



UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO
ESCOLA DE MINAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO
EM ENGENHARIA CIVIL



UM ESTUDO DA INTERAÇÃO ESTRUTURAL TRIDIMENSIONAL EM INCÊNDIO

FABÍOLA VIEIRA CORRÊA

ORIENTADOR: Prof. Dr. Antônio 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, outubro de 2004.

Corrêa, Fabíola Vieira.
C824e Um estudo da interação estrutural tridimensional em incêndio/\
Fabíola Vieira Corrêa.– Ouro Preto: UFOP, 2004.
xii, 130p. : il.; grafs., tabs.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Departamento de Engenharia Civil. Mestrado em Construção Metálica.

1. Prevenção de incêndio - Teses. 2. Incêndio - extinção. 3. Fogo - testes de resistência. 4. Pórticos estruturais. I Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Departamento de Engenharia Civil. Mestrado em Construção Metálica II. Título.

CDU: 614.84

Catálogo: sisbin@sisbin.ufop.br

AGRADECIMENTOS

Agradeço aos meus pais, Odete e Luiz Sérgio, e as minhas irmãs, Fabyana e Flávia, por me incentivarem e apoiarem em todos os momentos e decisões difíceis.

Agradeço às amigas da eterna Viçosa: Rejane, Alexandra e Aline.

Agradeço ao Professor Claret pela orientação e conhecimentos compartilhados e por ter sido mais que orientador, um grande amigo.

Agradeço às meninas lá de casa, da Apertadinha, Sissi, Fefê e Baianna por estarem sempre dispostas e terem feito com que nossa pequena república se tornasse um ambiente confortável e aconchegante.

Agradeço às amigas que conquistei no Mestrado: Fabiana, Lucas, Adriana, Cidinha, William, Cassius, Germano e Dendê.

Agradeço aos professores do PROPEC pela boa vontade e pela confiança, em especial ao professor Luiz Fernando Loureiro.

Agradeço à querida Róvia pela paciência e boa vontade, sempre.

Agradeço ao Professor Walter Dornelas pela disponibilidade.

E, finalmente, agradeço à Açominas pelo apoio financeiro.

RESUMO

O presente trabalho descreve uma investigação do comportamento de estruturas de aço típicas de edifícios de múltiplos andares, parcialmente protegidas, em situação de incêndio, com o objetivo de identificar padrões de proteção parcial para os tempos usuais de resistência ao fogo requeridos em norma. Foi feito um estudo em um pórtico tridimensional no qual foram considerados três tipos de carregamentos, 20%, 40% e 60% da sobrecarga de utilização e quatro padrões de proteção ao fogo. O efeito da hiperestaticidade em incêndios compartimentados é investigado, determinando-se a temperatura crítica global da estrutura. A metodologia empregada teve como base análises feitas no programa VULCAN, que utiliza o Método dos Elementos Finitos para obtenção da resposta estrutural em incêndio. Diferentes distribuições de temperatura na seção transversal são adotadas. Os resultados permitiram identificar alguns dos mecanismos de interação estrutural que ocorrem na análise tridimensional em incêndio e avaliar as estratégias de proteção passiva parcial aplicáveis. Resultados numéricos são apresentados. Conclusões e sugestões de estudos posteriores são apresentadas.

ABSTRACT

The present work describes an inquiry of the typical behavior of multiple floors steel structures buildings, partially protected, in fire situation, with the objective to identify standards of partial protection for the usual times of resistance required at codes. A study in a three-dimensional frame in which was made had been considered three types of loadings, 20%, 40% and 60% of the live loads and four standards of fire protection.

The hiperstatics efect at compartment fires is investigable, fixing the structural critical global temperature. The metod used had base analisis done at VULCAN program, that uses the Finite Method Elements for attainment of the structural reply in fire.

Different temperature distributions at cross sections are used. The results had allowed to identify some of the mechanisms of structural interaction that occur in the three-dimensional analysis in fire and to evaluate the applicable strategies of partial passive protection. Numerical results are presented. Conclusions and suggestions of posterior studies are presented.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1	1
INTRODUÇÃO	1
1.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2 - OBJETIVO E METODOLOGIA	3
1.3 - JUSTIFICATIVA	4
1.4 - COMPORTAMENTO ESTRUTURAL EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	6
1.5 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	8
CAPÍTULO 2	16
2.1 - INTRODUÇÃO	16
2.2 - RESISTÊNCIA AO FOGO	16
2.3 - PROPRIEDADES DO AÇO E DO CONCRETO	21
2.4 - DISTRIBUIÇÃO DE TEMPERATURAS NAS SEÇÕES TRANSVERSAIS	23
2.5 - DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL DE TEMPERATURAS	24
2.6 - TÉCNICAS DE PROTEÇÃO	25
2.7 - INTERAÇÃO ESTRUTURAL EM INCÊNDIO	28
CAPÍTULO 3	30
3.1 - INTRODUÇÃO	30
3.2 - MÓDULO ANALISADO	32
3.3 - REGIMES DE PROTEÇÃO PARCIAL EM INCÊNDIO	36
3.4 - SÍNTESE SOBRE OS REGIMES DE PROTEÇÃO INVESTIGADOS	40
CAPÍTULO 4	42
4.1 - INTRODUÇÃO	42
4.2 - COMPORTAMENTO ESTRUTURAL SOB O CARREGAMENTO DE 20%	43
4.3 - COMPORTAMENTO ESTRUTURAL SOB O CARREGAMENTO DE 40%	50
4.4 - COMPORTAMENTO ESTRUTURAL SOB O CARREGAMENTO DE 60%	53

4.5 - CONCLUSÃO	57
<i>CAPÍTULO 5</i>	Erro! Indicador não definido.
COMPORTAMENTO EM INCÊNDIO DA ESTRUTURA PROTEGIDA	_Erro! Indicador não definido.
5.1 - REGIMES DE PROTEÇÃO	Erro! Indicador não definido.
5.1.1 - Regime de Proteção I	Erro! Indicador não definido.
5.1.2 - Regime de Proteção II	Erro! Indicador não definido.
5.1.3 - Regime de Proteção III	Erro! Indicador não definido.
<i>CAPÍTULO 6</i>	58
CONCLUSÕES E SUGESTÕES	96
6.1 - CONCLUSÕES	96
6.2 - SUGESTÕES	98
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	99
ANEXO A: ENTRADA DE DADOS DO PROGRAMA VULCAN	102
ANEXO B: SAÍDA DE DADOS DO PROGRAMA VULCAN	108

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 1

<i>Figura 1.1 - Diagrama tensão-deformação típica do aço-carbono a temperaturas levadas</i>	6
<i>Figura 1.2 - Curva de Incêndio Padrão</i>	8
<i>Figura - 1.3 - Regime de Proteção I. (PLANK et al. 2001)</i>	14

CAPÍTULO 2

<i>Figura 2.1 - Ensaio-Padrão de vigas</i>	19
<i>Figura 2.2 - Processo de Newton-Raphson. (BAILEY, 1995)</i>	22
<i>Figura 2.3 - Discretização e consideração da variação da temperatura na seção transversal do VULCAN</i>	24
<i>Figura 2.4 - Graus de liberdade do nó de viga-coluna do VULCAN</i>	29

CAPÍTULO 3

<i>Figura 3.1 – Pórtico analisado</i>	33
<i>Figura 3.2a – Dimensões dos perfis</i>	34
<i>Figura 3.2 – Distribuição de temperatura na viga sem proteção</i>	36
<i>Figura 3.3 - Distribuição da temperatura na coluna desprotegida</i>	37
<i>Figura 3.4 - Distribuição da temperatura na coluna protegida</i>	38
<i>Figura 3.5 - Distribuição da temperatura na viga protegida</i>	39
<i>Figura 3.6 - Elementos protegidos no Regime de Proteção III</i>	39
<i>Figura 3.7 - Elementos protegidos no Regime de Proteção IV</i>	40

CAPÍTULO 4

<i>Figura 4.1 - Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós de topo das colunas</i>	43
<i>Figura 4.2 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós de topo das colunas</i>	44
<i>Figura 4.3 – Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas</i>	45
<i>Figura 4.4 – Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós centrais das vigas</i>	46
<i>Figura 4.5 - Curva temperatura-deslocamento verticais dos nós centrais das vigas para VPZ contida pela laje</i>	47

<i>Figura 4.6 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós de topo das colunas para VPZ contida pela laje</i>	48
<i>Figura 4.7 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós centrais das vigas para VPZ contida pela laje</i>	49
<i>Figura 4.8 – Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós de topo das colunas</i>	50
<i>Figura 4.9 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós de topo das colunas</i>	51
<i>Figura 4.10- Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas</i>	52
<i>Figura 4.11 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós centrais das vigas</i>	52
<i>Figura 4.12 – Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós de topo das colunas</i>	53
<i>Figura 4.13 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós de topo das colunas</i>	54
<i>Figura 4.14 - Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas</i>	55
<i>Figura 4.15 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós centrais das vigas</i>	56
<i>Figura 4.16 - Força normal introduzida pela diferença de deslocamentos nas extremidades de um elemento</i>	56

CAPÍTULO 5

<i>Figura 5.1 - Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós de topo dos pilares</i>	59
<i>Figura 5.2 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós de topo dos pilares</i>	59
<i>Figura 5.3 - Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas</i>	60
<i>Figura 5.4 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós centrais das vigas</i>	61
<i>Figura 5.5 - Deformação no pórtico para 20% do carregamento à temperatura de 754°C</i>	61
<i>Figura 5.6 - Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós de topo dos pilares</i>	62
<i>Figura 5.7 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós de topo dos pilares</i>	63
<i>Figura 5.8 - Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas</i>	64

<i>Figura 5.9 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós centrais das vigas</i>	64
<i>Figura 5.10 - Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós de topo dos pilares</i>	65
<i>Figura 5.11 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós de topo dos pilares</i>	66
<i>Figura 5.12 - Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas</i>	66
<i>Figura 5.13 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós centrais das vigas</i>	67
<i>Figura 5.14 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós de topo dos pilares para a contenção lateral fornecida pela laje</i>	68
<i>Figura 5.15 - Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas para a contenção lateral fornecida pela laje</i>	69
<i>Figura 5.16 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós centrais das vigas para a contenção lateral fornecida pela laje</i>	69
<i>Figura 5.17 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós de topo dos pilares para a contenção lateral fornecida pela laje</i>	70
<i>Figura 5.18 - Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas para a contenção lateral fornecida pela laje</i>	71
<i>Figura 5.19 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós centrais das vigas para a contenção lateral fornecida pela laje</i>	71
<i>Figura 5.20 - Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas para a contenção lateral fornecida pela laje</i>	73
<i>Figura 5.21 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós centrais das vigas para a contenção lateral fornecida pela laje</i>	73
<i>Figura 5.22 - Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós de topo dos pilares</i>	74
<i>Figura 5.23 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós de topo dos pilares</i>	75
<i>Figura 5.24 - Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas</i>	76
<i>Figura 5.25 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós centrais das vigas</i>	76
<i>Figura 5.26 - Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós de topo dos pilares</i>	77
<i>Figura 5.27 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós de topo dos pilares</i>	77
<i>Figura 5.28 - Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas</i>	78

<i>Figura 5.29 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós centrais das vigas</i>	78
<i>Figura 5.30 - Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós de topo dos pilares</i>	79
<i>Figura 5.31 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós de topo dos pilares</i>	80
<i>Figura 5.32 - Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas</i>	80
<i>Figura 5.33 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós centrais das vigas</i>	81
<i>Figura 5.34 - Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós de topo dos pilares</i>	82
<i>Figura 5.35 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós de topo dos pilares</i>	83
<i>Figura 5.36 - Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas</i>	83
<i>Figura 5.37 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós centrais das vigas</i>	84
<i>Figura 5.38 - Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós de topo dos pilares</i>	84
<i>Figura 5.39 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós de topo dos pilares</i>	85
<i>Figura 5.40 - Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas</i>	85
<i>Figura 5.41 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós centrais das vigas</i>	86
<i>Figura 5.42 - Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós de topo dos pilares</i>	86
<i>Figura 5.43 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós de topo dos pilares</i>	87
<i>Figura 5.44 - Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas</i>	87
<i>Figura 5.45 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós centrais das vigas</i>	88
<i>Figura 5.46 - Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós de topo dos pilares</i>	89
<i>Figura 5.47 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós de topo dos pilares</i>	89
<i>Figura 5.48 - Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas</i>	90

<i>Figura 5.49 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós centrais das vigas</i>	90
<i>Figura 5.50 - Deformação no pórtico para 20% do carregamento à temperatura de 781°C</i>	91
<i>Figura 5.51 - Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós de topo dos pilares</i>	91
<i>Figura 5.52 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós de topo dos pilares</i>	92
<i>Figura 5.53 - Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas</i>	92
<i>Figura 5.54 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós centrais das vigas</i>	93
<i>Figura 5.55 - Deformação no pórtico para 40% do carregamento à temperatura de 732°C</i>	93
<i>Figura 5.56 - Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós de topo dos pilares</i>	94
<i>Figura 5.57 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós de topo dos pilares</i>	94
<i>Figura 5.58 - Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas</i>	95
<i>Figura 5.59 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós centrais das vigas</i>	95

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Nos edifícios de estrutura metálica, tem sido prática comum projetar os pisos com vigas principais, vigas secundárias e lajes mistas (lajes de concreto com fôrma de aço incorporada). No dimensionamento em situação de incêndio, geralmente usam-se procedimentos tradicionais de cálculo, pelos quais as lajes têm apenas a função de conduzir a carga vertical para as vigas, que por sua vez ficam com a responsabilidade final de transmitir tais cargas para os pilares. Isso significa que lajes e vigas são dimensionadas isoladamente, ignorando-se uma resistência ao fogo adicional que poderia ser proporcionada pela interação entre esses dois elementos. Como consequência, na maioria das vezes, torna-se necessário recobrir os perfis de aço de todas as vigas e pilares com material de proteção passiva, além da necessidade de prever armadura positiva adicional na laje na direção perpendicular às vigas secundárias.

Normas brasileiras recentes como o texto-base de revisão da NBR 14323:2003 (ABNT, 2003) fornecem aos projetistas oportunidades de usar métodos simples de cálculo da resistência ao fogo de estruturas de aço. Esses métodos levam em conta: a) a distribuição não uniforme da temperatura nas lajes; b) o nível do carregamento no estado limite correspondente ao fogo; c) características realísticas da relação tensão-deformação do aço em temperaturas elevadas.

Usando esses métodos simplificados, os projetistas podem reduzir em certa extensão a quantidade de proteção ao fogo necessária e, somente em alguns casos, podem eliminá-la completamente. A principal limitação é que são métodos baseados no comportamento de barras isoladas, adotando temperaturas limites originadas do ensaio padrão da Norma

NBR 5628 - “Componentes construtivos estruturais – determinação da resistência ao fogo – método de ensaio” (ABNT, 1980). Em geral, o custo da proteção passiva, determinada com o emprego desses métodos, não é suficiente para dar ao aço a competitividade necessária frente aos outros materiais de construção, CLARET (2000).

As estruturas de edifícios reais formam um conjunto contínuo e, em geral, quando a estrutura é afetada pelo incêndio, as chamas em um compartimento permanecem nele confinadas. Em consequência, a estrutura recebe uma contenção significativa das áreas mais frias que a cercam. Em tais circunstâncias, o comportamento dos elementos estruturais pode ser muito diferente daquele indicado pelo ensaio padrão em fornos.

Em 1995-96, seis grandes testes de incêndio foram realizados em um edifício construído em escala real no Laboratório de Pesquisa de Incêndio de *Buildings Research Establishment* (BRE), Cardington. Os testes mostraram que as barras de aço sem proteção em um edifício de andares múltiplos têm uma resistência de fogo significativamente maior do que quando são testadas como barras isoladas. Isso certamente é devido à interação entre as barras aquecidas dentro do compartimento incendiado, as lajes de concreto do piso e a estrutura de aço adjacente. A observação geral mais significativa nesses ensaios foi a de que em nenhum dos seis ensaios existiu qualquer indicação de colapso estrutural, apesar de o aço atingir temperaturas mais elevadas do que 1000°C, e, ainda, observou-se que as flechas não ultrapassaram o limite normativo (BS476, 1987) usual de 1/20 do vão.

Estudos analíticos de BAILEY (2001) e PLANK *et al.* (2002) mostraram que a ação de membrana nas lajes de concreto do piso pode ter tido um papel importante neste aumento de resistência ao fogo em relação àquela obtida quando se usam métodos simplificados, especialmente quando as deflexões tornaram-se muito grandes.

Em um cenário no qual o custo da proteção passiva é elevado, a competitividade do aço como material estrutural será incrementada pelo uso de novas tecnologias de segurança contra incêndio. Nesse sentido, os aportes mais recentes da Engenharia de Incêndio têm seguido três vertentes: a implementação da qualidade dos materiais de proteção ao

mesmo tempo em que se reduz o seu custo; a sofisticação dos métodos de análise estrutural em incêndio, que permitem avaliar realisticamente a resistência ao fogo dos conjuntos estruturais, aliada a conceitos de análise de risco; o desenvolvimento de modelos realísticos de incêndio. O presente trabalho de pesquisa situa-se na segunda vertente, buscando investigar os mecanismos de interação estrutural que definem a elevação da resistência ao fogo em incêndio.

Trabalhos de pesquisa anteriores, como os de WANG (1997) e CLARET *et al.* (1999), demonstram que a técnica de proteção parcial de estrutura oferece uma alternativa para elevação da competitividade do aço na construção civil. Por essa razão, o presente trabalho investiga o efeito de diversos arranjos de proteção parcial na interação estrutural em incêndio e, conseqüentemente, na definição da resistência ao fogo.

1.2 - OBJETIVO E METODOLOGIA

A pesquisa relatada nesse trabalho teve como objetivos:

- (a) investigar os mecanismos de interação estrutural em incêndio compartimentado em estruturas de edifícios de andares múltiplos, modeladas tridimensionalmente com o emprego do método de elementos finitos;
- (b) avaliar a resistência ao fogo de pórticos tridimensionais levando em conta o efeito de proteção devido às lajes e considerando distintas hipóteses de proteção parcial de vigas e pilares;
- (c) propor diretrizes para a investigação da resposta estrutural em incêndio de pisos mistos e futura incorporação normativa do efeito de membrana da laje piso.

Dos objetivos, depreende-se que se trata esse trabalho de um primeiro passo no sentido de abordar o problema da resposta estrutural de conjuntos estruturas de aço + pisos mistos em incêndio. A cautela investigativa que justifica adotar um primeiro nível de abordagem, caracterizado pela consideração apenas do efeito de proteção da laje de piso, baseia-se na complexidade da resposta estrutural esperada.

De fato, o problema da análise da resposta estrutural em incêndio é reconhecidamente complexo. Seja em incêndio natural, seja, com mais razão, em incêndio-padrão, espera-se que o elemento estrutural experimente uma distribuição não-uniforme de temperatura em sua seção transversal e ao longo de seu comprimento. Sob perfis de temperatura não uniformes, tanto o centro de gravidade quanto o centro de cisalhamento perdem o seu significado. Em consequência, o colapso estrutural pode ocorrer em razão de diversas combinações de fatores.

A metodologia empregada consiste essencialmente no estudo de casos: módulos de pórticos tridimensionais são estabelecidos com as dimensões usuais da prática da construção metálica e, em seguida, verificados com o emprego da norma NBR 8800 (ABNT, 1986). Em seguida, admitindo-se um determinado cenário de incêndio e um arranjo de proteção passiva parcial, faz-se a análise da resposta estrutural com o emprego do programa VULCAN (BAILEY, 1995), considerando as três hipóteses de carregamento da norma NBR 14323 (ABNT, 2003). Dispondo dos deslocamentos nodais e dos esforços internos nas barras estruturais, busca-se compreender os mecanismos de interação estrutural ocorridos com a elevação de temperatura.

A resistência ao fogo do conjunto estrutural é avaliada pelo programa, porque corresponde ao surgimento de um elemento de rigidez desprezível, quando, então, a matriz de rigidez torna-se não positivo definida. Esse é o colapso estrutural numericamente definido cujo significado físico também se discute oportunamente nesse trabalho.

1.3 - JUSTIFICATIVA

Sabe-se do impacto do custo da proteção passiva na competitividade do aço como material estrutural frente ao concreto. Esse é uma das razões pelas quais o comportamento das estruturas de aço em incêndio deve ser pesquisado com a combinação de ferramentas analíticas avançadas e de observação experimental em incêndios naturais. A perícia de incêndios reais mostra que as edificações têm grande

resistência ao fogo: isto é, apesar da deformabilidade excessiva freqüentemente verificada, o colapso por ruptura mecânica das edificações estruturadas não é comum. Há, portanto, uma reserva de resistência ao fogo nas edificações reais que necessita ser quantificada pelos modelos analíticos e métodos de projeto e, na medida em que isto se faz com sucesso nas estruturas de aço, a sua competitividade se eleva.

Um outro aspecto cientificamente relevante no que tange ao comportamento estrutural em incêndio consiste na determinação com a maior aproximação possível da segurança adquirida em um determinado projeto. Essa preocupação torna-se tanto vez mais relevante quanto mais altos sejam os edifícios. Ora, não é possível atendê-la a não ser pela compreensão dos mecanismos de interação estrutural a altas temperaturas que, em última análise, definem a resistência ao fogo.

A análise de conjuntos estruturas de aço + pisos mistos tem sido abordada recentemente em centros de pesquisa estrangeiros, notadamente na Europa, impulsionada pelos resultados dos experimentos de Cardington, (BAILEY, 2002). Já se registra, em paralelo, uma tendência a adotar em normas brasileiras de segurança estrutural em incêndio alguns dos auspiciosos resultados obtidos, (ESPÍNDOLA e FAKURY, 2002). Esses métodos sinalizam com a perspectiva de ganhos significativos na economia de proteção passiva estrutural. Mas, a mera adaptação de resultados pode ser insegura e, do ponto de vista científico, sofismática. A estrutura metálica brasileira tem características construtivas que podem ser determinantes na resposta estrutural em incêndio entre as quais, para ilustrar, citam-se a flexibilidade, os carregamentos menos conservativos e os métodos de projeto de reduzida base experimental. Por isso, a investigação da resposta tridimensional em incêndio se justifica, ainda que, obviamente, os métodos desenvolvidos em outros centros de pesquisa sejam tomados como referência.

1.4 - COMPORTAMENTO ESTRUTURAL EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Os objetivos fundamentais da segurança contra incêndio são minimizar o risco à vida e reduzir a perda patrimonial. Um sistema de segurança contra incêndio consiste em um conjunto de meios ativos (como detecção de calor e fumaça, chuveiros automáticos, brigada contra incêndio, etc) e meios passivos (resistência ao fogo das estruturas, compartimentação e saídas de emergência) que possam garantir a fuga dos ocupantes sem que haja risco, a minimização dos danos a edificações adjacentes e a infra-estrutura pública e a eficiência do combate ao incêndio quando necessário.

O aço-carbono, quando exposto a altas temperaturas, apresenta variações de suas propriedades mecânicas e térmicas, causando a redução da resistência e da rigidez. Embora o ponto de fusão não aconteça até aproximadamente 1500°C, apenas 23% da resistência à temperatura ambiente permanece à temperatura de 700°C; a 800°C, ela é reduzida para 11% e a 900°C, para 6%. A perda da resistência do aço com o aumento da temperatura pode ser visualizada no diagrama tensão-deformação para um aço típico indicado na Figura 1.1.

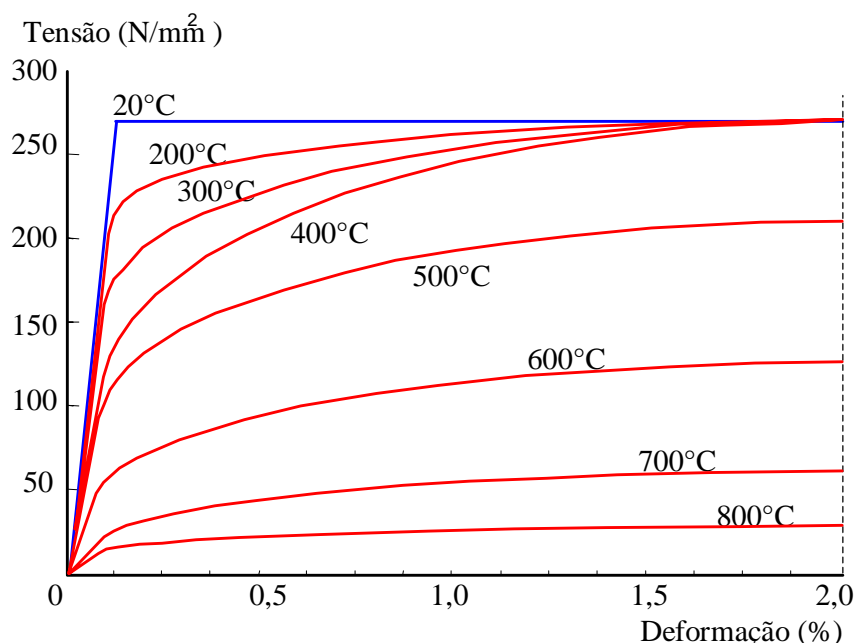


Figura 1.1 - Diagrama tensão-deformação típica do aço-carbono a temperaturas elevadas.

Para que a estabilidade estrutural seja garantida, a temperatura que os elementos construtivos atingem em um incêndio não pode comprometer, além de certo nível, a resistência mecânica da estrutura. A norma NBR 14323:1999 – “*Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimento*” emprega o método dos estados limites para estabelecer um valor de temperatura, chamado de temperatura crítica, no qual propriedades mecânicas do aço se deterioram a um nível tal que a resistência de cálculo seja igual à solicitação de cálculo, caracterizando uma situação limite, entre a estabilidade e o colapso da estrutura, para o carregamento de projeto. Nesse método de dimensionamento em incêndio, se por um lado há redução na resistência do aço, interferindo na sua integridade estrutural, por outro ocorre também uma redução dos valores dos esforços solicitantes.

Na verificação da resistência ao fogo de elementos estruturais essa norma se baseia na curva tempo x temperatura do ensaio de incêndio-padrão da NBR 5628 (ABNT, 1980), como ilustrado na Figura 1.2. É importante ressaltar que essa curva não representa um incêndio em circunstâncias reais, uma vez que considera inesgotável a carga de incêndio no compartimento, mantendo a temperatura elevada durante grande parte do evento. A determinação de uma curva tempo x temperatura é de difícil obtenção, pois depende de diversos fatores tais como tipo, distribuição e quantidade de carga de incêndio presente em um compartimento, condições de ventilação, tipo de material e espessura dos elementos de vedação do compartimento. Sendo, portanto, o uso da curva incêndio-padrão uma forma simplificada na verificação de estruturas em situação de incêndio. Por sua vez os ensaios em elementos estruturais também apresentam limitações físicas impostas pelo tamanho e capacidade de carga dos fornos empregados, o que impede o ensaio de elementos estruturais de maior dimensão sob carregamentos que poderiam representar melhor as condições reais de utilização.

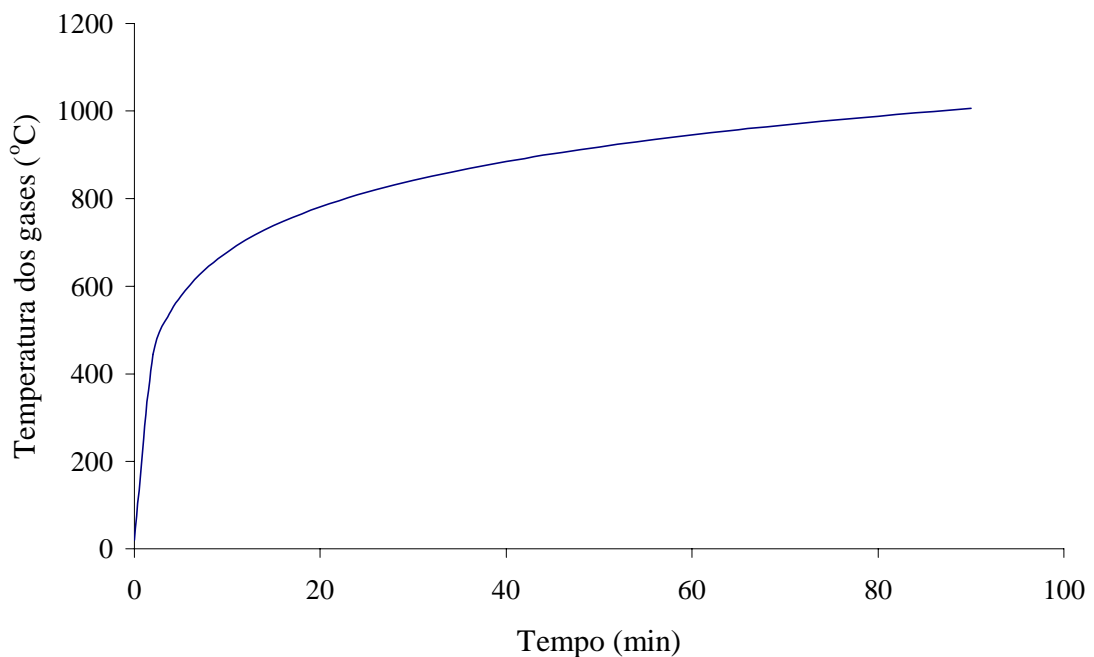


Figura 1.2 - Curva de Incêndio Padrão.

1.5 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Os ensaios de resistência ao fogo de subestruturas e de estruturas completas são de realização muito complexa. Apenas os ensaios de elementos estruturais isolados têm relativa simplicidade, mas, em compensação, têm pouco significado na tradução do comportamento estrutural global em incêndio.

Os modelos matemáticos verificados experimentalmente têm sido usados na Engenharia desde o Século XIX, uma vez que aliam baixo custo, praticidade e controle da qualidade das soluções. Desde os primórdios da Engenharia de Incêndio, na segunda metade do Século XX, a comunidade científica buscou estabelecer métodos determinísticos para abordar os problemas relativos aos incêndios. Naturalmente, esses modelos matemáticos sempre tiveram base experimental, sendo que tanto a complexidade dos ensaios quanto a dos modelos foi sempre crescente, visando aproximar-se da realidade observável dos incêndios.

Tendo por base as aplicações do Método de Elementos Finitos (MEF) a estruturas à temperatura ambiente, sempre se cogitou da aplicação desse método à previsão do comportamento estrutural em incêndio. BAILEY (1995), SOUZA JR. (1998) e ANDRADE (2003) trazem um histórico da evolução dos trabalhos publicados que abordaram aplicações do MEF à engenharia estrutural em incêndio, para o qual o leitor é remetido. Em geral, as ferramentas baseadas no MEF podem estudar o comportamento da estrutura ou de parte dela incluindo na modelagem efeitos tais como imperfeições geométricas, tensões iniciais, tensões térmicas combinadas com tensões mecânicas, não-linearidade física e geométrica, variação não uniforme da temperatura ao longo dos elementos estruturais e ao longo de suas seções transversais, propiciando os complexos mecanismos de interação estrutural.

O programa INSTAF – *Instability Analysis in Fire*, (BAILEY, 1995), é um programa de aplicação do MEF à análise do comportamento de estruturas de aço em incêndio. Sua implementação, realizada pelo *Fire Engineering Group* da *University of Sheffield – FEG/US*, partiu de um programa do MEF para análise não-linear de estruturas à temperatura ambiente, fazendo-se as adaptações necessárias para prever a contínua mudança das leis constitutivas dos materiais, os campos de deslocamentos relevantes em incêndio e as correspondentes condições de contorno.

Ao tempo da versão considerada a mais completa, o elemento de viga-coluna do INSTAF tinha oito graus de liberdade em coordenadas físicas, ou onze em coordenadas globais, e o elemento plano aplicado às lajes, cinco graus de liberdade. Eram previstos, ainda, elementos de conexão com três graus de liberdade e elementos de ligação com os seis graus de liberdade do nó de pórtico espacial. Para um aprofundamento nas características do programa INSTAF, o leitor é remetido ao trabalho de BAILEY (1995).

Motivados pela qualidade dos resultados numéricos obtidos pelo INSTAF, quando cotejados com resultados experimentais de elementos isolados e de subestruturas, um ambicioso programa experimental foi elaborado, envolvendo grupos de pesquisa de diversas universidades da Europa. Na área da investigação do comportamento estrutural,

foram programados seis ensaios em uma linha evolutiva que se iniciava com uma viga secundária isolada até culminar com o ensaio de uma subestrutura que envolvia coluna e vigas principais em duas direções do plano. Em todos os ensaios, o piso de concreto estaria presente, uma vez que os resultados numéricos indicavam que a hiperestaticidade era um dos fatores favoráveis à resistência ao fogo em incêndios compartimentados.

Entre 1995 e 1996, os ensaios programados foram realizados no laboratório do *Buildings Research Establishment – BRE*, órgão do Governo Britânico, em Cardington, UK. Um prédio de oito andares foi construído para esse fim com dimensões em planta de 21m por 45m e 33m de altura. Uma descrição desses ensaios é encontrada em WANG (2000) e PLANK (2000).

O conjunto de resultados obtidos do programa de ensaios de Cardington tem sido analisado em muitos trabalhos recentemente publicados, em particular, BURGESS e PLANK (2000), PLANK *et al.*, (2002) e BAILEY (2002). Em paralelo, um elemento plano para a análise de lajes piso foi acrescentado ao programa INSTAF (HUANG *et al.*, 1999), vindo este a ser renomeado para VULCAN. Generalizando, as conclusões dessa intensa atividade de pesquisa, com base nos resultados dos ensaios de Cardington e nas aplicações do VULCAN, confirmam a adequação deste último à previsão do comportamento estrutural em incêndio.

No Brasil, a NBR 14323 (ABNT, 1999) admite o emprego de métodos analíticos avançados na determinação da resistência ao fogo de estruturas, mas desde que os mesmos sejam também adotados em normas estrangeiras de aceitação internacional. Ora, o procedimento de normalização no Reino Unido, EUA, Canadá, Japão, Nova Zelândia e Austrália, países nos quais a Engenharia de Incêndio recebeu considerável impulso recentemente, não é exatamente o mesmo que ocorre no Brasil. Não há, pois, tendência de se ter um determinado software que venha a ser recomendado em texto de norma como ferramenta adequada para certo tipo de análise em incêndio. Desse modo, a condicionante de ampla aceitação internacional, corroborando o clima de desconfiança existente entre projetistas e autoridades públicas, tem inviabilizado até o momento a aplicação desses métodos.

Por outro lado, houve coincidência entre o reconhecimento internacional do VULCAN como ferramenta de projeto estrutural em incêndio e o lançamento, nos anos de 1999 e 2000, das normas brasileiras de dimensionamento de estrutura de aço em situação de incêndio NBR 14323 (ABNT, 1999) e de tempos de resistência ao fogo, NBR 14432, (ABNT, 2000). Em face disso, houve grande interesse em não estabelecer métodos concorrentes para os propostos por essas normas, embora fosse evidente o impacto positivo dos métodos avançados na competitividade das estruturas de aço pela redução das necessidades de proteção passiva.

No plano da investigação científica, o MEF, via implementação do VULCAN, foi aplicado a partir de 1999 pelo Laboratório de Análise de Risco de Incêndio – LARIn da Universidade Federal de Ouro Preto. As pesquisas realizadas nesse laboratório podem ser classificadas como estudos paramétricos. De fato, a metodologia adotada sempre consistiu na pesquisa do comportamento de elementos isolados e de subestruturas, buscando determinar a temperatura crítica e o tempo de resistência ao fogo em função de fatores adimensionais característicos.

Em paralelo, o LARIn tem pesquisado o emprego da proteção passiva parcial. Consiste essa técnica no uso de proteção passiva apenas nas partes dos perfis que venham a suportar os esforços internos de maior grandeza em situação de incêndio. As vantagens da proteção parcial em países em que, como no Brasil, os materiais de proteção têm custo relativamente elevado em relação ao custo da mão de obra de aplicação são evidentes e decorrem diretamente da redução da área a ser protegida.

O trabalho pioneiro nessa área deveu-se a WANG (1997), que determinou a resistência ao fogo de vigas mistas parcialmente protegidas, baseando-se na razão entre o momento de plastificação em condições de incêndio e em temperatura ambiente. As análises foram feitas considerando-se vigas mistas com proteção parcial, total e sem nenhuma proteção para razões de carga de 0,3, 0,5 e 0,7. A distribuição de temperatura ao longo da seção transversal foi determinada por meio de um programa usando MEF. A proteção parcial consistiu na proteção da mesa inferior mais $\frac{1}{4}$ da altura da alma, com o objetivo de uniformizar a temperatura na mesa. Tempos de resistência entre 30 e 120

minutos foram alcançados nas vigas mistas parcialmente protegidas, observando-se que, para um mesmo valor de capacidade de resistência ao momento, a espessura do material na proteção parcial é de 2 a 3 vezes a espessura necessária quando se considera a viga totalmente protegida. Embora haja um aumento considerável na quantidade de material de proteção, a redução na área protegida resultou em uma economia da ordem de 40% do custo da aplicação do mesmo.

Em 1999, CLARET *et al.* (1999) fizeram um estudo pormenorizado da resistência ao fogo de vigas I mistas, de perfis soldados, utilizando o VULCAN. Nesse estudo, considerou-se a influência das condições de apoio, da relação entre o comprimento da viga e a altura do perfil, da simetria dos perfis e da tensão residual. A distribuição de temperatura foi feita de duas formas: admitindo-se a mesa da viga como sendo de concreto maciço que protege a mesa superior, recebendo cerca de 30% do fluxo de calor que atinge a mesa inferior, a mais aquecida, (BURGESS *et al.*, 1991), e admitindo-se laje em *steel deck* que recebe cerca de 85% do fluxo de calor da mesa inferior, (BAILEY *et al.*, 1996). As vigas foram submetidas ao incêndio-padrão, considerando três e a quatro lados de exposição ao fogo. O estudo fornece equações paramétricas para a determinação da temperatura crítica nos casos considerados.

COSTA (2001) fez um aprofundamento do estudo iniciado por CLARET *et al.* (1999). Foram comparados os resultados da proteção parcial no centro do vão e da proteção parcial nas extremidades. Os resultados indicaram que a proteção nas extremidades, isto é, nos apoios, é potencialmente mais econômica. Porém, deve-se levar em consideração a dificuldade de aplicação da proteção passiva nas ligações. Em vãos superiores a 6m, observou-se que a economia em termos de volume de material de proteção na viga mista com vão parcialmente protegido comparada com a proteção total feita pela NBR 14323 (ABNT, 1999) situa-se na faixa de 40% a 50%.

Após os ensaios de Cardington, muitos pesquisadores na Europa passaram a verificar modelos numéricos distintos contra os resultados experimentais aí colhidos. Foi implementado no VULCAN um elemento plano para análise de lajes, que combinado a técnica de superelementos, utilizados para discretizar as partes frias da estrutura,

permitiu a análise da influência da hiperstaticidade na definição da resistência ao fogo global da estrutura.

PLANK *et al.* (2001) apresentam o estudo de um pavimento de 36m x 36m com 4 vãos em cada direção de 9m x 9m. A simetria permitiu que a análise fosse feita em um quarto da estrutura. Com a finalidade de investigar qual é a proporção de proteção contra o fogo que pode ser reduzida em consequência da influência benéfica da laje, dois regimes de proteção foram adotados, além do caso no qual todas as vigas estão desprotegidas.

Nesse trabalho, as distribuições da temperatura nas vigas desprotegidas e na laje de concreto seguiram as observações experimentais de Cardington, isto é, admitiu-se a temperatura das vigas protegidas igual a 50% daquela das vigas desprotegidas. As lajes, discretizadas em elementos finitos, foram representadas com quatro camadas.

No Regime de Proteção I, Figura 1.3, todas as vigas principais dos vãos são protegidas e as vigas secundárias são desprotegidas. A deflexão vertical nas posições A e B da Figura 1.3, na estrutura analisada, mostrou que a influência da armadura é insignificante até uma temperatura de 500°C, mas, para temperaturas superiores, esta se torna cada vez mais importante. Em temperaturas mais elevadas, as vigas de aço perderam grande parte da sua resistência e rigidez originais, e as cargas tornam-se suportadas cada vez mais pela laje de concreto, tendo a ação de membrana como o fator predominante. Para flechas maiores que 1/30 do comprimento do vão, o resultado numérico do VULCAN indica um nível elevado de tensões de tração geralmente no concreto. Isto sugere que grande parte do concreto está fissurado, e, conseqüentemente, é a armadura de aço que está contribuindo com as forças de tensão da membrana dentro da laje.

Através de gráficos flecha *versus* temperatura, verificou-se que as flechas no painel central interno (posição B) correspondem a metade daquelas sobre o painel de canto (posição A). Isso mostra a influência da continuidade estrutural que aumenta a resistência ao fogo. Em nenhum dos casos com alta taxa de armadura foi constatada a ruína global, e a máxima flecha alcançada foi em torno de comprimento 1/15 do vão.

Esse valor alto de flecha é consistente com aqueles encontrados nos testes de Cardington, sugerindo que a flecha limite de comprimento do vão/30, normalmente usada em projetos estruturais de incêndio, possa ser muito conservadora.

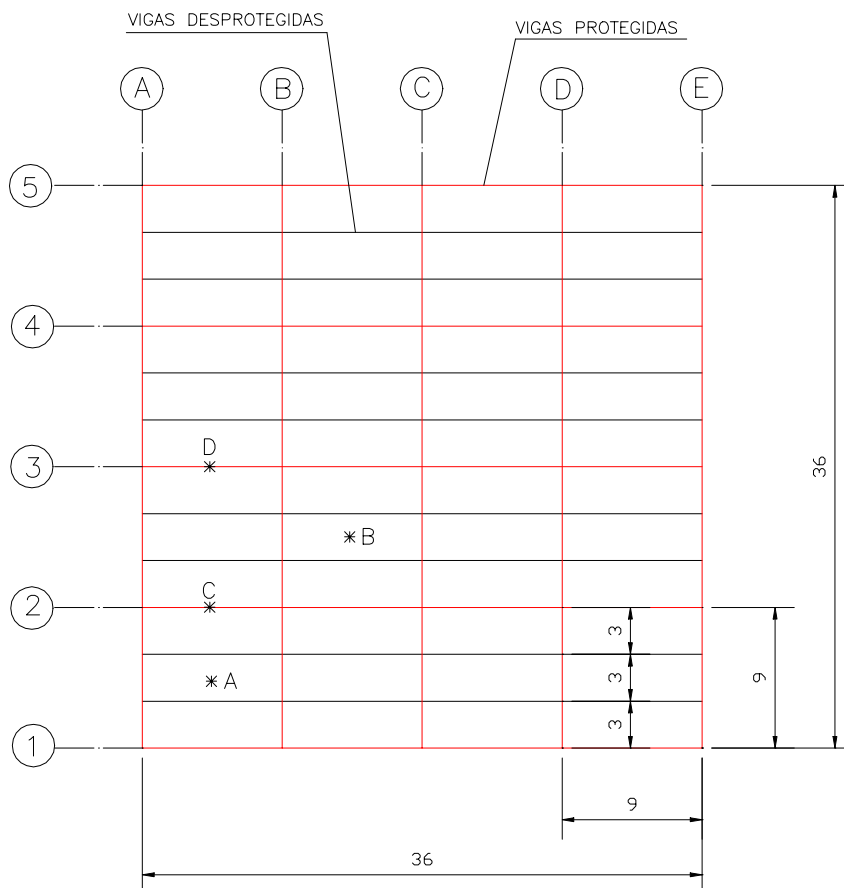


Figura - 1.3 - Regime de Proteção I. (PLANK *et al.* 2001).

O Regime de Proteção II é semelhante ao Regime de Proteção I, porém as vigas nos eixos 2 e 4 também ficam desprotegidas. Também nesse caso, as flechas máximas eram esperadas na posição C. Para temperaturas até 600°C, a influência da laje foi muito pequena. Entre 600°C e 800°C, foi identificada alguma ação de tensão na laje, mas associada principalmente à ação de flexão (efeito catenária) do que à ação de membrana.

No caso em que as vigas não são protegidas, o deslocamento vertical na posição A indica que o colapso estrutural ocorre para temperaturas acima de 650°C. O valor da flecha de 1/20 do vão foi obtida a uma temperatura de 770°C, mas o valor calculado pela norma BS5950 - BRITISH STANDARD INSTITUTION: Part 8. (1990) - “Structural Use of Steelwork in Building – Code of Practice for Fire Resistant Design” é de 674°C e 677°, para vigas primárias e secundárias, respectivamente.

Observa-se que os ensaios de Cardington levaram a concluir que o efeito membrana das lajes armadas é responsável por uma excepcional resistência ao fogo de estruturas mistas hiperestáticas. Para confirmar esse efeito membrana, BAILEY (2002) realizou experimento específico e em seguida propôs um método próprio para a proteção parcial da estrutura.

No Brasil, alguns setores de desenvolvimento de mercado de empresas produtoras de aço e de estruturas já perceberam a economicidade do método que utiliza o efeito de membrana das lajes em incêndio e vem pretendendo uma imediata adaptação para uso nas estruturas brasileiras. Evidentemente, a simples transposição das disposições normativas de outros países não é aplicável ao Brasil, porque outras são as hipóteses de carga e outros são os coeficientes de segurança. Além disso, a estrutura metálica brasileira, ainda baseada em perfis soldados é reconhecidamente mais flexível que as estruturas européias, estas, em geral, feitas de perfis laminados.

Mas, os métodos práticos de projeto tais como o que utiliza o efeito de membrana das lajes armadas, proposto por BAILEY (2002), são conseqüentes da aplicação do Método de Elementos Finitos implementado no VULCAN às estruturas em incêndio. A idéia central do método é a da proteção parcial de estruturas e pode ser explorada amplamente com diversas alternativas que envolvem vigas principais e secundárias, pilares e lajes. Logo, em que pese a utilidade de métodos práticos de projeto, é a pesquisa da interação estrutural em incêndio que permitirá a exploração completa da resistência ao fogo imanente às estruturas. Este trabalho pretende inserir-se como um primeiro passo nesse sentido.

CAPÍTULO 2

OS MÉTODOS AVANÇADO E SIMPLIFICADO

2.1 - INTRODUÇÃO

Na norma brasileira NBR 14323 (ABNT, 1999) pode ser encontrado um procedimento para o dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio. Na seção 8 dessa norma, apresenta-se o método simplificado de dimensionamento que se aplica às barras prismáticas de aço, de perfis laminados ou soldados, não híbridos, e também às vigas e pilares mistos bem como às lajes com formas incorporadas. Na seção 9, a referida norma estabelece as bases dos métodos, ditos avançados, de análise estrutural e térmica.

Antes de iniciar as análises da pesquisa desenvolvida neste trabalho, é necessário refletir sobre as bases de um e de outro métodos com o fim de estabelecer critérios de comparabilidade entre eles, caso existam. Isto é o que se faz em seguida.

2.2 - RESISTÊNCIA AO FOGO

Quando define a resistência ao fogo na seção 3, item 3.10, a norma o faz com referência ao incêndio-padrão, definido na norma NBR 5628 (ABNT, 1980). Desse modo, a resistência ao fogo deve ser entendida como o tempo durante o qual um elemento estrutural não sofre o colapso sob o incêndio-padrão.

Em que pese haver sido estabelecida na parte que se entende geral da norma, a referida definição não se aplica à seção 9 da NBR 14323 que trata dos métodos avançados. É, portanto, uma definição aplicável ao método simplificado apenas. De fato, quando trata dos métodos avançados, no item 9.1, a norma afirma que os métodos avançados são

aqueles que proporcionam *uma análise realística da estrutura e do cenário de incêndio*, podendo ser aplicados a elementos, subestruturas e estruturas completas. Deduz-se que tanto o modelamento estrutural quanto o de incêndio devem ser mais rigorosos nos métodos avançados.

Nesse caso, o texto normativo deixa duas questões a analisar: as implicações do incêndio-padrão no contexto do método simplificado e a conceituação de uma resistência ao fogo global para uma estrutura.

O incêndio-padrão rigorosamente não pretende ser um modelo de incêndio, tanto que a melhor denominação em língua portuguesa seria ensaio-padrão. Trata-se verdadeiramente de um ambiente de ensaios estruturais a temperaturas elevadas que reúne simplicidade e rigor, suficientes para se garantir, na maioria das vezes, o atendimento da necessidade de segurança nos incêndios reais.

Com efeito, é uma crença generalizada de que, quando se diz que um elemento estrutural tem uma resistência ao fogo no incêndio-padrão de 30 minutos, provavelmente ele resistirá a 30 minutos de um incêndio real. É claro que esta crença, que está na base dos métodos simplificados, para ser simples assim, tem que desconsiderar uma série de fatores determinantes da resistência ao fogo, entre os quais, referentes ao incêndio, à densidade de carga de incêndio e o fator de ventilação e, referentes à barra, a razão de carga (esta definida como a razão da carga atuante em incêndio para a carga de projeto), a dimensão longitudinal da barra e as condições de apoio.

Desse modo, a adoção do incêndio-padrão é um poderoso limitante de um método, qualquer que seja, de análise do comportamento em incêndio. Não se quer significar, entretanto, que a formulação de dimensionamento apresentada na norma brasileira, seja incompatível com outro modelo de incêndio uniforme, a exemplo do incêndio natural. Mas, é certo que a norma NBR 14323 (ABNT, 1999) restringe-se à medição da resistência ao fogo no ambiente do incêndio-padrão.

Quando se decidiu pelo incêndio-padrão, para ser coerente, a norma deveria dispor de uma base experimental para a determinação da resistência ao fogo, lembrando-se, a propósito, que incêndio-padrão é uma tradução do '*standard test*' das normas britânicas. Assim, a formulação do método simplificado não poderia prescindir de resultados experimentais da resistência ao fogo de vigas e pilares. Veja-se a exemplo a norma britânica BS 5950: Part 8 (BSI, 1990) que fornece na Tabela 5 temperaturas limites de projeto para barras protegidas e não protegidas em função da razão de carga. Portanto, vem a ser uma deficiência da norma brasileira a falta de base experimental no incêndio-padrão.

No método de dimensionamento da proteção passiva estrutural dado pela norma britânica BS 5950: Part 8, o colapso estrutural é associado à grandeza das deflexões de flexão, no caso das vigas, e axiais, no caso dos pilares. Esses ensaios são descritos em diversas fontes, mas COSTA (2001) também os descreveu em sua dissertação. No ensaio de vigas, a flecha caracterizadora do colapso é igual a 1/30 do vão, podendo chegar a 1/20 do vão, se a taxa de variação da flecha $\frac{\Delta\delta}{\Delta T}$ em mm/min não ultrapassasse o valor $L^2/(9000d)$, sendo L o vão da viga, d a sua altura total, δ a flecha no centro do vão, todos em milímetros, e t o tempo decorrido desde o início do aquecimento.

PLANK (1996) considera a definição do colapso estrutural pela flecha limite como arbitrária e, acrescenta, que grandes deformações não são necessariamente associadas ao colapso estrutural no caso de incêndios. Além disso, o ensaio-padrão utiliza uma peça de 4,5m de vão, sendo a parte exposta ao fogo de apenas 4m (isto é, os apoios não estão expostos ao calor), com um carregamento constituído de 4 cargas concentradas, distantes entre si de 1125mm conforme a Figura 2.1.

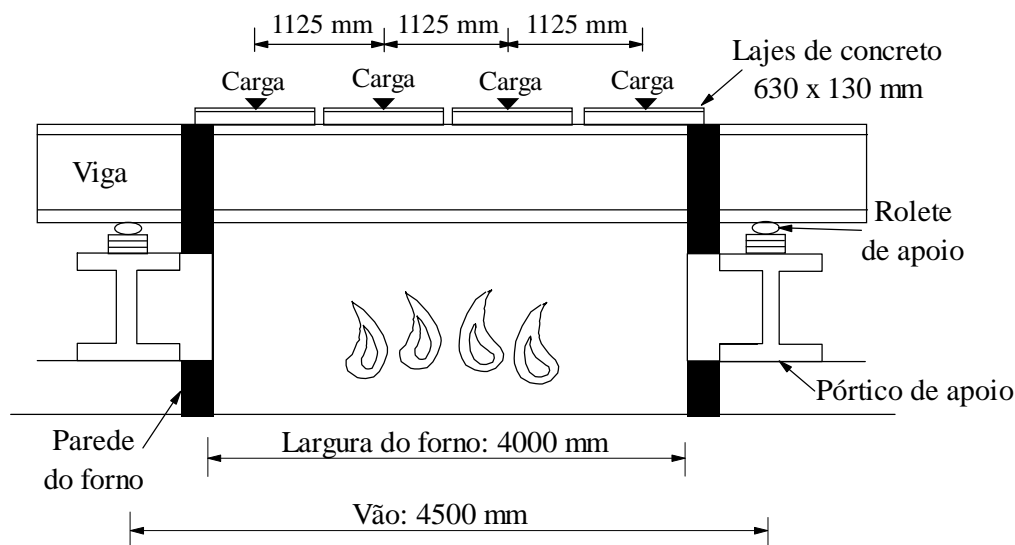


Figura 2.1 - Ensaio-Padrão de vigas – determinação da resistência ao fogo.

Mas, no método simplificado da norma brasileira, o colapso se caracteriza quando a peça atinge um estado limite último no tempo requerido de resistência ao fogo. Trata-se de um conceito que, embora utilize o incêndio-padrão, é formulado inteiramente no plano teórico, admitindo uma curva de degradação da resistência mecânica do material em função da elevação de temperatura no tempo.

Portanto, mesmo adotando o incêndio-padrão na definição da resistência ao fogo, o método simplificado da norma brasileira se desenvolve longe da sua base experimental. Enquanto no método da norma britânica citada, as temperaturas críticas de vigas e pilares são determinadas por ensaios, no método simplificado da norma brasileira, as temperaturas críticas são definidas pelo estado limite último que as ações externas geram na barra. No primeiro caso, as restrições quanto à validade dos ensaios referem-se principalmente à natureza dos vínculos, dimensões dos vãos e razões de carga. Essas restrições desaparecem na abordagem segundo o método simplificado da norma brasileira uma vez que o emprego do incêndio-padrão se dá apenas no plano teórico. Mas, nesse caso, em contrapartida, há necessidade de se introduzir grandes simplificações quanto ao comportamento da peça em incêndio para viabilizar a determinação do estado limite último. Algumas dessas simplificações serão referidas nas seções seguintes deste capítulo.

Porém, a conceituação da resistência ao fogo de uma estrutura ou de uma subestrutura é um vazio deixado pela norma brasileira. Esse conceito seria essencial para o uso dos métodos avançados previstos na seção 9 da mesma norma. No caso do presente estudo, como se empregam análises de pórticos espaciais, a resistência ao fogo deve ser associada ao comportamento global da estrutura e não mais a cada um de seus elementos.

O programa VULCAN permite a determinação de uma temperatura de colapso que é definida numericamente pelo aparecimento de um elemento negativo na diagonal da matriz de rigidez. Essa temperatura corresponde ao colapso de um elemento estrutural determinado e não considera a sua importância relativa na manutenção da estabilidade global da estrutura. Isto pode ser considerado uma deficiência do método numérico que somente seria eliminada com o emprego de uma técnica de redistribuição de carga, possível antes que a estrutura se torne hipostática.

Nesse método, a elevação de temperatura dos elementos estruturais segue uma lei independente do tempo, mas aqueles elementos que estejam imersos no mesmo ambiente de incêndio, devem ter elevações de temperatura coerentes entre si. Determinada a temperatura de colapso, o tempo de resistência ao fogo é definido em função do modelo de incêndio, este em geral expresso por uma lei temperatura-tempo.

Os métodos avançados já são construídos de modo a incorporar os comportamentos predominantes em incêndio os quais se refletem nos graus de liberdade admitidos nos nós estruturais. Desse modo, nenhuma combinação de estados de tensões ou de deformações é feita externamente ao método e a temperatura de colapso tem um significado global.

Conclui-se que a resistência ao fogo global de uma estrutura pode ser definida em um determinado modelo de incêndio, este traduzido por uma lei temperatura-tempo, por 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 utilizado na representação do incêndio. Disto se infere que, quanto mais sofisticado o modelo

estrutural e quanto mais próximo da realidade for o modelo do incêndio, mais próximos serão os resultados numéricos e mais fiel será a temperatura de colapso da estrutura.

BURGESS e PLANK (2000) fizeram análises no VULCAN de subestruturas empregando temperaturas medidas durante ensaios, isto é, utilizando, ao menos para a subestrutura em foco, uma descrição bastante próxima do incêndio real. Como relatam esses autores, a temperatura de colapso prevista pelo programa se aproxima daquela observada experimentalmente. No caso presente, tratando-se de um piso misto, as maiores dificuldades do modelo foram relacionadas ao comportamento do concreto, o que é compreensível em face da menor homogeneidade do material e do sempre presente fenômeno do lascamento.

Conclui-se que os tempos de resistência ao fogo previstos pelo método simplificado da norma brasileira e aquele previsto pelo método avançado segundo a aplicação do VULCAN diferem conceitualmente e podem expressar aproximações de situações reais muito distintas. Logo, esses tempos não são comparáveis a não ser quanto ao custo de proteção passiva que geram.

2.3 - PROPRIEDADES DO AÇO E DO CONCRETO

No método simplificado, aço e concreto são materiais isotrópicos com propriedades elásticas dependentes da temperatura. O efeito da degradação mecânica dos materiais é considerado por meio da introdução de fatores de redução da resistência, da tensão de escoamento e do módulo de elasticidade. O comportamento da barra estrutural é modelado via Resistência dos Materiais, o que supõe a manutenção da hipótese de Navier e, ao mesmo tempo, da hipótese de pequenas deformações. As equações de equilíbrio são resolvidas a uma dada temperatura de modo inteiramente análogo à solução que seria feita à temperatura ambiente.

Nos métodos avançados, a hipótese de isotropia não é necessariamente adotada. A anisotropia pode ser considerada via modelamento do campo de deslocamentos ou pode ser considerada indiretamente, via variação das propriedades da malha de elementos

finitos. Para ilustrar, no caso das lajes de concreto armado com forma metálica incorporada, a anisotropia é considerada diretamente no modelo da placa.

As equações de equilíbrio têm a expressão matricial típica quando formuladas no método da rigidez e sua solução se faz por um processo de linearização passo-a-passo a uma dada temperatura também conhecido como Processo de Newton-Raphson (BATHE, 1995). Atingido o equilíbrio, o incremento de temperatura rompe-o, iniciando-se novo processo iterativo até a convergência, conforme mostrado na Figura 2.2. A solução se determina em termos de temperatura de colapso quando a matriz de rigidez se torna não positivo-definida.

Observa-se que as hipóteses de Navier e das pequenas deformações são incompatíveis com os níveis das deformações observadas em barras não protegidas submetidas a incêndios reais. Isto faz supor que o campo de aplicabilidade do método simplificado é o de incêndios moderados quanto à temperatura máxima ou, alternativamente, o de estruturas protegidas, casos em que os elementos experimentam temperaturas relativamente baixas.

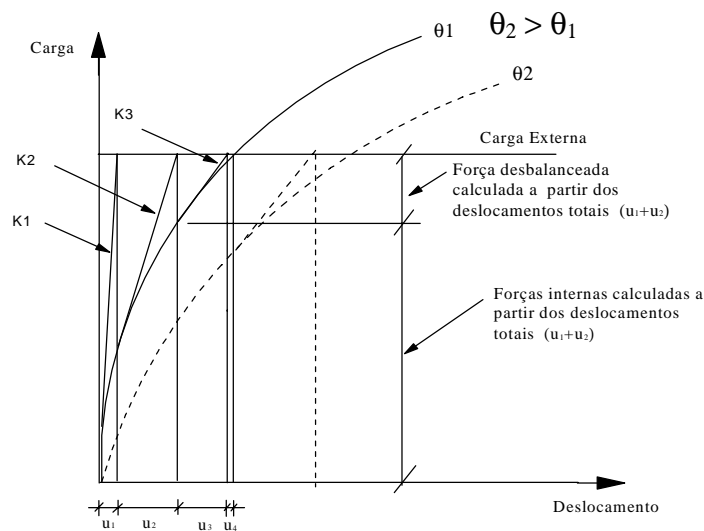


Figura 2.2 - Processo de Newton-Raphson. (BAILEY, 1995).

2.4 - DISTRIBUIÇÃO DE TEMPERATURAS NAS SEÇÕES TRANSVERSAIS

A condição de se considerar a isotropia dos materiais, adotada no método simplificado, exige a adoção de temperaturas uniformes nas seções transversais das peças. Em caso contrário, tal hipótese não poderia ser admitida, uma vez que as propriedades físicas variam com a temperatura.

A norma brasileira de dimensionamento de estruturas de aço em incêndio já referida supõe no item 8.3.1, que a distribuição de temperatura na seção transversal seja uniforme. Essa é, de fato, uma das condições mais restritivas à aplicação do método a elementos sem proteção passiva, uma vez que, nos casos práticos, dificilmente é obedecida, porque os elementos estruturais recebem a incidência de fluxos de calor de intensidades diferentes em razão de sua posição dentro do compartimento.

Elementos protegidos podem satisfazer a hipótese da uniformidade da distribuição de temperatura na seção transversal, porque, como se sabe, o material de proteção funciona como um reservatório de energia calorífica, permitindo que apenas uma parcela da energia incidente chegue até o elemento de aço.

Os métodos avançados admitem distribuições de temperatura não uniformes na seção transversal. No caso do VULCAN, a seção transversal é dividida em 12 elementos, Figura 2.3, cuja espessura é calculada a cada hora em função da temperatura nele admitida. Assim, uma distribuição não uniforme de temperatura em uma seção em I pode ter 12 componentes distintas. Analogamente, nas lajes, cada uma das 10 camadas admitidas pode ter uma distribuição linear de temperatura entre a superfície inferior e a superior da mesma camada.

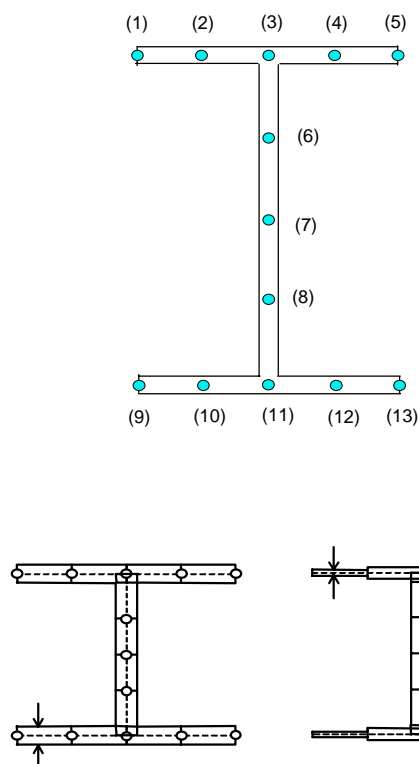


Figura 2.3 - Discretização e consideração da variação da temperatura na seção transversal do VULCAN.

2.5 - DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL DE TEMPERATURAS

No mesmo item 8.3.1 da norma NBR 14323 (ABNT, 1999) se estabelece, por hipótese, que a distribuição longitudinal de temperatura de um elemento é uniforme no método simplificado. Nos métodos avançados, em geral, essa hipótese é desnecessária, porquanto, variando-se o número de elementos longitudinais adotados, praticamente qualquer distribuição de temperatura pode ser modelada.

Novamente, cabe observar que a hipótese de distribuição longitudinal uniforme de temperatura só é compatível com estruturas protegidas ou elementos estruturais no ambiente próprio do ensaio-padrão.

2.6 - TÉCNICAS DE PROTEÇÃO

A temperatura atingida durante um incêndio por um elemento estrutural de aço sem proteção é fortemente influenciada pela razão: área superficial exposta ao calor/massa do perfil. Quanto menor a massa do perfil em relação à área superficial, mais rápida será a elevação de temperatura do perfil. Esta razão, a menos da massa específica, pode ser expressa pelo fator de massividade u/A onde u é o perímetro da seção exposta ao incêndio e A é a área da seção transversal do elemento estrutural. Quando a estrutura é protegida, o fator de massividade é dado por um/A , onde um é o perímetro efetivo do material de proteção contra incêndio e A é área da seção transversal.

Tanto no método simplificado quanto nos métodos avançados, o ponto de partida para a análise do comportamento estrutural em incêndio é, obviamente, a estrutura dimensionada à temperatura ambiente. No método simplificado, após a definição de um tempo requerido de resistência ao fogo – TRRF com o emprego da norma NBR 14432 (ABNT, 2000) e após a escolha de um possível material de proteção passiva, a seguinte rotina de projeto é aplicada a cada barra estrutural:

- (a) determina-se seu fator de massividade sem proteção;
- (b) determina-se a temperatura que atinge no TRRF sob a ação do incêndio-padrão, supondo-o sem proteção;
- (c) empregando a formulação do método, dada na norma brasileira NBR 14323 (ABNT, 1999), verifica-se se a resistência de cálculo nessa temperatura supera a solicitação de cálculo para a hipótese de carregamento considerada;
- (d) em caso positivo, a barra não necessita de proteção e passa-se à barra seguinte, retornando ao início;
- (e) em caso negativo, arbitra-se uma espessura de proteção passiva para a cobertura do elemento considerado;

- (f) determina-se seu fator de massividade protegido;
- (g) determina-se a temperatura que atinge no TRRF sob a ação do incêndio-padrão, agora protegido;
- (h) determina-se se a resistência de cálculo supera a solicitação de cálculo para a hipótese de carregamento considerada segundo o procedimento dado na NBR 14323 (ABNT, 1999);
- (i) em caso positivo, a barra é estável no TRRF com a proteção arbitrada e passa-se à barra seguinte, retornando ao início;
- (j) em caso negativo, arbitra-se nova espessura de proteção passiva e volta-se ao passo (f).

Observa-se que o método é simplificado nas suas hipóteses básicas, mas a sua execução é um tanto quanto trabalhosa, mormente nas estruturas reais. Uma vez que, ao se arbitrar uma espessura de proteção passiva em uma primeira tentativa, pode-se atender a condição do passo **(h)** sem estar próximo da espessura mínima de proteção, a rotina de verificação do dimensionamento deve se repetir para nova escolha da espessura. Desse modo, a obtenção de um projeto otimizado do ponto de vista do custo de proteção passiva deve envolver uma considerável quantidade de trabalho de cálculo.

No método avançado implementado no programa VULCAN há duas abordagens aplicáveis aos problemas práticos. A primeira, típica dos países em que a proteção tem um custo compatível com a competitividade do aço como material estrutural, definidos a estrutura, o modelo de incêndio e o TRRF, determina-se a função temperatura-tempo no intervalo $[0, \text{TRRF}]$ para cada perfil considerado importante para a estabilidade estrutural, levando-se em conta sua exposição ao fluxo de calor gerado pelo incêndio (o que é função da sua posição na estrutura e da eventual existência de algum tipo de proteção total ou parcial).

Em seguida, a estrutura completa é analisada no VULCAN, admitindo-se para cada elemento o histórico de elevação de temperatura que se determinou previamente. O VULCAN fornecerá como resposta numérica os deslocamentos nodais e os esforços internos nas barras. Gráficos dos deslocamentos nodais em função da temperatura, são preparados para nós notáveis de vigas e pilares.

O colapso se caracteriza pelo contínuo crescimento do deslocamento para uma temperatura aproximadamente constante (isto é, o colapso se caracteriza pelo que se denomina em literatura de língua inglesa *run away* do ponto nodal). Pode-se, portanto, determinar se o colapso em alguma barra de importância no TRRF.

Uma segunda abordagem dos problemas práticos, via VULCAN, é adotada em países em que o custo da proteção passiva é significativo na competitividade do aço. Consiste ela em verificar se a estrutura dada necessitará de proteção no TRRF, determinando-se, inicialmente, o quanto resiste a estrutura sem proteção pela associação da temperatura de colapso numérico ao tempo de resistência ao fogo. Sendo necessário, uma estratégia de proteção é adotada, consistindo, em geral, na proteção de vigas e pilares de maior importância na estabilidade estrutural. Observa-se, então, que a proteção parcial é utilizada, o que pode dar maior competitividade à estrutura de aço.

Quando a proteção é parcial, o colapso numérico é atingido nos elementos sem proteção a uma temperatura θ_{sp} e nos elementos protegidos, a uma temperatura θ_{cp} . Como a análise pelo VULCAN prescinde da relação temperatura-tempo que é decorrente do modelo numérico do incêndio, surge a necessidade de se determinar que tempo de resistência ao fogo se deve atribuir à estrutura. ANDRADE (2003) resolveu esse problema demonstrando que, a favor da segurança, pode-se admitir o tempo de resistência ao fogo que corresponde a θ_{cp} , descontando-se a parcela que corresponde à influência dos elementos não-protegidos.

A segunda opção de abordagem do projeto de proteção com o emprego dos métodos avançados é, potencialmente, a que pode proporcionar uma relação custo/benefício

mínima, mas necessita de verificação experimental para ser oficialmente aceita no Brasil.

2.7 - INTERAÇÃO ESTRUTURAL EM INCÊNDIO

O método simplificado tem como ponto de partida a análise da estrutura à temperatura ambiente para a hipótese de carregamento admitida em incêndio. Essas hipóteses de carregamento, previstas na seção 6.2 da NBR 14323 (ABNT, 1999), implicam em reduções das cargas acidentais a 20%, 40% ou 60% da carga de serviço. Os esforços internos em cada barra estrutural são levados à verificação da condição de resistência, prevista no item **(h)** dos passos descritos na seção anterior. Conclui-se, portanto, que no método simplificado não há consideração da interação estrutural a altas temperaturas. Isto é, no método simplificado todos os mecanismos de interação estrutural são tipicamente de comportamento linear da estrutura, ainda mais que as cargas acidentais são reduzidas.

Como já exposto na seção anterior, os métodos avançados fazem a análise estrutural a altas temperaturas e, nesse caso, permitem que se constatem os complexos mecanismos de interação estrutural que ocorrem no ambiente de incêndio. Uma análise dos graus de liberdade admitidos no elemento de viga-coluna do VULCAN, como mostra a Figura 3.6, permite avaliar a complexidade esperada desses mecanismos de interação estrutural.

O nó do elemento de viga-coluna do VULCAN tem os seguintes graus de liberdade em um sistema de referência local:

- (a) três translações nas direções dos eixos coordenados;
- (b) duas rotações segundo os eixos de maior e de menor inércia da barra;
- (c) o giro de torção;
- (d) a deformação longitudinal;

(e) a variação longitudinal do ângulo de torção.

A altas temperaturas, uma barra estrutural certamente apresentará uma deformação axial significativa devida à expansão térmica que ocorre sozinha até cerca de 400 °C e, depois desta temperatura, devida à combinação da expansão térmica com o escoamento sob as tensões axiais. Ao mesmo tempo, estando submetida a momentos fletores, a barra poderá ter uma deformada fora dos planos de simetria da seção transversal o que significa ter deslocamentos com as duas outras componentes de translação e de rotação.

A torção ocorre em incêndio tanto em decorrência da flexão no plano horizontal de uma barra transversal quanto causada pela assimetria da seção transversal gerada pela distribuição não uniforme de temperatura. Havendo restrição ao empenamento, tensões normais que dependem da variação longitudinal do ângulo de torção.

A deformação longitudinal da barra foi introduzida para avaliar os esforços axiais gerados pela distribuição longitudinal não uniforme de temperatura.

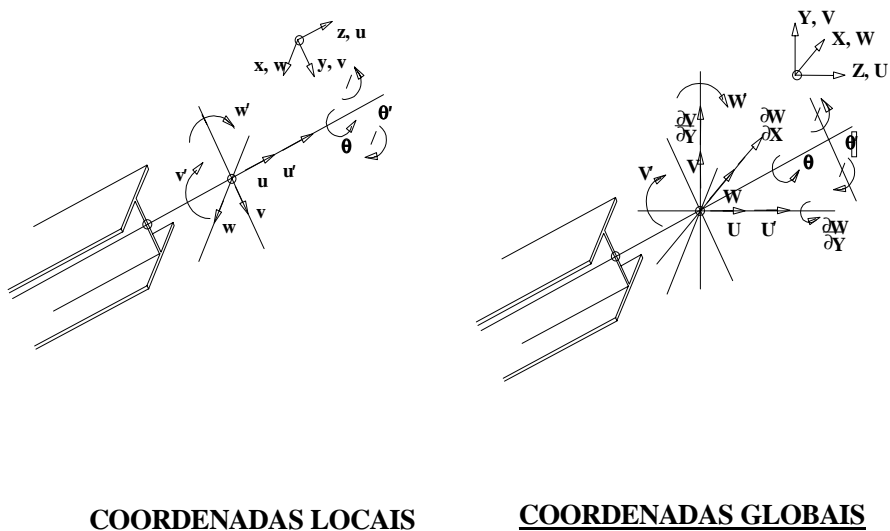


Figura 2.4 - Graus de liberdade do nó de viga-coluna do VULCAN.

CAPÍTULO 3

ANÁLISES PARAMÉTRICAS E ESTUDOS DE CASO

3.1 - INTRODUÇÃO

A complexidade de um método de projeto é sempre uma restrição para seu uso em normas técnicas. A produtividade exigida nos escritórios de projeto repele as rotinas complexas e, por essa mesma razão, as normas técnicas tendem a adotar procedimentos de cálculo que conduzem diretamente aos resultados aplicáveis nas soluções práticas. Nesse aspecto, o uso dos métodos avançados na análise do comportamento de estruturas em incêndio é uma hipótese só considerada em estruturas de grande porte como os edifícios altos ou de arquitetura especial como os edifícios destinados a centros comerciais.

Mas, como é possível concluir da discussão apresentada no capítulo anterior, os métodos simplificados freqüentemente não captam aspectos importantes do comportamento estrutural em incêndio e, como resultado, tendem a situar o projetista em um ponto em que não pode afirmar com certeza sobre a relação segurança/custo em um dado edifício.

Como solução, normas estrangeiras têm investido em análises paramétricas que visam retirar dos métodos avançados conclusões aplicáveis na prática de projeto que, ainda assim, guardem suas amplitude e profundidade. Assim, por exemplo, a norma *New Zealand Building Code* (NZSA, 1994) fornece equações paramétricas da temperatura crítica de vigas de aço em função da razão de carga, das dimensões do vão e da seção transversal e do tipo de aço utilizado, equações estas que foram obtidas mais pelo ensaio padrão clássico, mas pela aplicação de métodos avançados de cálculo que o simulam. Do mesmo modo, CLARET *et al.* (1999) e, depois, COSTA (2001) apresentam

equações paramétricas para a temperatura crítica e o tempo de resistência ao fogo de vigas mistas em diversas condições de apoio e para diversas relações de carga.

Os estudos paramétricos tornam-se meios de trazer à prática de projeto as vantagens dos métodos avançados. A metodologia consiste na determinação de um conjunto de estruturas que seja característico das aplicações práticas correntes e que definem os intervalos de validade das equações paramétricas em termos de parâmetros, adimensionais ou não, que envolvem grandezas como geométricas e constantes físicas. Para ilustrar, um dos parâmetros caracterizadores do comportamento de vigas em incêndio é a razão de carga, L_r (*load ratio*) da qual depende inversamente a temperatura crítica. Outro parâmetro típico em vigas é a razão vão – altura, L/h (*span- depth ratio*).

As equações paramétricas são obtidas após análises pelos métodos avançados do conjunto de estruturas típicas. Determinam-se as grandezas de interesse e investigam-se, em geral com o emprego de métodos estatísticos, relações eventuais entre os parâmetros e as grandezas mais importantes para projetos, controlando-se a grandeza do coeficiente de correlação e do intervalo de confiança. Assim, para ilustrar, o tempo de resistência ao fogo, T_{rf} , de uma viga de aço sem proteção pode ser posto como uma função da razão de carga, L_r , e da razão vão-altura, L/h , com um coeficiente de correlação r determinado especificamente. Em geral, r deve ser superior a 85%, não se admitindo valores inferiores a 75%.

Muitas vezes, porém, a investigação envolve fenômenos muito complexos, dependentes de grande número de parâmetros ou muito sensíveis à variação deles, e a aplicação imediata da análise paramétrica torna-se inviável. Então, os estudos de caso servem para elucidar o comportamento estrutural, visando a definir situações que tenham comportamento característico e onde se apliquem estudos paramétricos posteriores. Por isso, onde considerados necessários, os estudos de caso logicamente devem anteceder os estudos paramétricos.

Nessa pesquisa, uma série de estudos de caso de proteção passiva parcial de pórticos espaciais foi feita com a intenção de identificar os principais mecanismos de interação

estrutural definidores da resistência ao fogo global da estrutura. Como um primeiro estudo, as lajes não foram consideradas, a não ser como elementos de proteção, uma vez que o seu papel de elemento aglutinador da estrutura favorece a resistência ao fogo, mas, ao mesmo tempo, influi preponderantemente sobre o comportamento do pórtico.

É enganoso pensar que a presença da laje tornaria as análises aqui realizadas mais complexas. Ao contrário, ao servir de vínculo entre vigas e nós de topo de colunas, as lajes podem restringir determinadas direções de deslocamentos, impondo ao conjunto estrutural comportamentos muito mais simples que os observados em pórticos espaciais de aço.

3.2 - MÓDULO ANALISADO

Esta pesquisa utiliza um módulo de estrutura de aço que é típico nos edifícios de andares múltiplos. O estudo foi feito sobre o módulo isolado, sem a continuidade no plano das vigas e no plano dos pilares. Trata-se de uma estrutura tridimensional de aço com área em planta de 9m x 8m e pé direito de 4m de altura (Figura 3.1). As vigas que ligam as extremidades dos pilares são referidas na análise como vigas principais; as demais que têm apoios sobre vigas principais são ditas vigas secundárias. O piso de concreto é considerado apenas como elemento de proteção das mesas superiores das vigas.

Para facilitar as referências no texto, as vigas principais serão denotadas por VPZ1 e VPZ2 quando situadas na direção de Z e VPY1 e VPY2 quando localizadas na direção de Y (Figura 3.1). As vigas secundárias serão denotadas por VSY já que estão todas na direção do eixo Y. Já os pilares, em face da assimetria das condições de contorno, serão denotados por P2, P4, P6 e P8, conforme sejam os nós de topo.

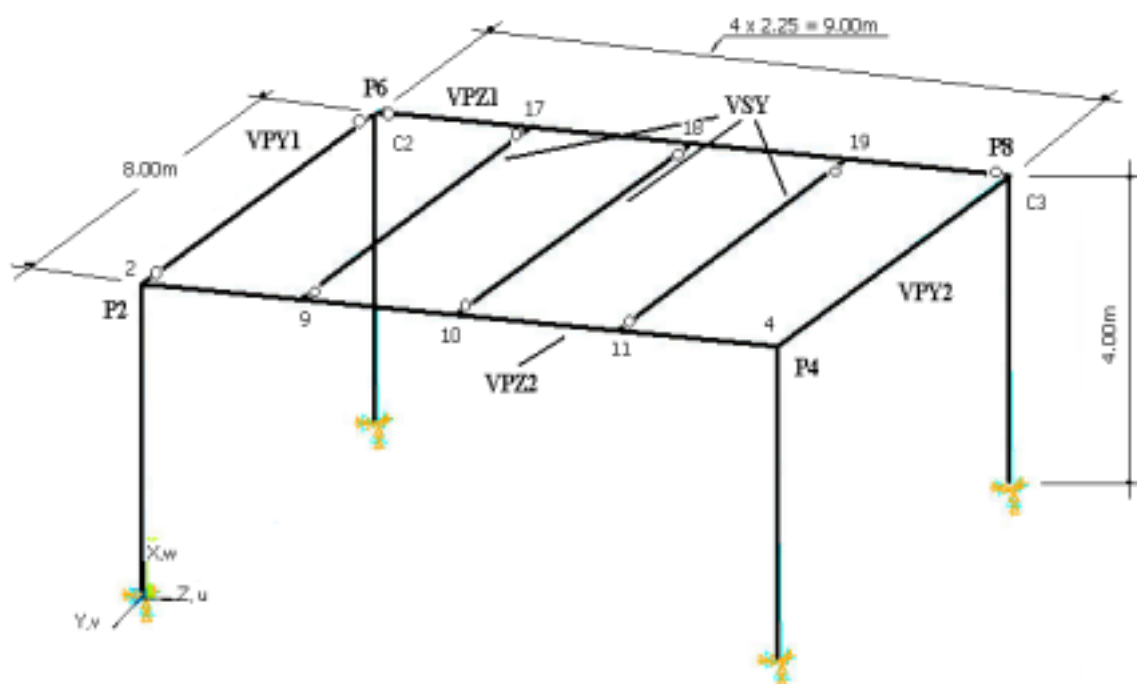


Figura 3.1 – Pórtico analisado.

Apesar da simplicidade do módulo adotado na análise, as condições de contorno de vigas e pilares foram consideradas de modo a permitir que o maior número possível de mecanismos de interação estrutural pudesse aflorar na análise em situação de incêndio. Assim, as vigas secundárias VSY foram consideradas apoiadas sobre as vigas principais VPZ1 e VPZ2, isto é, os seus nós de extremidade são livres de girar à flexão, mas se vinculam às translações dos nós intermediários das vigas principais.

O pórtico plano frontal, formado por P4, VPY2 e P8 é rígido no plano XY. Do mesmo modo, o pórtico formado por P2, VPZ2 e P4 é rígido no plano XZ. Portanto, a viga VPY1 é bi-articulada em P2 e P6; a viga VPY2 tem ligação rígida com P4 e P8. O pilar P6 não recebe momentos das vigas, mas a expansão longitudinal das vigas VPY1 e VPZ1 pode lhe impor momentos nos seus respectivos planos.

P4 é o pilar de solicitação mais complexa porque se liga rigidamente às vigas nas duas direções do plano. P2 recebe momentos das vigas no plano XZ e P8, no plano XY.

Observa-se que as condições de contorno de vigas e pilares contrastam com a simplicidade do módulo tridimensional adotado para análise. A intenção ao adotar a completa assimetria das condições de vínculo de vigas e pilares foi a de propiciar o surgimento dos mais diferentes mecanismos de interação estrutural para que se pudesse avaliar a sua importância na resistência ao fogo da peça.

A estrutura foi dimensionada segundo a norma NBR 8800 (ABNT, 1986). O carregamento sobre as vigas decorreu do peso próprio da estrutura e do piso acrescido da carga de utilização correspondente a uma edificação de uso comercial com o valor de 25kN/m^2 . Os perfis estruturais são discriminados na Tabela 3.1 e na Figura 3.2.

Tabela 3.1 - Componentes da estrutura.

Elemento	Comprimento (m)	Perfil	A_g (cm^2)	d (mm)	B_f (mm)	t_f (mm)	t_w (mm)
Vigas VPY	8,00	VS 400x44	56,10	400	200	9,50	4,70
Vigas VPZ	9,00	VS 450x60	76,78	450	200	12,50	6,30
Vigas VSY	8,00	VS 500x61	77,80	500	250	9,50	6,30
Coluna	4,00	CS 250x52	65,98	250	250	9,50	8,00

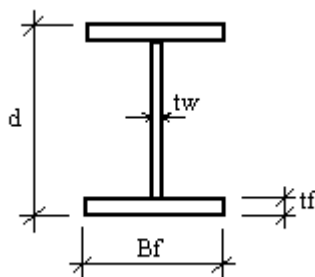


Figura 3.2 – Dimensões dos perfis.

Uma das características de uma estrutura em pórtico tridimensional quanto ao comportamento em incêndio refere-se ao fato de que as diversas barras possuem

diferentes reservas de resistência à temperatura ambiente, isto é, sendo S_d a solicitação de cálculo e sendo R_d a resistência de cálculo, $(1-S_d/R_d)$ é o número que se denomina de reserva de resistência.

Ocorre que é um fato comprovado em ensaios e em diversos trabalhos científicos que a reserva de resistência à temperatura ambiente de uma barra isolada tem um importante significado na definição da resistência ao fogo final da barra. Em uma estrutura tridimensional, fenômeno semelhante é esperado, embora a reserva de resistência de uma barra influirá na medida de sua importância para a estabilidade estrutural na situação de incêndio.

Observa-se que a importância que a barra terá na composição da estabilidade estrutural em incêndio não pode ser diretamente deduzida de sua importância na estabilidade estrutural à temperatura ambiente, uma vez que seria necessário conhecer os mecanismos de redistribuição de carga que ocorrem a altas temperaturas. De todo modo, é prudente conhecer a reserva de resistência ao fogo das peças à temperatura ambiente e, no caso presente, elas constam da Tabela 3.2 para vigas.

Tabela 3.2 – Reserva de resistência das vigas.

Elemento	Dimensionamento a frio		
	Carga Permanente (kN/m)	Sobrecarga (kN/m)	S_d/R_d
VPY	4,38	2,25	0,84
VPZ	0,665	-	0,79
VSY	8,75	4,50	0,80

Conclui-se do exame da Tabela 3.2 que a reserva de resistência dos elementos estruturais oscila entre 15% e 20%. Esses dados serão oportunamente considerados na análise do comportamento estrutural em incêndio.

3.3 - REGIMES DE PROTEÇÃO PARCIAL EM INCÊNDIO

A escolha dos regimes de proteção parcial em incêndio se deu com o objetivo de evidenciar os mecanismos de interação estrutural que sejam predominantes na definição da resistência global ao fogo da estrutura. A análise da estrutura sem proteção é feita para servir de termo de referência. Em seguida, cada um dos casos estudados de proteção, denominados de regimes de proteção, é descrito.

3.2.1 - Regime sem proteção

Neste regime, nenhum dos elementos estruturais foi artificialmente protegido. Porém, as vigas que têm a proteção parcial da laje assumem uma distribuição de temperatura própria ilustrada na Figura 3.2. Nessa distribuição de temperatura, a mesa inferior se admite como recebendo o maior fluxo de calor; a alma se supõe exposta a cerca de 80% do fluxo de calor da mesa inferior e a mesa superior, a cerca de 30%.

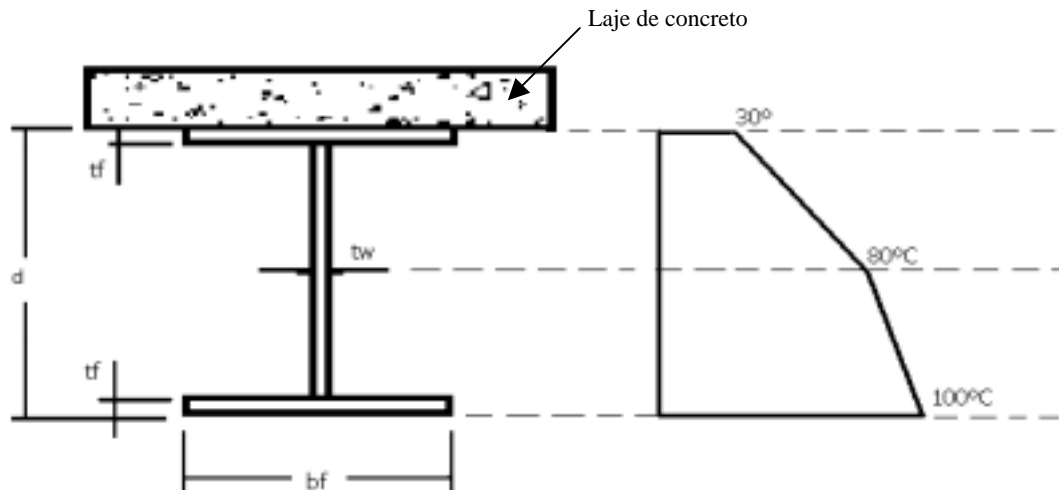


Figura 3.2 – Distribuição de temperatura na viga sem proteção.

A distribuição de temperatura adotada para a seção transversal das vigas tem fundamento nas observações feitas nos ensaios de Cardington como relata CLARET *et al.* (1999). Conforme ilustra a Figura 3.2, enquanto se admite uma elevação de 80 °C na

mesa inferior da viga, admite-se uma elevação de 60 °C no nó central da alma e de 10°C na face inferior da mesa superior. A temperatura varia linearmente segundo a altura da seção transversal, como se observa da mesma figura.

Há autores que preferem fazer a distribuição de temperatura na seção transversal de modo rigoroso, utilizando um programa de transferência de calor. Para tanto, além da disponibilidade do programa que, por exemplo, considere a perda de água dos materiais (fato relevante no caso de seções parcialmente protegidas), é necessário adotar um modelo de descrição da temperatura em cada ponto e a cada instante dentro do volume incendiado. Ou, seja, deve-se ter uma função $\theta(x,y,z,t)$ para descrever o incêndio. Ora, em geral, o programa de transferência de calor usando o MEF está disponível (no entanto, poucos consideram a perda da água disseminada no material), mas o incêndio é descrito por um modelo de distribuição uniforme de temperatura do tipo $\theta(t)$. Trata-se, portanto, de utilizar uma solução refinada para um modelo de incêndio grosseiro. No caso presente, utiliza-se a observação experimental feita em um incêndio real. Logo, apesar de a distribuição de temperatura adotada ser a média de observações experimentais, o “modelo” de incêndio está bem próximo dos incêndios reais. Acredita-se que tal comportamento introduza os menores erros na análise.

Os pilares foram considerados uniformemente aquecidos como indica a Figura 3.3.

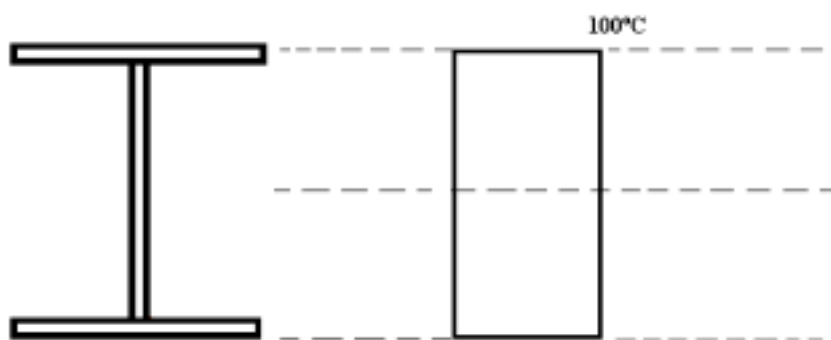


Figura 3.3 - Distribuição da temperatura na coluna desprotegida.

3.2.2 - Regime de Proteção I

Neste caso, só as colunas foram totalmente envolvidas com material isolante do tipo argamassa projetada cujas propriedades são: condutividade térmica - $\lambda_m = 0,07 \text{ W/m}^\circ\text{C}$ a 100°C e $\lambda_m = 0,17 \text{ W/m}^\circ\text{C}$ a 600°C , calor específico - $c_m = 920 \text{ J/kg}^\circ\text{C}$ e massa específica - $\rho_m = 290 \text{ kg/m}^3$. Considerou-se, devido à proteção, uma distribuição de temperatura uniforme de 50°C nas colunas, Figura 3.4, e nas vigas a mesma distribuição apresentada na situação anterior (Figura 3.2).

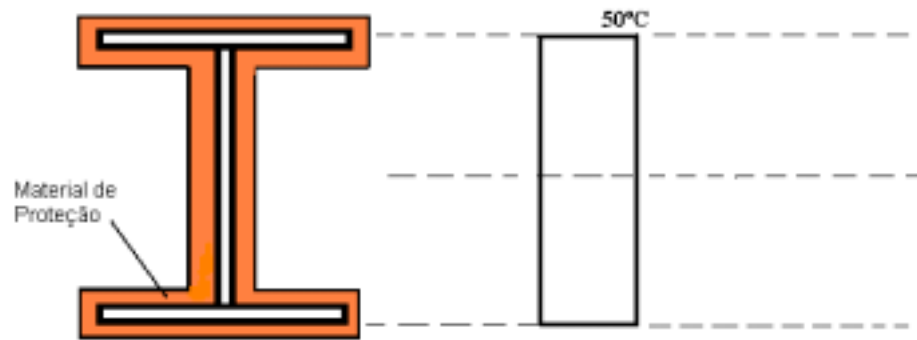


Figura 3.4 - Distribuição da temperatura na coluna protegida.

3.3.3 - Regime de Proteção II

Neste regime, além da proteção nas colunas, acrescentou-se a proteção das mesas inferiores das vigas principais VPZ1, VPZ2, VPY1 e VPY2, como pode ser observado na Figura 3.5. As vigas secundárias VSY permaneceram com a distribuição idêntica ao regime sem proteção, Figura 3.2.

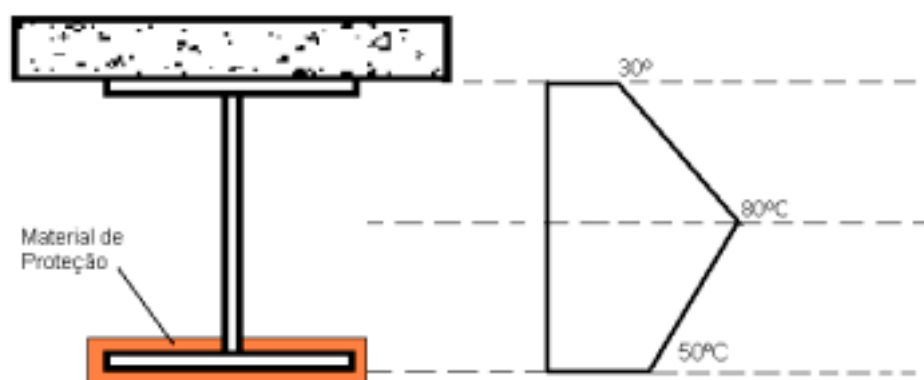


Figura 3.5 - Distribuição da temperatura na viga protegida.

3.3.4 - Regime de Proteção III

Considerou-se nesse regime de proteção que os elementos no topo de cada coluna fosse revestido com proteção térmica e também os elementos de ligação nas vigas VPZ1 e VPZ2 com estas, Figura 3.6. Os elementos de ligação apresentam o mesmo perfil de distribuição de temperatura da Figura 3.5.

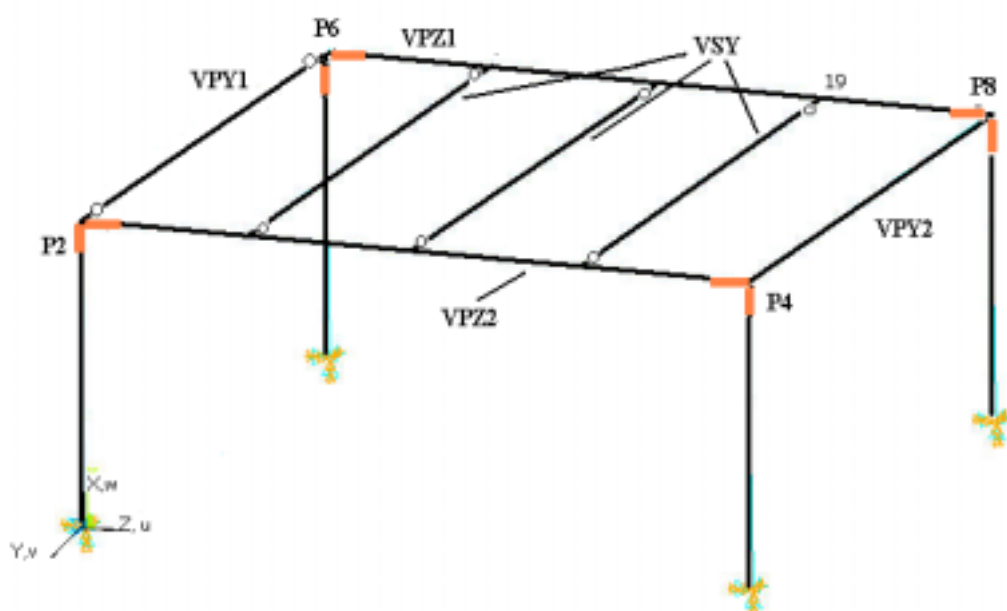


Figura 3.6 - Elementos protegidos no Regime de Proteção III.

3.3.5 - Regime de Proteção IV

Todos os elementos de ligação viga-coluna foram protegidos neste regime, como pode ser visto na Figura 3.7. A distribuição de temperatura nos elementos protegidos é a mesma da Figura 3.5.

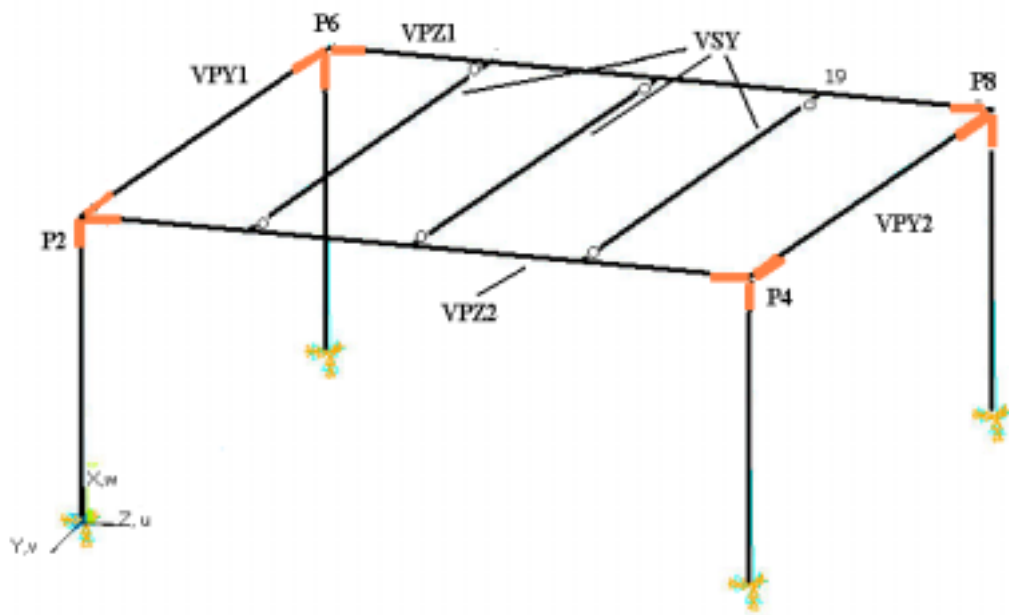


Figura 3.7 - Elementos protegidos no Regime de Proteção IV.

3.4 - SÍNTESE SOBRE OS REGIMES DE PROTEÇÃO INVESTIGADOS

A análise da estrutura sem proteção tem a finalidade de evidenciar dois fatores impulsionadores da resistência ao fogo. O primeiro deles é o efeito da interação estrutural tridimensional já que, não se tratando de barras isoladas, à medida que o modelo estrutural consegue captar o comportamento tridimensional da estrutura, evidencia-se uma elevação da resistência ao fogo. O segundo é o efeito da reserva de resistência das barras estruturais, o que se reflete na tendência de observar temperaturas de colapso cada vez maiores à medida que a reserva de resistência também se eleva.

No regime de proteção I, os pilares são totalmente protegidos e as vigas tanto principais quanto secundárias não são protegidas. Esse regime seria aplicável em incêndios compartimentados em que se admite a deformação excessiva das vigas sem admitir a deformação dos pilares. Caso se consiga preservar a integridade e o isolamento do piso e do forro do compartimento incendiado, por meio da adoção de uma adequada armação das lajes de concreto, a resistência ao fogo se eleva muito, uma vez que não se aplicariam os limites de $v\tilde{a}o/20$ ou $v\tilde{a}o/30$ para definição do colapso.

No regime de proteção II, procura-se evitar o excesso de deformação das vigas principais com a sua proteção parcial: as mesas inferiores das vigas são protegidas de modo a apresentar uma elevação de temperatura próxima daquela da mesa superior. Sendo a flexão o fenômeno dominante, as vigas tendem a ter maior resistência ao fogo, já que as mesas tendem a preservar a sua resistência à tração e à compressão a temperaturas mais elevadas. Além disso, pilares protegidos e vigas principais parcialmente protegidas tendem a formar caminhos de redistribuição de carga na estrutura.

O regime de proteção III se caracteriza pela proteção parcial apenas dos elementos de ligação viga-coluna em dois planos ortogonais. Visa-se obter maior resistência ao fogo da estrutura global pelo controle de planos de deformabilidade da estrutura. No regime de proteção IV, todos os elementos de ligação são protegidos com a intenção de se verificar o possível aumento de temperatura em relação ao regime de proteção III.

CAPÍTULO 4

ESTRUTURA SEM PROTEÇÃO PASSIVA: COMPORTAMENTO EM INCÊNDIO

4.1 - INTRODUÇÃO

As análises do comportamento estrutural em incêndio foram feitas sob as três hipóteses de carregamento estabelecidas na norma NBR 14323 (ABNT, 1999). Em síntese, essas hipóteses de carga consideram a integralidade das cargas permanentes e reduzem as cargas acidentais a 20%, 40% e 60% da sua medida aplicável à temperatura ambiente, sempre em função da ocupação da edificação.

Em que pese serem discutíveis as combinações de carga adotadas pela norma brasileira acima citada, neste trabalho toda atenção se volta unicamente para a caracterização do colapso estrutural em cada caso. Para esse fim, em primeiro lugar são analisados os deslocamentos dos nós mais notáveis da estrutura e, quando necessário, esforços internos gerados nos elementos.

A situação de colapso é sempre caracterizada pela verticalidade da curva deslocamento *versus* temperatura, tanto em vigas quanto em pilares. Mas, muitas vezes ocorrem situações em que o colapso não se caracteriza nos nós mais notáveis da estrutura, cabendo, então, uma investigação mais acurada, principalmente focalizada em fenômenos localizados como na flambagem lateral, no escoamento à tração e na torção.

4.2 - COMPORTAMENTO ESTRUTURAL SOB O CARREGAMENTO DE 20%

Analizada a estrutura em situação de incêndio, a Figura 4.1 mostra os deslocamentos verticais observados nos nós 2, 6 e 8 que correspondem às extremidades dos pilares P2, P6 e P8. Por uma limitação interna do programa VULCAN quanto ao número de deslocamentos impressos em cada análise, decidiu-se não imprimir os deslocamentos verticais do topo do pilar P4, mesmo porque, em análise preliminar, eles se mostraram muito reduzidos comparativamente aos demais.

Observa-se que à temperatura em que foi verificado o colapso numérico, cerca de 657°C, para o carregamento de 20% da carga acidental admitida à temperatura ambiente, o pilar P6 apresentava deslocamentos verticais decrescentes indicando uma clara tendência de colapso.

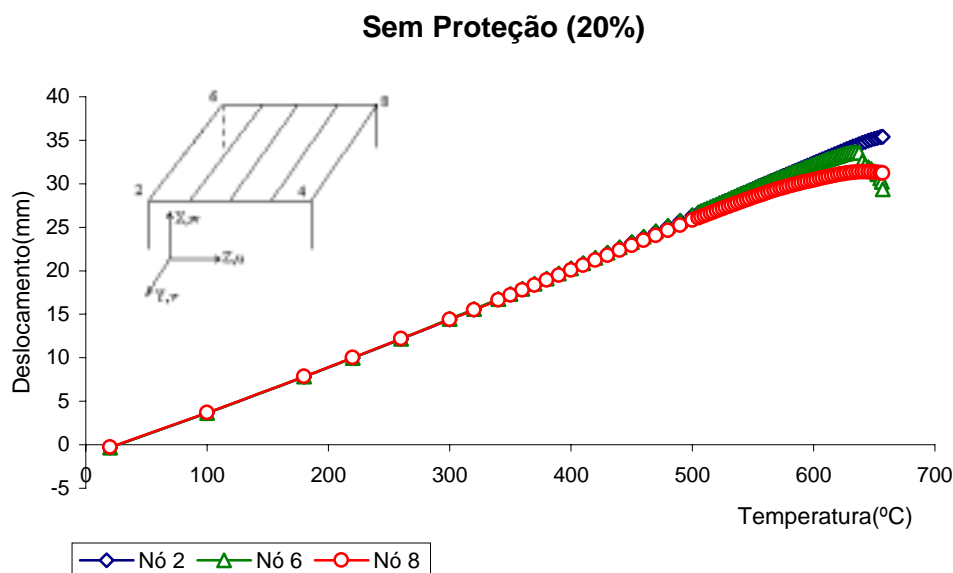


Figura 4.1 - Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós de topo das colunas.

A Figura 4.2 mostra os deslocamentos horizontais mais significativos dos topos dos quatro pilares para o carregamento considerado de 20%. Observa-se, inicialmente, que os deslocamentos horizontais dos nós 2 e 4 apresentam notável semelhança em valor e sinal, indicando uma tendência de movimento do pórtico P2-P4 (pórtico lateral esquerdo) para o sentido positivo do eixo Y, isto é, para a esquerda. De modo semelhante, constata-se que o pórtico frontal P4-P8 move-se no sentido negativo do eixo Z. Mas, em nenhum desses movimentos há sinal característico de colapso estrutural.

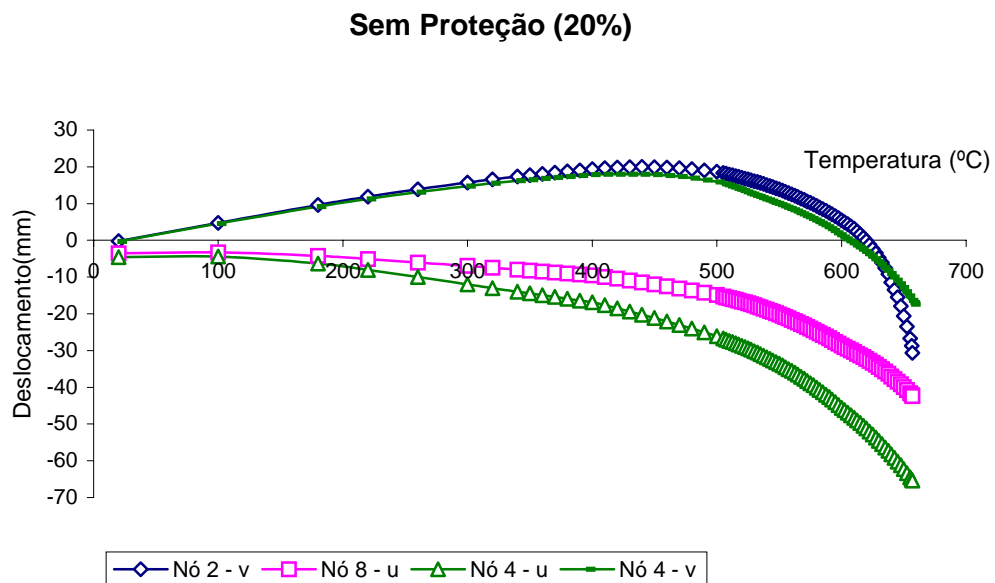


Figura 4.2 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós de topo das colunas.

Os deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas VPY1 e VPY2, VPZ1 e VPZ2, VSY1 e VSY2 são praticamente iguais (iguais em módulo, respeitada a simetria imposta pelo carregamento) entre si e são mostrados na Figura 4.3. Observa-se que as vigas VPY apresentam deslocamentos da ordem de 1/20 do vão; as vigas VPZ, deslocamentos da ordem de 1/15 do vão e as vigas VSY, deslocamentos da ordem de 1/8 do vão. Pelo critério da normas BS476: Part 20 (BSI, 1990), esses deslocamentos

seriam suficientes para definir o colapso que, no caso, teria ocorrido a cerca de 400 °C, quando as VSY teriam atingido o deslocamento limite. Entretanto, observa-se que nenhuma das vigas apresenta, à temperatura do colapso numérico, o fenômeno do *run away* que caracteriza fisicamente a situação de colapso, mas há uma nítida tendência das vigas secundárias nesse sentido.

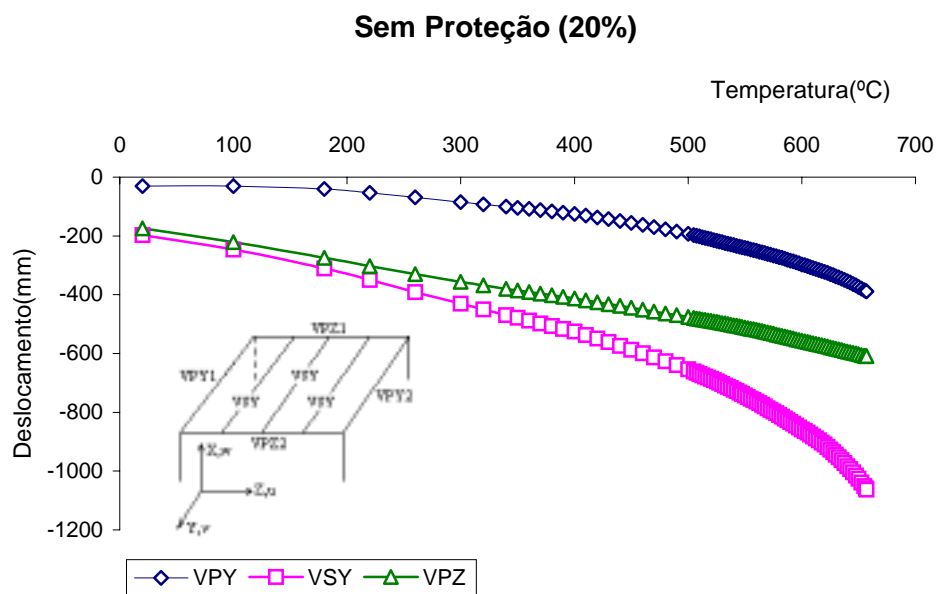


Figura 4.3 – Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas.

A análise dos deslocamentos horizontais na direção de Y (deslocamentos v) das vigas, como mostra a Figura 4.4, caracteriza um movimento inicial no sentido positivo de Y (para a esquerda do observador) seguido de um movimento no sentido contrário, quando o pórtico se aproxima da temperatura de colapso numérico. Esse fenômeno é coerente com a observação feita anteriormente de que os pórticos lateral esquerdo (em relação ao observador) e frontal se movem, respectivamente, para a esquerda e para traz. Ocorre que, a temperaturas mais altas, a deformação excessiva das vigas secundárias provoca o movimento de VPZ2 no sentido de Y negativo e simetricamente o movimento de VPZ1.

Observa-se na Figura 4.4 a acentuada tendência de colapso das vigas VPZ, que apresenta a característica verticalidade do deslocamento na direção de Y para dentro do pórtico (a Figura 4.4 mostra o deslocamento do nó central de VPZ2).

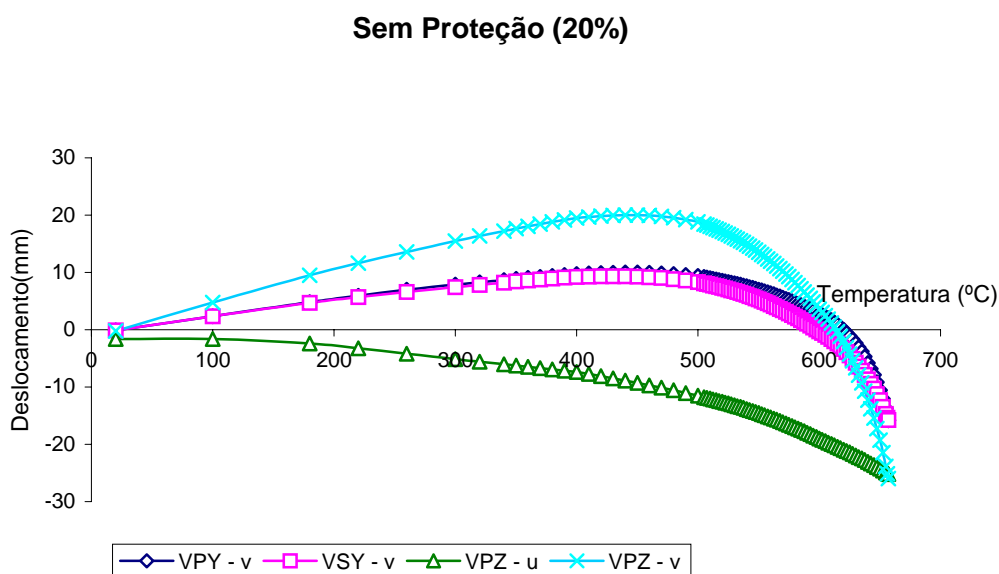


Figura 4.4 – Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós centrais das vigas.

A presença da laje piso somente foi considerada no seu efeito de proteção parcial das mesas superiores das vigas. Mas, coerentemente com os propósitos da pesquisa, supõe-se que a laje produzisse, pela sua continuidade em compartimentos não afetados pelo incêndio, uma restrição ao deslocamento horizontal do nó central das vigas VPZ1 e VPZ2. Nesse caso, observa-se a elevação da temperatura de colapso para 676 °C.

A Figura 4.5 fornece os deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas na situação de restrição ao deslocamento lateral dos nós centrais das vigas VPZ. Comparando as Figuras 4.3 e 4.5, observa-se que os deslocamentos verticais são semelhantes nas duas situações, sendo um pouco menores em grandeza no último caso. Mas, não se observa

nenhuma tendência do fenômeno de *run away* dos nós centrais das vigas quando se verificou o colapso numérico.

O exame dos deslocamentos horizontais dos nós de topo dos pilares pode ser feito através da Figura 4.6, que mostra claramente o efeito da contenção lateral fornecida pela laje: os deslocamentos na direção de Y dos pilares P2 e P4 são praticamente idênticos. Nessa figura também se vê que o pórtico frontal P2-P4 ainda se move no sentido de Z negativo (isto é, para traz em relação ao observador). Ademais é evidente a tendência de colapso do pilar P4.

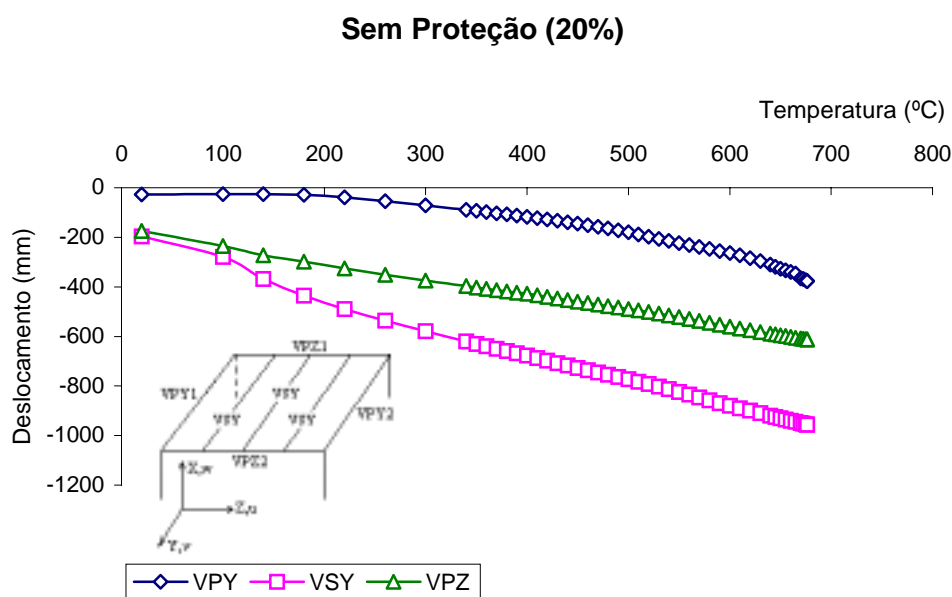


Figura 4.5 - Curva temperatura-deslocamento verticais dos nós centrais das vigas para VPZ contida pela laje.

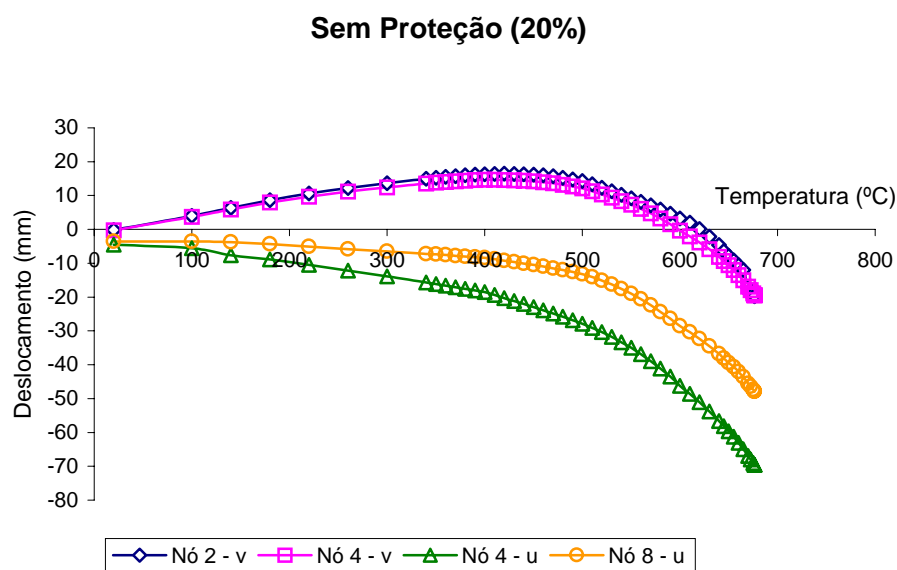


Figura 4.6 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós de topo das colunas para VPZ contida pela laje.

Os deslocamentos axiais dos nós centrais das vigas (Figura 4.7), mostram-se coerentes: as vigas VSY, contidas pela laje, apresentam deslocamentos muito reduzidos; as vigas VPY apresentam um deslocamento para a esquerda do observador (v positivo) e, para temperaturas mais elevadas, invertem o sentido desse movimento, retornando para dentro do pórtico (sentido de v negativo); já as vigas VPZ apresentam movimento no sentido de Z negativo, como antes fora observado. Registra-se a acentuada tendência de colapso de VPY.

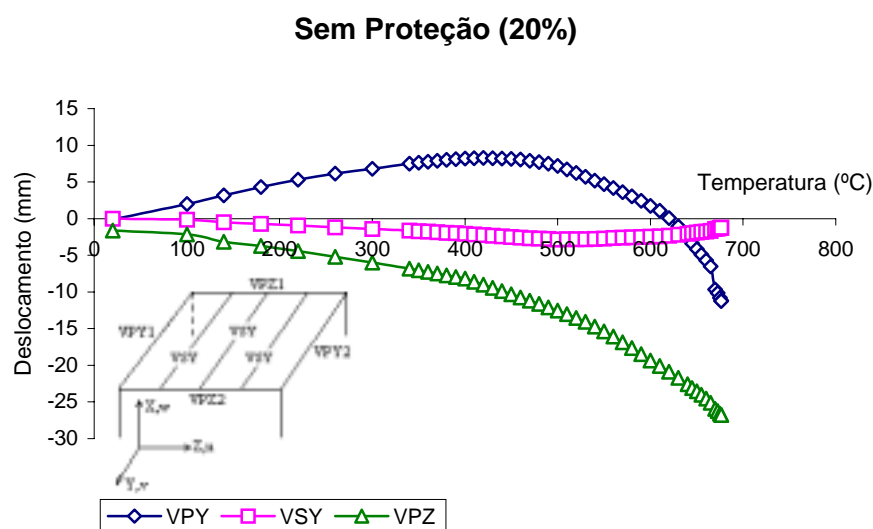


Figura 4.7 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós centrais das vigas para VPZ contida pela laje.

A Tabela 4.1 mostra a variação dos esforços internos nos nós de topo dos pilares P2 e P6 na situação em que o deslocamento Y do nó central de VPZ é contido em comparação com a situação em que esse mesmo nó tem movimento livre na direção Y. Observa-se uma redução drástica da força cortante em Y e do momento em Z, além de ligeira redução da força cortante em Z no caso de P6. Em consequência, a temperatura de colapso é coerentemente superior. Seria enganoso pensar que havendo duplicação dos momentos atuantes em Z da situação em que há contenção para a que não há, dever-se-ia observar uma redução proporcional da temperatura de colapso. Tal não ocorre porque a temperatura de colapso não é definida apenas pelo comportamento dos pilares em questão, mas também é função de outros fatores como a reserva de resistência dos perfis.

Tabela 4.1 – Esforços internos nos pilares P2 e P6.

Pilar	Deslocamento Y do nó central de V3	Força Normal (kN)	Força cortante em Z (kN)	Força cortante em Y (kN)	Momento em Z (kN.m)
P2	Contido	98,6	0	1,8	4,6
	Não contido	97,1	0	3,3	8,1
P6	Contido	90,6	46,9	1,4	6,4
	Não contido	89,7	54,6	2,2	12,1

4.3 - COMPORTAMENTO ESTRUTURAL SOB O CARREGAMENTO DE 40%

A mesma estrutura submetida ao carregamento de 40% da carga acidental acrescido de 100% da carga permanente atinge o colapso à 380°C. As Figuras 4.8 e 4.9 mostram as curvas deslocamentos verticais *versus* temperatura e deslocamentos horizontais *versus* temperatura dos nós de topo dos pilares, respectivamente. Observa-se, sob esse carregamento, o mesmo tipo de comportamento cinemático verificado sob o carregamento de 20%, ou seja, o pórtico se desloca lateralmente para a esquerda e para traz em relação a um observador frontal. As curvas mencionadas não indicam sinais de colapso dos pilares, o que é fisicamente coerente à temperatura de 380°C em que a degradação das propriedades mecânicas do aço é pouco significativa.

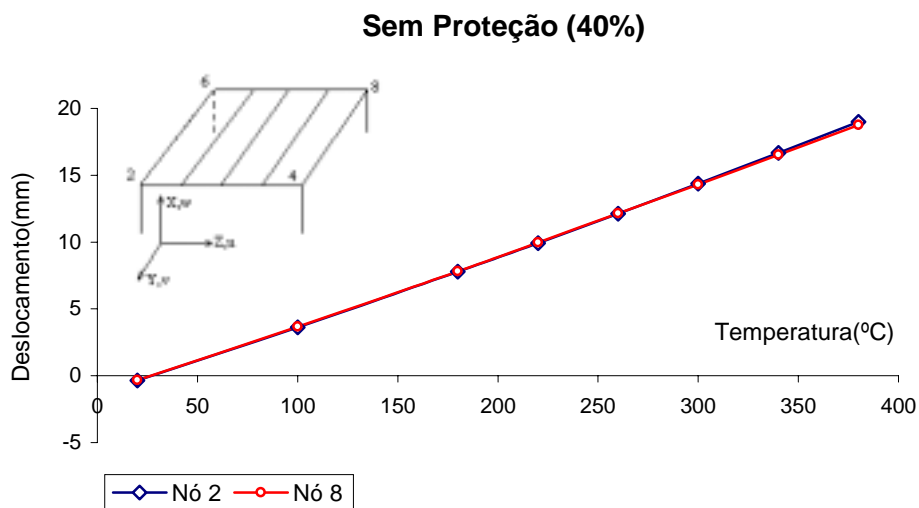


Figura 4.8 – Curva temperatura-deslocamento vertical dos nós de topo das colunas.

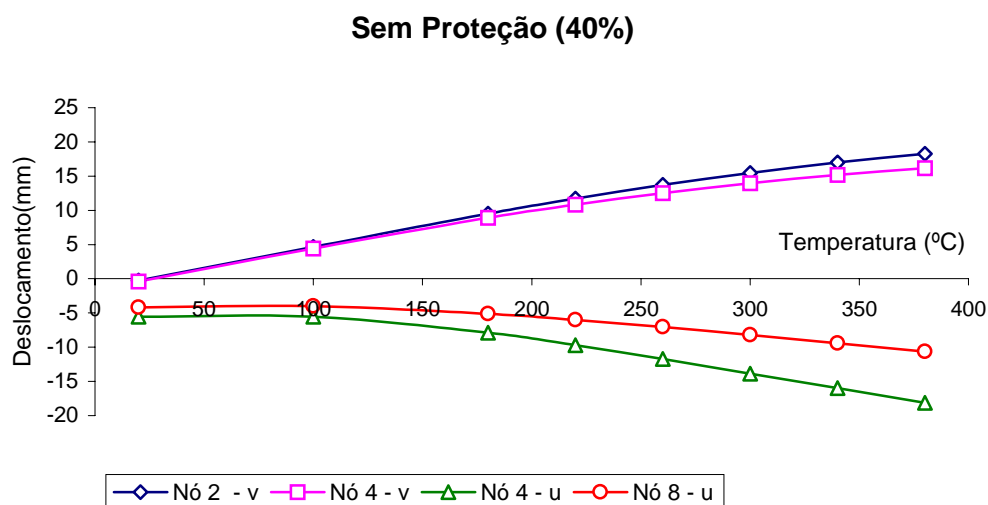


Figura 4.9 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós de topo das colunas.

A Figura 4.10 fornece os deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas. Observa-se que as vigas VPY experimentam flechas máximas cerca de 70% inferiores às verificadas nas vigas VPZ. Já as vigas secundárias, sofrem deslocamentos verticais da mesma ordem de grandeza dos observados nas VPY, porque, uma vez que se apóiam sobre as vigas VPZ, deve-se subtrair das flechas máximas os deslocamentos dos apoios.

Os deslocamentos horizontais na direção de Y das vigas são mostrados na Figura 4.11. Verifica-se uma mudança de comportamento significativa em relação ao comportamento do pórtico sob 20% da carga: os deslocamentos das vigas VSY e VPZ ocorrem no sentido de Y negativo e são valores significativamente maiores (cerca de 17 vezes maiores) que os deslocamentos dos nós de topo dos pilares P2 e P4 que, como se vê na Figura 4.9, se deslocam no sentido de Y positivo. Isto indica a ocorrência de flambagem da viga principal VPZ em torno do eixo de menor inércia, arrastando consigo a viga VSY que sobre ela se apóia. Em razão desse fenômeno, a temperatura de colapso numérico é tão baixa, cerca de 380 °C. A flambagem de VPZ se explica pela grande rigidez dos pilares à temperaturas relativamente baixas e a grande expansão térmica das vigas VPZ que, ainda mais, possuem grandes vãos. Quando se contém

lateralmente o nó central de VPZ, obtém-se uma temperatura de colapso de 580°C, o que parece confirmar o mecanismo de colapso aventado.

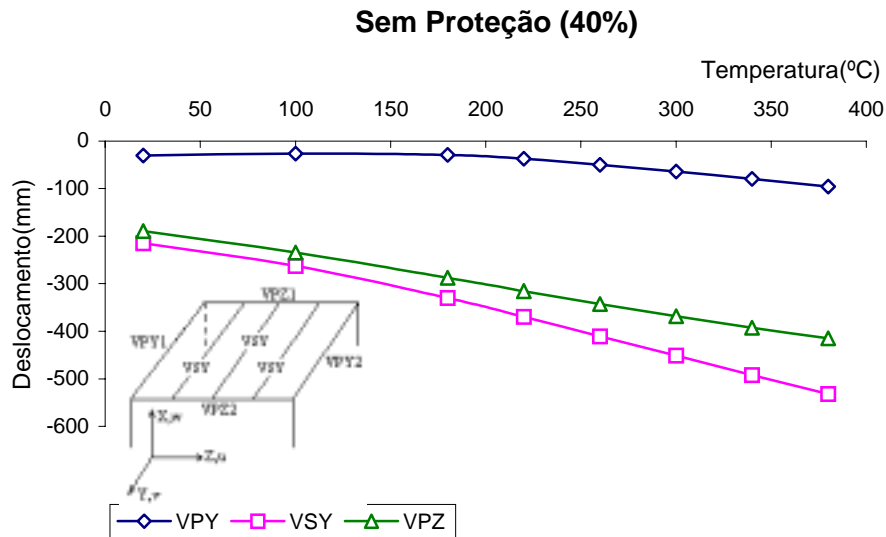


Figura 4.10- Curva temperatura-deslocamento verticais dos nós centrais das vigas.

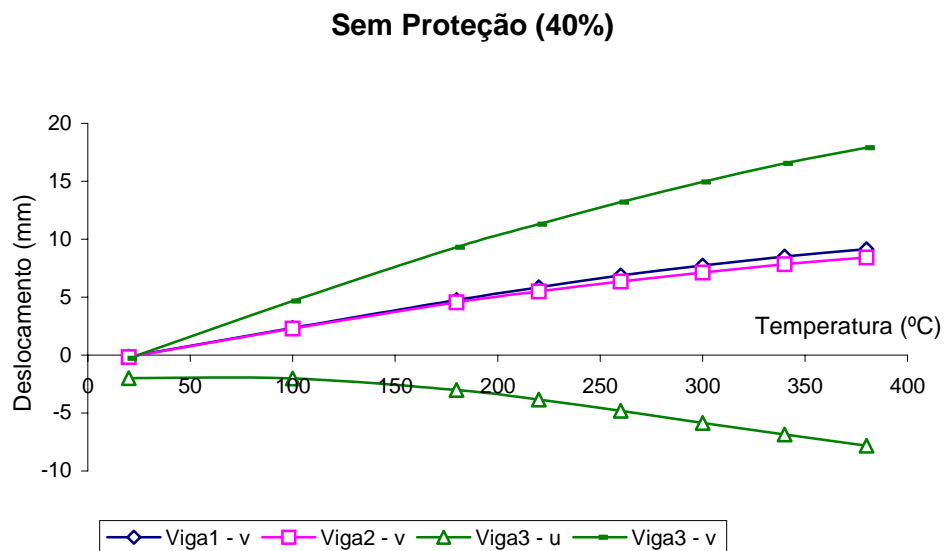


Figura 4.11 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós centrais das vigas.

4.4 - COMPORTAMENTO ESTRUTURAL SOB O CARREGAMENTO DE 60%

O comportamento do módulo de pórtico espacial sob o carregamento de 60% da carga accidental e a totalidade da carga permanente guarda semelhanças com os casos vistos anteriormente, mas a razão do colapso parece ser distinta. A temperatura em que se verificou o colapso numérico foi de 340 °C.

A Figura 4.12 mostra os deslocamentos verticais dos nós de topo dos pilares. Não há sinais visíveis de colapso entre os pilares até a temperatura em que se verifica o colapso numérico. A Figura 4.13 mostra que o padrão de deformação verificado anteriormente repete-se aqui: o pórtico se desloca para a esquerda do observador e para traz.

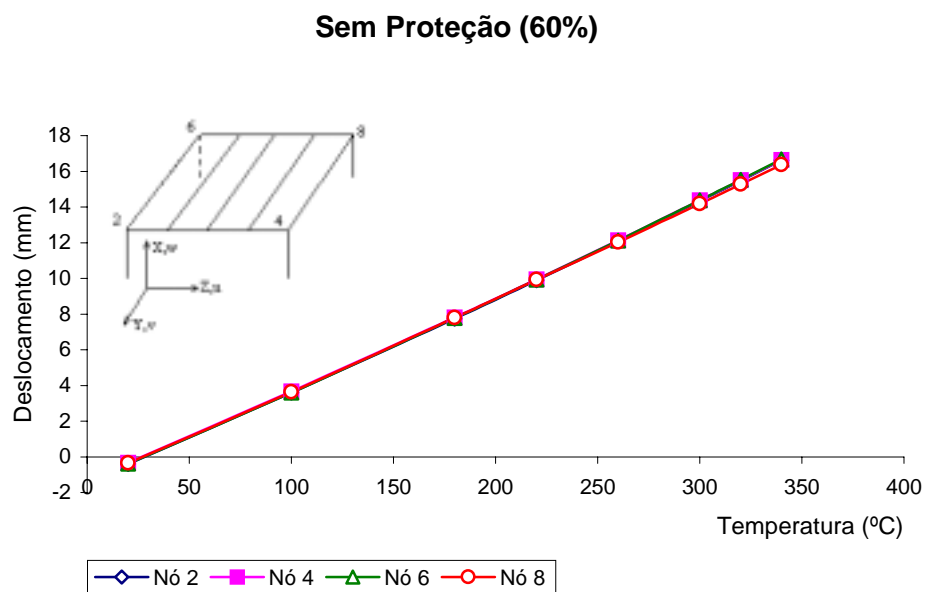


Figura 4.12 – Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós de topo das colunas.

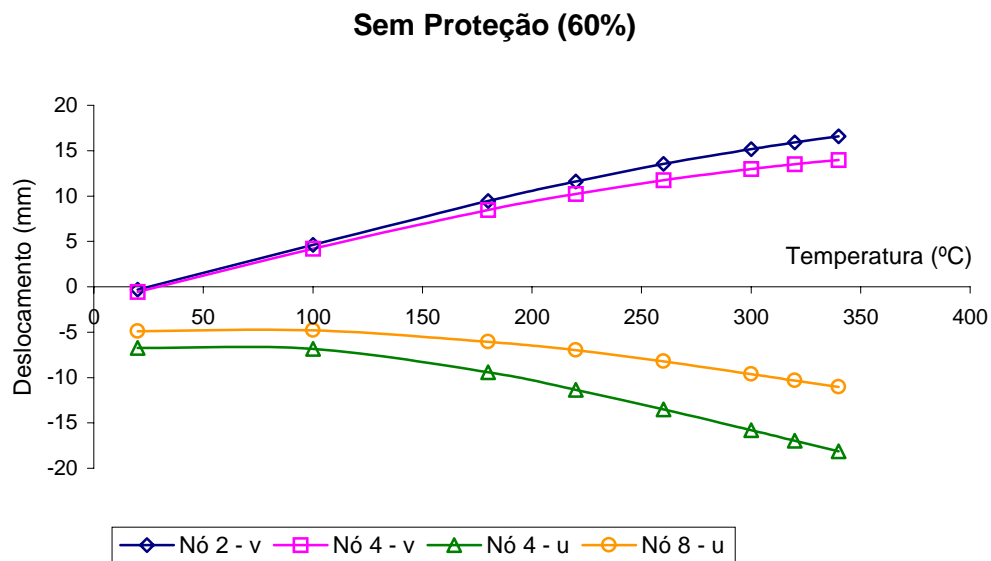


Figura 4.13 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós de topo das colunas.

Os deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas são mostrados na Figura 4.14. Observa-se que as vigas VPZ apresentam flechas máximas cerca de 70% superiores às obtidas nas vigas VPY e VSY. As vigas VSY apóiam-se sobre as vigas VPZ e, por isso, o seu deslocamento absoluto é maior que os demais, mas o seu deslocamento relativo é da mesma ordem de grandeza daqueles observados nas vigas VPY.

O mecanismo que leva o pórtico ao colapso é sugerido pelos deslocamentos horizontais dos nós centrais das vigas, como se observa na Figura 4.15. Quando, conforme ilustra a Figura 4.16, as extremidades de um elemento sofrem deslocamentos distintos, o elemento sofre a ação de uma força axial N igual a $E.A. (\Delta_2 - \Delta_1)/L$. Ora, a temperaturas relativamente baixas para um incêndio, cerca de 400 °C ou menos, a força N pode ser de grandeza tal que cause o escoamento da barra, mormente considerando que a tensão de escoamento decresce com a elevação de temperatura.

Verifica-se que os deslocamentos horizontais na direção de Y dos nós centrais das vigas VPZ e VSY são distintos em grandeza, embora ocorram no mesmo sentido. Isto é, no caso em exame, as extremidades de VSY têm deslocamentos aproximadamente iguais

ao dobro do deslocamento de seu nó central, uma vez que VSY se apóia em VPZ e a continuidade da estrutura é preservada. Logo, há um deslocamento imposto sobre cada metade de VSY igual à diferença dos deslocamentos dos nós de extremidade e central. Para manter o equilíbrio axial do elemento, uma força normal é introduzida causando o escoamento da barra.

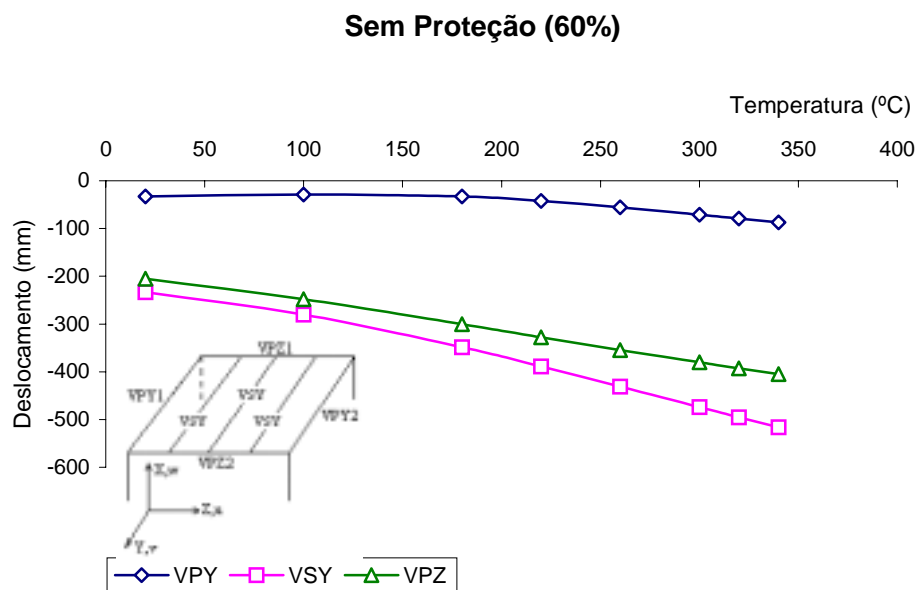


Figura 4.14 - Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas.

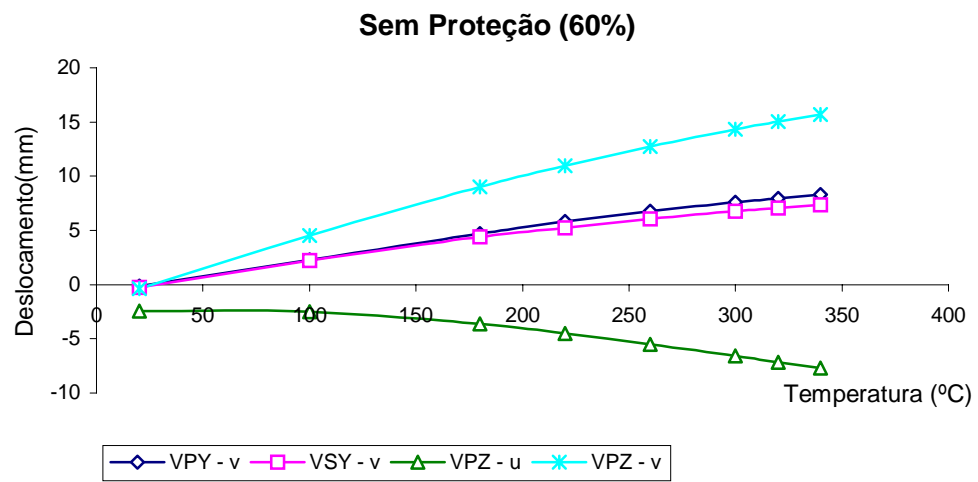


Figura 4.15 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós centrais das vigas.

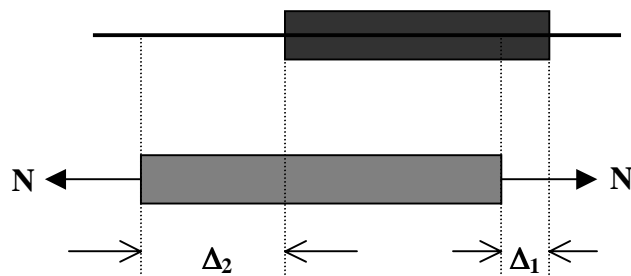


Figura 4.16 - Força normal introduzida pela diferença de deslocamentos nas extremidades de um elemento.

4.5 - CONCLUSÃO

A análise do comportamento da estrutura sem proteção em incêndio leva a concluir que temperaturas de colapso numericamente verificadas foram relativamente baixas: 657 °C, 380 °C e 340 °C, respectivamente, para os casos de carregamento de 20%, 40% e 60% da carga acidental admitida à temperatura ambiente.

Não se observa uma proporcionalidade entre as temperaturas críticas e a grandeza das cargas acidentais admitidas. Mas, de fato não, há proporcionalidade entre as cargas totais atuantes na estrutura já que as cargas permanentes são consideradas integralmente. Ainda assim, as temperaturas de colapso para os casos de 40% e 60% da carga acidental eram esperadas em grandezas superiores aos valores observados.

Apenas no caso de carga de 20% observa-se o colapso característico de vigas e colunas isoladas que corresponde ao fenômeno do *run away* do ponto nodal. Nesse caso, a temperatura de 657 °C é próxima do valor observado para a temperatura crítica de vigas isoladas e superior àquele de pilares isolados, cerca de 540° C, indicando que o efeito de pórtico melhora sensivelmente a resistência das colunas.

No caso de carga de 40%, a análise indica que a flambagem da viga VPZ, que tem 9m de vão e apóia-se em pilares que se mantêm relativamente rígidos em face da baixa temperatura, é a razão do colapso. Ao travar lateralmente o nó central da viga VPZ, utilizando um dos prováveis efeitos da laje, a temperatura de colapso eleva-se coerentemente para 580 °C.

Ao carregar a estrutura com 60% da carga acidental, seu comportamento, em linhas gerais, se mantém muito semelhante aos dos demais casos. Mas, a temperatura de colapso foi de 340 °C indicando que ele pode ter sido ocasionado pelo escoamento à tração da viga secundária VSY.

CAPÍTULO 5

ESTRUTURA COM PROTEÇÃO PASSIVA: COMPORTAMENTO EM INCÊNDIO

5.1 - REGIMES DE PROTEÇÃO

Os regimes de proteção adotados nessa pesquisa foram descritos no Capítulo 3. No presente capítulo, são apresentados os resultados analíticos para os diversos regimes de proteção, buscando-se vislumbrar em cada caso que efeitos, favoráveis ou não à resistência global da estrutura, se verificam.

5.1.1 - Regime de Proteção I

I - Carregamento de 20%

O regime de proteção I, que corresponde a pilares inteiramente protegidos, foi considerado nas três hipóteses de carregamento. Na Figura 5.1, apresentam-se os deslocamentos verticais das colunas P2 e P6 para o carregamento de 20%, de onde se observa perfeita linearidade, não havendo qualquer indício de colapso devido às colunas até a temperatura de colapso global verificado a 754 °C.

A Figura 5.2 mostra os deslocamentos horizontais dos nós de topo das colunas. Observa-se que o pórtico P2-P4 se move para a esquerda do observador inicialmente e, nas proximidades do colapso, move-se em sentido contrário. Já o pórtico frontal P4-P8 move-se para traz, mas de uma forma acentuadamente assimétrica, isto é, P4 apresenta deslocamentos “para traz” cerca de 8 vezes maiores que os apresentados por P8.

Apesar da proteção passiva, observa-se na Figura 5.2 que os pilares P2 e P4 apresentam sinais característicos do colapso já próximo à temperatura de 754 °C. O deslocamento negativo de P4 na direção de Z, provavelmente seguindo a flexão excessiva de VPZ2, pode ser um dos fatores determinantes do colapso.

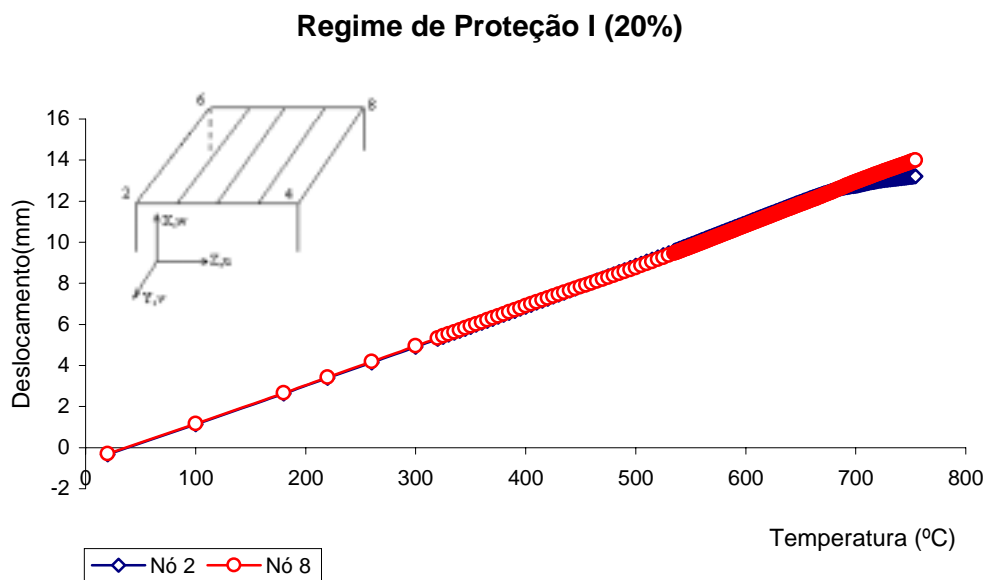


Figura 5.1 - Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós de topo dos pilares.

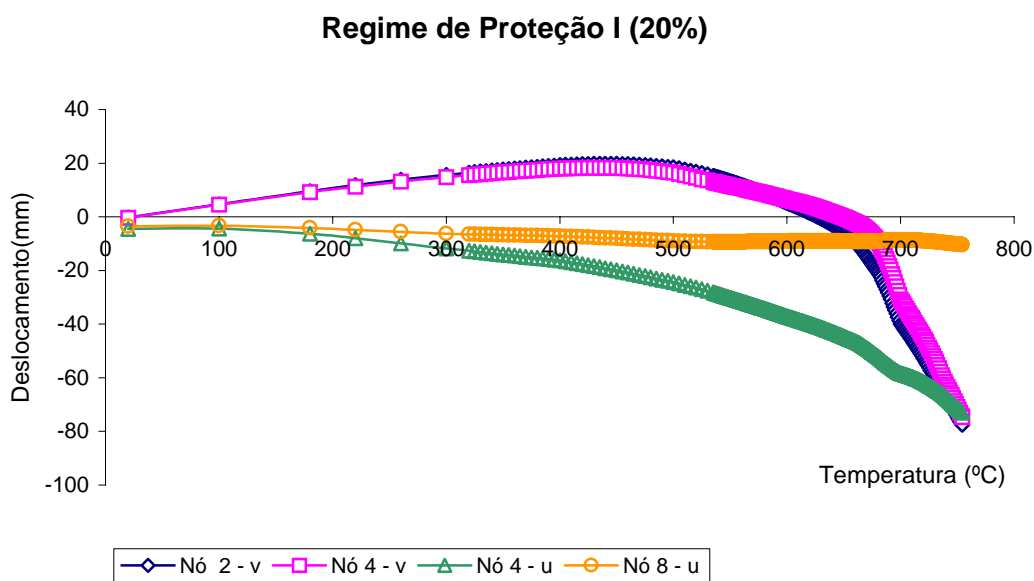


Figura 5.2 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais
dos nós de topo dos pilares.

Os deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas são mostrados na Figura 5.3. Observa-se que as vigas VPY e as vigas secundárias VSY têm deslocamentos próximos em grandeza, uma vez que VSY se apóia sobre VPZ. As vigas VPZ têm os maiores deslocamentos verticais, da ordem de 1/15 do seu vão.

A Figura 5.4 fornece os deslocamentos horizontais dos nós centrais das vigas. Observa-se que esses deslocamentos são relativamente pequenos até aproximadamente 650 °C, sendo que a partir dessa temperatura os deslocamentos horizontais de VSY e de VPZ também assumem as características de verticalidade típica da situação do colapso estrutural.

Tomando como referência a análise do pórtico totalmente desprotegido, observa-se uma elevação da temperatura crítica do pórtico com colunas protegidas da ordem de 100°C para o carregamento de 20%. A Figura 5.5 ilustra a configuração deformada do pórtico à temperatura crítica final de 754°C, que corresponde a uma resistência ao fogo de 20 minutos no incêndio-padrão da norma ISO 834.

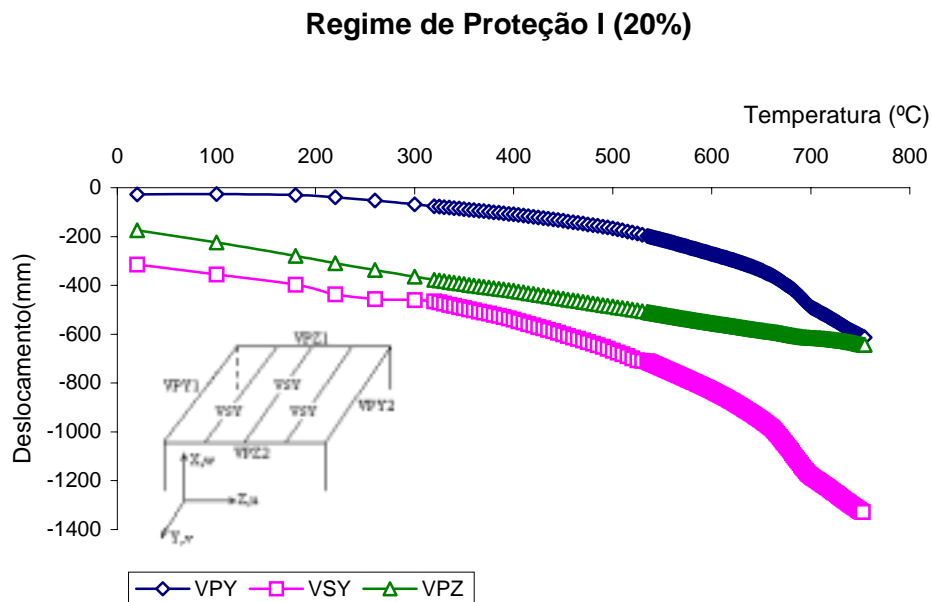


Figura 5.3 - Curva temperatura-deslocamentos verticais
dos nós centrais das vigas.

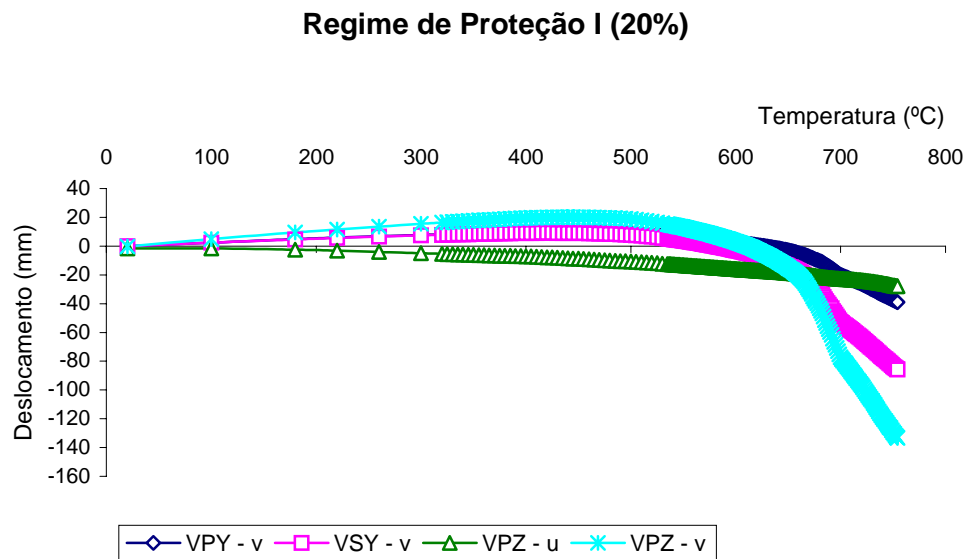


Figura 5.4 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais
dos nós centrais das vigas.

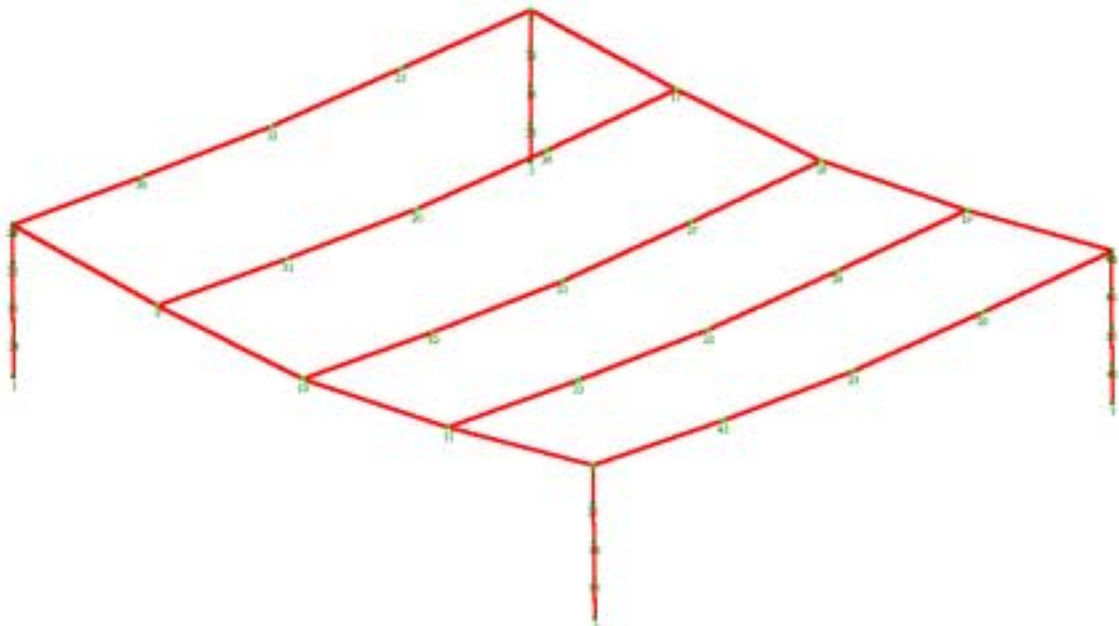


Figura 5.5 - Deformação no pórtico para 20% do carregamento
à temperatura de 754°C.

II - Carregamento de 40%

Para o carregamento de 40%, verificou-se o colapso prematuro a uma temperatura de apenas 340 °C. A Figura 5.6 mostra que os pilares não apresentam sinais de colapso a essa temperatura. A deformação global da estrutura segue o padrão antes observado, como se deduz da Figura 5.7: o pórtico lateral P2-P4 move-se para a esquerda do observador e o pórtico frontal move-se “para traz”, no sentido de Z negativo. Mas, nesse caso, a assimetria observada em P4-P8 é pouco acentuada.

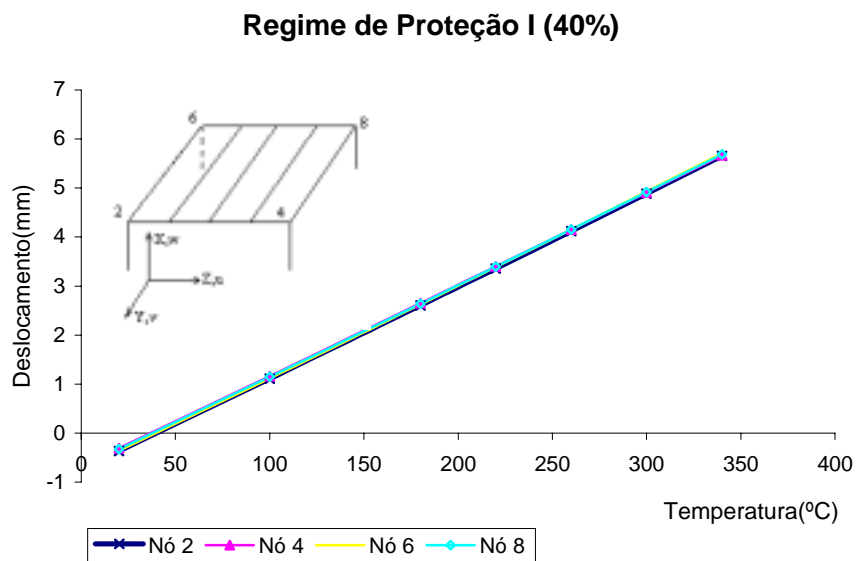


Figura 5.6 - Curva temperatura-deslocamentos verticais
dos nós de topo dos pilares.

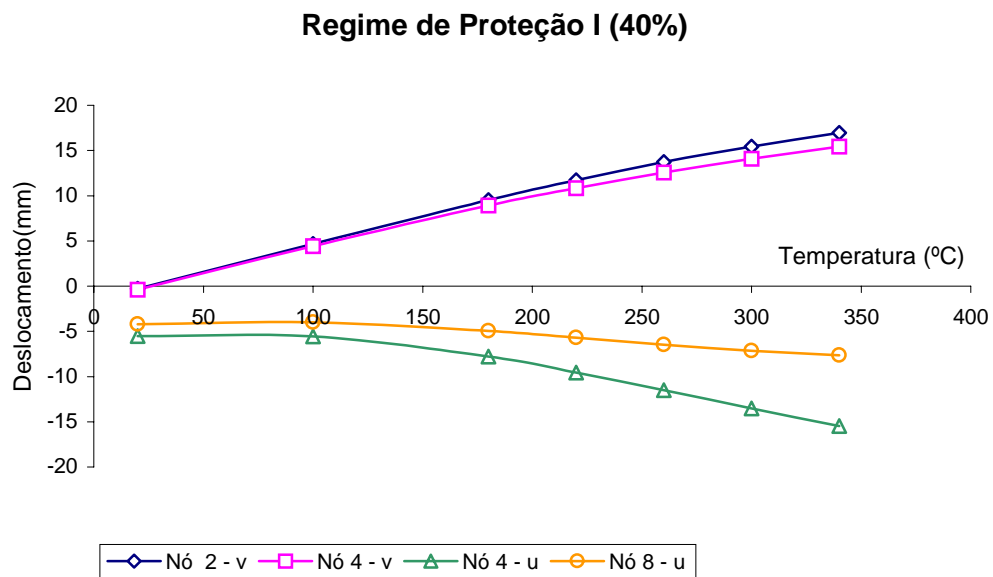


Figura 5.7 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós de topo dos pilares.

Os deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas VPY e VSY, como pode ser visto na Figura 5.8, são da mesma ordem de grandeza: cerca de 100mm à temperatura de colapso. Mas, o nó central da viga VPZ apresenta deslocamentos verticais da ordem de 1/16 do vão a esta temperatura.

A Figura 5.9 fornece elementos para explicar essa baixa temperatura de colapso. Observando-a, constata-se o fenômeno ilustrado na Figura 4.16, isto é, em face da diferença de deslocamentos horizontais na direção Y dos nós centrais de VSY e de VPZ (lembrando que suas extremidades são coincidentes pela continuidade estrutural), uma força normal capaz de produzir o escoamento da barra, mormente à temperatura de 340°C, é gerada pela condição de equilíbrio.

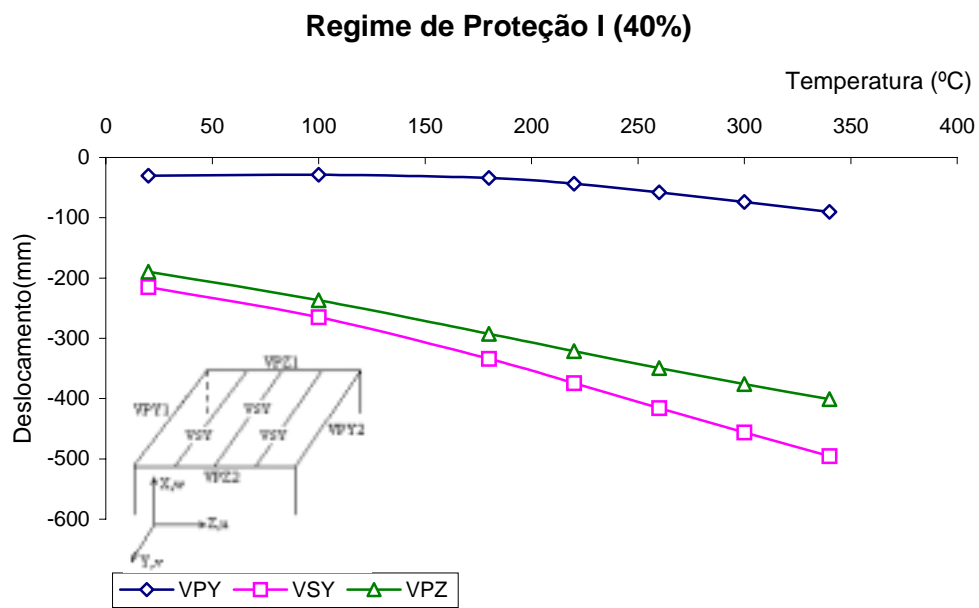


Figura 5.8 - Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas.

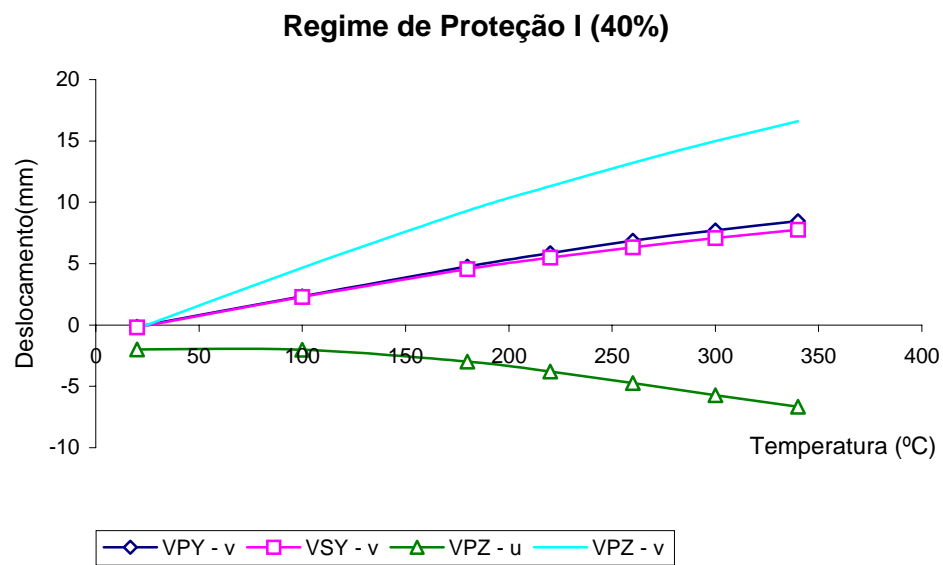


Figura 5.9 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós centrais das vigas.

III - Carregamento de 60%

O comportamento da estrutura sob o carregamento de 60% da carga acidental é inteiramente análogo ao caso já estudado do carregamento de 40%. As Figuras 5.10, 5.11, 5.12 e 5.13 guardam inteira analogia com as Figuras 5.6, 5.7, 5.8 e 5.9. A temperatura de colapso superou ligeiramente a do caso anterior, atingindo o valor de 390 °C.

Deve-se registrar que a elevação da carga acidental normalmente deveria corresponder a uma diminuição da temperatura de colapso, se o mecanismo de colapso fosse relacionado ao estado de tensão gerado pela flexão nas vigas ou nos pilares. Mas, como já foi mencionado, o colapso parece estar relacionado ao escoamento da viga VSY. Além disso, em termos de temperaturas de colapso, a diferença observada entre o caso precedente e o atual é pouco significativa.

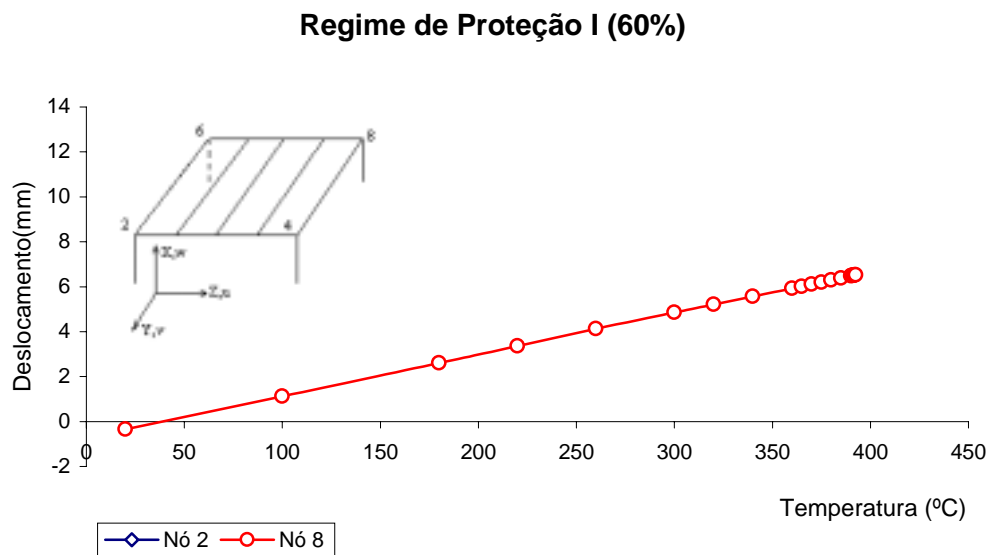


Figura 5.10 - Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós de topo dos pilares.

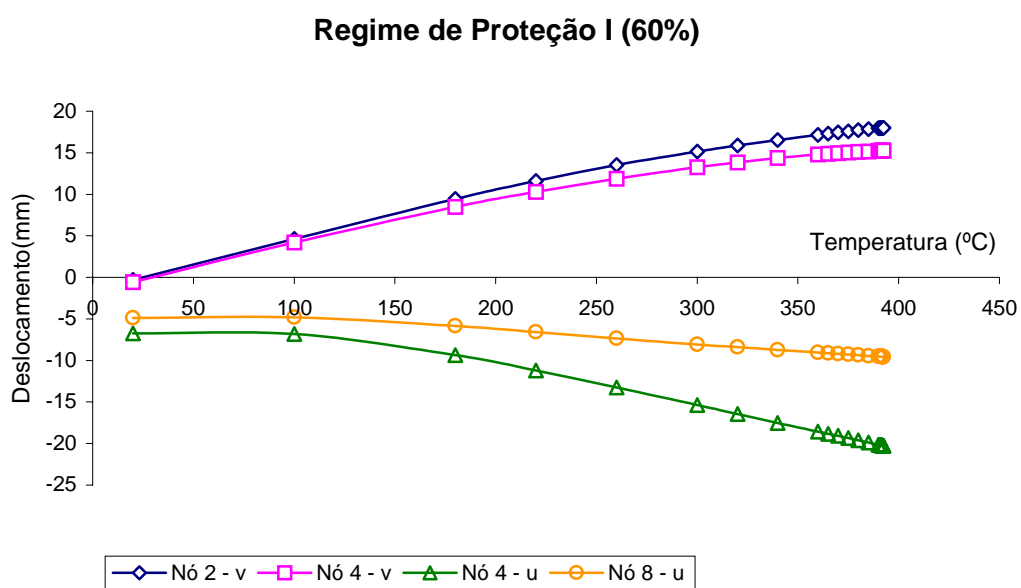


Figura 5.11 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós de topo dos pilares.

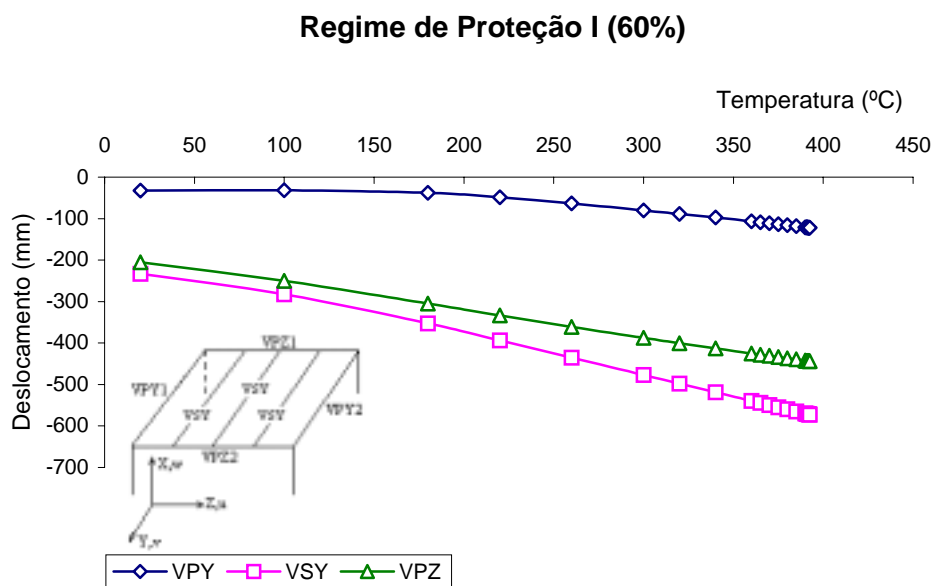


Figura 5.12 - Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas.

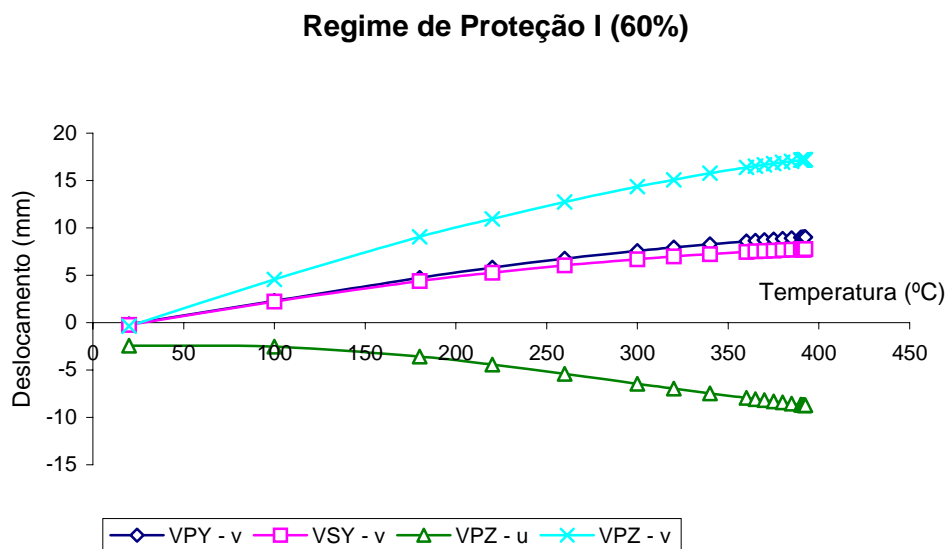


Figura 5.13 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós centrais das vigas.

IV - Estrutura com contenção lateral

A estrutura parcialmente protegida no regime I e submetida ao carregamento de 20% é analisada considerando a contenção lateral, que poderia ser fornecida pela laje. A temperatura de colapso encontrada nesse caso foi de 719 °C, observando-se ligeira queda em relação ao caso de mesmo carregamento quando não havia contenção lateral, em que a temperatura de colapso foi de 754 °C. A Figura 5.14 fornece os deslocamentos horizontais dos nós no topo dos pilares. Observa-se que o pórtico P2-P4 move-se para a esquerda com exata coincidência entre os deslocamentos na direção de Y dos topos de P2 e P4. Já o pórtico frontal P4-P8 move-se no sentido negativo de Z, mas é acentuadamente assimétrico na temperatura de colapso.

A Figura 5.15 ilustra os deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas. Nota-se que esses reduziram em relação ao caso em que não havia contenção lateral de uma quantia

variável entre 60% e 75%. Os deslocamentos horizontais na direção de Y dos nós centrais das vigas são apresentados na Figura 5.16.

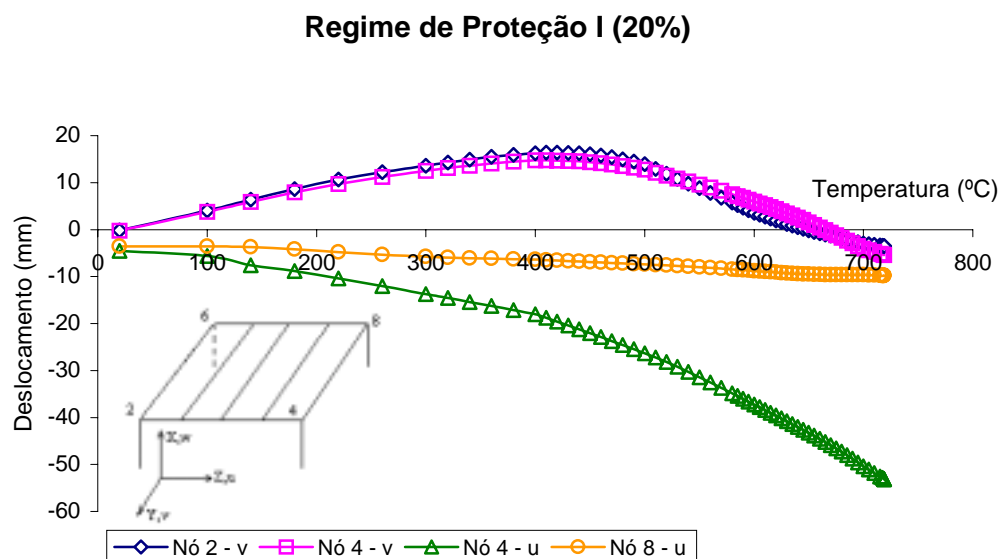


Figura 5.14 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós de topo dos pilares para a contenção lateral fornecida pela laje.

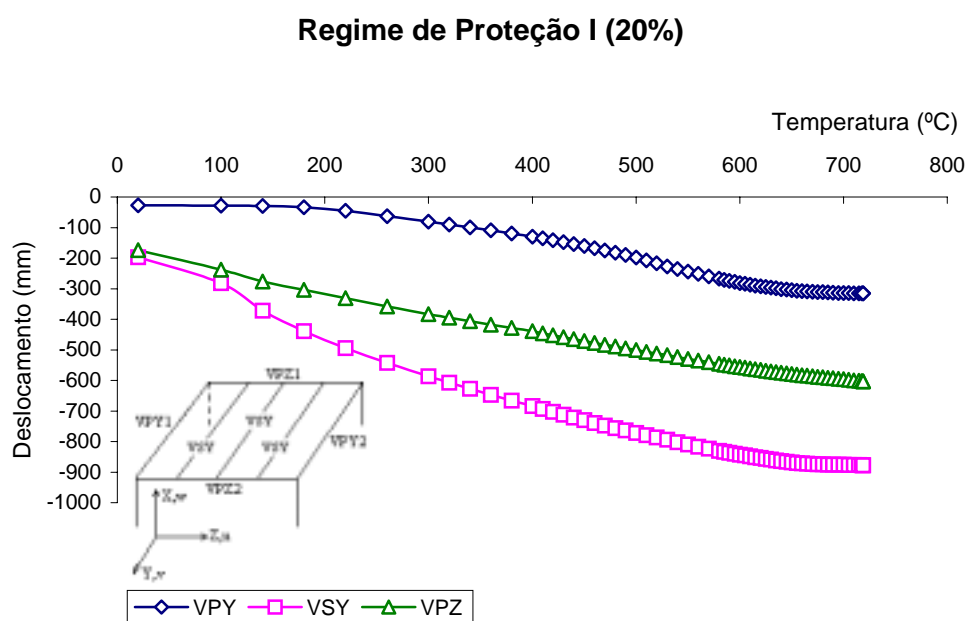


Figura 5.15 - Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas para a contenção lateral fornecida pela laje.

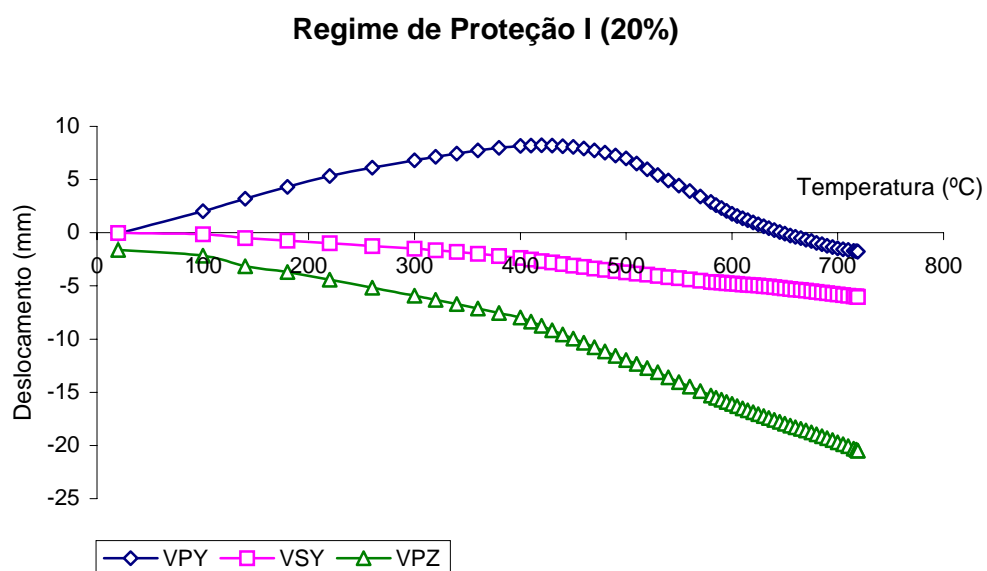


Figura 5.16 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós centrais das vigas para a contenção lateral fornecida pela laje.

A causa do colapso nesse caso é sugerida pela Figura 5.14, em que o deslocamento horizontal na direção de Z do nó de topo de P4 parece se caracterizar como ocorrência do fenômeno *run away*.

Os deslocamentos dos nós de topo dos pilares para o caso de 40% da carga acidental e regime de proteção I são mostrados na Figura 5.17, quando a contenção lateral da laje é admitida. O mesmo padrão de deformação global do pórtico é observado, permanecendo acentuada a assimetria do pórtico frontal P4-P8. As Figuras 5.18 e 5.19 são análogas às Figuras 5.15 e 5.16 conduzindo às mesmas conclusões.

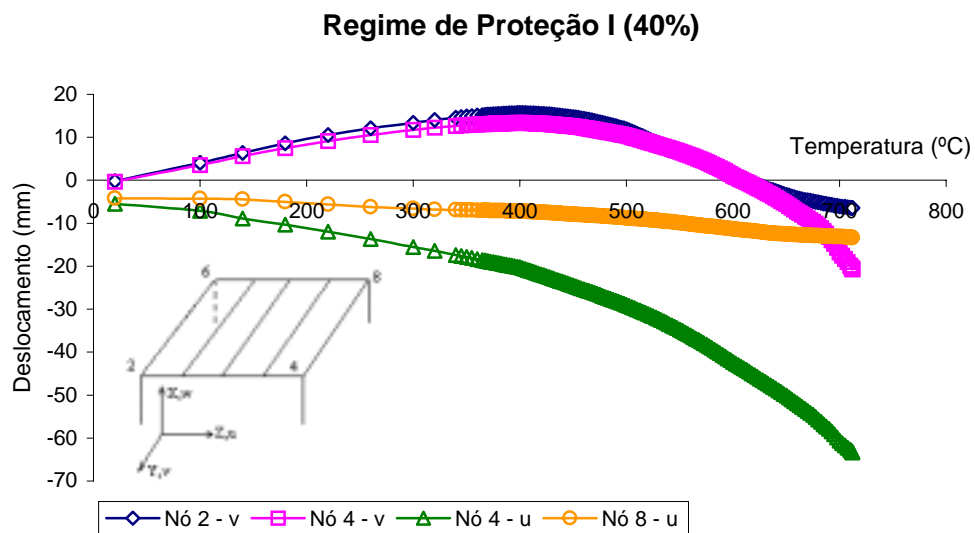


Figura 5.17 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós de topo dos pilares para a contenção lateral fornecida pela laje.

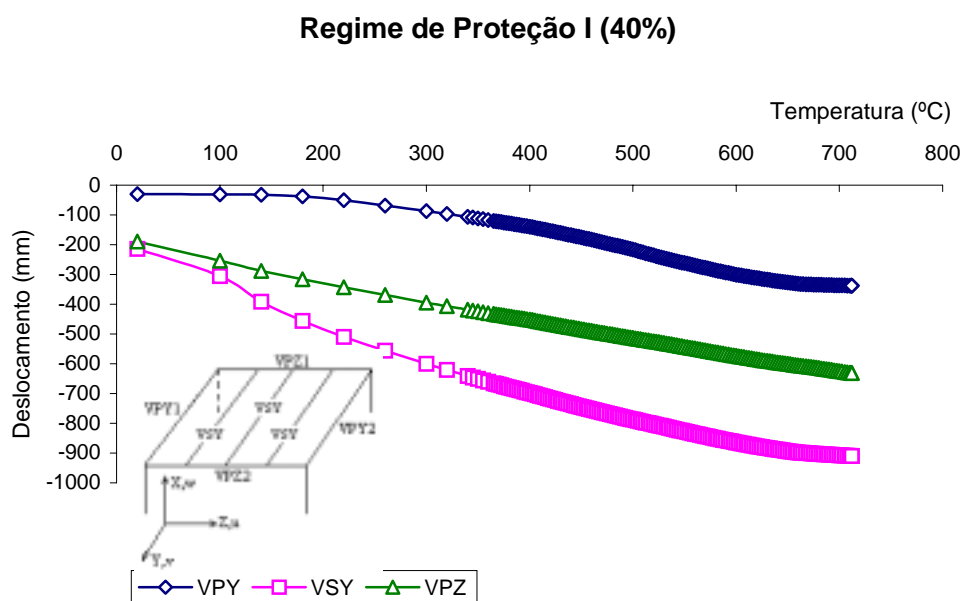


Figura 5.18 - Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas para a contenção lateral fornecida pela laje.

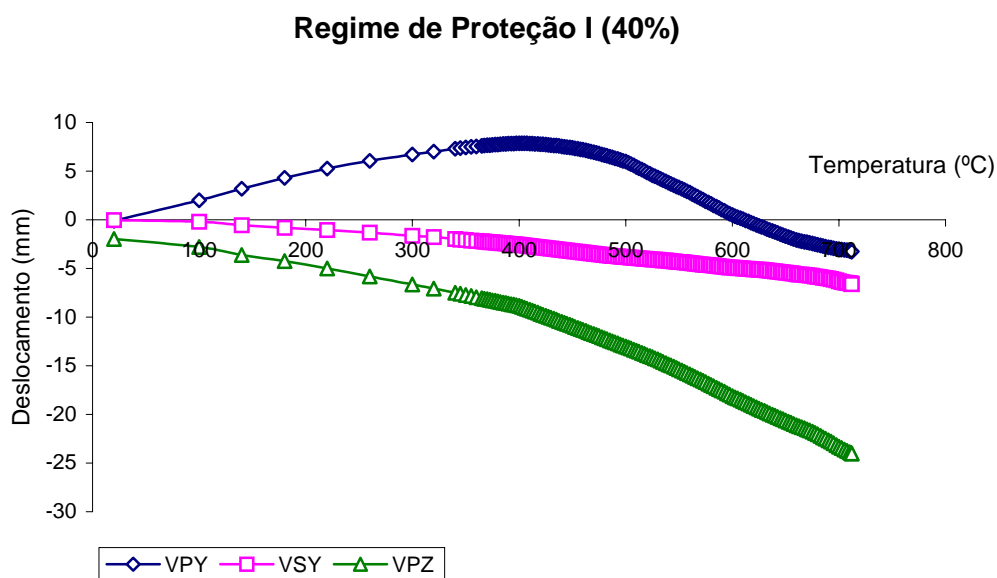


Figura 5.19 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós centrais das vigas para a contenção lateral fornecida pela laje.

Observa-se que a temperatura de colapso se elevou para 710 °C, enquanto no mesmo caso em que não havia a contenção lateral era de apenas 340 °C. Comparando-se as Figuras 5.9 e 5.19, verifica-se que os deslocamentos horizontais na direção de Y no caso em que não havia contenção lateral são positivos (para a esquerda do observador) e no caso em que há contenção lateral são negativos (para dentro do pórtico). Logo, não há tendência de ocorrer o escoamento de uma barra a temperaturas relativamente baixas. Por outro lado, a contenção lateral afasta a possibilidade de flambagem de VPZ, fazendo com que o colapso ocorra pelo fenômeno de *run away* de um dos nós estruturais, provavelmente pelo deslocamento horizontal do topo de P4, como sugere a Figura 5.17.

A estrutura é analisada para o regime de proteção I sob o carregamento de 60% da carga accidental, admitindo-se novamente a contenção lateral da laje. A temperatura de colapso foi de 350 °C. A Figura 5.20 mostra os deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas, não se caracterizando o colapso.

Mas, como pode ser observado na Figura 5.21, os deslocamentos do nó central de VPZ na direção de Z negativo são muito elevados da ordem dos deslocamentos verticais o que corresponde ao escoamento de VSY, conforme o mecanismo já mencionado na Figura 4.16. Desse modo, pode-se explicar a baixa temperatura de colapso observada.

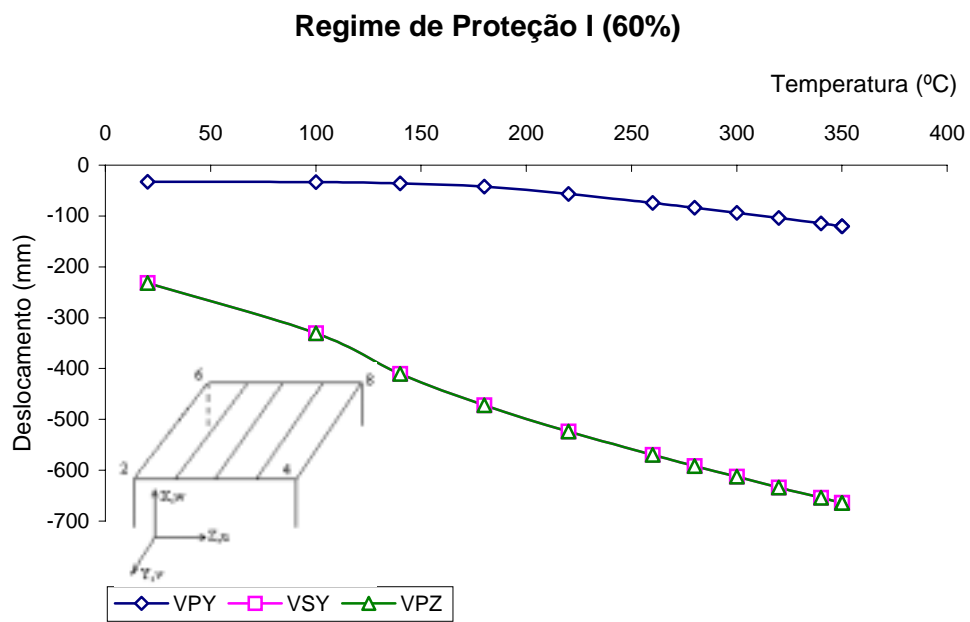


Figura 5.20 - Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas para a contenção lateral fornecida pela laje.

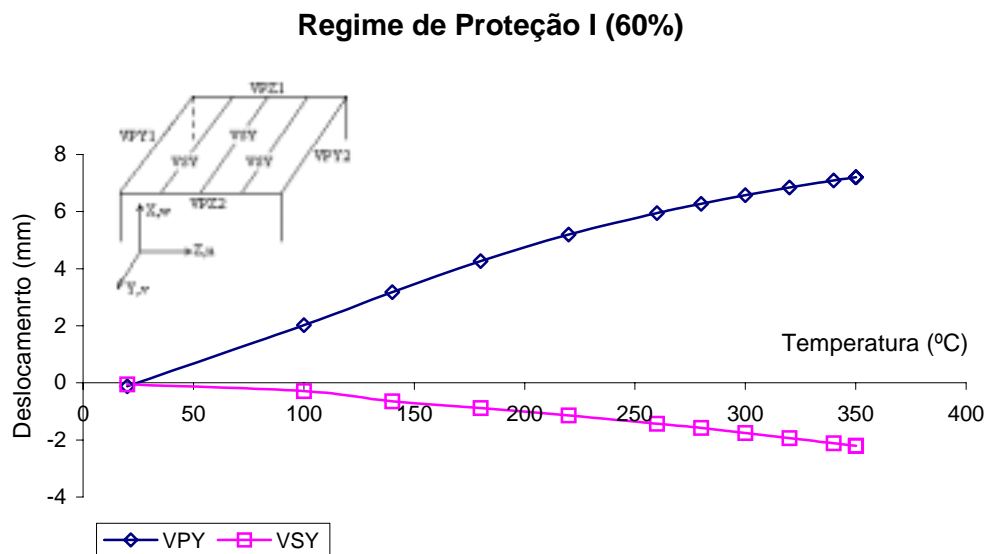


Figura 5.21 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós centrais das vigas para a contenção lateral fornecida pela laje.

5.1.2 - Regime de Proteção II

Consistiu o regime de proteção II no acréscimo ao regime de proteção anterior (proteção integral dos pilares) de proteção passiva das mesas inferiores das vigas principais VPZ e VPY. A análise que se segue é feita para cada caso de carregamento, buscando ressaltar o que distingue o caso em foco dos anteriores já considerados.

I - Carregamentos de 20% e 40%

A temperatura de colapso verificada é de 620 °C, portanto inferior 134 °C àquela observada no regime de proteção I, para o mesmo carregamento. A Figura 5.22 mostra os deslocamentos verticais dos nós de topo dos pilares, não se observando sinais de colapso estrutural. A Figura 5.23 evidencia que o pórtico segue o mesmo padrão de deformação já observado: o pórtico lateral P2-P4 move-se para a esquerda do observador e o pórtico frontal P4-P8 move-se “para traz” com ligeira assimetria.

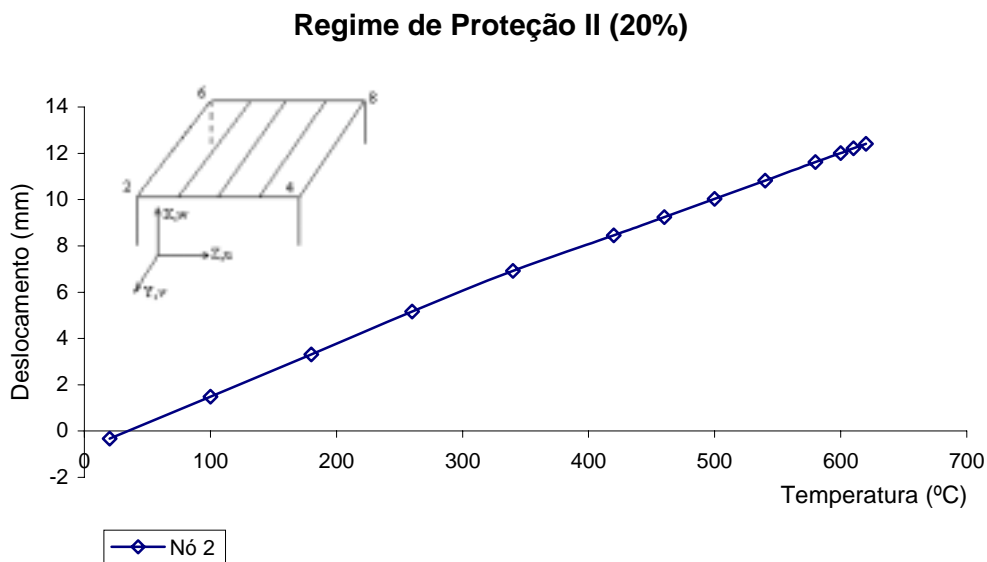


Figura 5.22 - Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós de topo dos pilares.

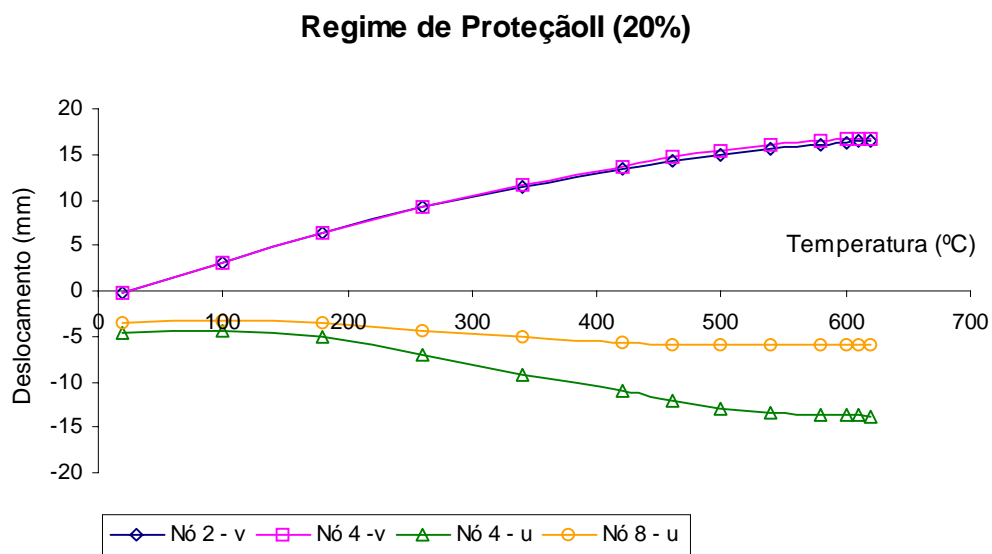


Figura 5.23 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós de topo dos pilares.

Os deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas são mostrados na Figura 5.24. Observa-se que as vigas secundárias VSY não protegidas atingem flechas máximas da ordem de 1/10 do vão, apresentando nítida tendência do fenômeno de *run away* capaz de definir a temperatura de colapso. A Figura 5.24 destaca os deslocamentos horizontais dos nós centrais das vigas, evidenciando que as vigas VSY e VPZ, à temperatura de colapso, estão próximas da sua posição original o que confirma o colapso por excesso de deslocamento vertical de VSY.

O comportamento do pórtico espacial para o carregamento de 40% é muito semelhante ao caso do carregamento de 20%, sendo a temperatura de colapso também de 620 °C. As Figuras 5.22, 5.23, 5.25 e 5.26 ilustram esse comportamento. Caberia investigar as razões da queda na temperatura de colapso em relação ao carregamento de 20% quando se compara ao regime de proteção I. Observa-se que, ao proteger as vigas VPZ, a viga secundária VSY passa a ser o elemento menos resistente ao fogo da estrutura, e, portanto vindo a definir a temperatura de colapso.

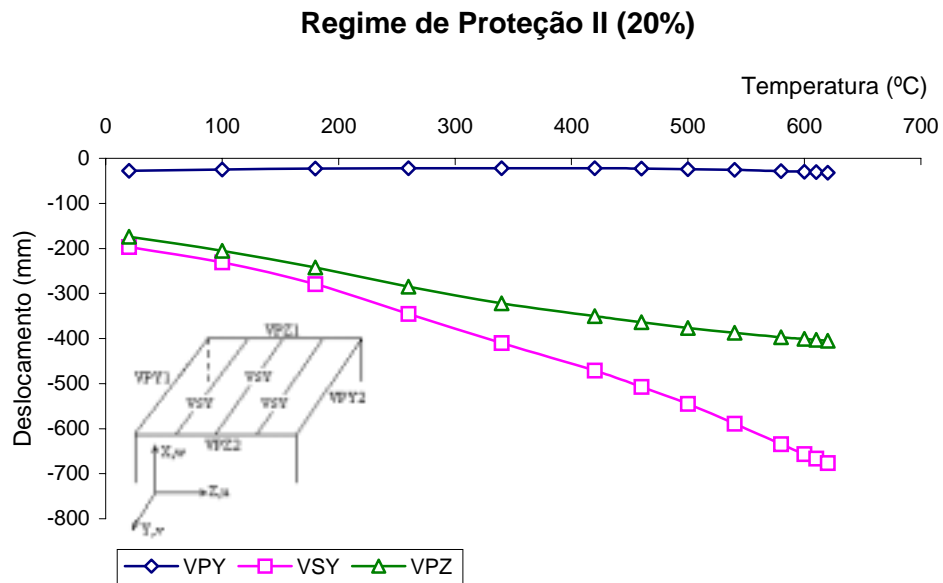


Figura 6.24 – Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas.

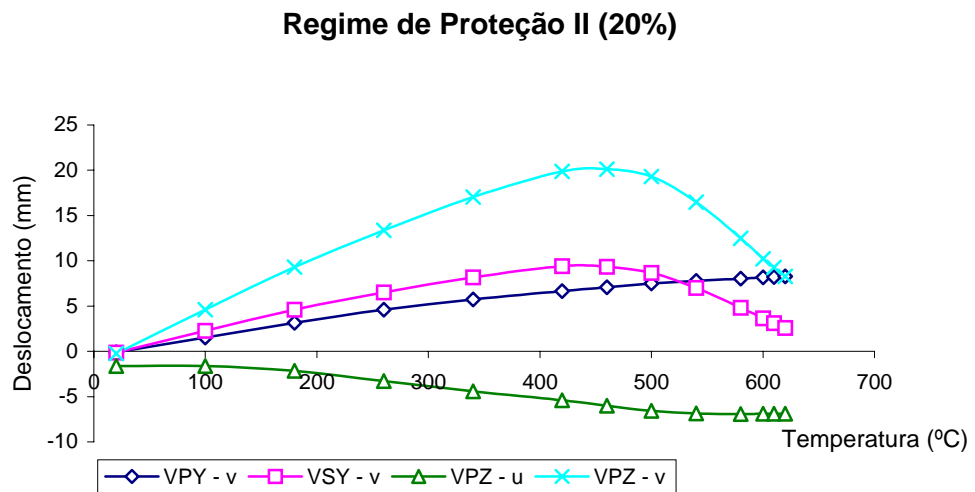


Figura 5.25 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós centrais das vigas.

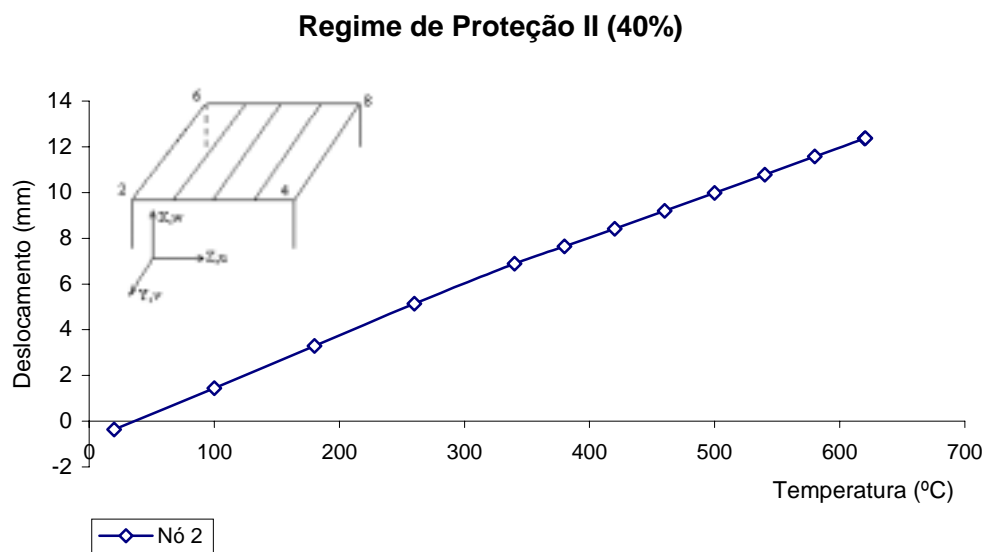


Figura 5.26 - Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós de topo dos pilares.

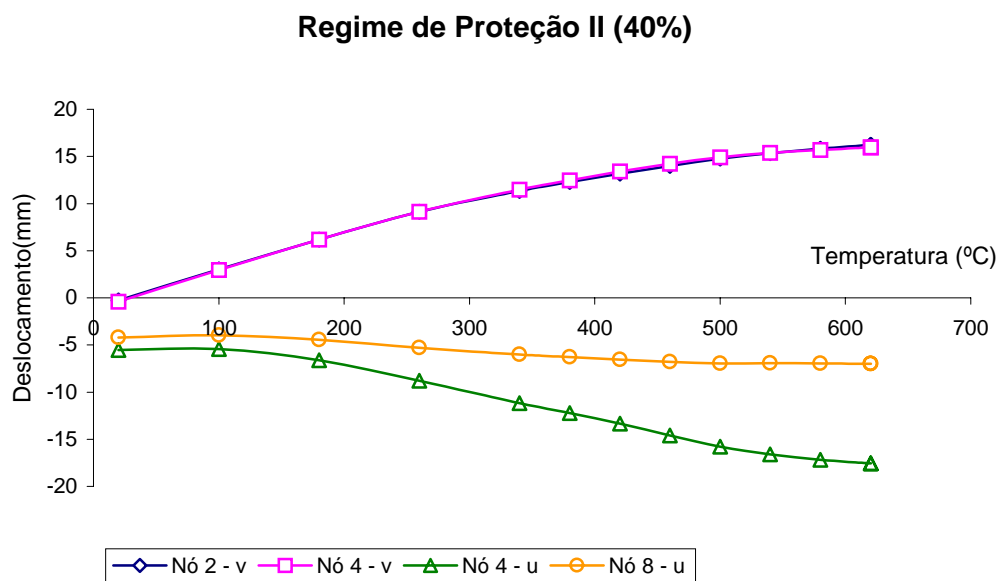


Figura 5.27 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós de topo dos pilares.

Regime de Proteção II (40%)

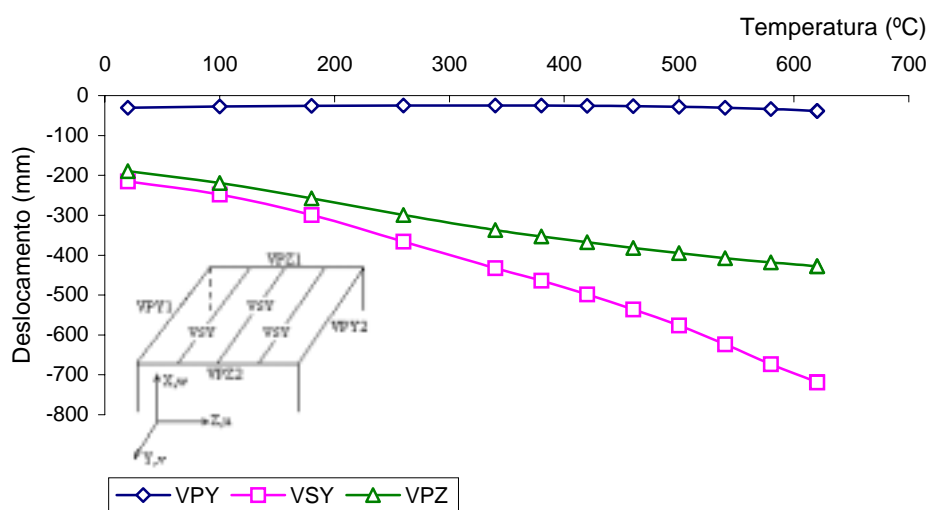


Figura 5.28 - Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas.

Regime de Proteção II (40%)

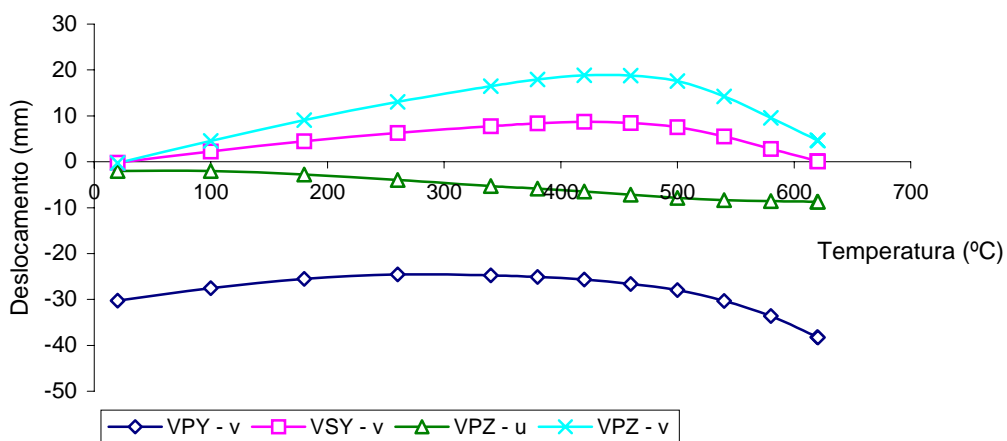


Figura 5.29 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós centrais das vigas.

III - Carregamento de 60%

O comportamento da estrutura no regime de proteção II (pilares integralmente protegidos e vigas principais parcialmente protegidas) sob o carregamento de 60% da carga acidental mais a carga permanente é inteiramente análogo aos casos já analisados. As Figuras 5.30, 5.31, 5.32 e 5.33 não deixam dúvida quanto à semelhança dos comportamentos estruturais já analisados. A temperatura de colapso é de 548 °C. O colapso parece ser devido ao mesmo mecanismo de excesso de deformação à flexão da viga secundária, sendo o menor valor devido ao aumento da carga.

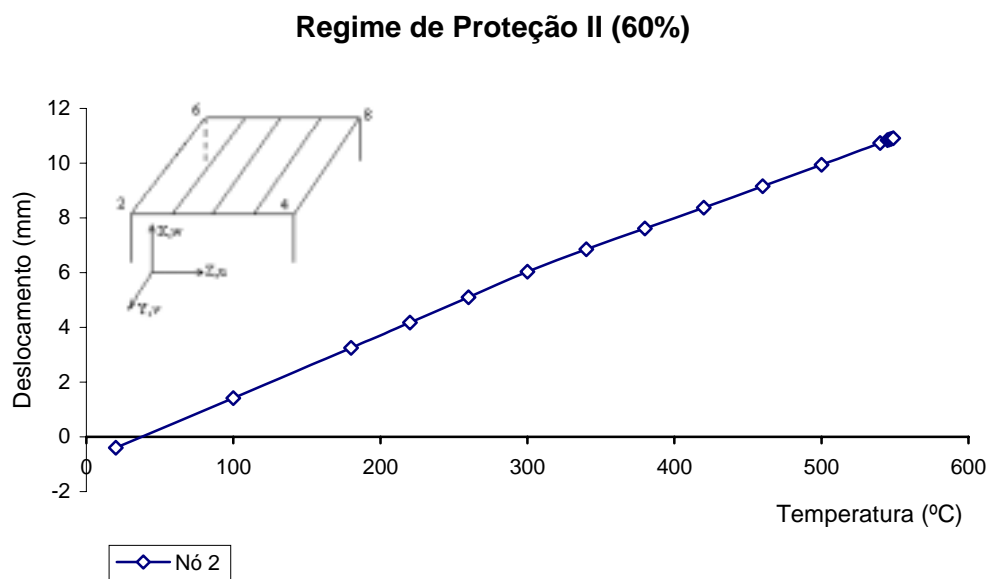


Figura 5.30 - Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós de topo dos pilares.

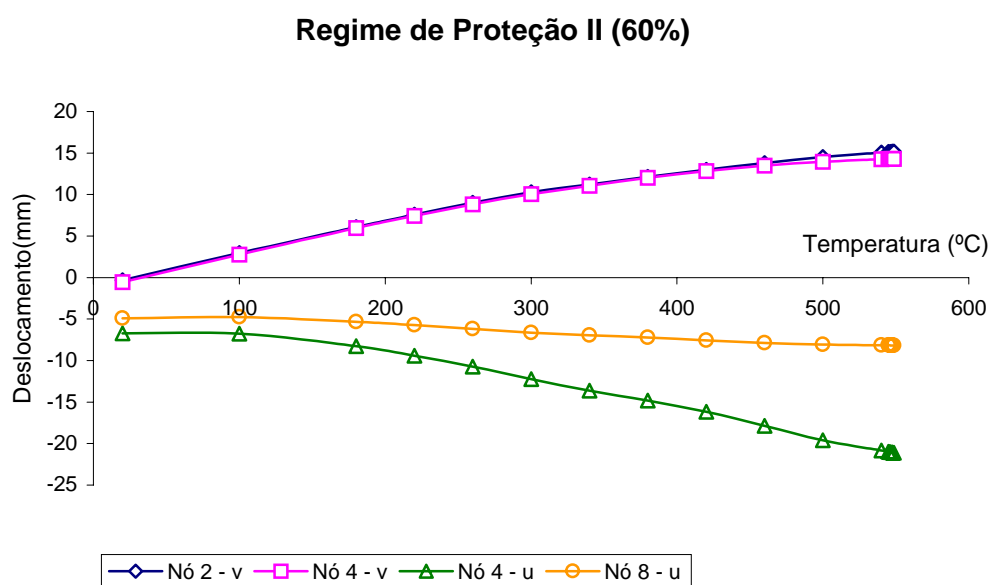


Figura 5.31 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós de topo dos pilares.

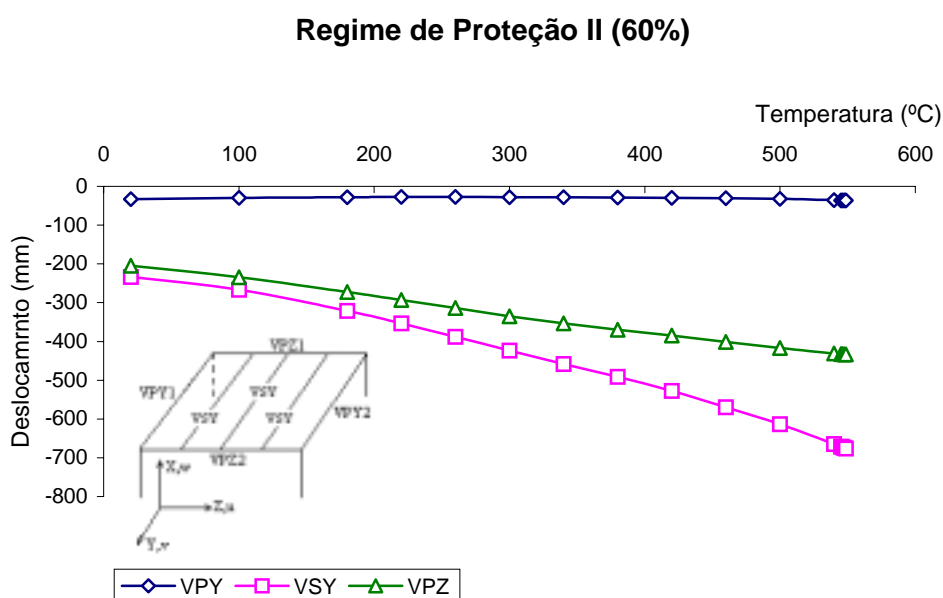


Figura 5.32 - Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas.

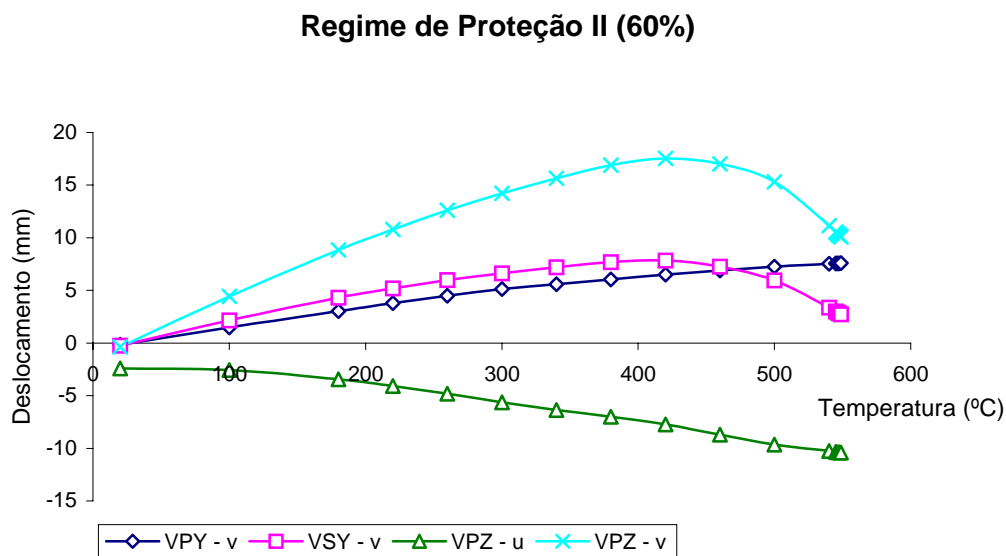


Figura 5.33 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais
dos nós centrais das vigas.

5.1.3 - Regime de Proteção III

Neste regime de proteção no qual foram protegidos os elementos de topo das colunas e os elementos das vigas VPZ próximos da ligação com a coluna. Trata-se de uma investigação de proteção parcial de pilares que tem potencial econômico na construção de edifícios de aço, mormente nas situações em que o tempo requerido de resistência ao fogo não seja elevado.

Observa-se em todos os três carregamentos que, a julgar pelos deslocamentos verticais e horizontais dos nós de topo das colunas, excetuando a P6, demonstram forte propensão colapso, como mostram as Figuras 5.34 e 5.35, para o carregamento de 20%; Figuras 5.38 e 5.39, para o carregamento de 40%; e Figuras 5.42 e 5.43, para o carregamento de 60%.

As temperaturas de colapso encontradas foram: 740 °C para o carregamento de 20%; 697 °C para o carregamento de 40% e 672 °C para o carregamento de 60%. O mecanismo de colapso em todos os casos de carregamento é o fenômeno do *run away* dos nós de topo dos pilares. Observa-se que as temperaturas de colapso são decrescentes conforme as cargas atuantes crescentes.

Conclui-se que a proteção de certa extensão das vigas e das colunas nas proximidades de suas ligações, proporcionalmente à quantidade de proteção passiva necessária, produz um nível aceitável de resistência ao fogo. Entretanto, esse tipo de proteção parcial parece não ser capaz de por si só gerar níveis de resistência ao fogo da ordem de 60 minutos.

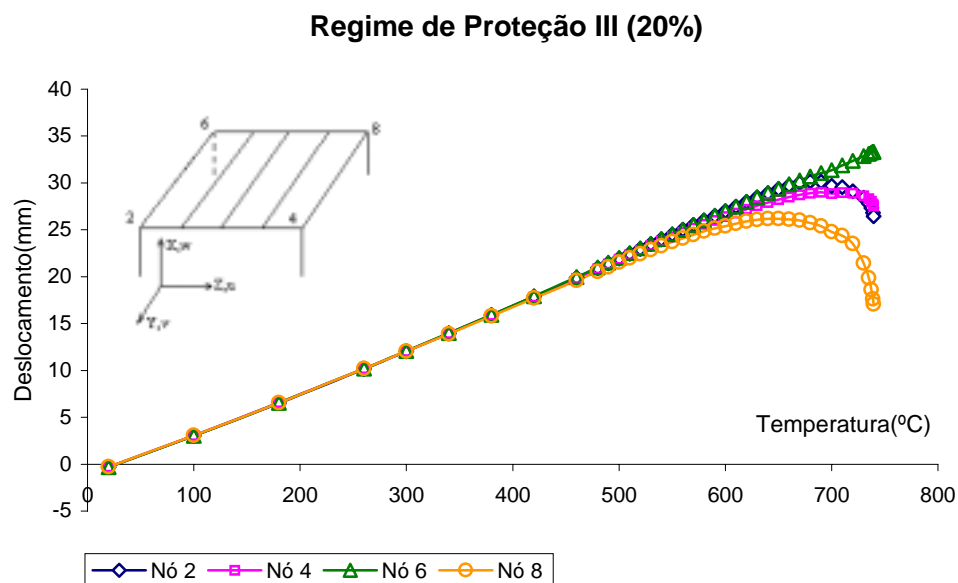


Figura 5.34 – Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós de topo dos pilares.

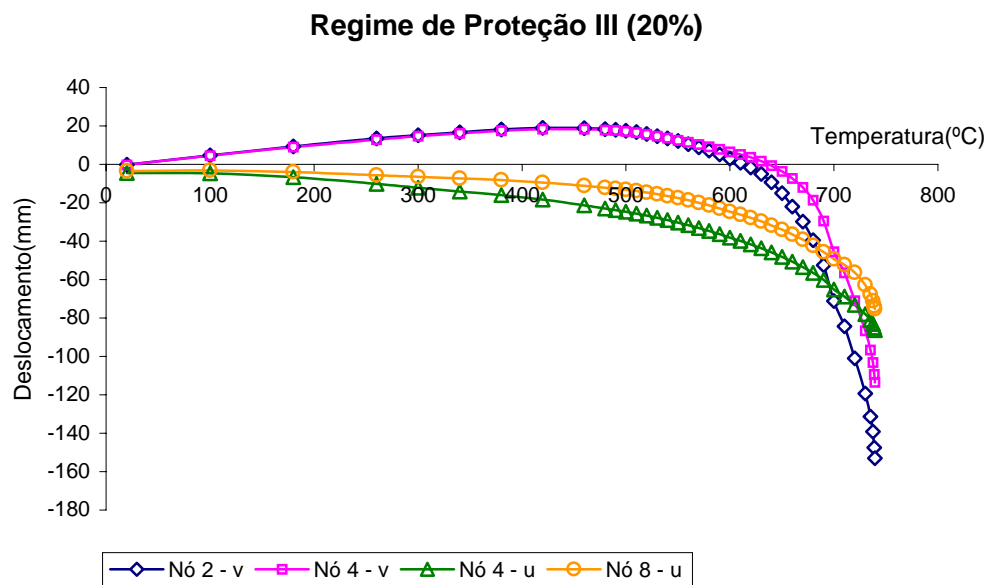


Figura 5.35 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós de topo dos pilares.

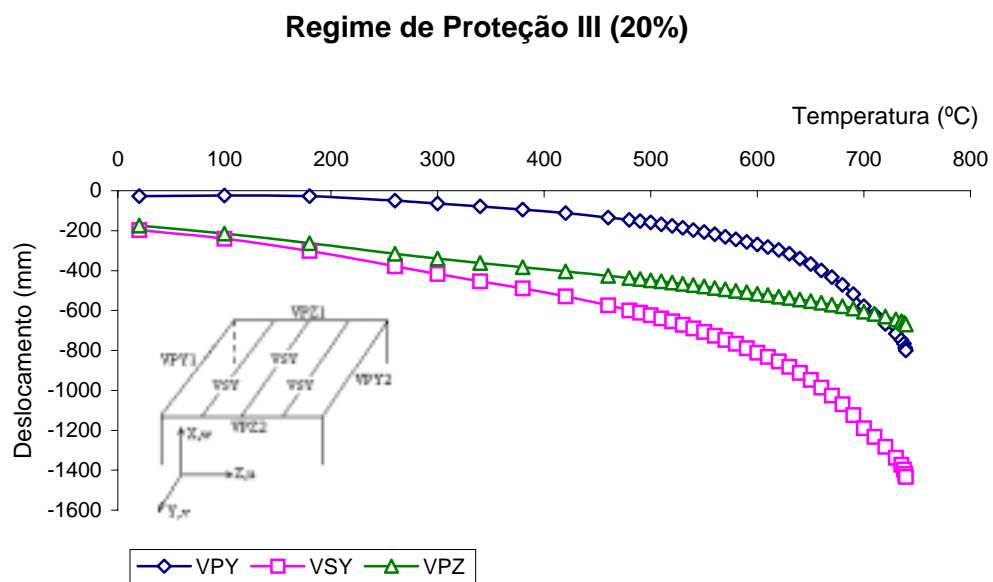


Figura 5.36 - Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas.

Regime de Proteção III (20%)

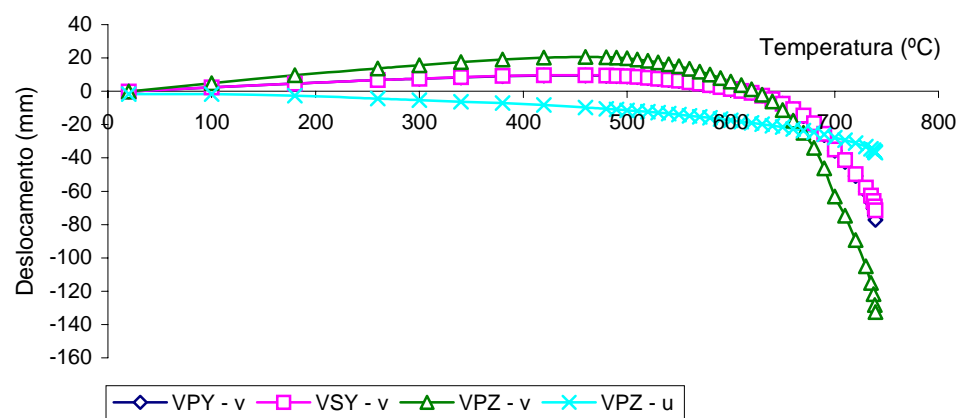


Figura 5.37 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós centrais das vigas.

Regime de Proteção III (40%)

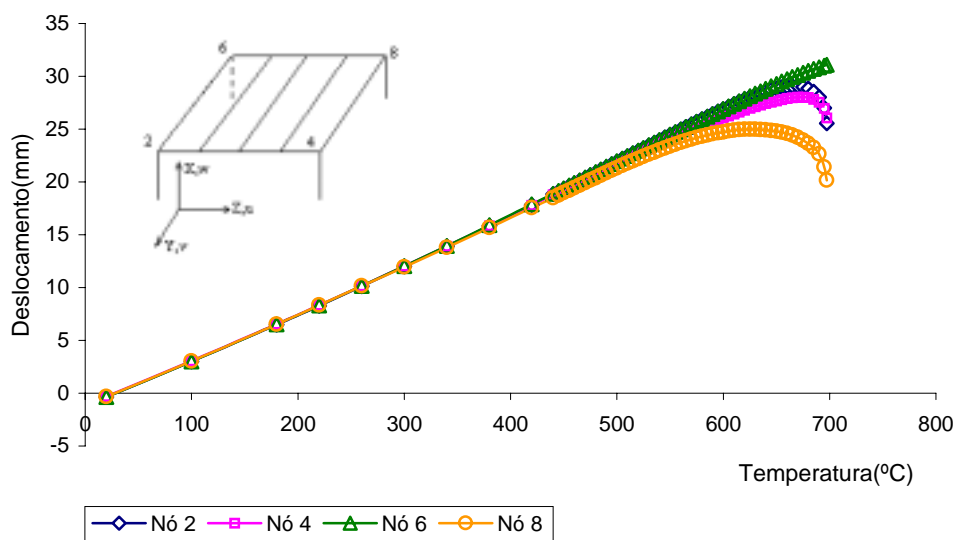


Figura 5.38 - Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós de topo dos pilares.

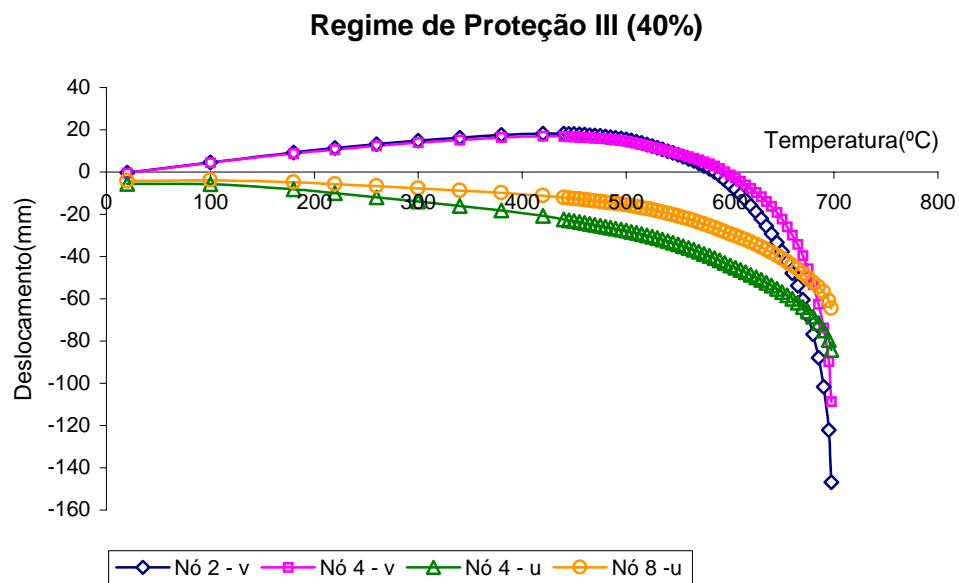


Figura 5.39 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós de topo dos pilares.

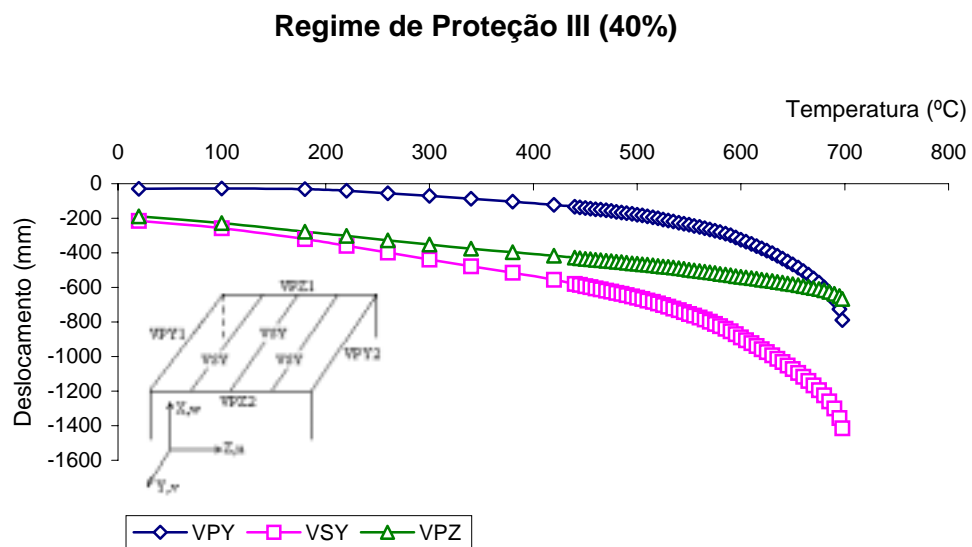


Figura 5.40 - Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas.

Regime de Proteção III (40%)

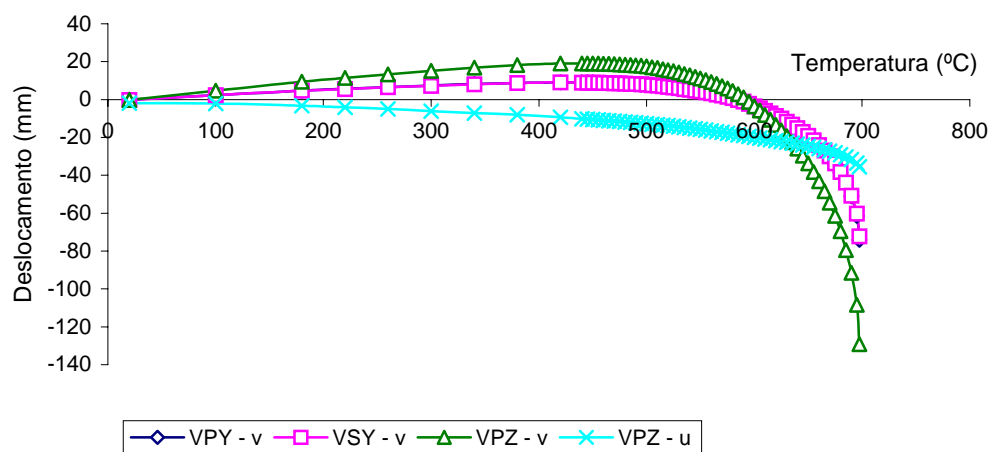


Figura 5.41 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós centrais das vigas.

Regime de Proteção III (60%)

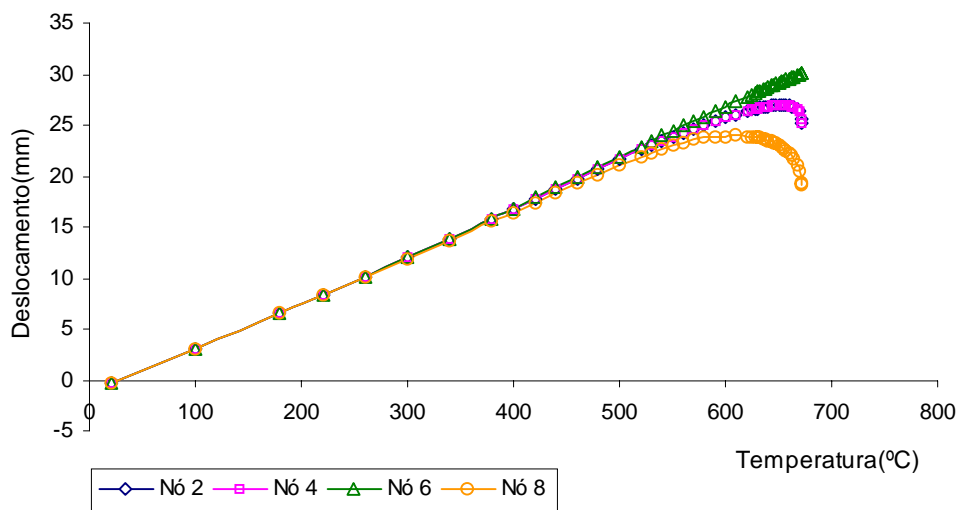


Figura 5.42 - Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós de topo dos pilares.

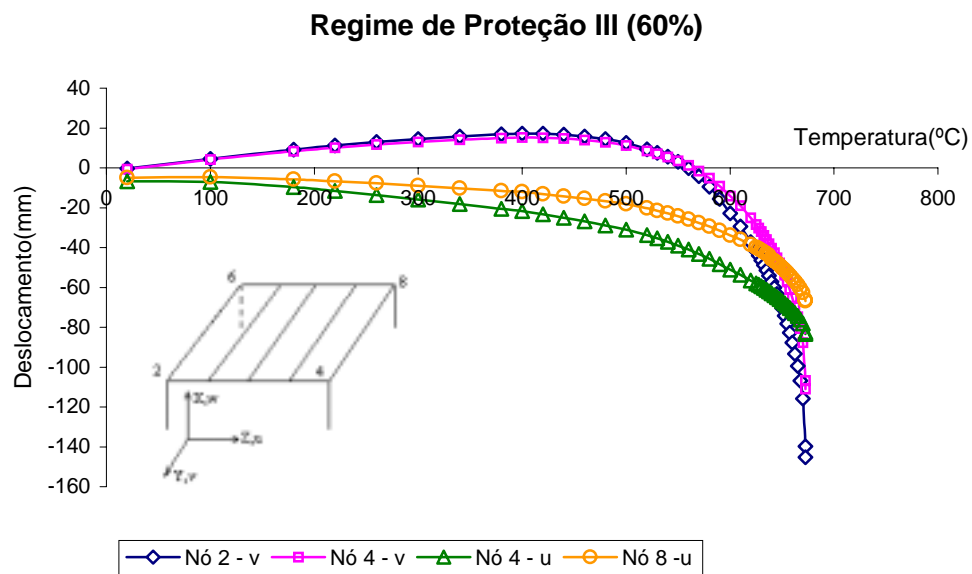


Figura 5.43 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós de topo dos pilares.

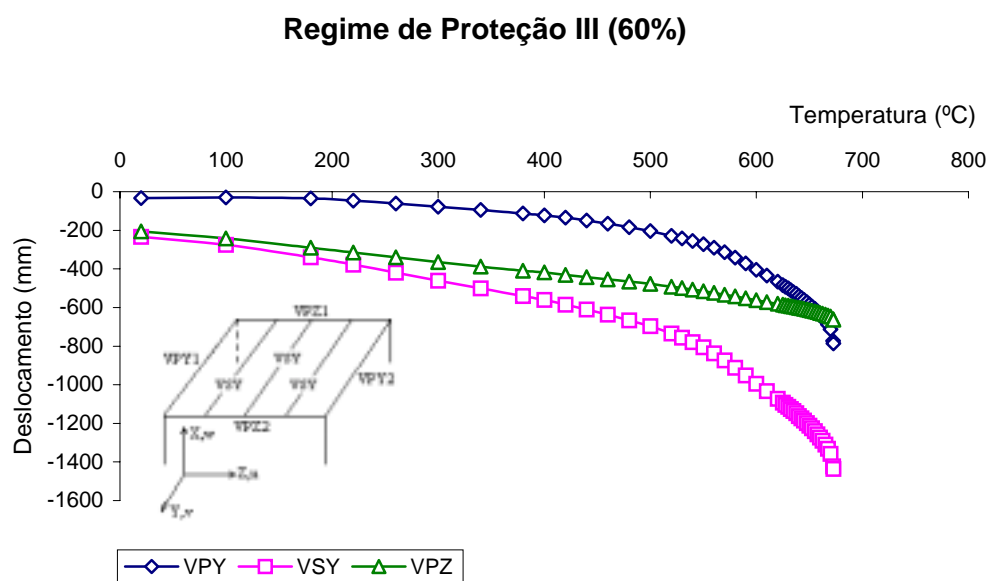


Figura 5.44 - Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas.

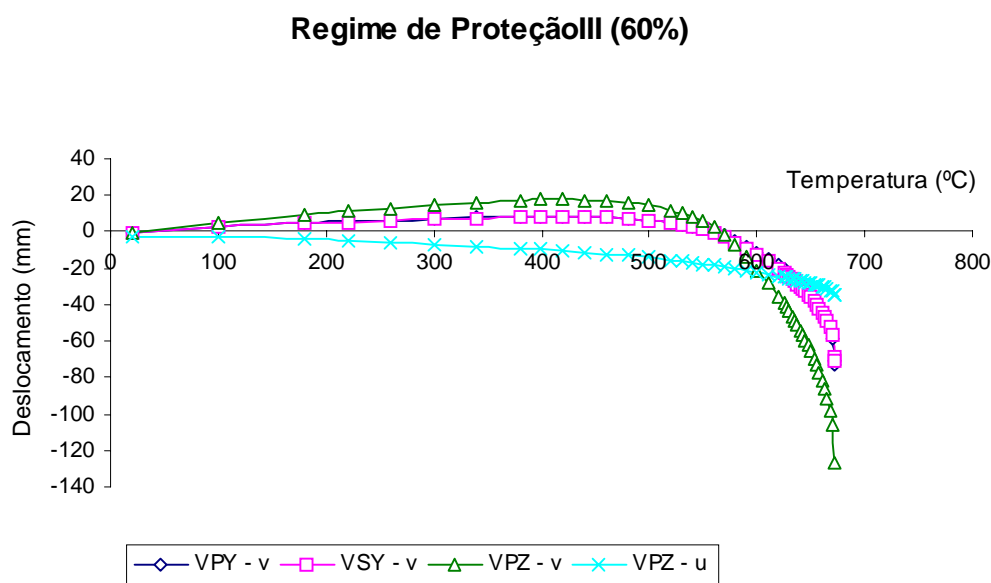


Figura 5.45 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós centrais das vigas.

5.1.4 - Regime de Proteção IV

Neste regime nota-se que o comportamento estrutural é semelhante ao apresentado no Regime de proteção III. Os gráficos indicam para os três carregamentos ocorre um início de colapso da estrutura.

Observou-se para todos os três tipos de carregamento as colunas, excetuando a P6, demonstram forte propensão colapso, tanto para os deslocamentos verticais, quanto para os horizontais, Figuras 5.46 e 5.47, para o carregamento de 20%; Figuras 5.51 e 5.52, para o carregamento de 40%; e Figuras 5.56 e 5.57, para o carregamento de 60%.

As temperaturas de colapso encontradas foram: 781 °C para o carregamento de 20%; 732 °C para o carregamento de 40% e 691 °C para o carregamento de 60%. E, como no Regime de Proteção III, o mecanismo de colapso em todos os casos de carregamento é o fenômeno do *run away* dos nós de topo dos pilares.

As Figuras 5.50 e 5.55 mostram a deformação do pórtico para os carregamentos de 20% e 40%.

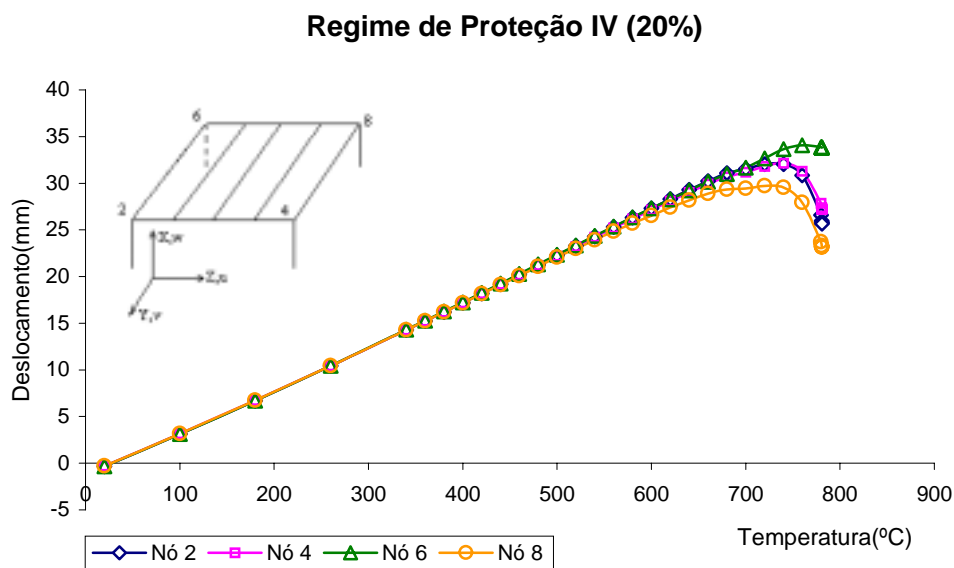


Figura 5.46 - Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós de topo dos pilares.

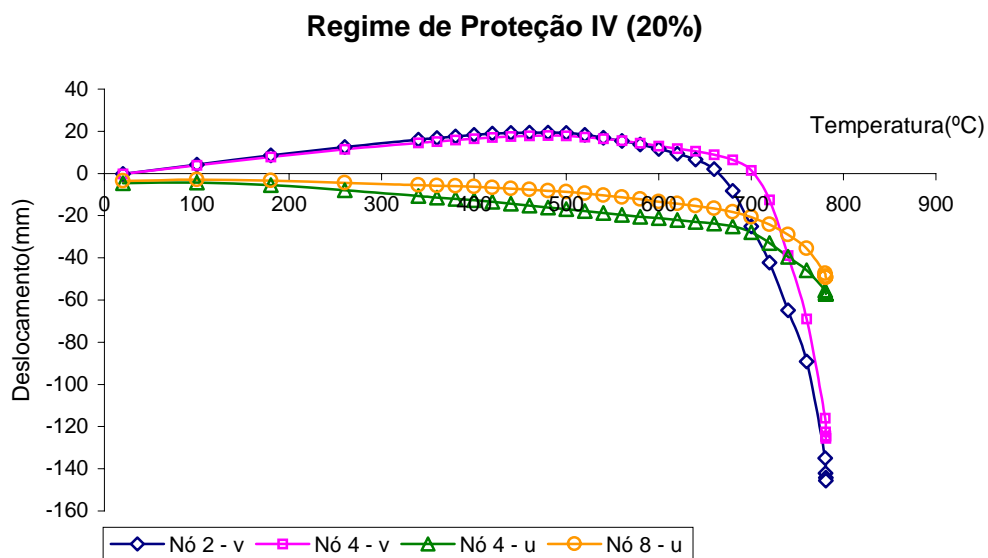


Figura 5.47 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós de topo dos pilares.

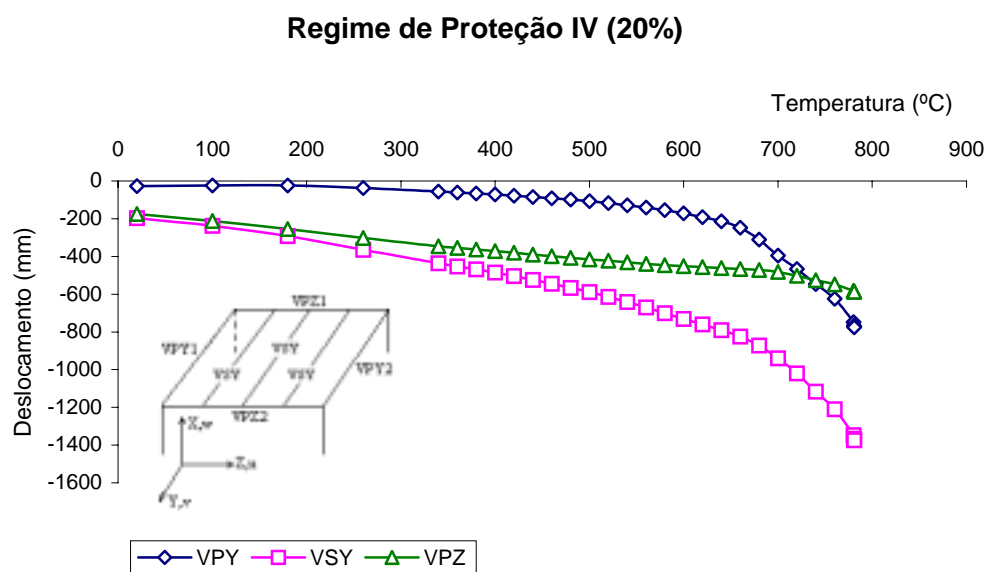


Figura 5.48 - Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas.

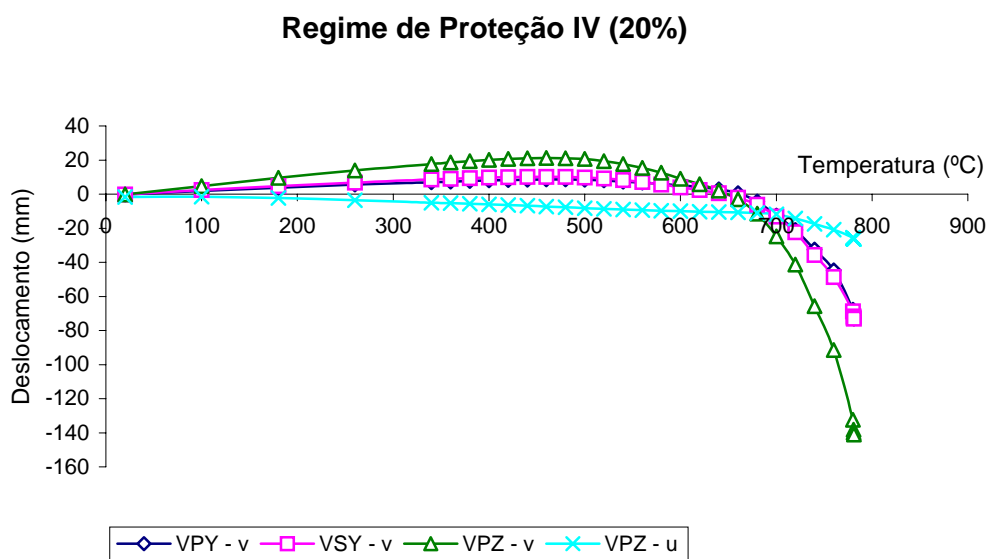


Figura 5.49 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós centrais das vigas.

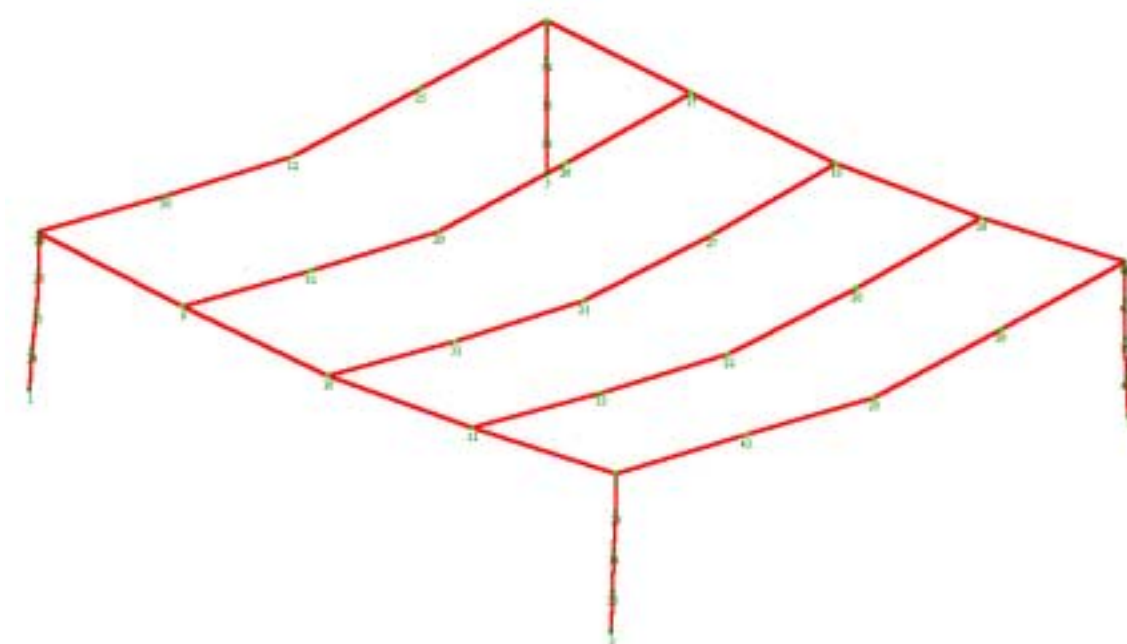


Figura 5.50 - Deformação no pórtico para 20% do carregamento à temperatura de 781°C.

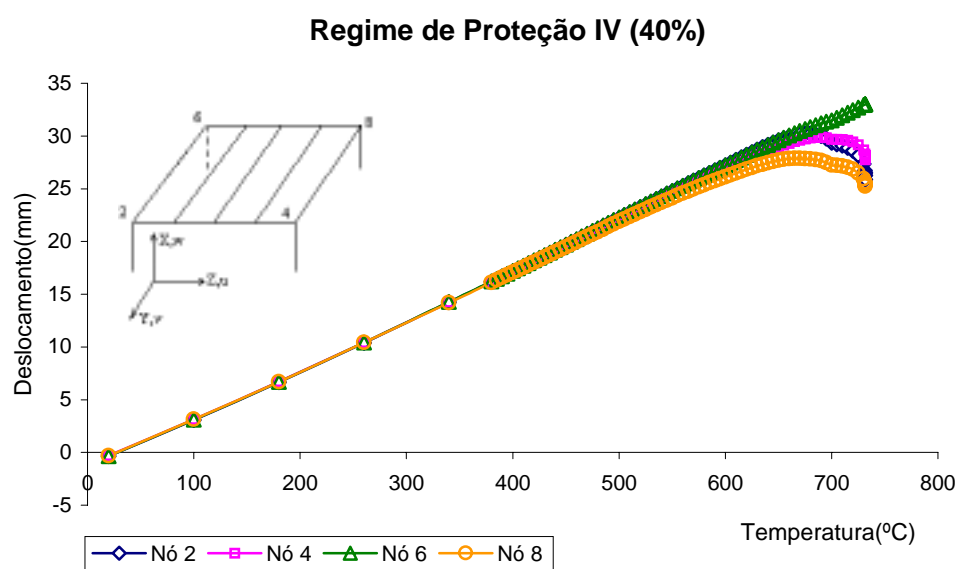


Figura 5.51 - Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós de topo dos pilares.

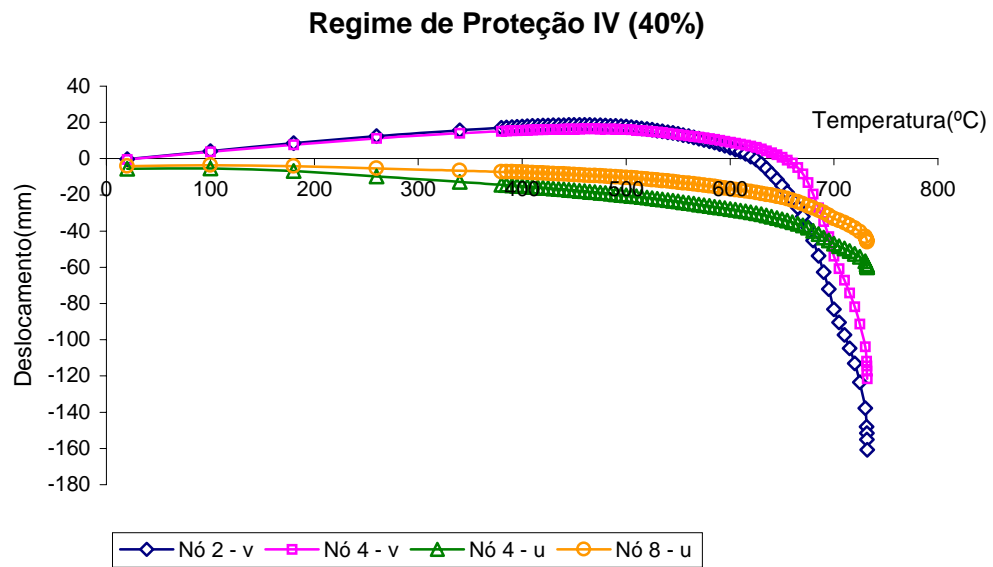


Figura 5.52 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós de topo dos pilares.

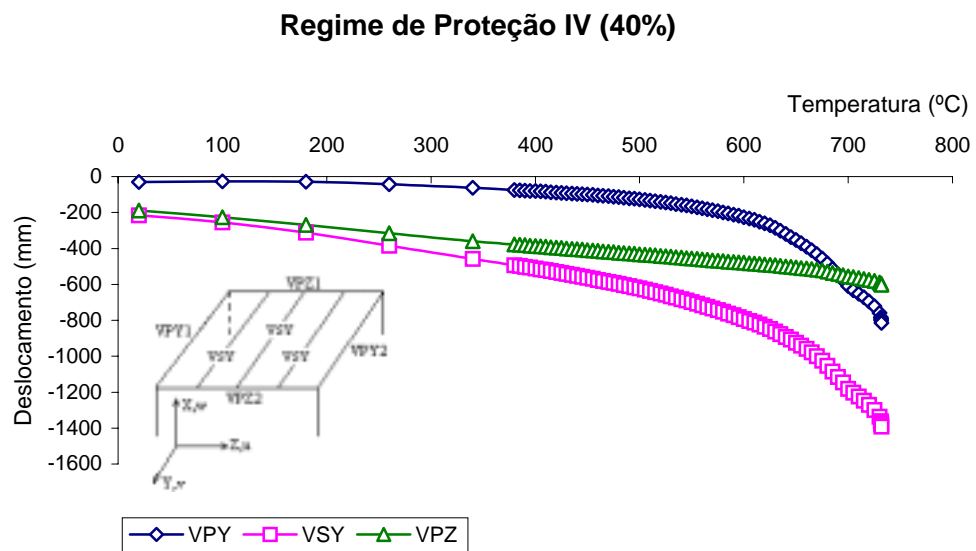


Figura 5.53 - Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas.

Regime de Proteção IV (40%)

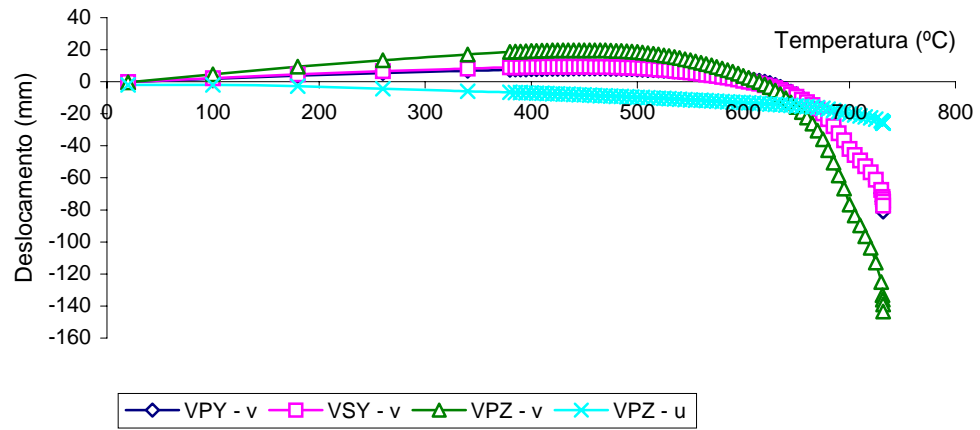


Figura 5.54 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós centrais das vigas.

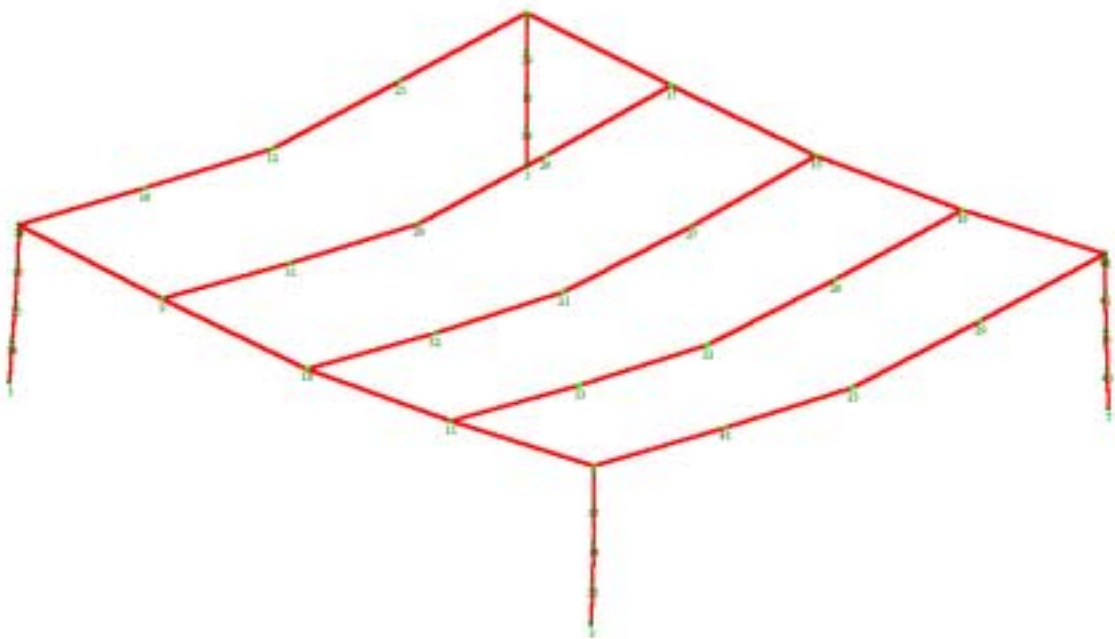


Figura 5.55 - Deformação no pórtico para 40% do carregamento à temperatura de 732°C.

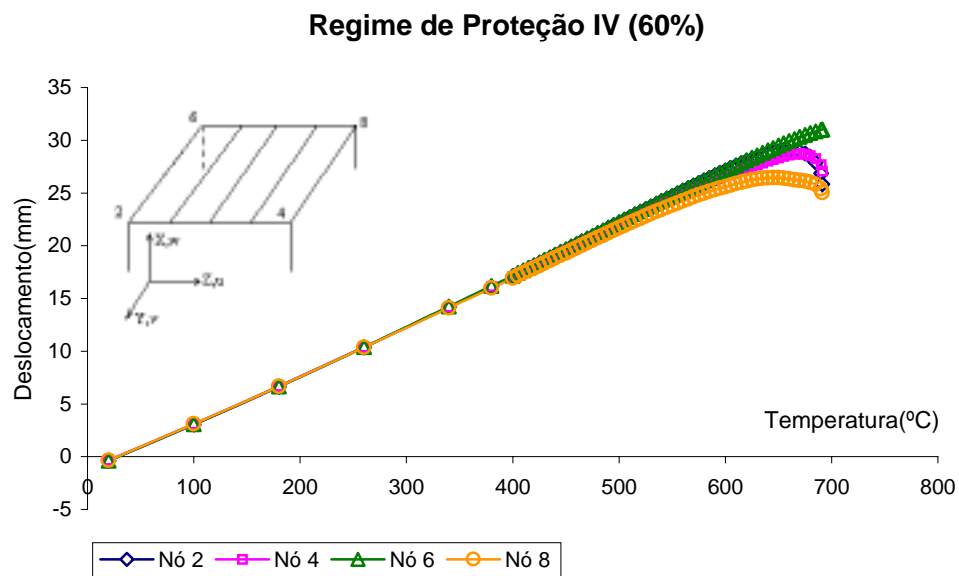


Figura 5.56 - Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós de topo dos pilares.

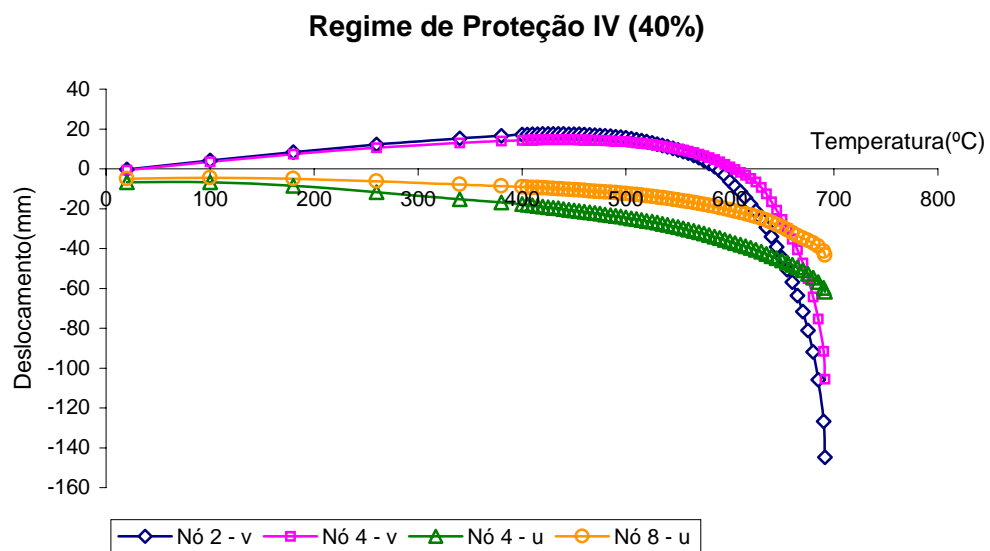


Figura 5.57 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós de topo dos pilares.

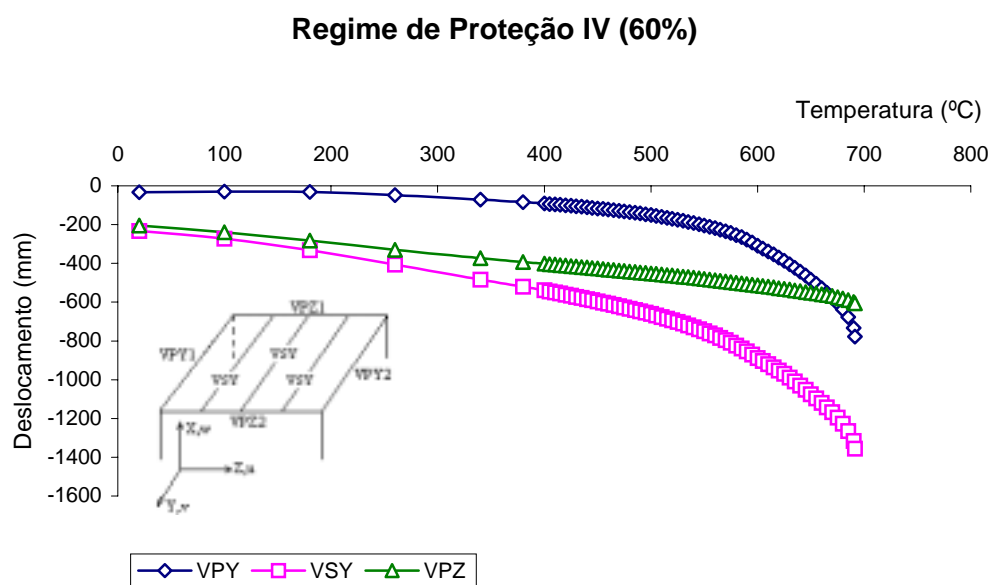


Figura 5.58 - Curva temperatura-deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas.

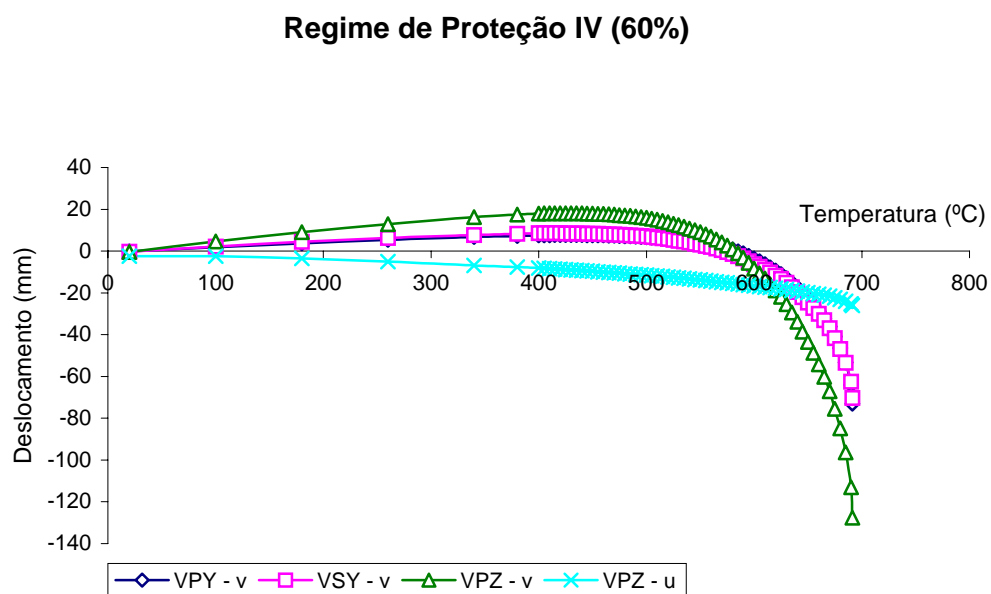


Figura 5.59 - Curva temperatura-deslocamentos horizontais dos nós centrais das vigas.

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES E SUGESTÕES

6.1 - CONCLUSÕES

Mesmo realizadas sobre um único módulo de pórtico tridimensional, as análises efetuadas nesta pesquisa permitem elaborar algumas conclusões que, para terem aplicações práticas, necessitarão de aprofundamento posterior. No entanto, elas demonstram já a anunciada complexidade das análises pelos métodos avançados e, em contrapartida, seu potencial de redução do custo da proteção passiva.

O tempo disponível para a pesquisa foi insuficiente para análises de outros módulos geometricamente distintos no sentido de se fazer um estudo paramétrico. O programa VULCAN foi escrito em Fortran, possuindo cerca de vinte mil linhas, e o seu uso é condicionado a um certo nível de conhecimento do algoritmo original, porque não há manual para esse fim. Por outro lado, o fato de cada ponto nodal ter as suas condições de contorno especificadas externamente representa uma dificuldade a mais. Essas duas dificuldades estão sendo sanadas na versão comercial desse programa.

A análise realizada com a estrutura sem proteção permite verificar o efeito da hiperestaticidade na resistência ao fogo global da estrutura. De fato, enquanto se sabe que vigas isoladas têm, para baixas razões de carga, uma temperatura de colapso que se situa nas vizinhanças de 680 °C e pilares, no entorno de 540 °C, o pórtico analisado sem proteção apresentou uma temperatura de colapso igual a 754 °C, para o carregamento de 20% da carga acidental. Deve-se observar que a laje não foi incluída no modelamento do pórtico a não ser quanto ao efeito de proteção parcial das vigas.

Sendo a estrutura homogeneamente aquecida, isto é, sendo constante o fluxo de calor em direção aos perfis estruturais, o acréscimo de resistência é certamente devido à

interação estrutural entre os diversos elementos. A elevação de temperatura reduz a rigidez das barras e, conseqüentemente, aumenta a sua deformabilidade e reduz a sua capacidade de transmissão de esforços. Nesse contexto, toda deformação de viga tende a ser um fenômeno localizado, enquanto as deformações de pilares tendem a ter reflexos estruturais mais amplos como se fossem recalques diferenciais.

As análises da estrutura nos diversos regimes de proteção parcial, em seu conjunto, permitem concluir que nem sempre há proporcionalidade entre as temperaturas de colapso e as razões de carga: a temperatura de colapso é definida preponderantemente pela interação estrutural.

Quando a estrutura é levada ao colapso pela flexão das vigas, é certo que as razões de carga mais elevadas correspondem temperaturas de colapso proporcionalmente menores. Essa situação tende a ocorrer, quando os pilares são protegidos e as vigas podem desenvolver modos de deformação semelhantes aos desenvolvidos no ensaio-padrão.

O colapso pode ser definido pelo esmagamento das colunas, caso em que a proporcionalidade entre a temperatura de colapso e a razão de carga também se verifica. Mas, em nenhuma das situações estudadas, a não ser quando a estrutura estava sem proteção, o colapso foi atribuído ao esmagamento dos pilares.

A flambagem de vigas leva a uma redução drástica da temperatura de colapso. De fato, esse fenômeno tende a ocorrer a temperaturas relativamente baixas, quando os pilares conservam sua rigidez à flexão, confinando as vigas, que tendem a se expandir longitudinalmente. A restrição à expansão longitudinal causa a introdução de uma carga axial de compressão que é proporcional à rigidez axial e à expansão térmica que deveria ocorrer.

Os deslocamentos horizontais dos nós de topo dos pilares também são responsáveis pelo colapso a temperaturas relativamente baixas. Isso ocorre quando a estabilidade fora do

próprio plano dos pórticos horizontais é comprometida por vigas de baixa resistência ao fogo.

Um fenômeno que também ocorre resulta dos esforços do escoamento de vigas secundárias que se ligam a vigas principais e têm deformações variáveis longitudinalmente. Essa variação longitudinal das deformações axiais é responsável pela introdução de forças de tração capazes de provocar o escoamento das vigas secundárias a baixas temperaturas.

Portanto, apesar de a proteção parcial das barras estruturais ser potencialmente um redutor do custo de proteção passiva, a complexidade dos mecanismos de interação estrutural é que definirá os reais benefícios oriundos dessa técnica. A generalização em regras destinadas à proteção parcial somente poderá ocorrer após estudos muito mais intensos capazes de caracterizar bem as condições de ocorrência de cada um dos mecanismos evidenciados nessas análises e outros possíveis de ocorrer.

6.2 - SUGESTÕES

O prosseguimento natural dessa pesquisa será a investigação do comportamento de outros módulos, geométrica e fisicamente distintos com o intuito de identificar outros mecanismos de interação estrutural em incêndio.

Logo após, cada mecanismo deve ser estudado em profundidade para caracterizar as condições de sua ocorrência.

Em um passo seguinte, a pesquisa deverá incluir a laje como elemento estrutural resistente e de proteção das vigas. O efeito de membrana da laje deverá ser investigado e seu impacto na elevação da temperatura de colapso deve ser avaliado, considerando para tanto os parâmetros estruturais típicos da construção metálica brasileira.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800, (1986): “Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios”.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14323, (1999): “Dimensionamento de Estruturas de Aço de Edifícios em Situação de Incêndio – Procedimento”.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14432, (2000): “Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos de Edificações – Procedimento”.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5628, (1980): “Componentes Construtivos Estruturais – Determinação da Resistência ao Fogo – Método de Ensaio”.

BAILEY, C. G. (1995). Simulation of the Structural Behaviour of Steel-Framed Buildings in Fire. 247f.. Ph.D Thesis. Department of Civil and Structural Engineering, University of Sheffield, Sheffield, UK.

BAILEY, C. G.; BURGESS, I. W.; PLANK, R. J. (1996). Computer simulation of a full-scale structural fire test. *The Structural Engineer*, V. 74, n6, p. 93-100.

BAILEY, C. G. (2000). The tensile membrane action of unrestrained composite slabs under fire conditions. *Engineering Structures*, 23, 470-483.

BAILEY, C. G. (2001). Membrane action of unrestrained lightly reinforced concrete slabs at large displacements. *Engineering Structures*, 23, 470-483.

BAILEY, C. G. (2002). Structural Fire Design of Unprotected Steel Beams Supporting Composite Floors Slabs. Contribuição técnica apresentada no V Seminário Internacional “O Uso de Estruturas Metálicas na Construção Civil / II Congresso Internacional da Construção Metálica (II CICOM) – novembro, 2002 – São Paulo, SP, Brasil (CD ROM).

BATHE, K. J. Finite Element Procedures in Engineering Analysis, Prentice-Hall, New Jersey, 1995.

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)”.

BURGESS, I. W.; EL-RIMAWI, J.; PLANK, R. J. 1991. Studies of the behaviour of steel beams in fire. J. of Construction Steel Research, v. 19, p. 285-312.

BURGESS, I. W, PLANK, R. J. (2000). Steel Frame Analysis in Fire. Contribuição técnica apresentada no III Seminário Internacional “O Uso da Construção Civil”, - setembro, 1999 – Belo Horizonte, MG, Brasil (CD ROM).

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

CLARET, A. M. (2000). Resistência ao Fogo de Vigas Mistas Aço-Concreto Modeladas pelo Método dos Elementos Finitos. XXIX Jornadas Sudamericanas de Ingenieria Estructural. Punta del Este, Uruguai. Anais... (CD-ROM).

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

ESPÍNDOLA C. C. e FAKURY R. H., 1999. Dimensionamento de Pisos Mistos em Situação de Incêndio com Proteção Apenas das Vigas Principais. Contribuição técnica apresentada no V Seminário Internacional “O Uso de Estruturas Metálicas na Construção Civil / II Congresso Internacional da Construção Metálica (II CICOM) – novembro, 2002 – São Paulo, SP, Brasil (CD ROM).

HUANG Z., BURGESS I. W., PLANK R. J. (1999). Nonlinear analysis of reinforced concrete slabs subjected to fire. ACI Structural Journal, V96, p127 - p136.

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

SALMON, C.G, JOHNSON, J. E. (1980). Steel Structures – Design and Behavior. Chapter 12, p. 655–728. Harper & Row, Publishers, New York.

NEW ZEALAND STANDARD ASSOCIATION. New Zealand Building Code. Canterbury: 1994

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

PLANK, R. J. (2001). Strategies for fire protection of large Composite buildings. Contribuição técnica apresentada no IV Seminário Internacional “O Uso de Estruturas Metálicas na Construção Civil / I Congresso Internacional da Construção Metálica (II CICOM) – novembro, 2001 – São Paulo, SP, Brasil (CD ROM).

PLANK, R. J., BURGESS, I., HUANG, Z. (2002). Advanced Design of Steel and Composite Structures for Fire. Contribuição técnica apresentada no V Seminário Internacional “O Uso de Estruturas Metálicas na Construção Civil / II Congresso Internacional da Construção Metálica (II CICOM) – novembro, 2002 – São Paulo, SP, Brasil (CD ROM).

SOUZA JR., V. (1998). Análises de Pórticos de Aço sob Altas Temperaturas. Dissertação de Mestrado. Escola de Minas – UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.

WANG, Y. C. (1997). Composite Beams with Partial Fire Protection. Fire Safety Journal, V. 30, p. 315–332.

WANG, Y. C. (2000). An analysis of the global structural behavior of the Cardington steel-framed building during the two BRE fire tests. Fire Safety Journal, V. 22, p. 401–412.

ANEXO A: ENTRADA DE DADOS DO PROGRAMA VULCAN

<HEADER>

Pórtico 1 - Três vigas secundárias

{HEADER}

<VERSION>

5

{VERSION}

<PROGRAM CONTROL>

0 0 0

 1.00 1.00

1 1.00 0.005 0.0003 1.000

1 0

{PROGRAM CONTROL}

<STRUCTURE INFORMATION>

43 46 46 0 0 0

100 0.0 10 11

4 1 1 2

{STRUCTURE INFORMATION}

<NODAL GEOMETRY>

1	0.000000	8000.000000	0.000000
2	0.000000	8000.000000	4000.000000
3	9000.000000	8000.000000	0.000000
4	9000.000000	8000.000000	4000.000000
5	0.000000	0.000000	0.000000
6	0.000000	0.000000	4000.000000
7	9000.000000	0.000000	0.000000
8	9000.000000	0.000000	4000.000000
9	2250.000000	8000.000000	4000.000000
10	4500.000000	8000.000000	4000.000000
11	6750.000000	8000.000000	4000.000000
12	0.000000	4000.000000	4000.000000
13	0.000000	8000.000000	2000.000000
14	9000.000000	8000.000000	2000.000000
15	0.000000	0.000000	2000.000000
16	9000.000000	0.000000	2000.000000
17	2250.000000	0.000000	4000.000000
18	4500.000000	0.000000	4000.000000
19	6750.000000	0.000000	4000.000000
20	2250.000000	4000.000000	4000.000000
21	4500.000000	4000.000000	4000.000000

22	6750.000000	4000.000000	4000.000000
23	9000.000000	4000.000000	4000.000000
24	0.000000	7995.000000	4000.000000
25	0.000000	2000.000000	4000.000000
26	2250.000000	2000.000000	4000.000000
27	4500.000000	2000.000000	4000.000000
28	6750.000000	2000.000000	4000.000000
29	9000.000000	2000.000000	4000.000000
30	0.000000	6000.000000	4000.000000
31	2250.000000	6000.000000	4000.000000
32	4500.000000	6000.000000	4000.000000
33	6750.000000	6000.000000	4000.000000
34	0.000000	8000.000000	1000.000000
35	0.000000	8000.000000	3000.000000
36	9000.000000	8000.000000	1000.000000
37	9000.000000	8000.000000	3000.000000
38	0.000000	0.000000	1000.000000
39	0.000000	0.000000	3000.000000
40	9000.000000	0.000000	1000.000000
41	9000.000000	0.000000	3000.000000
42	8995.000000	0.000000	4000.000000
43	9000.000000	6000.000000	4000.000000

{NODAL GEOMETRY}

<SECTION SIZES>

1	400.000	200.000	9.50000	4.70000
2	500.000	250.000	9.50000	6.30000
3	450.000	200.000	12.50000	6.30000
4	250.000	250.000	9.00000	8.00000

{SECTION SIZES}

<MATERIAL PROPERTIES>

1	0.001467	0.500000	0.900000	250.000000	400.000000	400.000000
---	----------	----------	----------	------------	------------	------------

{MATERIAL PROPERTIES}

<RESIDUAL STRESSES>

1	0.00000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
---	---------	----------	----------	----------	----------

{RESIDUAL STRESSES}

<MEMBER DATA>

1	3	0.000000	0.000000					
1	1	34	0	4	1	1	2	0.000
2	3	0.000000	0.000000					
2	34	13	0	4	1	1	2	0.000
3	3	0.000000	0.000000					
3	13	35	0	4	1	1	2	0.000
4	3	0.000000	0.000000					

4	35	2	0	4	1	1	2	0.000
5	3	0.000000	0.000000					
5	3	36	0	4	1	1	2	0.000
6	3	0.000000	0.000000					
6	36	14	0	4	1	1	2	0.000
7	3	0.000000	0.000000					
7	14	37	0	4	1	1	2	0.000
8	3	0.000000	0.000000					
8	37	4	0	4	1	1	2	0.000
9	3	0.000000	0.000000					
9	5	38	0	4	1	1	2	0.000
10	3	0.000000	0.000000					
10	38	15	0	4	1	1	2	0.000
11	3	0.000000	0.000000					
11	15	39	0	4	1	1	2	0.000
12	3	0.000000	0.000000					
12	39	6	0	4	1	1	2	0.000
13	3	0.000000	0.000000					
13	7	40	0	4	1	1	2	0.000
14	3	0.000000	0.000000					
14	40	16	0	4	1	1	2	0.000
15	3	0.000000	0.000000					
15	16	41	0	4	1	1	2	0.000
16	3	0.000000	0.000000					
16	41	8	0	4	1	1	2	0.000
17	1	0.000000	0.000000					
17	6	25	0	1	1	1	1	0.000
18	1	0.000000	0.000000					
18	25	12	0	1	1	1	1	0.000
19	1	0.000000	0.000000					
19	12	30	0	1	1	1	1	0.000
20	1	0.000000	0.000000					
20	30	24	0	1	1	1	1	0.000
21	1	0.000000	0.000000					
21	24	2	0	1	1	1	1	0.000
22	1	0.000000	0.000000					
22	17	26	0	2	1	1	1	0.000
23	1	0.000000	0.000000					
23	26	20	0	2	1	1	1	0.000
24	1	0.000000	0.000000					
24	20	31	0	2	1	1	1	0.000
25	1	0.000000	0.000000					
25	31	9	0	2	1	1	1	0.000
26	1	0.000000	0.000000					
26	18	27	0	2	1	1	1	0.000
27	1	0.000000	0.000000					
27	27	21	0	2	1	1	1	0.000

28	1	0.000000	0.000000	
28	21	32	0	2 1 1 1 0.000
29	1	0.000000	0.000000	
29	32	10	0	2 1 1 1 0.000
30	1	0.000000	0.000000	
30	19	28	0	2 1 1 1 0.000
31	1	0.000000	0.000000	
31	28	22	0	2 1 1 1 0.000
32	1	0.000000	0.000000	
32	22	33	0	2 1 1 1 0.000
33	1	0.000000	0.000000	
33	33	11	0	2 1 1 1 0.000
34	1	0.000000	0.000000	
34	8	29	0	1 1 1 1 0.000
35	1	0.000000	0.000000	
35	29	23	0	1 1 1 1 0.000
36	1	0.000000	0.000000	
36	23	43	0	1 1 1 1 0.000
37	1	0.000000	0.000000	
37	43	4	0	1 1 1 1 0.000
38	1	0.000000	0.000000	
38	6	17	0	3 1 1 1 0.000
39	1	0.000000	0.000000	
39	17	18	0	3 1 1 1 0.000
40	1	0.000000	0.000000	
40	18	19	0	3 1 1 1 0.000
41	1	0.000000	0.000000	
41	19	42	0	3 1 1 1 0.000
42	1	0.000000	0.000000	
42	42	8	0	3 1 1 1 0.000
43	1	0.000000	0.000000	
43	2	9	0	3 1 1 1 0.000
44	1	0.000000	0.000000	
44	9	10	0	3 1 1 1 0.000
45	1	0.000000	0.000000	
45	10	11	0	3 1 1 1 0.000
46	1	0.000000	0.000000	
46	11	4	0	3 1 1 1 0.000

{MEMBER DATA}

<BOUNDARY CONDITIONS>

1	10111	111111
2	00111	100110

3	10111	111111
4	00111	000110
5	10111	111111
6	00011	110100
7	10111	111111
8	00111	010110
9	11110	000100
10	11110	000100
11	11110	000100
12	01010	100111
13	10011	000101
14	10011	000101
15	10111	110111
16	10011	000111
17	11110	010100
18	11110	010100
19	11110	010100
20	01010	100111
21	01010	100111
22	01010	100111
23	01010	100111
24	01010	100111
25	01010	100111
26	01010	100111
27	01010	100111
28	01010	100111
29	01010	100111
30	01010	100111
31	01010	100111
32	01010	100111
33	01010	100111
34	10011	000101
35	10011	000101
36	10011	000101
37	10011	000101
38	10111	110111
39	10111	110111
40	10011	000111
41	10011	000111
42	11110	010100
43	01010	100111

{BOUNDARY CONDITIONS}

<JOINT LOADS>

2	0.0	0.0	-5927.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4	0.0	0.0	-5927.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

6	0.0	0.0	-5927.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8	0.0	0.0	-5927.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
9	0.0	0.0	-11582.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	0.0	0.0	-11582.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
11	0.0	0.0	-11582.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
17	0.0	0.0	-11582.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
18	0.0	0.0	-11582.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
19	0.0	0.0	-11582.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
12	0.0	0.0	-10523.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
20	0.0	0.0	-20505.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
21	0.0	0.0	-20505.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
22	0.0	0.0	-20505.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
23	0.0	0.0	-10523.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
25	0.0	0.0	-10523.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
26	0.0	0.0	-20505.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
27	0.0	0.0	-20505.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
28	0.0	0.0	-20505.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
29	0.0	0.0	-10523.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
30	0.0	0.0	-10523.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
31	0.0	0.0	-20505.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
32	0.0	0.0	-20505.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
33	0.0	0.0	-20505.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
43	0.0	0.0	-10523.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

{JOINT LOADS}

<DISPLAY TEMPERATURES>

3

1 3

1 7

1 11

{DISPLAY TEMPERATURES}

<DISPLAY DEFLECTIONS>

9

28 29 30 31 32 33 34 35 36

{DISPLAY DEFLECTIONS}

<TEMPERATURE DATA>

1 0 30.00 80.0 100.00

2 0 100.00 100.0 100.00

{TEMPERATURE DATA}

{END OF FILE}

ANEXO B: SAÍDA DE DADOS DO PROGRAMA VULCAN

<HEADER>OUTPUT

Pórtico 1 - Três vigas secundárias

{HEADER}

<DISPLAY DEFLECTIONS>

7
37 39 40 41 42 43
38

{DISPLAY DEFLECTIONS}

<PROGRAM CONTROL>

0 0 0
1.000 1.000
1 1.000000 0.005000 0.000300 1.000000
1 0

{PROGRAM CONTROL}

<STRUCTURE INFORMATION>

43 46 46 0 0 0
100 0.000 10 11
4 1 1 2

{STRUCTURE INFORMATION}

<NODAL GEOMETRY>

1	0.000000	8000.000000	0.000000
2	0.000000	8000.000000	4000.000000
3	9000.000000	8000.000000	0.000000
4	9000.000000	8000.000000	4000.000000
5	0.000000	0.000000	0.000000
6	0.000000	0.000000	4000.000000
7	9000.000000	0.000000	0.000000
8	9000.000000	0.000000	4000.000000
9	2250.000000	8000.000000	4000.000000
10	4500.000000	8000.000000	4000.000000
11	6750.000000	8000.000000	4000.000000
12	0.000000	4000.000000	4000.000000
13	0.000000	8000.000000	2000.000000
14	9000.000000	8000.000000	2000.000000
15	0.000000	0.000000	2000.000000
16	9000.000000	0.000000	2000.000000
17	2250.000000	0.000000	4000.000000
18	4500.000000	0.000000	4000.000000
19	6750.000000	0.000000	4000.000000

20	2250.000000	4000.000000	4000.000000
21	4500.000000	4000.000000	4000.000000
22	6750.000000	4000.000000	4000.000000
23	9000.000000	4000.000000	4000.000000
24	0.000000	7995.000000	4000.000000
25	0.000000	2000.000000	4000.000000
26	2250.000000	2000.000000	4000.000000
27	4500.000000	2000.000000	4000.000000
28	6750.000000	2000.000000	4000.000000
29	9000.000000	2000.000000	4000.000000
30	0.000000	6000.000000	4000.000000
31	2250.000000	6000.000000	4000.000000
32	4500.000000	6000.000000	4000.000000
33	6750.000000	6000.000000	4000.000000
34	0.000000	8000.000000	1000.000000
35	0.000000	8000.000000	3000.000000
36	9000.000000	8000.000000	1000.000000
37	9000.000000	8000.000000	3000.000000
38	0.000000	0.000000	1000.000000
39	0.000000	0.000000	3000.000000
40	9000.000000	0.000000	1000.000000
41	9000.000000	0.000000	3000.000000
42	8995.000000	0.000000	4000.000000
43	9000.000000	6000.000000	4000.000000

{NODAL GEOMETRY}

<SECTION SIZES>

1	400.000000	200.000000	9.500000	4.700000
2	500.000000	250.000000	9.500000	6.300000
3	450.000000	200.000000	12.500000	6.300000
4	250.000000	250.000000	9.000000	8.000000

{SECTION SIZES}

<MATERIAL PROPERTIES>

1	0.001467	0.500000	0.900000	250.000000	400.000000
---	----------	----------	----------	------------	------------

400.000000

{MATERIAL PROPERTIES}

<RESIDUAL STRESSES>

1	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
---	----------	----------	----------	----------	----------

{RESIDUAL STRESSES}

<MEMBER DATA>

1	3	0.000000	0.000000						
1	1	34	0	4	1	1	2	0.000	

2	3	0.000000	0.000000					
2	34	13	0	4	1	1	2	0.000
3	3	0.000000	0.000000					
3	13	35	0	4	1	1	2	0.000
4	3	0.000000	0.000000					
4	35	2	0	4	1	1	2	0.000
5	3	0.000000	0.000000					
5	3	36	0	4	1	1	2	0.000
6	3	0.000000	0.000000					
6	36	14	0	4	1	1	2	0.000
7	3	0.000000	0.000000					
7	14	37	0	4	1	1	2	0.000
8	3	0.000000	0.000000					
8	37	4	0	4	1	1	2	0.000
9	3	0.000000	0.000000					
9	5	38	0	4	1	1	2	0.000
10	3	0.000000	0.000000					
10	38	15	0	4	1	1	2	0.000
11	3	0.000000	0.000000					
11	15	39	0	4	1	1	2	0.000
12	3	0.000000	0.000000					
12	39	6	0	4	1	1	2	0.000
13	3	0.000000	0.000000					
13	7	40	0	4	1	1	2	0.000
14	3	0.000000	0.000000					
14	40	16	0	4	1	1	2	0.000
15	3	0.000000	0.000000					
15	16	41	0	4	1	1	2	0.000
16	3	0.000000	0.000000					
16	41	8	0	4	1	1	2	0.000
17	1	0.000000	0.000000					
17	6	25	0	1	1	1	1	0.000
18	1	0.000000	0.000000					
18	25	12	0	1	1	1	1	0.000
19	1	0.000000	0.000000					
19	12	30	0	1	1	1	1	0.000
20	1	0.000000	0.000000					
20	30	24	0	1	1	1	1	0.000
21	1	0.000000	0.000000					
21	24	2	0	1	1	1	1	0.000
22	1	0.000000	0.000000					
22	17	26	0	2	1	1	1	0.000
23	1	0.000000	0.000000					
23	26	20	0	2	1	1	1	0.000
24	1	0.000000	0.000000					
24	20	31	0	2	1	1	1	0.000
25	1	0.000000	0.000000					

25	31	9	0	2	1	1	1	0.000
26	1	0.000000	0.000000					
26	18	27	0	2	1	1	1	0.000
27	1	0.000000	0.000000					
27	27	21	0	2	1	1	1	0.000
28	1	0.000000	0.000000					
28	21	32	0	2	1	1	1	0.000
29	1	0.000000	0.000000					
29	32	10	0	2	1	1	1	0.000
30	1	0.000000	0.000000					
30	19	28	0	2	1	1	1	0.000
31	1	0.000000	0.000000					
31	28	22	0	2	1	1	1	0.000
32	1	0.000000	0.000000					
32	22	33	0	2	1	1	1	0.000
33	1	0.000000	0.000000					
33	33	11	0	2	1	1	1	0.000
34	1	0.000000	0.000000					
34	8	29	0	1	1	1	1	0.000
35	1	0.000000	0.000000					
35	29	23	0	1	1	1	1	0.000
36	1	0.000000	0.000000					
36	23	43	0	1	1	1	1	0.000
37	1	0.000000	0.000000					
37	43	4	0	1	1	1	1	0.000
38	1	0.000000	0.000000					
38	6	17	0	3	1	1	1	0.000
39	1	0.000000	0.000000					
39	17	18	0	3	1	1	1	0.000
40	1	0.000000	0.000000					
40	18	19	0	3	1	1	1	0.000
41	1	0.000000	0.000000					
41	19	42	0	3	1	1	1	0.000
42	1	0.000000	0.000000					
42	42	8	0	3	1	1	1	0.000
43	1	0.000000	0.000000					
43	2	9	0	3	1	1	1	0.000
44	1	0.000000	0.000000					
44	9	10	0	3	1	1	1	0.000
45	1	0.000000	0.000000					
45	10	11	0	3	1	1	1	0.000
46	1	0.000000	0.000000					
46	11	4	0	3	1	1	1	0.000

{MEMBER DATA}

<DISPLAY TEMPERATURES>

3

1 3

1 7
 1 11
 {DISPLAY TEMPERATURES}

<BOUNDARY CONDITIONS>

1	10111	111111
2	111	100110
3	10111	111111
4	111	110
5	10111	111111
6	11	110100
7	10111	111111
8	111	10110
9	11110	100
10	11110	100
11	11110	100
12	1010	100111
13	10011	101
14	10011	101
15	10111	110111
16	10011	111
17	11110	10100
18	11110	10100
19	11110	10100
20	1010	100111
21	1010	100111
22	1010	100111
23	1010	100111
24	1010	100111
25	1010	100111
26	1010	100111
27	1010	100111
28	1010	100111
29	1010	100111
30	1010	100111
31	1010	100111
32	1010	100111
33	1010	100111
34	10011	101
35	10011	101
36	10011	101
37	10011	101
38	10111	110111
39	10111	110111
40	10011	111
41	10011	111
42	11110	10100

43 1010 100111
{BOUNDARY CONDITIONS}

<JOINT LOADS>

2	0.000000	0.000000	-5927.000000	0.000000	0.000000
0.000000	0.000000	0.000000			
4	0.000000	0.000000	-5927.000000	0.000000	0.000000
0.000000	0.000000	0.000000			
6	0.000000	0.000000	-5927.000000	0.000000	0.000000
0.000000	0.000000	0.000000			
8	0.000000	0.000000	-5927.000000	0.000000	0.000000
0.000000	0.000000	0.000000			
9	0.000000	0.000000	-11582.000000	0.000000	0.000000
0.000000	0.000000	0.000000			
10	0.000000	0.000000	-11582.000000	0.000000	0.000000
0.000000	0.000000	0.000000			
11	0.000000	0.000000	-11582.000000	0.000000	0.000000
0.000000	0.000000	0.000000			
17	0.000000	0.000000	-11582.000000	0.000000	0.000000
0.000000	0.000000	0.000000			
18	0.000000	0.000000	-11582.000000	0.000000	0.000000
0.000000	0.000000	0.000000			
19	0.000000	0.000000	-11582.000000	0.000000	0.000000
0.000000	0.000000	0.000000			
12	0.000000	0.000000	-10523.600000	0.000000	0.000000
0.000000	0.000000	0.000000			
20	0.000000	0.000000	-20505.000000	0.000000	0.000000
0.000000	0.000000	0.000000			
21	0.000000	0.000000	-20505.000000	0.000000	0.000000
0.000000	0.000000	0.000000			
22	0.000000	0.000000	-20505.000000	0.000000	0.000000
0.000000	0.000000	0.000000			
23	0.000000	0.000000	-10523.600000	0.000000	0.000000
0.000000	0.000000	0.000000			
25	0.000000	0.000000	-10523.600000	0.000000	0.000000
0.000000	0.000000	0.000000			
26	0.000000	0.000000	-20505.000000	0.000000	0.000000
0.000000	0.000000	0.000000			
27	0.000000	0.000000	-20505.000000	0.000000	0.000000
0.000000	0.000000	0.000000			
28	0.000000	0.000000	-20505.000000	0.000000	0.000000
0.000000	0.000000	0.000000			
29	0.000000	0.000000	-10523.600000	0.000000	0.000000
0.000000	0.000000	0.000000			
30	0.000000	0.000000	-10523.600000	0.000000	0.000000
0.000000	0.000000	0.000000			

31	0.000000	0.000000	-20505.000000	0.000000	0.000000
0.000000	0.000000	0.000000			
32	0.000000	0.000000	-20505.000000	0.000000	0.000000
0.000000	0.000000	0.000000			
33	0.000000	0.000000	-20505.000000	0.000000	0.000000
0.000000	0.000000	0.000000			
43	0.000000	0.000000	-10523.600000	0.000000	0.000000
0.000000	0.000000	0.000000			
0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

{JOINT LOADS}

<TEMPERATURES> Load Increment # 1

1	20.000	20.000	20.000	20.000	20.000	20.000	20.000	20.000
20.000	20.000	20.000	20.000	20.000				
2	20.000	20.000	20.000	20.000	20.000	20.000	20.000	20.000
20.000	20.000	20.000	20.000	20.000				

{TEMPERATURES}

ITERATION NO. 101 LOAD TOLERANCE = 52.745054 DISPL.
TOLERANCE = 0.000010

<NODAL DISPLACEMENTS> Load Inc # 1 Iteration #102

1	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0001
0.0000	0.0000	0.0000						
2	0.0000	-0.2248	-0.3322	0.0000	0.0000	0.0009	0.0000	-0.0001
0.0000	0.0000	0.0000						
3	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0001
0.0000	0.0000	0.0000						
4	-4.5653	-0.2864	-0.2880	0.0000	0.0000	0.0004	-0.0001	-0.0001
0.0000	0.0000	0.0000						
5	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0001
0.0000	0.0000	0.0000						
6	0.0000	0.0000	-0.3299	0.0000	-0.0012	0.0009	0.0000	-0.0001
0.0015	0.0000	0.0000						
7	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0001
0.0000	0.0000	0.0000						
8	-3.5665	0.0000	-0.3011	0.0000	0.0000	0.0002	0.0000	-0.0001
0.0000	0.0000	0.0000						
9	-1.3799	-0.2216	-104.6517	0.0000	-0.0469	-0.0007	0.0000	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000						
10	-1.6290	-0.2256	-174.0806	0.0000	-0.0058	0.0006	0.0000	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000						
11	-1.8945	-0.2323	-115.1584	0.0000	0.0483	-0.0009	0.0000	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000						
12	0.0000	-0.1126	-27.8625	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.0004	0.0000	0.0000						

13	0.0000	-0.1124	-0.1661	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0001	-
0.0001	0.0000	0.0000							
14	-2.2827	-0.1432	-0.1440	0.0000	-0.0017	0.0000	0.0000	-0.0001	
-0.0001	0.0000	0.0000							
15	0.0000	0.0000	-0.1648	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0001	
0.0000	0.0000	0.0000							
16	-1.7832	0.0000	-0.1505	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0001	
0.0000	0.0000	0.0000							
17	-1.2209	0.0000	-101.6205	0.0000	-0.0452	-0.0006	0.0000	0.0000	
0.0000	0.0000	0.0000							
18	-1.2913	0.0000	-166.6278	0.0000	-0.0035	0.0006	0.0000	0.0000	
0.0000	0.0000	0.0000							
19	-1.3760	0.0000	-109.6442	0.0000	0.0460	-0.0008	0.0000	0.0000	
0.0000	0.0000	0.0000							
20	0.0000	-0.1208	-129.7737	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	
-0.0006	0.0000	0.0000							
21	0.0000	-0.1377	-197.1304	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	
-0.0014	0.0000	0.0000							
22	0.0000	-0.1344	-139.4226	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	
-0.0011	0.0000	0.0000							
23	0.0000	-0.1381	-30.2945	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	
-0.0003	0.0000	0.0000							
24	0.0000	-0.2248	-0.3323	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	
0.0001	0.0000	0.0000							
25	0.0000	-0.0731	-16.6853	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0001	0.0000	
-0.0100	0.0000	0.0000							
26	0.0000	-0.0722	-117.2031	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0001	0.0000	
-0.0103	0.0000	0.0000							
27	0.0000	-0.0792	-183.0181	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0001	0.0000	
-0.0110	0.0000	0.0000							
28	0.0000	-0.0786	-125.8381	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0001	0.0000	
-0.0108	0.0000	0.0000							
29	0.0000	-0.0902	-17.4453	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0001	0.0000	
-0.0109	0.0000	0.0000							
30	0.0000	-0.1579	-15.5294	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0001	0.0000	
0.0102	0.0000	0.0000							
31	0.0000	-0.1580	-119.2701	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	
0.0095	0.0000	0.0000							
32	0.0000	-0.1678	-188.0912	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	
0.0089	0.0000	0.0000							
33	0.0000	-0.1684	-129.7225	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	
0.0092	0.0000	0.0000							
34	0.0000	-0.0351	-0.0830	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0001	-
0.0001	0.0000	0.0000							
35	0.0000	-0.1897	-0.2491	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0001	-
0.0001	0.0000	0.0000							

36	-0.7129	-0.0447	-0.0715	0.0000	-0.0013	0.0000	0.0000	-0.0001
-0.0001	0.0000	0.0000						
37	-3.8524	-0.2417	-0.2164	0.0000	-0.0013	0.0000	0.0000	-0.0001
-0.0001	0.0000	0.0000						
38	0.0000	0.0000	-0.0824	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0001
0.0000	0.0000	0.0000						
39	0.0000	0.0000	-0.2471	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0001
0.0000	0.0000	0.0000						
40	-0.8916	0.0000	-0.0753	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0001
0.0000	0.0000	0.0000						
41	-2.6749	0.0000	-0.2258	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0001
0.0000	0.0000	0.0000						
42	-3.5673	0.0000	-0.3310	0.0000	0.0119	0.0004	0.0000	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000						
43	0.0000	-0.1817	-18.2722	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0001	0.0000
0.0108	0.0000	0.0000						

{NODAL DISPLACEMENTS}

<INTERNAL FORCES> Load Inc # 1 Iteration #102

1	1	0.000	162.165	90954.250	0.000	-0.009	0.000	0.000	0.000
334553.539		0.000	0.000						
34		0.000	-162.165	-90954.250	0.000	0.002	0.000	0.000	0.095 -
169200.271		0.000	0.000						
2	34	0.000	162.165	90954.250	0.000	-0.002	0.000	0.000	-0.095
169200.271		0.000	0.000						
13		0.000	-162.165	-90954.250	0.000	-0.005	0.000	0.000	0.000
0.000		0.000	0.000						
3	13	0.000	162.165	90954.250	0.000	0.005	0.000	0.000	0.000
0.000		0.000	0.000						
35		0.000	-162.165	-90954.250	0.000	-0.011	0.000	0.000	-0.095
169200.271		0.000	0.000						
4	35	0.000	162.165	90954.250	0.000	0.011	0.000	0.000	0.095 -
169200.271		-0.021	-6.914						
2		0.000	-162.165	-90954.250	0.000	-0.018	0.000	0.000	0.000
334553.540		0.021	-13.939						
5	3	10783.878	207.721	77971.684	0.000	21745735.921	0.000	0.000	
0.000		426609.300	480.178	63370.862					
36		-10783.878	-207.721	-77971.684	0.000	-10906277.112	0.000	0.000	
39.386		-215404.213	-480.178	-33497.80					
6	36	10783.878	207.721	77971.684	0.000	10906277.112	0.000	0.000	-
39.386		215404.213	361.481	-46674.805					
14		-10783.878	-207.721	-77971.684	0.000	0.005	0.000	0.000	
0.000		0.000	-361.481	56775.821					
7	14	10783.878	207.721	77971.684	0.000	-0.005	0.000	0.000	
0.000		0.000	-361.481	-56775.822					
37		-10783.878	-207.721	-77971.684	0.000	10906277.121	0.000	0.000	-
39.386		215404.213	361.481	46674.804					
8	37	10783.878	207.721	77971.684	0.000	-10906277.121	0.000	0.000	
39.386		-215404.213	-478.919	33915.303					
4		-10783.878	-207.721	-77971.684	0.000	21745735.930	0.000	0.000	
0.000		426609.296	478.919	-62529.052					
9	5	0.000	0.000	90228.005	0.000	0.000	0.000	0.000	
0.000		0.000	0.000	0.000					
38		0.000	0.000	-90228.005	0.000	0.000	0.000	0.000	-
0.006		0.000	0.000	0.000					

10 38	0.000	0.000	90228.005	0.000	0.000	0.000	0.000	
0.006	0.000	0.000	0.000					
15	0.000	0.000	-90228.005	0.000	0.000	0.000	0.000	-
2.982	0.000	0.000	0.000					
11 15	0.000	0.000	90228.005	0.000	0.008	0.000	0.000	
2.982	0.001	-0.269	-89.139					
39	0.000	0.000	-90228.005	0.000	0.017	0.000	0.000	-
1467.113	0.002	0.269	-179.706					
12 39	-92209.059	-36965.691	90228.005	0.000	-30743631.050	0.000	0.000	
1467.113	-12331177.789	3261.253	540436.716					
6	92209.059	36965.691	-90228.005	0.000	-61465462.392	0.000	0.000	
0.000	-24634448.349	-3261.253	-5421806.987					
13 7	136037.614	0.000	81732.661	0.000	68055214.873	0.000	0.000	
0.000	-0.006	0.000	0.004					
40	-136037.614	0.000	-81732.661	0.000	68055214.856	0.000	0.000	
0.000	0.001	0.000	-0.007					
14 40	136037.614	0.000	81732.661	0.000	68055214.864	0.000	0.000	
0.000	-0.001	0.000	0.009					
16	-136037.614	0.000	-81732.661	0.000	68055214.864	0.000	0.000	
0.000	-0.004	0.000	-0.007					
15 16	136037.614	0.000	81732.661	0.000	68055214.864	0.000	0.000	
0.000	0.004	0.000	0.000					
41	-136037.614	0.000	-81732.661	0.000	68055214.864	0.000	0.000	
0.000	-0.009	0.000	0.008					
16 41	136037.614	0.000	81732.661	0.000	68055214.785	0.000	0.000	
0.000	0.009	-1.370	-454.319					
8	-136037.614	0.000	-81732.661	0.000	68055214.943	0.000	0.000	
0.000	0.031	1.370	-915.823					
17 6	0.000	-543.001	15473.057	-0.147	0.000	0.000	0.000	
0.000	24634448.349	-0.158	-249.098					
25	0.000	543.001	-15473.057	-0.242	0.000	0.000	5001.963	
0.000	6301936.176	0.158	-64.972					
18 25	0.000	-543.001	4949.457	0.064	0.000	0.000	-5001.963	
0.000	-6301936.176	0.041	64.972					
12	0.000	543.001	-4949.457	0.039	0.000	0.000	341.066	
0.000	16194315.627	-0.041	17.288					
19 12	0.000	-543.001	-5574.143	0.006	0.000	0.000	-341.066	
0.000	-16194315.627	-0.012	-17.288					
30	0.000	543.001	5574.143	0.012	0.000	0.000	-7346.018	
0.000	5053172.595	0.012	-5.851					
20 30	0.000	-543.001	-16097.743	0.000	0.000	0.000	7346.018	
0.000	-5053172.595	0.006	5.851					
24	0.000	543.001	16097.743	-0.001	0.000	0.000	-82.428	
0.000	-27052671.756	-0.006	6.644					
21 24	-0.019	-543.001	-16097.743	0.033	0.000	0.000	82.428	
0.000	27052671.756	-591.804	-6.644					
2	0.019	543.001	16097.743	0.065	0.000	0.000	0.000	
0.000	-27133160.326	591.804	-2952.375					
22 17	-103375.795	485.498	31046.358	101532254.596	0.000	0.000	36111.065	
0.000	52063137.077	162173.721	109959162.256					
26	103375.795	-485.498	-31046.358	105210293.608	0.000	0.000	12585.416	0.000
10068757.709	-162173.721	-188216527.804						
23 26	-83.781	485.499	10541.358	98992.690	0.000	0.000	-12585.452	0.000
-10068757.892	141264.963	188216422.937						
20	83.781	-485.499	-10541.358	69834.867	0.000	0.000	-219.159	
0.000	31156659.083	-141264.963	94776396.220					
24 20	78.232	485.499	-9963.642	-62486.467	0.000	0.000	219.159	0.000
-31156659.083	-144906.965	-94776396.220						
31	-78.232	-485.499	9963.642	-95268.482	0.000	0.000	-11784.685	
0.000	11225036.754	144906.965	-195479269.825					
25 31	117842.694	485.500	-30468.633	-119532419.283	0.000	0.000	11784.688	
0.000	-11225031.693	-171986.159	195479258.631					

9	-117842.694	-485.500	30468.633	-116143797.951	0.000	0.000	45211.212
0.000	-49757371.670	171986.159	-124079242.186				
26 18	-108314.405	339.250	31462.113	105981372.104	0.000	0.000	-5720.543
0.000	53657955.349	120072.401	25158198.083				
27	108314.405	-339.250	-31462.113	110633784.798	0.000	0.000	13195.949
0.000	9319860.427	-120072.401	-238884011.664				
27 27	-114.854	339.258	10957.109	133442.280	0.000	0.000	-13196.109
0.000	-9319858.756	180144.933	238883572.430				
21	114.854	-339.258	-10957.109	97908.739	0.000	0.000	-536.978
0.000	31237823.462	-180144.933	122033086.075				
28 21	92.738	339.258	-9547.891	-71194.313	0.000	0.000	536.978
0.000	-31237823.462	-188344.407	-122033086.075				
32	-92.738	-339.258	9547.891	-115918.873	0.000	0.000	-10749.888
0.000	12139631.341	188344.407	-255185642.868				
29 32	139307.623	339.261	-30052.869	-141203785.112	0.000	0.000	10749.920
0.000	-12139618.651	-110619.392	255185543.389				
10	-139307.623	-339.261	30052.869	-137397074.376	0.000	0.000	17282.445
0.000	-48040559.918	110619.392	-18512410.900				
30 19	-115591.557	861.400	31353.868	113136686.606	0.000	0.000	139341.031
0.000	53092715.121	184914.991	120467526.953				
28	115591.557	-861.400	-31353.868	118036095.955	0.000	0.000	14078.249
0.000	9671136.495	-184914.991	-225427964.668				
31 28	-99.651	861.411	10848.787	115817.180	0.000	0.000	-14078.402
0.000	-9671088.688	174409.263	225427492.352				
22	99.651	-861.411	-10848.787	84900.015	0.000	0.000	-463.281
0.000	31379365.863	-174409.263	123930268.826				
32 22	109.411	861.411	-9656.213	-84602.643	0.000	0.000	463.283
0.000	-31379365.863	-199786.471	-123930268.829				
33	-109.411	-861.411	9656.213	-136112.596	0.000	0.000	-13075.187
0.000	12059299.623	199786.471	-276280430.321				
33 33	159219.377	861.422	-30161.133	-162481713.924	0.000	0.000	13075.280
0.000	-12059252.102	-192954.931	276279946.466				
11	-159219.377	-861.422	30161.133	-155943490.905	0.000	0.000	214315.745
0.000	-48356440.094	192954.931	-110696583.595				
34 8	-141079.019	-1513.052	16025.361	136770702.716	0.000	0.000	0.329
0.000	26241753.530	289259.014	258344631.777				
29	141079.019	1513.052	-16025.361	145363698.717	0.000	0.000	18615.197
0.000	5943139.512	-289259.014	-254311322.101				
35 29	-162.876	-1513.054	5501.755	192435.210	0.000	0.000	-18615.132
0.000	-5943135.203	195659.280	254311329.552				
23	162.876	1513.054	-5501.755	135787.709	0.000	0.000	-484.482
0.000	16926679.232	-195659.280	137960633.322				
36 23	218.319	-1513.054	-5021.845	-174316.145	0.000	0.000	484.482
0.000	-16926679.232	-223979.895	-137960633.323				
43	-218.319	1513.054	5021.845	-265686.192	0.000	0.000	-106599.181
0.000	6900842.720	223979.895	-311376313.163				
37 43	169739.614	-1513.056	-15545.435	-178970621.700	0.000	0.000	106601.234
0.000	-6900834.345	-355156.287	311375742.525				
4	-169739.614	1513.056	15545.435	-160476900.660	0.000	0.000	1.553
0.000	-24427868.887	355156.287	-313881412.166				
38 6	-604398.231	277.274	68827.826	253679.675	61465267.373	-16.857	0.000
0.000	0.000	-24682.472	-1397317.789				
17	604398.231	-277.274	-68827.826	376027.170	32148369.484	-1569101.329	0.000
0.000	0.000	24682.472	-62477090.327				
39 17	-501022.494	63.434	26199.656	84631.593	-32148426.017	1569127.150	0.000
0.000	0.000	-29000.738	-47483729.186				
18	501022.494	-63.434	-26199.656	57134.600	58415217.165	-1660263.992	0.000
0.000	0.000	29000.738	-15876591.013				
40 18	-392708.382	-45.575	-16844.752	-42804.933	-58415526.952	1660254.224	0.000
0.000	0.000	-24697.606	-9287941.628				
19	392708.382	45.575	16844.752	-60689.223	42871835.303	-1479386.140	0.000
0.000	0.000	24697.606	-48293540.315				

41	19	-277102.060	365.410	-59845.329	490494.429	-42918130.027	1475156.107	0.000
0.000		0.000	-28189.183	-72182855.363				
	42	277102.060	-365.410	59845.329	337568.444	-60969589.102	-5874.787	0.000
0.000		0.000	28189.183	-1365527.371				
42	42	-260008.248	-665.707	-897.581	-2046.678	57347539.525	9937.303	0.000
0.000		0.000	14.088	156.333				
	8	260008.248	665.707	897.581	-1281.858	-57340084.976	-80.149	0.000
0.000		0.000	-14.088	-49.900				
43	2	-596893.571	-380.836	68929.444	-361406.151	61490425.888	-8.367	0.000
0.000		0.000	26291.573	1416266.618				
	9	596893.571	380.836	-68929.444	-499382.653	31307152.820	-1767864.085	0.000
0.000		0.000	-26291.573	67946280.398				
44	9	-479050.858	104.665	26878.862	147517.647	-31307203.211	1767870.057	0.000
0.000		0.000	30638.135	56132979.084				
	10	479050.858	-104.665	-26878.862	86888.280	58401236.985	-2083775.125	0.000
0.000		0.000	-30638.135	16647963.132				
45	10	-339743.082	443.927	-14756.000	419197.273	-58401159.039	2083777.926	0.000
0.000		0.000	20895.007	1863016.393				
	11	339743.082	-443.927	14756.000	578475.507	45167784.753	-2057067.807	0.000
0.000		0.000	-20895.007	60002663.899				
46	11	-180523.555	1305.331	-56499.082	1591833.433	-45167696.100	2057072.078	0.000
0.000		0.000	34297.730	50690750.491				
	4	180523.555	-1305.331	56499.082	1319269.817	-61003752.169	-9.628	0.000
0.000		0.000	-34297.730	3703938.665				

{INTERNAL FORCES}

<9_NODED_PRINCIPAL_MEMBRANE_FORCES> Load Inc # 1 Iteration #102
 {9_NODED_PRINCIPAL_MEMBRANE_FORCES}

.
 .
 .
 .
 .
 .

<TEMPERATURES> Load Increment # 99

1	99.619	99.619	99.619	99.619	99.619	497.715	497.715	497.715
	656.953	656.953	656.953	656.953	656.953			
2	656.953	656.953	656.953	656.953	656.953	656.953	656.953	656.953
	656.953	656.953	656.953	656.953	656.953			

{TEMPERATURES}

CPU TIME=