de elaboração das normas NBR 14323 (ABNT, 1999) e NBR 14432 (ABNT, 2000), através de proposições de diversos setores da sociedade interessados, inclusive as Corporações de Bombeiros. Entre 1995 e 1999, houve a maturação técnica do assunto. Em 1998 consensuou-se os textos-base das normas com o IPT e com o CBPMESP, onde em divergência restava apenas a grandeza dos TRRF's para ocupações industriais e de depósitos. Assim, a publicação da NBR 14323 (ABNT, 1999) ocorreu concomitantemente com a publicação da revisão da Instrução Técnica de tempos de resistência ao fogo do CBPMESP que passou a se chamar Instrução Técnica N° 08, continuamente atualizada desde então.

A semelhança entre a Instrução Técnica N° 08 e a NBR 14432 (ABNT, 2000) exprime a aproximação das opiniões, até então, divergentes rumo ao consenso técnico. No entanto, as isenções dos requisitos de proteção passiva, principalmente em edifícios comerciais, industriais e de depósitos ainda são evidentes, como ilustrado na Tabela 3.

**Tabela 3 – Isenções e reduções dos TRRF's na Instrução Técnica N° 08 e na NBR 14432**

Classe	Área (m <sup>2</sup> ) Acima de 750m <sup>2</sup>	Np ou Classe de Altura		DCI MJ/m <sup>2</sup>		SPK	Divisões de ocupação excepcionadas e redução de TRRF's	
		NBR	IT	NBR	IT		NBR	IT
Todas	≤1500	≤2p	≤2p	≤1000	400	NE	Nenhuma	C2, C3
F	SL	P1 a P3	P1, P2	SL	SL	SL	Vide nota *	Vide nota **
J	SL	P1 a P4	P1 e P2	SL	SL	NE	J-2	J2, J3, J4
J	SL	TE	TE	≤2000	≤2000	NE	Nenhuma	Nenhuma
I	≤5000	≤2p	NP	-	-	-	2 FA	-
Todas	≤5000	-	TE	-	-	EX	-	30 min

Notação: Np=N° de pavimentos; NP=Não permitida a isenção; DCI=Densidade de carga de incêndio; SPK=Chuveiros automáticos; SL=Sem limite; p=Pavimento; NE=Não exigido como condição; EX=Exigido como condição; TE=Edificação térrea; FA=Fachadas de aproximação; \*=Excepcionadas as classes F1, F2, F5, F6 e F8; \*\*=Excepcionadas as classes F1, F2, F5, F6, F7, F8.

Devido à experiência em incêndios e a observação de sua maior ocorrência em determinados tipos de edificações, o consenso técnico revela muito do conhecimento de uma determinada comunidade. No caso das corporações de bombeiros as diferentes experiências têm apresentado discrepâncias entre as instruções técnicas que as vezes revelam desacordo sobre a matéria e até mesmo uma verdadeira falta de fundamentação técnico-científica na fixação dos TRRF's. Um exemplo disto é apresentado na Tabela 4 abaixo. Neste quadro faz-se um comparativo entre as especificações feitas pela CBPMESP e outras duas corporações estaduais com publicações de Instruções feitas em 2006, aqui denominadas por CB-X e CB-Y.

**Tabela 4 – Divergências normativas entre Instruções Técnicas de corporações de bombeiros**

Ocupação	Divisão	Classe (altura)	TRRF's		
			CBPMESP	CB-X	CB-Y
Industrial	I1	P2	30	00	NE
	I2	P2	30	00	NE
	I3	P2	60	60	NE
Depósitos	J1	P2	30	00	NE
	J2	P2	60	00	NE
	J3	P2	60	00	NE
	J4	P2	CT	00	NE
Comerciais	C1, C2, C3	P2	60	00	NE
Serviços Profissionais	D1, D2, D3, D4	P2	60	00	NE

Notação: NE=Não exigido para nenhuma das classes; CT=Definido em comissão técnica do CBPMESP; 00=TRRF não exigido para a Classe P2, mas exigido para classes superiores.

As discordâncias apresentadas na Tabela 4 são evidências da subjetividade da estimativa de tais índices. Como a aplicação de proteção passiva influencia diretamente

no custo da estrutura metálica, um mesmo empreendimento sofre diferentes impactos dependendo do local de sua implantação. Esta constatação, por um lado, pode restringir drasticamente o mercado de estruturas metálicas e por outro causar insegura nas mesmas.

Em resumo, o *método do consenso técnico*, para a afiação dos TRRF's apresenta as seguintes desvantagens:

- a. Subjetividade: os requisitos de resistência ao fogo são afixados conforme a experiência em combate a incêndio pelos órgãos que as estabelece.
- b. Homogeneidade: os parâmetros de segurança não consideram determinadas peculiaridades do projeto em questão. Dentro da mesma classe os TRRF's são definidos homogeneamente.
- c. Não uniformidade: em regiões com as mesmas características climáticas e de uso, mas submetidas a instruções normativas diferentes como pode ocorrer em empreendimentos instalados em diferentes estados, podem estar sujeitos a requisitos com diferentes grandezas e até mesmo a requisitos contraditórios.
- d. Inadequação a métodos avançados de projeto: a fixação dos TRRF's, *a priori*, não se insere nos ambientes de projeto onde o desempenho da edificação pode ser considerado em projeto.

## **2.6 – MECANISMOS DE INTERAÇÃO**

### **2.4.1 – O Fogo como Ação Integradora**

Para o efeito de dimensionamento de estruturas, algumas hipóteses são definidas em projeto, como, por exemplo, o tipo de ligação entre os elementos, as ações às quais estão submetidas, deformação de materiais entre outras. Para o caso do dimensionamento e da estrutura trabalhando a temperatura ambiente, estas hipóteses podem ser tomadas como válidas, e na prática comportam-se da maneira esperada.

Usualmente, devido a complexidade dos cálculos envolvidos, utiliza-se da subdivisão da estrutura analisada em elementos para o seu dimensionamento. A subdivisão mais comum consiste em lajes descarregando em vigas e estas por sua vez nos pilares atingindo enfim as fundações. Sendo que cada elemento de cada subdivisão é isoladamente dimensionado e para isso admite hipóteses de engastamento, apoio móvel ou apoio fixo.

Apesar de facilitar o trabalho de dimensionamento, e de a baixas temperaturas esta subdivisão corresponder às expectativas de uso da edificação, a estrutura quando submetida a altas temperaturas comporta-se de maneira diferente de quando analisada a baixas temperaturas.

O caso mais evidente desta diferença de comportamento é a ação de membrana em lajes. A baixas temperaturas, a principal ação submetida pela laje é a flexão e por conseqüência seu dimensionamento é feito utilizando-se as ações do momento fletor somente, desprezando o efeito de membrana que a temperatura ambiente possui influencia insignificante na resistência global de um elemento de laje. No entanto, com o aumento da temperatura, a ação do momento fletor passa gradativamente a perder importância e o efeito de membrana, por sua vez, a ganhar importância na resistência às ações as quais está submetida o elemento de laje. Apesar das maiores deformações apreciadas no elemento, até mesmo pela diferença entre os tipos de esforços principais considerados a baixas e altas temperaturas, este ainda resiste às ações a altas temperatura onde pelo dimensionamento a flexão seriam considerados colapsados.

O fogo, portanto, solicita de forma diferenciada a estrutura de quando considera-se esta como fria. Ao solicitar de forma diferenciada, exige também de forma diferenciada a resposta da estrutura e com isso algumas das hipóteses tomadas como válidas no dimensionamento a frio podem não mais ter validade. Um caso interessante é a questão do engastamento de vigas onde estas são consideradas contínuas sobre pilares. Com a ação de um incêndio em um determinado ambiente cabe perguntar se a viga pode ser considerada como engastada e portanto suportando as ações de momento fletor no trecho seguinte de viga. Esta questão é particularmente importante quando a estabilidade global da estrutura depende deste engastamento, pois a sua retirada de serviço pode levar a estrutura ao colapso.

## **2.4.2 – A Hiperestaticidade na Resistência Global**

Como é sabido a hiperestaticidade de uma estrutura é fundamental para a resistência global de uma edificação. No caso de uma estrutura isostática, a perda de resistência de um elemento, a ação de um esforço não previsto, a perda de um apoio pode levar a estrutura ao colapso. No caso de uma estrutura hiperestática o colapso é muito mais dificultado, pois antes que ele aconteça, ocorre o rearranjo dos esforços dentro do elemento que o suporta. Um exemplo deste fenômeno é o caso de formação de rótulas plásticas em vigas por excesso de sobrecarga. Para o caso de uma viga biengastada, o esforço excessivo atinge o momento de plastificação do material e a viga passa a trabalhar, por exemplo, como bi-apoiada sem que com isso venha a colapsar. No caso de vigas isostáticas o excedente de carregamento levaria obrigatoriamente o elemento, se não a estrutura global, ao colapso.

No caso de estruturas sob incêndio, o fenômeno da hiperestaticidade é particularmente importante. Quando do início do fogo, este encontra-se confinado a um determinado ambiente da edificação e portanto somente os elementos estruturais daquele ambiente encontram-se sob a ação das altas temperaturas. Esta região passa a se comportar de forma diferenciada das demais, e pode se apoiar nas regiões da estrutura ainda a baixas temperaturas. O fenômeno da hiperestaticidade nas partes frias permite que esses elementos passem a absorver o carregamento não mais absorvido nas regiões mais quentes. No caso do colapso de uma região de pilar entre dois pavimentos, por exemplo, pelo efeito de membrana, mais acima descrito, pode ocorrer o apoio do trecho de lajes e vigas até então apoiados neste pilar colapsado, no restante da estrutura que permanece fria. A estrutura neste caso pode, pelo efeito da hiperestaticidade, permanecer não colapsada possibilitando ao menos o resgate aos ocupantes da edificação. Tal fenômeno seria impensado em estruturas isostáticas, pois o colapso de um elemento configuraria no colapso da estrutura. Este tipo de configuração estrutural isostática requer ainda um gasto muito grande com proteção passiva, pois nenhum elemento estrutural pode chegar ao colapso, pois isto representaria o colapso global da edificação.

### **2.4.3 – Mecanismos de Redistribuição de Esforços**

Como descrito acima, para o dimensionamento de estruturas, algumas hipóteses são admitidas. No entanto presume-se, com isso, que a estrutura irá trabalhar durante toda a sua vida útil com as características previstas pelas hipóteses. As hipóteses admitidas apesar de garantirem a segurança nas edificações podem significar um custo mais elevado de implantação do projeto, pois não consideram a característica comprovada, porém muito pouco estudada, das estruturas de redistribuição de esforços.

Os métodos de cálculos utilizados atualmente baseiam-se na definição de um sistema estrutural que por sua vez é dimensionado para resistir aos esforços atuantes sem considerar, por exemplo, a influência da retirada de um elemento estrutural no suporte das ações.

Um caso simples e muito interessante de redistribuição de esforços é a formação de rótulas plásticas em estruturas hiperestáticas. O exemplo do elemento de viga bi-engastado acima descrito, quando submetido a uma carga uniformemente distribuída, forma a primeira e a segunda rótulas plásticas nos apoios que é justamente o ponto de maior momento fletor. Este elemento de viga então passa a agir como um elemento bi-apoiado. Caso a estabilidade global da estrutura não dependa do engastamento do elemento de viga em questão, a estrutura mesmo com formação das duas rótulas, não colapsaria. Somente com um acréscimo de carregamento, ou perda de resistência do material, como pode ocorrer, por exemplo, com os perfis em aço sob a ação dos incêndios, formar-se-ia uma terceira rótula plástica e o elemento, então, transformaria-se em um mecanismo, vindo então, a colapsar. Como pode-se perceber, a estrutura hiperestática possui uma reserva de segurança muito grande que não é bem explorada. Este fato no caso dos incêndios, implica em um aumento de custos pois quando não se admite a redistribuição dos esforços, impõe-se a proteção passiva a todos os elementos. A admissão da formação de rótulas plásticas no caso de elementos hiperestáticos sob a ação do fogo pode representar uma economia enorme e por consequência uma maior difusão das estruturas metálicas dentro do mercado da construção civil.

Os mecanismos de redistribuição de esforços não são nem totalmente conhecidos nem totalmente estudados mas podem representar uma revolução dentro da engenharia. O

estudo dos mecanismos de redistribuição de esforços abrem um enorme leque de estudos bem como de possibilidades no dimensionamento de estruturas. Quando uma estrutura foge das hipóteses básicas que a geraram elas passam a se comportar muitas vezes de forma inesperada e também não raras, de forma surpreendente. Estruturas que pela hipótese inicial deveriam não mais reagir a esforços após algum sinistro, continuam em trabalho passando a agir sob outra configuração de reações e diferentes formas de apoio geradas através da redistribuição de esforços.

Pelo conhecimento de sua existência e verificação de sua ação na prática das obras civis muitas vezes de forma inesperada, os mecanismos de redistribuição de esforços merecem ser melhor estudados e desvendados, pois se não oferecerem mais resistência às estruturas ao menos permitirão um dimensionamento mais leve e conseqüentemente menos oneroso, pois considerariam o efeito. Outro ponto importante do efeito da redistribuição de esforços é que o seu entendimento não é aplicado a somente um tipo de sistema estrutural ou material para confecção de elementos, o seu entendimento revolucionaria toda a engenharia e teria aplicação em todos os ramos da Engenharia Civil, senão também em outras Engenharias e até mesmo outras áreas do conhecimento.

### O MODELO

#### 3.1 – GENERALIDADES

A investigação numérica do comportamento estrutural em incêndio tem um desafio próprio: a questão da reserva de resistência. Sabe-se, a partir de experimentações realizadas em barras isoladas, que a temperatura máxima admissível em uma barra estrutural, aquecida segundo o ensaio-padrão, depende da razão de carga  $S_{d,inc}/R_{d,inc,\theta}$ . Um coeficiente de reserva de resistência de cálculo pode ser definido como

$$\rho_{d,inc,\theta} = 1 - \frac{S_{d,inc}}{R_{d,inc,\theta}} \quad (3)$$

o que indica quanto da resistência da peça à temperatura  $\theta$  excede a sua solicitação de cálculo em incêndio. Logo, o colapso estrutural será provável apenas após a degradação desta reserva de resistência, o que se revela pela elevação da temperatura final por sua vez correspondente a maior tempo de resistência ao fogo.

Para uma estrutura hiperestática, porém, a questão da reserva de resistência se torna mais complexa, porquanto nem todas as barras estruturais possuem o mesmo coeficiente de reserva de resistência por duas razões: (a) o processo de dimensionamento a temperatura ambiente e o emprego de perfis comerciais, introduzem novas reservas de resistência não avaliáveis no processo de análise da estabilidade em incêndio e fortemente dependentes da barra considerada; (b) a distribuição de temperaturas das barras estruturais não é homogênea, ainda que se admita homogênea a distribuição de temperaturas do ambiente.

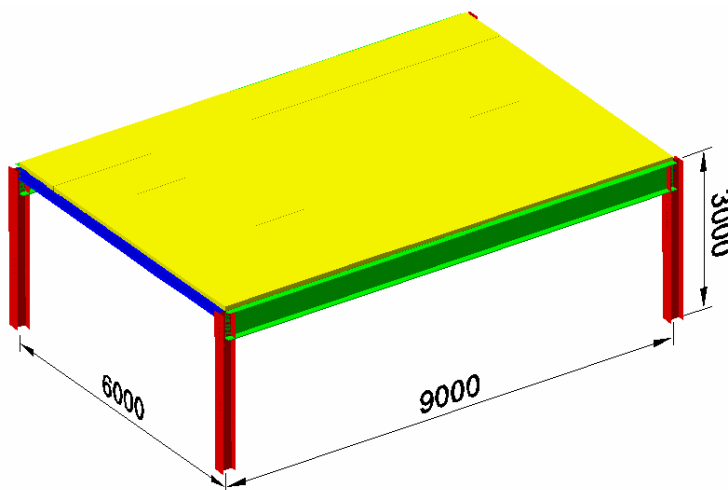
Em incêndios compartimentados, a hiperestaticidade estrutural é solicitada, enquanto perdurarem os vínculos e a rigidez das barras. Portanto, a determinação dos mecanismos de interação estrutural capazes de definir a resistência última ao fogo de uma estrutura é

uma tarefa complexa. Isto posto, no que segue trata-se de descrever um modelo estrutural adequado para os propósitos desta pesquisa.

## **3.2 – A ESTRUTURA**

### **3.2.1 – Dimensões**

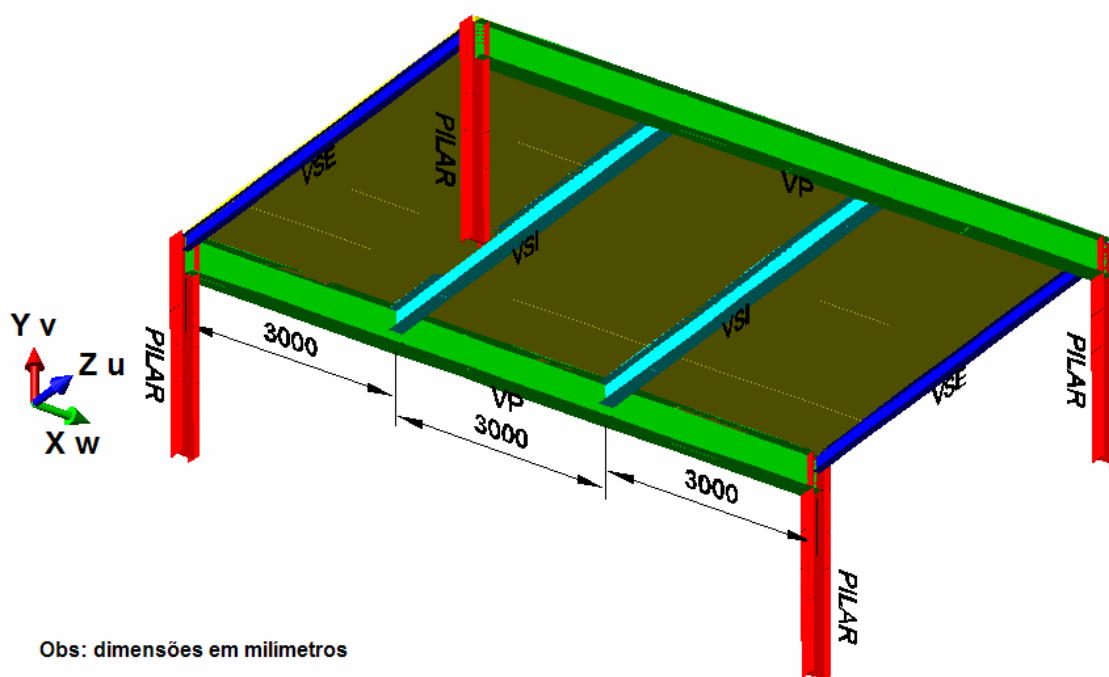
Pelas razões expostas acima, a investigação levada a cabo nesta pesquisa considerou como objeto de análise uma subestrutura típica de estruturas de edificações de múltiplos andares.



**Figura 4 – Dimensões básicas da estrutura analisada em milímetros**

As dimensões correspondem a um compartimento comumente encontrado nas edificações brasileiras.

Esta estrutura é considerada como a parte interna mais inferior de um edifício de cinco pavimentos com elementos simplesmente apoiados que se estabilizam através da ligação com o restante da estrutura da edificação. É composta por elementos em aço e laje de concreto que corresponderia ao piso do pavimento imediatamente superior. A laje é considerada como colaborante no suporte de ações de flexão, portanto, as vigas são consideradas como vigas mistas. A Figura 5 ilustra a estrutura adotada, o sistema de referência e a nomenclatura das barras estruturais.



**Figura 5 – Estrutura adotada, sistema de referência e nomenclatura de barras**

A laje de cobertura possui seis metros de largura, nove metros de comprimento perfazendo cinquenta e quatro metros quadrados e oito centímetros de espessura subdividida em três partes de três metros de largura por seis metros de comprimento, perfazendo dezoito metros quadrados cada. A laje se apóia em seis vigas sendo duas Vigas Principais (VP), duas Vigas Secundárias Externas (VSE) e duas Vigas Secundárias Internas (VSI), que perfazem o contorno das subdivisões da laje, acima descritas. A estrutura é sustentada por quatro pilares ligados às Vigas Principais e às Vigas Secundárias Externas. Todos os elementos são considerados como simplesmente apoiados sendo, portanto, uma estrutura hipostática. A estabilidade global é considerada através do impedimento ao deslocamento horizontal no topo dos pilares.

As vigas e pilares são formados por perfis I em aço e seguem as dimensões especificadas na Tabela 5. Para a determinação das dimensões adotadas realizou-se um pré-dimensionamento. Para efeito da pesquisa o carregamento correspondente a quatro pavimentos superiores, sendo eles o peso próprio e a sobrecarga, foi considerado como carregamento nos pilares da estrutura. Para a determinação das dimensões dos elementos no pré-dimensionamento admitiu-se vigas mistas, dimensionadas de acordo com a NBR-8800: 2004. As vigas mistas foram tomadas como em interação total com as lajes.

**Tabela 5 – Dimensões dos perfis de aço**

<i>Tabela de dimensões de elementos (mm)</i>	<i>Viga Principal</i>	<i>Viga Secundária Externa</i>	<i>Viga Secundária Interna</i>	<i>Pilares</i>
<i>Altura do perfil (d)</i>	500	200	300	250
<i>Largura da mesa</i>	250	100	200	250
<i>Espessura da mesa (tf)</i>	6	5	6	6
<i>Espessura da alma (tw)</i>	5	4	4	6
<i>Comprimento (L)</i>	9000	6000	6000	3000

### 3.2.2 – Materiais Considerados

A laje é considerada como maciça e admitiu-se o concreto com resistência característica  $f_{ck} = 20MPa$  e módulo de elasticidade  $E_{cs} = 21000MPa$ . As vigas e os pilares são formados por aço com limite de escoamento  $f_y = 250MPa$ , e módulo de elasticidade de  $E_s = 205.000MPa$ . Para proteção passiva, quando empregada, fez-se uso de argamassa projetada com densidade de  $260kg/m^3$ .

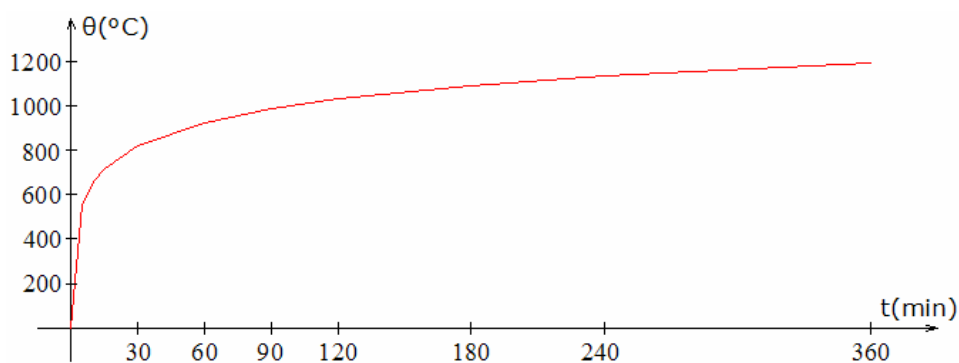
### 3.2.3 – Ações

A sobrecarga considerada para cada pavimento-tipo é de  $3kN/m^2$ , sendo  $2kN/m^2$  de sobrecarga e  $1kN/m^2$  de carga permanente. O peso próprio foi estimado admitindo-se o volume das estruturas multiplicado pela massa específica do aço, no caso de vigas e pilares e do concreto armado, no caso das lajes. Obteve-se o valor de  $2,71kN/m^2$  de peso próprio para cada pavimento tipo que foi considerado distribuído nos  $54m^2$  de área de piso de cada pavimento.

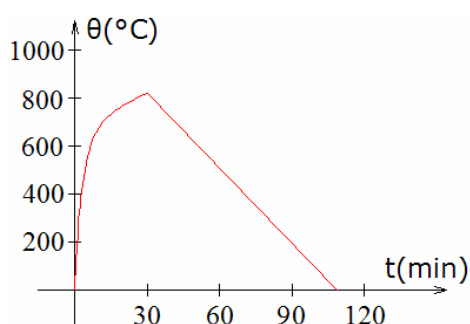
Como a estrutura analisada é parte integrante de um edifício com cinco pavimentos-tipo, o carregamento dos quatro pavimentos tipo superiores foi considerado como carregamento nos pilares da estrutura analisada.

O pré-dimensionamento foi feito de modo a se verificar em cada elemento estrutural um coeficiente de reserva de resistência entre 0,1 e 0,2, garantindo assim níveis de reserva não muito discrepantes que pudessem afetar o resultado final pela disparidade de resistências entre elementos, dificultando assim a identificação dos reais mecanismos de colapso estrutural. Por esta razão os perfis adotados não correspondem a perfis com dimensões existentes no mercado nacional.

Como ação do fogo admitiu-se duas curvas tempo-temperatura implícitas no programa TASEF, sendo a curva do ensaio-padrão da NBR-5628 (ABNT, 1980), apresentada na Figura 6 e uma curva de incêndio natural apresentada na Figura 7. As diferentes curvas de aumento de temperatura em função do tempo foram aplicadas aos perfis desprotegidos, bem como a casos onde os perfis eram considerados protegidos.



**Figura 6 – Curva Temperatura-Tempo da NBR-5628 (ABNT, 1980)**



**Figura 7 – Curva Temperatura-Tempo Natural**

### 3.3 – CASOS DE PROTEÇÃO

Foram adotados as seguintes hipóteses de proteção parcial para análise: (a) caso P.V.S.P. – pilares e vigas sem proteção; (b) caso P.VP.P. – pilares e vigas principais protegidos; (c) caso P.VSE.P – pilares e vigas secundárias externas protegidos; (d) caso P.VSI.P – pilares e vigas secundárias internas protegidos; (e) caso P.P. – pilares protegidos. O material de proteção é a argamassa projetada de  $260\text{kg/m}^3$  com espessura de 30mm nos pilares e 20mm nas vigas. Em cada caso, as hipóteses de carregamento consideradas foram o peso próprio acrescido de 20%, 40% e 60% da sobrecarga acidental de colapso determinada como exposto a seguir.

### 3.4 – CÁLCULO DA SOBRECARGA ACIDENTAL

O programa CEAI permite fazer uma análise não linear da estrutura à temperatura ambiente com o fim de determinar a sua carga de colapso. Este recurso foi utilizado na estrutura em análise.

A Figura 8 mostra a estrutura discretizada em elementos finitos. Cargas nodais crescentes de 500N a cada iteração foram utilizadas em um processo de análise que resultou em uma carga máxima de colapso  $P_{\max} = 13,5kN$  por nó, subtraindo-se desta carga o peso próprio, determinou-se a sobrecarga capaz de levá-la ao colapso, sendo  $Q_{\max} = 15,5kN/m^2$  para a laje e  $Q_{\max} = 89,7kN$  para o pilar.

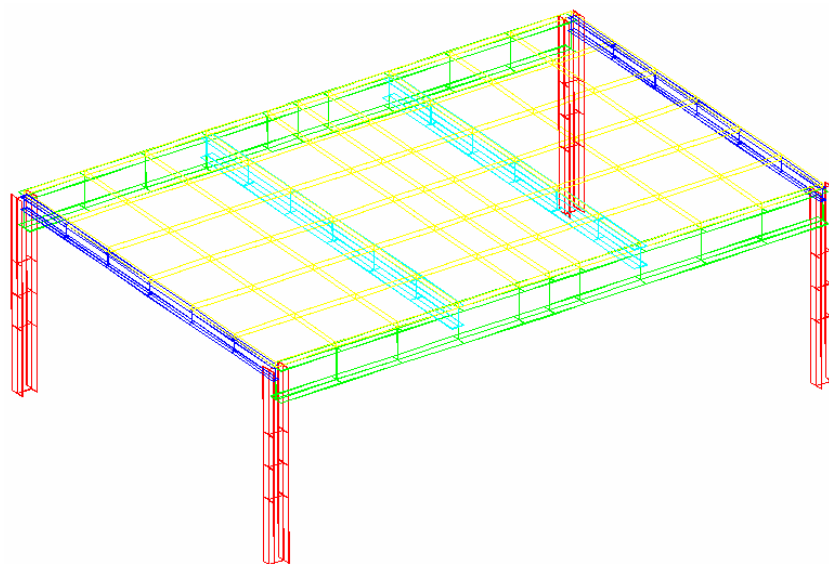


Figura 8 – Estrutura discretizada em elementos finitos

### 3.5 – OS PROGRAMAS TASEF E CEAI

O programa TASEF é um programa baseado no método dos elementos finitos do qual se faz uso para descrever o perfil de temperatura na seção transversal dos elementos estruturais em análise. O elemento submetido a um gradiente de temperatura se aquece e não necessariamente toda sua seção transversal encontra-se, em um instante qualquer, à mesma temperatura. Este fato é devido às dimensões do elemento bem como à maneira pela qual se dá a incidência de calor nas faces do perfil, podendo este estar protegido em

algumas faces ou, até mesmo, revestido por diferentes matérias em seções diversas de seu contorno.

O programa TASEF analisa o fluxo incidente de calor na superfície do elemento ou da proteção do material estrutural fazendo a sua propagação considerando as diferentes propriedades dos materiais atravessados pelo fluxo de calor ao longo da seção transversal e fornecendo como resposta o valor da temperatura em diferentes pontos da seção ao longo do tempo.

O CEAI (Comportamento de Estruturas de Aço em Incêndio) é um programa em elementos finitos para análise tridimensional do comportamento de estruturas de edifícios onde se considera a interação de pilares, vigas e lajes. O programa além de considerar o carregamento da estrutura, admite analisá-la com o acréscimo de temperatura ao longo do tempo.

## ANÁLISE DO CASO P.V.S.P. – PILARES E VIGAS SEM PROTEÇÃO

### 4.1 – ANÁLISE SOB O INCÊNDIO-PADRÃO

A estrutura sem proteção foi analisada no incêndio-padrão. A análise da distribuição de temperaturas nos perfis e na laje pelo programa TASEF fornecem as curvas de elevação da temperatura com o tempo dados na Figura 9.

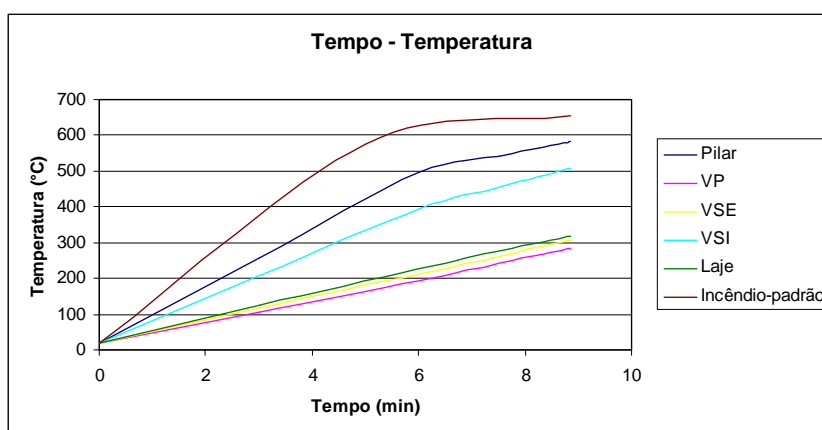


Figura 9 – Curvas de elevação da temperatura na estrutura sob o incêndio-padrão (caso P.V.S.P.)

Observa-se que no tempo de resistência ao fogo da estrutura, da ordem de 9 minutos, o crescimento da temperatura nos pilares tende a acompanhar de perto a temperatura dos gases. A tabela 6 fornece as temperaturas máximas calculadas.

Tabela 6 – Temperaturas máximas

<i>Barra</i>	<i>Face</i>	$\theta_{\max} [^{\circ}\text{C}]$
<i>Pilar</i>	<i>Todas</i>	<i>582,1</i>
<i>Viga Principal</i>	<i>Inferior</i>	<i>284,4</i>
<i>Viga Secundária Externa</i>	<i>Inferior</i>	<i>307,2</i>
<i>Viga Secundária Interna</i>	<i>Inferior</i>	<i>507,4</i>
<i>Laje</i>	<i>Inferior</i>	<i>317,5</i>

#### 4.1.1 – Análise a 20% da sobrecarga

A Figura 10, a e b, mostra os deslocamentos  $v$ ,  $u$  e  $w$  do nó central dos pilares. Observa-se que à temperatura  $\theta = 582,2^{\circ}\text{C}$  o deslocamento axial do nó central é  $\Delta_v = 5,2\text{mm}$  combinado com deslocamentos de translação horizontal  $\Delta_u = -72,4\text{mm}$  e  $\Delta_w = 25,8\text{mm}$ . Essas observações levam a supor que os pilares nesta temperatura iniciam um processo de flambagem global. Em paralelo, a Figura 11, a, b, c mostra as flechas centrais da viga principal e das vigas secundárias interna e externa. As vigas principal e secundária externa nitidamente ainda se comportam na fase elástica, apresentando flechas da ordem de 100mm a temperaturas relativamente baixas da ordem de  $\theta = 280^{\circ}\text{C}$  e  $\theta = 310^{\circ}\text{C}$ , respectivamente. Já a viga secundária interna apresenta temperaturas mais elevadas da ordem de  $500^{\circ}\text{C}$ , e seu comportamento sugere o início de formação de uma rótula plástica no centro do vão.

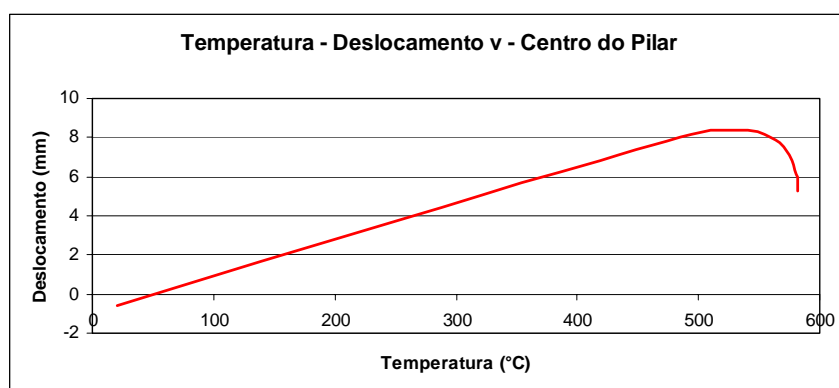


Figura 10.a – Deslocamento  $v$  – Centro do pilar

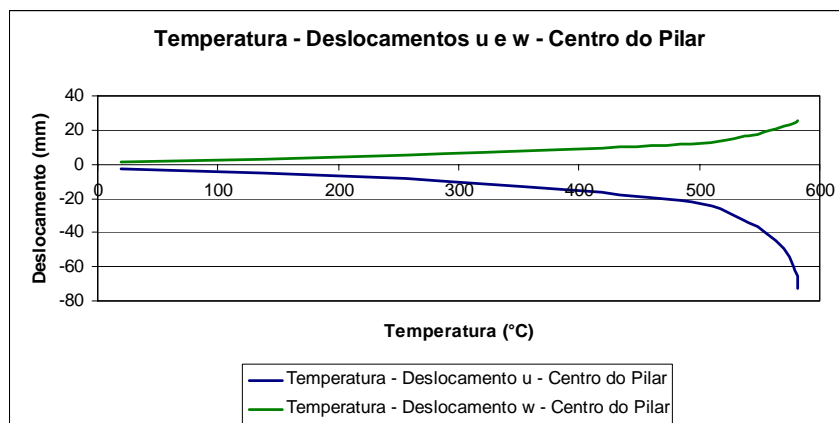
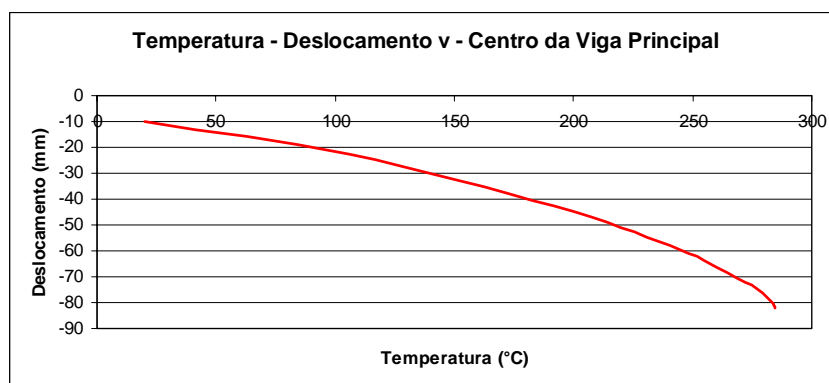
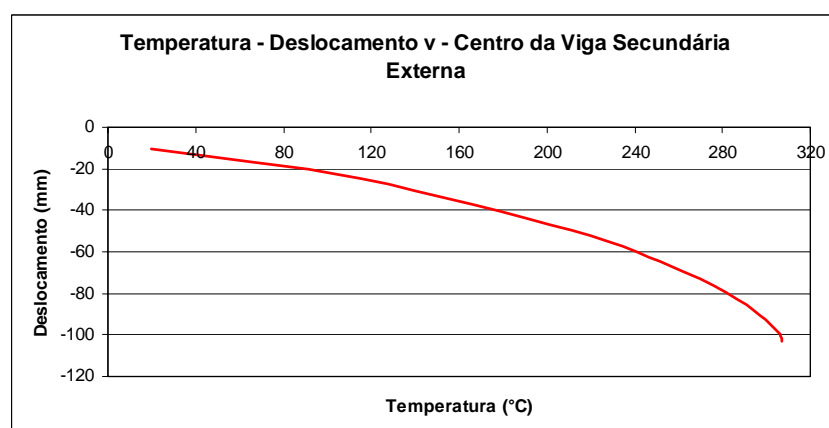


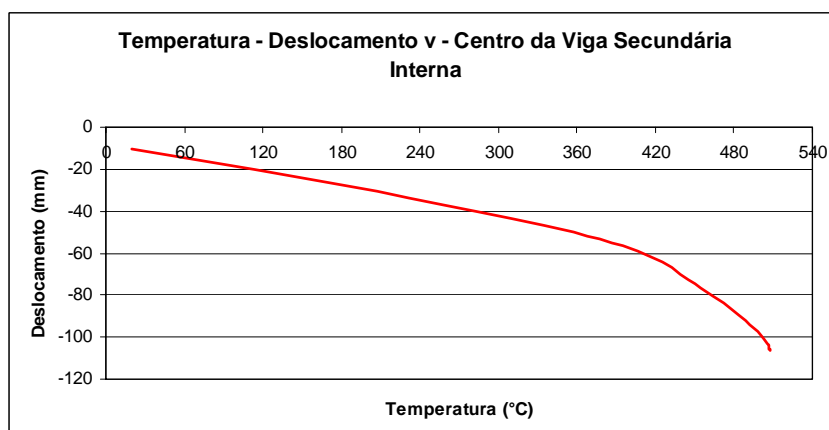
Figura 10.b – Deslocamentos  $u$  e  $w$  – Centro do pilar



**Figura 11.a – Deslocamento v – Centro da viga principal**



**Figura 11.b – Deslocamento v – Centro da viga secundária externa**



**Figura 11.c – Deslocamento v – Centro da viga secundária interna**

O deslocamento do nó central da laje é mostrado na Figura 12. Observa-se que, quando ocorre o colapso, a temperatura na face inferior da laje é baixa, da ordem de 320°C.

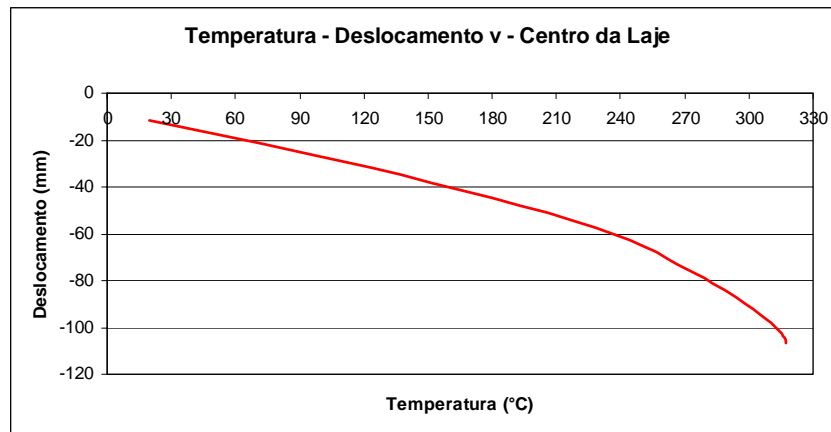


Figura 12 – Deslocamento v – Centro da laje

#### 4.1.2 – Análise a 40% da sobrecarga

A Figura 13, a e b, apresenta os deslocamentos v, u e w no nó central dos pilares. A temperatura máxima nos pilares atingida ao ponto de falha da estrutura com sobrecarga adotada de 40% do total é de  $\theta = 483,6^{\circ}\text{C}$ . Os deslocamentos vertical e horizontal apresentados no momento de falha são de  $\Delta_v = 3,2\text{mm}$ ,  $\Delta_u = -60,6\text{mm}$  e  $\Delta_w = 18,5\text{mm}$ . Apesar dos deslocamentos apresentados serem em módulo menores, o fato da sobrecarga adotada ser significativamente maior que a do caso de estudo anterior, o pilar ainda aparenta dominar o colapso da estrutura e mais uma vez por flambagem.

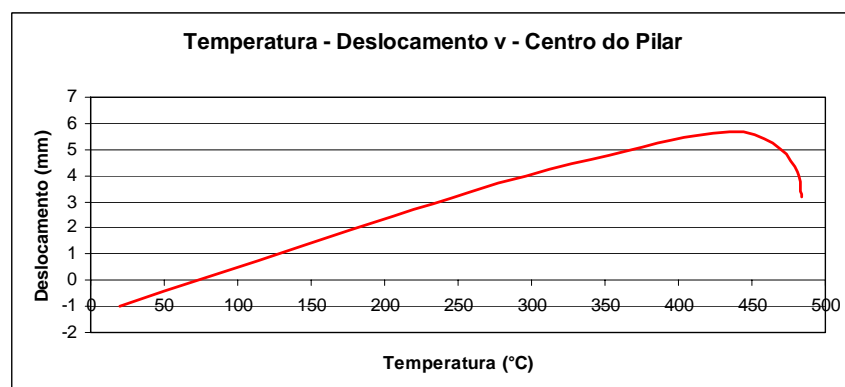
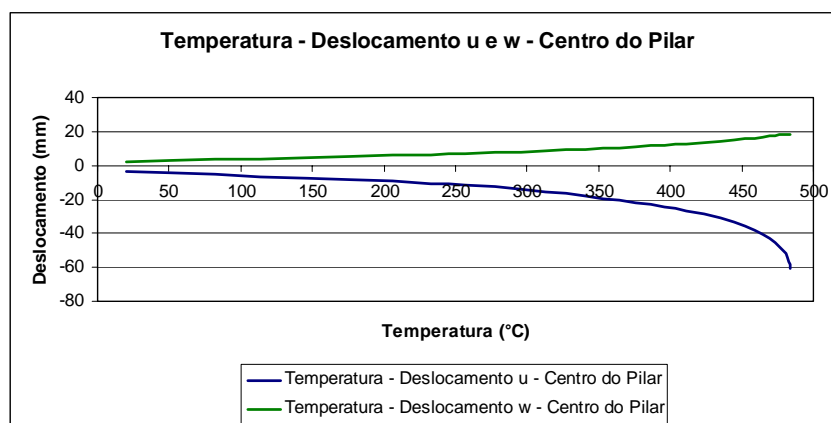
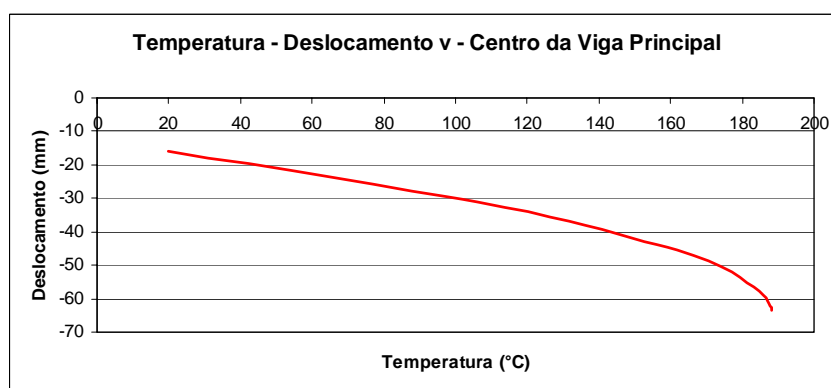


Figura 13.a – Deslocamento v – Centro do pilar

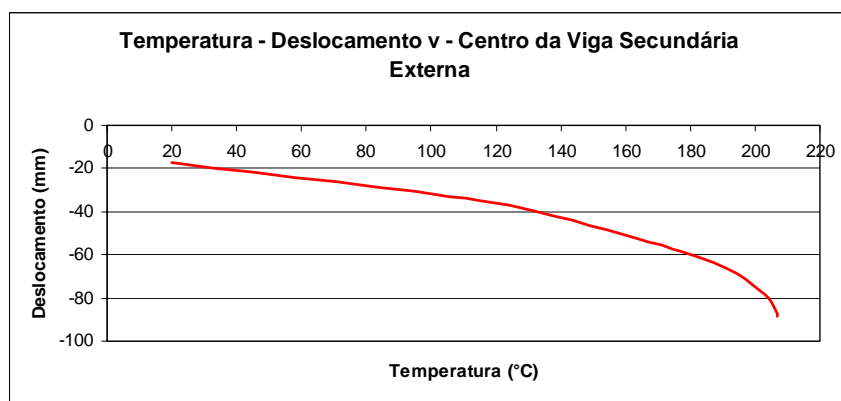


**Figura 13.b – Deslocamentos u e w – Centro do pilar**

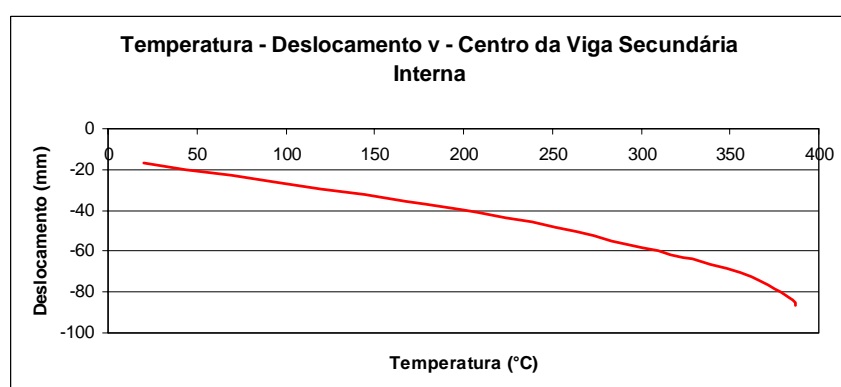
A Figura 14, a, b, c apresenta o deslocamento v do centro das vigas principais, secundárias externas e secundárias internas. Como se pode observar as vigas apresentam comportamento elástico com temperaturas relativamente baixas. As máximas temperaturas registradas para as VPs, VSEs e VSIs, respectivamente são:  $\theta = 188,2^{\circ}\text{C}$ ,  $\theta = 206,8^{\circ}\text{C}$  e  $\theta = 386,8^{\circ}\text{C}$ . Por apresentar comportamento praticamente linear e nenhuma mudança brusca em seu comportamento, a Figura 14, a,b,c sugere que o colapso não ocorreu pelo escoamento do aço nas vigas. As flechas máximas apresentadas pelas VPs, VSEs, e VSIs, respectivamente são: 63,6mm, 88,5mm e 86,4mm.



**Figura 14.a – Deslocamento v – Centro da viga principal**

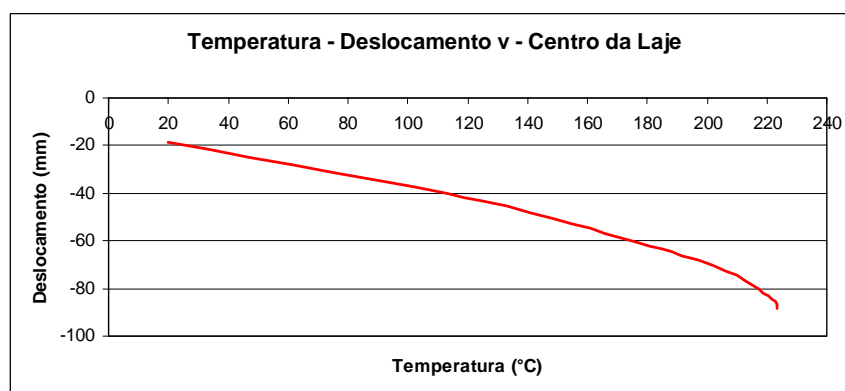


**Figura 14.b – Deslocamento v – Centro da viga secundária externa**



**Figura 14.c – Deslocamento v – Centro da viga secundária interna**

A laje, no momento do colapso, apresenta baixa temperatura. Por essa razão, seu deslocamento tende a acompanhar aqueles apresentados pelas vigas que a apóiam. A temperatura máxima atingida pela face exposta ao fogo é de  $\theta = 223,5^{\circ}\text{C}$  com um máximo deslocamento v de 88,2mm, como apresentado na Figura 15.



**Figura 15 – Deslocamento v – Centro da laje**

#### 4.1.3 – Análise a 60% da sobrecarga

O acréscimo de carga imposto à estrutura na análise a 60% da sobrecarga amplifica a tendência já apresentada na análise a 40%. A estrutura parece sofrer colapso por flambagem dos pilares. A Figura 16, a e b, mostra o comportamento dos pilares com o aumento da temperatura. A mudança brusca no comportamento do gráfico dos deslocamentos dos pilares sugere o colapso por flambagem. A Figura 17, a, b, c apresenta o comportamento linear das vigas. As temperaturas relativamente baixas bem como a manutenção da magnitude dos deslocamentos apresentados a 40% da sobrecarga também validam a hipótese de colapso por flambagem dos pilares. As máximas temperaturas observadas nos Pilares, VPs, VSEs, VSIs são respectivamente:  $\theta = 296,8^{\circ}\text{C}$ ,  $\theta = 120,4^{\circ}\text{C}$ ,  $\theta = 131,5^{\circ}\text{C}$  e  $\theta = 238,9^{\circ}\text{C}$ . Os deslocamentos apresentados nos pilares no momento do colapso são:  $\Delta_v = -0,07\text{mm}$ ,  $\Delta_u = -50,1\text{mm}$  e  $\Delta_w = 15,2\text{mm}$ . As flechas máximas apresentadas nas vigas principais, secundárias internas e secundárias externas são respectivamente: -61,7mm, -84mm e -74,8mm.

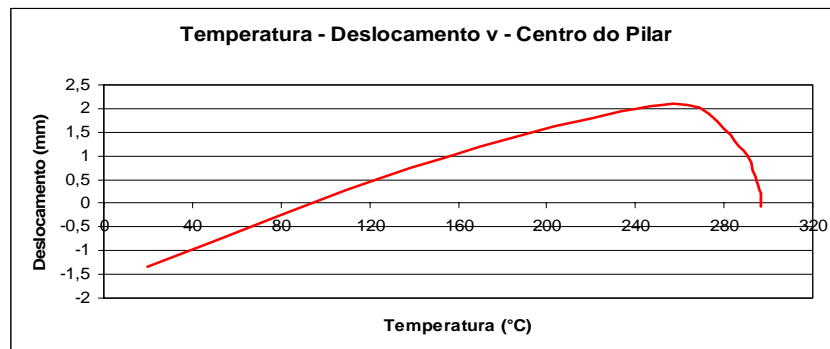
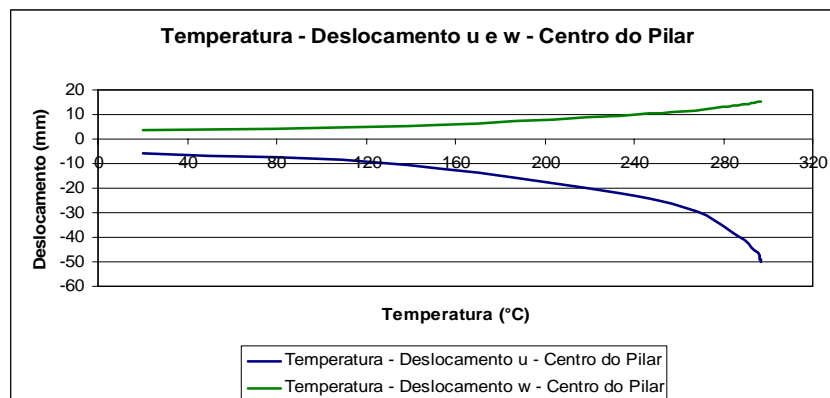
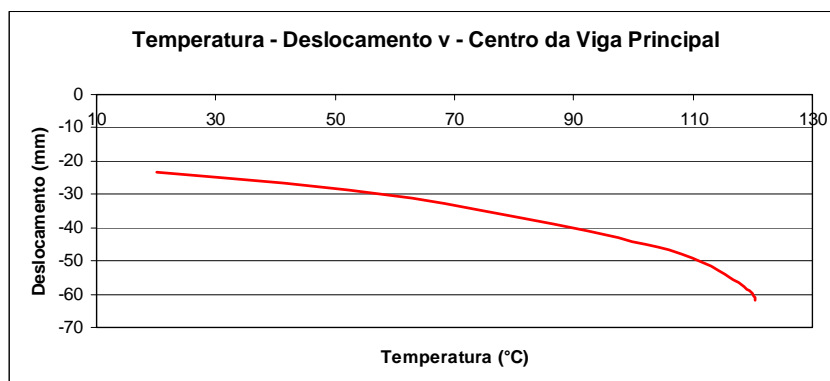


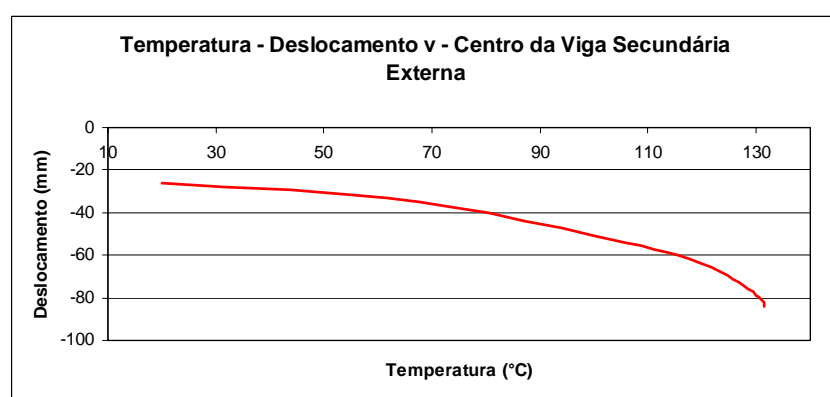
Figura 16.a – Deslocamento v – Centro do pilar



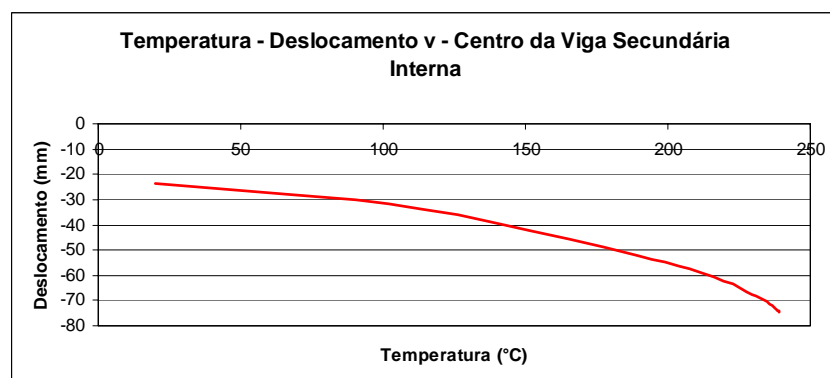
**Figura 16.b – Deslocamentos u e w – Centro do pilar**



**Figura 17.a – Deslocamento v – Centro da viga principal**

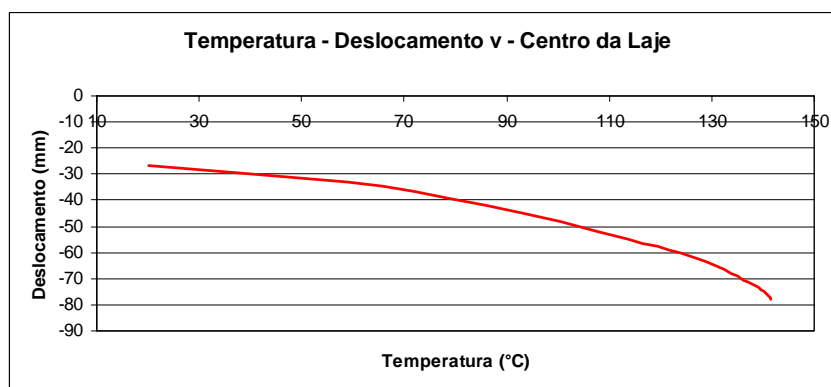


**Figura – 17.b – Deslocamento v – Centro da viga secundária externa**



**Figura – 17.c – Deslocamento v – Centro da viga secundária interna**

A laje de concreto não sofre grandes deflexões e a temperatura de sua face exposta permanece baixa. O máximo deslocamento observado é de -77,7mm a temperatura máxima de 141,4°C. A Figura 18 apresenta a flecha em função do aumento de temperatura no centro da laje.



**Figura 18 – Deslocamento v – Centro da laje**

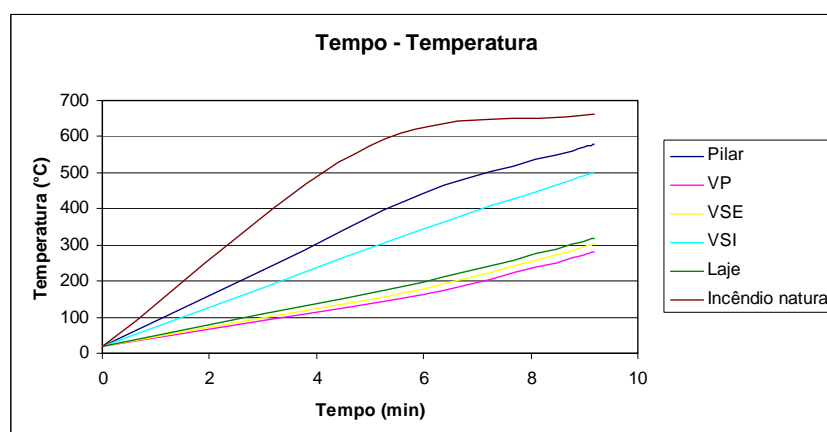
## **4.2 – ANÁLISE SOB O INCÊNDIO NATURAL**

Para o caso do incêndio natural adotou-se uma curva de incêndio com tempo de aquecimento de trinta minutos. Esta curva apresenta valores muito próximos daqueles fornecidos pela curva de incêndio do ensaio-padrão da NBR 5628 (ABNT, 1980) nos primeiros trinta minutos, diferenciando-se desta na fase seguinte em que se torna uma curva decrescente. Como para os trinta primeiros minutos da fase de aquecimento, os valores das temperaturas nas curvas de incêndio padrão e de incêndio natural adotadas são muito próximos, e posto que o colapso da estrutura se verifica, no caso de menor carga, em aproximadamente nove minutos, considerada a estrutura sem proteção passiva, os resultados obtidos para os casos de análise sob a curva de incêndio natural são bem próximos dos obtidos nas análises sob a curva do incêndio-padrão.

Nesta pesquisa, a análise utilizando a curva de incêndio natural foi realizada apenas como comparativo aos resultados obtidos pela investigação onde se faz uso da curva do incêndio-padrão, objeto desta pesquisa. Entretanto, é interessante investigar o comportamento de estruturas protegidas sob incêndio tendo por base a curva de incêndio natural, visto que o tempo de colapso é significativamente maior que os observados para os casos da estrutura sem proteção e, devido ao fato de se adotar uma fase de resfriamento no modelo de incêndio, as estruturas protegidas podem não sofrer colapso no TRRF. Esse fato, como exposto nessa pesquisa, não ocorre nas análises da estrutura com elementos não protegidos, pois esses elementos colapsam em até trinta minutos, não atingindo assim a fase de resfriamento da curva de incêndio natural.

Em síntese, para o caso de estruturas protegidas ou com elementos parcialmente protegidos, a fase de resfriamento do incêndio presente na curva do incêndio natural pode ser atingida, pois certamente esta estrutura resistirá a um tempo de exposição ao fogo maior que trinta minutos quando protegida, visto que esse tempo é atingido mesmo para alguns casos onde alguns elementos permanecem sem proteção, como será apresentado mais adiante. Desse modo, a estrutura protegida, ou parcialmente protegida, ao ultrapassar o tempo onde esta se submete à maior temperatura prevista para o incêndio, neste caso o TRRF igual a trinta minutos, sem apresentar colapso, seguramente será capaz de suportar as ações sem apresentar, por exemplo, um colapso retardado, apesar das grandes deformações resultantes da exposição ao fogo.

A Figura 19 apresenta a curva temperatura-tempo nos elementos estruturais bem como a curva do incêndio natural até o momento do colapso numérico registrado.



**Figura 19 – Curvas de elevação da temperatura na estrutura sob o incêndio natural (caso P.V.S.P.)**

### 4.3 – CONCLUSÃO

Como mencionado mais acima, não cabe aqui a comparação entre os resultados calculados no colapso numérico via CEAI com o colapso físico calculado via NBR-14323:1999, entretanto, buscando identificar a causa do colapso da estrutura estudada, procedeu-se, também, ao cálculo deste para os pilares. Inicialmente fez-se o cálculo da carga crítica global do elemento estrutural, ou seja, a carga de colapso por flambagem global do pilar apresentando a razão solicitação/resistência, para os casos de sobrecarga: 0,2, 0,4, 0,6 respectivamente: 0,24, 0,23, 0,24, em seguida, procedeu-se ao cálculo da resistência por flambagem local da alma (FLA), flambagem local da mesa (FLM) e

flambagem lateral com torção (FLT), visto que o elemento estrutural encontra-se submetido a esforços de compressão e flexão pelo aumento da temperatura, obtendo-se a razão solicitação/resistência: 1,03, 1,06, 1,19. Entende-se, portanto, que os pilares podem ter falhado por esmagamento da seção transversal. Resta saber se a falha não ocorreu em um outro elemento estrutural que não o pilar. Pela análise dos tempos de colapso apresentados na Tabela 7 abaixo, pode-se concluir que a falha ocorreu pelo esmagamento da seção transversal do pilar pela degradação das propriedades físicas do aço verificado com o aumento da temperatura, pois quando se considera o caso de análise de pilares protegidos, mais a frente estudado, o tempo de falha mais que dobra, comprovando a falha do pilar para o caso sem proteção.

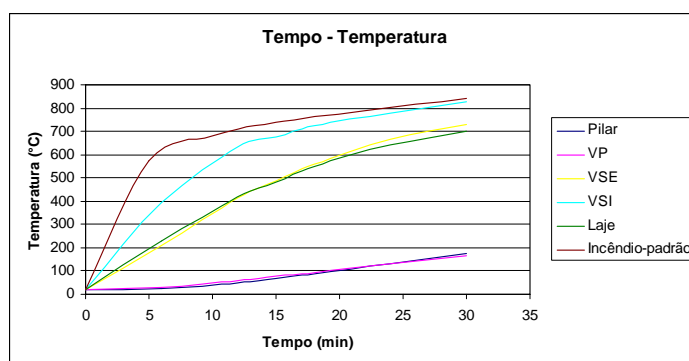
**Tabela 7 – Tempos de colapso estrutural em minutos**

<i>Sobrecarga</i>	<i>P.V.S.P.</i>	<i>P.VP.P.</i>	<i>P.VSE.P.</i>	<i>P.VSI.P.</i>	<i>P.P.</i>
0,2	8,85	30,00	18,00	18,00	18,00
0,4	5,87	18,38	18,00	18,00	17,51
0,6	3,50	10,46	11,57	7,69	7,37

## **ANÁLISE DO CASO P.VP.P. – PILARES E VIGAS PRINCIPAIS PROTEGIDOS**

### **5.1 – CASOS DE CARREGAMENTO**

A estrutura com pilares e vigas principais protegidos foi analisada sob a curva de incêndio-padrão. Foi considerado 30mm e 20mm respectivamente para os pilares e vigas principais de argamassa projetada como camada de proteção. A Figura 20 mostra junto à curva do incêndio-padrão, a curva de elevação de temperaturas nos perfis de aço e na laje.



**Figura 20 – Curvas de elevação da temperatura na estrutura (caso P.VP.P)**

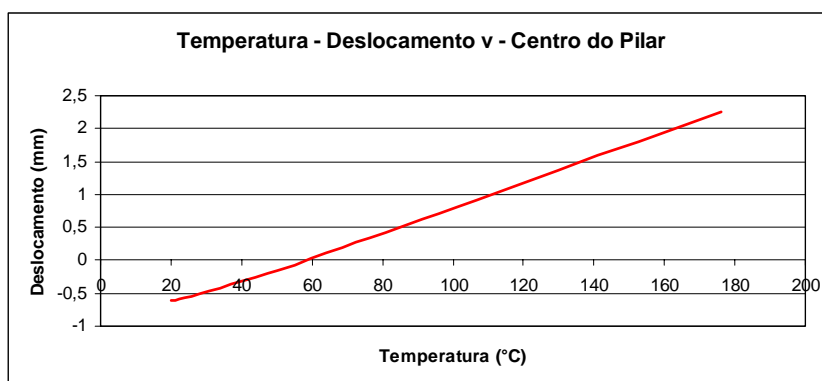
Para um incêndio de 120 minutos observa-se que o aumento de temperatura nas vigas secundárias internas tende a acompanhar a curva de elevação da temperatura do incêndio-padrão. A tabela 8 fornece as máximas temperaturas verificadas. Verifica-se nesta análise que o tempo de colapso da estrutura foi substancialmente maior do que o verificado no caso da análise da estrutura não protegida.

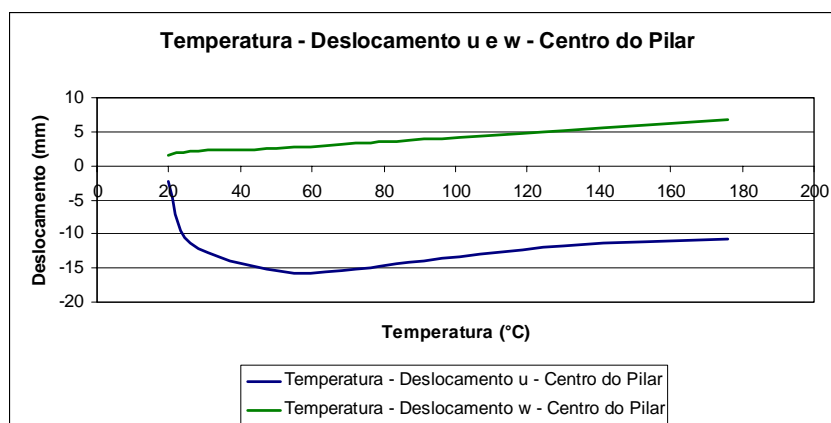
**Tabela 8 – Temperaturas máximas**

<i>Barra</i>	<i>Face</i>	$\theta_{\max} [^{\circ}\text{C}]$
<i>Pilar</i>	<i>Todas</i>	176,0
<i>Viga Principal</i>	<i>Inferior</i>	166,0
<i>Viga Secundária Externa</i>	<i>Inferior</i>	729,0
<i>Viga Secundária Interna</i>	<i>Inferior</i>	829,0
<i>Laje</i>	<i>Inferior</i>	702,0

### 5.1.1 – Análise a 20% da sobrecarga

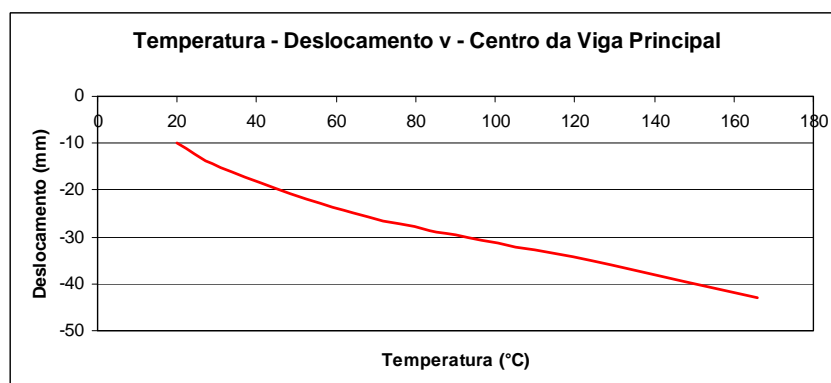
A Figura 21, a e b apresenta os deslocamentos calculados nos pilares. Como pode ser verificado, a camada de proteção restringe muito, tanto os deslocamentos horizontais e verticais, quanto o aumento de temperatura no elemento estrutural. A temperatura máxima atingida pelo pilar foi de 176°C no momento do colapso, e os deslocamentos de  $\Delta_v = 2,25\text{mm}$ ,  $\Delta_u = -10,6\text{mm}$  e  $\Delta_w = 6,7\text{mm}$ . A análise da Figura 21.a, leva a crer que o colapso da estrutura não se deu por flambagem dos pilares, pois, o gráfico nesta temperatura ainda não apresenta a tendência de inversão dos deslocamentos axiais característica da falha por flabagem dos pilares.

**Figura 21.a – Deslocamento v – Centro do pilar**



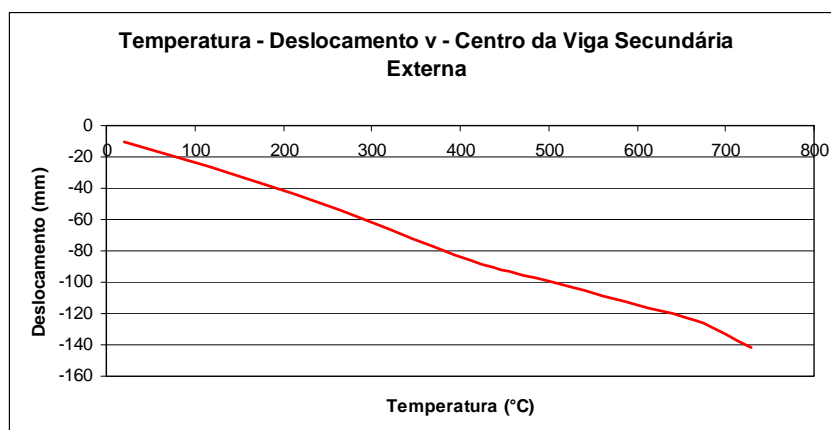
**Figura 21.b – Deslocamentos u e w – Centro do pilar**

A Figura 22 mostra o deslocamento v no centro da viga principal. Apesar do tempo de exposição ao fogo, a proteção passiva atribuída à barra faz com que esta se mantenha a baixas temperaturas induzindo ao raciocínio de que a falha não ocorreu pelo escoamento do aço deste elemento estrutural. A máxima temperatura observada foi de 166°C e o máximo deslocamento v de -42,9mm.

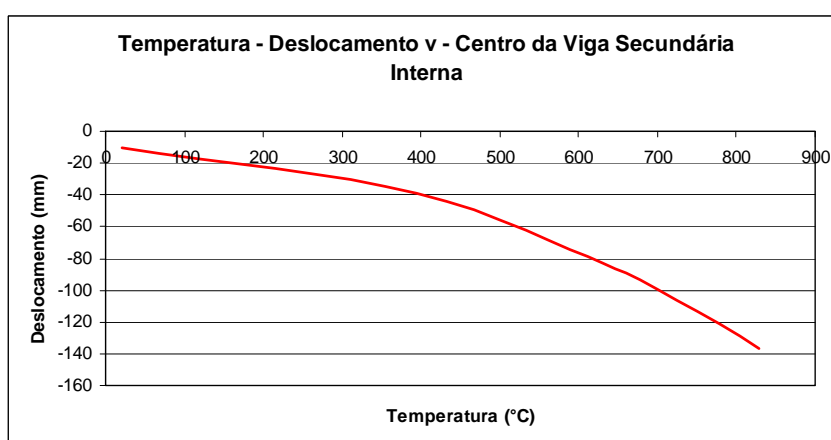


**Figura 22 – Deslocamento v – Centro da viga principal**

Para o caso das vigas secundárias externa e interna mantidas sem proteção, registrou-se um pico de temperatura da ordem de 800°C. Supõe-se, então, que o colapso da estrutura tenha se dado em uma das vigas secundárias pela formação de uma rótula plástica no centro do vão. A Figura 23, a e b, elucidam o picos de temperatura atingidos pelas vigas secundária externa e interna, bem como seus respectivos deslocamentos. O deslocamento máximo verificado, neste caso, para as VSEs e VSIs são de -142,0mm e -136,6mm respectivamente.

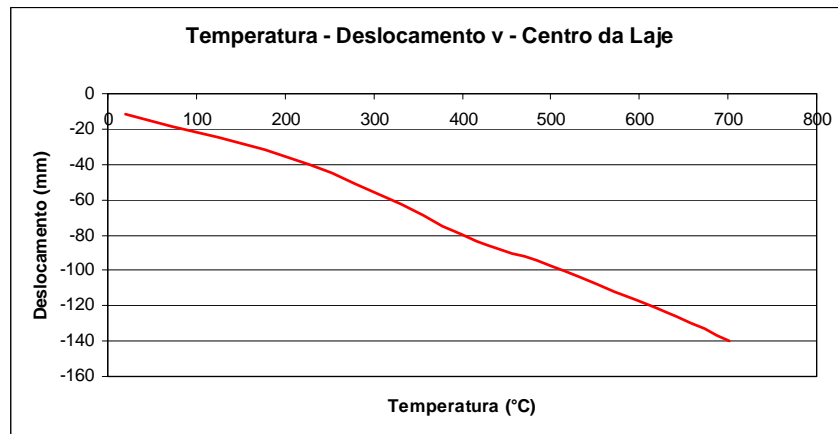


**Figura 23.a – Deslocamento v – Centro da viga secundária externa**



**Figura 23.b – Deslocamento v – Centro da viga secundária interna**

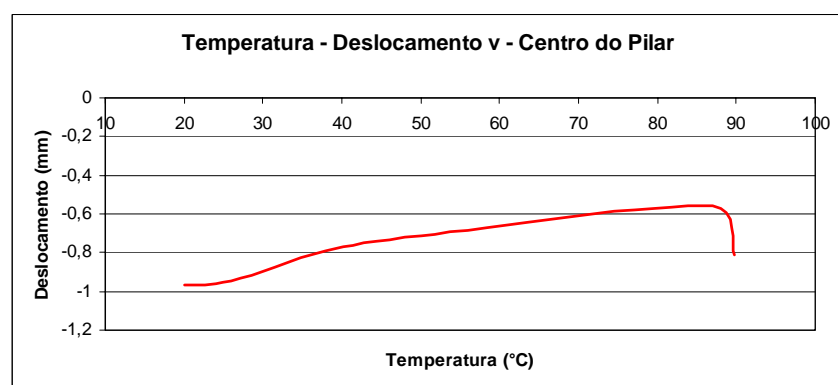
A temperatura atingida pela face inferior da laje no momento do colapso é alta, no entanto, os deslocamentos apresentados são da ordem de grandeza dos deslocamentos apresentados pelas vigas que a suportam. Isto posto, entende-se que a falha não ocorreu na laje devido à baixa condutividade térmica do concreto, o que lhe dá a característica das camadas externas protegerem as camadas mais internas do elemento de laje. A Figura 24 mostra os deslocamentos sofridos pela laje em função da temperatura.



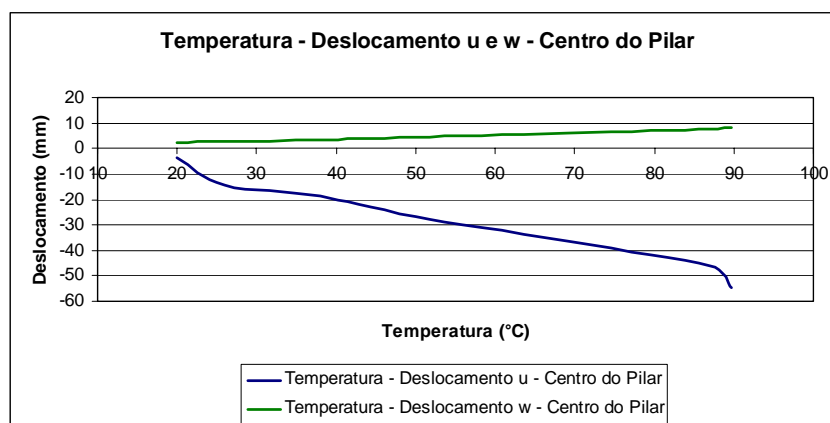
**Figura 24 – Deslocamento v – Centro da laje**

### 5.1.2 – Análise a 40% da sobrecarga

O aporte de carregamento reduz sensivelmente o tempo de colapso da estrutura. Na análise a 40% da sobrecarga, o tempo de colapso registrado foi de 18 minutos contra 30 minutos da análise a 20% da sobrecarga. Para este caso de estudo os pilares comportam-se de forma a apresentarem o trecho decrescente, na curva deslocamento-temperatura, característico da perda de resistência com o aumento da temperatura. No entanto, as baixas temperaturas registradas nos pilares fazem supor que a falha não tenha ocorrido nestas barras. Os máximos deslocamentos vertical e horizontal, como apresentado na Figura 25, a e b, são:  $\Delta_v = -0,81mm$ ,  $\Delta_u = -54,5mm$  e  $\Delta_w = 8,3mm$ .

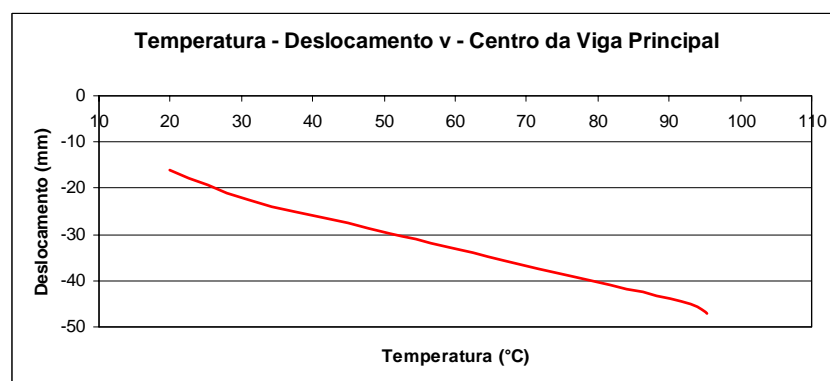


**Figura 25.a – Deslocamento v – Centro do pilar**



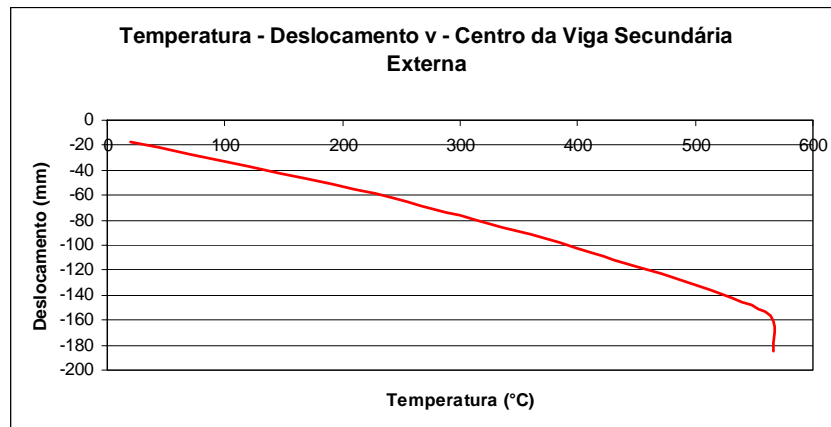
**Figura 25.b – Deslocamento u e w – Centro do pilar**

Ao interpretar a Figura 26, pode-se observar a baixa temperatura atingida, bem como as pequenas flechas apresentadas pelas vigas principais para este carregamento uma outra constatação é que o material permanece na fase elástica. Isto posto, entende-se que o aço não atingiu a fase plástica e, portanto, não atingiu o colapso. O máximo deslocamento v alcançado foi de -47,2mm.

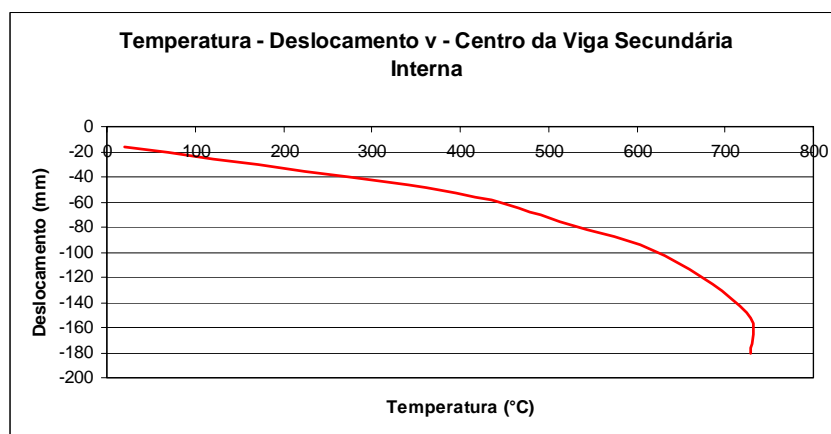


**Figura 26 – Deslocamento v – Centro da viga principal**

As vigas secundárias externas e internas para esta configuração de carregamento começam a ampliar a diferença de máximas temperaturas atingidas. As temperaturas, no momento do colapso, atingidas pelas vigas secundárias externa e interna e o fato de ambas terem sido previamente dimensionadas para que tivessem uma relação carregamento/resistência não muito discrepantes, leva a supor que a viga secundária interna tenha se colapsado pelas maiores temperaturas atingidas. A Figura 27, a e b, mostra a curva temperatura-flecha para as VSEs e VSIs.

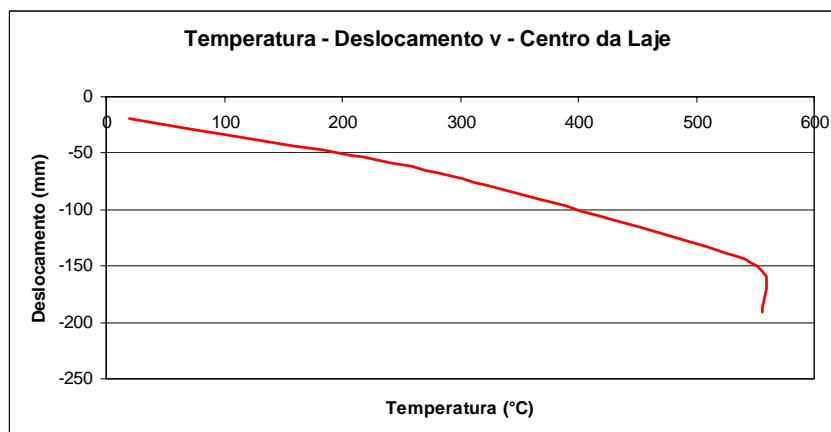


**Figura 27.a – Deslocamento v – Centro da viga secundária externa**



**Figura 27.b – Deslocamento v – Centro da viga secundária interna**

O deslocamento v do nó central da laje é mostrado na Figura 28. No momento do colapso o deslocamento registrado é de -191mm, acompanhando o deslocamento das vigas de apoio.



**Figura 28 – Deslocamento v – Centro da laje**

### 5.1.3 – Análise a 60% da sobrecarga

Para esta configuração de carregamento pode se observar na Figura 29, a e b, as baixas temperaturas bem como os pequenos deslocamentos atingidos pelos pilares. A verificação que já vinha sendo observada nos casos anteriores de carregamento parece mesmo evidenciar que a estrutura não colapsa por flambagem dos pilares.

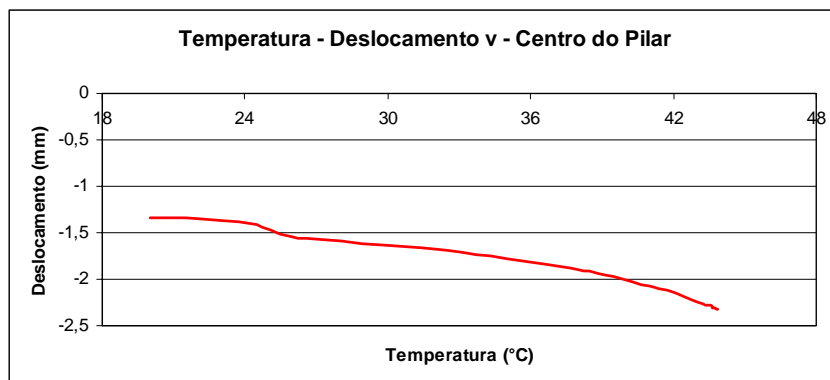


Figura 29.a – Deslocamento v – Centro do pilar

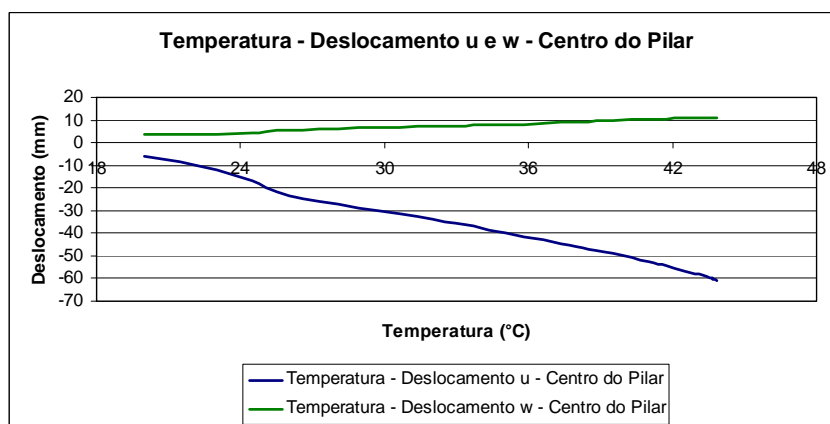
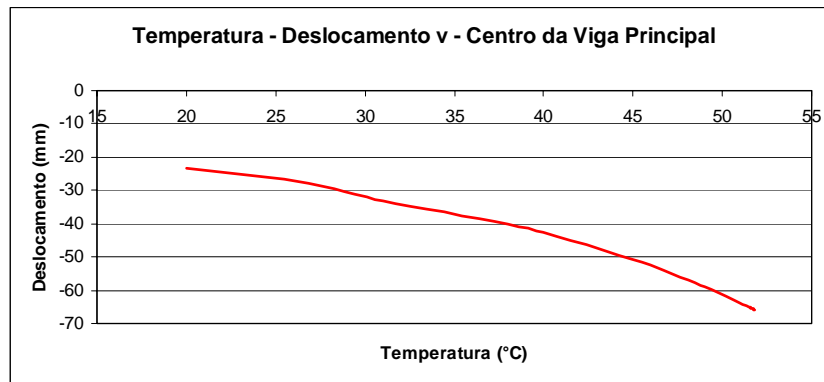
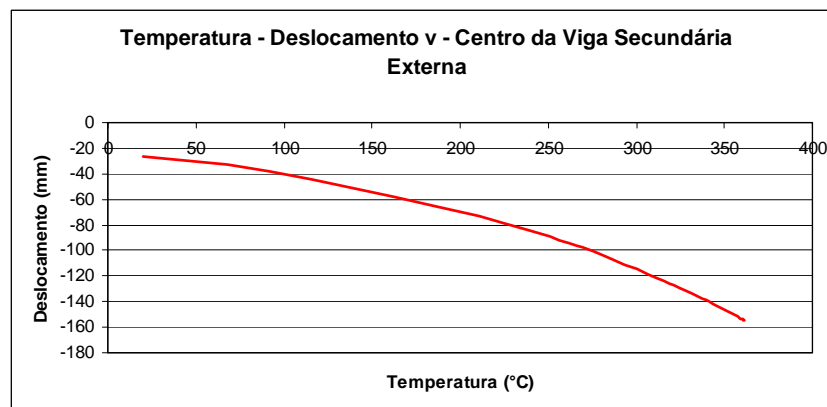


Figura 29.b – Deslocamento u e w – Centro do pilar

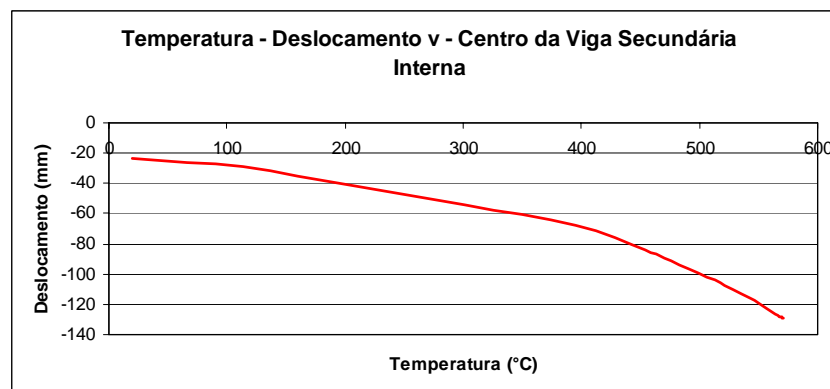
A figura 30, a, b, c, apresenta os deslocamentos v em função do aumento de temperatura para as vigas principais, secundárias externas e secundárias internas. Como se pode ver, as temperaturas máximas estão novamente presentes nas vigas secundárias internas. No entanto um fato marcante é a grande flecha apresentada pelas vigas secundárias externas. Pode-se pensar neste caso em formação de uma rótula plástica tanto nas VSEs, quanto nas VSIs.



**Figura 30.a – Deslocamento v – Centro da viga principal**

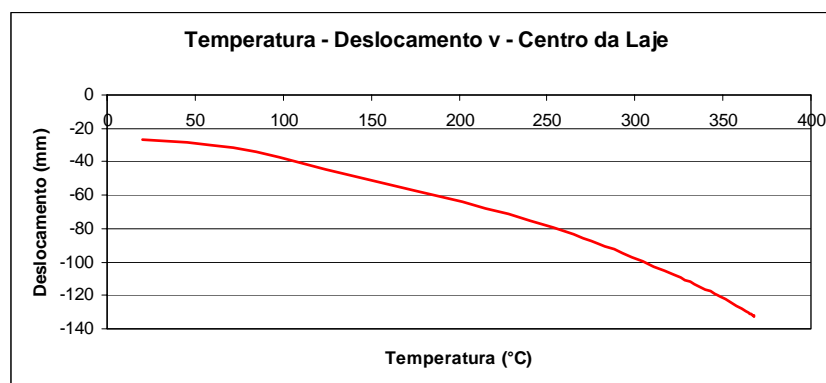


**Figura 30.b – Deslocamento v – Centro da viga secundária externa**



**Figura 30.c – Deslocamento v – Centro da viga secundária interna**

Para as lajes, o deslocamento máximo apresentado foi de -132,4mm acompanhando novamente a tendência de deformação das vigas. A máxima temperatura atingida na face inferior da laje foi de 367,9°C. A Figura 31 mostra a flecha no centro da laje com o aumento da temperatura para a configuração de 60% da sobrecarga.



**Figura 31 – Deslocamento v – Centro da laje**

## 5.2 – CONCLUSÃO

As simples análises das temperaturas e dos tempos de falha calculados para a configuração de proteção em análise, excluem os pilares e as vigas principais da causa do colapso da estrutura nas diferentes configurações de carregamento, pois as temperaturas atingidas durante o tempo de aquecimento são relativamente baixas, o que faz com que estes elementos estruturais permaneçam com sua resistência muito próxima àquela apresentada pelo elemento à temperatura ambiente.

A falha ocorreu, por exclusão, na VSE, ou na VSI, para os três casos de carregamento. Ao se analisar o colapso físico dado na NBR-14323:1999, este ainda não haveria ocorrido, estando a VSE e a VSI solicitados em aproximadamente 60% de sua capacidade de resistência, a não ser a VSI que para a configuração de 20% de sobrecarga apresenta 124% de razão de resistência, tendo então falhado. Isto posto, percebe-se aqui a necessidade da definição do colapso estrutural pelo meio científico, para futuras análises estruturais. Pois as pesquisas tendem na área da ciência dos incêndios, a serem realizadas via métodos computacionais pelos altos custos dos ensaios nestas linhas de pesquisa. Entretanto, a sua utilização nem sempre coincide com aqueles resultados obtidos através dos colapsos físicos. Para o caso dos colapsos normativos, o problema ainda se agrava, pois este é imposto simplesmente por se tratar de uma questão prática, sendo, portanto, anti-econômico.

Pela análise dos tempos de colapso apresentados na Tabela 7, mais acima, e calculados via CEAI, tem-se que a falha ocorreu pelo escoamento do aço na VSE ou na VSI. A

análise dos esforços internos indica também a ação de membrana atuando nas vigas e na laje, pois a ordem de grandeza dos esforços de flexão era mínima quando comparada com os esforços de tração nestes elementos. A flexão que é a ação preponderante para o dimensionamento a frio, não possui mais importância significativa quando da análise da estrutura a quente. Este tipo de alteração do comportamento também deve ser considerado em futuras investigações.

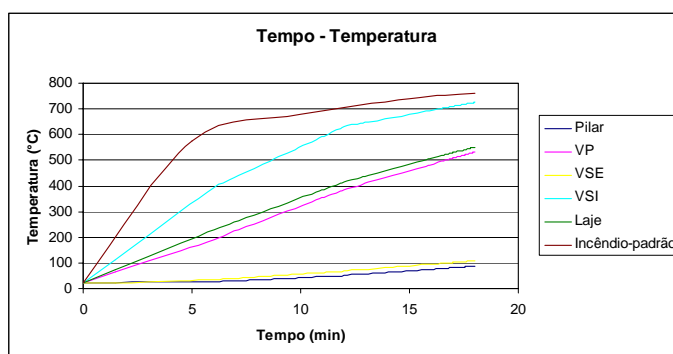
A Tabela 9 apresenta o elemento causador da falha estrutural em diferentes considerações:

<b>Tabela 9 – Elemento colapsado</b>			
<i>Sobrecarga</i>	<i>Análise dos tempos de falha</i>	<i>Análise via NBR- 14323:1999</i>	<i>Ambas análises</i>
20%	VSE-VSI	VSI	VSI
40%	VSE-VSI	nenhum	VSE-VSI
60%	VSE	nenhum	VSE

### ANÁLISE DO CASO P.VSE.P. – PILARES E VIGAS SECUNDÁRIAS EXTERNAS PROTEGIDOS

#### 6.1 – CASOS DE CARREGAMENTO

A Figura 32 abaixo apresenta a curva temperatura-tempo nos diversos elementos estruturais para o caso dos pilares e vigas secundárias externas protegidos. Na figura pode-se ver que o aumento de temperatura da viga secundária interna tende a acompanhar de perto o aumento da temperatura dos gases dada pela curva do incêndio-padrão.



**Figura 32 – Curvas de elevação da temperatura na estrutura (caso P.VSE.P)**

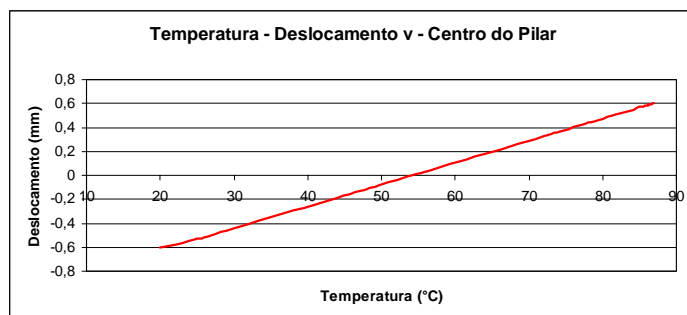
O tempo máximo de aumento de temperatura verificado para o caso de menor carregamento da estrutura com os pilares e vigas secundárias externas protegidos foi de 18 minutos. A análise da Figura 32 sugere ainda, como conclusão inicial, que as vigas principais possuem um peso maior no comportamento da estrutura, pois analisando o caso onde as vigas principais eram consideradas protegidas e as vigas secundárias externas não protegidas, a estrutura pode suportar um incêndio de até trinta minutos. Isto faz supor que a falha para este caso de proteção possa ter se dado pela falha da viga principal. As temperaturas máximas atingidas para este caso de proteção estão expostas na tabela 8.

**Tabela 10 – Temperaturas máximas**

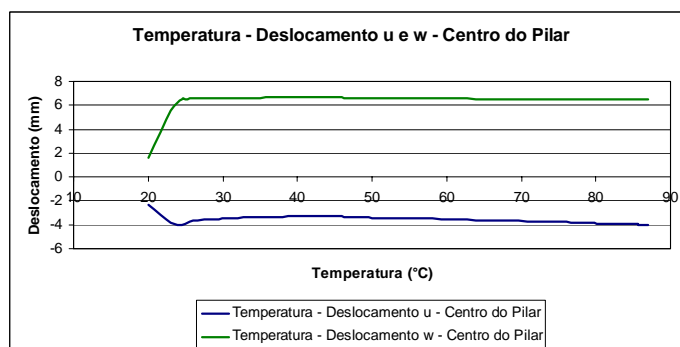
<i>Barra</i>	<i>Face</i>	$\theta_{\max} [^{\circ}\text{C}]$
<i>Pilar</i>	<i>Todas</i>	87,0
<i>Viga Principal</i>	<i>Inferior</i>	532,0
<i>Viga Secundária Externa</i>	<i>Inferior</i>	108,0
<i>Viga Secundária Interna</i>	<i>Inferior</i>	725,0
<i>Laje</i>	<i>Inferior</i>	551,0

### 6.1.1 – Análise a 20% da sobrecarga

A Figura 33 a e b apresenta as deformações verticais e horizontais apresentada pelos pilares para este caso de proteção. As baixas temperaturas atingidas, as pequenas deformações verificadas, bem como o comportamento linear-elástico apresentado pela curva deslocamento-temperatura da Figura 35 indica que a falha para o caso de proteção dos pilares e vigas secundárias externas, não ocorreu nos pilares. As máximas deformações calculadas nos pilares foram:  $\Delta_v = 0,60\text{mm}$ ,  $\Delta_u = -4,0\text{mm}$  e  $\Delta_w = 6,5\text{mm}$ .

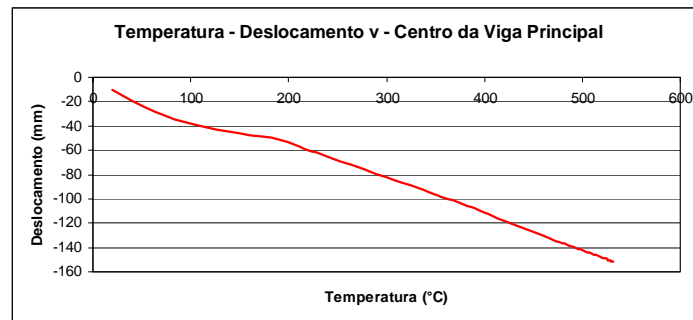


**33.a – Deslocamento v – Centro do pilar**

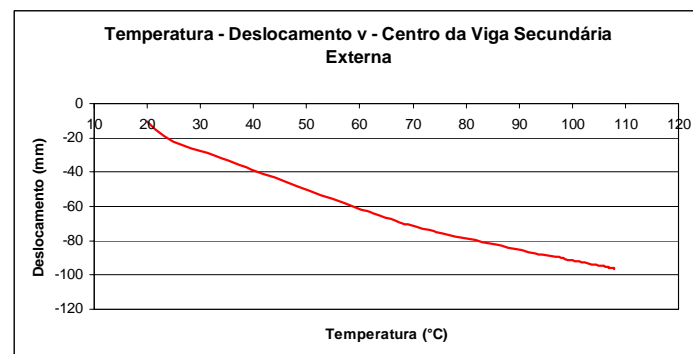


**33.b – Deslocamento u e w – Centro do pilar**

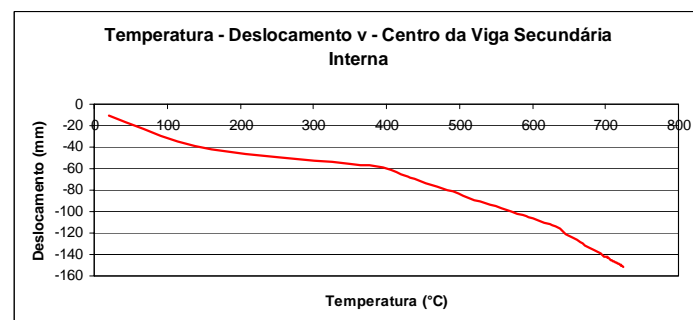
A análise da deformação nas vigas sugere que o colapso pode ter se dado tanto na viga principal como na viga secundária interna, pois são grandes os deslocamentos calculados bem como a temperatura atingida é muito alta. A Figura 34 a, b, c mostra as deformações em função do aumento da temperatura nas vigas principais, nas vigas secundárias externa e interna respectivamente.



**34.a – Deslocamento v – Centro da viga principal**



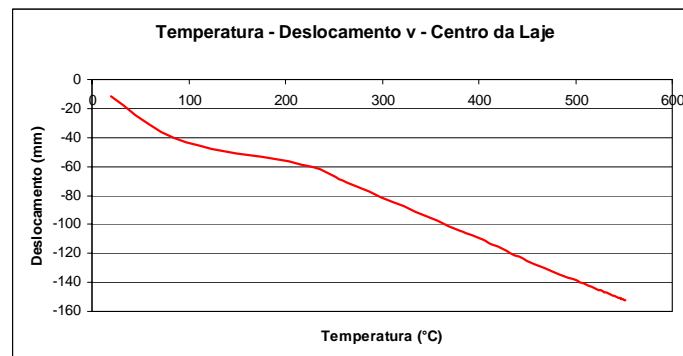
**34.b – Deslocamento v – Centro da viga secundária externa**



**34.c – Deslocamento v – Centro da viga secundária interna**

Para a laje, o máximo deslocamento verificado foi de  $\Delta_v = -152,3mm$  que tende a acompanhar os deslocamentos das vigas de apoio. A Figura 35 apresenta os

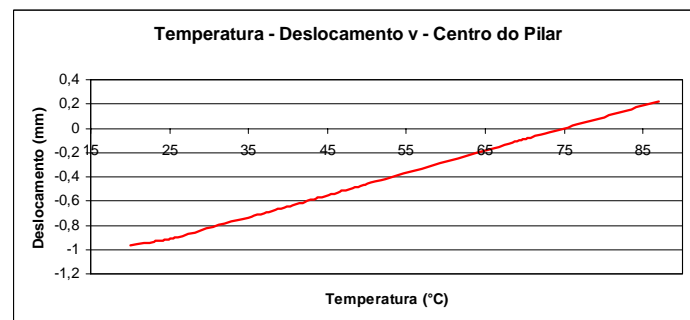
deslocamentos do centro da laje para a configuração de 20% da sobrecarga aplicada no carregamento.



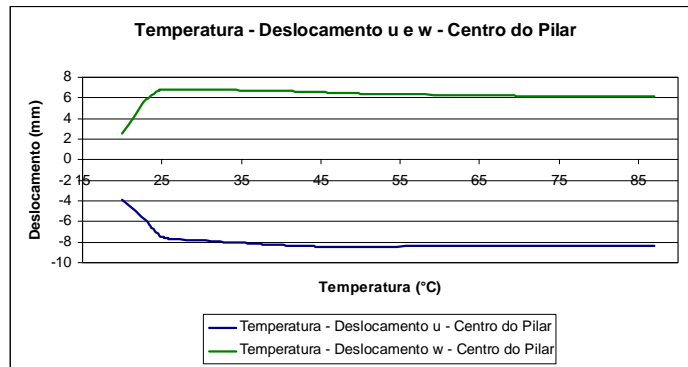
**35 – Deslocamento v – Centro da laje**

### 6.1.2 – Análise a 40% da sobrecarga

A Figura 36 a e b mostra os deslocamentos sofridos pelos pilares com a 40% da sobrecarga aplicada à estrutura. Percebe-se que estes deslocamentos são bem próximos dos calculados para a sobrecarga de 20%. Isto se explica devido às baixas temperaturas atingidas graças à proteção passiva aplicada.

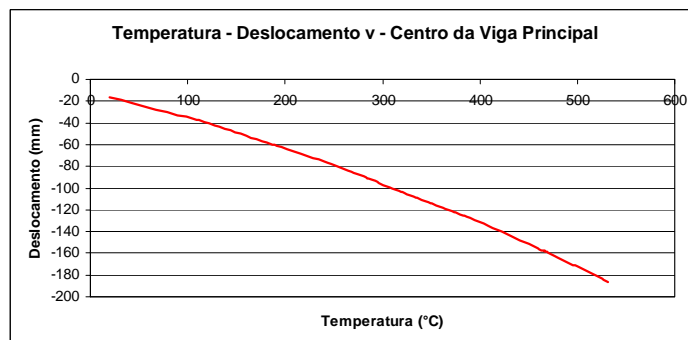


**36.a – Deslocamento v – Centro do pilar**

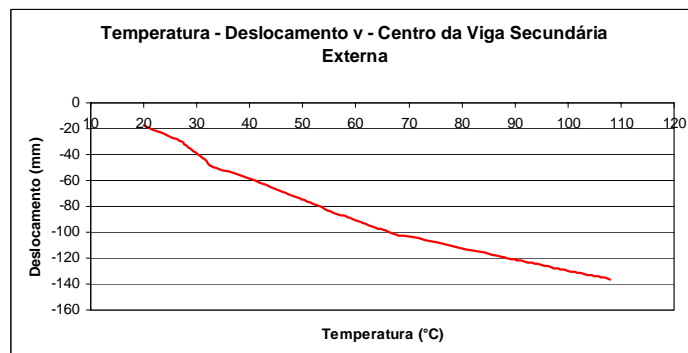


**36.b – Deslocamento u e w – Centro do pilar**

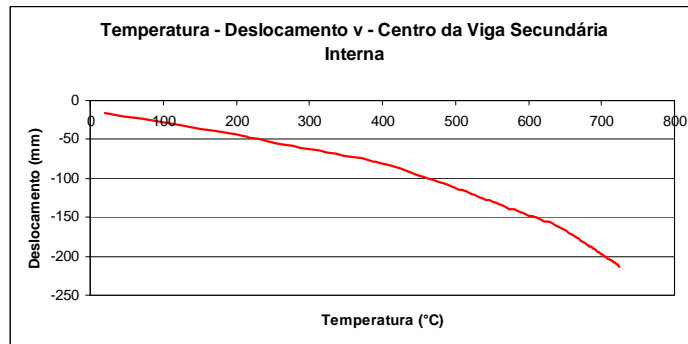
Para esta configuração de carregamento amplificam-se os deslocamentos nas vigas, no entanto ainda não se pode apontar a tendência de colapso a um elemento estrutural específico. Assim como se verificou para o caso de carregamento anteriormente analisado, a tendência de colapso recai sobre as vigas principais e sobre as vigas secundárias internas, mais uma vez pelos grandes deslocamentos e pelas altas temperaturas atingidas. A Figura 37 a, b e c apresentam estes deslocamentos.



**37.a – Deslocamento v – Centro da viga principal**

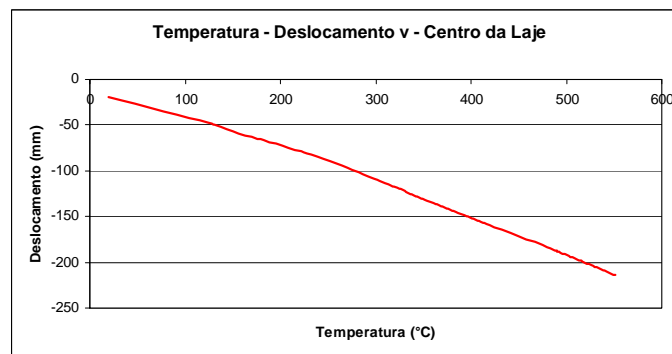


**37.b – Deslocamento v – Centro da viga secundária externa**



**37.c – Deslocamento v – Centro da viga secundária interna**

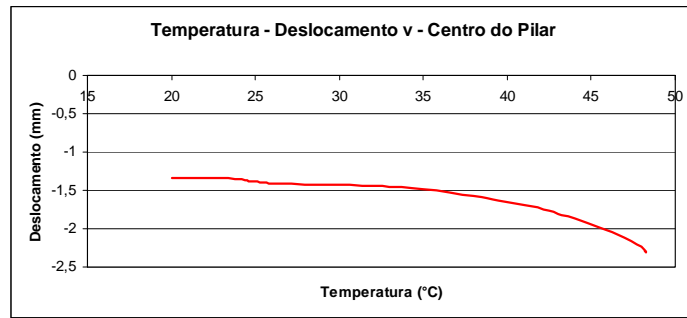
A laje apresenta comportamento linear-elástico e seu deslocamento novamente acompanha os deslocamentos das vigas que a suportam. O deslocamento máximo apresentado foi de  $\Delta_v = -214,2mm$ , como mostra a Figura 38.



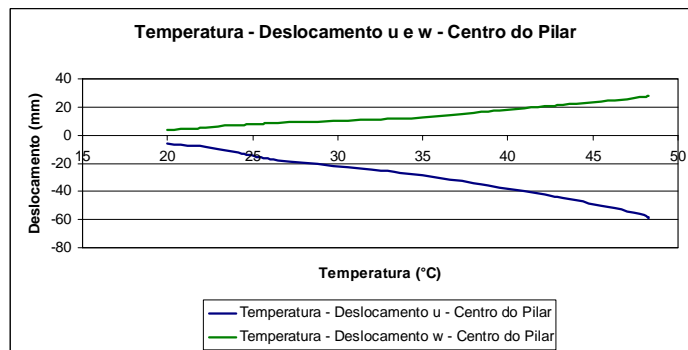
**38 – Deslocamento v – Centro da laje**

### 6.1.3 – Análise a 60% da sobrecarga

Na análise a 60% da sobrecarga aplicada, o colapso ocorre em 11,57min. As temperaturas e consequentemente os deslocamentos dos pilares continuam baixos devido à proteção passiva. A Figura 39 a e b apresentam os deslocamentos em função da temperatura no centro do pilar. Os máximos deslocamentos registrados foram de:  $\Delta_u = -58,9mm$ ,  $\Delta_v = -2,3mm$  e  $\Delta_w = 27,7mm$ .

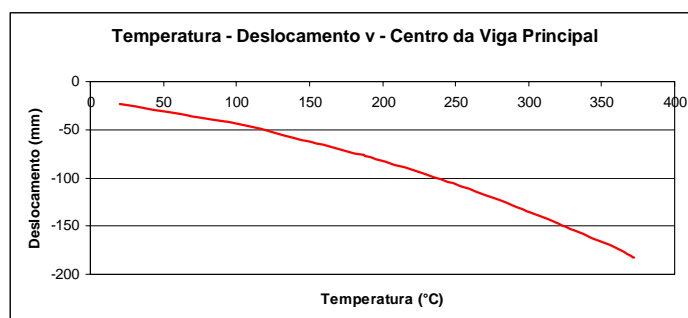


**39.a – Deslocamento v – Centro do pilar**

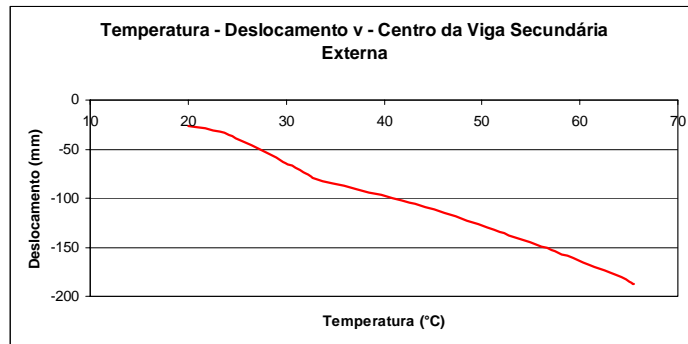


**39.b – Deslocamento u e w – Centro do pilar**

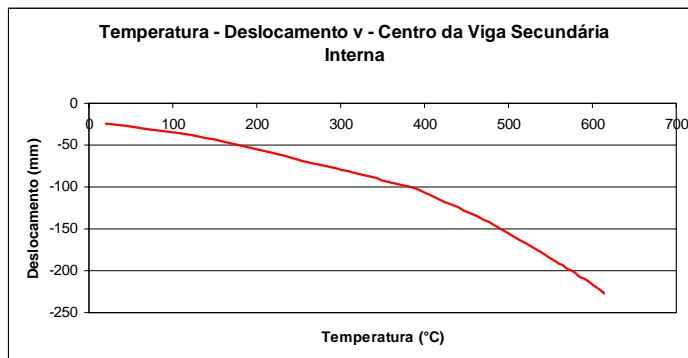
Para a configuração dos 60% de sobrecarga os deslocamentos finais nas vigas são bem próximos aos calculados na configuração para os 40%, no entanto este deslocamento ocorre em um tempo menor. A Figura 40 a, b e c apresenta os deslocamentos nas vigas principais, secundárias externas e internas respectivamente.



**40.a – Deslocamento v – Centro da viga principal**

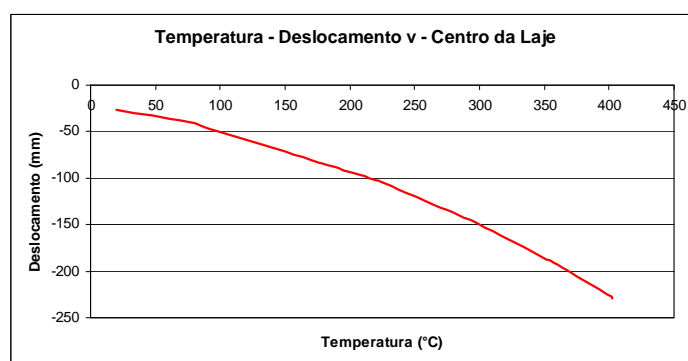


**40.b – Deslocamento v – Centro da viga secundária externa**



**40.c – Deslocamento v – Centro da viga secundária interna**

Os deslocamentos ocorridos no centro da laje são apresentados na Figura 41. A característica de auto proteção do concreto indica que o colapso não ocorreu neste elemento estrutural.



**41 – Deslocamento v – Centro da laje**

## 6.2 – CONCLUSÃO

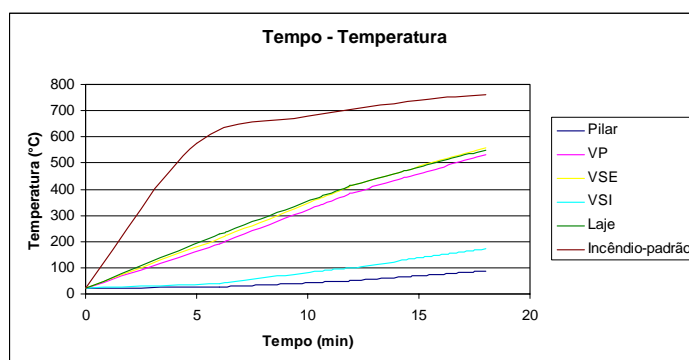
Devido a dificuldade de comparação dos esforços via resultado da análise numérica com a análise física, deve-se adotar o tempo de falha fornecida na análise numérica como

balizamento da definição do elemento estrutural colapsado. Pela observação dos tempos, conclui-se que a falha para os diferentes casos de sobrecarga, ocorre sempre na viga principal. Esta falha se dá com a formação de uma rótula plástica no centro do elemento estrutural, pelo escoamento do aço que perdeu resistência com o aumento da temperatura.

**ANÁLISE DO CASO P.VSI.P. – PILARES E  
VIGAS SECUNDÁRIAS INTERNAS PROTEGIDOS**

**7.1 – CASOS DE CARREGAMENTO**

Nesta configuração de proteção podemos verificar que as temperaturas máximas atingidas tendem a se manter relativamente mais baixas que a temperatura dada pela curva do incêndio-padrão. A temperatura calculada para as vigas secundárias internas, que se mostravam elevadas nos casos de análises anteriores, não atinge com a proteção passiva 200°C. O tempo máximo para colapso da estrutura foi de 18 minutos e as temperaturas máximas calculadas em cada elemento estrutural podem ser apreciados na Tabela 9 abaixo. A Figura 42 apresenta a curva temperatura-tempo para cada elemento estrutural.



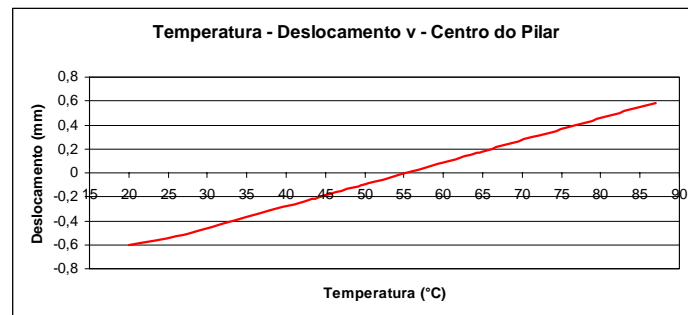
**Figura 42 – Curvas de elevação da temperatura na estrutura (caso P.VSI.P)**

**Tabela 11 – Temperaturas máximas**

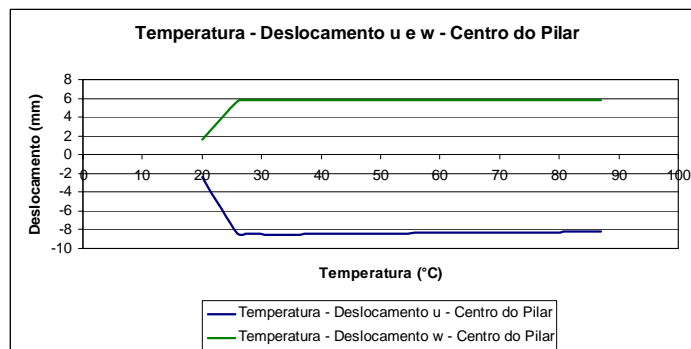
<i>Barra</i>	<i>Face</i>	$\theta_{\max} [^{\circ}\text{C}]$
<i>Pilar</i>	<i>Todas</i>	<i>87,0</i>
<i>Viga Principal</i>	<i>Inferior</i>	<i>532,0</i>
<i>Viga Secundária Externa</i>	<i>Inferior</i>	<i>560,0</i>
<i>Viga Secundária Interna</i>	<i>Inferior</i>	<i>172,0</i>
<i>Laje</i>	<i>Inferior</i>	<i>551,0</i>

### 7.1.1 – Análise a 20% da sobrecarga

Os resultados obtidos em todas as análises onde se considerou pilares protegidos apresentaram valores bem parecidos para os diferentes casos de proteção. Isto se dá pelas baixas temperaturas atingidas nos pilares bem como o tipo de ligação utilizada entre os elementos estruturais. A Figura 43, a e b apresenta os deslocamentos u, v e w dos pilares em função da temperatura para uma sobrecarga aplicada de 20%.

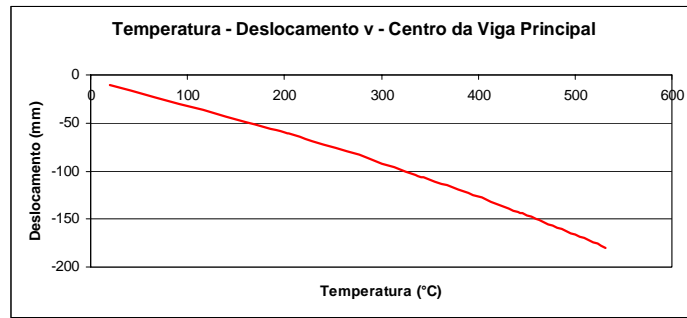


43.a – Deslocamento v – Centro do pilar

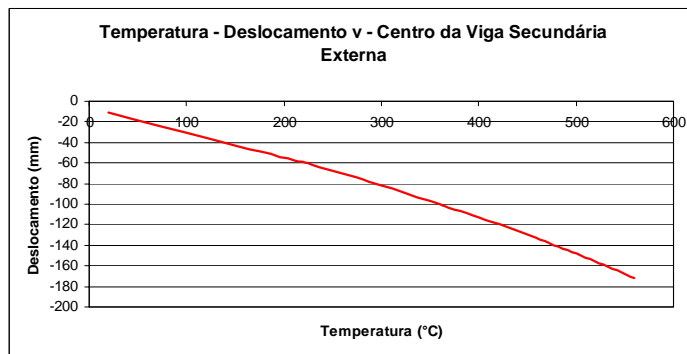


43.b – Deslocamento u e w – Centro do pilar

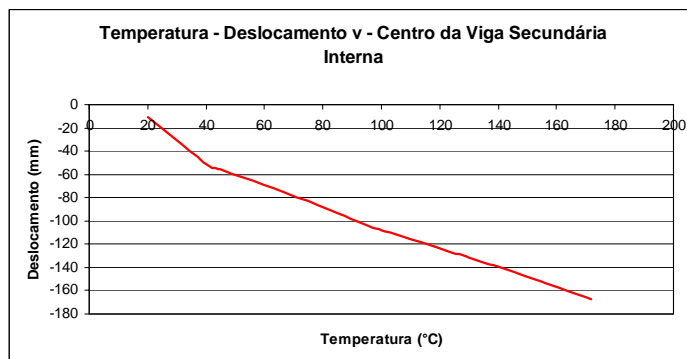
A análise das vigas revela um comportamento linear elástico para todos estes elementos. Para o carregamento de 20% da sobrecarga aplicada não é possível identificar a tendência de colapso em um dos elementos estruturais em especial. Pode-se no entanto pressupor que este colapso não ocorreu nos elementos estruturais com proteção parcial por não atingirem altas temperaturas. A interpretação dos resultados, mais a frente realizada, mostrará o motivo do colapso e em qual elemento estrutural ele ocorreu. A Figura 44 a, b e c mostra o deslocamento máximo atingido no centro de cada elemento de viga.



**44.a – Deslocamento v – Centro da viga principal**

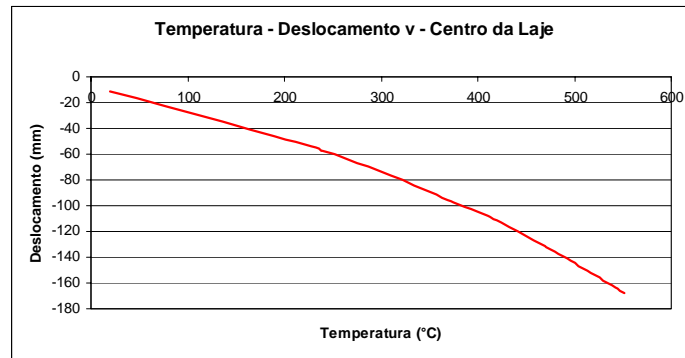


**44.b – Deslocamento v – Centro da viga secundária externa**



**44.c – Deslocamento v – Centro da viga secundária interna**

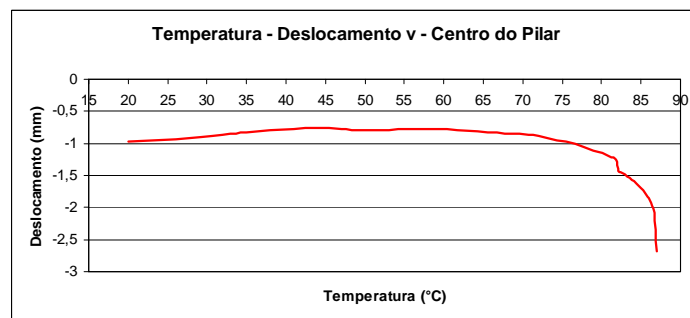
A Figura 45 mostra o deslocamento no centro da laje. A máxima temperatura atingida pela laje foi de 551°C e o deslocamento máximo calculado foi de  $\Delta_v = -167,7mm$ .



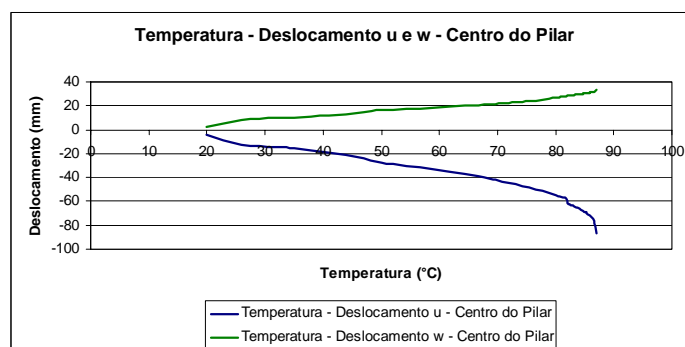
45 – Deslocamento v – Centro da laje

### 7.1.2 – Análise a 40% da sobrecarga

Na análise a 40% da sobrecarga percebe-se uma anomalia na curva deslocamento temperatura dos pilares, dada pela Figura 46 a e b. Esta anomalia não percebida para os diferentes casos até então analisados não possui explicação aparente e necessita dos resultados das análises dos esforços internos mais a frente detalhados. A máxima temperatura atingida nos pilares foi de 87°C. Os máximos deslocamentos calculados foram de  $\Delta_u = -87,1mm$ ,  $\Delta_v = -2,7mm$  e  $\Delta_w = 33,6mm$ . O colapso para a configuração de 40% de sobrecarga aplicada ocorreu em 18 minutos.

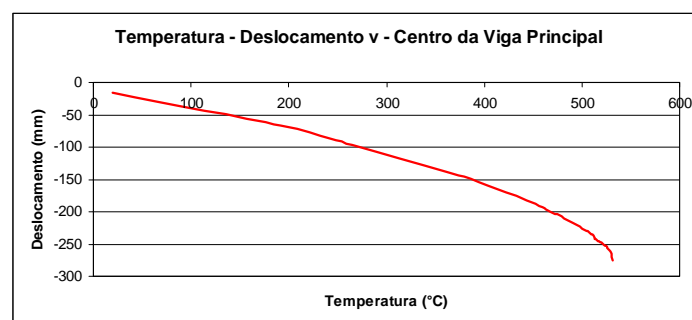


46.a – Deslocamento v – Centro o pilar

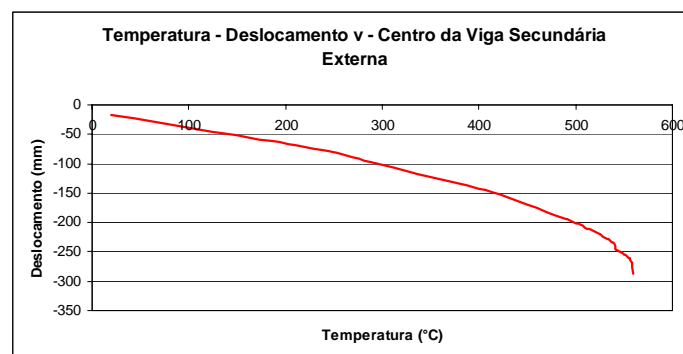


46.b – Deslocamento u e w – Centro o pilar

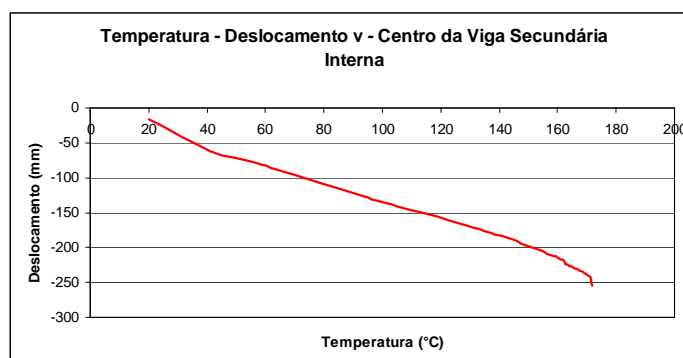
Pela análise dos deslocamentos das vigas supõe-se que o colapso tenha se dado na viga secundária externa pela formação de uma rótula plástica. Com isso, a viga tenderia a “puxar” o topo do pilar o que explicaria as anomalias verificadas na análise dos deslocamentos dos pilares. A mudança brusca na curva deslocamento-temperatura da viga secundária externa corresponde com aquela verificada na curva correspondente para os pilares e em ambas, ela ocorre por volta dos 17 minutos de fogo. Este fato reforça ainda mais a suposição do colapso pela formação de rótula plástica no centro da viga secundária externa. A Figura 47 a, b e c apresenta os deslocamentos verticais nos centros das vigas que formam a estrutura.



**47.a – Deslocamento v – Centro da viga principal**

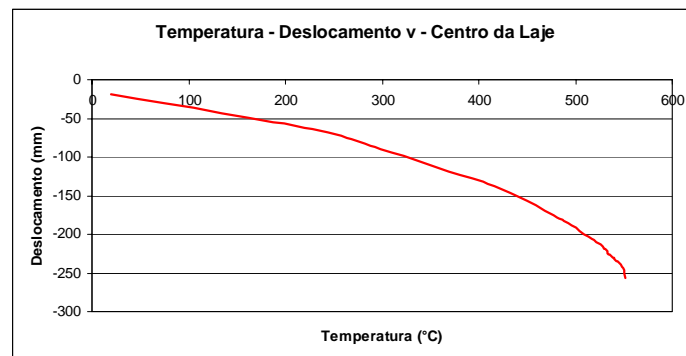


**47.b – Deslocamento v – Centro da viga secundária externa**



**47.c – Deslocamento v – Centro da viga secundária interna**

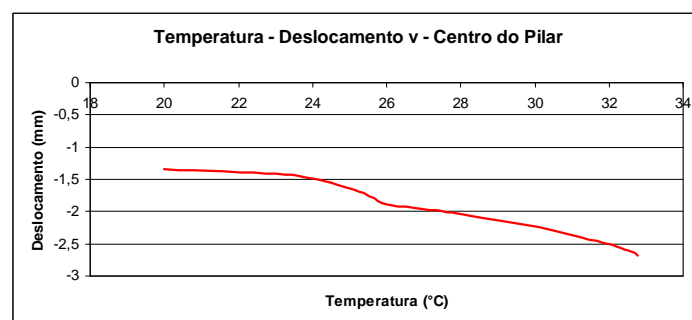
O deslocamento vertical máximo calculados para as lajes a 40% de sobrecarga aplicada são de:  $\Delta_v = -256,2mm$ , conforme apresentado na Figura 48.



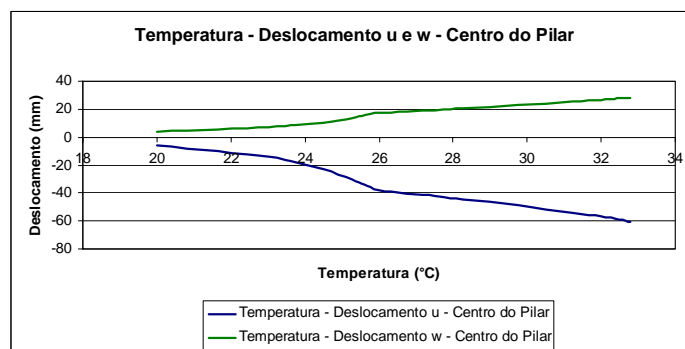
48 – Deslocamento v – Centro da laje

### 7.1.3 – Análise a 60% da sobrecarga

O colapso para esta configuração de carregamento ocorre em 7,69 minutos e pela análise das temperaturas nos pilares é difícil, ao menos *a priori* aceitar que o colapso tenham se dado nestes elementos apesar da forma da curva deslocamento-temperatura dos pilares sugerirem isto. Mais a frente poder-se-á definir com clareza a causa do colapso através da análise dos esforços internos e dos tempos de falha nos elementos. A Figura 49 a e b apresenta os deslocamentos vertical e horizontais respectivamente calculados para os pilares.

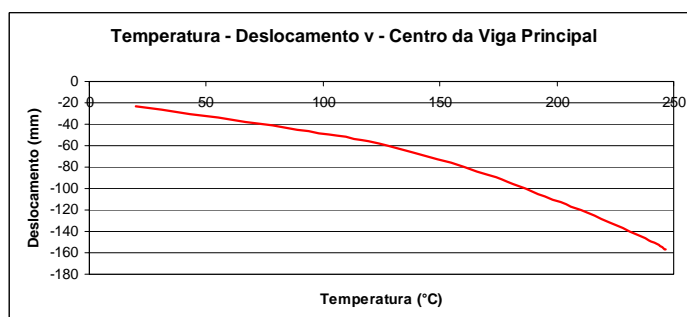


49.a – Deslocamento v – Centro do pilar

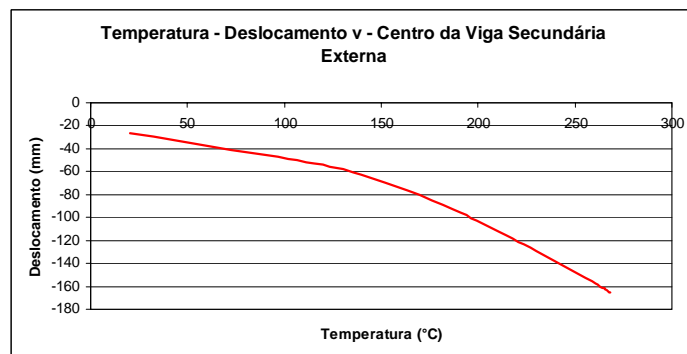


**49.b – Deslocamento u e w – Centro do pilar**

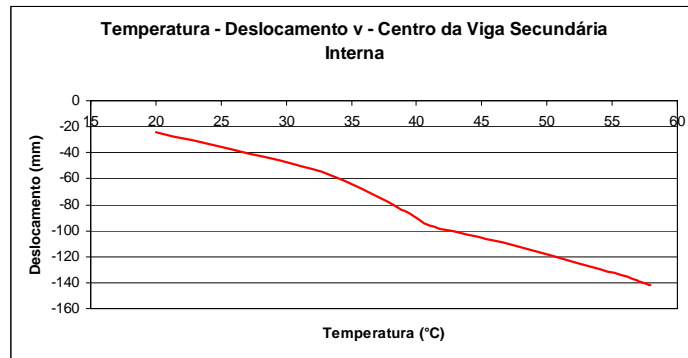
Um caso interessante na análise dos deslocamentos das vigas ocorre na viga secundária interna. Apesar das baixas temperaturas proporcionadas pela camada de proteção passiva, a curva deslocamento-temperatura não é totalmente linear. Não se pode afirmar, contudo, que o colapso tenha se dado neste elemento justamente pelas baixas temperaturas calculadas. As outras vigas analisadas apresentam curvas “comportadas” sendo necessária a verificação dos esforços internos para definição da causa do colapso. A Figura 50 a, b e c apresenta os deslocamentos calculados para as vigas.



**50.a – Deslocamento v – Centro da viga principal**

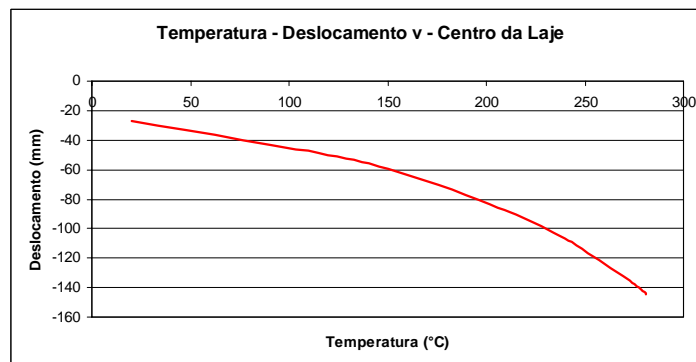


**50.b – Deslocamento v – Centro da viga secundária externa**



**50.c – Deslocamento v – Centro da viga secundária interna**

A temperatura máxima atingida na laje foi de  $281,1^{\circ}\text{C}$  e o deslocamento máximo de  $\Delta_v = -256,2\text{mm}$ . A Figura 51 apresenta os deslocamentos em função da temperatura para a configuração de 60% da sobrecarga aplicada.



**51 – Deslocamento v – Centro da laje**

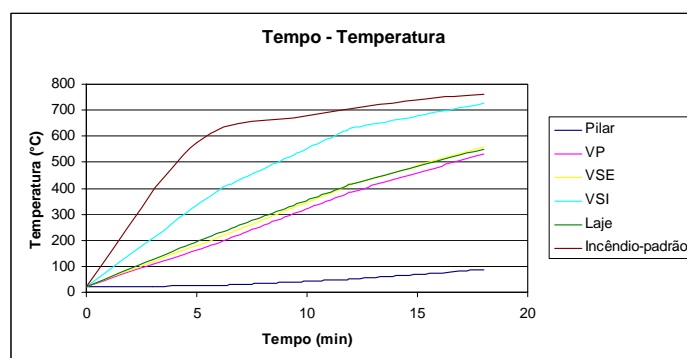
## 7.2 – CONCLUSÃO

A anomalia apresentada nos deslocamentos do pilar ocorrem devido ao esforço horizontal aplicado nos deslocamentos das vigas, no entanto, estes não chegam a colapsar, pois a análise dos tempos de falha indica que o pilar protegido não colapsa. A tendência de falha da VSE só é verificada para o caso de carregamento de 60% da sobrecarga, nos demais o colapso ocorre pelo escoamento do aço na VP.

## **ANÁLISE DO CASO P.P. – PILARES PROTEGIDOS**

### **8.1 – CASOS DE CARREGAMENTO**

Para o caso onde somente os pilares são considerados com proteção parcial, podemos observar que as temperaturas das vigas tendem a se elevar rapidamente. As vigas secundárias internas tendem a acompanhar de perto a curva temperatura-tempo do incêndio-padrão conforme apresentado na Figura 52. O incêndio tem duração máxima de 18 minutos. Foi admitido 30mm de argamassa projetada como proteção passiva, para esse caso, apenas nos pilares.



**Figura 52 – Curvas de elevação da temperatura na estrutura (caso P.P.)**

A tabela 10 apresenta as máximas temperaturas atingidas em cada elemento estrutural durante o incêndio.

**Tabela 12 – Temperaturas máximas**

<i>Barra</i>	<i>Face</i>	$\theta_{\max} [^{\circ}\text{C}]$
<i>Pilar</i>	<i>Todas</i>	<i>87,0</i>
<i>Viga Principal</i>	<i>Inferior</i>	<i>532,0</i>
<i>Viga Secundária Externa</i>	<i>Inferior</i>	<i>560,0</i>
<i>Viga Secundária Interna</i>	<i>Inferior</i>	<i>725,0</i>
<i>Laje</i>	<i>Inferior</i>	<i>551,0</i>

### 8.1.1 – Análise a 20% da sobrecarga

Para o caso de 20% de sobrecarga aplicada, os máximos deslocamentos calculados nos pilares foram:  $\Delta_u = -9,9mm$ ,  $\Delta_v = 0,6mm$  e  $\Delta_w = 5,6mm$ . Devido a proteção passiva aplicada, verificam-se baixas temperaturas nos pilares. Observa-se também o comportamento linear-elástico do aço no elemento estrutural. Isto faz supor que o colapso para esta configuração de proteção não ocorreu nos pilares, o que é justamente o mais provável devido às baixas temperaturas atingidas. A Figura 53 a e b apresentam os deslocamentos vertical e horizontal calculados nos pilares.

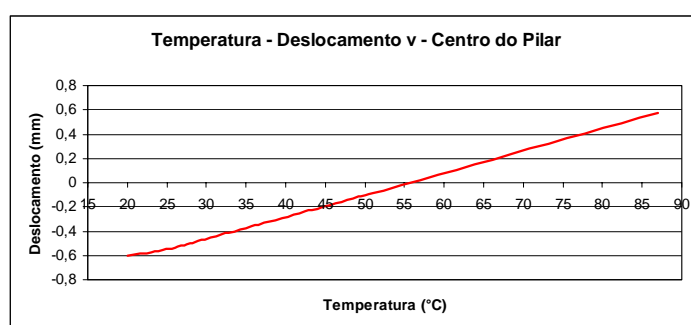


Figura 53.a – Deslocamento v – Centro do pilar

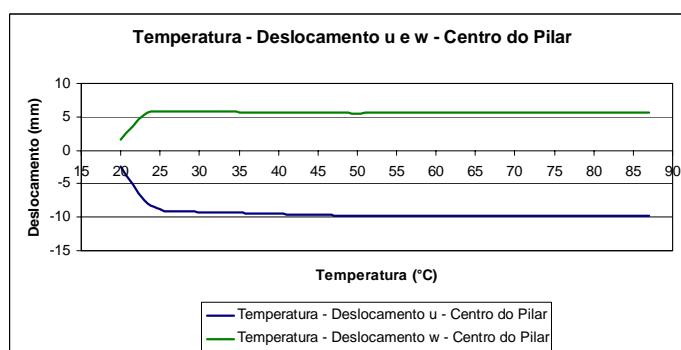
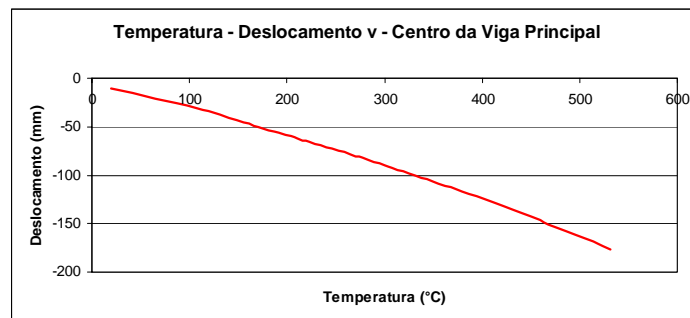


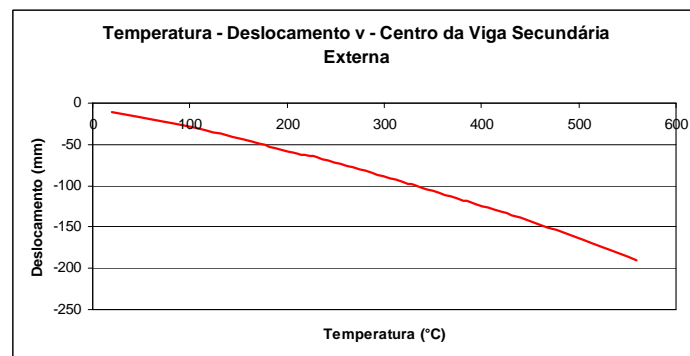
Figura 53.b – Deslocamento u e w – Centro do pilar

As maiores flechas bem como as maiores temperaturas calculadas são novamente verificadas nas vigas secundárias internas, quando se comparam os deslocamentos sofridos pelas vigas com o aumento da temperatura. As curvas de deslocamento-temperatura apresentam comportamento linear-elástico para as vigas principais e secundárias externas. A análise da curva dos deslocamentos das vigas secundárias internas não apresentando linearidade bem como as altas temperaturas sugerem o

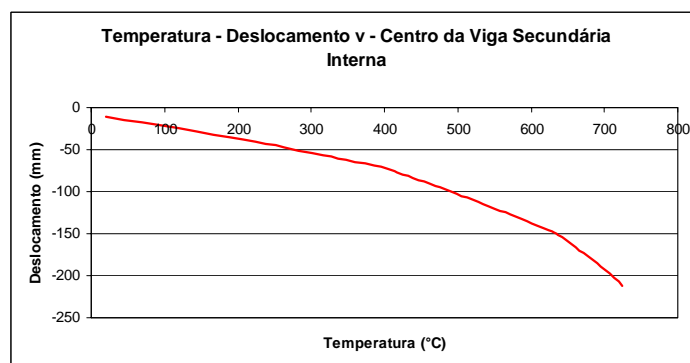
colapso deste elemento estrutural. A Figura 54 a, b e c mostra a curva deslocamento-temperatura calculada para as vigas.



**Figura 54.a – Deslocamento v – Centro da viga principal**

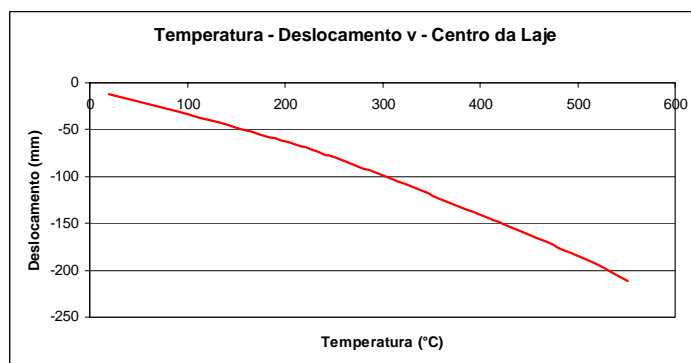


**Figura 54.b – Deslocamento v – Centro da viga secundária externa**



**Figura 54.c – Deslocamento v – Centro da viga secundária interna**

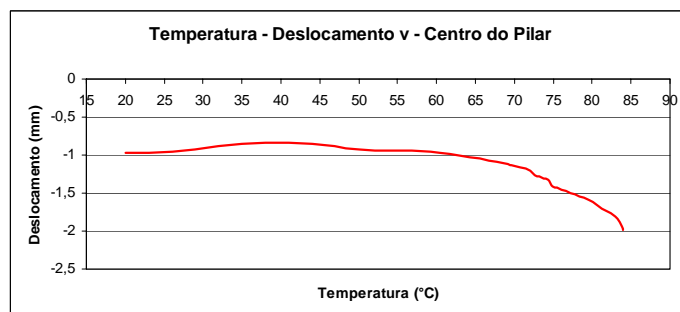
A máxima flecha calculada no centro da laje é de  $\Delta_v = -210,9mm$  na temperatura de  $551^\circ C$  a 18 minutos de incêndio. A Figura 55 apresenta os deslocamentos em função da temperatura. A linearidade da curva permite antever que o colapso não se deu neste elemento estrutural.



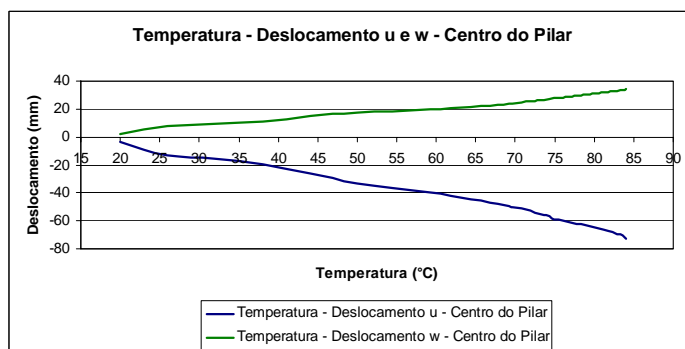
**Figura 55 – Deslocamento v – Centro da laje**

### 8.1.2 – Análise a 40% da sobrecarga

Ao analisar os gráficos de deformação da estrutura quando submetida ao incêndio com 40% da sobrecarga aplicada não é possível tirar conclusões preliminares, pois todos elementos comportam-se de forma diferente das analisadas até então. Pode-se pensar, somente que este não tenha ocorrido nos pilares devido à proteção passiva considerada, porém a análise dos tempos e esforços ainda é requerida para este elemento. A Figura 56 a e b apresentam as deformações verticais e horizontais calculadas para os pilares.

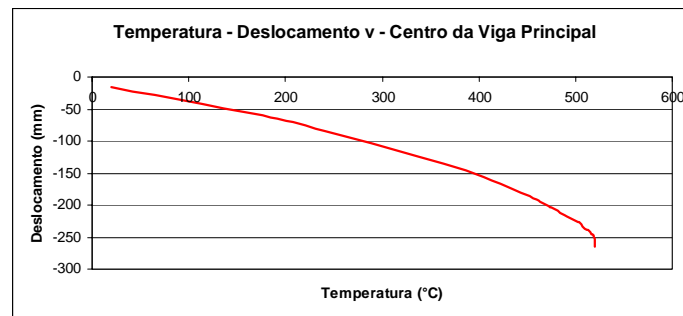


**Figura 56.a – Deslocamento v – Centro do pilar**

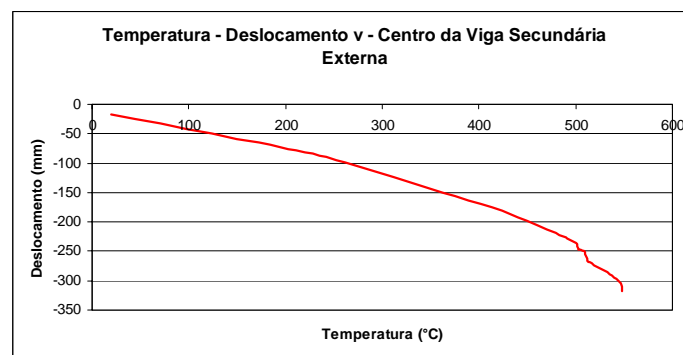


**Figura 56.b – Deslocamento u e w – Centro do pilar**

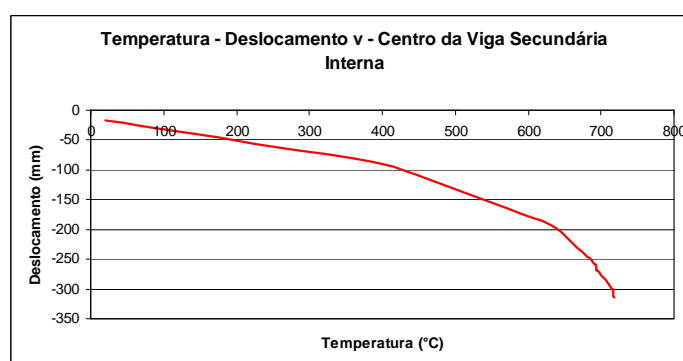
As vigas atingem grandes temperaturas na análise sem proteção passiva e também apresentam grandes deformações. O seu comportamento na análise a 40% da sobrecarga é bem parecido o que pode ser visto na Figura 57 a, b e c, carecendo portanto da análise final apresentada mais adiante.



**Figura 57.a – Deslocamento v – Centro da viga principal**

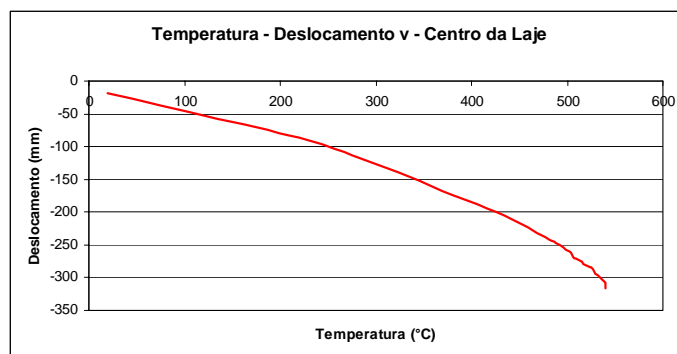


**Figura 57.b – Deslocamento v – Centro da viga secundária externa**



**Figura 57.c – Deslocamento v – Centro da viga secundária interna**

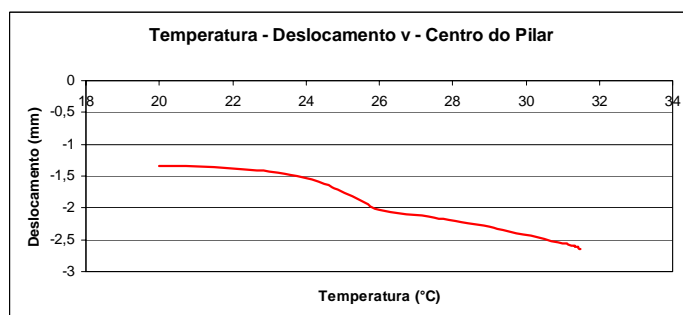
A deformação da laje apresenta comportamento praticamente linear, acompanhando a deformação das vigas de apoio. A Figura 58 apresenta o gráfico deslocamento-temperatura no centro da laje.



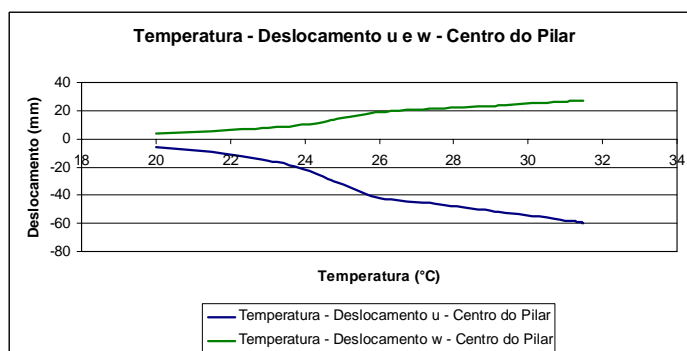
**Figura 58 – Deslocamento v – Centro da laje**

### 8.1.3 – Análise a 60% da sobrecarga

O colapso a 60% da sobrecarga ocorre em 7,4 minutos. O comportamento dos pilares, apesar da proteção passiva, não é linear o que *a priori* sugere que a falha pode ter se dado neste elemento estrutural. Por outro lado, as baixas temperaturas também sugerem que o colapso não se deu nos pilares. Exige-se então a análise dos tempos de colapso para qualquer conclusão final. A Figura 59 a e b apresenta os gráficos deslocamento-temperatura nos pilares.

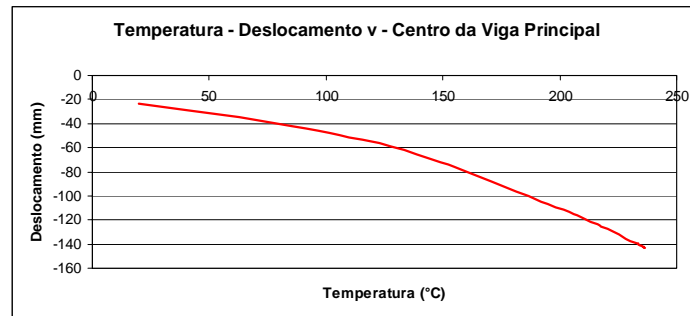


**Figura 59.a – Deslocamento v – Centro o pilar**

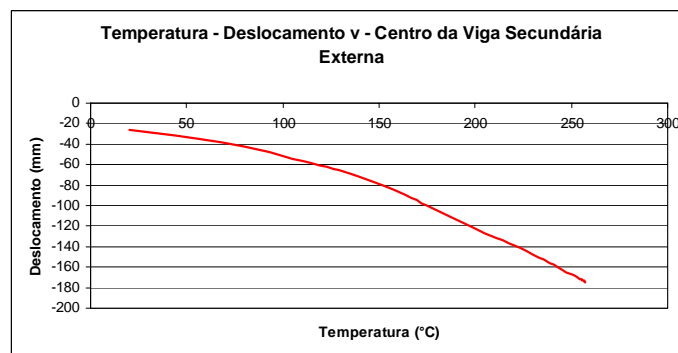


**Figura 59.b – Deslocamento u e w – Centro o pilar**

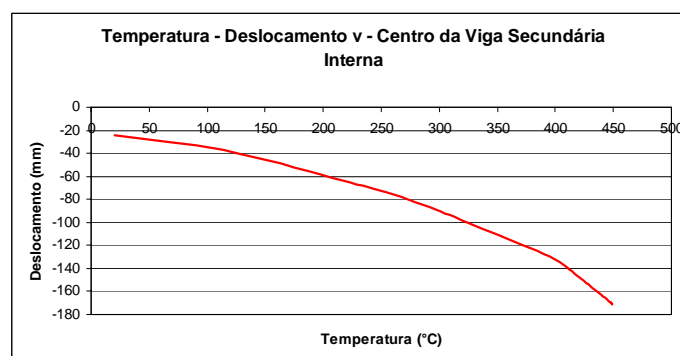
As vigas apresentam comportamento linear-elástico e apesar da pré-suposição do colapso ter se dado nestes elementos ainda não se pode concluir a este respeito. A Figura 60 a, b e c, apresenta as deformações em função da temperatura nos vários elementos de viga.



**Figura 60.a – Deslocamento v – Centro da viga principal**



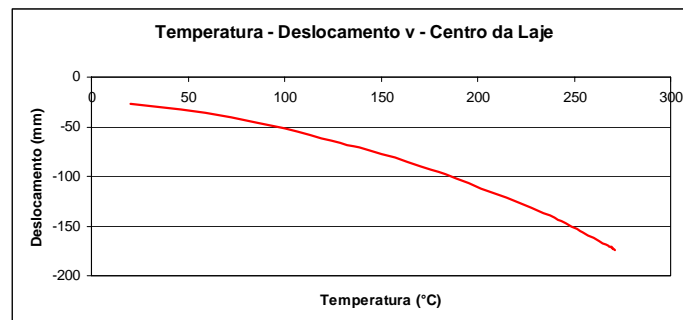
**Figura 60.b – Deslocamento v – Centro da viga secundária externa**



**Figura 60.c – Deslocamento v – Centro da viga secundária interna**

O deslocamento calculado no centro da laje foi de  $\Delta_v = -173,8mm$  à máxima temperatura  $271,1^\circ C$ . O deslocamento da laje tende a acompanhar os deslocamentos das

vigas e pode-se perceber que se encontra na fase elástica. A Figura 61 apresenta o gráfico deslocamento-temperatura para o centro da laje.



**Figura 61 – Deslocamento v – Centro da laje**

## **8.2 – CONCLUSÃO**

Para este caso de pilares protegidos, a estrutura se comporta de forma muito próxima daquela apresentada para o caso de pilares e vigas secundárias internas protegidas. Apesar de em alguns gráficos o colapso aparentar ter se dado na VSI, pela análise dos tempos, essa tendência não se confirma. Para os casos de carregamento de 20% e 40%, o colapso ocorreu na VP e para o caso de 60% do carregamento, ocorreu na VSE.

### **CONSIDERAÇÕES FINAIS**

#### **9.1 – CARACTERIZAÇÃO DO COLAPSO ESTRUTURAL**

##### **9.1.1 – O problema da caracterização do colapso**

A ciência dos incêndio deve buscar a convergência no que tange a forma como se caracteriza o colapso estrutural, as diferentes possibilidades apresentadas neste trabalho, de caracterização do colapso estrutural são discrepantes e podem produzir resultados muito contraditórios, principalmente quando se analisa o colapso de vigas. O colapso calculado via métodos numéricos nos elementos de viga é verificado muitas das vezes quando estes elementos ainda possuem cerca de 40% de resistência para o estado limite último.

Na ciência dos incêndios, a verificação experimental é muito cara e devido ao alto custo da proteção passiva nas estruturas metálicas, deve-se prever procedimentos de análise estrutural a altas temperaturas que considerem a análise numérica, o que já é uma tendência natural da ciência dos incêndios, pois considerariam também a hiperestaticidade estrutural e o efeito de membrana verificado a altas temperaturas, na resistência global da edificação, considerações difíceis de serem conseguidas nos casos de análise física. No entanto, não se pode, no estágio atual de desenvolvimento da ciência, realizar uma análise numérica da estrutura e compará-la com os resultados obtidos via análise física devido à incompatibilidade de resultados de ambas.

##### **9.1.2 – Sugestão de novos trabalhos**

Neste ponto cabe aqui indicar que futuras pesquisas devem ser realizadas no sentido de adotarem um sistema que permita a caracterização do colapso estrutural independente da maneira pela qual se de a análise.

## 9.2 – ESTRUTURA PESQUISADA

### 9.2.1 – Elementos colapsados

As diferentes configurações de carregamento e de proteção adotadas neste trabalho podem ser resumidas na tabela 13 abaixo, bem como pode-se verificar o elemento que gerou o colapso estrutural.

<b>Tabela 13 – Elementos colapsados para diferentes configurações estruturais</b>			
<i>Caso de proteção</i>	<i>Sobrecarga adotada</i>		
	<i>0,2</i>	<i>0,4</i>	<i>0,6</i>
<i>P.V.S.P.</i>	<i>Pilar</i>	<i>Pilar</i>	<i>Pilar</i>
<i>P.VP.P.</i>	<i>VSI</i>	<i>VSE ou VSI</i>	<i>VSE</i>
<i>P.VSE.P.</i>	<i>VP</i>	<i>VP</i>	<i>VP</i>
<i>P.VSI.P.</i>	<i>VP</i>	<i>VP</i>	<i>VSE</i>
<i>P.P.</i>	<i>VP</i>	<i>VP</i>	<i>VSE</i>

Pela interpretação da tabela 13 e para as especificações impostas para esta pesquisa, como razões solicitações/resistências próximas, pode-se verificar que a tendência de falha segue uma determinada linha. Quando se consideram todos os elementos sem proteção passiva, o elemento que tende a falhar primeiro é sempre o pilar. Quando estes são protegidos, os elementos que apresentam falhas são os mais solicitados, como é o caso das vigas principais deste trabalho, nas quais se descarregam as vigas secundárias internas e das quais dependem se não a estabilidade global da estrutura, ao menos a estabilidade da subestrutura em análise, principalmente quando menos solicitadas como é o caso de 0,2 da sobrecarga de colapso. Nos casos mais solicitados, as falhas tendem a acontecer nos elementos mais massivos, como é o caso das vigas secundárias externas. Este fato revela que a massividade do elemento estrutural pode ter uma importância muito grande na definição dos elementos estruturais a serem protegidos quando do dimensionamento de estruturas de aço em situação de incêndio.

Neste trabalho, verifica-se também que a falha, quando ocorre no pilar, é devida ao esmagamento da seção transversal e no caso das vigas acontece a formação de rótula plástica, ambos problemas devidos à perda de propriedades mecânicas do aço com o aumento da temperatura.

### **9.2.2 – Sugestão de novos trabalhos**

Como sugestão de futuros trabalhos, pode-se indicar a verificação da influência da massividade no colapso global de estruturas e não somente a sua consideração na resistência de elementos estruturais. Um caso interessante de análise é a variação da razão de resistência buscando identificar se a ordem de colapso pilar, viga principal, vigas secundárias para solicitações menores e pilares, elementos com maiores massividades, elementos com menores massividades para maiores solicitações permanecem.

## **9.3 – CURVAS DE AQUECIMENTO**

### **9.3.1 – O problema das curvas de aquecimento**

O caso da curva de aquecimento do ensaio-padrão NBR-5628 (ABNT, 1980) considerada neste trabalho apesar de muito difundida nos centro de pesquisa não representam a realidade dos incêndios naturais por não considerarem as fases de resfriamento e extinção, o que faz com que a estrutura sofra um aquecimento constante não verificado na realidade. A estrutura sem proteção, devido ao pequeno tempo de colapso, não apresenta discrepâncias entre os resultados obtidos utilizando uma ou outra curva de aquecimento como apresentado neste trabalho, no entanto, para diferentes situações de proteção passiva, a adoção de curvas de incêndio natural podem gerar economia no custo global da implantação de um projeto em estruturas metálicas. Sem mencionar que os estudos passariam a apresentar resultados mais próximos dos verificados na prática dos incêndios.

### **9.3.2 – Sugestão de novos trabalhos**

Como sugestão fica a identificação de curvas de incêndio natural com tempos de ignição, propagação, resfriamento e extinção baseados em análises estatísticas de incêndios naturais, bem como o emprego destas curvas em análises de diferentes configurações de carregamento e geometria estrutural visando a eliminação da necessidade do uso da proteção passiva na estruturas metálicas.

## **REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFIAS**

ANDRADE, A. F. T. (2003). Uma Contribuição ao Estudo da Resistência ao Fogo de Pilares de Aço Parcialmente Protegidos, Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Escola de Minas – UFOP, Ouro Preto, Minas Gerais. Brasil.

ANDRADE, A. C. T. (2005). Investigação Numérica do Comportamento Estrutural de um Pórtico 3D Parcialmente Protegido em Incêndio, Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Escola de Minas – UFOP, Ouro Preto, Minas Gerais. Brasil.

ARAÚJO, E. C. (1993). Elementos Flexo-Comprimidos. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, São Carlos, SP, Brasil.

ARGYRIS, J. H.; KELSEY, S. (1955). Energy Theorems and Structural Analysis, Aircraft Engineering, vols. 26 e 27.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) NBR 5628, (1980). Componentes Construtivos Estruturais – Determinação da Resistência ao Fogo – Método de Ensaio, Rio de Janeiro, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) NBR 8800, (2004). Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios, Rio de Janeiro, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) NBR 14343, (1999). Dimensionamento de Estruturas de Aço de Edifícios em Situação de Incêndio – Procedimento, Rio de Janeiro, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) NBR 14432, (2000). Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos de Edificações – Procedimento, Rio de Janeiro, Brasil.

BABA, S. NAGURA, H. (1985). Effect of Material Properties the Deformation of Steel Frames in Fire, Proc. of JSCE Structural Eng./ Earthquake Eng., Vol. 2, No. 1, pp. 47 – 57, 1985.

BAILEY, C. G. (1995). Simulation of the Structural Behaviour of Steel Framed Buildings in Fire, Ph.D. Thesis, University of Sheffield.

BATHE, K. J. (1982). Finite Element Procedures in Engineering Analysis, Prentice-Hall, New Jersey, USA.

BRITISH STANDARD INSTITUTION. BS476: Part 20, (1987): “Fire Tests on Buildings Materials and Structures – Method of Determination of Fire Resistance of Elements of Construction (general principles)”.

BROCKENBROUGH, R. (1970). Theoretical Stresses and Strains From Heating Curve, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 96, No. ST7, pp. 1421-1444, 1970.

BURGESS, I. W.; PLANK, R.J. (2000). Steel Frame Analysis in Fire, Contribuição técnica apresentada no III Seminário Internacional “O Uso da Construção Civil”, Belo Horizonte, MG, Brasil.

BURGESS, I. W.; EL-RIMAWI, J.; PLANK, R.J.. (1988). A Secant Stiffness Approach to the Fire Analysis of Steel Beams, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 11, pp. 105 – 120.

CARVALHO, E. F. T. (2001). Contribuição ao Estudo da Resistência Residual do Concreto Submetido ao Programa Térmico Padrão para Situações de Incêndio, Dissertação de Mestrado, Escola de Minas – UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.

CARVALHO, W. M. (2002). Uma Investigação da Resistência ao Fogo de Barras de Aço de Seção “I” Sujeitas a Flexão Composta, Dissertação de Mestrado, Escola de Minas – UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.

CESARI, F. (1996). *Analisi de Problemi Termici col Metodo degli Elementi Finiti*, Pitagora Editrice Bologna, Bologna, Itália. CHENG, W.; MAK, K. (1970). Computer Analysis of Steel Frames in Fire, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 101, No. ST4, pp. 855-867

CLARET, A. M.; BURGESS, I. W.; PLANK, R.J. (1999). *Studies of the Behaviour of Steel Beams in Fire*. Research Report DSCE/99/F/5. Department of Civil and Structural Engineering, University of Sheffield, Sheffield, UK.

CLARET, A. M. (2000a). *Resistência ao Fogo de Estruturas: Alternativas Técnicas para Redução do Custo da Proteção Passiva*. Relatório Interno L01/2000. Escola de Minas, UFOP, Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil.

CLARET, A. M. (2000b). *Introdução a Engenharia de Incêndio*. Apostila. Escola de Minas, UFOP, Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil.

CLOUGH, R.W. (1960). The Finite Element in Plane Stress Analysis, *Proceedings*, 2nd. ASCE Conference on Electronic Computation, Pittsburgh, USA.

COMMISSION OF THE EUROPEAN COMMUNITIES (1993). *Practical Design Tools for Unprotected Steel Columns Submitted to ISO-Fire – Refao III*, Draft Final Report, CEC Agreement 7210-AS/505.

CORRÊA, F. V. (2004). *Um Estudo da Interação Estrutural Tridimensional em Incêndio*, Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Escola de Minas – UFOP, Ouro Preto, Minas Gerais. Brasil.

COSTA, I. A. (2001). *Estudo Paramétrico da Resistência ao Fogo de Vigas Mistas Aço-Concreto*. Dissertação de Mestrado, Escola de Minas, UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.

CULVER, C.G. (1972). Steel Column Buckling Under Thermal Gradients, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 98, No. ST8, pp. 1853 – 1865.

CULVER, C. G.; AGGARWAL, V.; OSSEMBRUGGEN, P. J. (1973). Buckling of Steel Columns at Elevated Temperature, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 99, No. ST4, pp. 715 – 726.

DOTREPPE, J. C. (1996). Fire Resistance of Steel Structures, 5th. International Colloquium on Structural Stability, Structural Stability Research Council, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

DOTREPPE, J. C.; FRANSSEN, J.; SCHLEICH, J. (1985). Numerical Simulation of Fire Resistance tests on Steel and Composite Structural Elements or Frames, Fire Safety Science – Proceedings of the First International Symposium.

EL-RIMAWI, J. (1989). The Behaviour of the Flexural Members Under Fire Conditions, Ph. D. Thesis, University of Sheffield.

EL-ZANATY, M. H.; MURRAY, D. W. (1983). Non-linear Finite Element Analysis of Steel Frames, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 109, No. ST2, pp. 353-368.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. “Basis of design and actions on structures exposed to fire (Part 2.2)”. Eurocode 1, Brussels, 1995.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. “Design of Steel Structures (Part 1.2)”. Eurocode 3, Brussels, 1993.

FERREIRA, F. A. (2005). Contribuição ao Estabelecimento de um Método Simplificado para Dimensionamento ao Fogo da Proteção Parcial de Colunas de Aço. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Escola de Minas – UFOP, Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil.

FERREIRA, F. A.; LOPES, B. C. F. L.; SANTOS, E. A. G.; CLARET, A. M. Análise da Resistência de Pilares de Aço em Incêndios Modelados pelo Ensaio-Padrão e em Duas Camadas. XXVI Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering – CILAMCE. Guarapari, Espírito Santo, Brasil, 2005.

FURUMURA, F.; SHINOHARA, Y. (1978). Inelastic Behaviour of Protected Steel Beams and Frames in Fire, Report of the Research Laboratory of Engineering Materials, No. 3, pp. 1-14.

IDING, R.; BRESLER, B. (1981). Effect of Fire Exposure on Steel Frame Building, Final Report, WJE, No. 78124, Janney Elstner and Associates.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION ISO 834 (1975). Fire Resistance Tests – Elements of Buildings Construction. Geneva, Swiss.

JAIN, P.; RAO, R. (1983). Analysis of Steel Frames under Fire Environment, International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 19, pp. 1467 – 1478.

JEYARUPALINGAM, N.; VIRDI, K. S. (1992). Steel Beams and Columns Exposed to Fire Hazard, Structural Design For Hazardous Loads, Edited by J.L. Clark, F.K. Garas e G. S. T. Armer, E&FN Spon, 1992.

KANE, J. H. (1994). Boundary Element Analysis, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, USA.

KNIGHT, D. (1972). The Behaviour of Steel Structures in Fire, Broken Hill Property Technical Bulletin, Vol. 13, No. 2.

KREYSZIG, E. (1999). Advanced Engineering Mathematics, John Wiley & Sons, 2nd. Edition, USA.

KRUPPA, J. (1979). Collapse Temperature of Steel Structures, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 105, No. ST9, pp. 1769 – 1787.

LIU, T. C. H. (1996). Finite Element Modeling of Behaviour of Steel Beams and Connections in Fire, Journal of Construction Steel Research, Vol. 36, No. 3, pp. 181 – 199.

MARCHANT, E. A. (1972). Complete Guide to Fire and Buildings, Medical and Technical Publishing Co., London, 1972.

NAJJAR, S. R. (1994). Three-Dimensional Analysis of Steel Frames and Subframes in Fire, Ph.D. thesis, University of Sheffield.

NUNES, J. M. B. (2005). Uma Abordagem Numérica e Analítica para Determinação da Temperatura e do Momento Fletor Crítico em Vigas de Aço em Situação de Incêndio, tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, Brasil.

OLAWALE, A. O.; PLANK, R. J. (1988). The Collapse Analysis of Steel Columns in Fire Using Finite Strip Method, International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 26, pp. 2755 – 2764.

OSSEMBRUGEN, P. J.; AGGARWAL, V.; CULVER, C. G. (1973). Steel Column Failure Under Thermal Gradients, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 99, No. ST4, pp. 727 – 739.

PLANK, R. J. (1996). Fire Engineering of Steel Structures. Cadernos Técnicos de Construção Metálica CTCM –01/96. Núcleo de Construção Metálica – UFOP, Ouro Preto. Minas Gerais, Brasil.

REDDY, J. N. (1993). Na Introduction to the Finite Element Method, 2nd. Edition, McGraw-Hill, USA.

SAAB, H. A.; NETHERCOT, D. A. (1991). Modelling Steel Frame Behaviour Under Fire Conditions, Engineering Structures, Vol. 13, No. 4, pp. 371 – 382.

SHARPLES, J. R. (1987). The Strenght of Partially Exposed Steel Columns in Fire, M. Phil. Thesis, University of Sheffield.

STERNER, E.; WINCKSTRÖM, U. (1990). Temperature Analysis of Structures Exposed to Fire. Users Manual. Swedish National testing Institute, Fire Technology, SP Report.

SILVA, V. P. (2001). Estruturas de Aço em Situação de Incêndio. Zigurate Editora, São Paulo, Brasil.

TURNER, M. J.; CLOUGH, R. W.; MARTIN, H. C.; TOPP, L. J. (1956). Stiffness and Deflection Analysis of Complex Structures, Journal of Aeronautical Science, Vol. 23, pp. 805 – 823.

VIRDI, K. S.; DOWLING, P. J. (1973). The Ultimate Strength of Composite Columns in Biaxial Bending, Proceeding of the Institution of Civil Engineers, Part 2.

WANG, Y. C. (1997). Composite Beams with Partial Fire Protection. Fire Safety Journal, Vol. 30, pp. 315 – 332. WANG, Y. C.; LENNON. T. (1992). A Computer Program for Structural Analysis at Elevated Temperatures, Building Establishment Client Report, CR77/92.

WITTEVEEN, J. (1967). Some Aspects with Regard to the Behaviour of the Calculation of the Steel Structures in Fire, Symposium No. 2 – Behaviour of Structural Steel in Fire, Fire Research Station, Borehamwooh Herts. 24th.

ZIENKIEWICZ, O. C. (1976). The Finite Element Method, McGraw-Hill Book Company, UK.