



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



INVESTIGAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE UM PÓRTICO 3D PARCIALMENTE PROTEGIDO EM INCÊNDIO

ANA CAROLINA TONIDANDEL ANDRADE

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, setembro de 2005.

A553i Andrade, Ana Carolina Tonidandel.
Investigação numérica do comportamento estrutural de um pórtico 3D
parcialmente protegido em incêndio[manuscrito]. / Ana Carolina Tonidandel
Andrade. - 2005.
xx, 119f. : il., graf., tabs.

Orientador: Prof. Dr. Antônio Maria Claret de Gouvêia.

Área de concentração: Construção Metálica.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Ouro Preto. Escola
de Minas. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós Graduação
em Engenharia Civil.

1. Estruturas metálicas - Teses. 2. Pórticos estruturais - Teses. 3.
Construção a prova de fogo - Teses. 4. Resistência (engenharia) – Teses. 5.
Análise numérica. I.Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas.
Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-graduação em
Engenharia Civil. II.Título.

CDU: 624.014

Catálogo: sisbin@sisbin.ufop.br

*“Criar, projetar, modelar, construir...
Ter nas mãos o sentido do belo, do perfeito.
Ver nas obras o retrato do meu desejo.
Quero contemplar a minha escolha.
Quero viver intensamente meu destino.
Na simplicidade de um traço vejo meu
sonho, na mais leve cor, o início de minha
jornada. Parece começar aqui mais um
retrato, um quadro de nossas vidas.”*

(Autor desconhecido)

À minha família, alicerce perfeito
Ao André Luís “*Dezinho*”, meu amor
Ao Prof. Claret, orientador

AGRADECIMENTOS

À Deus pelo Dom da vida, que sempre me guiou e carregou-me no colo quando mais precisei, fonte de amor, paz e luz;

Aos meus pais, Antônio José e Maria, pelo amor, apoio, confiança, dedicação e diálogo;

Aos meus irmãos, Andréa, Adriana e Júnior, grandes irmãos e amigos, e à Meg;

Ao meu namorado Dezinho pelo amor, amizade, companheirismo, paciência, força e apoio constantes: EU TE AMO!;

Ao professor Antonio Maria Claret pela oportunidade, orientação e credibilidade;

À Ana Amélia, amiga, irmã e companheira, pela amizade sempre presente;

À Tia Preta, presença constante em minha vida, pelos conselhos, amor, carinho e paciência;

Às amigas Jussara, Dani, Ana Cristina, Gê, Gláucia, Melissa, “coelhinhas e diretores”, pelos momentos de alegria e de festa;

À toda galera do mestrado, meus novos amigos: Paulo, Cereno, Flávia, Katita, Fernando, Anderson, Flávio, Cristiano, Domênica, Kneipp, arquitetas e o pessoal da geotecnia;

Aos companheiros do LARIn: Aldo, Marcelo, e em especial ao Flávio pela grande ajuda ao longo dessa jornada;

À Róvia, pela disposição de sempre ajudar;

À Fundação Gorceix, pelo apoio financeiro.

RESUMO

O presente trabalho descreve uma investigação do comportamento de estruturas de aço típicas de edifícios de andares múltiplos, parcialmente protegidas, em situação de incêndio, com o objetivo de identificar mecanismos de interação estrutural capazes de influir na resistência ao fogo global da estrutura. Foi feito um estudo em um pórtico tridimensional, sujeito ao incêndio-padrão, no qual foram considerados três tipos de carregamentos: carga permanente e 20%, 40% e 60% da sobrecarga de utilização, combinados com quatro diferentes alternativas de proteção parcial ao fogo da estrutura. O efeito da hiperestaticidade em incêndios compartimentados é estudado, determinando-se a temperatura de colapso global da estrutura. A metodologia empregada tem como base o emprego do MEF tanto na definição da distribuição das temperaturas na seção transversal (TASEF) quanto na determinação da resposta estrutural em incêndio (VULCAN). Os resultados permitiram identificar alguns dos mecanismos de interação estrutural mais frequentes na definição da resistência ao fogo final da estrutura, o que permitiu a proposição de técnicas de proteção passiva parcial aplicáveis. Resultados numéricos, conclusões e sugestões de investigações futuras são apresentados.

ABSTRACT

The present work describes an investigation of the behaviour of typical multi-stories buildings steel structures partially protected in fire situation. The main objective of the investigation is to identify mechanisms of structural interaction capable to influence on structure's resistance in fire. The study considered a three-dimensional frame subjected to the standard fire and to three loadings: permanent load plus 20%, 40% and 60% of the live loads, combined with four different alternatives of partial protection. The finite element method is used through VULCAN, the code used for structural analyses in fire, and TASEF, the code used for heat transfer. The results allowed to identify some of the more frequent mechanisms of structural interaction defining the global structural fire resistance and indicate that partial fire protection may be a real alternative to economical fire protection of steel structures. Numerical results, conclusions and suggestions of future inquiries are presented.

SUMÁRIO

RESUMO.....	VI
ABSTRACT.....	VII
LISTA DE FIGURAS.....	XI
LISTA DE TABELAS.....	XVIII
LISTA DE SÍMBOLOS.....	XIX

Capítulo 1 – INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	1
1.2. CONCEITOS GERAIS SOBRE INCÊNDIO.....	2
1.3. INCÊNDIO REAL E INCÊNDIO-PADRÃO.....	3
1.4. EFEITOS DO INCÊNDIO NA ESTRUTURA DE AÇO.....	5
1.5. OBJETIVOS E METODOLOGIA.....	7
1.6. JUSTIFICATIVA.....	8
1.7. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	10

Capítulo 2 - ENSAIOS-PADRÃO E PROTEÇÃO PASSIVA

2.1. O ENSAIO-PADRÃO.....	17
2.1.1. Ensaio-padrão de vigas.....	18
2.1.2. Ensaio-padrão de pilares.....	18
2.1.3. Críticas aos ensaios-padrão.....	19
2.2. OS MÉTODOS SIMPLIFICADO E AVANÇADO DE ANÁLISE ESTRUTURAL.....	20
2.3. PROTEÇÃO PASSIVA.....	22
2.3.1. Proteção passiva parcial.....	24
2.4. TEMPERATURA CRÍTICA E FLECHA MÁXIMA.....	25

Capítulo 3 – ESTUDOS DE CASO

3.1. ESTRUTURA ANALISADA.....	27
3.2. REGIMES DE PROTEÇÃO PARCIAL.....	31
3.2.1. Regime sem proteção.....	31

3.2.2. Regime de proteção I.....	33
3.2.3. Regime de proteção II.....	34
3.2.4. Regime de proteção III.....	34
3.2.5. Regime de proteção IV.....	34
3.3. SÍNTESE SOBRE OS REGIMES DE PROTEÇÃO.....	37

Capítulo 4 – ANÁLISE NÃO-LINEAR À TEMPERATURA AMBIENTE

4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	38
4.2. COMPORTAMENTO DA ESTRUTURA À TEMPERATURA AMBIENTE.....	42
4.2.1. Comportamento sob carregamento total.....	44
4.2.2. Comportamento da estrutura sob os carregamentos de 20%, 40% e 60%.....	47
4.3. SÍNTESE DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL.....	52

Capítulo 5 – COMPORTAMENTO DA ESTRUTURA EM INCÊNDIO SEM PROTEÇÃO PASSIVA

5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	53
5.2. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL SOB O CARREGAMENTO DE 20% DA CARGA ACIDENTAL.....	54
5.3. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL SOB O CARREGAMENTO DE 40% DA CARGA ACIDENTAL.....	57
5.4. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL SOB O CARREGAMENTO DE 60% DA CARGA ACIDENTAL.....	60
5.5. SÍNTESE DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL.....	64

Capítulo 6 – COMPORTAMENTO DA ESTRUTURA EM INCÊNDIO COM PROTEÇÃO PASSIVA

6.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	66
6.2. REGIMES DE PROTEÇÃO.....	66
6.2.1. Regime de proteção I.....	66
6.2.2. Regime de proteção II.....	75
6.2.3. Regime de proteção III.....	83

6.2.4. Regime de proteção IV.....	91
6.3. SÍNTESE DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL.....	99
Capítulo 7 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES	
7.1. CONCLUSÕES.....	101
7.2. SUGESTÕES.....	103
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	105
ANEXO I.....	109

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO 1:

Figura 1.1 – Fases de desenvolvimento de um incêndio real.....	4
Figura 1.2 – Curva Incêndio-Padrão da Norma NBR 5628.....	5
Figura 1.3 – Diagrama tensão-deformação típica do aço-carbono a temperaturas elevadas.....	6

CAPÍTULO 2:

Figura 2.1 – Ensaio-padrão de vigas: cargas e condições de apoio.....	18
Figura 2.2 – Esquema do ensaio-padrão de pilares.....	19

CAPÍTULO 3:

Figura 3.1 – Modelo Analisado.....	28
Figura 3.2 – Posição dos perfis das colunas.....	28
Figura 3.3 – Dimensões dos perfis.....	28
Figura 3.4 – Distribuição de temperatura nas vigas sem proteção no instante $t = 6$ minutos do incêndio-padrão.....	32
Figura 3.5 – Distribuição de temperatura nos pilares não protegidos no instante $t = 6$ minutos do incêndio-padrão.....	32
Figura 3.6 – Distribuição de temperatura nos pilares parcialmente protegidos no instante $t = 6$ minutos do incêndio-padrão.....	33
Figura 3.7 – Distribuição de temperatura nas vigas principais parcialmente protegidas no instante $t = 6$ minutos do incêndio-padrão.....	34
Figura 3.8 – Distribuição de temperatura nas vigas parcialmente protegidas na alma no instante $t = 6$ minutos do incêndio-padrão.....	35
Figura 3.9a – Vigas VPX com as dimensões e diagramas de esforços.....	36
Figura 3.9b – Vigas VPY com as dimensões e diagramas de esforços.....	36
Figura 3.10 – Distribuição de temperatura nas vigas totalmente protegidas no instante $t = 6$ minutos do incêndio-padrão.....	36

CAPÍTULO 4:

Figura 4.1 – Elemento de viga-coluna do VULCAN com seus graus de liberdade em coordenadas locais e globais, (BAILEY, 1995).....	39
Figura 4.2 – Elemento de placa do VULCAN.....	40
Figura 4.3 – Graus de liberdade para o elemento de mola do VULCAN em coordenadas locais, (BAILEY, 1995).....	40
Figura 4.4 – Método de Newton-Raphson modificado.....	41
Figura 4.5 – Malha da seção transversal com os pontos nodais.....	42
Figura 4.6 – Cargas nodais.....	43
Figura 4.7 – Curva carga-deslocamentos verticais para os nós de topo das colunas.....	46
Figura 4.8 – Curva carga-deslocamentos verticais dos nós terços dos vãos de VSY.....	46
Figura 4.9 – Curva carga-deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas VPY.....	46
Figura 4.10 – Curva carga-deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas VSY.....	47
Figura 4.11 – Curva carga-deslocamentos verticais dos nós de topo das colunas sob 20% de carga acidental.....	47
Figura 4.12 – Curva carga-deslocamentos verticais dos nós de extremidade das vigas VSY sob 20% de carga acidental.....	48
Figura 4.13 – Curva carga-deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas VPY sob 20% de carga acidental.....	48
Figura 4.14 – Curva carga-deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas VSY sob 20% da carga acidental.....	49
Figura 4.15 – Curva carga-deslocamentos verticais dos nós de topo das colunas sob 40% de carga acidental.....	49
Figura 4.16 – Curva carga-deslocamentos verticais dos nós de extremidade das vigas VSY sob 40% de carga acidental.....	49
Figura 4.17 – Curva carga-deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas VPY sob 40% de carga acidental.....	50
Figura 4.18 – Curva carga-deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas VSY sob 40% da carga acidental.....	50
Figura 4.19 – Curva carga-deslocamentos verticais dos nós de topo das colunas sob 60% de carga acidental.....	50

Figura 4.20 – Curva carga-deslocamentos verticais dos nós de extremidade das vigas VSY sob 60% de carga acidental.....	51
Figura 4.21 – Curva carga-deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas VPY sob 60% de carga acidental.....	51
Figura 4.22 – Curva carga-deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas VSY sob 60% da carga acidental.....	51

CAPÍTULO 5:

Figura 5.1 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de topo das colunas.....	54
Figura 5.2 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de extremidade das vigas VSY.....	55
Figura 5.3 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós centrais das vigas VPY e VSY.....	56
Figura 5.4 – Curva temperatura-deslocamentos horizontais para os nós de extremidade das vigas VSY.....	57
Figura 5.5 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de topo das colunas.....	58
Figura 5.6 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de extremidade das vigas VSY.....	59
Figura 5.7 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós centrais das vigas VPY e VSY.....	59
Figura 5.8 – Curva temperatura-deslocamentos horizontais para os nós de extremidade das vigas VSY.....	60
Figura 5.9 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de topo das colunas.....	61
Figura 5.10 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de extremidade das vigas VSY.....	61
Figura 5.11 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós centrais das vigas VPY e VSY.....	62
Figura 5.12 – Curva temperatura-deslocamentos horizontais para os nós de extremidade das vigas VSY.....	63

Figura 5.13 – Deformação do pórtico para 60% do carregamento para 10 minutos de incêndio (regime sem proteção).....	63
---	----

CAPÍTULO 6:

Figura 6.1 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de topo das colunas.....	67
Figura 6.2 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de extremidade das vigas VSY.....	68
Figura 6.3 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós centrais das vigas VPY e VSY.....	68
Figura 6.4 – Curva temperatura-deslocamentos horizontais para os nós de extremidade das vigas VSY.....	69
Figura 6.5 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de topo das colunas.....	70
Figura 6.6 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de extremidade das vigas VSY.....	70
Figura 6.7 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós centrais das vigas VPY e VSY.....	71
Figura 6.8 – Curva temperatura-deslocamentos horizontais para os nós de extremidade das vigas VSY.....	71
Figura 6.9 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de topo das colunas.....	72
Figura 6.10 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de extremidade das vigas VSY.....	73
Figura 6.11 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós centrais das vigas VPY e VSY.....	73
Figura 6.12 – Curva temperatura-deslocamentos horizontais para os nós de extremidade das vigas VSY.....	74
Figura 6.13 – Deformação do pórtico para 60% do carregamento para 24 minutos de incêndio (regime I).....	74
Figura 6.14 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de topo das colunas.....	75

Figura 6.15 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de extremidade das vigas VSY.....	76
Figura 6.16 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós centrais das vigas VPY e VSY.....	77
Figura 6.17 – Curva temperatura-deslocamentos horizontais para os nós de extremidade das vigas VSY.....	77
Figura 6.18 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de topo das colunas.....	78
Figura 6.19 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de extremidade das vigas VSY.....	79
Figura 6.20 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós centrais das vigas VPY e VSY.....	79
Figura 6.21 – Curva temperatura-deslocamentos horizontais para os nós de extremidade das vigas VSY.....	80
Figura 6.22 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de topo das colunas.....	81
Figura 6.23 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de extremidade das vigas VSY.....	81
Figura 6.24 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós centrais das vigas VPY e VSY.....	82
Figura 6.25 – Curva temperatura-deslocamentos horizontais para os nós de extremidade das vigas VSY.....	82
Figura 6.26 – Deformação do pórtico para 60% do carregamento para 24 minutos de incêndio (regime II).....	83
Figura 6.27 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de topo das colunas.....	84
Figura 6.28 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de apoio de VSY.....	85
Figura 6.29 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós centrais das vigas VPY e VSY.....	85
Figura 6.30 – Curva temperatura-deslocamentos horizontais para os nós de apoio de VSY.....	85

Figura 6.31 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de topo das colunas.....	86
Figura 6.32 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de apoio de VSY.....	87
Figura 6.33 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós centrais das vigas VPY e VSY.....	87
Figura 6.34 – Curva temperatura-deslocamentos horizontais para os nós de extremidade das vigas VSY.....	87
Figura 6.35 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de topo das colunas.....	88
Figura 6.36 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de extremidade das vigas VSY.....	89
Figura 6.37 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós centrais das vigas VPY e VSY.....	89
Figura 6.38 – Curva temperatura-deslocamentos horizontais para os nós de extremidade das vigas VSY.....	90
Figura 6.39 – Deformação do pórtico para 60% do carregamento para 24 minutos de incêndio (regime III).....	90
Figura 6.40 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de topo das colunas.....	92
Figura 6.41 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de apoio de VSY.....	92
Figura 6.42 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós centrais das vigas VPY e VSY.....	92
Figura 6.43 – Curva temperatura-deslocamentos horizontais para os nós de extremidade das vigas VSY.....	93
Figura 6.44 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de topo das colunas.....	94
Figura 6.45 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de extremidade das vigas VSY.....	94
Figura 6.46 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós centrais das vigas VPY e VSY.....	95

Figura 6.47 – Curva temperatura-deslocamentos horizontais para os nós de extremidade das vigas VSY.....	95
Figura 6.48 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de topo das colunas.....	96
Figura 6.49 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de extremidade das vigas VSY.....	97
Figura 6.50 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós centrais das vigas VPY e VSY.....	97
Figura 6.51 – Curva temperatura-deslocamentos horizontais para os nós de extremidade das vigas VSY.....	98
Figura 6.52 – Deformação do pórtico para 60% do carregamento para 10 minutos de incêndio (regime IV).....	98

LISTA DE TABELAS

CAPÍTULO 3:

Tabela 3.1 – Propriedades dos perfis.....	28
Tabela 3.2 – Carregamento das vigas à temperatura ambiente.....	30
Tabela 3.3 – Fator de convecção e Emissividade para cada elemento do perfil.....	32
Tabela 3.4 – Condutividade térmica do material de proteção.....	33
Tabela 3.5 – Calor específico do material de proteção.....	33
Tabela 3.6 – Resumo dos regimes.....	36

CAPÍTULO 4:

Tabela 4.1 – Cargas nodais aplicadas na estrutura.....	43
Tabela 4.2 – Deslocamentos máximos nos nós mais notáveis da estrutura.....	48

LISTA DE SÍMBOLOS

LETRAS ROMANAS MAIÚSCULAS:

A = área da seção transversal do perfil

A_g = área bruta

E = módulo de elasticidade

EI = rigidez à flexão

I = momento de inércia

$[K_T]$ = matriz de rigidez tangente

$[\bar{K}_T]$ = matriz aproximada constante

$[K_T]_i^i$ = matriz correspondente à primeira iteração

$[K_T]^1$ = matriz correspondente a um passo inicial de carregamento

L = comprimento do vão das vigas

M = momento aplicado

P5 = pilar 5

P6 = pilar 6

P7 = pilar 7

P8 = pilar 8

R_d = resistência de cálculo

RPA = regime de proteção da alma

RPMI = regime de proteção da mesa inferior

RPT = regime de proteção total

S_d = sollicitação de cálculo

TRRF = tempo requerido de resistência ao fogo

VPX = vigas principais da direção de X

VPY = vigas principais da direção de Y

VSY = vigas secundárias da direção de Y

LETRAS ROMANAS MINÚSCULAS:

b_f = largura da mesa

d = altura da seção transversal do perfil

$$\frac{d^2u}{dz^2} = \text{equação da linha elástica}$$

h = altura da alma

q = fluxo de calor

t = tempo

t_f = espessura da mesa

t_w = espessura da alma

u = perímetro do elemento estrutural exposto ao incêndio

u_m = perímetro efetivo do material de proteção contra incêndio

LETRAS GREGAS MAIÚSCULAS:

Δ = variação, elevação

$\{\Delta P\}$ = vetor de forças nodais incrementais

Δt = intervalo de tempo

$\{\Delta u\}$ = vetor de incrementos dos deslocamentos nodais

$\Delta \delta$ = variação da flecha

LETRAS GREGAS MINÚSCULAS:

α = ângulo da tangente à linha elástica

β = coeficiente de transferência de calor por convecção (W/m^2K).

δ = flecha no centro do vão

ε = emissividade resultante

θ = temperatura

θ_a = temperatura do aço

θ_∞ = temperatura do ambiente em chamas (K).

θ_g = temperatura dos gases

σ = constante de Stefan-Boltzmann

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Os incêndios são eventos de grande poder destrutivo. A ocorrência de um incêndio em uma edificação expõe os seus usuários a grandes riscos de vida e, em geral, causa grandes perdas patrimoniais. Os objetivos fundamentais da segurança contra incêndio são minimizar o risco à vida e reduzir a perda patrimonial. Entende-se como risco à vida, a exposição severa dos usuários da edificação à fumaça, principal causa de mortes em um incêndio, ao calor e aos gases tóxicos, e o eventual desabamento de elementos construtivos sobre os usuários ou sobre a equipe de combate. Entende-se como perda patrimonial, a destruição parcial ou total da edificação e dos bens nela contidos, podendo causar danos a edifícios vizinhos e à infra-estrutura pública.

Um sistema de segurança contra incêndio consiste em um conjunto de meios ativos (detecção e alarme de calor ou fumaça, chuveiros automáticos, brigada contra incêndio, etc) e passivos (resistência ao fogo das estruturas, compartimentação, saídas de emergência, etc) que possam garantir a fuga dos ocupantes da edificação em condições de segurança, a minimização de danos às edificações adjacentes e à infra-estrutura pública e a segurança das operações de combate ao incêndio, quando essas forem necessárias.

Embora a preocupação principal de todas as regulamentações seja a preservação da vida humana, elas estabelecem que, em uma situação de incêndio, a edificação precisa ter sua estabilidade estrutural garantida por um tempo mínimo requerido. Uma vez perdida a estabilidade global, grande perda patrimonial pode ocorrer com o comprometimento de

edifícios vizinhos e do meio ambiente, quando o edifício contém materiais agressivos. O tempo requerido de resistência ao fogo, TRRF, especificado pela NBR 14432 (ABNT, 2000) como 30, 60, 90 ou 120 minutos, não é o tempo de escape dos ocupantes nem o tempo de resistência da estrutura, mas uma forma simples de classificar diferentes categorias de edificações.

O uso da proteção passiva é a forma mais simples de assegurar a estabilidade dos elementos estruturais e o seu dimensionamento tem o objetivo de evitar que os elementos estruturais atinjam temperaturas superiores à sua temperatura crítica. O custo da proteção passiva é elevado, cerca de 15 a 30% do custo total da construção. Na Europa, o principal componente do custo da proteção é o custo da mão de obra para aplicação, enquanto, no Brasil, o custo do próprio material de proteção é alto, o que constitui uma séria restrição ao uso do aço na construção civil (CLARET, 2000). Portanto, o desenvolvimento de alternativas técnicas para a redução do custo da proteção estrutural passa a ser necessário.

Uma vez que o custo da proteção passiva é elevado, o uso de novas tecnologias de segurança contra incêndio aumentará a competitividade do aço como material estrutural. WANG (1997) e CLARET *et al.* (1999) demonstram em seus trabalhos de pesquisa que a técnica de proteção parcial da estrutura oferece uma alternativa técnica para a elevação da competitividade do aço na construção civil. Por essa razão, a pesquisa desenvolvida estuda o efeitos de diversos arranjos de proteção parcial na interação estrutural em incêndio.

1.2. CONCEITOS GERAIS SOBRE INCÊNDIO

Os incêndios são fenômenos aleatórios que dependem de um grande número de parâmetros. Cada incêndio representa uma situação única, sendo a evolução da temperatura no tempo dependente de um número elevado de fatores que se inter-relacionam e são características de um determinado ambiente. Entre estes fatores destacam-se: quantidade, tipo e distribuição dos materiais combustíveis no interior do

recinto (carga de incêndio); grau de ventilação do ambiente; geometria da distribuição dos materiais combustíveis; forma do compartimento e características térmicas dos materiais constituintes do compartimento.

Todos os materiais de construção apresentam variações sensíveis de suas propriedades com a elevação da temperatura. A maioria dos materiais não estruturais se deteriora completamente sob o incêndio. O aumento da temperatura nos elementos estruturais, em consequência da ação térmica, causa redução de sua resistência e rigidez. Essa ação térmica é conhecida como a ação na estrutura descrita por meio do fluxo de calor, por radiação e por convecção, provocado pela diferença de temperatura entre os gases quentes do ambiente em chamas e os componentes da estrutura. A resistência ao fogo compreende a resistência mecânica (ou estabilidade), a estanqueidade e o isolamento, definidos no Capítulo 2, seção 2.3. O fluxo de calor é definido pela seguinte equação:

$$q = \sigma \varepsilon (\theta_a^4 - \theta_\infty^4) + \beta (\theta_a - \theta_\infty) \quad [\text{W/m}^2] \quad (1.1)$$

onde:

σ é a constante de Stefan-Boltzmann ($\text{W/m}^2\text{K}^4$);

ε é a resultante da emissividade (-);

θ_a é a temperatura do aço (K);

θ_∞ é a temperatura do ambiente em chamas (K);

β é o coeficiente de transferência de calor por convecção ($\text{W/m}^2\text{K}$).

1.3. INCÊNDIO REAL E INCÊNDIO-PADRÃO

Em um incêndio real em um compartimento distinguem-se três fases. Na primeira há uma gradual propagação do incêndio com importantes gradientes de temperatura no interior do compartimento. Na segunda há um rápido desenvolvimento do incêndio e as partes mais altas do compartimento são sujeitas a uma súbita ignição chamada “*flashover*” ou inflamação generalizada. Após o *flashover*, a temperatura dos gases

aumenta rapidamente, de cerca de 500°C até um valor de pico que pode exceder 1000°C. Nessa fase a temperatura praticamente não varia no interior do compartimento. Após essa fase, tem-se uma terceira, onde a temperatura cai, com a diminuição do combustível disponível, Figura 1.1. O desenvolvimento dessas fases em um incêndio real é muito difícil de se prever, sendo muito sensível à série de fatores citados na seção 1.2 e, por conveniência, adota-se uma curva de incêndio padrão, citada a seguir.

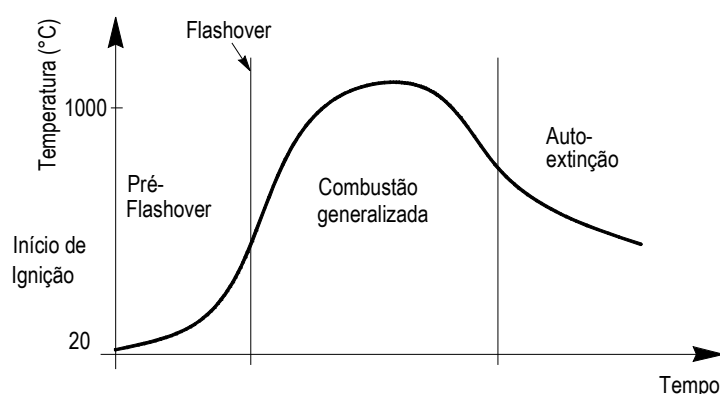


Figura 1.1 – Fases de desenvolvimento de um incêndio real.

Os primeiros ensaios de resistência ao fogo de elementos estruturais, realizados na Inglaterra e nos Estados Unidos no início do século XX, levaram a uma curva tempo-temperatura característica que ficou conhecida como Ensaio-Padrão ou Incêndio-Padrão. Embora não represente o desenvolvimento de um incêndio real, o incêndio-padrão é previsto em diferentes normalizações nacionais dos ensaios de resistência ao fogo e na norma NBR 5628 (ABNT, 1980), Figura 1.2.

A característica principal da curva do incêndio-padrão é de possuir apenas um ramo ascendente admitindo, portanto, que a temperatura dos gases seja sempre crescente com o tempo e independente das características do ambiente e da carga de incêndio. Logo convém ressaltar que essa curva não representa um incêndio real, sendo que qualquer resultado que a tenha por base deve ser analisado cuidadosamente, pois não corresponde ao comportamento real do incêndio ou das estruturas expostas ao fogo. Porém, por simplicidade, é comum utilizar a curva-padrão associada a tempos padronizados, com a finalidade de fornecer parâmetros de projeto.

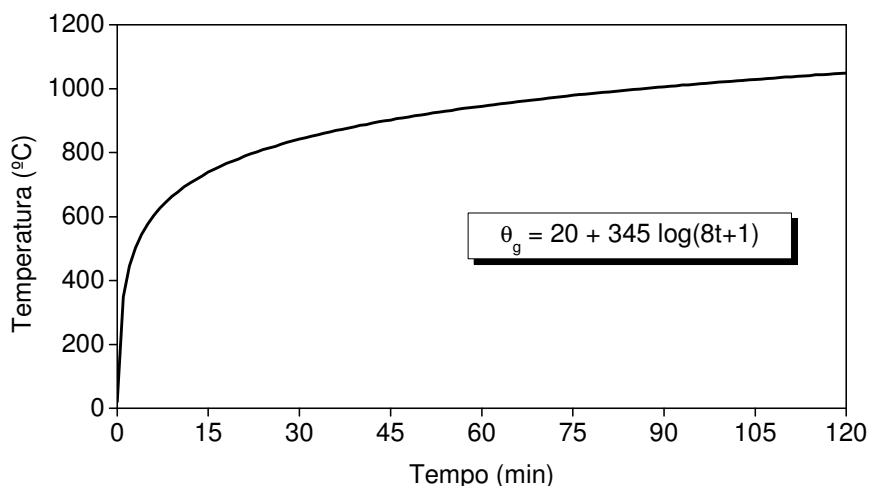


Figura 1.2 – Curva Incêndio-Padrão da Norma NBR 5628.

1.4. EFEITOS DO INCÊNDIO NA ESTRUTURA DE AÇO

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 o aço ASTM A36 indicado na Figura 1.3.

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 (ABNT, 1999) – “*Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio - 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 esforços solicitantes.

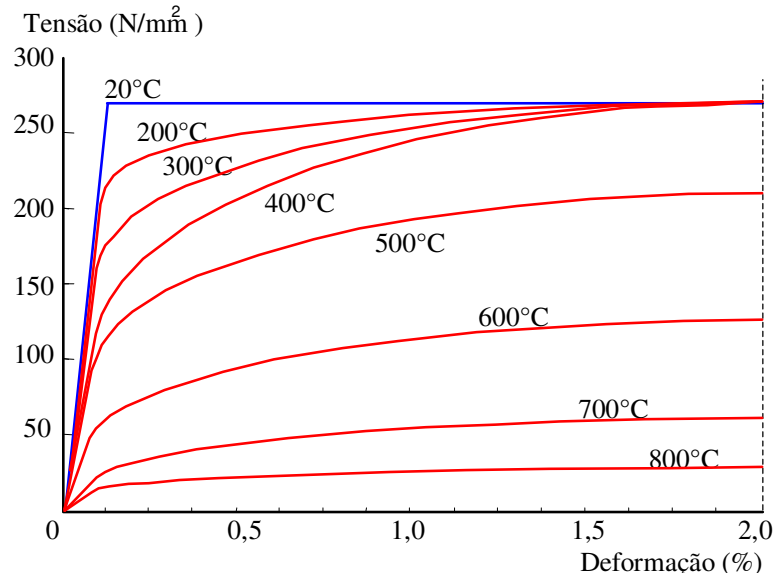


Figura 1.3 – Diagrama tensão-deformação típica do aço-carbono a temperaturas elevadas.

Na verificação da resistência ao fogo de elementos estruturais, a norma 14323 (ABNT, 1999) se baseia na curva tempo-temperatura mostrada na Figura 1.2, apresentada na seção anterior. Como já foi apresentado, essa curva não representa um incêndio em circunstâncias reais uma vez que considera inesgotável a carga de incêndio no compartimento, mantendo a temperatura monotonamente crescente durante o incêndio. A determinação de uma curva tempo-temperatura real 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. Portanto, o uso da curva incêndio-padrão é um modelo simplificado de incêndio adotado na verificação de estruturas. 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 maiores dimensões sob carregamentos que poderiam representar melhor as condições reais de utilização.

1.5. OBJETIVOS E METODOLOGIA

Esta pesquisa buscou identificar os diversos mecanismos de interação estrutural capazes de influir sobre a resistência ao fogo global da estrutura, com o objetivo de investigar o comportamento de estruturas de aço típicas de edifícios de andares múltiplos, parcialmente protegidas, em situação de incêndio compartimentado. Essas estruturas foram modeladas tridimensionalmente com o emprego do método dos elementos finitos.

O presente trabalho avalia a resistência ao fogo global de pórticos tridimensionais considerando o efeito da laje como proteção parcial e os diferentes arranjos de proteção parcial de vigas e pilares trabalhando em conjunto.

A análise da resposta estrutural em incêndio de estruturas tridimensionais é muito complexa. Tanto em incêndio natural como em incêndio padrão, estima-se uma distribuição não uniforme de temperatura na seção transversal do elemento estrutural e ao longo de seu comprimento, fazendo com que o centro de gravidade e o centro de cisalhamento percam o seu significado físico. Assim, o colapso estrutural pode ocorrer em razão de diversas combinações de fatores.

A metodologia empregada consiste no estudo de um pórtico tridimensional com dimensões usuais da prática da construção metálica, verificado conforme a norma NBR 8800 (ABNT, 1986). Então, admitindo-se um determinado cenário de incêndio correspondente ao incêndio-padrão, e considerando os três tipos de carregamento fornecidos pela norma NBR 14323 (ABNT, 1999) combinados com diferentes alternativas de proteção parcial da estrutura, são feitas as análises através do programa VULCAN (BAILEY, 1995).

Empregou-se o Método dos Elementos Finitos (MEF) tanto na definição da distribuição das temperaturas na seção transversal quanto na determinação da resposta estrutural. Através dos deslocamentos nodais, analisa-se os diversos mecanismos de interação estrutural ocorridos com o aumento de temperatura. O histórico de temperatura utilizado no VULCAN é fornecido pelo programa TASEF (STERNER *et al.*, 1990).

O TASEF é um software de análise térmica bidimensional baseado no método dos elementos finitos cuja principal função é descrever o histórico de temperaturas em uma estrutura submetida a um gradiente térmico que, neste caso, é decorrente do incêndio. Para a realização da análise, a seção transversal do perfil é modelada por uma malha de elementos finitos e o histórico de temperatura é fornecido para cada ponto nodal.

O TASEF foi empregado para a definição da distribuição das temperaturas na seção transversal do perfil de aço. Com ele é possível obter o histórico de temperatura em um perfil de aço considerando variáveis os seguintes parâmetros: as dimensões da seção transversal, a emissividade do perfil, as espessuras do material de proteção passiva, o tempo de duração do incêndio e o tipo de curva de incêndio. Um estudo mais detalhado do programa TASEF pode ser visto no trabalho de FERREIRA *et al.* (2005).

1.6. JUSTIFICATIVA

As desvantagens da tradicional avaliação do desempenho de estruturas de aço em situação de incêndio por meio de ensaios (como o alto custo envolvido, restrições devidas aos tamanhos dos fornos, variação das características dos fornos, etc.) tornam conveniente o uso de técnicas de modelagem numérica como um meio de se conduzir investigações fundamentais. Nesse domínio, os mais recentes desenvolvimentos da Engenharia Estrutural em Incêndio, particularmente voltados para as estruturas de edifícios de andares múltiplos, têm focalizado a viabilidade da proteção parcial de estruturas, CLARET *et al.* (1999).

A presente pesquisa se justifica como mais um passo de desenvolvimento de ferramentas avançadas para o projeto seguro em situação de incêndio e a otimização da relação segurança/custo em edifícios.

O desempenho das estruturas de aço em situação de incêndio deve ser pesquisado devido ao impacto do custo da proteção passiva na competitividade do aço como material estrutural frente ao concreto. Segundo perícias de incêndios reais, as

edificações têm grande resistência ao fogo. Apesar da deformabilidade excessiva verificada, o colapso por ruptura mecânica da estrutura não é comum. Se a reserva de resistência ao fogo nas edificações reais for quantificada com sucesso pelos modelos analíticos e métodos de projeto utilizados em estruturas de aço, a sua competitividade se eleva.

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

A análise de conjuntos formados por estruturas de aço e 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 resultados obtidos. Esses métodos têm em perspectiva os ganhos significativos na economia de proteção passiva estrutural. Entretanto, a simples adaptação de resultados pode ser insegura e, do ponto de vista científico, sofismática, (CORRÊA, 2004). 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.

1.7. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Avaliar a resistência ao fogo de toda a estrutura com base no comportamento de elementos isolados é antieconômico e, por isso, tem sido feito um grande esforço de pesquisa para a investigação do comportamento global das estruturas em incêndio.

Um dos primeiros trabalhos para análise de elementos de aço sob altas temperaturas foi proposto por WITTEVEEN (1967). Considerando a expansão térmica livre e a distribuição de temperatura uniforme nos elementos, a temperatura de colapso dos mesmos era estimada por meio de uma análise plástica onde a tensão de escoamento variava com a temperatura. Numa análise elasto-plástica perfeita, MARCHANT (1972) considerou a degradação tanto do módulo de elasticidade quanto da tensão de escoamento. Seu trabalho incluía também os efeitos da expansão térmica, além de uma variação linear da temperatura ao longo da seção transversal. Também numa análise elasto-plástica perfeita onde as curvas tensão-deformação decaíam com o aumento da temperatura, KNIGHT (1972) ressaltou os efeitos da restrição contra a expansão térmica na temperatura de falha da viga.

CULVER, OSSEMBRUGEN e AGGARWAL (CULVER, 1972, CULVER *et al.*, 1973, OSSEMBRUGEN *et al.*, 1973) fizeram um estudo de colunas de aço com carga axial, sujeitas a gradientes térmicos na seção transversal e ao longo do comprimento, usando o método de integração numérica de Newmark.

CHENG e MAK (1975) apresentaram um programa de elementos finitos para a análise de estruturas de aço planas em incêndio. Usando a mesma teoria, FURUMURA e SHINOHARA (1978) estudaram o comportamento de pilares isolados protegidos. KRUPPA (1979) desenvolveu um método analítico simplificado para determinar a temperatura crítica de vigas e vigas-colunas. Assumiu-se o comportamento elasto-plástico perfeito, com distribuição uniforme de temperatura em toda a estrutura. Um programa de elementos finitos onde eram modelados o pórtico de aço e a laje de concreto foi apresentado por IDING e BRESLER (1981); empregaram curvas de

tensão-deformação bilineares e elementos unidimensionais de dois nós para representar o pórtico e elementos bidimensionais de placa de três nós para laje.

O primeiro programa de elementos finitos para análise de pórticos planos a incluir a não-linearidade geométrica foi proposto por JAIN e RAO (1983). A análise em elementos finitos de BABA e NAGURA (1985), em que se levava em conta a não-linearidade física do material, derivada de experimentos, mostrou que esta não poderia ser ignorada.

Em 1985, pesquisadores da Universidade de Liege, Bélgica, juntamente com a ARBED Recherches, em Luxemburgo, desenvolveram um modelo em elementos finitos para análise plana de vigas mistas de aço e concreto (DOTREPPE *et al.*, 1985). Nesse modelo, a seção transversal era subdividida em faixas com valores de temperatura, tensões e deformações variando de uma faixa para outra. A versão do programa que possui a análise de pórticos planos mistos de aço e concreto chamada CEFICOSS, teve posteriores melhorias por pesquisadores da ARBED Recherches e da Universidade de Liege, que desenvolveram o programa SAFIR. Versões recentes do SAFIR permitem refinamentos na modelagem como análise de estruturas planas ou tridimensionais, fases de resfriamento da estrutura, além da inclusão da não-linearidade física e geométrica (DOTREPPE, 1996).

Visando estudar o comportamento bidimensional de pórticos de aço, EL-ZANATY e MURRAY (1983) desenvolveram um programa chamado INSTAF (Instability Analyses In Fire). Nesse programa, houve maior atenção à não-linearidade geométrica. SHARPLES (1987) adaptou esse programa para a análise de pilares sujeitos a gradientes térmicos ao longo de sua seção transversal e carregamentos excêntricos. OLAWALE e PLANK (1988) elaboraram uma análise por faixa de elementos finitos onde as curvas tensão-deformação-temperatura eram representadas com melhor aproximação por uma série de equações de Ramberg-Osgood. A análise levava em conta tensões residuais, carregamento excêntrico e flambagem local.

Continuando o desenvolvimento do INSTAF, SAAB (SAAB e NETHERCOT, 1991) estendeu o programa para incluir propriedades do material a elevadas temperaturas. Ele usou o programa para investigar o comportamento de subestruturas planas deslocáveis e indeslocáveis em situação de incêndio, assumindo vários tipos de aquecimento e esquemas de proteção.

O desenvolvimento introduzido por Saab no programa INSTAF teve continuidade nos trabalhos de NAJJAR (1994) e BAILEY (1995). NAJJAR incluiu a análise tridimensional a altas temperaturas, incorporando também características de deformação, procurando manter a análise não-linear. Tal programa é capaz de analisar ligações rígidas tridimensionais em estruturas de aço sem proteção. O trabalho de BAILEY estendeu sua capacidade para a análise com ligações semi-rígidas, inclusão dos efeitos de flambagem lateral por torção, e uso de elementos de casca para representar a laje, dando origem ao programa VULCAN. Este programa permite o uso de diferentes distribuições de temperatura na seção transversal, tendo sido utilizado com sucesso para analisar estruturas de edifícios de andares múltiplos em incêndio. Sua validação foi feita amplamente através dos resultados obtidos nos ensaios realizados em Cardington, BURGESS e PLANK (1999). Estes ensaios foram realizados nos anos de 1995 e 1996. A estrutura de aço de um edifício de oito andares sujeita aos ensaios foi construída nas instalações do Laboratório de Cardington, pertencente à Instituição Buildings Research Establishment.

Em incêndios compartimentados, como geralmente ocorre, a estrutura não sofre a ação do calor em sua totalidade, parte dela permanecendo a temperaturas relativamente baixas. As análises através do VULCAN demonstram e a observação experimental comprova, que *a subestrutura fria suporta a subestrutura quente* em face de um complexo mecanismo de redistribuição de esforços. Portanto, o modelamento tridimensional das estruturas permite explorar realisticamente a sua hiperestaticidade que gera temperaturas críticas (*utilizando um conceito global*) muito superiores às obtidas com o método simplificado de análise.

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 o que, combinado à técnica de superelementos, utilizados para discretizar as partes frias da estrutura, permitiu a análise da influência da hiperestaticidade na definição da resistência ao fogo global da estrutura (HUANG *et al.*, 1999).

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.

Os resultados mostraram 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. Outro resultado importante foi 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 1/15 do vão. Este 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.

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, tendo-o verificado, propôs um método próprio para a proteção parcial da estrutura.

No Brasil, SOUZA JR (1998) implementou uma análise em elementos finitos de pórticos planos de aço submetidos a altas temperaturas, usando um elemento de 2 nós e 3 graus de liberdade por nó. A formulação do elemento envolve grandes deslocamentos e pequenas deformações. Considerou-se não-linearidade geométrica com grandes deslocamentos, rotações moderadas e pequenas deformações elásticas, não-linearidade física com variação do módulo de elasticidade com a temperatura e distribuição uniforme de temperatura através da seção transversal e ao longo do comprimento do perfil.

Como um dos grandes problemas da construção em aço, no que tange à resistência ao fogo das estruturas, é o custo da proteção passiva, WANG (1997) propôs uma técnica de proteção parcial em vigas mistas, aplicada apenas à mesa inferior até a um quarto da altura da alma. Um programa, via MEF, avaliou a distribuição de temperatura na seção transversal composta. Segundo o autor, o uso da proteção parcial pode reduzir consideravelmente o custo total da proteção passiva.

CLARET *et al.* (1999) propõe uma técnica para redução do custo de proteção passiva que também consiste na proteção parcial de vigas mistas, mas em parte do vão. Com o emprego do programa VULCAN, foi possível prever a resposta de vigas mistas em situação de incêndio. Verificou-se que a temperatura da parte não protegida chegou a ser 50% mais alta que a temperatura da parte protegida. Com os resultados apresentados nestas análises, concluiu-se que, para perfis soldados, usuais no Brasil, uma economia de 20 a 30% no custo da proteção passiva pode ser alcançada, utilizando esta técnica de proteção parcial.

A técnica de proteção parcial no centro do vão de uma viga mista também foi examinada por COSTA (2001) em seus estudos paramétricos e resultou em economia de proteção passiva em relação a métodos convencionais. A técnica de proteção lateral

(no início e na extremidade do vão) pareceu ser mais econômica, mas deve ser observada a dificuldade de aplicação da proteção nas ligações. Já a proteção total não uniforme tem um custo mais elevado que as duas primeiras, estudadas por CLARET *et al.* (1999) e COSTA (2001). Resultados mostraram que a taxa de economia, entre a técnica de proteção parcial no centro do vão e de proteção total parece acentuar-se para vãos maiores que 6m. A análise do comportamento destas vigas mistas aço-concreto em situação de incêndio foi feita através do software VULCAN, baseado no método dos elementos finitos, levando a boas concordâncias com resultados citados na literatura. Este trabalho considerou ligações bi-rotuladas e semi-rígidas. A consideração de ligações semi-rígidas com o emprego do MEF permitiu verificar sua contribuição positiva na resistência ao fogo de vigas mistas.

Uma investigação da resistência ao fogo de pilares de aço isolados com extremidades bi-rotuladas, rotuladas-engastadas e bi-engastadas foi desenvolvida por CARVALHO (2002). Ele pesquisou relações paramétricas para o cálculo da temperatura crítica de pilares sem proteção pelo VULCAN. Curvas de resistência ao fogo foram obtidas para perfis não protegidos e parcialmente protegidos para condições de extremidades bi-rotuladas. Os resultados mostraram que para perfis não protegidos a temperatura crítica foi relativamente baixa. Já os perfis com proteção na parte central das barras tiveram um resultado inexpressivo na elevação da temperatura crítica.

Uma metodologia para análise do comportamento estrutural em incêndio de pilares de aço parcialmente protegidos foi desenvolvida por ANDRADE (2003). Foram considerados pilares isolados, de extremidades bi-rotuladas e constituídos de perfis laminados, e estudadas duas situações de carregamento (momento linear e momento constante, ou retangular). As respostas em termos de temperaturas críticas foram dadas pelo VULCAN, para os pilares com proteção passiva aplicada somente nas mesas do perfil. Distribuições de temperatura diferentes na seção transversal, simulando espessuras de proteção passiva diferentes, foram adotadas. Tempos de resistência ao fogo foram calculados. Os resultados apresentaram curvas de resistência ao fogo de uso prático e mostraram a viabilidade do uso da técnica de proteção parcial.

CORRÊA (2004) desenvolveu uma investigação do comportamento de estruturas típicas em aço de edifícios de andares múltiplos, 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. O efeito da hiperestaticidade em incêndios compartimentados foi investigado, determinando-se a temperatura crítica global da estrutura, quando o colapso local de elementos secundários é admitido. As análises foram feitas no VULCAN, que utiliza o método dos elementos finitos para obtenção da resposta estrutural em incêndio. Os resultados indicam que tempos de resistência ao fogo da ordem de 60min – 90min podem ser obtidos com um plano adequado de proteção parcial, quando a análise tridimensional é utilizada.

Atualmente está sendo desenvolvida no Laboratório de Análise de Risco em Incêndio, LARIn, da Universidade Federal de Ouro Preto, uma pesquisa sobre a investigação do dimensionamento de pilares de aço parcialmente protegidos em incêndio, dando continuidade aos trabalhos de CARVALHO (2002) e ANDRADE (2003). Neste estudo, curvas de dimensionamento são apresentadas para perfis usuais na construção metálica brasileira, dotados de proteção parcial nas mesas, em função da carga de colapso, do tempo de exposição ao fogo, da espessura da argamassa de proteção e da excentricidade da carga. A distribuição de temperaturas na seção transversal e a resposta estrutural da coluna são obtidos sempre com o emprego do Método de Elementos Finitos. As conclusões preliminares indicam a viabilidade do emprego da proteção parcial em pilares para atendimento dos requisitos usuais de resistência ao fogo o que pode significar economias da ordem de 50% do custo da proteção passiva de pilares.

CAPÍTULO 2

ENSAIOS-PADRÃO E PROTEÇÃO PASSIVA

2.1. O ENSAIO-PADRÃO

A resistência ao fogo definida na seção 3, item 3.10, da norma NBR 14323 (ABNT, 1999) se refere ao incêndio-padrão, definido pela norma NBR 5628 (ABNT, 1980). Portanto, deve-se entender como resistência ao fogo o tempo durante o qual um elemento estrutural, estando sujeito ao incêndio-padrão, não sofre colapso.

A maneira tradicional de se avaliar a resistência ao fogo de elementos estruturais de aço protegidos e não protegidos é por meio do ensaio-padrão. A finalidade deste ensaio é mostrar que um elemento é estável por um certo período de tempo, isto é, determinar o tempo que este elemento resiste ao fogo e a temperatura que ele atinge. Para elementos de aço protegidos, considera-se que estes são resistentes até alcançarem a temperatura de 550°C. Para elementos de aço parcialmente protegidos ou sem proteção, podem-se adotar outros critérios de falha, devendo-se nesse caso, além de medir as temperaturas, monitorar seu desempenho estrutural.

Os ensaios-padrão, descritos a seguir, têm algumas desvantagens como as limitações físicas impostas pelo tamanho e capacidade de carga dos fornos empregados o que impede o ensaio de elementos estruturais de maiores dimensões sob carregamentos que poderiam melhor representar as reais condições de utilização.

2.1.1. Ensaio-padrão de vigas

Para o ensaio de vigas, de acordo com a BS 476 Part 20 (1987), utiliza-se um elemento simplesmente apoiado, com 4 metros de vão, exposto diretamente ao fogo. O carregamento é formado por 4 cargas concentradas, aplicadas a aproximadamente 562,5 mm das extremidades em seções a 1125 mm de distância entre si, conforme ilustra a Figura 2.1.

A temperatura é elevada até que a flecha no centro da viga seja igual a $L/30$. O ensaio pode prosseguir até uma flecha máxima igual a $L/20$, desde que a taxa de deflexão atinja $L^2/(9000d)$, em mm/min, sendo L o comprimento do vão da viga e d a altura da seção.

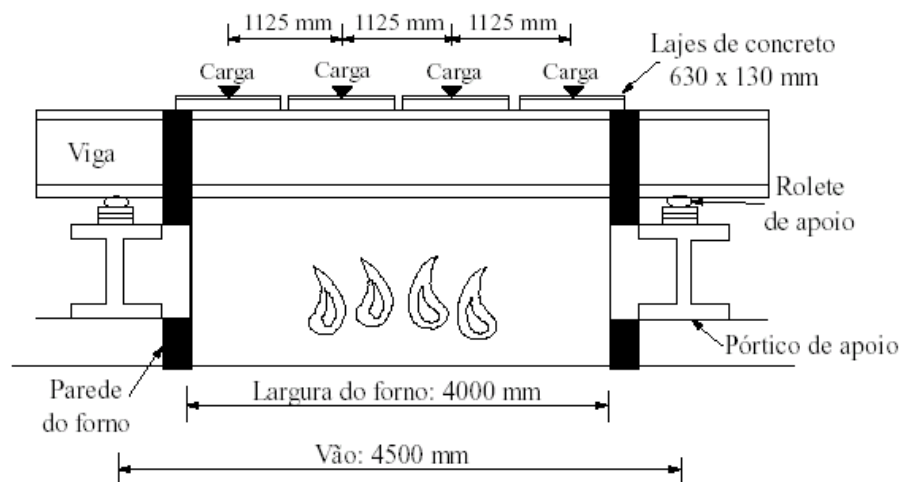


Figura 2.1 – Ensaio-padrão de vigas: cargas e condições de apoio.

2.1.2. Ensaio-padrão de pilares

Para o ensaio de pilares, utiliza-se um elemento isolado de 3 metros de comprimento, com as extremidades engastadas à rotação em blocos de concreto e sob carregamento constante.

Assim que a peça é aquecida, ela começa a se expandir, mas o subsequente aumento de ductilidade do material leva ao seu encurtamento. O ensaio é conduzido até que, após essa expansão inicial, a barra volte ao seu comprimento original, devido à perda de rigidez. A Figura 2.2 mostra o esquema do ensaio-padrão de pilares.

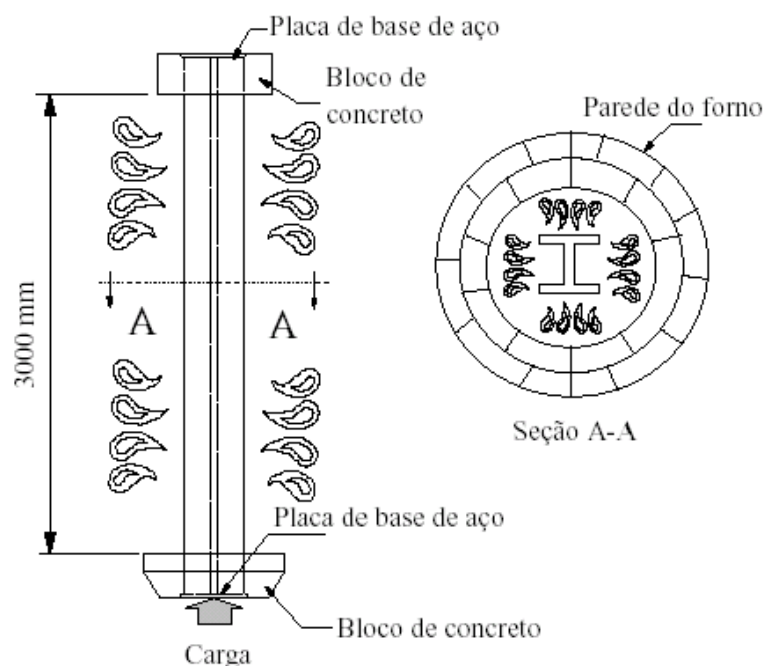


Figura 2.2 – Esquema do ensaio-padrão de pilares.

2.1.3. Críticas aos ensaios-padrão

Os ensaios-padrão descritos nas seções 2.1.1 e 2.1.2 confirmam a temperatura de colapso de vigas e pilares na faixa de 550°C. Esse valor ficou conhecido nos métodos simplificados de análise da estabilidade estrutural em incêndio como temperatura crítica, a temperatura máxima a ser evitada com o emprego da proteção passiva.

Os ensaios-padrão são muito conservadores na maioria das situações de uso dos elementos estruturais. O próprio ensaio de vigas mostra que a temperatura da mesa inferior totalmente exposta ao fogo é da ordem de 580°C a 630°C, ficando a mesa superior a uma temperatura menor. Por outro lado, as condições de vínculo dos

elementos estruturais reais, em geral, diferem significativamente dos elementos de viga bi-rotulados e dos elementos de pilares bi-engastados à rotação. Os elementos em edificações reais raramente são usados isoladamente, havendo restrições de extremidades, impostas pelo resto da edificação.

Os ensaios-padrão não permitem o uso de elementos estruturais de comprimentos da ordem de grandeza dos reais e utilizam carregamentos que não se verificam nas situações reais de incêndio. A limitação dos tamanhos dos fornos impede o ensaio de elementos de maiores dimensões que poderiam representar melhor as condições reais. Além disso, desprezam o efeito da hiperestaticidade, favorável à resistência ao fogo.

Os incêndios reais em edificações não seguem a curva de incêndio-padrão: eles evoluem de forma muito diferente. Soma-se a tudo isso o alto custo de tais ensaios, que inviabiliza economicamente a condução de ensaios para as diferentes combinações de tamanho e forma de seção.

Deve-se ressaltar, porém, a utilidade dos ensaios-padrão pela sua relativa simplicidade. Ainda são utilizados principalmente nas situações que exigem altos coeficientes de segurança, como edifícios altos, pontes e viadutos.

2.2. OS MÉTODOS SIMPLIFICADO E AVANÇADO DE ANÁLISE ESTRUTURAL

Na norma brasileira NBR 14323 (ABNT, 1999) há um procedimento para o dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio. Na seção 8 desta 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 avançados de análise estrutural e térmica.

A definição de resistência ao fogo dada pela NBR 14323: 1999 não se aplica aos métodos avançados. É uma definição aplicável apenas ao método simplificado. De fato, quando trata dos métodos avançados, no item 9.1, a norma afirma que os métodos avançados são aqueles que proporcionam *uma análise mais 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 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.

Quando se decidiu pelo incêndio-padrão, 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* da norma britânica BS 476: Part 20 (BSI, 1987). Assim, a formulação do método simplificado não poderia prescindir de resultados experimentais da resistência ao fogo de vigas e pilares. Portanto, vem a ser uma deficiência da norma brasileira a falta de base experimental no incêndio-padrão.

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.

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.

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 norma brasileira. 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 isolados.

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. Quanto mais sofisticado o modelo estrutural e quanto mais próximo da realidade for o modelo do incêndio, mais próximos serão os resultados analíticos e mais fiel será a temperatura de colapso da estrutura. Um estudo mais pormenorizado da comparação entre os métodos avançado e simplificado da norma brasileira pode ser visto no trabalho de CORRÊA (2004).

2.3. PROTEÇÃO PASSIVA

O aço é um material de boa condutividade térmica e atinge elevadas temperaturas mais rapidamente que outros tipos de materiais usados na estrutura de uma edificação. Assim, uma edificação construída em estrutura metálica, tal como outros materiais, exige também que se tenha um conjunto de medidas que vise a sua proteção contra incêndio. Esse conjunto de medidas pode ser classificado em proteção ativa e proteção passiva, sendo que o primeiro visa extinguir o incêndio quando ainda está na fase *pré-flashover*, e o segundo, que será usado neste trabalho, tem por objetivo evitar que a

estrutura entre em colapso por um determinado tempo e que o fogo não se alastre entre os compartimentos da edificação.

A norma NBR 14432 (ABNT, 2000) define a proteção ativa como um tipo de proteção contra incêndio ativada manual ou automaticamente em resposta aos estímulos provocados pelo fogo, composta basicamente das instalações prediais de proteção contra incêndio. A proteção passiva é definida pela mesma norma como um conjunto de medidas que, incorporadas ao sistema construtivo do edifício, se torna funcional durante o uso normal da edificação quando o incêndio se desenvolve, e que reage passivamente ao desenvolvimento do incêndio, isolando a estrutura contra o calor, garantindo a resistência ao fogo, fazendo com que ela resista por um tempo predeterminado ao incêndio sem sofrer danos devido à elevação de temperatura no ambiente e não permitindo que o fogo se espalhe, facilitando a saída das pessoas e a entrada do pessoal de combate ao incêndio.

Há casos em que é necessário envolver a estrutura com um material de proteção contra incêndio para que ela mantenha um certo tempo de resistência ao fogo sem entrar em colapso. A necessidade de utilização deste material e sua espessura dependem do balanço entre as proteções ativas e passivas usadas na edificação, juntamente com fatores externos tais como a proximidade de bombeiros profissionais e a altura do edifício. Neste trabalho, porém, toda atenção se volta apenas para o comportamento da estrutura como um todo ao ser utilizada a proteção passiva em vários regimes de proteção, descritos no Capítulo 3.

A proteção passiva é caracterizada pelos requisitos de isolamento, estanqueidade e integridade, sendo o isolamento a capacidade de um elemento construtivo de impedir a ocorrência, na face não exposta ao fogo, de aumento de temperatura média superior a 140°C ou aumento de temperatura em qualquer ponto superior a 180°C. A estanqueidade consiste na capacidade deste elemento de impedir a ocorrência de trincas ou outras aberturas, suficientes para permitir a passagem de chamas e gases quentes capazes de ignizar um chumaço de algodão. A integridade é a capacidade do elemento

(aplicável principalmente a elementos não estruturais) de não entrar em colapso nem apresentar trincas ou deformações excessivas, durante um incêndio.

Existem vários tipos de materiais que podem ser utilizados como proteção passiva contra incêndio. Eis alguns exemplos citados: argamassa projetada, que possui alta produção mas de aparência desagradável; tinta intumescente, de estética agradável mas baixa produção e alto custo; e mantas e placas rígidas cerâmicas, pouco práticas devido ao grau de dificuldade na aplicação.

2.3.1. Proteção passiva parcial

Como já foi descrito no Capítulo 1, seção 1.1, o uso da proteção passiva é a forma mais simples de assegurar a estabilidade dos elementos estruturais, porém seu custo é elevado. Então torna-se necessário o desenvolvimento de alternativas técnicas para a redução do custo da proteção estrutural, e a proteção passiva parcial é uma delas.

A técnica de proteção passiva parcial de estruturas de aço tem como base o fato de a distribuição de tensões nos elementos estruturais ser não uniforme, devido à não uniformidade da distribuição de temperaturas no compartimento e ao ataque não uniforme do fogo sobre a peça. Com o emprego de programas de análise do comportamento estrutural em incêndio usando o método dos elementos finitos, a distribuição das máximas tensões em um elemento estrutural pode ser conhecida, dimensionando-se a sua proteção em seguida. Em consequência, as partes de um perfil em que as tensões provocadas pela elevação de temperatura são insuficientes para ultrapassar a resistência mecânica do material, degradada pela elevação de temperatura, podem dispensar a proteção passiva.

A aplicabilidade da técnica de proteção passiva parcial depende, entre outros, de fatores econômicos diversos. Em geral, o emprego dessa técnica deve inserir-se em um contexto de automação da produção de estruturas de aço. Por outro lado, o ganho na economia de material de proteção passiva deve superar a eventual elevação de custos

com a mão-de-obra. PLANK *et al.* (2001) mostraram a possibilidade de reduzir a proteção contra incêndio nos pisos mistos de edifícios, criando painéis de laje nos quais as vigas do contorno, conhecidas também como vigas principais, fossem protegidas, e dispensando a proteção nas vigas internas, também chamadas de secundárias.

2.4. TEMPERATURA CRÍTICA E FLECHA MÁXIMA

A elevação de temperatura num perfil em situação de incêndio é provocada pela quantidade de calor a ele transferida. A transmissão de calor em um elemento estrutural sem proteção ocorre, principalmente, por radiação e por convecção e é influenciada pela razão entre a área superficial exposta ao calor e a massa do perfil. Quanto menor a massa do perfil em relação à área superficial, mais rápida será a elevação de temperatura do perfil. Esta relação 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. Em um elemento protegido, a transmissão de calor ocorre através da condução entre o material de proteção e o aço e o fator de massividade é dado por u_m/A , onde u_m é o perímetro efetivo do material de proteção contra incêndio e A é área da seção transversal.

A temperatura crítica de um elemento estrutural é definida como aquela em que a peça já não possui reserva de resistência. O ensaio de vigas simplesmente apoiadas em fornos obedece a requisitos estabelecidos na norma britânica BS 476 Part 20 (1987), como descrito na seção 2.1.1. Tal norma considerava, até 1985, a temperatura crítica como aquela correspondente a uma flecha máxima igual a 1/30 do vão. Posteriormente, a BS 476 revisada em 1987 passou a admitir que o ensaio prosseguisse até uma flecha máxima igual a 1/20 do vão desde que a taxa de variação da flecha $\Delta\delta/\Delta t$ 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 milímetro, e t o tempo decorrido desde o início do aquecimento, em minuto (COSTA, 2001).

Uma taxa de deformação igual ou menor que a dada acima, suposta constante, indica que a flecha de $1/20$ do vão seria atingida em no mínimo 15 minutos após a flecha de $1/30$ do vão. Verifica-se que essa limitação é apenas de ordem prática para garantir a segurança do forno e dos aparatos de medição. Conclui-se que, para simulações do ensaio-padrão através da aplicação do método de elementos finitos, essa restrição não necessita ser aplicada e a temperatura crítica pode ser definida em função de uma flecha máxima arbitrariamente escolhida. Entretanto, nesse trabalho adota-se a temperatura crítica como aquela que corresponde a uma flecha máxima igual a $1/20$ do vão no centro do mesmo, para vigas isoladas.

CAPÍTULO 3

ESTUDOS DE CASO

3.1. ESTRUTURA ANALISADA

Para desenvolvimento desta pesquisa, foi utilizado um módulo de estrutura em aço, típico dos edifícios de andares múltiplos para fins comerciais. O estudo foi feito em um módulo isolado, sem continuidade no plano das vigas e no plano dos pilares. Trata-se de uma estrutura tridimensional de aço com dimensões em planta de 9m x 9m e altura de 4 metros. A estrutura é constituída de seis vigas – sendo quatro vigas principais ligando as extremidades dos pilares e duas vigas secundárias que têm apoios em duas vigas principais – e quatro colunas rotuladas na base, Figura 3.1. O pórtico foi discretizado em 80 elementos finitos, num total de 82 pontos nodais. Somente os nós mais notáveis da estrutura serão aqui representados, Figura 3.1. Os elementos estruturais usados são perfis do tipo I, soldados, Tabela 3.1, dimensionados de acordo com a NBR 8800 (ABNT, 1986) pelo programa DESMET, versão 2.05, desenvolvido pelo Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa. A Figura 3.2 indica a posição dos perfis das colunas, a fim de mostrar os eixos de maior e menor inércia do perfil. As dimensões apresentadas na Tabela 3.1 são mostradas na Figura 3.3.

Nota-se pela Figura 3.1 que as vigas principais são denotadas por VPX (vigas principais situadas na direção de X) e VPY (vigas principais situadas na direção de Y). As vigas secundárias são denotadas por VSY, já que se encontram na direção de Y. Os pilares são denotados por P5, P6, P7 e P8, de acordo com a posição dos nós de topo. Essa denotação visa facilitar as referências aos elementos citados no texto.

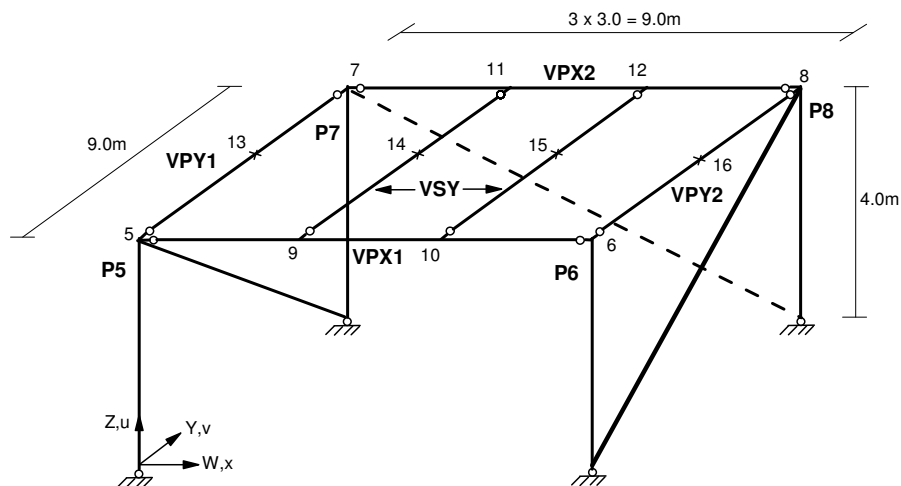


Figura 3.1 – Modelo Analizado.

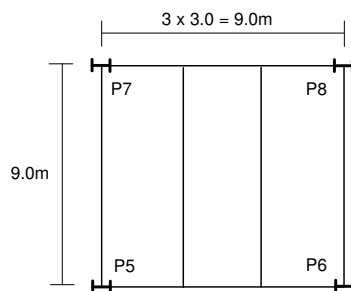


Figura 3.2 – Posição dos perfis das colunas.

Tabela 3.1 – Propriedades dos perfis.

Elemento	Comprimento (m)	Perfil	Ag (cm ²)	d (mm)	b _f (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	h (mm)
Vigas VPY	9,00	VS 350x46	58,9	350	200	9,5	6,3	331,0
Vigas VPX	9,00	VS 500x61	77,8	500	250	9,5	6,3	481,0
Vigas VSY	9,00	VS 550x64	81,0	550	250	9,5	6,3	531,0
Coluna	4,00	CS 350x119	151,8	350	350	16,0	12,5	318,0

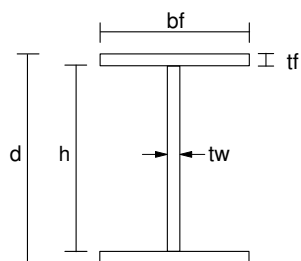


Figura 3.3 – Dimensões dos perfis.

O modelo adotado para a análise estrutural é simétrico no plano das vigas e simples. As vigas secundárias VSY foram consideradas apoiadas sobre as vigas principais VPX1 e VPX2, ou seja, seus nós de extremidades são livres à rotação, porém, se vinculam às translações dos nós correspondentes nas vigas principais.

Todas as subestruturas planas, quais sejam aquelas formadas pelos elementos (P5, VPX1 e P6), (P7, VPX2 e P8), (P5, VPY1 e P7), e (P6, VPY2 e P8), são indeslocáveis nos seus planos devido ao sistema de contraventamento considerado. As barras de aço do contraventamento não foram consideradas nas análises, são consideradas protegidas e têm a função apenas de manter o pórtico indeslocável. As ligações foram consideradas parafusadas. Todas as vigas são bi-articuladas: a viga VPY1 é bi-articulada em P5 e P7, a viga VPY2 é bi-articulada em P6 e P8, a VPX1 é bi-articulada em P5 e P6 e a VPX2 em P7 e P8.

Admite-se que nenhum pilar receba momentos das vigas; entretanto, a carga que chega nos pilares é elevada, já que se supõe a existência de nove andares acima. Logo, a excentricidade acidental gera momentos aplicados no topo dos pilares.

O carregamento sobre as vigas decorreu do peso próprio da estrutura, do revestimento e de paredes divisórias com uma carga de 1 kN/m^2 , segundo a NBR 6120 (ABNT, 1980). O valor da sobrecarga foi calculado no programa VULCAN, conforme descrito a seguir.

VULCAN (BAILEY, 1995) é um programa do MEF para análise não linear à temperatura ambiente e em incêndio. Portanto, com ele foi possível determinar a carga de colapso do pórtico tridimensional objeto dessa pesquisa à temperatura ambiente. Para isto, fez-se com o VULCAN uma análise não-linear utilizando incrementos de carga iguais a 10% do valor da carga permanente que coube ao nó de topo dos pilares. O programa resultou em uma carga de colapso que subtraída da carga permanente nodal resultou na sobrecarga nodal, ambas constantes da Tabela 4.1, Capítulo 4.

Tabela 3.2 – Carregamento das vigas à temperatura ambiente.

Elemento	DIMENSIONAMENTO A FRIO				
	Carga permanente distribuída (kN/m)	Carga permanente nodal (kN)	Sobrecarga distribuída (kN/m)	Sobrecarga nodal (kN)	S_d/R_d
VPY	8,44	-	16,88	-	1,07
VPX	3,88	71,24	7,76	142,48	1,11
VSY	15,83	-	31,66	-	1,08
Coluna	-	1143,36	-	2286,72	0,73

Uma das características do comportamento em incêndio de uma estrutura em pórtico tridimensional 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.

A reserva de resistência de uma barra isolada à temperatura ambiente 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 do conjunto na situação de incêndio.

Observa-se que a importância da barra na composição da estabilidade estrutural em incêndio não pode ser diretamente relacionada à 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. Mesmo assim, é prudente conhecer a reserva de resistência das peças à temperatura ambiente.

A verificação das vigas e pilares do pórtico com o emprego da NBR 8800 (ABNT, 1986), de forma isolada e à temperatura ambiente resultou, para as vigas, em uma solicitação de cálculo (S_d), em média, 8,7% superior à resistência de cálculo (R_d), Tabela 3.2. Portanto, as vigas não estão resistindo isoladamente. Entretanto, no pórtico como um todo, a solicitação é igual a resistência de cálculo, o que conduz a um ganho de 8,7% de resistência em relação ao dimensionamento de peças isoladas, graças à

interação estrutural. Para os pilares, a reserva de resistência é de 27%. Logo, a princípio, espera-se maior resistência ao fogo dos pilares, embora a sua definição rigorosa dependa dos diversos mecanismos de interação devidos à hiperstaticidade do pórtico.

3.2. REGIMES DE PROTEÇÃO PARCIAL

Os tipos de regime de proteção foram escolhidos com o objetivo de evidenciar os mecanismos de interação estrutural predominantes na definição da resistência ao fogo global da estrutura. O regime sem proteção foi utilizado para servir de termo de referência, isto é, a análise da estrutura sem proteção é feita apenas para efeito de comparação. Cada um dos casos de proteção estudados é descrito em seguida. Esses casos são denominados de regimes de proteção.

3.2.1. Regime sem proteção

Nenhum elemento estrutural foi protegido neste regime. Entretanto, as vigas principais e secundárias têm a proteção parcial da laje e assumem a distribuição de temperatura aproximada à mostrada na Figura 3.4, considerando-se o instante $t = 6$ minutos do incêndio-padrão, o que corresponde a 1/10 da hora. Nessa distribuição, admite-se que a mesa inferior recebe maior fluxo de calor, a alma exposta a cerca de 78,5% do fluxo de calor incidente na mesa inferior e a mesa superior a cerca de 28,5%, já que está protegida parcialmente pela laje.

A distribuição de temperatura admitida na análise para a seção transversal das vigas foi obtida pelo programa TASEF (STERNER *et al.*, 1990). Foram adotados nesse caso valores de emissividade (ϵ) e fatores de convecção (β) diferentes para cada elemento da seção transversal (mesa inferior, alma e mesa superior), Tabela 3.3, de forma que a distribuição de temperaturas resultante do programa se aproximasse dos resultados obtidos nos ensaios de Cardington, como relata CLARET *et al.* (1999). Os baixos valores de ϵ nas vigas são devido ao efeito de sombreamento, já que a radiação que

chega na mesa superior é pequena. Como pode se observar na Figura 3.4, a temperatura varia linearmente segundo a altura da seção transversal. Os perfis dos pilares apresentam a distribuição de temperatura mostrada na Figura 3.5.

Tabela 3.3 – Fator de convecção e Emissividade para cada elemento do perfil.

Elemento		ϵ (-)	β (W/m ² C)
Pilares	Mesa superior (parte superior)	0,5	25
	Mesa superior (parte inferior)	0,2	25
	Alma	0,3	25
	Mesa inferior (parte superior)	0,2	25
	Mesa inferior (parte inferior)	0,5	25
Vigas	Mesa superior (parte inferior)	0,01	5
	Alma	0,1	15
	Mesa inferior (parte superior)	0,2	25
	Mesa inferior (parte inferior)	0,5	25

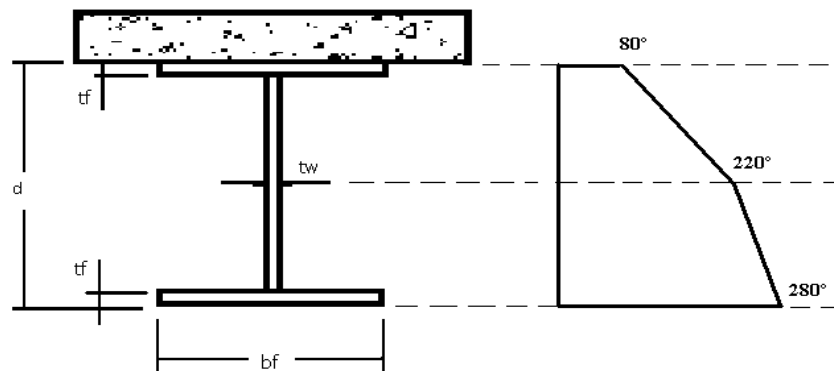


Figura 3.4 – Distribuição de temperatura nas vigas sem proteção no instante $t = 6$ minutos do incêndio-padrão.

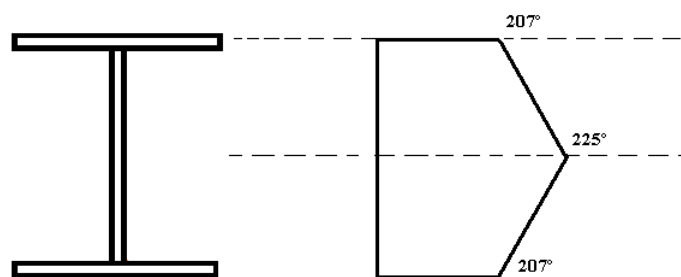


Figura 3.5 – Distribuição de temperatura nos pilares não protegidos no instante $t = 6$ minutos do incêndio-padrão.

3.2.2. Regime de proteção I

No regime de proteção I, apenas as colunas recebem proteção passiva nas mesas. O material de proteção adotado é uma argamassa de massa específica 260 kg/m^3 , condutividade térmica (λ) e calor específico (c) mostrados nas Tabelas 3.4 e 3.5, respectivamente. Para cada valor do histórico de temperatura usado em análise, o TASEF utiliza as propriedades térmicas correspondentes. A espessura do material de proteção adotada é de 25 mm. A distribuição de temperatura nas colunas parcialmente protegidas é a mostrada na Figura 3.6, e as vigas possuem a mesma distribuição do caso anterior, Figura 3.4, ambas para o instante $t = 6$ minutos do incêndio-padrão.

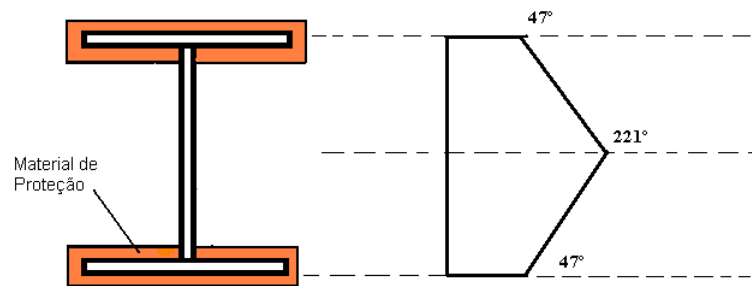


Figura 3.6 – Distribuição de temperatura nos pilares parcialmente protegidos no instante $t = 6$ minutos do incêndio-padrão.

Tabela 3.4 – Condutividade térmica do material de proteção.

θ (°C)	λ (W/m°C)
0	0.07
600	0.10
800	0.14
1000	0.21
1100	0.26

Tabela 3.5 – Calor específico do material de proteção.

θ (°C)	c (J/kg°C)
0	970
500	1050
1100	1130

3.2.3. Regime de proteção II

Neste regime, além de proteger parcialmente as colunas, foi acrescentada proteção às vigas principais VPX1, VPX2, VPY1 e VPY2 nas mesas inferiores. Este regime, juntamente com a distribuição de temperatura nas vigas citadas, pode ser visto na Figura 3.7. As vigas secundárias VSY permanecem com a distribuição mostrada na Figura 3.4, uma vez que não receberam proteção passiva.

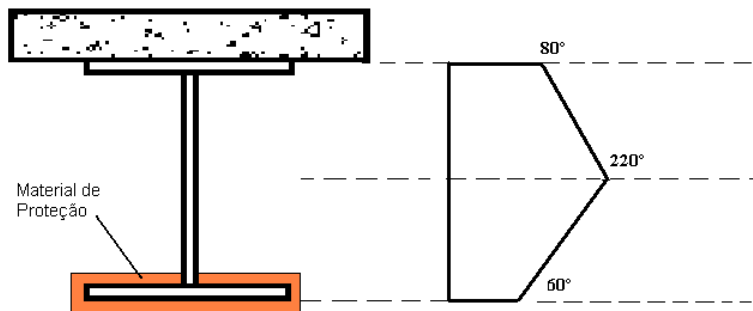


Figura 3.7 – Distribuição de temperatura nas vigas principais parcialmente protegidas no instante $t = 6$ minutos do incêndio-padrão.

3.2.4. Regime de proteção III

Neste regime de proteção, considerou-se todas as vigas do pórtico protegidas parcialmente, isto é, acrescentou-se ao regime II, proteção passiva nas mesas inferiores das vigas secundárias VSY. A distribuição de temperaturas é idêntica a das vigas principais parcialmente protegidas e pode ser vista, então, na Figura 3.7.

3.2.5. Regime de proteção IV

O regime de proteção IV é misto, isto é, combina a proteção total de certa extensão de alguns elementos e a proteção parcial de outros, conforme descrito a seguir:

- (a) As vigas VPX têm proteção na alma em uma extensão de 2m a partir dos apoios e proteção passiva total em uma extensão de 2,5m a partir do centro do vão, para cada lado;
- (b) As vigas VPY têm proteção na alma em uma extensão de 2,25m a partir dos apoios e proteção passiva das mesas inferiores em uma extensão de 2,25m a partir do centro do vão, para cada lado;
- (c) Os pilares têm a proteção passiva parcial das vigas conforme adotado nos demais regimes.

O regime de proteção IV consiste em proteger apenas as regiões de esforço máximo na seção transversal. Assim, peças cujo comportamento típico é de flexo-compressão recebem proteção nas suas mesas inferiores (RPMI); peças em que há combinação de tensões significativas de flexão e de cisalhamento, recebem proteção total (RPT), como as VPX, Figura 3.9a; peças em que predominam as tensões de flexão em uma região e as tensões de cisalhamento em outra, recebem proteções parciais na mesa inferior (RPMI) e na alma (RPA), respectivamente, Figura 3.9b.

A distribuição de temperatura nas vigas que possuem trechos protegidos na alma é mostrada na Figura 3.8 e a Figura 3.10 ilustra a distribuição de temperatura nas vigas onde a proteção foi total.

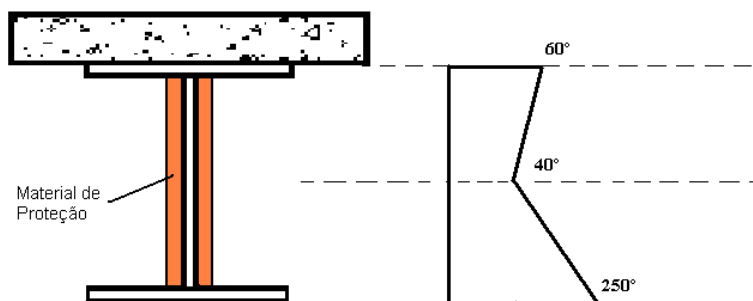


Figura 3.8 – Distribuição de temperatura nas vigas parcialmente protegidas na alma no instante $t = 6$ minutos do incêndio-padrão.

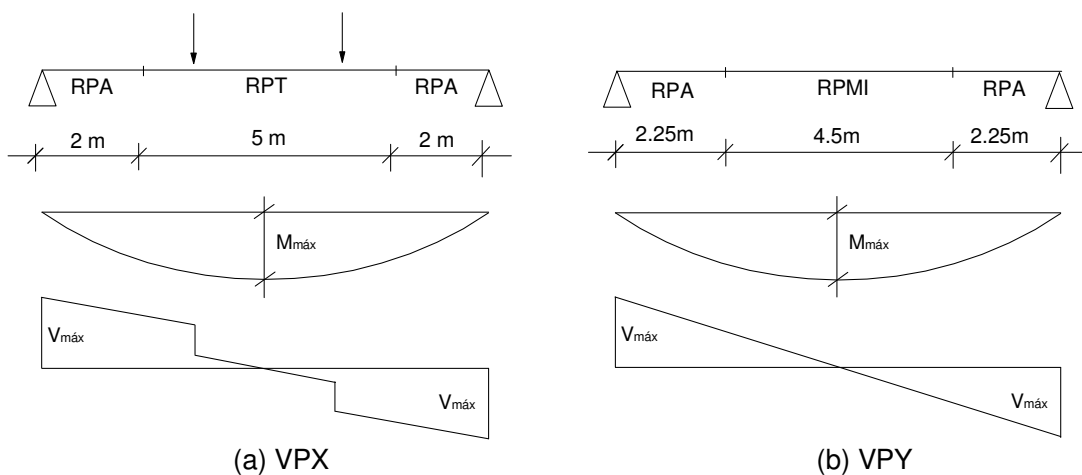


Figura 3.9 – Vigas com as dimensões e diagramas de esforços.

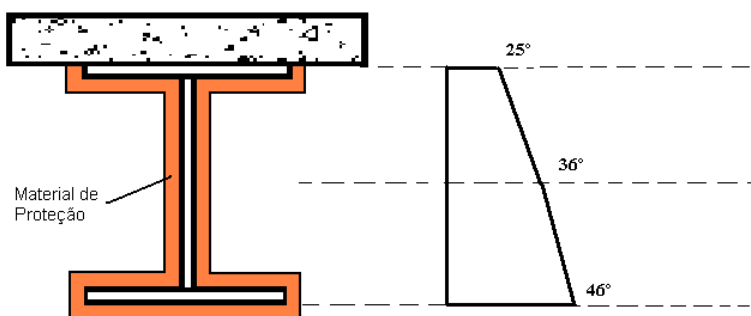


Figura 3.10 – Distribuição de temperatura nas vigas totalmente protegidas no instante $t = 6$ minutos do incêndio-padrão.

Tabela 3.6 – Resumo dos regimes.

PROTEÇÃO PASSIVA	REGIMES DE PROTEÇÃO				
	sem proteção	I	II	III	IV
Coluna (mesas)	não	sim	sim	sim	sim
VPX	mesa inferior	não	sim	sim	não
	alma	não	não	não	sim (RPA)
	total	não	não	não	sim (RPT)
VPY	mesa inferior	não	sim	sim	sim (RPMI)
	alma	não	não	não	sim (RPA)
VSY	mesa inferior	não	não	sim	não

3.3. SÍNTESE SOBRE OS REGIMES DE PROTEÇÃO

O objetivo fundamental da análise do comportamento da estrutura não protegida é evidenciar o efeito da interação estrutural tridimensional. Como não se trata de barras isoladas, à medida que o modelo estrutural consegue captar o comportamento tridimensional da estrutura, nota-se um aumento da resistência ao fogo. Um outro aspecto a ser observado é o fato de que as temperaturas de colapso são cada vez maiores à medida que a reserva de resistência se eleva.

O regime de proteção I, no qual apenas os pilares recebem proteção parcial, é uma das primeiras medidas de proteção a serem aplicadas na prática. Ela seria aplicável em incêndios compartimentados em que se admite a deformação excessiva das vigas e nenhuma deformação dos pilares. Se for possível preservar a integridade e o isolamento do piso e do forro do compartimento incendiado adotando um sistema adequado de armação das lajes de concreto, a resistência ao fogo se eleva muito, pois os limites de flecha iguais a $v\tilde{a}o/20$ ou $v\tilde{a}o/30$ não seriam aplicados na definição do colapso.

O regime de proteção II, no qual são protegidas as mesas inferiores das vigas principais, é uma medida adotada para evitar o excesso de deformação de tais vigas. Assim, as vigas tendem a ter maior resistência ao fogo, uma vez que o fenômeno dominante é a flexão. Nesse caso, as mesas tendem a preservar sua resistência à tração e a compressão a temperaturas mais altas no incêndio. No regime de proteção III, as vigas secundárias também recebem proteção nas suas mesas inferiores com o objetivo de se verificar o possível aumento de temperatura de colapso e do tempo de resistência ao fogo do pórtico em face dos mecanismos de interação tridimensional.

No regime de proteção IV, as vigas principais são protegidas de forma a combater os esforços solicitantes máximos que surgem. No caso dos momentos fletores, estes são combatidos com a proteção das mesas; já para combater os cortantes máximos, protegem-se as almas. O objetivo é verificar se esse regime causa efeitos benéficos ao comportamento da estrutura, como a obtenção de maiores tempos de resistência ao fogo e temperaturas de colapso mais elevadas.

CAPÍTULO 4

ANÁLISE NÃO-LINEAR À TEMPERATURA AMBIENTE

4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Nenhum método de análise estrutural teve aceitação tão ampla quanto o método dos elementos finitos. Após o seu surgimento e seu desenvolvimento em paralelo com o dos computadores digitais, a sua aplicação aos domínios mais desafiantes da Engenharia ocorreu rapidamente, com ampla validação experimental. Porém, sua aplicação à análise do comportamento estrutural em incêndio deu-se tardiamente.

Devido ao alto custo e às limitações físicas de ensaios em fornos para obtenção da resposta em incêndio, muito rapidamente sentiu-se a necessidade de elaboração de modelos analíticos confiáveis para viabilizar a análise da resposta das peças estruturais sob altas temperaturas. Métodos de modelamento avançados, ensaios de incêndio e ensaios de subestruturas mostraram a necessidade de considerar o efeito da hiperestaticidade e da distribuição não uniforme de temperaturas no caso de análise de estruturas reais, BAILEY (1995).

A evolução dos modelos analíticos pode ser encontrada no Capítulo 1, seção 1.7. Os primeiros modelos faziam uma estimativa da temperatura crítica de vigas de aço isoladas, sob distribuição uniforme de temperatura passando-se, em trabalhos posteriores, à consideração de distribuição de temperatura variável. O método dos elementos finitos começou a ser utilizado em 1975, mas o primeiro programa de grande porte foi o FASBUS II (**F**ire **A**nalysis of **S**teel **B**uilding **S**ystems), IDING e BRESLER (1981). O grupo de Engenharia de Incêndio da Universidade de Sheffield, Inglaterra, elaborou um programa denominado INSTAF. BAILEY (1995) descreve as

implementações feitas no programa INSTAF para introdução de análise de ligações semi-rígidas em incêndio. Em uma linha evolutiva, o INSTAF foi modificado para introduzir a análise de lajes em aço estrutural composta com vigas de aço. Esta versão do programa foi denominada VULCAN.

VULCAN é um programa de análise tridimensional, desenvolvido com a finalidade de modelar o comportamento de estruturas de edifícios, trabalhando conjuntamente com lajes sob condições de incêndio. Nele a estrutura é modelada como uma montagem de elementos de vigas, pilares, molas, conectores de cisalhamento e lajes.

As vigas-coluna são representadas por elementos de barra unidimensionais de 2 nós, tendo cada nó 8 graus de liberdade em coordenadas locais e 11 graus de liberdade em coordenadas globais, permitindo a simulação de flexão composta oblíqua, de flambagem lateral por torção e, ainda, de torção e empenamento, como ilustra a Figura 4.1.

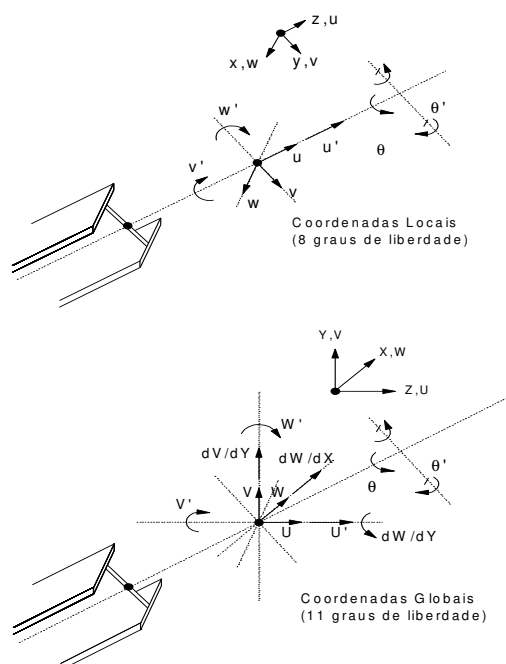


Figura 4.1 – Elemento de viga-coluna do VULCAN com seus graus de liberdade em coordenadas locais e globais, (BAILEY, 1995).

A laje é representada por um elemento de placa de 4 nós, com 5 graus de liberdade por nó, Figura 4.2. Os nós dos diferentes tipos de elementos estão definidos em um plano de referência fixo, comum. Para representar as características das ligações aço-aço e ligações semi-rígidas de um pórtico, um elemento de mola, com 2 nós, de comprimento nulo, com os mesmos graus de liberdade do elemento de viga-coluna pode ser usado, Figura 4.3. A interação de vigas de aço e lajes de concreto é representada usando um elemento de ligação também com 2 nós e comprimento nulo, com três graus de liberdade translacionais e dois rotacionais em cada nó para simular um conector de cisalhamento.

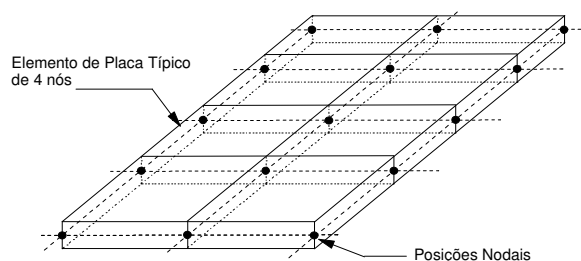


Figura 4.2 – Elemento de placa do VULCAN.

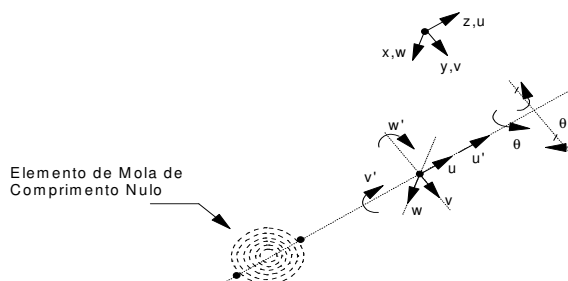


Figura 4.3 – Graus de liberdade para o elemento de mola do VULCAN em coordenadas locais, (BAILEY, 1995).

Como em qualquer solução de problemas contínuos em elementos finitos, o comprimento total da barra é dividido em diversos elementos, conectados entre si pelos pontos nodais. Os deslocamentos dos pontos nodais são as variáveis do problema. A equação de equilíbrio do modelo para uma análise não-linear é dada por:

$$[K_T] \{\Delta u\} = \{\Delta P\} \quad (4.1)$$

onde:

$[K_T]$ é a matriz de rigidez tangente;

$\{\Delta u\}$ é o vetor de incrementos dos deslocamentos nodais;

$\{\Delta P\}$ é o vetor de forças nodais incrementais.

A Equação 4.1 pode ser utilizada para trabalho com não-linearidade física e geométrica. Uma vez que a equação de equilíbrio é não-linear, é necessário adotar-se métodos numéricos adequados para a sua solução. O problema da não-linearidade do modelo é então resolvido pelo processo de Newton-Raphson modificado, um dos métodos antigos muito usados para essa finalidade. Conforme ilustra a Figura 4.4, a matriz de rigidez $[K_T]$ é substituída por uma aproximação constante $[\bar{K}_T]$. Existem várias possibilidades para esta comparação. $[\bar{K}_T]$ pode ser escolhida, por exemplo, como a matriz correspondente à primeira iteração $[K_T]_1^i$, ou ainda ser a matriz correspondente a um passo inicial de carregamento $[K_T]^1$.

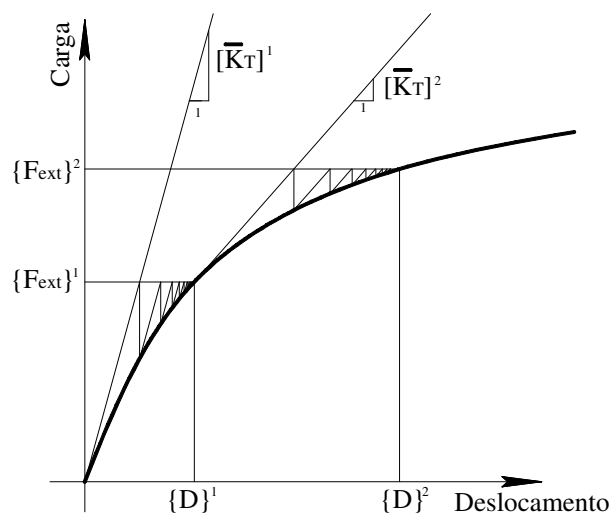


Figura 4.4 – Método de Newton-Raphson modificado.

O vetor de cargas incrementais é composto de cargas externas e cargas internas e, ainda, de esforços ocasionados pelas tensões térmicas. O processo iterativo é encerrado quando elementos negativos aparecem na diagonal principal da matriz de rigidez durante o processo de eliminação de Gauss, caracterizando, assim, o colapso da estrutura. Uma explicação mais detalhada pode ser encontrada em FERREIRA *et al* (2005).

Para permitir uma considerável variação de tensão, de deformação e de temperatura na seção transversal representada, esta é definida por 13 pontos nodais, o que a divide em 12 segmentos, conforme a Figura 4.5.

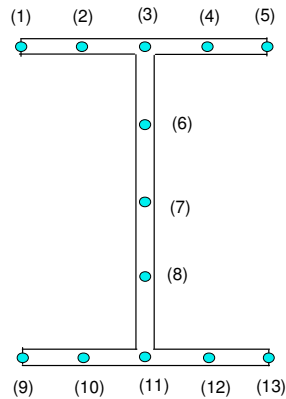


Figura 4.5 – Malha da seção transversal com os pontos nodais.

Atualmente, o programa VULCAN está sendo reformulado, PLANK *et al.* (2002), para que seu elemento de viga tenha apenas 6 graus de liberdade, resultando em tempos de processamento menores e melhor interface com o usuário. Em paralelo, está em desenvolvimento a interface que permite a representação gráfica de todos os resultados, tais como, deformações tridimensionais, padrões de fissuração e gráficos convencionais.

4.2. COMPORTAMENTO DA ESTRUTURA À TEMPERATURA AMBIENTE

A descrição da estrutura analisada, com suas dimensões, perfis adotados e dimensionamento, disposição das vigas e pilares, condições de apoio e de carregamento e a nomenclatura adotada nos textos, foram apresentados no Capítulo 3, seção 3.1.

As análises do comportamento estrutural à temperatura ambiente foram feitas para a carga total aplicada na estrutura e para as três hipóteses de carregamento estabelecidas pela 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.

A Figura 4.6 mostra os nós carregados da estrutura analisada. A Tabela 4.1 fornece as grandezas das cargas nodais conforme o carregamento considerado. É importante observar que esses carregamentos não são os preconizados pela NBR 14323:1999 porque aqui a sobrecarga corresponde ao valor acrescido à carga permanente para gerar o colapso estrutural.

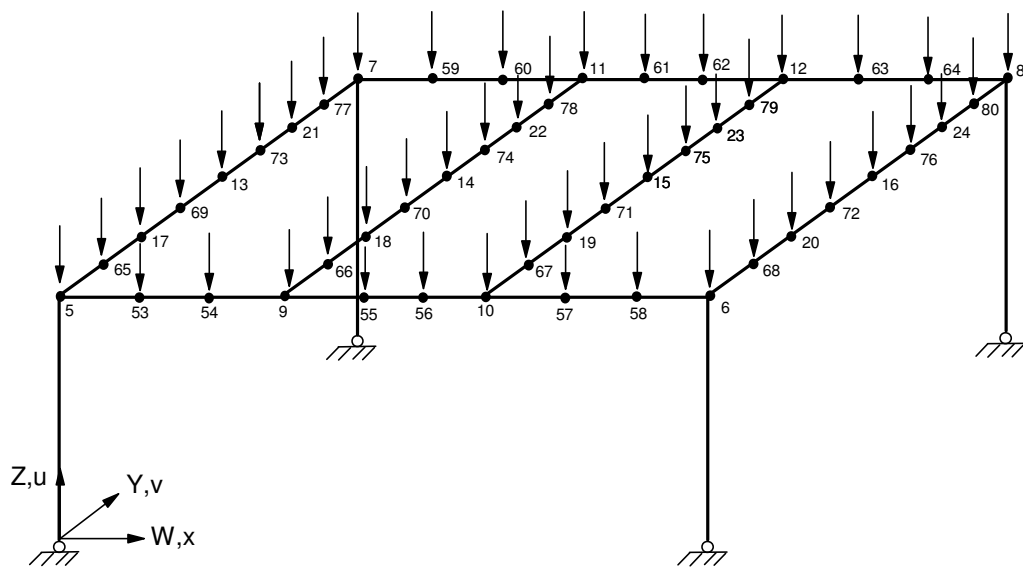


Figura 4.6 – Cargas nodais.

Tabela 4.1 – Cargas nodais aplicadas na estrutura.

Nó	Carregamentos (kN)				
	Permanente	Sobrecarga total	20% Sobrecarga	40% Sobrecarga	60% Sobrecarga
5	1023,290	2046,580	409,316	818,632	1227,948
6	1023,290	2046,580	409,316	818,632	1227,948
7	1023,290	2046,580	409,316	818,632	1227,948
8	1023,290	2046,580	409,316	818,632	1227,948
9	13,260	26,520	5,304	10,608	15,912
10	13,260	26,520	5,304	10,608	15,912
11	13,260	26,520	5,304	10,608	15,912
12	13,260	26,520	5,304	10,608	15,912
13	9,500	19,000	3,800	7,600	11,400
14	17,800	35,600	7,120	14,240	21,360
15	17,800	35,600	7,120	14,240	21,360
16	9,500	19,000	3,800	7,600	11,400

(Continuação da Tabela 4.1)

17	9,500	19,000	3,800	7,600	11,400
18	17,800	35,600	7,120	14,240	21,360
19	17,800	35,600	7,120	14,240	21,360
20	9,500	19,000	3,800	7,600	11,400
21	9,500	19,000	3,800	7,600	11,400
22	17,800	35,600	7,120	14,240	21,360
23	17,800	35,600	7,120	14,240	21,360
24	9,500	19,000	3,800	7,600	11,400
53	4,360	8,720	1,744	3,488	5,232
54	4,360	8,720	1,744	3,488	5,232
55	4,360	8,720	1,744	3,488	5,232
56	4,360	8,720	1,744	3,488	5,232
57	4,360	8,720	1,744	3,488	5,232
58	4,360	8,720	1,744	3,488	5,232
59	4,360	8,720	1,744	3,488	5,232
60	4,360	8,720	1,744	3,488	5,232
61	4,360	8,720	1,744	3,488	5,232
62	4,360	8,720	1,744	3,488	5,232
63	4,360	8,720	1,744	3,488	5,232
64	4,360	8,720	1,744	3,488	5,232
65	9,500	19,000	3,800	7,600	11,400
66	17,800	35,600	7,120	14,240	21,360
67	17,800	35,600	7,120	14,240	21,360
68	9,500	19,000	3,800	7,600	11,400
69	9,500	19,000	3,800	7,600	11,400
70	17,800	35,600	7,120	14,240	21,360
71	17,800	35,600	7,120	14,240	21,360
72	9,500	19,000	3,800	7,600	11,400
73	9,500	19,000	3,800	7,600	11,400
74	17,800	35,600	7,120	14,240	21,360
75	17,800	35,600	7,120	14,240	21,360
76	9,500	19,000	3,800	7,600	11,400
77	9,500	19,000	3,800	7,600	11,400
78	17,800	35,600	7,120	14,240	21,360
79	17,800	35,600	7,120	14,240	21,360
80	9,500	19,000	3,800	7,600	11,400

4.2.1. Comportamento sob carregamento total

A primeira análise realizada é descrita a seguir: o carregamento foi aplicado em sua totalidade, isto é, a estrutura nesse caso está sob a carga crítica. A Figura 4.7 mostra os deslocamentos verticais em relação às cargas nodais observados nos nós 5, 6, 7 e 8 correspondentes aos topos dos pilares P5, P6, P7 e P8. Observa-se variação linear da

carga no pilar em função dos deslocamentos axiais. Em grandeza, os deslocamentos são pequenos sendo máximo da ordem de 5,5mm. Como visto antes, na Tabela 3.2, os pilares apresentam a relação $S_d/R_d = 0,73$, o que explica a sua permanência no regime elástico linear para a carga de colapso da estrutura.

Observa-se que a deflexão vertical das vigas VSY calculada nos nós situados nos terços do vão não varia linearmente com a carga neles aplicada, Figura 4.8. Ao contrário, a função carga *versus* deslocamento para esses nós aproxima-se razoavelmente de uma função bilinear: para deslocamentos menores que 30mm aproximadamente, as vigas se comportam com maior rigidez; para deslocamentos maiores que 30mm, observa-se uma ligeira, mas sensível, queda de rigidez. A razão desse comportamento, sob enfoque da Resistência dos Materiais, é que a barra inicialmente reta passa a comportar-se como barra de pequena curvatura (SILVA JR, 1962). Nesse caso, a equação da linha elástica passa a ser:

$$\frac{d^2u}{dz^2} = -\frac{M}{EI \cos \alpha} \quad (4.2)$$

onde:

α é o ângulo da tangente à linha elástica;

M é o momento aplicado na barra;

$EI \cos \alpha$ é o termo de rigidez.

Logo, para α crescente e menor que $\pi/2$, $\cos \alpha$ decresce e $(EI \cos \alpha)$ também decresce.

A Figura 4.9 mostra os deslocamentos verticais dos nós 13 e 16, que correspondem aos nós centrais das vigas principais na direção de Y. Nota-se pela curva que os deslocamentos nodais variam linearmente com as cargas nele aplicadas. Os deslocamentos verticais dos nós 14 e 15, correspondentes aos nós centrais das vigas secundárias, são mostrados na Figura 4.10. Observa-se o comportamento é não-linear,

devido novamente à não-linearidade geométrica presente nas vigas, analogamente ao que foi observado nos terços dos vãos das vigas VSY.

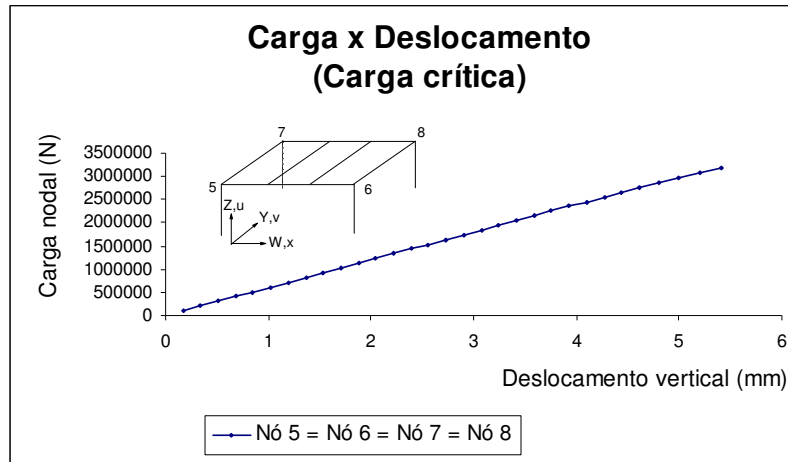


Figura 4.7 – Curva carga-deslocamentos verticais para os nós de topo das colunas.

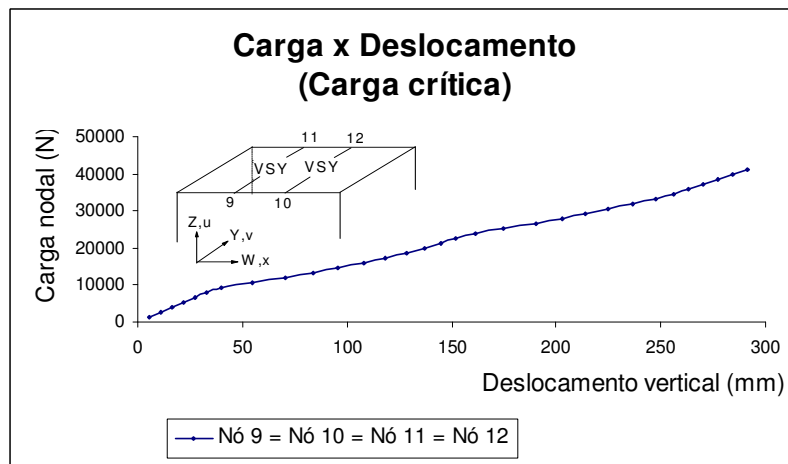


Figura 4.8 – Curva carga-deslocamentos verticais dos nós terços dos vãos de VSY.

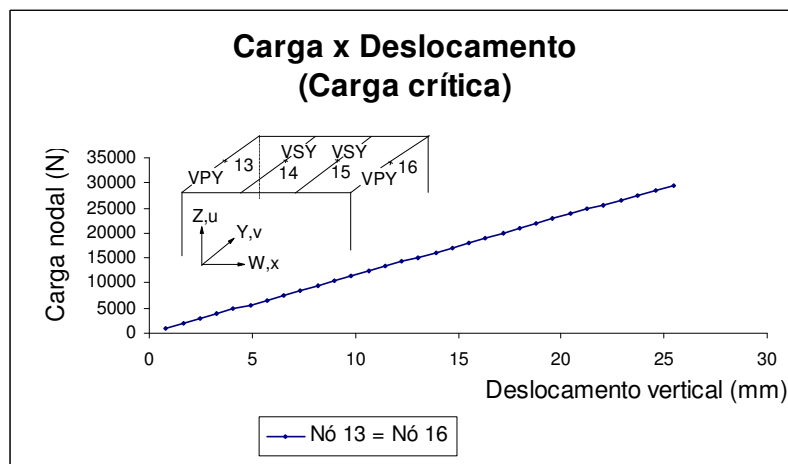


Figura 4.9 – Curva carga-deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas VPY.

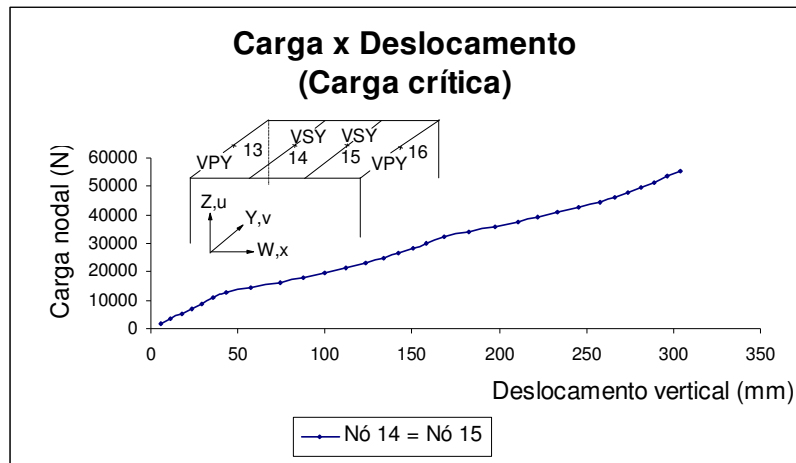


Figura 4.10 – Curva carga-deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas VSU.

4.2.2. Comportamento da estrutura sob os carregamentos de 20%, 40% e 60%

O comportamento da estrutura sob os carregamentos de 20%, 40% e 60% da sobrecarga acrescido da carga permanente é análogo ao observado para a carga total como era de se esperar. As Figuras de 4.11 a 4.22 mostram curvas carga-deslocamentos verticais para os nós notáveis da estrutura. A Tabela 4.2 mostra os deslocamentos máximos observados por nó.

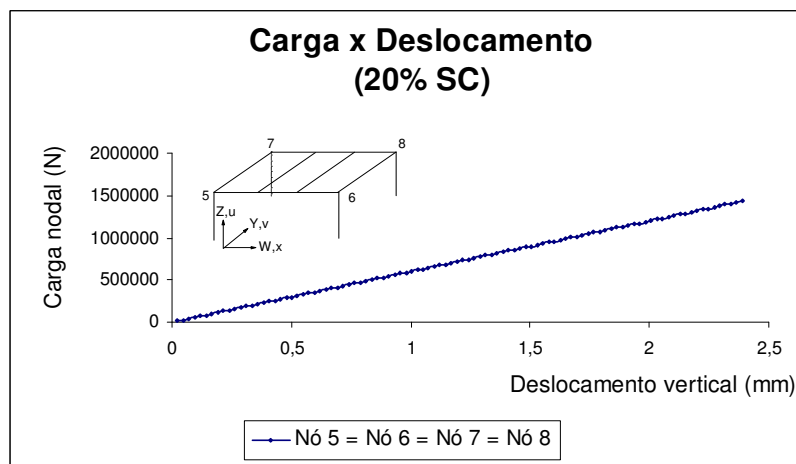


Figura 4.11 – Curva carga-deslocamentos verticais dos nós de topo das colunas sob 20% de carga acidental.

Tabela 4.2 – Deslocamentos máximos nos nós mais notáveis da estrutura.

Nós	Deslocamentos nodais máximos (mm)		
	20% Sobrecarga	40% Sobrecarga	60% Sobrecarga
5 , 6 , 7 e 8	-2,3897	-3,0733	-3,7572
9, 10, 11 e 12	-128,0897	-161,9811	-213,7792
13 e 16	-11,4446	-14,7134	-17,9812
14 e 15	-133,2566	-168,6247	-221,9988

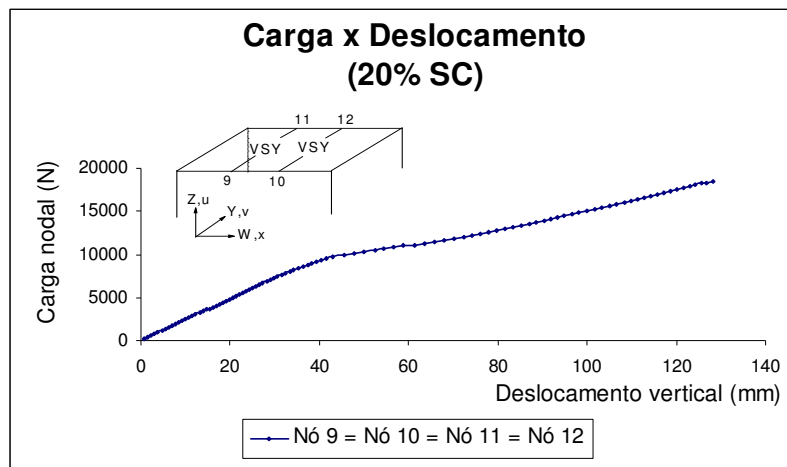


Figura 4.12 – Curva carga-deslocamentos verticais dos nós de extremidade das vigas VSY sob 20% de carga accidental.

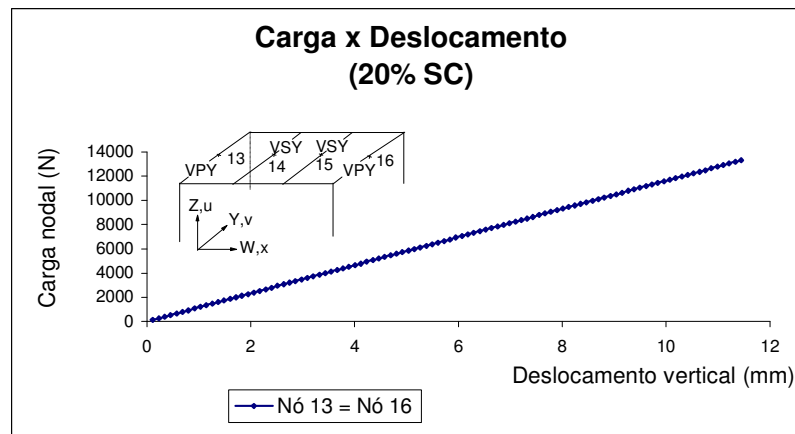


Figura 4.13 – Curva carga-deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas VPY sob 20% de carga accidental.

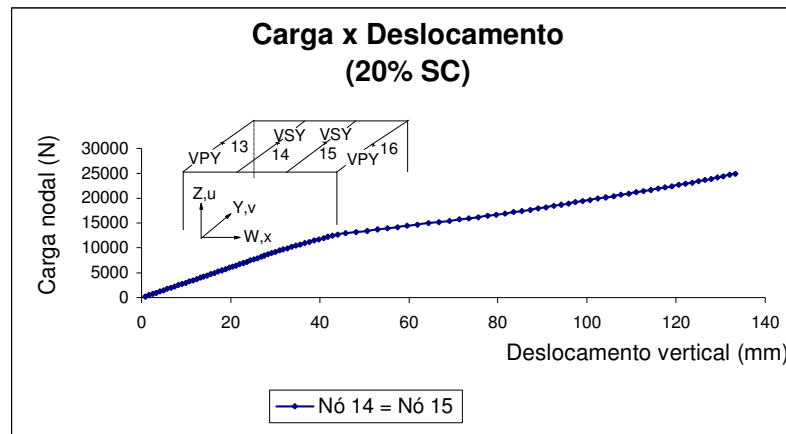


Figura 4.14 – Curva carga-deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas VSY sob 20% da carga accidental.

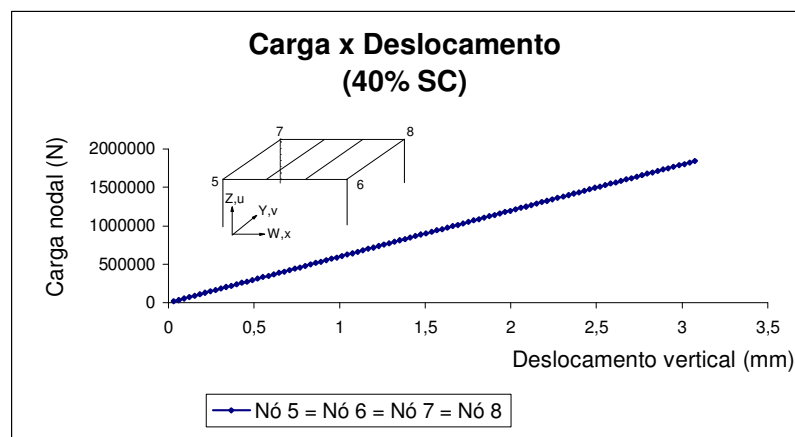


Figura 4.15 – Curva carga-deslocamentos verticais dos nós de topo das colunas sob 40% de carga accidental.

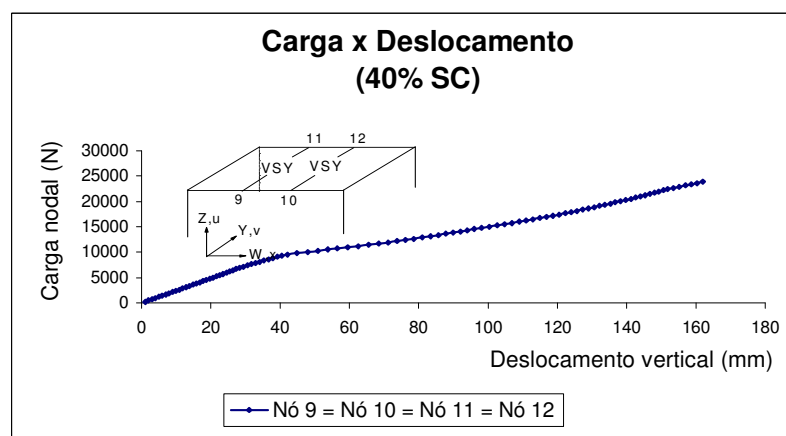


Figura 4.16 – Curva carga-deslocamentos verticais dos nós de extremidade das vigas VSY sob 40% de carga accidental.

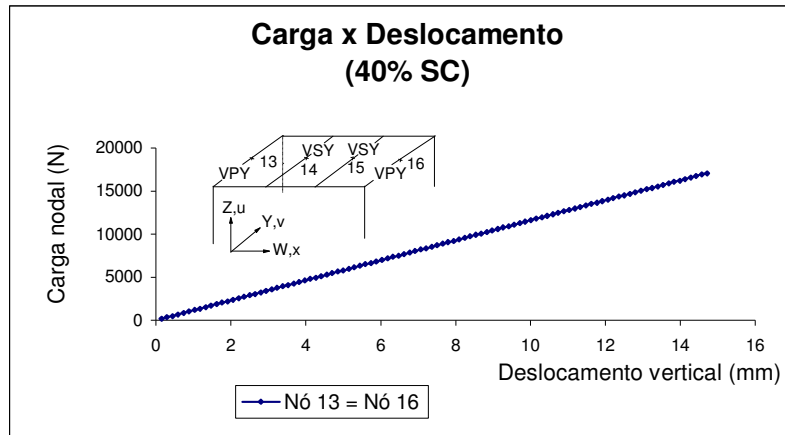


Figura 4.17 – Curva carga-deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas VPY sob 40% de carga accidental.

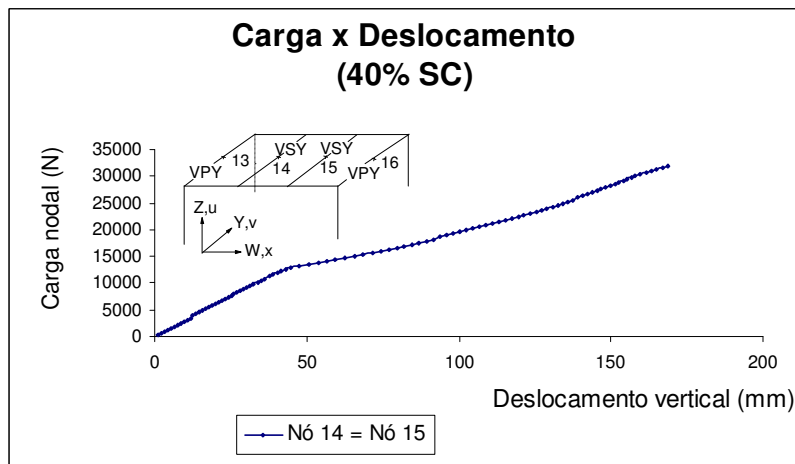


Figura 4.18 – Curva carga-deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas VSY sob 40% da carga accidental.

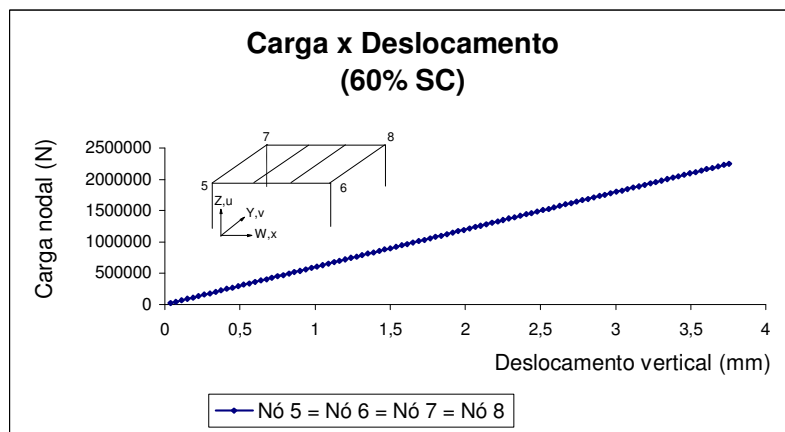


Figura 4.19 – Curva carga-deslocamentos verticais dos nós de topo das colunas sob 60% de carga accidental.

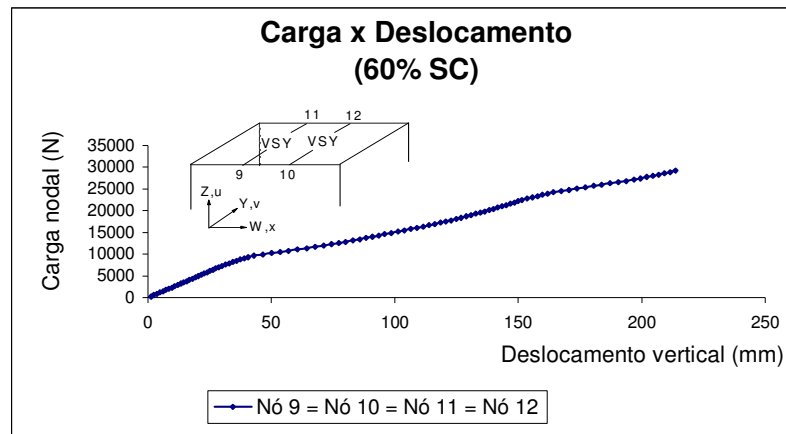


Figura 4.20 – Curva carga-deslocamentos verticais dos nós de extremidade das vigas VSY sob 60% de carga accidental.

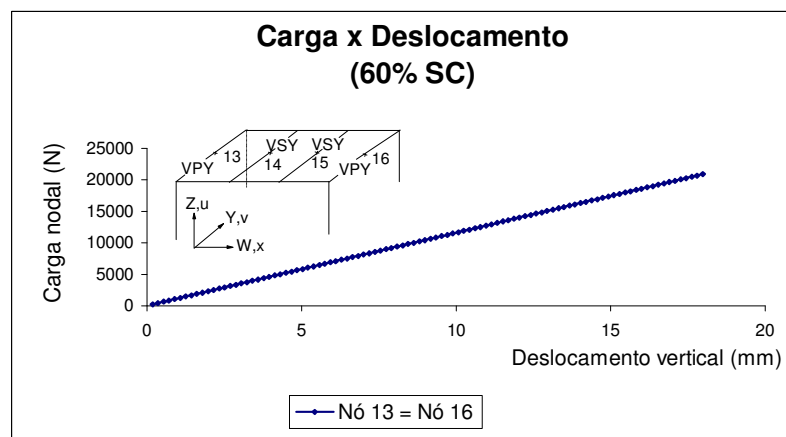


Figura 4.21 – Curva carga-deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas VPY sob 60% de carga accidental.

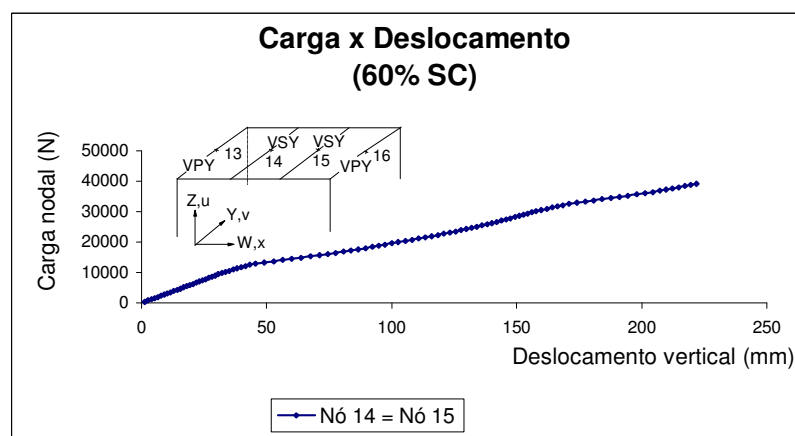


Figura 4.22 – Curva carga-deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas VSY sob 60% da carga accidental.

4.3. SÍNTESE DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

Conclui-se que a estrutura tende ao colapso pela flexão excessiva das vigas secundárias. Com efeito, a deformação excessiva do painel da laje de piso acompanhando as vigas secundárias caracteriza o colapso estrutural por ruptura do concreto. Nesse ponto, deve-se observar que a sobrecarga é aquela capaz de gerar o colapso estrutural. Portanto, grandes deformações já eram esperadas mesmo para os carregamentos de 20%, 40% e 60%.

CAPÍTULO 5

COMPORTAMENTO DA ESTRUTURA EM INCÊNDIO SEM PROTEÇÃO PASSIVA

5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo, faz-se uma análise tridimensional do comportamento estrutural sem proteção passiva em situação de incêndio. As análises foram feitas com base nas três hipóteses de carregamento, já citadas no Capítulo 4, seção 4.2. Essas hipóteses consideram a totalidade da carga permanente e 20%, 40% e 60% da sobrecarga aplicada na estrutura, sendo o carregamento total aquele capaz de gerar o colapso estrutural.

As combinações de carga não serão aqui discutidas. Neste trabalho, será estudada a caracterização do colapso estrutural em cada caso de carregamento. Aqui serão analisados os deslocamentos verticais e, em alguns casos, os deslocamentos horizontais dos nós mais notáveis da estrutura em relação à temperatura.

A situação de colapso é caracterizada pela verticalidade da curva deslocamento *versus* temperatura em vigas e pilares. Entretanto existem situações em que o colapso não se caracteriza pelos nós mais notáveis necessitando então de uma análise mais profunda focalizada em fenômenos localizados como no escoamento sob tensão axial e na torção.

É importante ressaltar que as temperaturas citadas neste capítulo foram determinadas no ponto central da mesa superior da seção transversal do perfil analisado em questão (ponto 3), mostrado na Figura 4.5, Capítulo 4. Esse ponto possui temperaturas mais baixas que os demais devido à proteção da laje à mesa superior.

5.2. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL SOB O CARREGAMENTO DE 20% DA CARGA ACIDENTAL

A primeira análise da estrutura sem proteção realizada considerou a hipótese de 20% da carga acidental acrescida a 100% da carga permanente. Os resultados são descritos a seguir e as análises são baseadas nas curvas deslocamentos *versus* temperatura. A Figura 5.1 mostra os deslocamentos verticais dos nós 5, 6, 7 e 8 correspondentes às extremidades dos pilares P5, P6, P7 e P8, respectivamente. Esses deslocamentos são iguais devido à simetria da estrutura.

Observa-se que todos os pilares apresentam deslocamentos verticais decrescentes ao atingirem uma temperatura aproximada de 540°C na qual foi verificado o colapso numérico. Entende-se por colapso numérico a expressão que designa o aparecimento de um termo negativo em alguma posição da diagonal da matriz de rigidez que, no presente trabalho, foi apresentada no Capítulo 4, seção 4.1. De acordo com as análises realizadas no TASEF, a estrutura atinge essa temperatura num incêndio-padrão com duração de aproximadamente 16 minutos apenas. O decréscimo dos deslocamentos citado acima indica uma clara tendência de colapso.

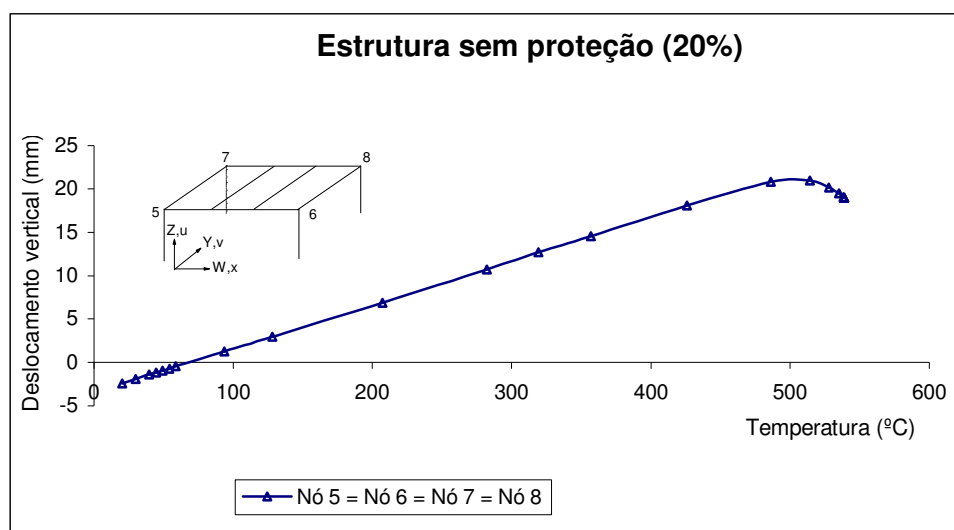


Figura 5.1 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de topo das colunas.

A Figura 5.2 mostra os deslocamentos verticais dos nós 9, 10, 11 e 12 que correspondem aos apoios das vigas secundárias nas vigas principais da direção de X. Devido à simetria do pórtico no plano das vigas e das condições de contorno, os deslocamentos dos nós são iguais. Observa-se que as vigas apresentam deslocamentos da ordem de 1/20 do vão. Para o tempo de resistência ao fogo de 16 minutos em incêndio-padrão, a temperatura de colapso global atingida pelas vigas é de aproximadamente 225°C no ponto central da mesa superior da seção transversal do perfil, ponto 3 da Figura 4.5. Pelo critério da norma britânica BS 476: Part 20 (BSI, 1987), esses deslocamentos definiriam o colapso da estrutura, porém as vigas não apresentaram, a esta temperatura, o fenômeno do *run-away* que caracteriza fisicamente a situação de colapso. Tal fenômeno é análogo ao escoamento em que, mantida a temperatura, os deslocamentos do ponto nodal sob o carregamento crescem indefinidamente.

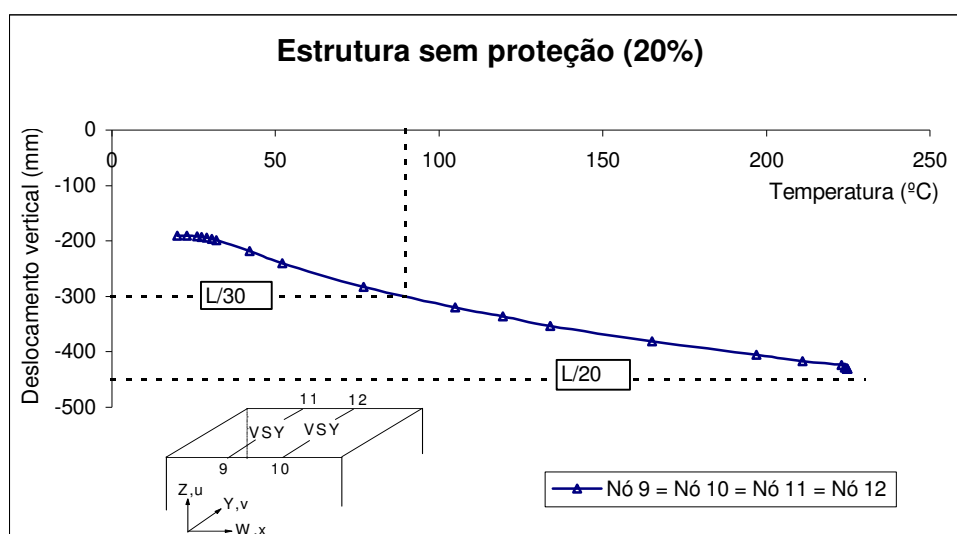


Figura 5.2 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de extremidade das vigas VSY.

Os deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas VPY1 (nó 13) e VPY2 (nó 16), VSY1 (nó 14) e VSY2 (nó 15) são iguais entre si, respeitada a simetria imposta pelo carregamento e pelas condições de contorno, e são mostrados na Figura 5.3. Nota-se que as vigas VPY apresentam deslocamentos da ordem de 1/30 do vão e as vigas VSY,

deslocamentos da ordem de 1/15 do vão. Mais uma vez, esses deslocamentos seriam suficientes para definir o colapso que, no caso, teria ocorrido a uma temperatura próxima a 150°C, quando as VSY atingiriam esse deslocamento limite. Porém, no incêndio de 16 minutos, a temperatura de colapso global nas vigas VPY chegou a 235°C e nas vigas VSY, a 225°C, aproximadamente, e nenhuma das vigas apresentou o fenômeno do *run-away*, apesar de que as vigas secundárias apresentaram grandes deslocamentos em relação às vigas principais da mesma direção delas.

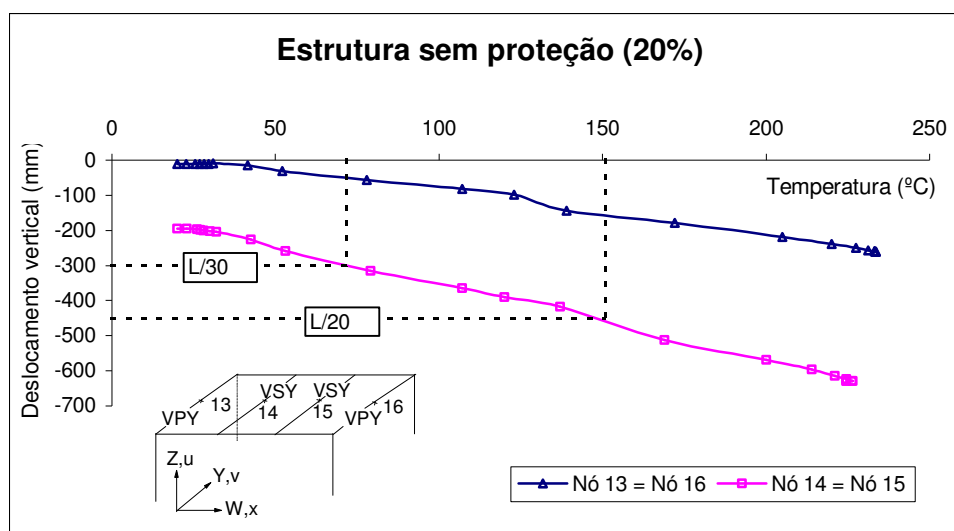


Figura 5.3 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós centrais das vigas VPY e VSY.

A análise dos deslocamentos horizontais na direção de X (deslocamentos w) das vigas é mostrada na Figura 5.4 e caracteriza um leve movimento de VSY1 (nós 9 e 11) no sentido negativo de X, e um leve movimento de VSY2 (nós 10 e 12) no sentido contrário, devido às grandes flechas observadas em VPX1 e VPX2 nas quais se apoiam. A temperatura atingida no tempo de colapso em incêndio (16 minutos no incêndio-padrão) é de aproximadamente 225°C no ponto 3, Figura 4.5, da seção transversal de VPX1 e VPX2.

Conclui-se que, se for adotada a caracterização do colapso estrutural pelo excesso de deformação como faz a BS 476: Part 20 (BSI, 1987), a deformação das vigas VSY o

caracterizariam a uma temperatura de aproximadamente 70°C no ponto 3 da seção transversal dessas vigas, Figura 4.5, o que corresponderia a um tempo de resistência ao fogo de 5 minutos no incêndio-padrão. No entanto, como o *run-away* ainda não está caracterizado, fisicamente a resistência ao fogo da estrutura é superior a esta definida pela norma. Do ponto de vista físico, o colapso se define pelo comportamento dos pilares que a 540°C medidos no ponto central da mesa superior de sua seção transversal apresentam nitidamente o início de *run-away*. As vigas não possuem deslocamentos horizontais devido à contenção da laje. O presente trabalho considera as vigas contidas lateralmente pela interação total entre laje e viga.

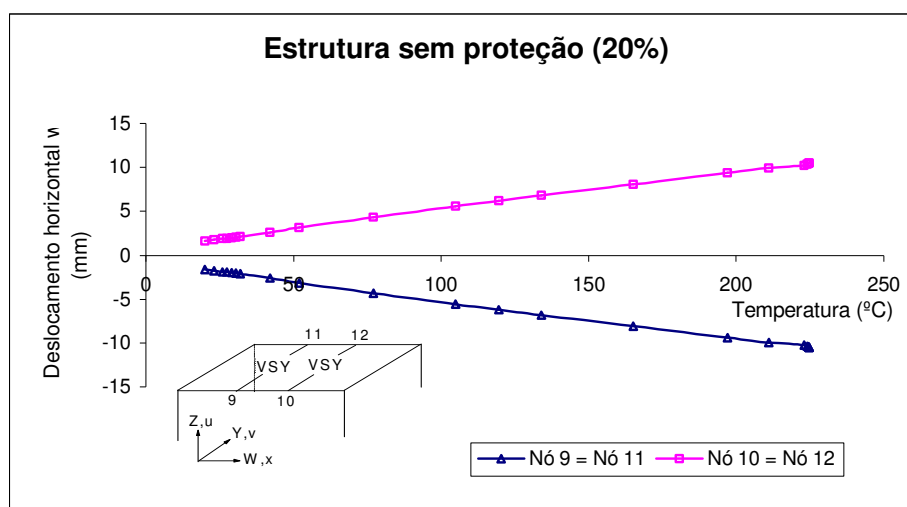


Figura 5.4 – Curva temperatura-deslocamentos horizontais para os nós de extremidade das vigas VSY.

5.3. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL SOB O CARREGAMENTO DE 40% DA CARGA ACIDENTAL

Analisa-se a estrutura sem proteção submetida ao carregamento de 40% em situação de incêndio. A Figura 5.5 mostra que o colapso numérico se verificou antes que ficasse bem caracterizado o *run-away* dos pilares. Logo, nesse carregamento, a excessiva deformação das vigas terá maior importância na definição do colapso. Na situação da Figura 5.5, a temperatura de colapso do pórtico nos pilares é 480°C correspondente a 14 minutos no incêndio-padrão.

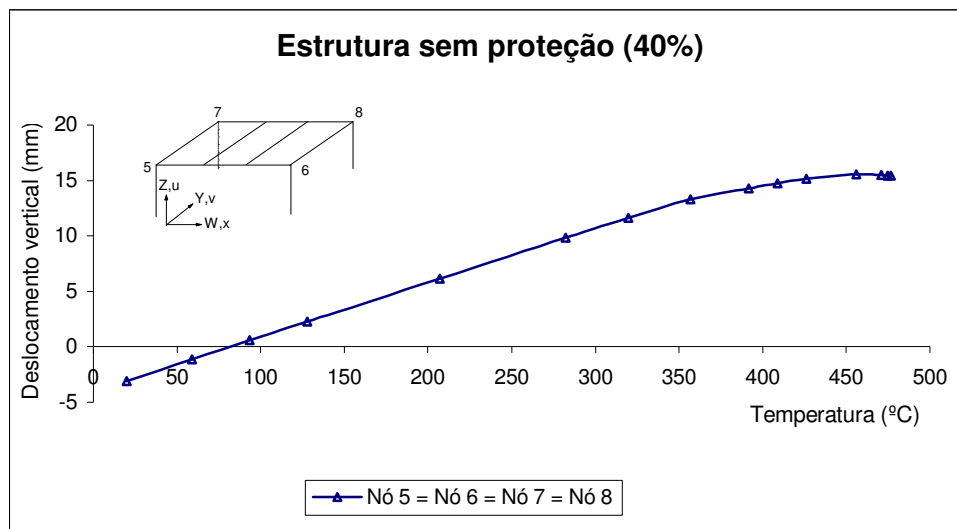


Figura 5.5 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de topo das colunas.

Os deslocamentos verticais dos nós de extremidade das vigas secundárias VSY são mostrados na Figura 5.6. O comportamento observado é análogo ao do caso de carregamento de 20% e o colapso do ponto de vista normativo se caracterizaria a aproximadamente 70°C, o que corresponde a 5 minutos de resistência ao fogo no incêndio-padrão. Admitindo-se a flecha máxima igual a $L/20$ do vão, o colapso global ocorre a 195°C, antes mesmo das VSY atingirem esse deslocamento limite.

A Figura 5.7 apresenta os deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas. O comportamento estrutural é semelhante ao verificado no carregamento de 20%. Os deslocamentos encontrados nas VPY são da ordem de $1/40$ do vão, enquanto que nas VSY são da ordem de $1/15$ do vão. Essa ordem de grandeza dos deslocamentos definiria o colapso que, no caso, ocorreria a 140°C, quando as VSY atingiriam a flecha máxima, da ordem de $1/20$ do vão. Porém, não há sinais de colapso. Para o tempo de resistência ao fogo de 14 minutos, as VPY atingiram uma temperatura de colapso global de 200°C e as VSY, uma temperatura de 195°C, aproximadamente. Observa-se que as vigas secundárias sofrem deslocamentos verticais próximos aos deslocamentos observados nas VPY pois, uma vez que se apoiam sobre as vigas VPY, deve-se subtrair das flechas máximas encontradas nas vigas secundárias os deslocamentos dos apoios.

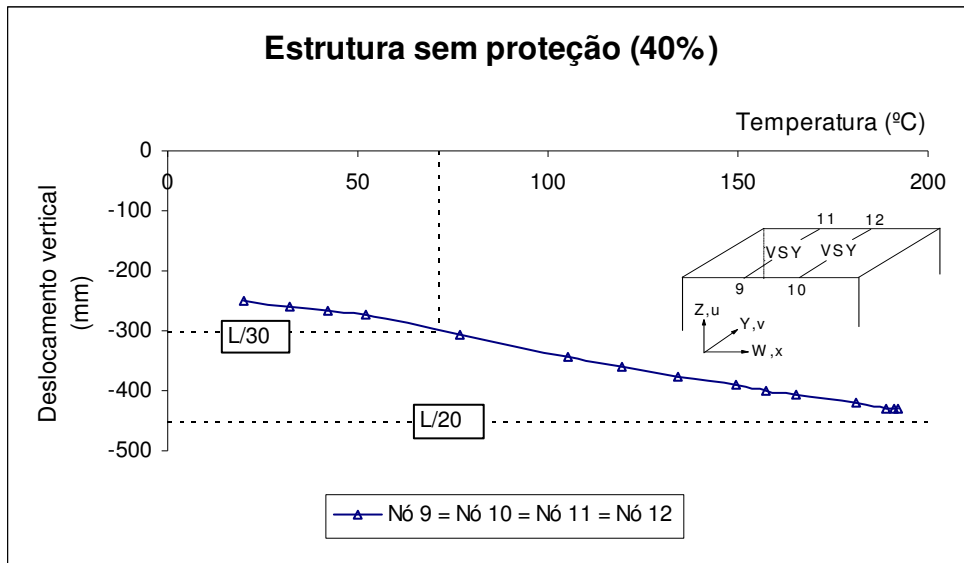


Figura 5.6 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de extremidade das vigas VSY.

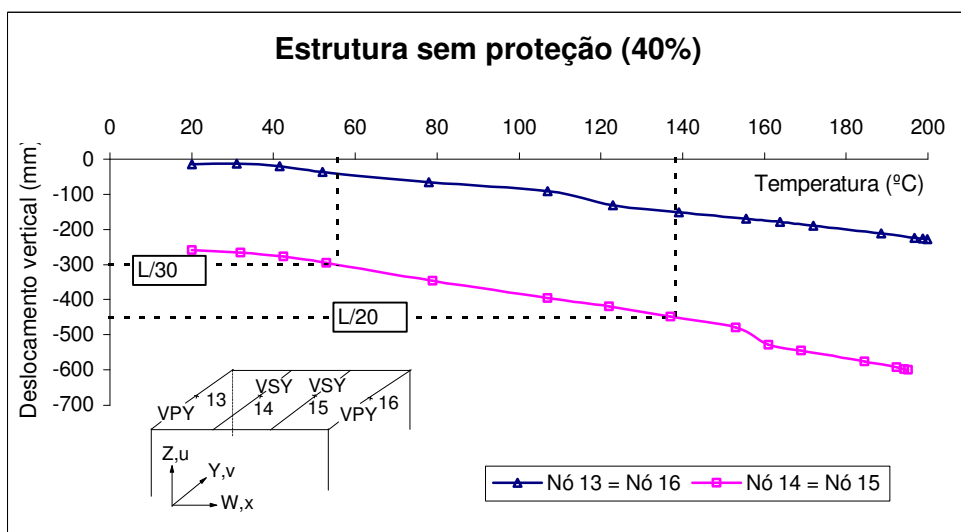


Figura 5.7 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós centrais das vigas VPY e VSY.

Os deslocamentos horizontais na direção de X (deslocamentos w) surgidos nas vigas secundárias são mostrados na Figura 5.8. O comportamento estrutural é semelhante ao caso do carregamento de 20% e as causas foram explicadas na seção correspondente. Os deslocamentos apresentaram valores muito próximos ao caso acima citado, porém a

temperatura atingida pelas vigas é de 192°C na mesa superior, portanto, menor do que para 20% de sobrecarga.

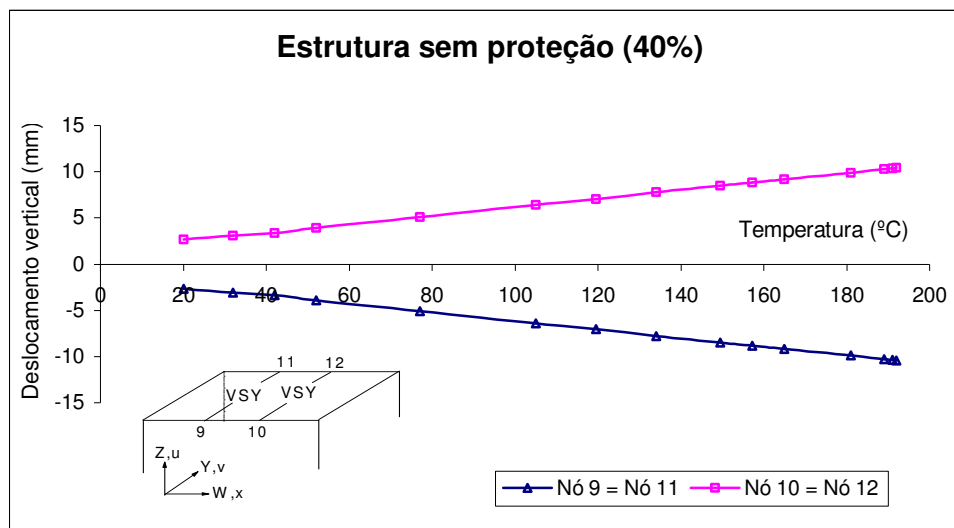


Figura 5.8 – Curva temperatura-deslocamentos horizontais para os nós de extremidade das vigas VSY.

5.4. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL SOB O CARREGAMENTO DE 60% DA CARGA ACIDENTAL

A terceira e última análise do comportamento estrutural em incêndio sem proteção passiva é para a hipótese de carregamento de 60% da carga acidental e 100% da carga permanente. Nota-se uma semelhança no comportamento estrutural com o caso de carregamento de 40% descrito na seção anterior, portanto não é preciso descrever o comportamento para este caso.

A Figura 5.9 apresenta os deslocamentos verticais dos nós de topo das colunas, que não apresentam sinais de colapso. O tempo de resistência ao fogo foi encontrado na faixa de 10 minutos de incêndio, isto é, a estrutura submetida ao carregamento acima citado resiste a apenas 10 minutos do incêndio-padrão, e a temperatura de colapso global encontrada para este tempo é de aproximadamente 365°C nas colunas. A Figura 5.10

ilustra os deslocamentos verticais das extremidades das vigas secundárias. Para o tempo de resistência ao fogo de 10 minutos, a temperatura atingida pelas vigas no colapso do pórtico é de 140°C no mesmo ponto da mesa superior da seção transversal.

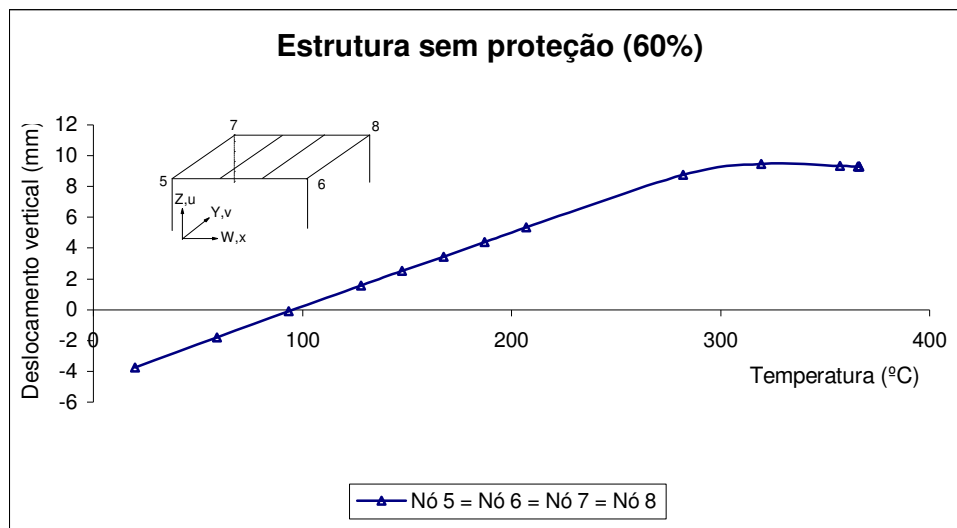


Figura 5.9 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de topo das colunas.

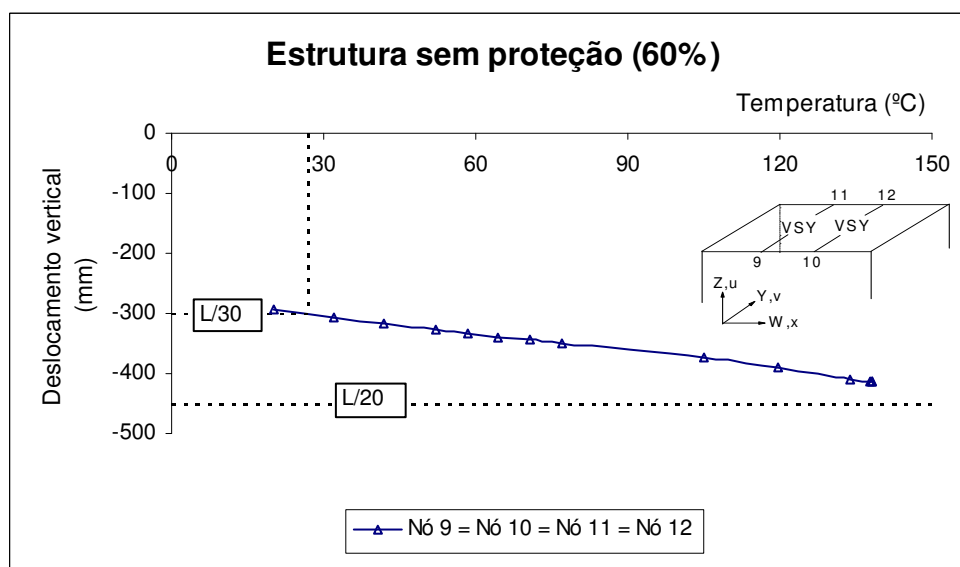


Figura 5.10 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de extremidade das vigas VSY.

Os deslocamentos verticais do nós centrais das vigas VPY e VPY são mostrados na Figura 5.11. Os deslocamentos encontrados nas VPY são da ordem de 1/55 do vão, e nas VSY, da ordem de 1/18 do vão, suficientes para definir o colapso que seria a uma temperatura de 115°C, quando as vigas secundárias atingiriam a flecha máxima. Porém, observando as curvas temperatura *versus* deslocamentos verticais apresentadas, não há sinais de colapso. Os deslocamentos são menores em relação aos casos anteriores, porém a temperatura de colapso global atingida pelas vigas é de 145°C para as VPY e 140°C para as VSY.

A Figura 5.12 mostra os deslocamentos horizontais na direção de X (deslocamentos *w*) das extremidades das vigas secundárias. A temperatura atingida pelas vigas é próxima a 140°C.

A Figura 5.13 ilustra a configuração deformada do pórtico para 10 minutos de resistência ao fogo. As temperaturas de colapso global encontradas em cada elemento estrutural foram citadas no decorrer do presente capítulo.

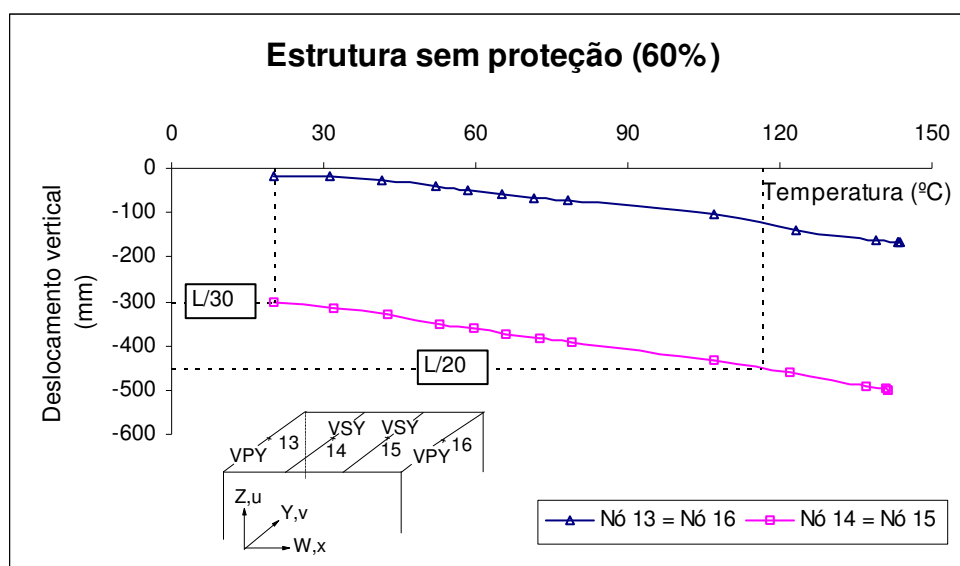


Figura 5.11 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós centrais das vigas VPY e VSY.

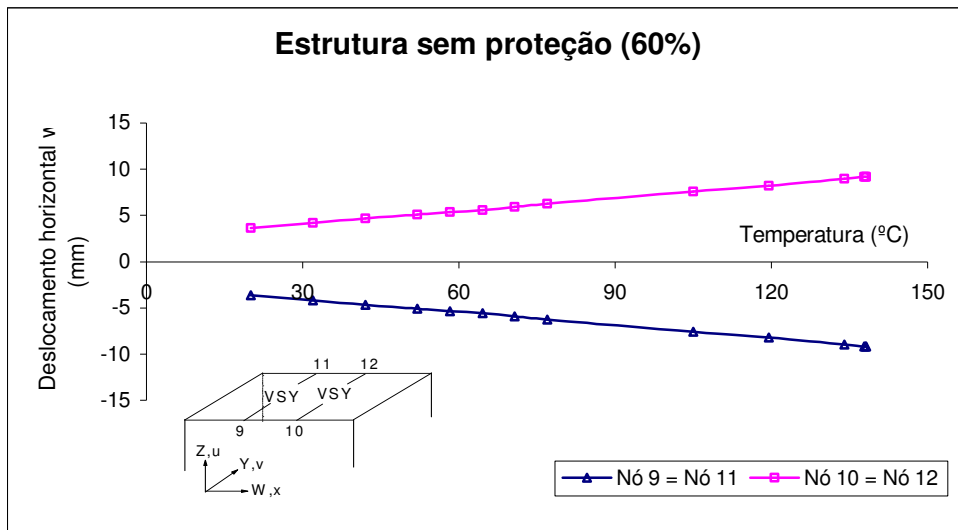


Figura 5.12 – Curva temperatura-deslocamentos horizontais para os nós de extremidade das vigas VSY.

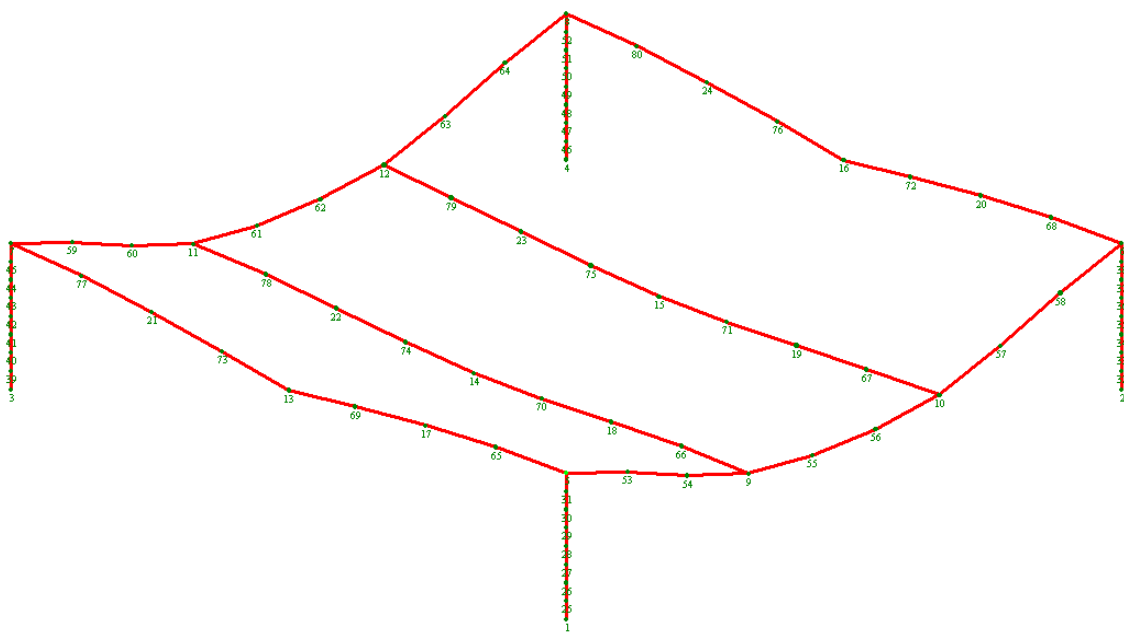


Figura 5.13 – Deformação do pórtico para 60% do carregamento para 10 minutos de incêndio (regime sem proteção).

5.5. SÍNTESE DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

Após analisar o comportamento estrutural sem proteção passiva em situação de incêndio, os resultados descritos levam a concluir que os tempos de resistência ao fogo verificados em cada caso de carregamento adotado foram muito baixos: 16 minutos, 14 minutos e 10 minutos, respectivamente, para os casos de carregamento de 20% , 40% e 60% da carga acidental admitida à temperatura ambiente, o que não atende a nenhum TRRF da NBR 14432 (2000) tornando-se necessária a utilização de proteção passiva para o aumento do TRRF da estrutura.

Sabe-se que as temperaturas críticas de colapso verificadas para cada elemento estrutural são diferentes entre si, uma vez que a estrutura é tridimensional e o perfil de temperatura varia para cada perfil. Para o carregamento de 20%, as temperaturas encontradas foram: 540°C nas colunas, 225°C nas VPX, 235°C nas VPY e 225°C nas VSY. No caso de 40% de carga acidental, as temperaturas encontradas foram de 480°C nas colunas, 192°C nas VPX, 200°C nas VPY e 195°C nas VSY. Para 60% de carga acidental, foram: 365°C nas colunas, 140°C nas VPX, 145°C nas VPY e 140°C nas VSY.

É importante ressaltar que as temperaturas mencionadas acima apresentam valores muito baixos devido ao fato de que foram medidas nas mesas superiores dos perfis, no ponto 3 da Figura 4.5, uma vez que o VULCAN fornece os resultados com o histórico de temperatura no ponto central da mesa superior das colunas. Para efeito de comparação, foram usadas as temperaturas em tais pontos que estão sob a proteção parcial da laje, fator que justifica os baixos valores. Os valores de temperatura medidos nas vigas correspondem ao mesmo ponto medido nos pilares.

Não se observa uma proporcionalidade entre os tempos de resistência ao fogo e a grandeza das cargas acidentais, nem destas com as temperaturas críticas. Por outro lado, não há proporcionalidade entre as cargas totais atuantes na estrutura, uma vez que as cargas permanentes são consideradas na sua totalidade. Os tempos de resistência ao fogo eram esperados em valores superiores aos encontrados.

No caso de carregamento de 20%, observa-se o colapso característico de colunas isoladas que corresponde ao fenômeno do *run-away* do ponto nodal. Nesse caso, a temperatura de 540°C encontrada é próxima do valor observado para temperatura crítica de pilares isolados, na faixa de 550°C.

No caso de 40% da carga acidental, a análise mostra que a flambagem das vigas VPX que se apoiam em pilares que se mantêm rígidos em face da baixa temperatura, levou ao colapso. Logo, a excessiva deformação das vigas teve maior importância na definição do colapso.

Finalmente, no caso de carregamento de 60%, a análise mostra que o comportamento estrutural é semelhante ao caso de 40% de carga acidental, porém o tempo de resistência ao fogo e as temperaturas encontradas foram menores.

CAPÍTULO 6

COMPORTAMENTO DA ESTRUTURA EM INCÊNDIO COM PROTEÇÃO PASSIVA

6.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo faz-se uma análise tridimensional do comportamento estrutural com proteção passiva em situação de incêndio. As hipóteses de carregamento são análogas ao capítulo anterior. Os regimes de proteção adotados na análise foram descritos no Capítulo 3. Aqui serão apresentados os resultados analíticos para cada regime de proteção, buscando mostrar em cada caso, que efeitos à estrutura se verificam, sejam eles favoráveis ou não.

As temperaturas encontradas em cada caso foram medidas no nó central da mesa superior da seção transversal dos perfis estudados em cada caso, ponto 3 da Figura 4.5, apenas para efeito de comparação com o histórico de temperatura fornecido pelos resultados do VULCAN, que são as temperaturas do nó central da mesa superior da seção transversal da coluna.

6.2. REGIMES DE PROTEÇÃO

6.2.1. Regime de proteção I

I – Carregamento de 20%

O comportamento da estrutura sob o regime de proteção I, correspondente a pilares parcialmente protegidos, é apresentado para as três hipóteses de carregamento. A Figura 6.1 ilustra os deslocamentos verticais dos nós 5, 6, 7 e 8, que são os nós de topo das colunas. Analisando o desenvolvimento da curva, nota-se que não há indício de colapso estrutural pelas colunas até a temperatura de colapso global verificado a 467°C na mesa superior para tais elementos. O tempo de resistência ao fogo para o regime descrito foi de 47 minutos sendo, portanto, bem maior do que o tempo de resistência ao fogo da estrutura sem proteção para esse caso de carregamento mostrado no Capítulo 5, seção 5.2, igual a 16 minutos.

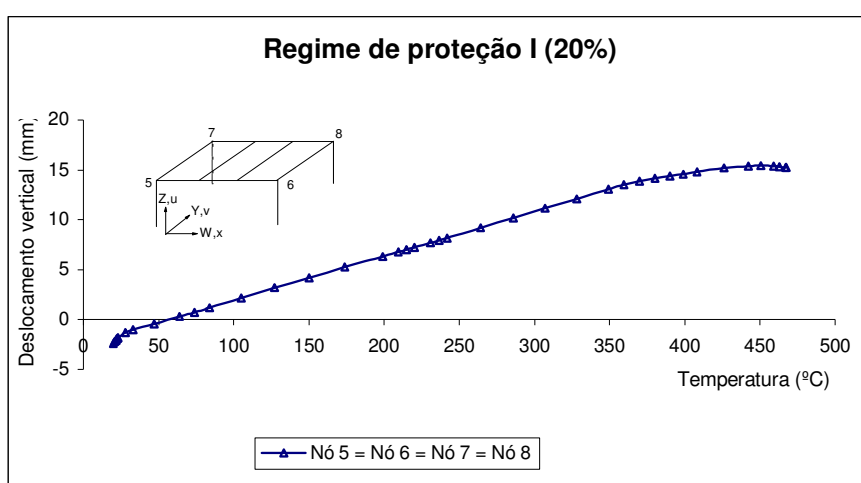


Figura 6.1 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de topo das colunas.

A Figura 6.2 apresenta os deslocamentos verticais dos nós de extremidade das vigas secundárias. Observa-se que as vigas atingem deslocamentos da ordem de 1/10 do vão. Segundo o critério de colapso definido na norma BS476 já citada no Capítulo anterior, esses deslocamentos seriam suficientes para definir o colapso que no caso ocorreria a 230°C, quando as vigas secundárias atingiriam o deslocamento limite. Porém, nesse ponto, não há sinais evidentes de colapso, apesar de haver uma tendência das vigas nesse sentido. Para o tempo de resistência ao fogo de 47 minutos, a temperatura de colapso global atingida pelas vigas é de 584°C, verificada na mesa superior.

Os deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas principais na direção de Y e das vigas secundárias são mostrados na Figura 6.3. As vigas VPY atingem deslocamentos da ordem de 1/15 do vão e as VSY da ordem de 1/5 do vão, que definiriam o colapso ocorrendo a uma temperatura de apenas 140°C, quando as VSY atingiriam a flecha máxima. Porém, até esse ponto, a curva não apresenta sinais de colapso, apesar de haver uma tendência das vigas VSY para isso. A temperatura de colapso global encontrada, correspondente ao tempo de resistência ao fogo de 47 minutos, é de 608°C para as VPY e de 589°C para as VSY, medidas na mesa superior da seção transversal.

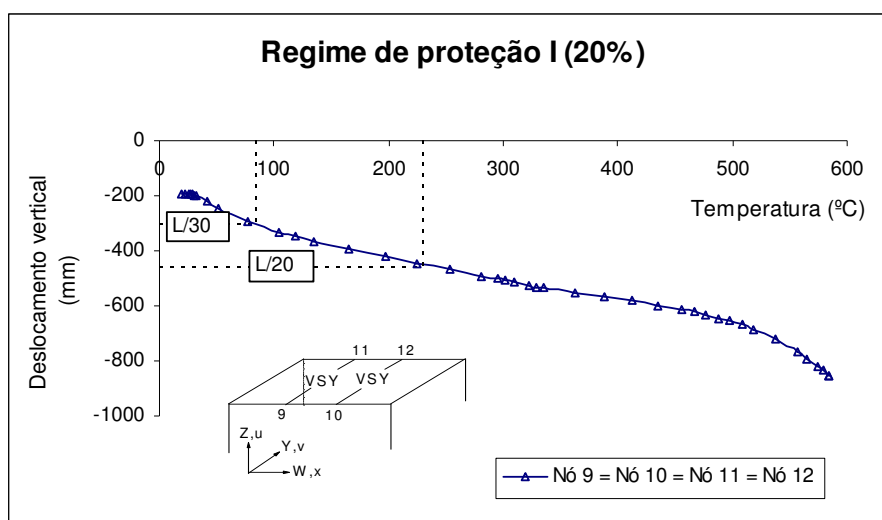


Figura 6.2 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de extremidade das vigas VSY.

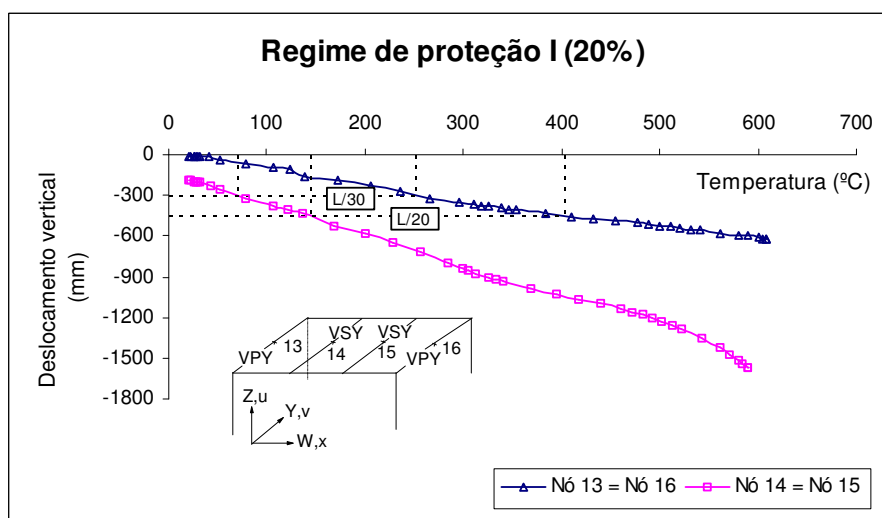


Figura 6.3 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós centrais das vigas VPY e VSY.

A Figura 6.4 mostra os deslocamentos horizontais dos nós de extremidade das vigas secundárias. O comportamento estrutural é análogo ao caso da estrutura sem proteção. A temperatura de colapso global atingida neste caso é de 584°C na mesa superior, correspondente a um tempo de 47 minutos de resistência ao fogo.

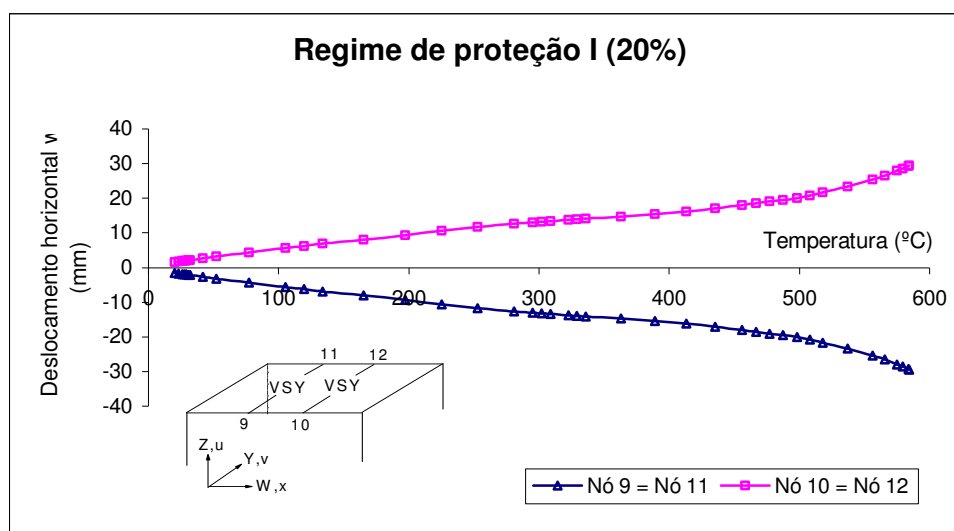


Figura 6.4 – Curva temperatura-deslocamentos horizontais para os nós de extremidade das vigas VSY.

II – Carregamento de 40%

Os deslocamentos verticais dos nós de topo das colunas são apresentados na Figura 6.5. Observa-se pela análise da curva que não há sinais claros de colapso da estrutura pelas colunas, uma vez que não ocorre o fenômeno do *run-away*. O tempo de resistência ao fogo encontrado para este caso de carregamento é de 30 minutos aproximadamente e portanto, maior que para a estrutura não protegida, que chegou a apenas 14 minutos de incêndio. A temperatura atingida pelas colunas no colapso global foi de 325°C na mesa superior do perfil.

A Figura 6.6 mostra os deslocamentos verticais dos nós de apoio das vigas secundárias. Nota-se que estes atingem deslocamentos da ordem de 1/13 do vão. Esses deslocamentos poderiam definir o colapso que no caso seria próximo a 200°C, quando

seria atingida a flecha máxima das vigas. Porém, não foi verificado sinal de colapso até essa temperatura. Para o tempo de resistência ao fogo de 30 minutos, a temperatura de colapso global atingida pelas vigas é de 418°C, no ponto central da mesa superior da seção transversal.

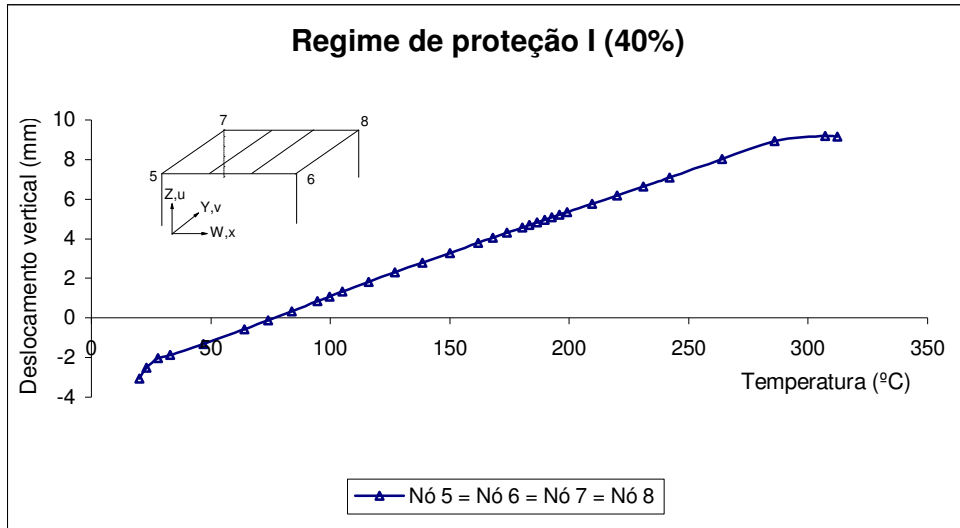


Figura 6.5 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de topo das colunas.

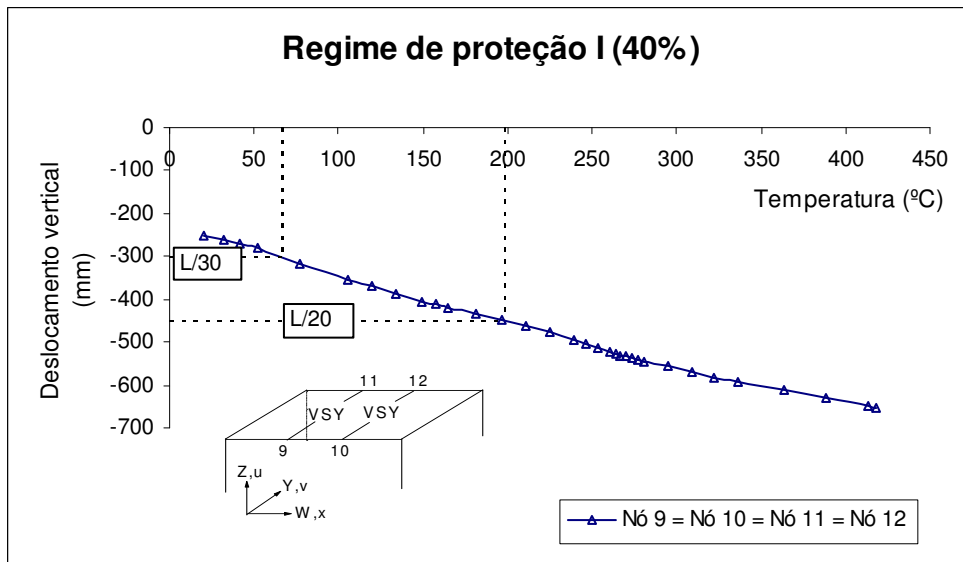


Figura 6.6 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de extremidade das vigas VSY.

Na Figura 6.7 estão os deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas VPY e VSY. Nota-se que as VPY apresentam deslocamentos da ordem de $1/18$ do vão e as VSY da ordem de $1/7$ do vão, que definiriam o colapso isolado a 130°C . Porém, as temperaturas atingidas pelas vigas no colapso global em 30 minutos de incêndio-padrão é de 437°C para as VPY e de 422°C para as VSY, nas mesas superiores das vigas. A Figura 6.8 apresenta os deslocamentos horizontais dos nós de apoio das vigas secundárias. A temperatura atingida é de 418°C para 30 minutos de incêndio resistido pelas vigas.

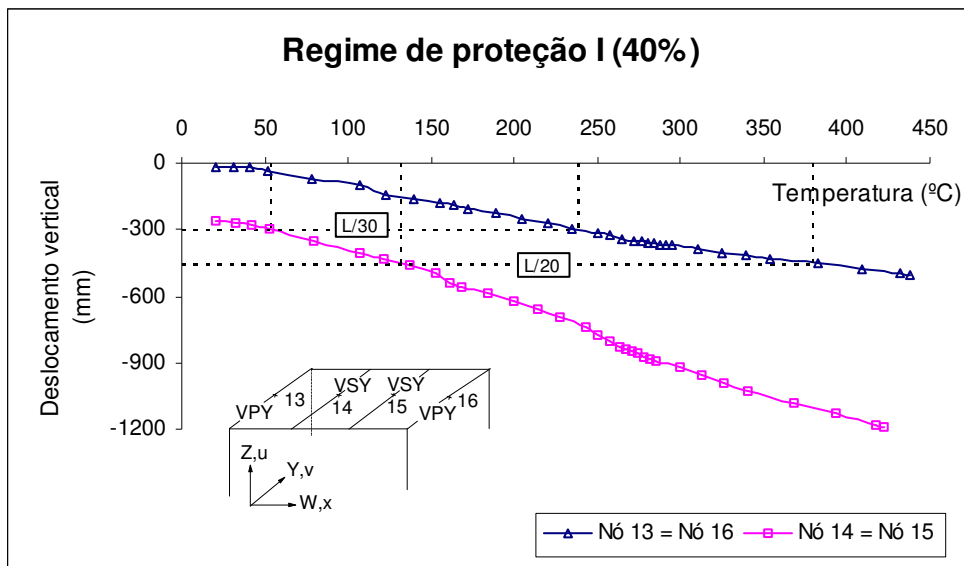


Figura 6.7 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós centrais das vigas VPY e VSY.

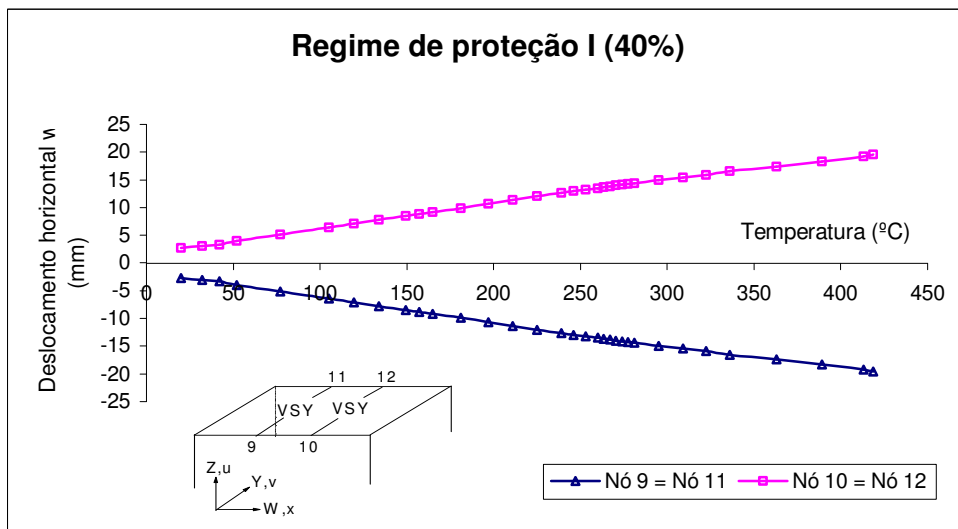


Figura 6.8 – Curva temperatura-deslocamentos horizontais para os nós de extremidade das vigas VSY.

III – Carregamento de 60%

Os deslocamentos verticais dos nós de topo das colunas é mostrado na Figura 6.9. O tempo de resistência ao fogo para o caso de carregamento de 60% verificado foi de 24 minutos aproximadamente. A temperatura atingida pelas colunas foi 241°C. Observa-se uma leve tendência de colapso. A Figura 6.10 ilustra os deslocamentos verticais dos nós de apoio das vigas secundárias. A temperatura de colapso das vigas atingiu 334°C na mesa superior para 24 minutos de resistência ao fogo e os deslocamentos foram da ordem de 1/13 do vão.

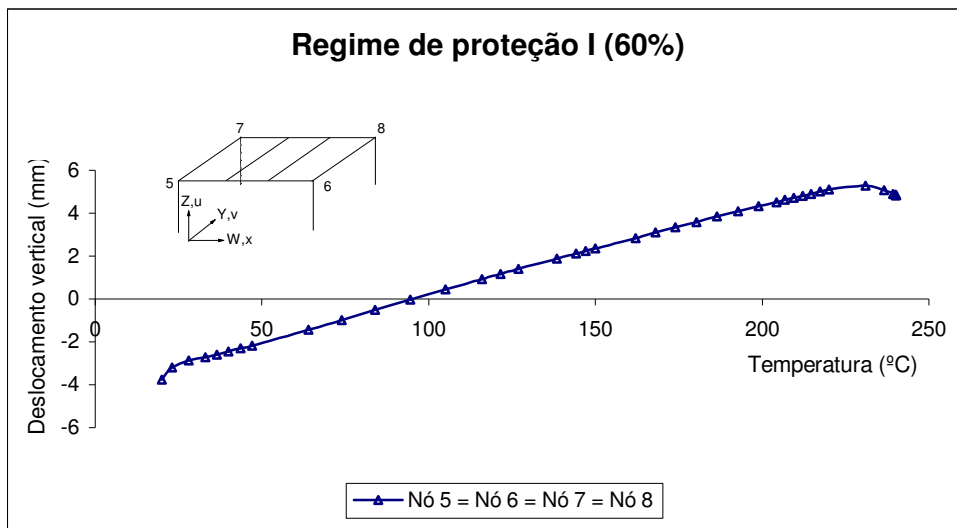


Figura 6.9 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de topo das colunas.

A Figura 6.11 mostra os deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas VPY e VSY. O comportamento estrutural é análogo ao caso de carregamento de 40%. A temperatura atingida pelas VPY é de 351°C e as VSY atingiram 337°C para o tempo de 24 minutos de resistência ao fogo. Os deslocamentos são da ordem de 1/20 e 1/8 do vão, respectivamente. Nestes casos, o colapso ocorreria a apenas 110°C, quando as vigas secundárias atingissem a flecha máxima. Porém, até esse ponto, não há sinais evidentes de colapso. Há uma tendência de colapso por parte das vigas secundárias quando elas atingem a temperatura de colapso do pórtico.

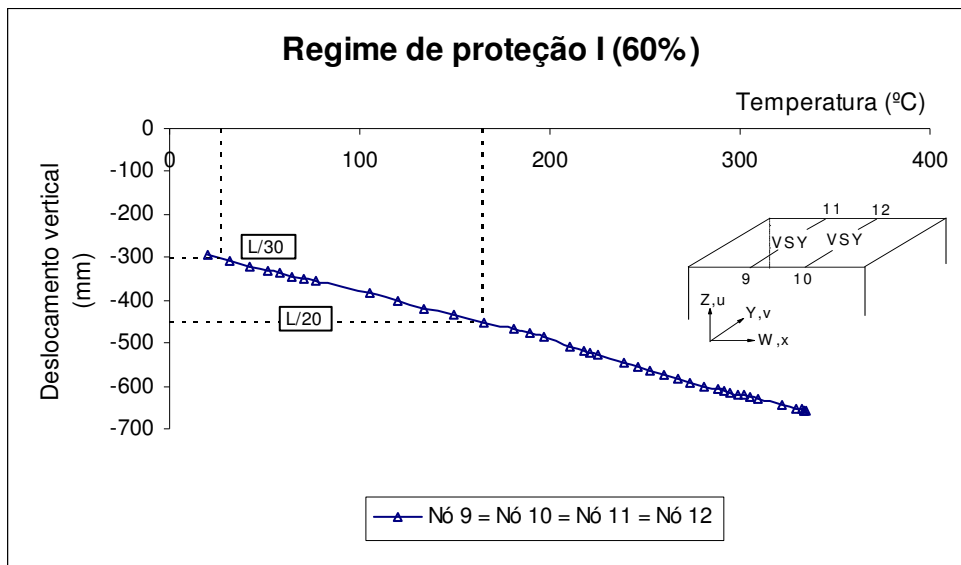


Figura 6.10 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de extremidade das vigas VSY.

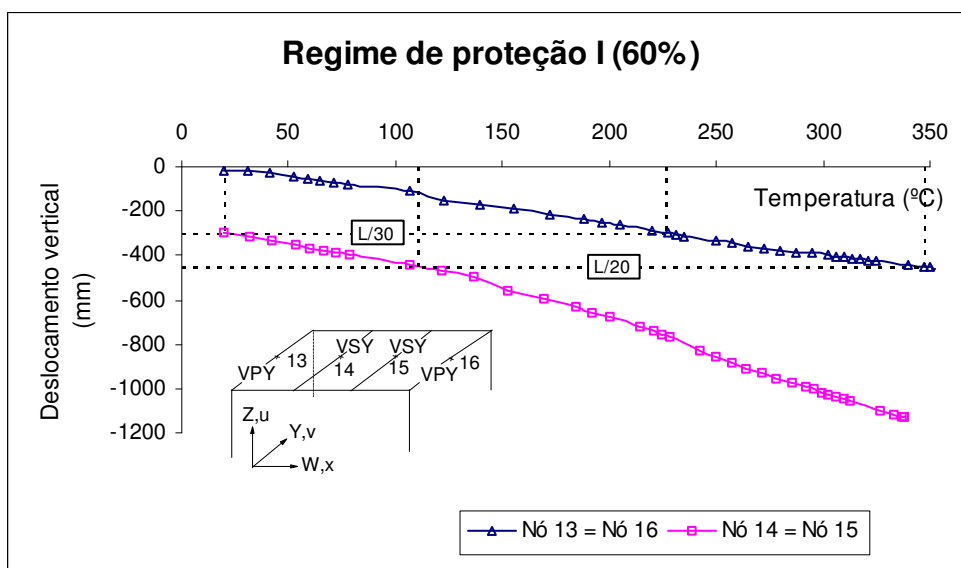


Figura 6.11 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós centrais das vigas VPY e VSY.

A Figura 6.12 ilustra os deslocamentos horizontais dos nós de extremidade das vigas secundárias. A temperatura atingida pelas vigas correspondente ao tempo de resistência ao fogo de 24 minutos é de 334°C.

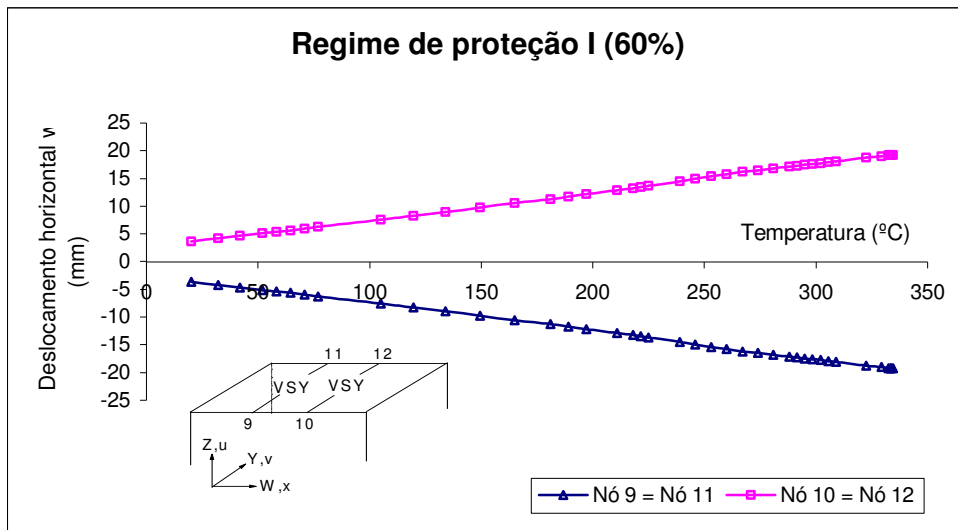


Figura 6.12 – Curva temperatura-deslocamentos horizontais para os nós de extremidade das vigas VSY.

A Figura 6.13 ilustra a configuração deformada do pórtico para 24 minutos de resistência ao fogo. As temperaturas críticas finais encontradas em cada elemento foram citadas no decorrer do presente capítulo.

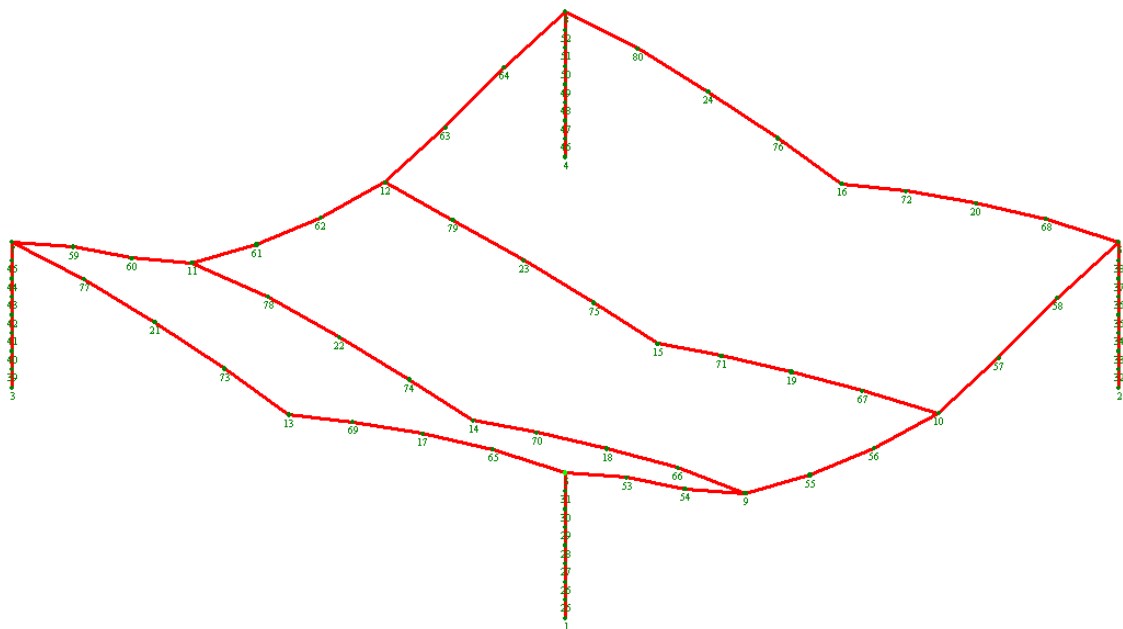


Figura 6.13 – Deformação do pórtico para 60% do carregamento para 24 minutos de incêndio (regime I).

6.2.2. Regime de proteção II

O regime de proteção II corresponde ao acréscimo de proteção passiva nas mesas inferiores das vigas principais VPX e VPY ao regime I (proteção parcial nos pilares), buscando ressaltar os efeitos favoráveis ou não à estrutura em relação aos casos considerados anteriormente.

I – Carregamento de 20%

Na Figura 6.14 são mostrados os deslocamentos verticais dos nós de topo dos pilares. Observa-se que à medida que se eleva a temperatura, há uma perfeita linearidade na curva, não havendo sinais de colapso. A temperatura de colapso global nas colunas é de 353°C na mesa superior, portanto, inferior 114°C à temperatura encontrada no regime I, para o mesmo caso de carregamento. O tempo de resistência ao fogo encontrado nesse caso foi de 35 minutos aproximadamente.

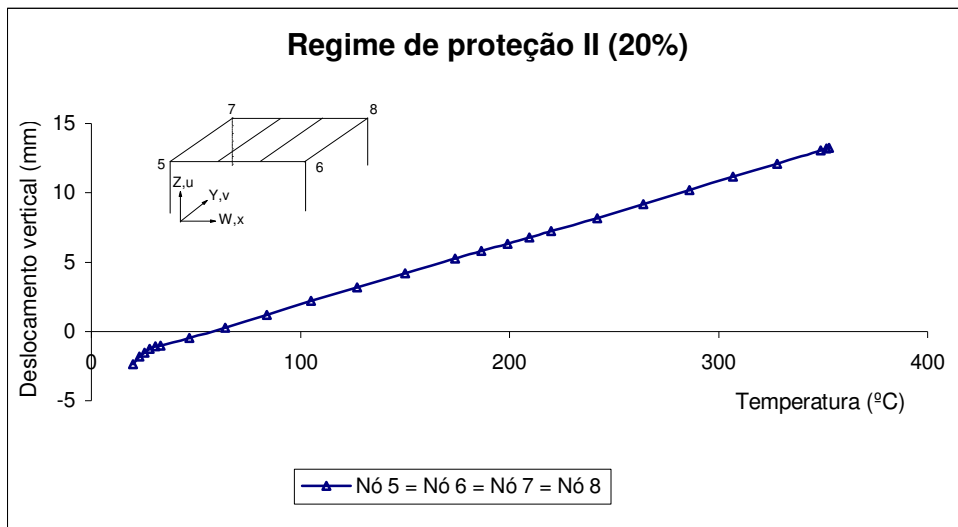


Figura 6.14 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de topo das colunas.

A Figura 6.15 apresenta os deslocamentos verticais dos nós de apoio das VSY. Observa-se que os deslocamentos atingem valores da ordem de 1/18 do vão. A flecha

máxima seria atingida a uma temperatura de 307°C no ponto central da mesa superior da seção transversal. Entretanto, nesse ponto, não há sinais de colapso. A temperatura de colapso global atingida é de 460°C, para 35 minutos de resistência ao fogo no incêndio-padrão.

Os deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas VPY e VSY são mostrados na Figura 6.16. Nota-se que as VPY atingem a temperatura de colapso global de 480°C, e deslocamentos próximos a 1/40 do vão, não indicando nenhum sinal de colapso, para 35 minutos de incêndio resistidos pelo pórtico. A vigas secundárias atingem deslocamentos da ordem de 1/9 do vão, que seriam suficientes para definir o colapso da estrutura que ocorreria a apenas 169°C, quando a viga atingisse a flecha máxima permitida. Porém, não há sinais de colapso até essa temperatura, apesar de haver um tendência de tais vigas para isso. A temperatura crítica das VSY é igual a 464°C.

Os deslocamentos horizontais dos nós e apoio das vigas secundárias são mostrados na Figura 6.17. A temperatura de colapso atingida pelas vigas é de 460°C.

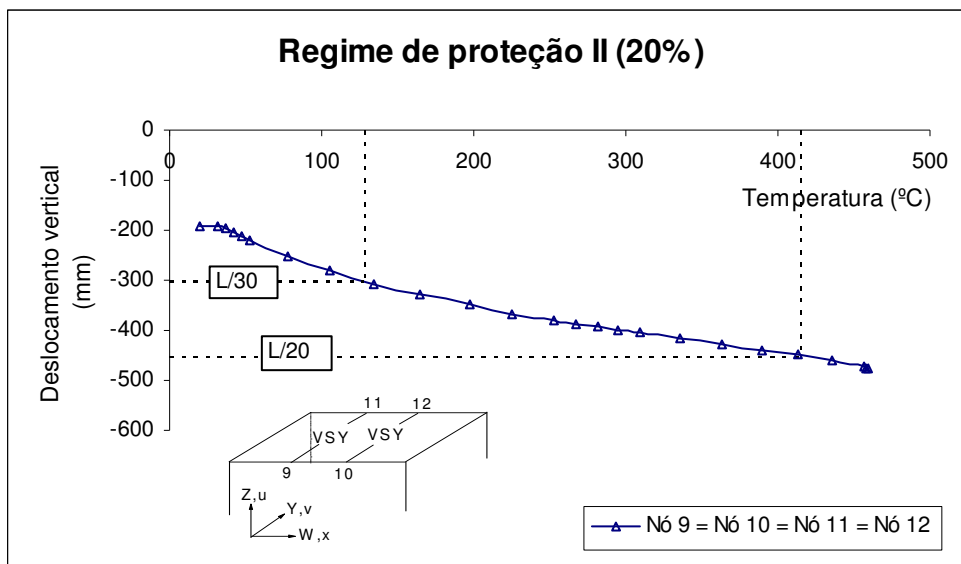


Figura 6.15 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de extremidade das vigas VSY.

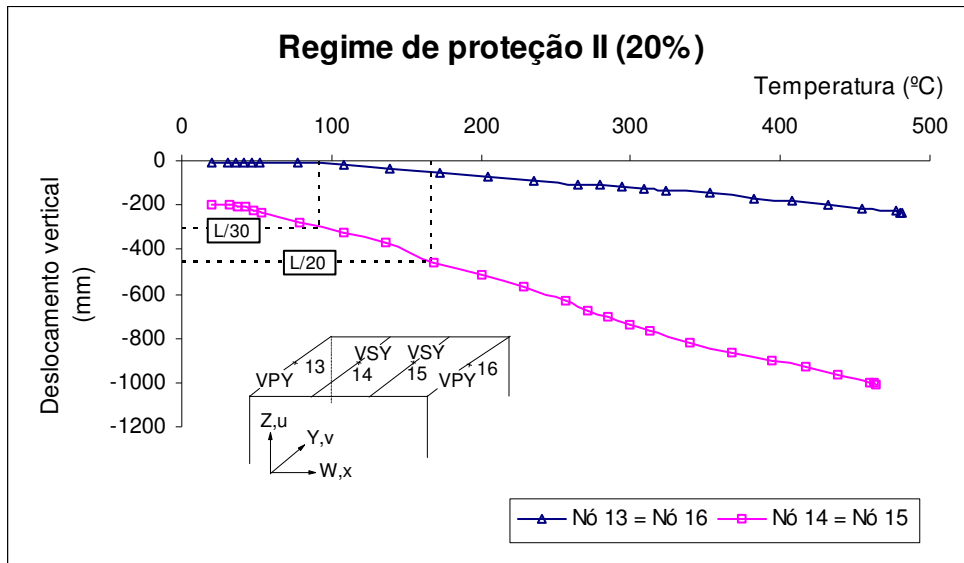


Figura 6.16 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós centrais das vigas VPY e VSY.

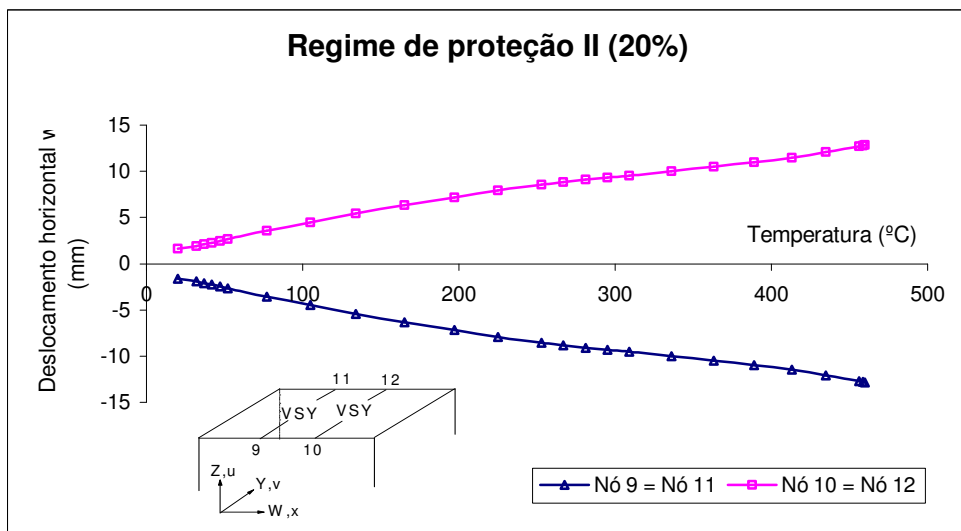


Figura 6.17 – Curva temperatura-deslocamentos horizontais para os nós de extremidade das vigas VSY.

II – Carregamento de 40%

Os deslocamentos verticais dos nós de topo dos pilares mostrados na Figura 6.18 indicam uma leve tendência de colapso quando tais elementos atingem a temperatura de

colapso global de 335°C. O tempo de resistência ao fogo encontrado para 40% de sobrecarga foi de 33 minutos em incêndio-padrão.

A Figura 6.19 apresenta os deslocamentos verticais dos nós de extremidade das vigas secundárias. O comportamento estrutural é análogo aos casos anteriores. Os apoios atingem deslocamentos da ordem de 1/17 do vão. Até a temperatura de 310°C na qual ocorreria o colapso numérico da viga, quando esta atingisse a flecha máxima, não há indícios de colapso. A temperatura atingida de colapso do pórtico é de 442°C no ponto central da mesa superior.

A Figura 6.20 apresenta os deslocamentos verticais dos nós centrais das VPY e VSY. Os deslocamentos de VPY atingem valores da ordem de 1/40 do vão e as VSY da ordem de 1/10 do vão. A flecha máxima atingida pelas VSY foi a 170°C, mas não há indícios de colapso até esse ponto. A partir daí, a curva tem uma leve tendência para isso. A temperatura de colapso global atingida pelas vigas é de 481°C para as VPY e de 464°C para as VSY, na mesa superior da seção transversal.

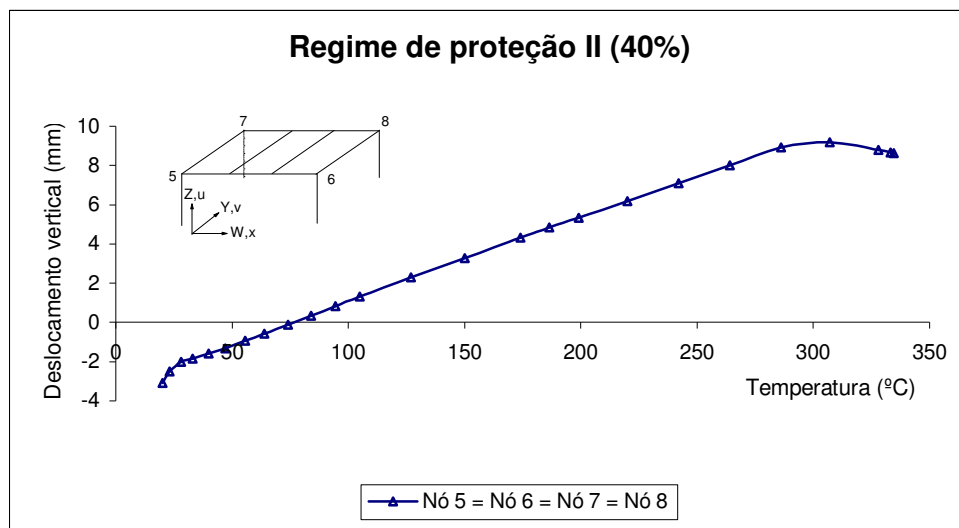


Figura 6.18 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de topo das colunas.

Os deslocamentos horizontais estão apresentados na Figura 6.21. A temperatura de colapso atingida pelas vigas é de 442°C, medida na mesa superior da seção transversal do perfil, o que corresponde a um tempo de resistência ao fogo de 33 minutos em incêndio-padrão.

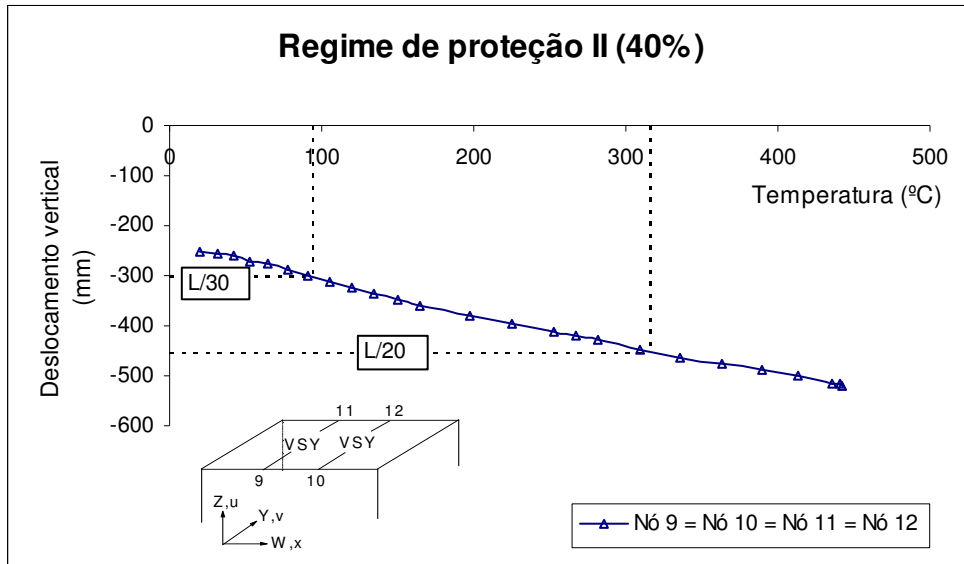


Figura 6.19 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de extremidade das vigas VSY.

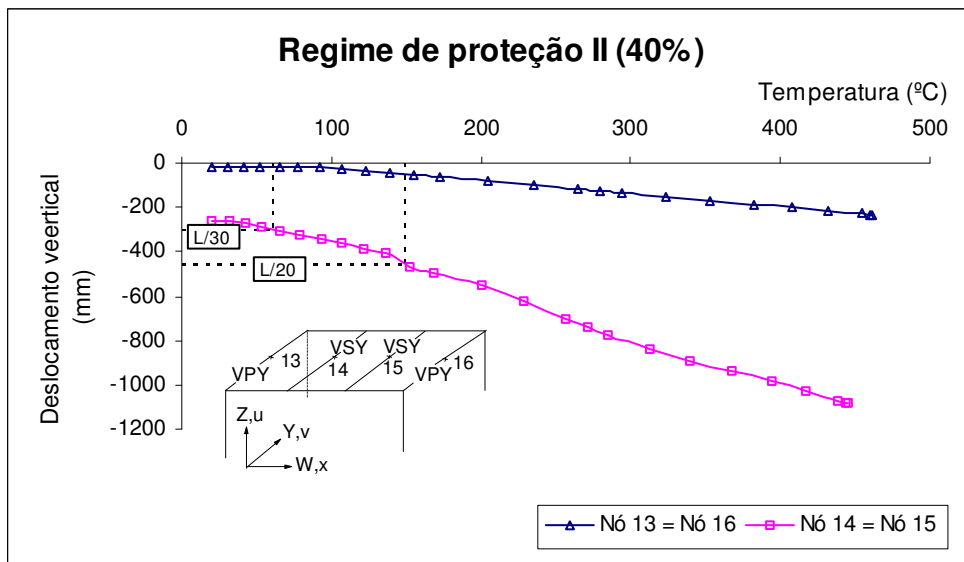


Figura 6.20 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós centrais das vigas VPY e VSY.

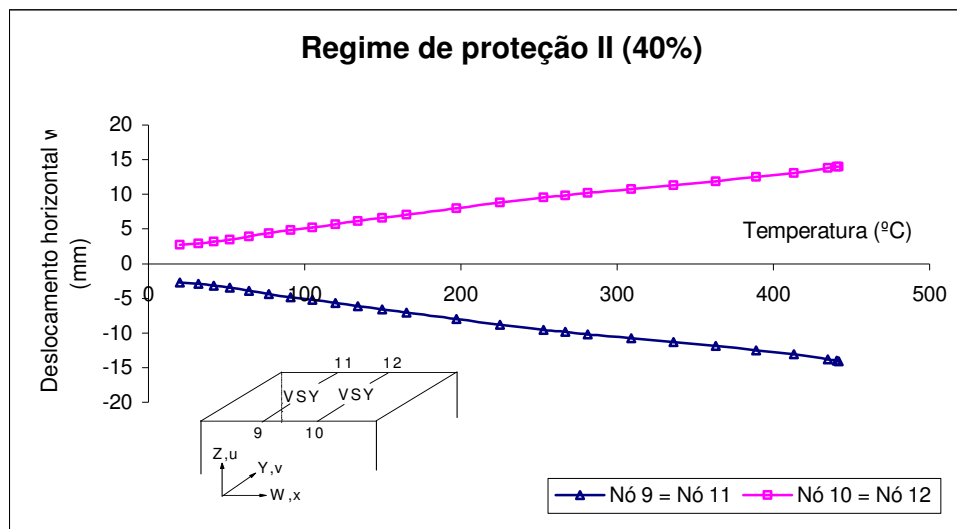


Figura 6.21 – Curva temperatura-deslocamentos horizontais para os nós de extremidade das vigas VSY.

III – Carregamento de 60%

O carregamento de 60% está representado a seguir. O comportamento estrutural no regime de proteção II para esse caso é inteiramente análogo aos casos anteriores já analisados. Observando-se as Figuras 6.22, 6.23, 6.24 e 6.25, fica clara a semelhança entre os comportamentos já estudados.

A Figura 6.22 apresenta os deslocamentos verticais dos nós de topo das colunas. O tempo de resistência ao fogo verificado para 60% de carga acidental foi de 24 minutos. A temperatura de colapso global atingida pelas colunas é de 240°C, na mesa superior.

Os deslocamentos verticais dos nós de apoio das vigas secundárias sobre as principais na direção de X (VPX) estão representados na Figura 6.23. A temperatura de colapso global verificada em tais vigas é de 335°C na mesa superior, e os deslocamentos da ordem de 1/18 do vão.

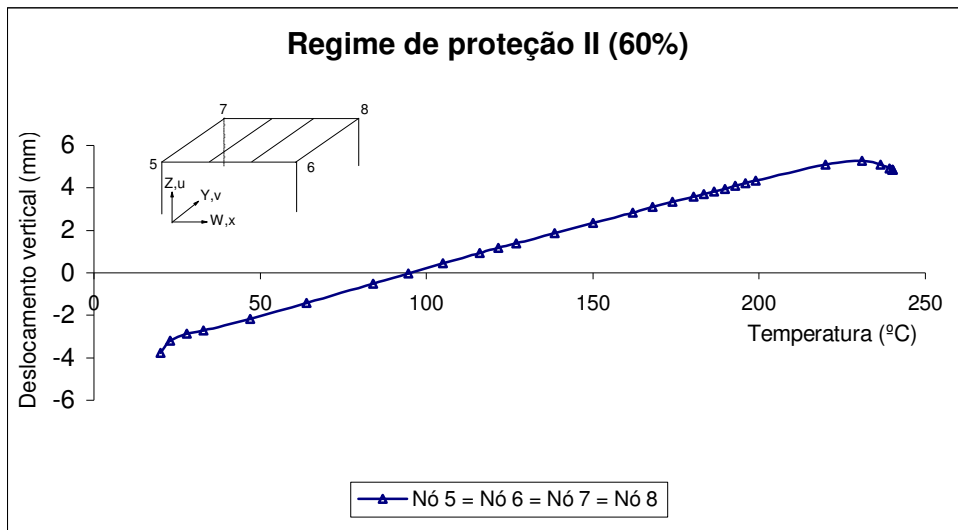


Figura 6.22 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de topo das colunas.

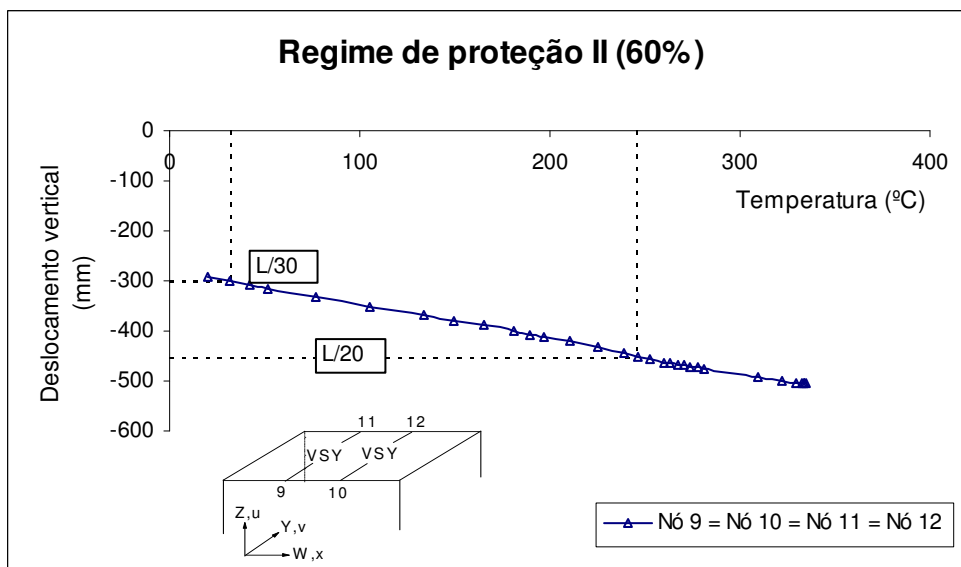


Figura 6.23 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de extremidade das vigas VSY.

A Figura 6.24 mostra os deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas VPY e VSY. Os deslocamentos das VPY atingem a ordem de $1/50$ do vão e temperatura de colapso de 350°C . As VSY atingem deslocamentos da ordem de $1/9$ do vão e temperatura de 338°C .

A Figura 6.25 ilustra os deslocamentos horizontais dos nós de extremidade das vigas secundárias. A temperatura de colapso global atingida é de 335°C. A Figura 6.26 mostra a configuração deformada do pórtico para 24 minutos de resistência ao fogo. Nota-se que o tempo de resistência ao fogo dos regimes de proteção I e II para 60% de carga accidental é o mesmo.

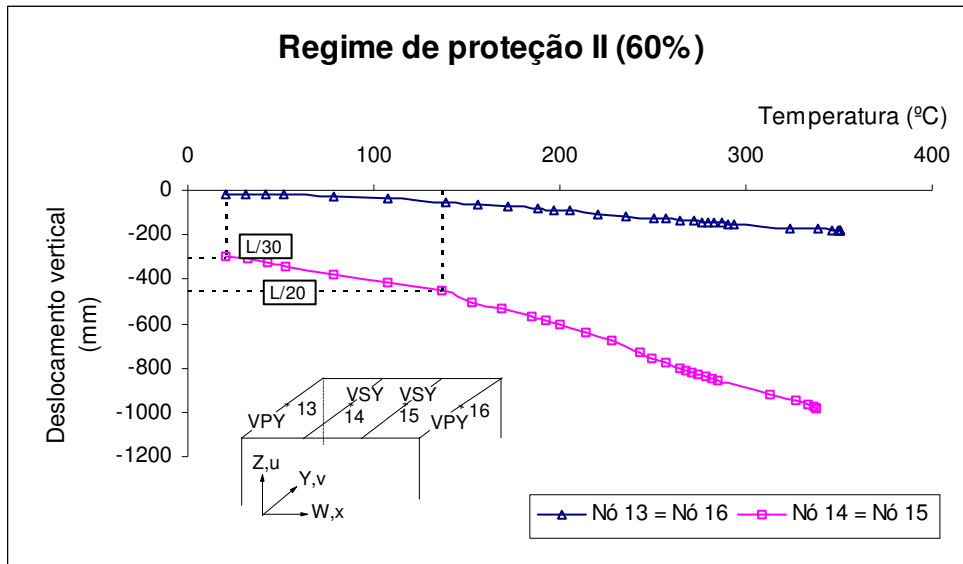


Figura 6.24 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós centrais das vigas VPY e VSY.

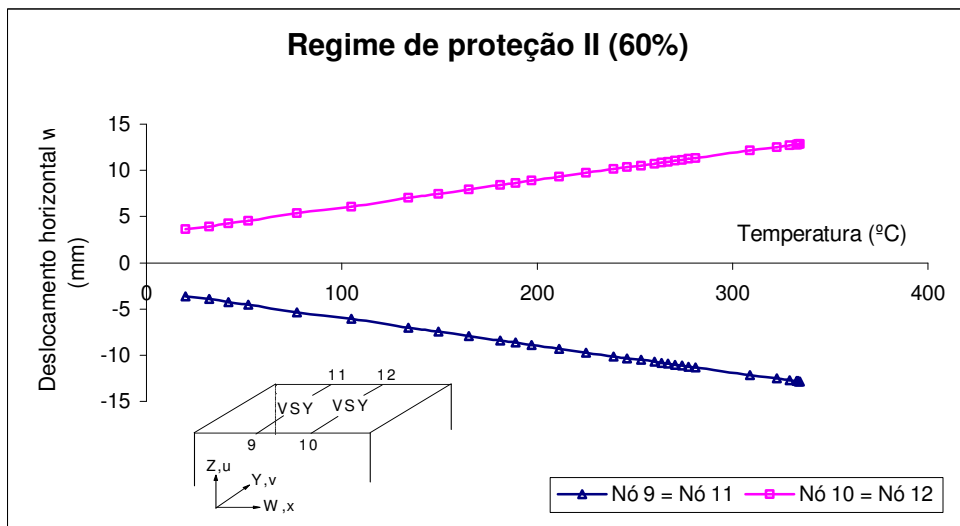


Figura 6.25 – Curva temperatura-deslocamentos horizontais para os nós de extremidade das vigas VSY.

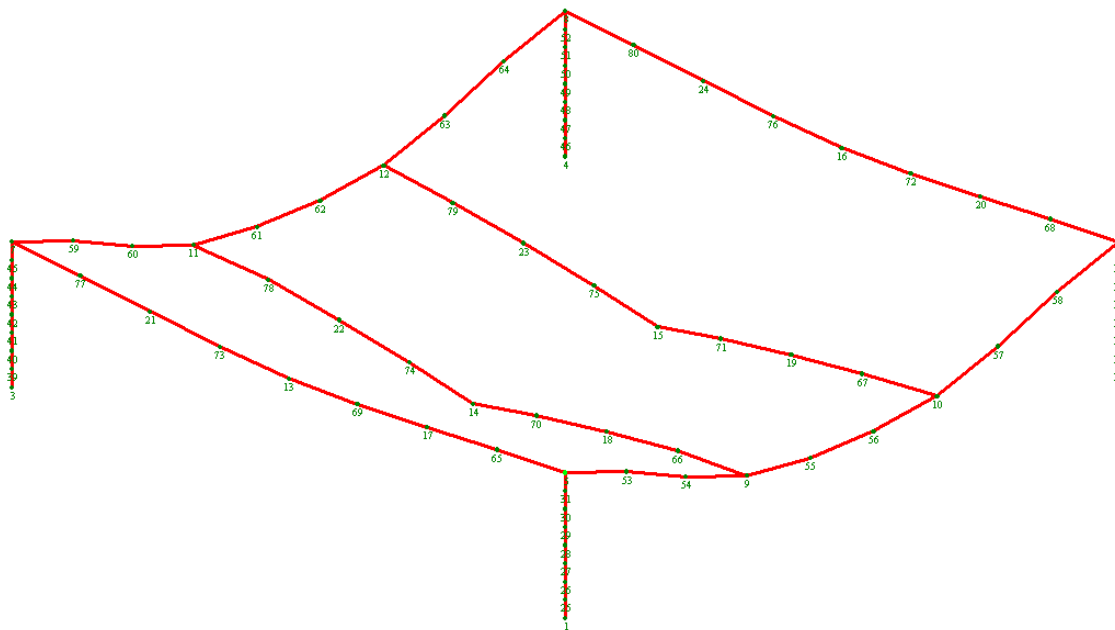


Figura 6.26 – Deformação do pórtico para 60% do carregamento para 24 minutos de incêndio (regime II).

6.2.3. Regime de proteção III

O regime de proteção III corresponde ao acréscimo de proteção passiva nas mesas inferiores das vigas secundárias ao regime II, buscando ressaltar os efeitos favoráveis ou não à estrutura em relação a tal regime.

I – Carregamento de 20%

O comportamento estrutural verificado no regime de proteção III é inteiramente análogo ao regime II, inclusive o tempo de resistência ao fogo e as temperaturas críticas de colapso global para cada elemento analisado, o que indica que para 20% de carregamento, não há efeitos benéficos do regime III sobre o comportamento estrutural em comparação ao regime II. A Figura 6.27 apresenta os deslocamentos verticais dos nós de topo das colunas para o regime III, carregamento de 20%. A temperatura de colapso global atingida é de 353°C. O tempo de resistência ao fogo para este caso aproximou-se de 35 minutos.

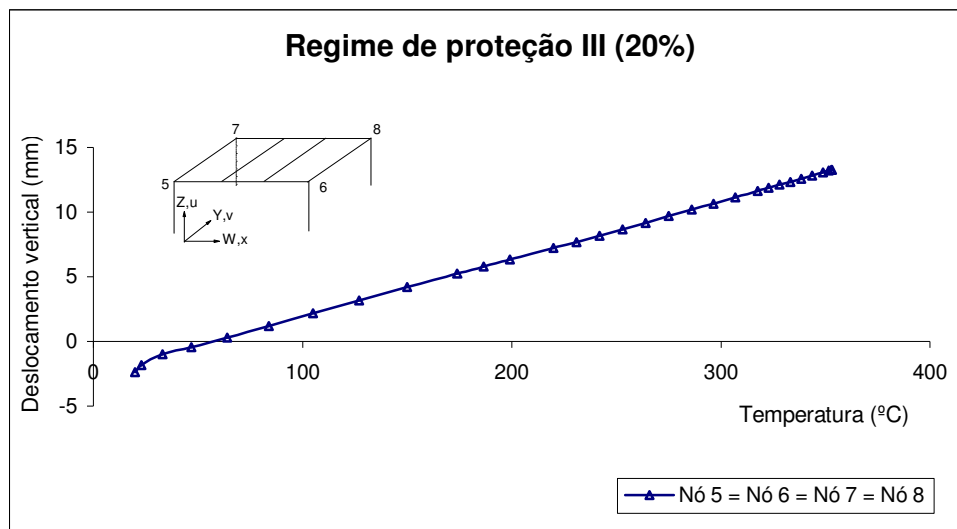


Figura 6.27 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de topo das colunas.

A Figura 6.28 mostra os deslocamentos verticais dos nós de apoio das VSY. Tais vigas têm suas flechas máximas a uma temperatura de 415°C, que caracterizaria o colapso isolado, do ponto de vista normativo. Entretanto, o *run-away* ainda não está caracterizado, e a resistência ao fogo da estrutura supera esse limite imposto pela norma. Os deslocamentos encontrados são da ordem de 1/18 do vão e a temperatura de colapso global atingida é de 460°C.

A Figura 6.29 apresenta os deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas VPY e VSY. As VPY atingem deslocamentos da ordem de 1/40 do vão e temperaturas de colapso global igual a 481°C. Já as VSY atingem deslocamentos da ordem de 1/15 do vão e temperatura crítica de 464°C. Estas atingiriam a flecha máxima a uma temperatura de 273°C, porém não há sinal de colapso até essa temperatura.

A Figura 6.30 apresenta os deslocamentos horizontais dos nós de apoio das vigas secundárias. A temperatura de colapso atingida é de 460°C. Observa-se que para todos os casos estudados até agora o movimento horizontal da estrutura é o mesmo. Logo, apesar de já terem sido estudados alguns mecanismos de interação estrutural, nenhum deles interfere em tal movimento.

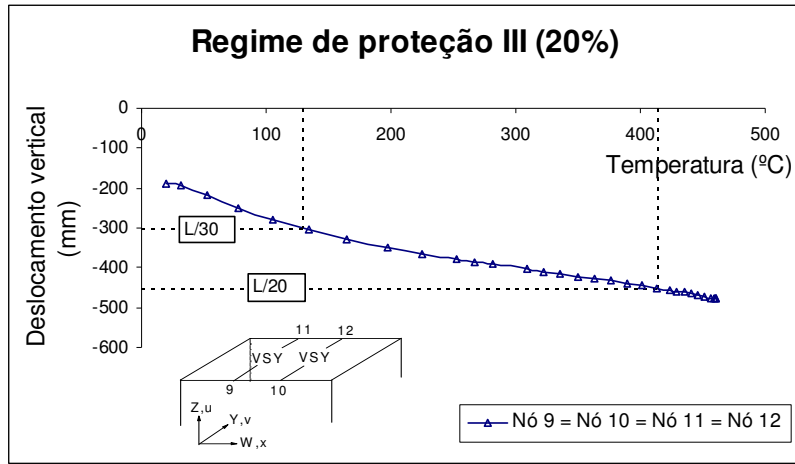


Figura 6.28 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de apoio de VSY.

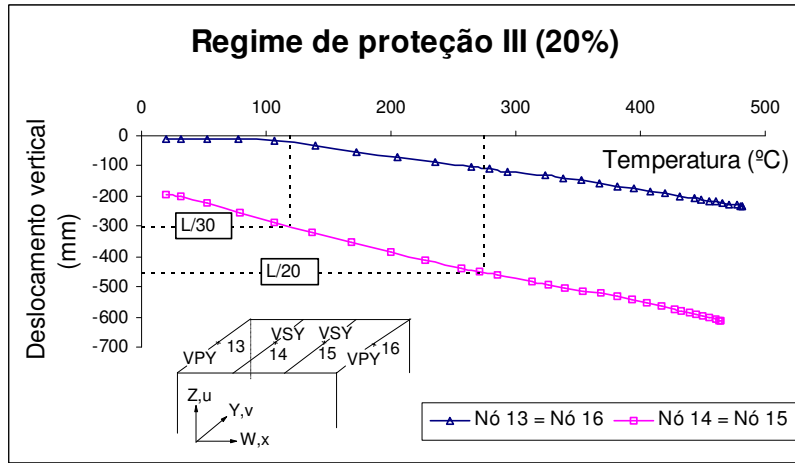


Figura 6.29 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós centrais das vigas VPY e VSY.

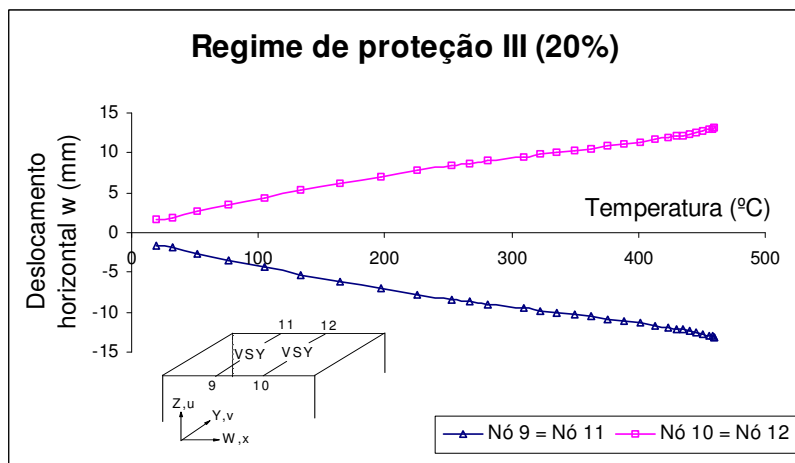


Figura 6.30 – Curva temperatura-deslocamentos horizontais para os nós de apoio de VSY.

II – Carregamento de 40%

Os deslocamentos verticais dos nós de topo das colunas mostrados na Figura 6.31 indicam que não há sinais claros de colapso, porém há uma leve tendência para isso, quando as colunas atingem a temperatura de colapso global igual a 347°C. O tempo de resistência ao fogo é de 34 minutos. Observa-se que para o carregamento de 40%, há um pequeno ganho de temperatura em comparação com o regime II.

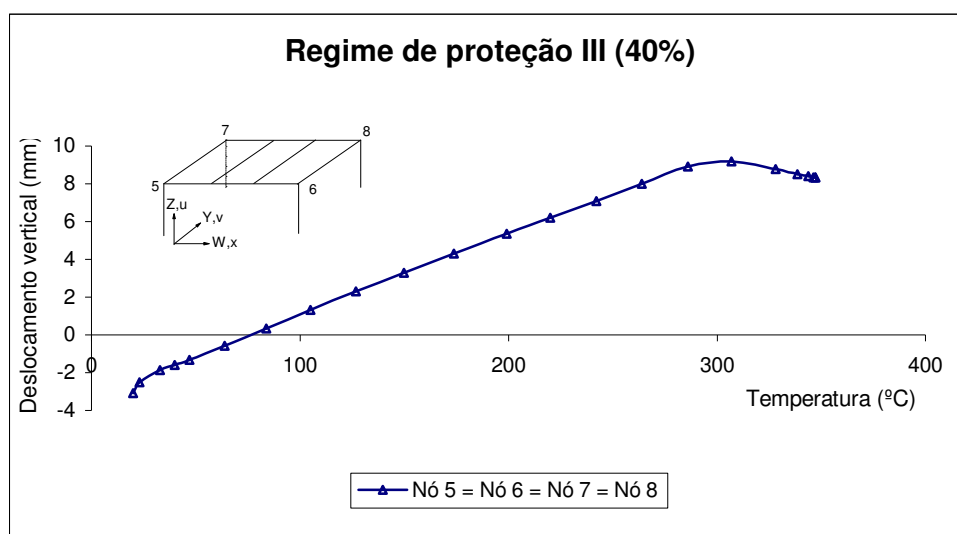


Figura 6.31 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de topo das colunas.

A Figura 6.32 ilustra os deslocamentos verticais dos nós de extremidade das vigas secundárias. O comportamento estrutural é análogo ao caso anterior. Os deslocamentos são da ordem de 1/17 do vão e a temperatura de colapso global é de 454°C, ligeiramente maior que a temperatura de tais vigas para o regime II.

A Figura 6.33 corresponde aos deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas VPY e VSY. As VPY atingem deslocamentos da ordem de 1/36 do vão e temperatura igual a 475°C. As VSY possuem deslocamentos da ordem de 1/13 do vão e temperatura de 458°C. O comportamento é análogo aos casos já estudados, dispensando maiores explicações. A Figura 6.34 apresenta os deslocamentos horizontais dos nós de extremidade das vigas secundárias. A temperatura crítica de colapso global é de 454°C.

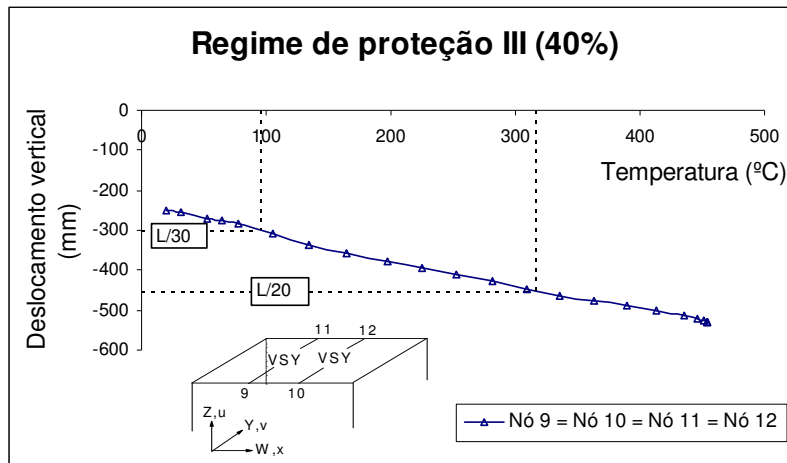


Figura 6.32 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de apoio de VSU.

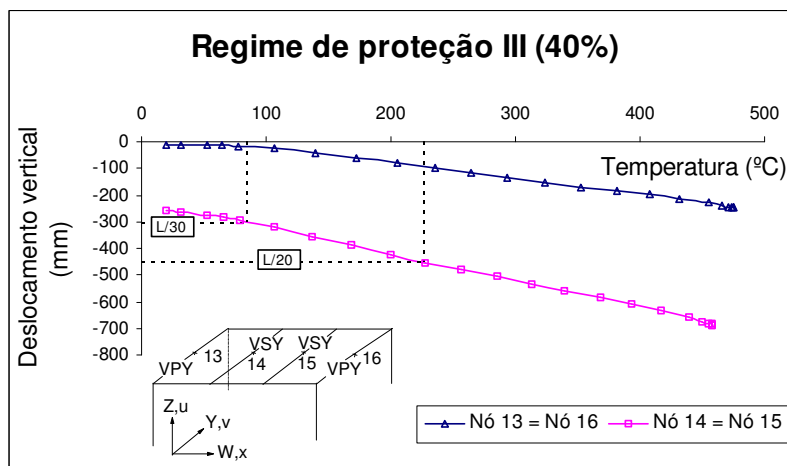


Figura 6.33 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós centrais das vigas VPY e VSU.

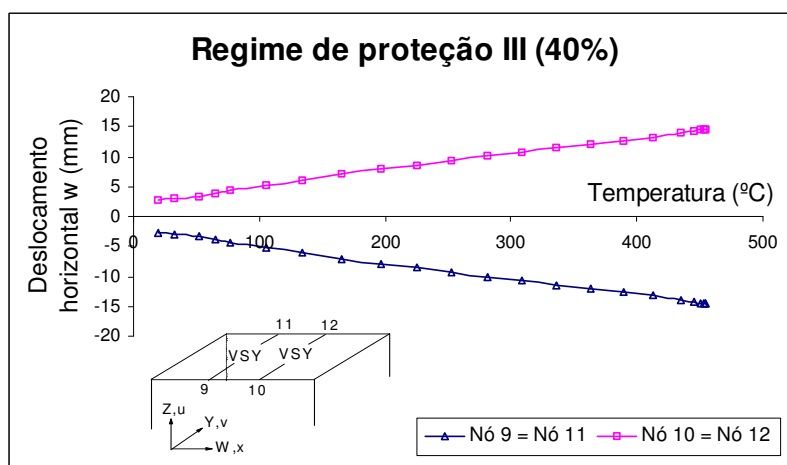


Figura 6.34 – Curva temperatura-deslocamentos horizontais para os nós de extremidade das vigas VSU.

III – Carregamento de 60%

A Figura 6.35 mostra os deslocamentos verticais dos nós de topo das colunas. Nota-se um início de colapso estrutural das colunas ao atingirem a temperatura crítica de colapso global igual a 240°C. O tempo de resistência ao fogo verificado para essa temperatura é de 24 minutos. Observa-se que tais valores encontrados para esse caso são iguais aos do caso anterior (regime II). Mais uma vez, a analogia entre os casos de 60% de carga accidental para o regime II e III indica que o acréscimo de proteção passiva nas vigas secundárias não causa efeito benéfico ao comportamento da estrutura.

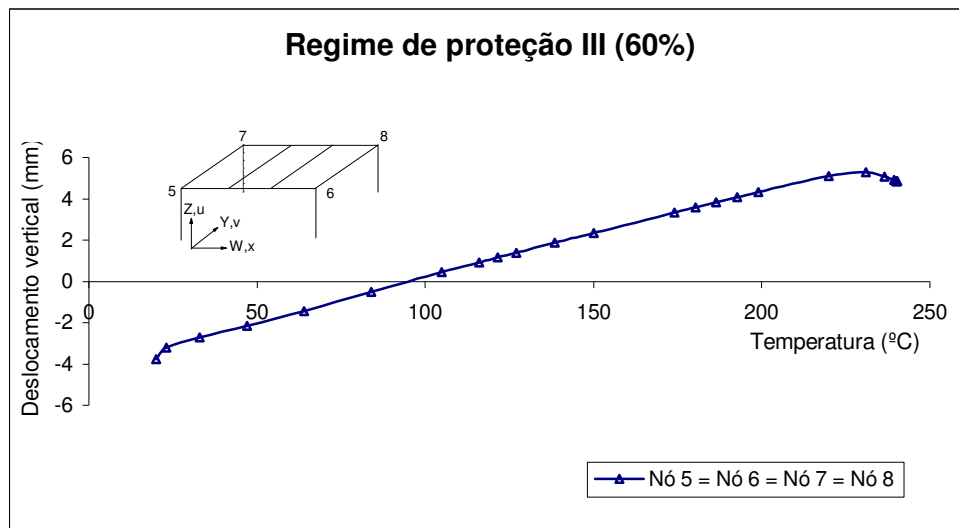


Figura 6.35 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de topo das colunas.

A Figura 6.36 ilustra o comportamento das vigas secundárias de acordo com os deslocamentos verticais de seus nós de extremidade. Tais deslocamentos alcançam valores da ordem de 1/8 do vão, que poderiam definir o colapso da estrutura que ocorreria a 250°C, quando as vigas atingissem o deslocamento máximo. Porém, até essa temperatura, não há sinais de colapso. A temperatura de colapso global chegou a 334°C.

Os deslocamentos verticais dos nós centrais das vigas VPY e VSY são apresentados na Figura 6.37 e não apresentam sinais evidentes de colapso. As VPY alcançam

deslocamentos da ordem de 1/50 do vão e sua temperatura de colapso global é de 350°C. Já as VSY alcançam valores de deslocamentos da ordem de 1/15 do vão e atingem uma temperatura de colapso global de 338°C. As temperaturas de colapso do pórtico encontradas correspondem a 24 minutos de incêndio-padrão.

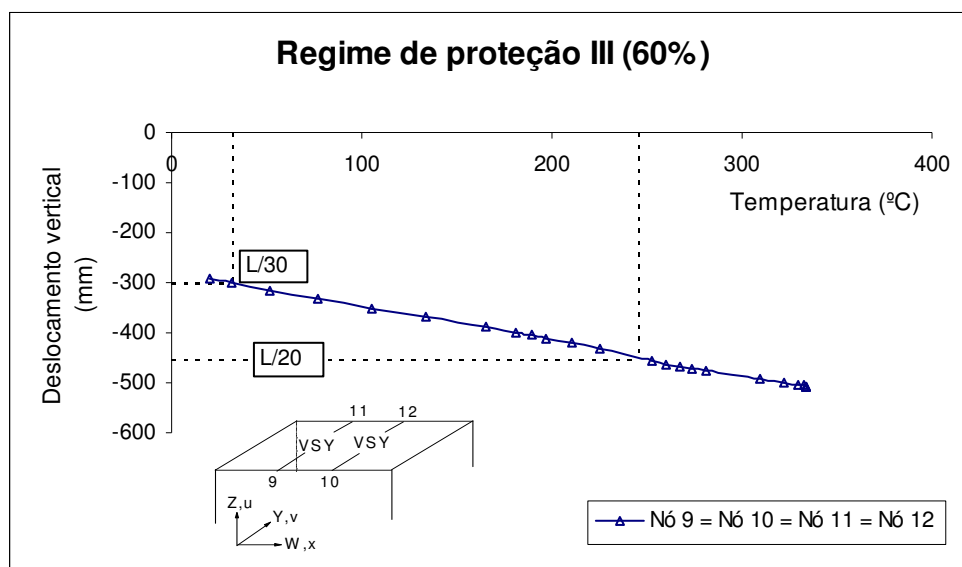


Figura 6.36 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de extremidade das vigas VSY.

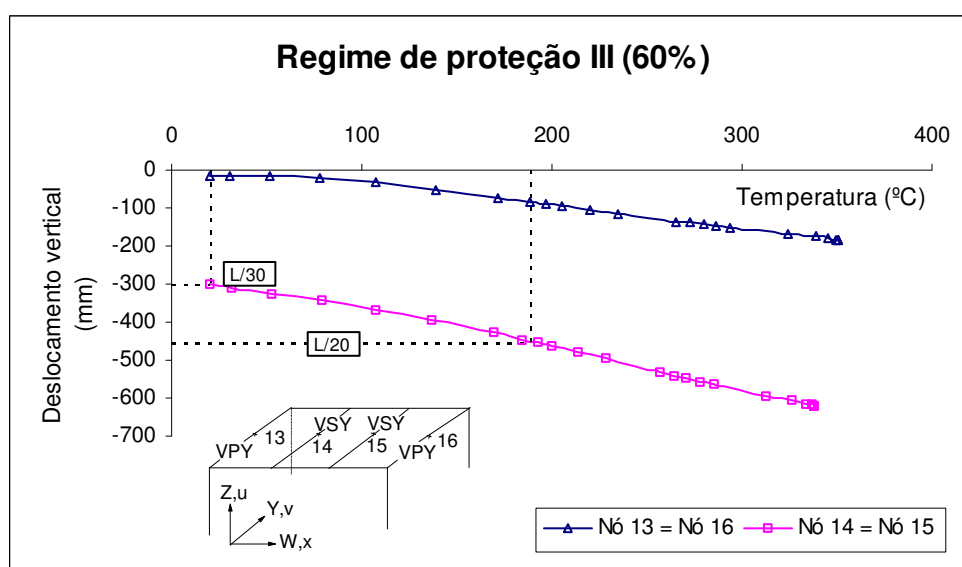


Figura 6.37 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós centrais das vigas VPY e VSY.

A Figura 6.38 mostra os deslocamentos horizontais dos nós de apoio das VSY. A temperatura de colapso global é igual a 334°C. A Figura 6.39 ilustra a configuração deformada do pórtico tridimensional para 24 minutos de resistência ao fogo.

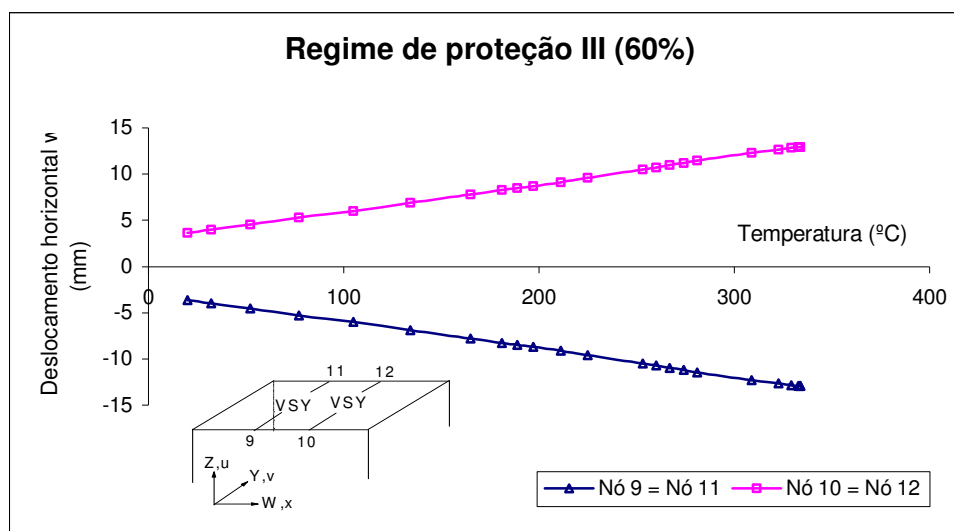


Figura 6.38 – Curva temperatura-deslocamentos horizontais para os nós de extremidade das vigas VSY.

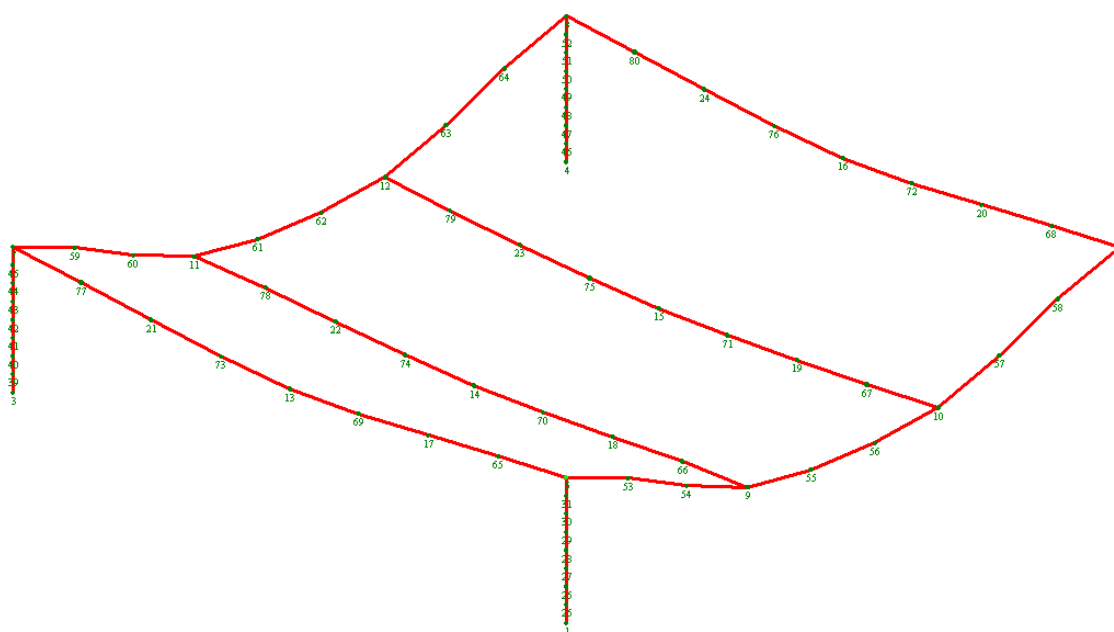


Figura 6.39 – Deformação do pórtico para 60% do carregamento para 24 minutos de incêndio (regime III).

6.2.4. Regime de proteção IV

O regime de proteção IV consiste em acrescentar ao regime I (proteção parcial de pilares) proteção passiva em elementos das vigas a fim de adaptar a proteção passiva à solicitação capaz de gerar o esforço máximo na seção transversal, e verificar os efeitos, favoráveis ou não à estrutura, em comparação ao regime II.

I – Carregamento de 20%

Observando-se a Figura 6.40, onde são mostrados os deslocamentos verticais dos nós de topo das colunas, conclui-se que não há indícios de colapso estrutural pelos pilares. O tempo de resistência ao fogo verificado para esse caso de carregamento foi de 40 minutos aproximadamente. Comparando-se com o regime de proteção II, há um pequeno ganho de resistência ao fogo, em torno de 5 minutos. A temperatura de colapso global atingida pelas colunas é de 415°C.

A curva ilustrada na Figura 6.41 não indica sinais de colapso estrutural. Os deslocamentos verticais dos nós de extremidade das VSY atingem valores da ordem de 1/25 do vão e verifica-se uma temperatura de colapso global nas vigas de 167°C apenas, afinal, nesses nós, há proteção total, uma vez que os momentos e cortantes seriam combatidos nesse trecho.

A Figura 6.42 mostra os deslocamentos verticais dos nós centrais de VPY e VSY. Observa-se que os deslocamentos de VPY atingem valores em torno de 1/20 do vão, não indicando sinal de colapso, e a temperatura crítica atingida por elas é de 549°C. Já as VSY atingem deslocamentos da ordem de 1/9 do vão a uma temperatura crítica de 530°C, sendo suficientes para definir o colapso numérico que ocorreria a 215°C aproximadamente, quando as VSY atingiriam o deslocamento máximo. Porém, não indícios de colapso até esse ponto. Os deslocamentos horizontais dos nós de extremidade das VSY estão ilustrados na Figura 6.43. A temperatura de colapso global atingida é de 167°C.

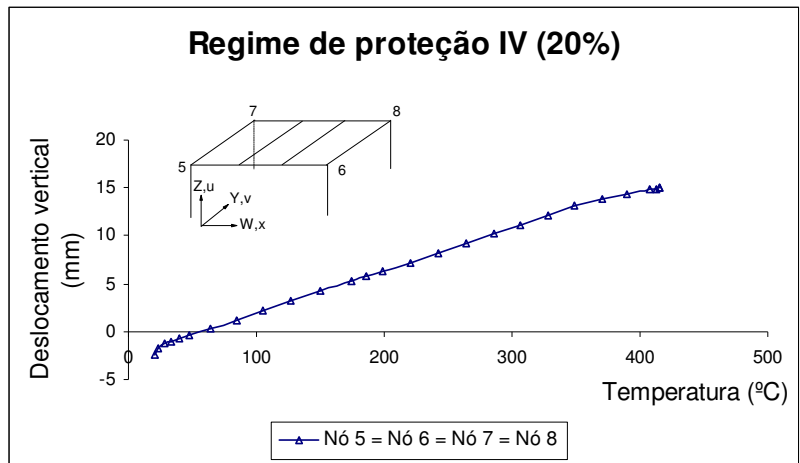


Figura 6.40 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de topo das colunas.

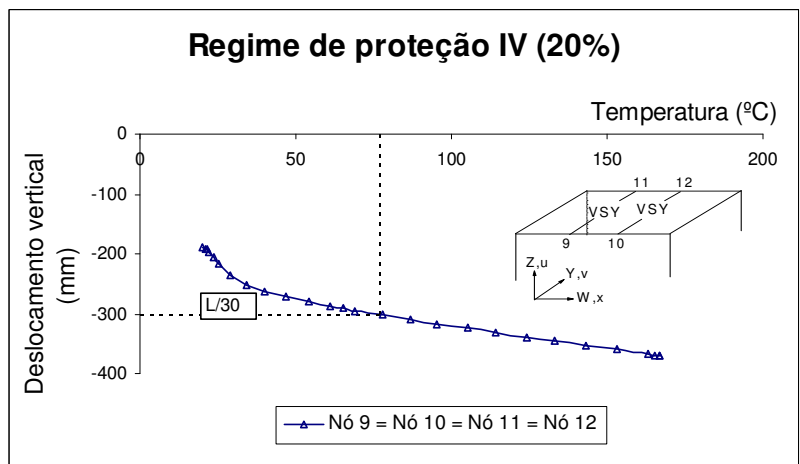


Figura 6.41 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de apoio de VSU.

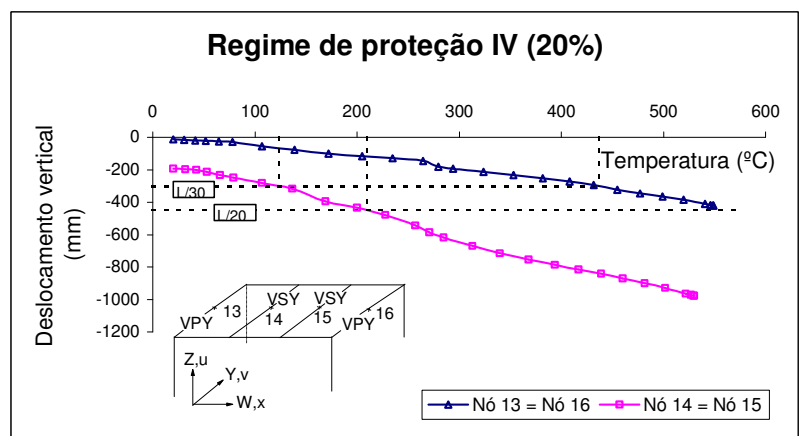


Figura 6.42 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós centrais das vigas VPY e VSU.

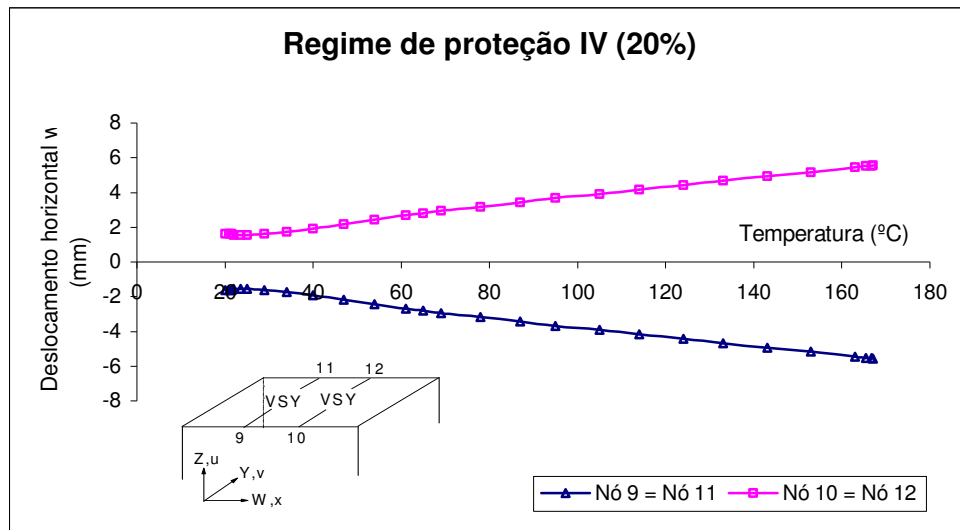


Figura 6.43 – Curva temperatura-deslocamentos horizontais para os nós de extremidade das vigas VSY.

II – Carregamento de 40%

Para o carregamento de 40%, há um pico na curva que representa os deslocamentos verticais, como mostra a Figura 6.44, indicando uma leve tendência de colapso. O tempo de resistência ao fogo para este caso é de 38 minutos aproximadamente. A temperatura de colapso global atingida pelas colunas é de 388°C.

A Figura 6.45 mostra os deslocamentos verticais dos nós de apoio das vigas secundárias. Os deslocamentos são da ordem de 1/23 do vão, o que não indica sinal de colapso. A temperatura crítica encontrada é de 152°C. Os deslocamentos verticais dos nós centrais das VPY e VSY são mostrados na Figura 6.46. As VPY atingem deslocamentos da ordem de 1/21 do vão, não indicando sinais de colapso, e uma temperatura de colapso global de 519°C. As VSY atingem deslocamentos da ordem de 1/9 do vão, que seriam suficientes para definir o colapso numérico a 170°C aproximadamente, quando estas vigas alcançassem a flecha máxima. Porém, não há sinais de colapso nesse ponto, apesar de haver uma tendência de tais vigas para isso. A temperatura atingida pelas VSY é de 501°C no colapso do pórtico.

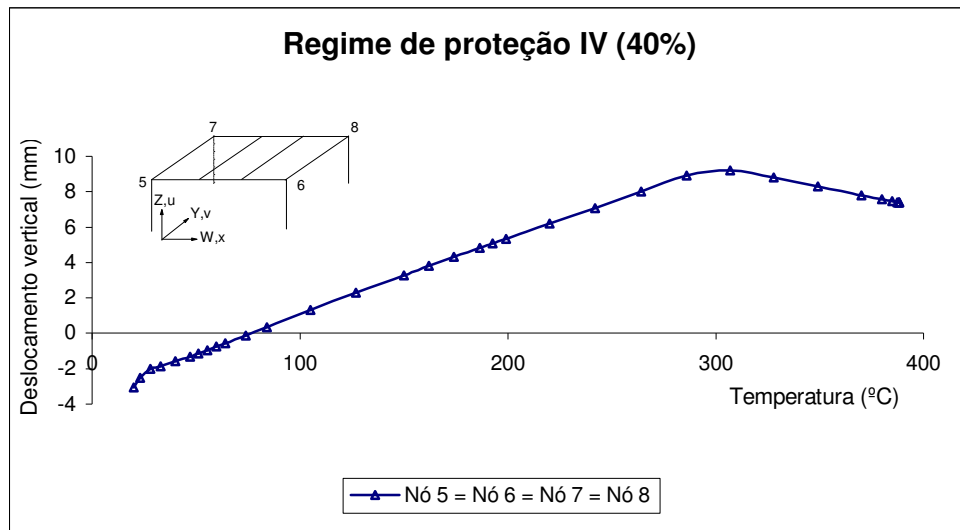


Figura 6.44 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de topo das colunas.

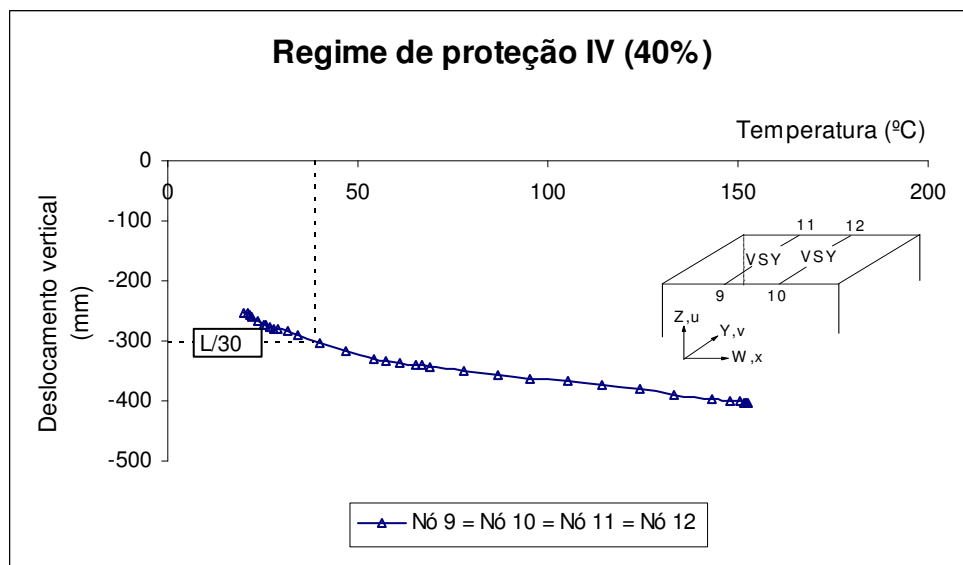


Figura 6.45 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de extremidade das vigas VSY.

A Figura 6.47 ilustra os deslocamentos horizontais dos nós de apoio das vigas secundárias. No início, os nós tendem a mover-se no sentido oposto ao descrito nos casos já estudados, porém, à medida que se eleva a temperatura, o comportamento torna-se análogo aos casos anteriores. A temperatura de colapso global é de 152°C.

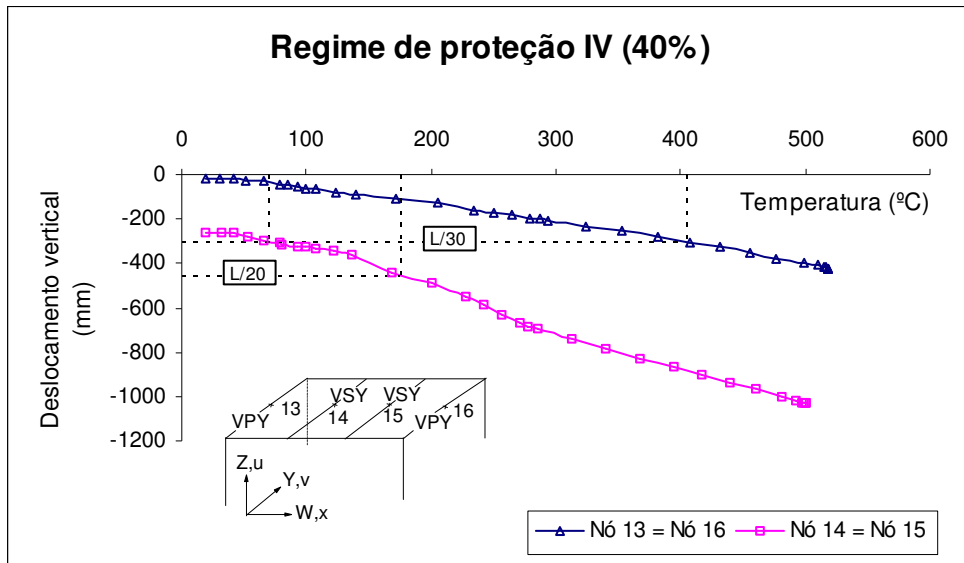


Figura 6.46 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós centrais das vigas VPY e VSY.

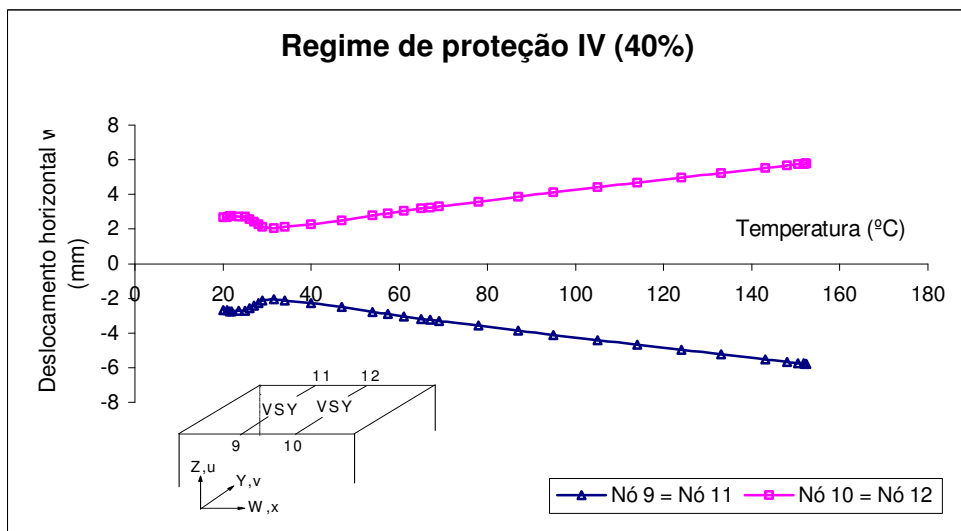


Figura 6.47 – Curva temperatura-deslocamentos horizontais para os nós de extremidade das vigas VSY.

III – Carregamento de 60%

Os deslocamentos verticais dos nós de topo das colunas estão representados pela Figura 6.48 e indicam uma leve tendência de colapso ao atingirem a temperatura de colapso de 240°C. O tempo de resistência ao fogo encontrado é de 24 minutos. A Figura 6.49

ilustra os deslocamentos verticais dos nós de extremidade das vigas VSY, que atingem valores da ordem de 1/22 do vão e temperatura de colapso global de 86°C apenas, lembrando que nesses nós há proteção total.

A Figura 6.50 mostra os deslocamentos verticais dos nós centrais das VPY e VSY. As vigas principais na direção de X apresentam deslocamentos que atingem valores da ordem de 1/32 do vão e temperatura crítica de 350°C, sem indícios de colapso numérico. As vigas secundárias apresentam deslocamentos da ordem de 1/10 do vão, suficientes para definir o colapso numérico que ocorreria a 145°C, quando seria atingida a flecha limite das VSY. Até esse ponto, porém, não há sinais de colapso. A temperatura atingida pelas vigas é de 338°C no colapso do pórtico.

A Figura 6.51 ilustra os deslocamentos horizontais dos nós de extremidade das vigas secundárias. Observa-se que eles não variam muito até 60°C. A partir daí, sofrem uma leve mudança de sentido, mas tendem a voltar ao mesmo sentido dos casos já estudados. Os nós começam a se mover um em direção ao outro (9 ao 10 e 11 ao 12), e tomam o sentido contrário ao atingirem 70°C. A temperatura de colapso global nas vigas é de 86°C.

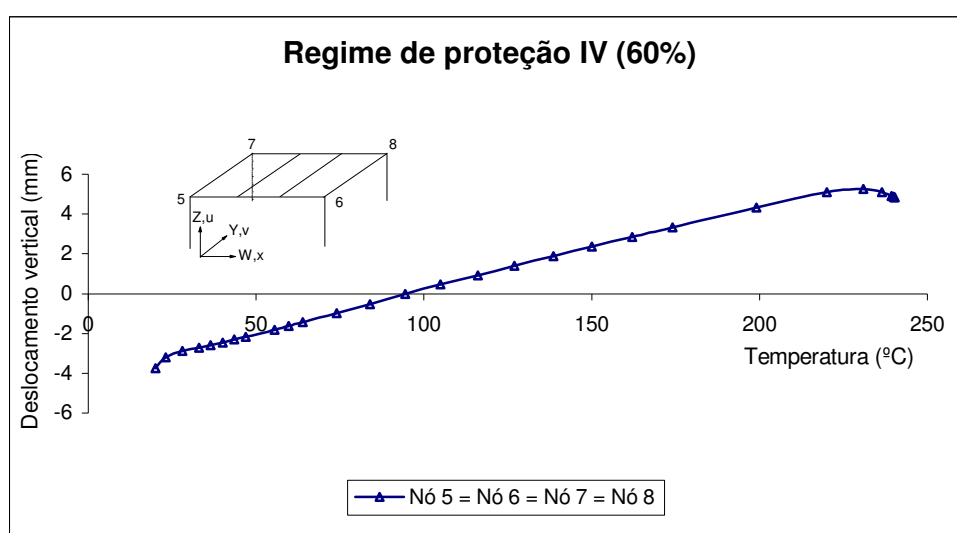


Figura 6.48 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de topo das colunas.

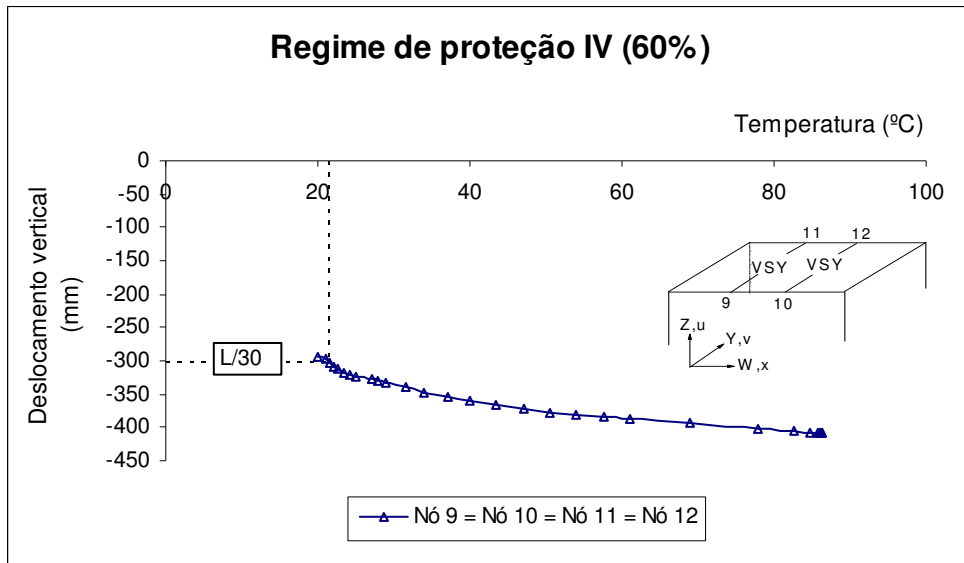


Figura 6.49 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós de extremidade das vigas VSU.

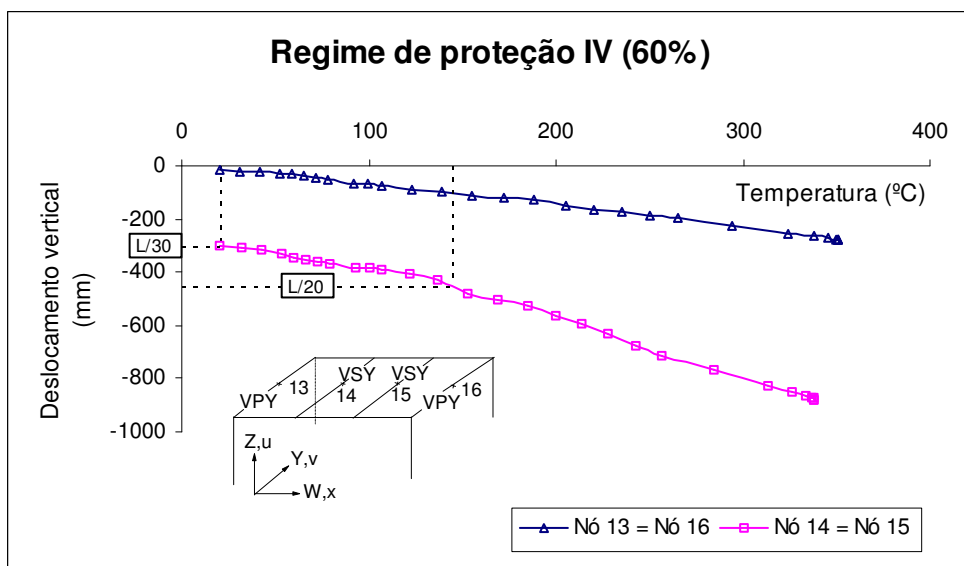


Figura 6.50 – Curva temperatura-deslocamentos verticais para os nós centrais das vigas VPY e VSU.

A Figura 6.52 ilustra a configuração deformada do pórtico para o caso de carregamento de 60% e um tempo de resistência ao fogo de 24 minutos em incêndio-padrão.

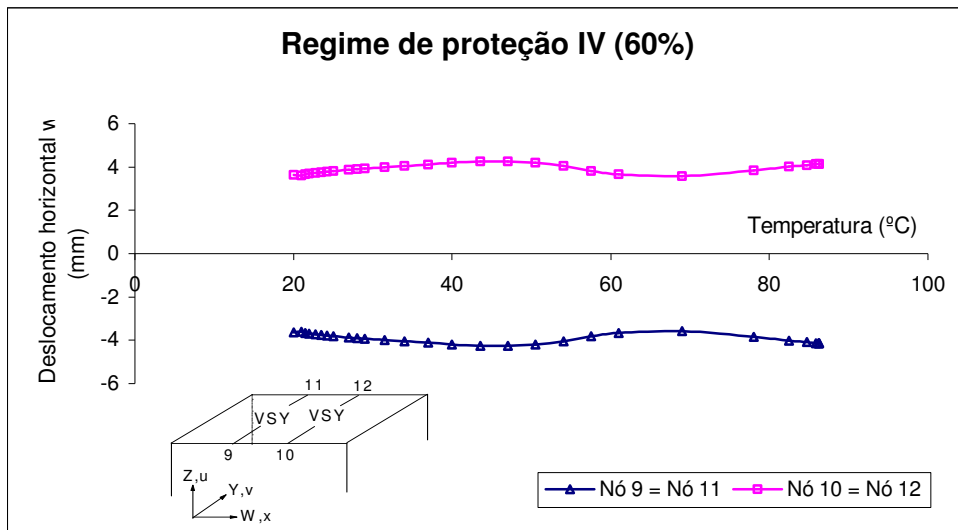


Figura 6.51 – Curva temperatura-deslocamentos horizontais para os nós de extremidade das vigas VSY.

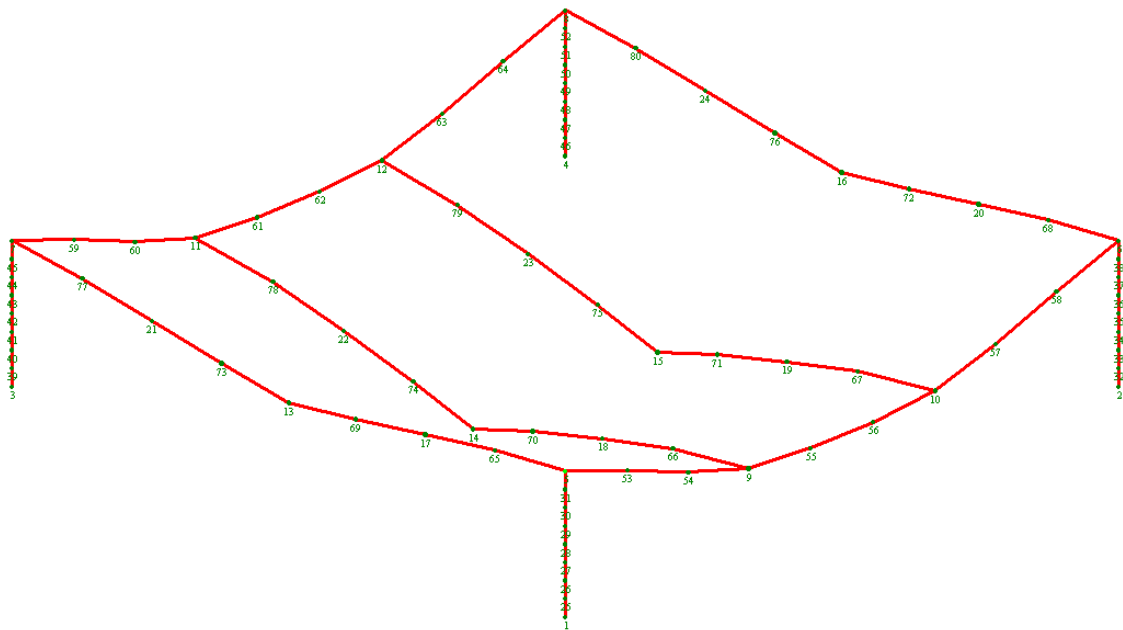


Figura 6.52 – Deformação do pórtico para 60% do carregamento para 10 minutos de incêndio (regime IV).

6.3. SÍNTESE DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

A análise do comportamento estrutural com proteção passiva em situação de incêndio confirma os benefícios assegurados à estrutura ao serem protegidos os elementos estruturais. O aumento do TRRF estabelecido pela NBR 14432 (ABNT, 2000) ao se utilizar proteção passiva parcial foi verificado em todos os regimes de proteção, para o caso de 20% de carregamento.

As temperaturas de colapso global atingidas pelos elementos estruturais superaram as temperaturas de colapso dos elementos isolados, o que significa que a resistência ao fogo da estrutura é superior à estabelecida pela BS 476: Part 20 (BSI, 1987), que define o colapso estrutural pelo excesso de deformação das vigas, atingindo uma flecha máxima igual a 1/20 do vão.

No regime de proteção I, os resultados indicam um bom desempenho da estrutura ao se proteger parcialmente apenas as colunas, uma vez que o tempo de resistência ao fogo aumentou de 16 para 47 minutos no incêndio-padrão, para 20% de sobrecarga. O colapso foi definido pelo excesso de deformação das vigas secundárias, onde há uma leve tendência ao início de *run-away*.

No regime de proteção II, não há efeitos favoráveis à estrutura, ao se comparar tal regime ao regime I. As temperaturas de colapso global e os tempos de resistência ao fogo encontrados foram menores, no caso de 20% de sobrecarga. Mais uma vez, o colapso foi definido pelo excesso de deformação das vigas secundárias.

O regime de proteção III tinha por finalidade aumentar a temperatura de colapso do pórtico e seu tempo de resistência ao fogo em relação ao regime II. Entretanto, não houve efeitos benéficos em tal regime, o que leva a concluir que este não seria uma boa alternativa de proteção parcial, gerando uma economia no uso do material de proteção.

A análise dos resultados do regime de proteção IV indica que este regime, no qual se usa proteção mista, é uma boa alternativa de proteção parcial em comparação ao regime

II, onde se protege as mesas inferiores das vigas principais. No caso de 20% de sobrecarga, o tempo de resistência ao fogo da estrutura encontrado foi de 40 minutos no incêndio-padrão. Portanto, houve um ganho de 5 minutos em relação ao regime II. As temperaturas de colapso global atingidas também foram maiores. Conclui-se que o regime IV produziu efeitos benéficos ao comportamento da estrutura. O colapso foi caracterizado pelo excesso de deformação das vigas secundárias.

A análise realizada nos casos de 40% e 60% de sobrecarga mostram que, para grandes valores de carga, não há resultados satisfatórios que possam levar a conclusões mais detalhadas para tais casos. É importante ressaltar que a carga utilizada nas análises é aquela capaz de gerar o colapso estrutural, isto é, a carga máxima suportada pela estrutura. Então, mesmo reduzindo a carga acidental a 40% e a 60% do seu valor total, a carga final obtida ainda é alta, o que impede a análise estrutural atingir bons resultados que possam mostrar outros mecanismos de interação estrutural.

CAPÍTULO 7

CONCLUSÕES E SUGESTÕES

7.1. CONCLUSÕES

As análises desta pesquisa, apesar de terem sido realizadas sobre um único modelo de pórtico tridimensional, permitem elaborar algumas conclusões que necessitarão de aprofundamento posterior para serem aplicadas na prática. No entanto, elas demonstram a complexidade das análises pelos métodos avançados, porém, ilustram seu potencial de redução do custo da proteção passiva.

O tempo disponível para a pesquisa foi insuficiente para análises de outros modelos com geometria e condições de apoio e carga diferentes, com o objetivo de se fazer uma análise paramétrica. O programa VULCAN foi escrito em Fortran, possui 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 outra dificuldade.

A análise não-linear à temperatura ambiente do comportamento estrutural dos elementos, baseada na curva deslocamento *versus* carregamento, visa observar o comportamento, linear ou não, dos elementos estruturais de acordo com a influência dos diferentes tipos de seção transversal dos perfis adotados, das diferentes solicitações de carregamento e da hiperestaticidade na análise estrutural. Conclui-se que grandes deslocamentos provocam um comportamento não-linear do elemento. As colunas e as vigas principais da direção de Y (vigas VPY) possuem comportamento linear e pequenos deslocamentos, tanto para a carga crítica aplicada quanto para as três

hipóteses de carregamento adotadas neste trabalho, sendo elas 20%, 40% e 60% da carga acidental aplicada na estrutura e 100% da carga permanente. As vigas principais da direção de X (vigas VPX) e as vigas secundárias (VSY) apresentam um comportamento não-linear e grandes deslocamentos. As vigas VSY se apoiam nas vigas VPX, causando os grandes deslocamentos nestas encontradas. Portanto, a estrutura tende ao colapso pela flexão excessiva das vigas secundárias. A deformação excessiva do painel da laje de piso, causada pela deformação das vigas secundárias, caracteriza o colapso estrutural por ruptura do concreto. Nesse ponto, observa-se que a sobrecarga é aquela capaz de gerar o colapso estrutural. Então, grandes deformações já eram esperadas mesmo para os carregamentos de 20%, 40% e 60%.

A estrutura sem proteção foi analisada no sentido de verificar o efeito da hiperestaticidade na resistência ao fogo global da estrutura. Sabe-se que as vigas isoladas têm, para baixas razões de carga, uma temperatura de colapso que se situa nas vizinhanças de 680°C (medidos na mesa inferior) e pilares, no entorno de 540°C. No entanto, o pórtico analisado sem proteção apresentou uma temperatura de colapso igual a 540°C nas colunas, e 638°C nas vigas, temperatura essa medida na mesa inferior, para o carregamento de 20% da carga acidental correspondente a um tempo de resistência ao fogo de 16 minutos apenas. A explicação da diferença observada acima deve-se a que o carregamento de 20% utilizado nas análises corresponde a aproximadamente 47% da carga de colapso.

Sendo constante o fluxo de calor em direção aos perfis estruturais, o aumento de resistência é devido à interação estrutural entre os diversos elementos. A elevação de temperatura reduz a rigidez das barras e, conseqüentemente, aumenta a sua deformabilidade, reduzindo a sua capacidade de transmissão de esforços. Toda deformação de viga tende, então, 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 a 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. Porém, somente quando a estrutura estava sem proteção, o colapso foi atribuído ao esmagamento dos pilares, uma vez que nesse caso ficou bem caracterizado o fenômeno *do run-away*.

Portanto, a complexidade dos mecanismos de interação estrutural é que definirá os reais benefícios oriundos da técnica de proteção parcial das barras estruturais, apesar de esta ser um potencial redutor do custo de proteção passiva. Para generalizar regras destinadas à proteção parcial, seria necessário realizar estudos mais intensos capazes de caracterizar bem as condições de ocorrência de cada um dos mecanismos evidenciados nessa pesquisa e outros possíveis de ocorrer, bem como realizar ensaios para comprovação dos resultados aqui obtidos.

7.2. SUGESTÕES

Para dar continuidade a esta pesquisa, seria interessante investigar outros modelos de pórticos tridimensionais, física e geometricamente diferentes, com o objetivo de identificar outros mecanismos de interação estrutural em incêndio. Depois, cada mecanismo deve ser estudado detalhadamente para caracterizar as condições de sua ocorrência.

Ainda nessa investigação, as barras de contraventamento, usadas nessa pesquisa apenas para manter o pórtico indeslocável, poderiam ser introduzidas na análise em incêndio para verificar seu efeito na interação estrutural.

Como sugestão de um passo seguinte, será incluir a laje como elemento estrutural resistente e de proteção das vigas na análise térmica. O efeito de membrana da laje deverá ser estudado, e seu impacto no aumento da temperatura de colapso da estrutura deve ser analisado, levando em conta 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 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”.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120, (1980): “Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações”.

BABA, S. e NAGURA, H., (1985). “Effect of Material Properties on the Deformation of Steel Frames in Fire”, Proc. of JSCE Structural Eng./Earthquake Eng., Vol.2, Nº1.

BAILEY, C. G., (1995). Simulation of the structural behaviour of steel-framed buildings in fire. Ph.D Thesis – Department of Civil and Structural Engineering, University of Sheffield, Sheffield, UK.

BAILEY, C. G. (2002). Structural fire design of unprotected steel beams supporting composite floors slabs . II International Conference on Steel Construction – II CICOM .

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. e PLANK, R.J., (1999). Steel Frames Analysis in Fire. In: Seminário Internacional “O Uso de Estruturas Metálicas na Construção Civil”, 2., Belo Horizonte, Sociedade Mineira de Engenheiros/AMICEM,.

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

- CHENG, W. e MAK, K., (1975). “Computer Analysis of Steel Frames in Fire”, Journal of the Structural Division”, ASCE, Vol.101, N°ST4.
- CLARET, A. M., (1998). Segurança contra Incêndio de Edificações Estruturadas em Aço. Apostila. DECIV, Escola de Minas/UFOP. Ouro Preto, MG, Brasil.
- CLARET, A.M.; BURGESS, I.W. e PLANK, R.J., (1999). Studies of the Behaviour of Welded 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 Estruturas: Alternativas Técnicas para a Redução do Custo da Proteção Passiva. Relatório Interno L01/2000. DECIV, Escola de Minas – UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.
- CORRÊA, F. V., (2004). Um Estudo da Interação Estrutural Tridimensional em Incêndio. Dissertação de Mestrado. 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.
- CULVER, C.G., (1972). “Steel Column Buckling Under Thermal Gradients”, Journal of the Structural Division”, ASCE, Vol. 98, N°ST8.
- CULVER, C.G., AGGARWALL, V. e OSSEMBRUGGEN, P.J., (1973). “Buckling of Steel Column at Elevated Temperature”, Journal of the Structural Division”, ASCE, Vol. 99, N°S48.
- DOTREPPE, J.C., Franssen, J. e Schleich, J., (1985). “Numerical Simulation of Fire Resistance Tests on Steel and Composite Structural Elements or Frames”, Fire Safety Science – Proceedings of the First International Symposium, Oct, 1985.
- DOTREPPE, J.C., (1996). “Fire Resistance of Steel Structures”, 5th. International Colloquium on Structural Stability, Structural Stability Research Council, COPPE/UF RJ, Rio de Janeiro, Aug, 1996.
- EL-ZANATY, M.H. e MURRAY, D.W., (1983). “Non-linear Finite Element Analysis of Steel Frames”, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 109, N°ST2.
- FERREIRA, F. A., ANDRADE, A. F. T. e CLARET, A. M., (2005). Determinação Paramétrica da Resistência ao Fogo de Pilares de Aço Parcialmente Protegidos. XXVI Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering – CILAMCE. Guarapari, Espírito Santo, Brasil.
- FURUMURA, F. e SHINOHARA, Y., (1978). “Inelastic Behaviour of Protected Steel Beams and Frames in Fire”, Report of The Research Laboratory of Engineering Materials, N°3.

- HUANG, Z., BURGESS, I. e PLANK, R., (1999). Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Slabs Subjected to Fire. ACI Structural Journal. Vol.96, N°1.
- IDING, R. e BRESLER, B., (1981). “Effect of Fire Exposure on Steel Frame Buildings”, Final Report, WJE N°78124, Janney Elstner and Associates.
- JAIN, P. e RAO, R., (1983). “Analysis of Steel Frames under Fire Environment”, International Journal For Numerical Methods in Engineering, Vol.19.
- KNIGHT, D., (1972). “The Behaviour of Steel Structures in Fire”, Broken Hill Propriety Technical Bulletin, Vol. 16, N°2.
- KRUPPA, J., (1979). “Collapse temperature of Steel Structures”, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.105, N°ST9.
- MARCHANT, E., (1972). A Complete Guide to Fire and Buildings, Medical and Technical Publishing Co., London, UK.
- NAJJAR, S.R., (1994). “Three-dimensional Analysis of Steel Frames and Subframes in Fire”, Ph.D Thesis, University of Sheffield, Sheffield, UK.
- OLAWALE, A.O. e PLANK, R.J., (1988). “The Collapse Analysis of Steel Columns in Fire Using a Finite Strip Method”, International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol.26.
- OSSEMBRUGEN, P.J., AGGARWAL, V. e CULVER, C.G., (1973). “Steel Column Failure Under Thermal Gradients”, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.99, N°ST4.
- PLANK, R. J., BURGESS, I., HUANG, Z., BAILEY, C., (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 (I 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).
- SAAB, H.A. e NETHERCOT, D.A., (1991). “Modelling Steel Frame Behaviour Under Fire Conditions”, Engineering Structures, Vol.13, N°4.
- SHARPLES, J.R., (1987). “The Strength of Partially Exposed Steel Columns in Fire”, M. Phil. Thesis, University of Sheffield.

SILVA JR., J. F., (1962). Resistência dos Materiais. Ao Livro Técnico, Rio de Janeiro.

SOUZA JR., W. (1998). Análise de pórticos de aço sob altas temperaturas. Dissertação de Mestrado. Escola de Minas – UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.

STERNER, E. e WICKSTRÖM, U., (1990). TASEF: Temperature Analysis of Structures Exposed to Fire. Users Manual. Swedish National Testing Institute, Fire Technology, SP Report.

VARGAS, M. R; SILVA, V. P. (2003) Resistência ao Fogo das Estruturas de Aço. Manual de Construção em Aço. Instituto Brasileiro de Siderurgia – IBS / Centro Brasileiro da Construção em Aço – CBCA. 76p.

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

WITTEVEEN, J., (1967). “Some Aspects with Regard to the Behaviour of the Calculation of the Steel Structures in Fire”, Symposium N°2 – Behaviour of Structural Steel in Fire, Fire Research Station, Borehamwood Herts, 24th Jan.

**ANEXO I – TABELAS DE DISTRIBUIÇÃO DE TEMPERATURA NOS
ELEMENTOS ESTRUTURAIS EM 60 MINUTOS DE INCÊNDIO-PADRÃO
FORNECIDA PELO PROGRAMA TASEF**

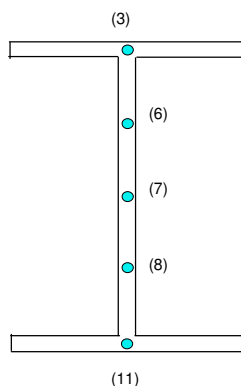


Tabela de temperaturas na seção transversal das colunas não protegidas					
Nó 3	Nó 6	Nó 7	Nó 8	Nó 11	Tempo (min)
59.	66.	66.	66.	59.	2
128.	142.	142.	142.	128.	4
207.	225.	225.	225.	207.	6
282.	303.	304.	303.	282.	8
357.	381.	382.	381.	357.	10
426.	447.	448.	447.	426.	12
486.	508.	509.	508.	486.	14
542.	563.	564.	563.	542.	16
594.	612.	612.	612.	594.	18
635.	650.	651.	650.	635.	20
671.	685.	686.	685.	671.	22
702.	710.	711.	710.	702.	24
721.	729.	730.	729.	721.	26
739.	748.	748.	748.	739.	28
757.	765.	765.	765.	757.	30
773.	781.	781.	781.	773.	32
789.	796.	797.	796.	789.	34
808.	819.	819.	819.	808.	36
830.	838.	839.	838.	830.	38
848.	854.	854.	854.	848.	40
862.	867.	867.	867.	862.	42
874.	878.	878.	878.	874.	44
885.	887.	888.	887.	885.	46
894.	896.	896.	896.	894.	48
902.	904.	904.	904.	902.	50
909.	911.	911.	911.	909.	52
916.	917.	917.	917.	916.	54
922.	924.	924.	924.	922.	56
928.	929.	929.	929.	928.	58
934.	935.	935.	935.	934.	60

Tabela de temperaturas na seção transversal de VPY não protegida					
Nó 3	Nó 6	Nó 7	Nó 8	Nó 11	Tempo (min)
31.	65.	68.	69.	82.	2
52.	131.	144.	150.	183.	4
78.	199.	222.	233.	282.	6
107.	258.	294.	312.	379.	8
139.	315.	364.	388.	459.	10
172.	370.	425.	451.	530.	12
205.	418.	479.	508.	591.	14
235.	460.	529.	560.	638.	16
265.	501.	574.	606.	677.	18
295.	539.	614.	642.	707.	20
325.	574.	647.	674.	727.	22
354.	606.	677.	702.	746.	24
383.	633.	703.	719.	764.	26
409.	658.	720.	736.	781.	28
432.	682.	737.	753.	797.	30
455.	703.	753.	768.	818.	32
478.	717.	769.	783.	836.	34
500.	731.	783.	798.	850.	36
521.	746.	798.	819.	861.	38
541.	761.	819.	838.	871.	40
562.	775.	839.	854.	880.	42
581.	789.	854.	867.	888.	44
600.	806.	868.	878.	895.	46
616.	827.	880.	888.	903.	48
631.	845.	890.	897.	909.	50
646.	860.	899.	905.	916.	52
661.	873.	908.	912.	922.	54
676.	884.	915.	919.	928.	56
690.	894.	922.	925.	933.	58
702.	904.	929.	931.	939.	60

Tabela de temperaturas na seção transversal de VPX não protegida					
Nó 3	Nó 6	Nó 7	Nó 8	Nó 11	Tempo (min)
32.	67.	68.	69.	81.	2
52.	138.	144.	147.	182.	4
77.	212.	224.	229.	281.	6
105.	278.	297.	305.	378.	8
134.	342.	369.	379.	458.	10
165.	402.	431.	442.	529.	12
197.	452.	486.	498.	591.	14
225.	499.	537.	550.	638.	16
253.	542.	584.	596.	677.	18
281.	583.	623.	633.	707.	20
309.	618.	657.	666.	727.	22
336.	648.	688.	696.	746.	24
363.	677.	710.	715.	764.	26
389.	702.	728.	731.	781.	28
413.	718.	745.	748.	797.	30
435.	734.	761.	763.	818.	32
456.	750.	776.	778.	836.	34
477.	766.	791.	792.	850.	36
498.	781.	809.	810.	862.	38
518.	796.	830.	830.	872.	40
537.	817.	848.	847.	880.	42
556.	838.	863.	862.	888.	44
575.	856.	876.	874.	896.	46
593.	871.	886.	885.	903.	48
609.	885.	896.	894.	909.	50
624.	896.	904.	903.	916.	52
638.	907.	912.	910.	922.	54
652.	916.	919.	917.	928.	56
666.	925.	925.	924.	933.	58
680.	933.	931.	930.	939.	60

Tabela de temperaturas na seção transversal de VSY não protegida					
Nó 3	Nó 6	Nó 7	Nó 8	Nó 11	Tempo (min)
32.	67.	68.	69.	81.	2
53.	140.	145.	146.	182.	4
79.	215.	224.	228.	281.	6
107.	282.	298.	303.	377.	8
137.	348.	369.	377.	458.	10
169.	409.	432.	440.	529.	12
200.	460.	487.	496.	590.	14
228.	508.	539.	547.	637.	16
257.	553.	586.	593.	677.	18
285.	595.	624.	630.	707.	20
313.	628.	658.	663.	727.	22
340.	659.	689.	693.	746.	24
368.	688.	711.	713.	764.	26
394.	710.	729.	730.	781.	28
417.	727.	745.	746.	796.	30
439.	743.	761.	762.	818.	32
460.	760.	777.	777.	836.	34
482.	776.	791.	791.	850.	36
502.	791.	810.	807.	862.	38
522.	810.	831.	828.	872.	40
542.	832.	849.	845.	880.	42
561.	852.	863.	860.	888.	44
580.	868.	876.	873.	896.	46
598.	882.	886.	883.	903.	48
613.	895.	896.	893.	909.	50
628.	906.	904.	902.	916.	52
643.	916.	911.	910.	922.	54
657.	924.	918.	917.	928.	56
671.	932.	925.	923.	933.	58
684.	940.	930.	930.	939.	60

Tabela de temperaturas na seção transversal das colunas parcialmente protegidas (mesas)					
Nó 3	Nó 6	Nó 7	Nó 8	Nó 11	Tempo (min)
23.	66.	66.	66.	23.	2
33.	134.	141.	134.	33.	4
47.	202.	221.	202.	47.	6
64.	260.	293.	260.	64.	8
84.	317.	363.	317.	84.	10
105.	370.	424.	370.	105.	12
127.	417.	478.	417.	127.	14
150.	458.	529.	458.	150.	16
174.	497.	575.	497.	174.	18
199.	534.	614.	534.	199.	20
220.	568.	648.	568.	220.	22
242.	599.	680.	599.	242.	24
264.	625.	705.	625.	264.	26
286.	649.	724.	649.	286.	28
307.	671.	742.	671.	307.	30
328.	693.	759.	693.	328.	32
349.	708.	776.	708.	349.	34
370.	723.	792.	723.	370.	36
390.	737.	812.	737.	390.	38
408.	752.	834.	752.	408.	40
426.	766.	851.	766.	426.	42
442.	780.	865.	780.	442.	44
459.	794.	877.	794.	459.	46
475.	812.	887.	812.	475.	48
491.	831.	897.	831.	491.	50
507.	845.	905.	845.	507.	52
523.	858.	913.	858.	523.	54
538.	869.	920.	869.	538.	56
552.	879.	927.	879.	552.	58
567.	888.	933.	888.	567.	60

Tabela de temperaturas na seção transversal de VPY parcialmente protegida (mesa inferior)					
Nó 3	Nó 6	Nó 7	Nó 8	Nó 11	Tempo (min)
31.	65.	68.	68.	25.	2
52.	131.	143.	137.	41.	4
78.	199.	219.	205.	63.	6
107.	257.	287.	262.	88.	8
139.	313.	352.	318.	116.	10
172.	367.	411.	370.	145.	12
205.	415.	462.	416.	175.	14
235.	457.	509.	457.	204.	16
265.	497.	552.	496.	232.	18
294.	534.	593.	533.	259.	20
324.	570.	626.	567.	287.	22
353.	602.	657.	599.	314.	24
382.	629.	685.	625.	341.	26
408.	655.	707.	650.	367.	28
432.	679.	724.	674.	392.	30
455.	701.	741.	696.	415.	32
477.	715.	757.	711.	437.	34
499.	730.	772.	725.	458.	36
520.	745.	787.	740.	479.	38
541.	759.	802.	754.	499.	40
561.	774.	824.	769.	519.	42
580.	788.	843.	783.	538.	44
599.	803.	858.	796.	557.	46
615.	826.	871.	817.	575.	48
631.	844.	883.	835.	593.	50
646.	859.	893.	850.	609.	52
661.	872.	903.	863.	623.	54
675.	884.	911.	874.	638.	56
689.	894.	919.	884.	652.	58
702.	903.	926.	893.	666.	60

Tabela de temperaturas na seção transversal de VPX parcialmente protegida (mesa inferior)					
Nó 3	Nó 6	Nó 7	Nó 8	Nó 11	Tempo (min)
32.	67.	68.	69.	25.	2
52.	138.	144.	143.	40.	4
77.	212.	223.	218.	61.	6
105.	278.	296.	284.	85.	8
134.	342.	366.	349.	111.	10
165.	402.	429.	408.	138.	12
197.	451.	483.	457.	166.	14
225.	498.	534.	503.	195.	16
253.	542.	580.	546.	221.	18
281.	583.	620.	586.	247.	20
309.	617.	654.	620.	273.	22
336.	648.	685.	649.	299.	24
363.	676.	709.	677.	324.	26
389.	702.	726.	701.	349.	28
413.	718.	743.	717.	374.	30
435.	734.	760.	733.	397.	32
456.	750.	775.	749.	418.	34
477.	766.	790.	764.	439.	36
498.	781.	808.	779.	459.	38
518.	796.	830.	793.	479.	40
537.	817.	848.	812.	498.	42
556.	838.	864.	832.	517.	44
575.	856.	876.	850.	535.	46
593.	871.	887.	865.	553.	48
609.	885.	897.	878.	570.	50
624.	896.	905.	889.	587.	52
638.	907.	913.	899.	603.	54
652.	916.	919.	907.	617.	56
666.	925.	926.	915.	631.	58
680.	932.	932.	923.	644.	60

Tabela de temperaturas na seção transversal de VSY parcialmente protegida (mesa inferior)					
Nó 3	Nó 6	Nó 7	Nó 8	Nó 11	Tempo (min)
32.	67.	68.	69.	25.	2
53.	140.	145.	143.	40.	4
79.	215.	224.	220.	61.	6
107.	282.	297.	288.	85.	8
137.	348.	368.	354.	112.	10
169.	409.	431.	414.	139.	12
200.	460.	485.	464.	168.	14
228.	508.	537.	512.	196.	16
257.	553.	584.	556.	223.	18
285.	594.	623.	597.	249.	20
313.	628.	657.	630.	275.	22
340.	659.	688.	660.	301.	24
368.	688.	711.	688.	326.	26
394.	710.	728.	709.	351.	28
417.	727.	745.	725.	375.	30
439.	743.	761.	742.	399.	32
460.	760.	777.	757.	420.	34
482.	775.	792.	773.	441.	36
502.	791.	810.	787.	461.	38
522.	810.	832.	803.	480.	40
542.	832.	850.	826.	500.	42
561.	852.	864.	845.	518.	44
580.	868.	877.	861.	537.	46
598.	882.	887.	875.	555.	48
613.	895.	897.	886.	572.	50
628.	906.	905.	897.	589.	52
643.	915.	912.	906.	604.	54
657.	924.	919.	915.	618.	56
671.	932.	925.	922.	632.	58
684.	940.	931.	929.	646.	60

Tabela de temperaturas na seção transversal de VPY parcialmente protegida (alma)					
Nó 3	Nó 6	Nó 7	Nó 8	Nó 11	Tempo (min)
29.	22.	22.	25.	73.	2
42.	28.	29.	43.	158.	4
57.	40.	42.	74.	246.	6
72.	54.	61.	111.	330.	8
88.	71.	83.	152.	409.	10
105.	89.	108.	194.	474.	12
123.	109.	134.	231.	534.	14
141.	130.	161.	268.	587.	16
159.	152.	188.	303.	630.	18
178.	173.	214.	337.	666.	20
197.	195.	238.	368.	697.	22
215.	215.	263.	398.	717.	24
232.	235.	287.	422.	736.	26
250.	254.	310.	445.	753.	28
267.	274.	332.	467.	770.	30
285.	293.	353.	488.	785.	32
303.	312.	374.	508.	800.	34
321.	331.	394.	528.	821.	36
339.	350.	413.	547.	838.	38
357.	369.	430.	566.	852.	40
375.	387.	448.	583.	863.	42
392.	404.	465.	600.	873.	44
408.	420.	482.	615.	882.	46
423.	436.	499.	629.	890.	48
438.	451.	515.	642.	898.	50
453.	467.	531.	656.	905.	52
468.	482.	546.	669.	912.	54
483.	497.	561.	681.	918.	56
498.	512.	575.	694.	924.	58
512.	526.	589.	704.	930.	60

Tabela de temperaturas na seção transversal de VPX parcialmente protegida (alma)					
Nó 3	Nó 6	Nó 7	Nó 8	Nó 11	Tempo (min)
30.	21.	21.	23.	73.	2
44.	27.	27.	35.	160.	4
60.	37.	38.	56.	250.	6
77.	50.	52.	83.	335.	8
95.	65.	68.	114.	415.	10
113.	81.	87.	146.	482.	12
132.	98.	107.	179.	543.	14
150.	116.	127.	211.	596.	16
170.	134.	149.	240.	638.	18
189.	153.	171.	269.	674.	20
208.	172.	192.	297.	703.	22
225.	191.	213.	323.	723.	24
243.	209.	233.	349.	741.	26
260.	227.	253.	373.	758.	28
278.	244.	273.	396.	775.	30
296.	262.	292.	416.	790.	32
314.	279.	311.	435.	808.	34
332.	297.	330.	454.	827.	36
350.	314.	349.	473.	843.	38
367.	331.	367.	491.	856.	40
385.	349.	386.	509.	867.	42
402.	366.	403.	526.	877.	44
417.	383.	419.	542.	885.	46
433.	400.	435.	558.	893.	48
448.	415.	451.	574.	901.	50
463.	430.	466.	589.	908.	52
477.	444.	482.	603.	914.	54
492.	459.	497.	616.	921.	56
507.	473.	512.	628.	927.	58
521.	488.	526.	641.	932.	60

Tabela de temperaturas na seção transversal de VPX totalmente protegida					
Nó 3	Nó 6	Nó 7	Nó 8	Nó 11	Tempo (min)
21.	21.	21.	21.	23.	2
22.	26.	27.	27.	33.	4
25.	35.	36.	36.	46.	6
29.	45.	48.	49.	60.	8
34.	57.	61.	62.	76.	10
40.	69.	75.	77.	93.	12
47.	82.	90.	93.	110.	14
54.	95.	105.	109.	128.	16
61.	108.	120.	126.	146.	18
69.	121.	136.	143.	164.	20
78.	134.	151.	160.	182.	22
87.	147.	167.	177.	201.	24
95.	160.	183.	194.	218.	26
105.	173.	198.	210.	235.	28
114.	186.	213.	225.	252.	30
124.	199.	227.	241.	269.	32
133.	211.	241.	256.	285.	34
143.	223.	255.	271.	302.	36
153.	234.	268.	286.	319.	38
163.	246.	282.	302.	336.	40
173.	258.	296.	317.	352.	42
183.	270.	309.	332.	369.	44
193.	281.	323.	347.	386.	46
203.	293.	336.	362.	402.	48
212.	305.	350.	376.	417.	50
221.	316.	363.	391.	431.	52
230.	328.	377.	405.	446.	54
239.	340.	390.	418.	460.	56
248.	351.	403.	431.	475.	58
258.	363.	415.	445.	489.	60