



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



## **COMPORTAMENTO DE PÓRTICOS PLANOS INDUSTRIAIS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

**MARCELO PINHEIRO FONTES**

ORIENTADOR: Prof. Dr. Antônio Maria Claret de Gouvêia

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

Ouro Preto, Outubro de 2004.

Fontes, Marcelo Pinheiro.  
F683c Comportamento de pórticos planos industriais em situação de incêndio.  
/ Marcelo Pinheiro Fontes.– Ouro Preto: UFOP, 2004.  
xvi 124p. : il.; color; grafs., tabs.

Orientador: Prof. Dr. Antônio Maria Claret de Gouveia.  
Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Ouro Preto. Escola  
de Minas. Departamento de Engenharia Civil. Mestrado em Construção  
Metálica.

1. Pórticos estruturais - Teses. 2. Engenharia civil - Teses. 3. Fogo-  
Teste de resistência. 4. Prevenção de incêndio - Teses. 5. Construção metálica -  
Teses. 6. Avaliação de riscos - Teses I. Universidade Federal de Ouro Preto.  
Escola de Minas. Departamento de Engenharia Civil. II. Título.

CDU: 624

Catálogo: [sisbin@sisbin.ufop.br](mailto:sisbin@sisbin.ufop.br)

À minha família, pelo incentivo  
Ao Tio Fernando, grande amigo  
Aos amigos do Mestrado

“Se seus sonhos estão nas nuvens, não se preocupe. Eles estão no lugar certo. Construa os alicerces e SUBA!”

## **AGRADECIMENTOS**

À Deus, Grande Arquiteto do Universo, sempre presente em minha vida nos momentos em que mais preciso.

A meus pais pelo constante incentivo aos estudos e apoio incondicional.

Ao Tio Fernando, grande amigo e companheiro.

A todos que de alguma forma contribuíram para que eu alcançasse meus objetivos.

A aqueles que se colocaram como obstáculos, pois serviram como desafio e estímulo, sendo degraus para a minha subida.

## RESUMO

Entre as estruturas de aço mais usadas, as de edifícios horizontais, em geral para fins industriais e de depósito, são as menos investigadas quanto a seu comportamento em incêndio. Em consequência, muitas das exigências regulamentares são estabelecidas subjetivamente, levando não raramente a situações de insegurança ou a restrições de mercado por uso de proteção passiva conservadora.

Nesses edifícios, em geral admitem os regulamentos que os pórticos planos focalizados se deformam em incêndio de modo a "fechar" o espaço livre interno. Essa hipótese corresponde a pórticos em que as barras não verticais na situação de colapso estrutural "puxam" para o interior do edifício a estrutura lateral.

Mas, cabe investigar se tal comportamento é típico em pórticos, atualmente muito comuns, em que são comuns as ligações rígidas na superestrutura e ligações rotuladas na base (pórticos tipo "caixa de sapato"). Nesses casos, o modo de deformação do pórtico tende a ser o oposto, já que a rigidez das ligações no topo dos pilares impõem a deformação dos pilares para fora.

## **ABSTRACT**

The horizontal buildings structures, among other most used steel structure, usually for industries and warehouses, are the less investigated relative to fire behaviour. From this, some of regulation exigency are determined subjective, causing not rare insecurity situation or market restrictions for passive protection conservative.

The rules usually for this buildings admit that the frames be deformed at fire to “close” the internal bay space. This theory is relative to frames that the elements not verticals at structural collapse “pull” the wall structure in direction to internal building.

But, we need to investigate if this behaviour is typical at frames, nowadays most common the use of rigid connections at structure and pinned connections at base (“box shoes” frames). At this cases, the frame deformation mode has tendency to be the opposite, because the rigid connection at columns top impose the columns deformation for outside.

## ÍNDICE

<i>RESUMO</i>	<i>V</i>
<i>ABSTRACT</i>	<i>VI</i>
<i>ÍNDICE DE TABELAS</i>	<i>IX</i>
<i>ÍNDICE DE FIGURAS</i>	<i>X</i>
<i>CAPÍTULO 01</i>	<i>1</i>
<i>1 INTRODUÇÃO</i>	<i>1</i>
1.1 APRESENTAÇÃO	1
1.2 IMPORTÂNCIA DOS GALPÕES INDUSTRIAIS NO SEGMENTO DA CONSTRUÇÃO METÁLICA	3
1.3 OBJETIVOS E JUSTIFICATIVA	4
1.4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
<i>CAPÍTULO 02</i>	<i>8</i>
<i>2 RESISTÊNCIA AO FOGO DOS EDIFÍCIOS INDUSTRIAIS METÁLICOS</i>	<i>8</i>
2.1 REQUISITOS DE NORMA NBR 14432:2000	8
2.2 REQUISITOS DA INSTRUÇÃO TÉCNICA IT-08/2004 DO CORPO DE BOMBEIROS DE SÃO PAULO – ITCB-08:2004	11
2.3 MÉTODO SIMPLIFICADO DE DIMENSIONAMENTO – NBR 14323 (ABNT-1999)	14
<i>CAPÍTULO 03</i>	<i>21</i>
<i>3 ANÁLISE DE ESTRUTURAS DE GALPÕES INDUSTRIAIS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO</i>	<i>21</i>
3.1 INTRODUÇÃO	21
3.2 O PROGRAMA VULCAN	23
<i>CAPÍTULO 04</i>	<i>29</i>

<b>4</b>	<b><i>ANÁLISE PARAMÉTRICA DE PÓRTICOS PLANOS DE EDIFÍCIOS INDUSTRIAIS DO TIPO “CAIXA DE SAPATO” EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO</i></b>	<b>29</b>
<b>4.1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>29</b>
<b>4.2</b>	<b>MODELOS UTILIZADOS NA ANÁLISE PARAMÉTRICA</b>	<b>29</b>
4.2.1	Características Geométricas	30
4.2.2	Carregamentos	32
<b>4.3</b>	<b>ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO EM TEMPERATURA AMBIENTE</b>	<b>33</b>
<b>4.4</b>	<b>ANÁLISE PARAMÉTRICA DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL EM TEMPERATURA AMBIENTE</b>	<b>35</b>
<b>4.5</b>	<b>ANÁLISE ESTRUTURAL EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO</b>	<b>40</b>
4.5.1	Determinação do carregamento atuante na situação de incêndio	41
4.5.2	Análise do modelo sem proteção passiva	42
4.5.3	Consideração da Alvenaria protegendo os pilares	52
4.5.4	Modelo com apenas as ligações protegidas	54
<b>5</b>	<b>CONCLUSÕES</b>	<b>62</b>
<b>6</b>	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b>	<b>63</b>

## ÍNDICE DE TABELAS

<i>Tabela 2.1 - TRRF de edifícios industriais</i>	9
<i>Tabela 2.2 - TRRF de edifícios industriais segundo a ITCB-08:2004</i>	12
<i>Tabela 2.3 - Fatores de redução do limite de escoamento de aços estruturais em função da temperatura</i>	15
<i>Tabela 4.1 - Características geométricas utilizadas</i>	31
<i>Tabela 4.2 - Perfis obtidos no dimensionamento</i>	33
<i>Tabela 4.3 - Esforços máximos obtidos para as estruturas analisadas</i>	34
<i>Tabela 4.4 - Deslocamentos do conjunto de pórticos</i>	36
<i>Tabela 4.5 - Deslocamentos nodais - estrutura sem proteção passiva</i>	44
<i>Tabela 4.6 - Temperatura de falha para pórticos sem proteção passiva</i>	46
<i>Tabela 4.7 - Tempo em que a estrutura atinge a temperatura de falha</i>	50
<i>Tabela 4.8 - Deslocamentos nodais para pórticos com ligações protegidas</i>	56
<i>Tabela 4.9 - Temperatura de falha para pórticos com proteção apenas das ligações</i>	57
<i>Tabela 4.10 - Tempo de resistência ao fogo atingido pelos pórtico com proteção apenas das ligações</i>	59

## ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 3.1- Gráfico Tensão x deformação em função da temperatura</i>	22
<i>Figura 3.2- Elemento de viga-coluna do VULCAN com seus graus de liberdade em coordenadas locais e globais, (BAILEY,1995).</i>	25
<i>Figura 3.3 Elemento de Placa do VULCAN</i>	25
<i>Figura 3.4 - Graus de liberdade para o elemento de mola do VULCAN em coordenadas locais, (BAILEY, 1995).</i>	26
<i>Figura 3.5 - Processo de Newton-Raphson, BAILEY (1995).</i>	27
<i>Figura 3.6 - Malha de seção transversal com os pontos nodais nos quais deslocamentos, deformações e tensões serão definidos.</i>	28
<i>Figura 4.1 - Geometria do pórtico principal</i>	31
<i>Figura 4.2 - Nós escolhidos para análise de deslocamentos</i>	35
<i>Figura 4.3 - – Modo de deformação do pórtico P15m6m</i>	36
<i>Figura 4.4 - Deslocamento no meio da coluna em função dos deslocamento no topo da coluna</i>	37
<i>Figura 4.5 - Deslocamentos no meio da coluna em função do fator <math>\eta</math> para análise em temperatura ambiente, quando <math>0.75 \leq \eta \leq 16.95</math></i>	39
<i>Figura 4.6- Deslocamentos no meio da coluna em função do fator <math>h</math> para análise em temperatura ambiente, quando <math>16,95 \leq \eta \leq 54,87</math></i>	40
<i>Figura 4.7 - Nós e deslocamentos nodais notáveis no pórtico plano.</i>	43
<i>Figura 4.8 - Deformada do Pórtico P15m6m para a Combinação 1 para pórticos sem proteção passiva</i>	45
<i>Figura 4.9 – Temperatura de falha dos pórticos em função do fator <math>\eta</math></i>	48
<i>Figura 4.10 - Tempo de resistência ao fogo (mim) em função do fator <math>\eta</math></i>	51
<i>Figura 4.11 - Proteção das colunas pela alvenaria</i>	52
<i>Figura 4.12 - Modelo estrutural considerando proteção pela alvenaria</i>	53
<i>Figura 4.13 - Deformação característica dos pórticos com colunas protegidas pela alvenaria</i>	54
<i>Figura 4.14 - Modelo com proteção apenas das ligações de vigas com colunas</i>	55

<i>Figura 4.15- Deformada do Pórtico P15m6m para a Combinação 1 considerando a proteção passiva apenas das ligações viga-coluna</i>	<i>56</i>
<i>Figura 4.16 - fator <math>\eta</math> x Temperatura atingida (<math>^{\circ}</math>C) para pórticos com proteção passiva apenas das ligações</i>	<i>58</i>
<i>Figura 4.17 - Tempo de resistência ao fogo x fator <math>\eta</math> para pórticos com proteção apenas das ligações com <math>\eta</math> entre 0,1 e 6,5.</i>	<i>60</i>
<i>Figura 4.18 - Tempo de resistência ao fogo x fator <math>\eta</math> para pórticos com proteção apenas das ligações com <math>\eta</math> entre 7,5 e 22.</i>	<i>61</i>

# Capítulo 01

## 1 INTRODUÇÃO

### 1.1 APRESENTAÇÃO

Não é recente o uso da estrutura metálica na construção civil. Entretanto, nas últimas décadas o aço vem sendo utilizado com frequência cada vez maior, o que abriu espaço a um grande número de pesquisas envolvendo a estrutura metálica nos diversos ramos de sua utilização.

No ramo industrial o aço tem grande aceitação por oferecer inúmeras vantagens como a utilização de grandes vãos, facilidade e rapidez nas montagens, etc. Ele é utilizado na construção de galpões siderúrgicos, galpões para depósitos, supermercados entre outros.

Atualmente, com o avanço das pesquisas e evolução dos métodos de dimensionamento, o aço tornou-se competitivo também nas obras comerciais e residenciais. Agregado a isso tudo, muito se tem falado a respeito da segurança das edificações em aço, principalmente no que tange à seu desempenho em situação de incêndio. Sabe-se que o aço apresenta apenas 23% de sua capacidade de resistência à uma temperatura de 700°C, a 800°C ela é reduzida a 11% e à temperatura de 900 °C restam apenas 6%.

No Brasil, regulamentações contra incêndios vêm sendo aplicadas desde a década de setenta, após os incêndios dos edifícios Andraus e Joelma em São Paulo, e da Caixa Econômica no Rio de Janeiro.

Nos anos de 1999 e 2000, as regulamentações deram origem às normas de estruturas em situação de incêndio, NBR-14323:1999 – “Dimensionamento de Estruturas de Aço de Edifícios em Situação de Incêndio – Procedimento” e NBR-14432:2000 – “Exigências

de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos de Edificações – Procedimento”;

que vigoram atualmente.

Frente a esses fatos, tornou-se obrigatória a verificação das estruturas em situação de incêndio, o que, no caso das estruturas metálicas, veio a elevar os custos, uma vez que a proteção passiva das mesmas pode variar entre 15% e 30% do valor da estrutura inviabilizando, em alguns casos, o uso do aço, CLARET (2000).

Motivados pelos altos custos da proteção passiva (estrutural), várias pesquisas vêm sendo desenvolvidas com o objetivo de encontrar métodos alternativos de se proteger as estruturas e reduzir seus custos. Acompanhado destes métodos, a avaliação de riscos baseada em critérios estatísticos vêm apresentando bons resultados, reduzindo-se a quantidade de proteção a ser utilizada nas estruturas.

Neste sentido, o presente trabalho trata do caso de galpões industriais com ligações rígidas e bases rotuladas, submetidos a incêndio, sendo feitas análises sem proteção passiva da estrutura e utilizando-se proteção apenas nas ligações rígidas. Os pórticos analisados têm características peculiares a saber: ligações viga-coluna rígidas e bases rotuladas. A inclinação da cobertura foi escolhida como sendo 10°.

A escolha deste tipo de galpão deve-se ao fato do mesmo apresentar configuração deformada característica que oferece segurança aos ocupantes da edificação, o que será tratado posteriormente neste trabalho.

Observa-se, ainda, um aumento significativo no uso deste tipo de galpão no Brasil, especialmente a partir de 1996, sendo empregado em obras comerciais como grandes depósitos, supermercados e grandes centros de distribuição. Estudos indicam que este modelo estrutural torna-se muito competitivo em obras com pé-direito metálico de até 12m, podendo ser utilizado para vencer vãos entre 18 e 24 m, levando a um consumo de aço bastante baixo. Outro ponto de grande relevância a ser lembrado é a grande economia na execução das fundações, uma vez que apenas esforços verticais e horizontais são transmitidos às mesmas.

Desta forma, estudos que venham a reduzir os custos deste tipo de estrutura tornam-se interessantes frente à grande aceitação do mesmo no mercado nacional.

## **1.2 IMPORTÂNCIA DOS GALPÕES INDUSTRIAIS NO SEGMENTO DA CONSTRUÇÃO METÁLICA**

A utilização do aço na construção civil, no Brasil, vem crescendo rapidamente nos últimos anos. Embora este crescimento tenha sido bastante significativo, apenas 3% das obras no país são executadas em aço, ao contrário por exemplo dos Estados Unidos, onde este percentual chega a 50% e na Inglaterra, onde este número atinge 71% das obras executadas.

Em 1996, o consumo de aço na construção civil brasileira era de cerca de 250.000t elevando-se para 600.000 t em 2003, o que indica que o mercado brasileiro está em grande expansão.

Os estados brasileiros onde mais se constrói em aço são São Paulo e Rio de Janeiro, sendo responsáveis por cerca de 56% do consumo do aço brasileiro.

Estima-se que 82% de todo aço brasileiro produzido, destinado à construção civil, seja empregado na construção de edifícios horizontais, ou seja, galpões industriais, supermercados, depósitos, centros de distribuição, graneleiros, etc; apenas 1% sendo utilizado em obras residenciais e o restante em outros tipos de obras.

Estes dados vêm realçar o importante papel dos galpões industriais, quando se fala em consumo de aço na construção civil, sendo o mesmo o “carro-chefe”, ou seja, o principal destino do aço produzido utilizado na indústria da construção civil.

O aço oferece inúmeras vantagens, como a rapidez na execução das obras, possibilidade de utilização de grandes vãos, facilidade de manutenção etc. Sabe-se que 65% dos

galpões industriais construídos no Brasil são em aço e este número tende a crescer com emprego de novas tecnologias. Neste contexto, o presente trabalho visa contribuir buscando analisar técnicas de proteção contra incêndio que possibilitem o uso do aço a custos competitivos.

### **1.3 OBJETIVOS E JUSTIFICATIVA**

O presente trabalho tem por objetivo estudar o comportamento de pórticos planos industriais em situação de incêndio. Assim, são realizados estudos paramétricos de maneira a fornecer ferramentas úteis no dimensionamento da proteção passiva deste tipo de estrutura, dividindo-se o trabalho nas seguintes etapas:

- Investigar os modos de deformação dos pórticos planos de galpões industriais do tipo "caixa de sapato" em situação de incêndio;
- Determinar relações paramétricas entre a temperatura crítica global da estrutura e as propriedades geométricas da seção;
- Sugerir meios de redução das necessidades de proteção passiva estrutural com vistas à otimização da relação custo da estrutura/custo da proteção passiva.

Na prática, a proteção de galpões industriais, mormente da estrutura de cobertura, é um problema técnico complexo, porque, sendo as barras formadas de perfis de fator de massividade muito alto, seu aquecimento é muito rápido e a sua resistência ao fogo é muito reduzida. Logo, proteger um galpão, mesmo para tempos de resistência ao fogo de 30 min e 60 min, pode ter custo muito elevado. Além disso, muitas vezes o uso do galpão exige uma proteção específica como as tintas intumescentes já que as proteções passivas aderentes tendem a liberar, mesmo que de forma reduzida, uma certa quantidade de resíduos. Por outro lado, o uso de proteções rígidas muitas vezes fica inviabilizado pelas dimensões reduzidas dos perfis leves utilizados.

A NBR-14432:2000 estabelece que as estruturas de cobertura podem ser dispensadas da proteção desde que estejam simplesmente apoiadas sobre os pilares. Essa condição é difícil de cumprir porque significa uma limitação dos vãos livres e porque muitos galpões (como o tipo caixa de sapato) justamente tiram partido das ligações rígidas com os pilares para alcançar vãos maiores.

A motivação da NBR-14432:2000 ao determinar essa isenção da cobertura simplesmente apoiada sobre os pilares é a de evitar que o colapso da estrutura de cobertura cause o fechamento da vedação lateral sobre o espaço interno do galpão. A observação preliminar do comportamento dos pórticos caixa de sapato segundo SANTOLIN *et al* (2004) mostra que alguns deles se deformam em incêndio lançando os pilares para fora. Desse modo, a presente investigação visa caracterizar os modos de deformação desse tipo de pórtico de maneira a confirmar este padrão de comportamento, buscando maneiras e técnicas de se reduzir ou até mesmo eliminar a proteção passiva nestes casos, ou, de uma outra forma, reduzir os tempos requeridos de resistência ao fogo necessários.

#### **1.4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

Os trabalhos científicos com foco no comportamento de estruturas sob condições de incêndio tomaram grande impulso a partir de 1995, devido aos ensaios realizados em Cardington durante os anos de 1995 e 1996, ANDRADE(2003).

Estudos anteriores a esta data são relatados por BAILEY (1994), em uma ampla revisão bibliográfica enfocando trabalhos realizados desde a década de sessenta.

Muito se tem estudado a respeito da resistência ao fogo de elementos estruturais submetidos a cargas de incêndio. Os estudos paramétricos não têm sido frequentes em grupos de estudos europeu CARVALHO (2002).

CLARET, BURGESS E PLANK (1999) apresentam um estudo da temperatura crítica de vigas de aço sem proteção e com proteção parcial.

CARVALHO (2002) investigou o comportamento de perfis “I” flexo-comprimidos, estabelecendo relações paramétricas para as temperaturas críticas e observando a influência do uso de proteção parcial.

ANDRADE (2003) estudou a viabilidade da aplicação de técnicas de proteção parcial em pilares de aço, utilizando perfis comerciais comumente adotados em projetos, obtendo curvas de resistência ao fogo do mesmos.

Entretanto, sabe-se que o comportamento global das estruturas supera em muito a resistência obtida em análise de peças isoladas. Muitos fatores podem influenciar a resistência de uma estrutura submetida a incêndio como, por exemplo, o grau de hiperestaticidade, ventilação, compartimentação, tipos de ligações utilizadas, etc.

O presente trabalho se propõe a investigar a influência destes fatores na resposta de edifícios industriais do tipo “caixa de sapato”, com bases rotuladas, largamente utilizados no Brasil em edifícios destinados a indústrias de diversos ramos, supermercados, shoppings centers, etc.

NEWMAN (1990) Investigou o comportamento de Edifícios industriais do tipo *Portal Frame* , com bases engastadas sob ação de incêndio. Em seu trabalho, a segurança da edificação era dada pela garantia da estabilidade dos painéis de vedação lateral, o que era conseguida com o dimensionamento adequado das bases engastadas trabalhando em situação de incêndio.

SOUZA JR (1998) implementou uma análise de pórticos de aço em situação de incêndio utilizando o Método dos elementos finitos. PINTO (1999) analisou pórticos planos de aço em situação de incêndio usando elementos convencionais de vigas mas incluindo relações tensão-deformação não-lineares.

G.D. DE PAULA, A. M. CLARET, A. SANTOLIN, A. F. T. ANDRADE, F.V. CORREIA (2004) investigaram os modos de deformação de pórticos planos industriais tipo “caixa de sapato” sob situação de incêndio, com perfis desprotegidos, desenvolvendo curvas parametrizadas para obtenção da temperatura crítica destes pórticos, em função de características geométricas.

SANTOLIN, CLARET e FONTES (2004), analisaram pórticos planos industriais do tipo “caixa de sapato”, identificando seus padrões de deformação, como função de características geométricas, em situação de incêndio, estudando pórticos com elementos protegidos e com proteção apenas nos elementos de ligação.

## Capítulo 02

### 2 RESISTÊNCIA AO FOGO DOS EDIFÍCIOS INDUSTRIAIS METÁLICOS

#### 2.1 REQUISITOS DE NORMA NBR 14432:2000

Os projetos de estruturas de aço em situação de incêndio devem obedecer aos critérios de tempo e resistência estabelecidos pelas normas brasileiras NBR 14323:1999 – “Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio”; e NBR 14432:2000 – “Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – procedimento”.

A norma NBR-14432 estabelece critérios de tempo requeridos de resistência ao fogo (TRRF) das edificações, baseando-se na resistência ao fogo dos elementos construtivos, considerando as condições de exposição dos mesmos ao incêndio padrão. Estes critérios pressupõem o atendimento de todas as exigências dos regulamentos aplicáveis, especialmente quanto as compartimentações horizontais e verticais, às saídas de emergência e aos chuveiros automáticos (NBR 14432:2000).

Os tempos requeridos de resistência ao fogo estabelecidos pela NBR 14432:2000 levam em consideração o potencial destrutivo ou severidade dos incêndios, condicionados por fatores associados como o tipo de ocupação, área, profundidade do subsolo, altura da edificação, facilidade de acesso para combate ao incêndio.

Desta forma, os diversos tipos de edificações são classificados de acordo com o tipo de ocupação e uso das mesmas. Assim, as edificações industriais (estudadas neste trabalho) têm a seguinte classificação :

(a) Grupo I-1 – Locais onde as atividades exercidas e os materiais utilizados ou depositados apresentam médio potencial de incêndio.

(b) Grupo I-2 – Locais onde as atividades exercidas e os materiais utilizados e/ou depositados apresentarem grande potencial de incêndio.

As edificações acima citadas encontram-se classificadas, na NBR 14432:2000, no Grupo I definido como sendo edificações de uso industrial ou comercial de médio e alto risco. Entretanto, a norma não define o que seria médio e alto risco, o que sugere uma associação direta com a densidade de carga de incêndio presente na edificação.

Outra questão a ser levantada é o fato de que ao se usar o termo “risco” o texto nos remete a uma análise de balanceamento baseada em fatores estatísticos e probabilísticos, onde a utilização de medidas ativas e preventivas poderia resultar na redução do dito “potencial de risco”, que poderia baixar de alto para médio e médio para baixo, levando assim a TRRF menores e conseqüentemente redução dos custos com a proteção passiva.

Quanto aos tempos requeridos de resistência ao fogo, a tabela 2.1 fornece os valores específicos da NBR 14432:2000 segundo a classificação da edificação.

Classe	Divisão	Altura da edificação				
		CLASSE P1	CLASSE P2	CLASSE P3	CLASSE P4	CLASSE P5
		$h \leq 6m$	$6m < h \leq 12m$	$12m < h \leq 23m$	$23m < h \leq 30m$	$h > 30m$
Ind.	I-1	30	30	60	90	120
Ind.	I-2	60(30)	60(30)	90(60)	120(90)	120

Tabela 2.1 - TRRF de edifícios industriais

Os tempos entre parênteses podem ser usados em subsolo nos quais a área bruta de cada pavimento seja menor ou igual a  $500 \text{ m}^2$  e em edificações nas quais cada pavimento acima do solo tenha área menor ou igual a  $750 \text{ m}^2$ .

A altura da edificação é distância vertical entre o ponto que caracteriza a saída no nível de descarga do prédio e o piso do último pavimento, excetuando-se zeladorias, barrilete,

casa de máquinas, piso técnico e pisos sem permanência humana. As edificações industriais estudadas neste trabalho tendem a ser térreas ( horizontais), logo a sua altura fica limitada a 6 m.

E ainda, conforme a NBR 14432:2000, estão isentas dos requisitos de resistência ao fogo as edificações térreas, exceto quando:

1 – A cobertura da edificação tiver função de piso, mesmo que seja para saída de emergência;

2 – A estrutura da edificação, a critério do responsável técnico pelo projeto estrutural for essencial à estabilidade de um elemento de compartimentação;

3 – A edificação não tiver uso industrial, com carga de incêndio específica superior a  $500 \text{ MJ/m}^2$  (excluem-se desta regra os depósitos).

4 – A edificação tiver uso industrial, com carga de incêndio específica superior à  $1200 \text{ MJ/m}^2$ , observando os critérios de compartimentação constantes nas normas brasileiras em vigor ou, na sua falta, regulamentos de órgãos públicos.

5 – A edificação for usada como depósito, com carga de incêndio específica superior a  $2000 \text{ MJ/m}^2$ , observados os critérios de compartimentação constantes nas normas brasileiras em vigor ou, na sua falta, regulamentos de órgãos públicos.

As edificações descritas nos itens 3, 4 e 5 também estão isentas dos requisitos de resistência ao fogo estabelecidos pela NBR14432:2000, quando:

- Forem providas de chuveiros automáticos, conforme normas NBR-10897 e NBR 13792;

- Tiverem área total menor ou igual a  $5000 \text{ m}^2$ , com pelo menos duas fachadas de aproximação que perfaçam no mínimo 50% do perímetro.

As isenções aplicáveis aos edifícios industriais têm seu foco no que diz respeito a estrutura de cobertura. Sabe-se que muitos destes edifícios apresentam coberturas cujo elemento estrutural principal é treliçado. A proteção destes elementos, que na sua maioria apresentam pequenas dimensões e são em grande número, oneraria ainda mais os custos com a proteção da mesma. Aliado a isto está o fato de que o colapso apenas da estrutura de cobertura facilitaria a exaustão dos gases quentes amenizando as temperaturas atingidas durante a ocorrência do incêndio. Neste contexto, pode-se admitir, em alguns casos, o colapso da estrutura de cobertura, desde que as paredes laterais permaneçam estáveis. Para que isto seja possível, o modelo estrutural deveria apresentar bases engastadas e ligações flexíveis entre as colunas e a cobertura, de modo que a falha da mesma não venha a promover a movimentação das colunas para a área interna da edificação. Porém, tal modelo apresenta desvantagens, uma vez que a utilização de ligações flexíveis tiraria o efeito de pórtico levando a estruturas antieconômicas.

## **2.2 REQUISITOS DA INSTRUÇÃO TÉCNICA IT-08/2004 DO CORPO DE BOMBEIROS DE SÃO PAULO – ITCB-08:2004**

As instruções técnicas têm força de lei e devem ser atendidas de maneira prioritária. Seu conteúdo pode variar de acordo com o Estado em que se encontra.

O Estado de São Paulo pioneiramente desenvolveu a sua instrução técnica, regulamentada e fiscalizada através do Corpo de Bombeiros. De forma semelhantemente a NBR-14432:2000, esta instrução técnica estabelece as condições a serem atendidas pelos elementos estruturais e de compartimentação que integram as edificações para que, em situação de incêndio, seja evitado o colapso estrutural.

Desta forma, a ITCB-08:2004 define os TRRF a serem atendidos pelos diversos tipos de edificações, de acordo a sua finalidade e tipo de ocupação. Assim, as edificações industriais ( estudadas neste trabalho) têm a seguinte classificação:

(a) Grupo I – Divisão I1 - Locais onde as atividades exercidas e os materiais utilizados apresentam baixo potencial de incêndio. Locais onde a carga de incêndio não chega a  $300\text{MJ/m}^2$

(b) Grupo I – Divisão I2 - Locais onde as atividades exercidas e os materiais utilizados apresentam médio potencial de incêndio. Locais com carga de incêndio entre 300 a  $1.200\text{MJ/m}^2$

(c) Grupo I – Divisão I3 - Locais onde há alto risco de incêndio. Locais com carga de incêndio superior a  $1.200\text{ MJ/m}^2$

A tabela 2.2 fornece os TRRF especificados no ITCB-08:2004, de acordo com a classificação da edificação.

GRUPO	OCUPAÇÃO/USO	DIVISÃO	CLASSE P1 - $h \leq 6\text{m}$
I	INDUSTRIAL	I-1	30
		I-2	30
		I-3	60(30)

Tabela 2.2 - TRRF de edifícios industriais segundo a ITCB-08:2004

Da mesma forma, estão isentas do TRRF as edificações industriais quando:

- Pertencerem à classe P1 ( $h \leq 6\text{m}$ ) com área menor que  $250\text{ m}^2$ ;
- Pertencerem às classes P1 e P2 ( $6 < h \leq 12\text{m}$ ) com área inferior a  $750\text{ m}^2$ ;
- Possuírem área inferior a  $1500\text{ m}^2$ , com no máximo 2 pisos, com carga de incêndio menor ou igual a  $400\text{ MJ/m}^2$ .

Ainda, a ITCB-08:2004 isenta dos TRRF as coberturas das edificações, desde que as mesmas atendam aos seguintes requisitos:

- Não tiverem função de piso;
- Não forem usadas como rotas de fuga para saídas de emergência, nem como cobertura destas;

Os elementos estruturais de cobertura cujo colapso, a critério do responsável técnico pelo projeto estrutural, comprovado através de estudos técnicos, não comprometa a estabilidade da estrutura principal da edificação e não provoque o “colapso progressivo”.

Incluem-se nos critérios de isenção dos TRRF os mezaninos cuja área seja inferior a  $750 \text{ m}^2$  e sua estrutura não dependa da estrutura principal do edifício.

As edificações térreas podem ser isentadas dos TRRF quando:

- A cobertura da edificação não tiver função de piso ou não for usada como rota de fuga para saídas de emergência, nem como cobertura destas;
- A estrutura considerada da edificação, a critério do responsável técnico pelo projeto estrutural, comprovado através de estudos técnicos, não for essencial à estabilidade de elemento de compartimentação;
- A edificação pertencer ao grupo I ( industrial), com carga de incêndio específica menor ou igual a  $1200 \text{ MJ/m}^2$ ;
- A edificação pertencer ao grupo J ( depósito), com carga de incêndio específica menor ou igual a  $2000 \text{ MJ/m}^2$ .

As edificações térreas podem, ainda, ter os TRRF reduzidos em 30 minutos quando:

- Forem providas de chuveiros automáticos;
- Possuírem área total menor ou igual a 5000 m<sup>2</sup>, com pelo menos duas fachadas para acesso e estacionamento operacional de viaturas, que perfaçam no mínimo 50% do perímetro da edificação.
- Forem consideradas lateralmente abertas.

### **2.3 MÉTODO SIMPLIFICADO DE DIMENSIONAMENTO – NBR 14323 (ABNT-1999)**

A NBR 14323:1999 se aplica ao dimensionamento de barras prismáticas constituídas por perfis laminados e soldados não-híbridos, perfis formados a frio, elementos de estruturas mistas concreto-aço e ligações soldadas e parafusadas e descreve o método simplificado de verificação da resistência ao fogo de elementos estruturais. Este método acompanha de perto o método de dimensionamento de elementos estruturais à temperatura ambiente, exposto na NBR 8800:1986 – “Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios”.

O cálculo da resistência do perfil é feito levando-se em consideração a degradação de suas propriedades mecânicas em função do aumento da temperatura. Assim, o limite de escoamento do aço é afetado de um fator redutor, em função da temperatura atingida conforme a Tabela 2.3.

Temp. do aço °C	Fator de redução de Fy para aços laminados a quente $K_{y,\theta}$	Fator de redução de Fy para aços trefilados $K_{y0,\theta}$	Fator de redução para módulo de elasticidade para todos os aços $K_{E,\theta}$ .
20	1,000	1,000	1,0000
100	1,000	1,000	1,0000
200	1,000	1,000	0,9000
300	1,000	1,000	0,8000
400	1,000	0,940	0,7000
500	0,780	0,670	0,6000
600	0,470	0,400	0,3100
700	0,230	0,120	0,1300
800	0,110	0,110	0,0900
900	0,060	0,080	0,0675
1000	0,040	0,050	0,0450
1100	0,020	0,030	0,0225
1200	0,000	0,000	0,0000

Tabela 2.3 - Fatores de redução do limite de escoamento de aços estruturais em função da temperatura

Para o caso de elementos submetidos a esforços de flexão combinados a esforços axiais (tipo de elemento analisado neste trabalho), os mesmos devem atender à equação de interação:

$$\frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,Rd}} + \frac{M_{xd,fi,Sd}}{M_{x,fi,Rd}} + \frac{M_{y,fi,Sd}}{M_{y,fi,Rd}} \leq 1,0 \quad (\text{Eq. 2.1})$$

Onde:

$N_{fi,Sd}$  é a força normal de cálculo na barra, considerada constante ao longo da mesma, para a situação de incêndio.

$N_{fi,Rd}$  é a resistência de cálculo da força normal em situação de incêndio dada por:

-  $N_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} \cdot K_{y,\theta} \cdot A_g \cdot f_y$ , para barras tracionadas;

$$- N_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} \frac{\rho_{fi} K_{y,\theta} A_g f_y}{k_a} \text{ para barras comprimidas;}$$

O parâmetro  $\rho_{fi,a}$  (fator de redução da resistência à compressão em situação de incêndio) deve ser determinado de acordo com a NBR-8800:1986, usando-se sempre a curva C independente do tipo de seção, do modo de instabilidade e eixo em relação ao qual a instabilidade ocorre.

- O parâmetro de esbelteza  $\bar{\lambda}_\theta$  para a temperatura  $\theta_a$ , dado por:

$$\bar{\lambda}_\theta = \bar{\lambda} \sqrt{\frac{K_{y,\theta}}{K_{E,\theta}}} \quad (\text{Eq. 2.2})$$

Onde  $\bar{\lambda}$  é o parâmetro de esbelteza para barras comprimidas, determinado de acordo com a NBR-8800.

$M_{x,fi,Sd}$  e  $M_{y,fi,Sd}$  são os momentos fletores de cálculo, para a situação de incêndio, na seção considerada, em torno dos eixos x e y.

$M_{x,fi,Rd}$  e  $M_{y,fi,Rd}$  são os momentos fletores resistentes de cálculo, para a situação de incêndio, na seção considerada, em torno dos eixos x e y, respectivamente, tornado-se  $C_b=1,0$ .

Para o cálculo de  $M_{x,fi,Rd}$  e  $M_{y,fi,Rd}$  deve-se considerar:

- Para o caso de Flambagem Local da Alma (FLA) de perfis I, H e U:

$$\lambda_{p,fi} = 3,5 \sqrt{\frac{K_{E,\theta} E}{K_{y,\theta} f_y}} \left( 1 - 2,8 \frac{N_{fi,Sd}}{A_g K_{y,\theta} f_y} \right), \text{ para } \frac{N_{fi,Sd}}{A_g K_{y,\theta} f_y} \leq 0,207 \quad (\text{Eq. 2.3})$$

$$\lambda_{p,fi} = 1,47 \sqrt{\frac{K_{E,\theta} E}{K_{y,\theta} f_y}}, \text{ para } \frac{N_{fi,Sd}}{A_g K_{y,\theta} f_y} > 0,207 \quad (\text{Eq. 2.4})$$

A resistência de cálculo ao momento fletor  $M_{fi,Rd}$  de uma barra fletida, exceto se a seção transversal tiver a forma de um T é igual a:

- Para FLA e FLM:

se  $\lambda \leq \lambda_{p,fi}$ :

$$M_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} k_1 k_2 k_{y,\theta} M_{pl}; \quad (\text{Eq. 2.5})$$

Se  $\lambda_{p,fi} < \lambda \leq \lambda_{r,fi}$ :

$$M_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} k_1 k_2 k_{y,\theta} \left[ M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_{p,fi}}{\lambda_{r,fi} - \lambda_{p,fi}} \right] \quad (\text{Eq. 2.6})$$

- Para FLT:

se  $\lambda \leq \lambda_{p,fi}$ :

$$M_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} k_1 k_2 k_{y,\theta} M_{pl}; \quad (\text{Eq. 2.7})$$

Se  $\lambda_{p,fi} < \lambda \leq \lambda_{r,fi}$ :

$$M_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} \frac{k_{y,\theta}}{1,2} \left[ M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_{p,fi}}{\lambda_{r,fi} - \lambda_{p,fi}} \right] \quad (\text{Eq. 2.8})$$

Se  $\lambda > \lambda_{r,fi}$ :

$$M_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} \frac{k_{E,\theta} M_{cr}}{1,2} \quad (\text{Eq. 2.9})$$

Onde:

$\lambda$ ,  $\lambda_{p,fi}$  e  $\lambda_{r,fi}$  são determinados conforme anexo D da NBR-8800.

$M_{cr}$  é o momento fletor de flambagem elástica, em temperatura ambiente, obtido conforme anexo D da NBR-8800.

$M_{pl}$  é o momento de plastificação da seção transversal para projeto em temperatura ambiente.

$M_r$  é o momento fletor correspondente ao início do escoamento da seção transversal para projeto em temperatura ambiente, obtido de acordo com o anexo D da NBR-8800.

$k_1$  é um fator de correção para temperatura não-uniforme na seção transversal, cujo valor é dado por:

1,0 para uma viga com os quatro lados expostos;

1,4 para uma viga com três lados expostos, com uma laje de concreto ou laje com forma de aço incorporado no quarto lado.

$k_2$  é um fator de correção para temperatura não-uniforme ao longo do comprimento da barra, cujo valor é dado por:

1,15 nos apoios de uma viga estaticamente indeterminada;

1,0 em todos os outros casos.

Para os efeitos combinados de esforço normal de compressão e momentos fletores, além da equação (1), devem também atender a seguinte expressão de interação:

$$\frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,Rd}} + \frac{C_{mx}M_{x,fi,Sd}}{\left(1 - \frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,ex}}\right)M_{x,fi,Rd}} + \frac{C_{my}M_{y,fi,Sd}}{\left(1 - \frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,ey}}\right)M_{y,fi,Rd}} \leq 1,0 \quad (\text{Eq. 2.10})$$

$C_{mx}$  e  $C_{my}$  devem ser determinados conforme a NBR-8800/1986.  $N_{fi,ex}$ ,  $N_{fi,ey}$  são as cargas de flambagem elástica por flexão em situação de incêndio, respectivamente em torno dos eixo x e y, dados por:

$$N_{fi,e} = \frac{A_g k_{y,\theta} f_y}{\lambda_\theta^2} \quad (\text{Eq. 2.11})$$

No cálculo das solicitações, o efeito da temperatura também é considerado para efeito das combinações de carregamento, de maneira a reduzir a parcela devido às cargas permanentes, de acordo com a finalidade a que se destina a edificação.

Assim, em locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permaneçam fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas:

$$\sum_{i=1}^n \gamma_{gi} F_{Gi} + F_{Q,exc} + 0,2F_Q \quad (\text{Eq. 2.12})$$

Em locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permaneçam fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas:

$$\sum_{i=1}^n \gamma_{gi} F_{Gi} + F_{Q,exc} + 0,4F_Q \quad (\text{Eq. 2.13})$$

Em bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens:

$$\sum_{i=1}^n \gamma_{gi} F_{Gi} + F_{Q,exc} + 0,6F_Q \quad (\text{Eq. 2.14})$$

Onde:

$F_Q$  é o valor nominal de ação permanente;

$F_{Q,exc}$  é o valor das ações térmicas;

$F_Q$  é o valor nominal das ações variáveis devidas às cargas acidentais;

$\gamma_g$  é o fator de ponderação para as ações permanentes, igual a:

1,1 para ação permanente desfavorável de pequena variabilidade;

1,2 para ação permanente desfavorável de grande variabilidade;

1,0 para ação permanente favorável de pequena variabilidade;

0,9 para ação permanente favorável de grande variabilidade.

## Capítulo 03

### 3 ANÁLISE DE ESTRUTURAS DE GALPÕES INDUSTRIAIS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

#### 3.1 INTRODUÇÃO

A análise de estruturas em geral em situação de incêndio é complexa porque envolve grandes deformações, grandes deslocamentos e não linearidade física, todas causadas pelo efeito de degradação das propriedades dos materiais pelo calor. Em paralelo, o incêndio pode ser visto como uma solicitação externa difícil de modelar, porque gera distribuições de temperaturas essencialmente não uniformes e transientes nas barras estruturais.

Os métodos de análise da resposta estrutural em incêndio se valem de simplificações no modelamento dos materiais e no modelamento do incêndio. No primeiro caso, é comum assumir que o aço a temperaturas elevadas permanece isotrópico e, para tensões proporcionalmente abaixo do limite de elasticidade, tem comportamento que obedece a lei de Hook. Isto faz com que o aço a altas temperaturas seja caracterizável fisicamente pelo módulo de elasticidade e pelo coeficiente de Poisson ambos, no caso, funções da temperatura.

Considerando uma distribuição uniforme de temperatura em um corpo de prova submetido a tensões axiais crescentes, curvas de tensão x deformação para diferentes níveis da temperatura ambiente podem ser traçadas a exemplo das que se ilustram na Figura 3.1.

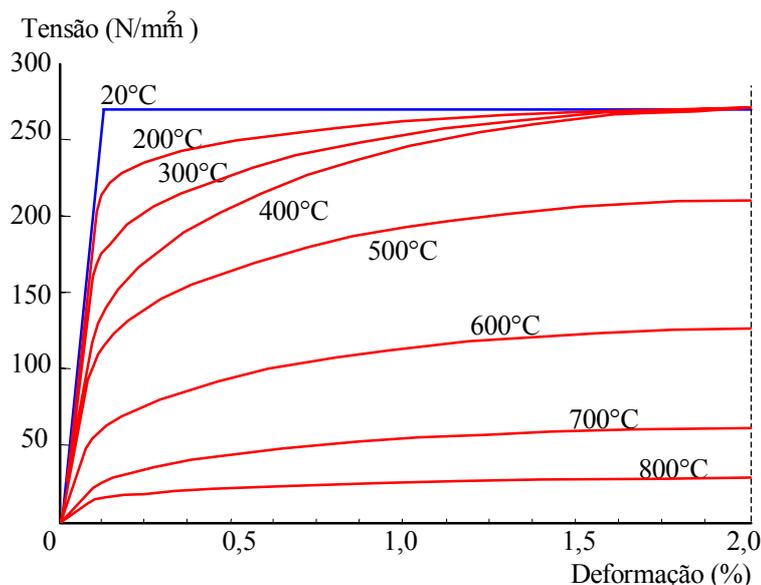


Figura 3.1- Gráfico Tensão x deformação em função da temperatura

Com base em curvas como estas é que normas técnicas, a exemplo da NBR 14323:1999, estabeleceram a variação da tensão de escoamento do aço com a temperatura, isto é,

$$k_{y,\theta} = \frac{f_{y,\theta}}{f_{y,20}}. \quad (\text{Eq. 3.1})$$

Entretanto, nos incêndios reais raramente a distribuição uniforme de temperaturas é uma hipótese provável. Desse modo, estando o material submetido a gradientes diversos de temperaturas, conforme a direção considerada, a hipótese de isotropia não é realística.

Atualmente, o modelamento dos incêndios segue a curva do ensaio-padrão da NBR 5628:80 ou os incêndios naturais previstos no EC4 (Eurocode 4). Porém, ambos são modelos que admitem a hipótese de uniformidade de temperatura ambiente. Isto representa, de fato, uma simplificação do modelamento dos incêndios em face à sua grande complexidade. Não obstante, os modelos computacionais de análise não linear, com o emprego do método de elementos finitos, permitem avaliar o comportamento das peças estruturais para diversas hipóteses de combinações de ações. Nesse aspecto, a

análise da resposta estrutural em incêndio apresenta hoje em dia grande desenvolvimento.

Ainda que os métodos computacionais mais sofisticados não sejam utilizados usualmente nas análises de rotina nos escritórios de projeto, os mesmos podem ser utilizados em investigações paramétricas que podem resultar em equações, aplicáveis na prática de projetos, as quais, ao mesmo tempo, são oriundas de modelos analíticos mais elaborados.

As investigações paramétricas dependem essencialmente da definição de parâmetros adimensionais que caracterizam uma gama de estruturas encontradas na prática de projetos. A escolha desses parâmetros e a definição dos intervalos práticos de sua variação são etapas importantes da análise paramétrica.

Nesse capítulo, busca-se caracterizar física e geometricamente os galpões industriais mais empregados na prática da construção metálica. Antes de proceder à investigação paramétrica propriamente dita, descreve-se também o programa VULCAN que foi utilizado como base dessa investigação.

### **3.2 O PROGRAMA VULCAN**

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. Entretanto, comparativamente, sua aplicação à análise do comportamento estrutural em incêndio deu-se tardiamente.

Devido ao alto custo e às limitações físicas da experimentação 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, de forma resumida mas abrangente, no trabalho de BAILEY (1995) que considera trabalhos publicados a partir de 1967. Os primeiros modelos analíticos faziam uma estimativa da temperatura crítica de vigas de aço isoladas, sob distribuição uniforme de temperatura, através de modelos elasto-plásticos perfeitos, 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), cuja evolução levou à introdução de não-linearidades físicas e geométricas no modelo. O grupo de Engenharia de Incêndio da Universidade de Sheffield, Inglaterra, elaborou um programa denominado INSTAF, para análise de estruturas de aço em incêndio a partir de um programa para análise não-linear à temperatura ambiente, desenvolvido na Universidade de Alberta, Canadá. 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 e 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 3.2.

A laje é representada por um elemento de placa de 4 nós, com 5 graus de liberdade por nó (Figura 3.3). Os nós dos diferentes tipos de elementos estão definidos em um plano de referência fixo, comum. A todos os elementos, para representar as características das ligações aço-aço e ligações semi-rígidas de um pórtico, pode-se utilizar um elemento de mola, com 2 nós, de comprimento nulo, com os mesmos graus de liberdade do elemento de viga-coluna (Figura 3.4). 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.

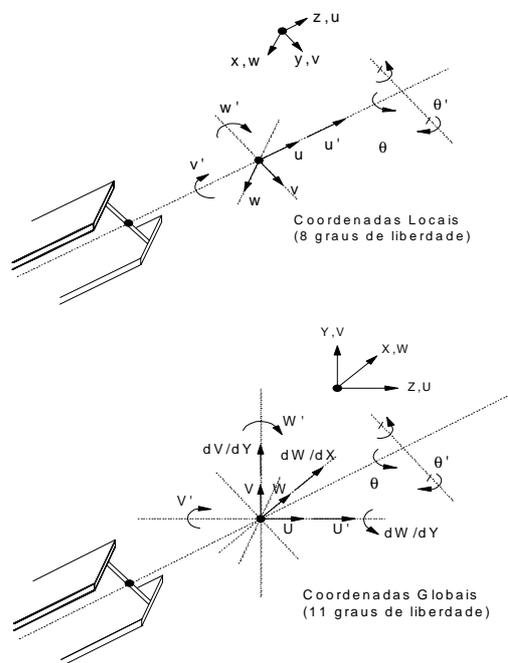


Figura 3.2- Elemento de viga-coluna do VULCAN com seus graus de liberdade em coordenadas locais e globais, (BAILEY,1995).

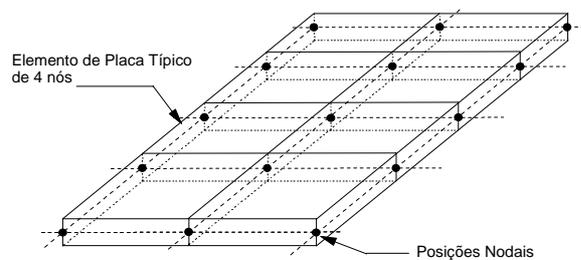


Figura 3.3 Elemento de Placa do VULCAN

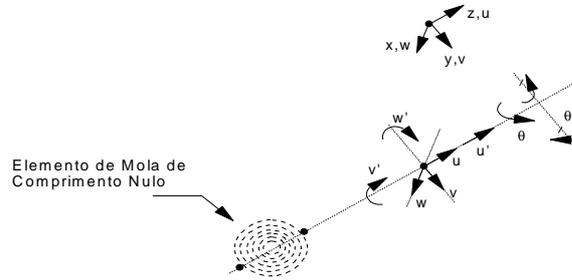


Figura 3.4 - Graus de liberdade para o elemento de mola do VULCAN em coordenadas locais, (BAILEY, 1995).

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. O eixo de referência é localizado no centróide da seção que é calculado à temperatura ambiente e permanece fixo. Os deslocamentos dos pontos nodais são as variáveis do problema. Funções de interpolação polinomiais cúbicas são utilizadas neste modelo para definir o deslocamento do eixo baricêntrico em relação ao eixo de referência no interior do elemento. A equação de equilíbrio do modelo para uma análise não-linear é dada por:

$$[K]\{\Delta u\} = \{\Delta P\} \quad (\text{Eq. 3.2})$$

onde ,

$[K]$  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.

O problema da não-linearidade do modelo é resolvido pelo processo de Newton-Raphson modificado. Conforme ilustra a Figura 3.5, a uma dada temperatura  $\theta_1$ , o processo iterativo, usando sucessivas matrizes de rigidez tangente, conduz à solução  $u_1$ .

Em seguida, o incremento de temperatura de  $\theta_1$  para  $\theta_2$  rompe o equilíbrio atingido e, através de nova seqüência de iterações, obtêm-se as respostas  $u_2$ ,  $u_3$  e seguintes.

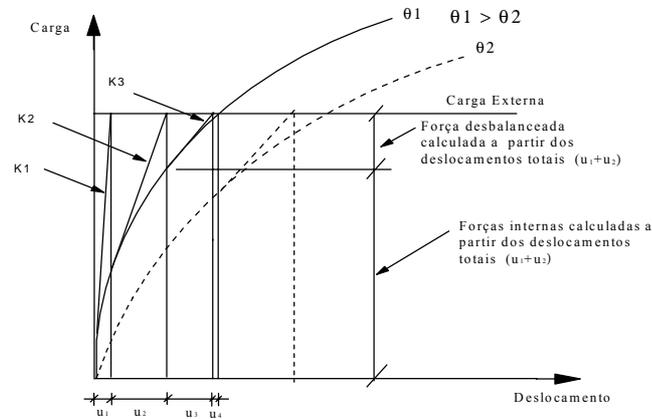


Figura 3.5 - Processo de Newton-Raphson, BAILEY (1995).

Na Figura 3.5,  $K_1$  é a matriz de rigidez inicial,  $K_2$  é a matriz de rigidez calculada dos deslocamentos totais ( $u_1$ ) e  $K_3$  é a matriz de rigidez calculada a partir dos deslocamentos totais ( $u_1 + u_2$ ).

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.

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 3.6.

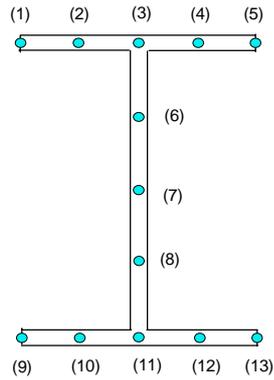


Figura 3.6 - Malha de seção transversal com os pontos nodais nos quais deslocamentos, deformações e tensões serão definidos.

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.

## **Capítulo 04**

### **4 ANÁLISE PARAMÉTRICA DE PÓRTICOS PLANOS DE EDIFÍCIOS INDUSTRIAIS DO TIPO “CAIXA DE SAPATO” EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

#### **4.1 INTRODUÇÃO**

Esse capítulo descreve a investigação levada a efeito com o objetivo de identificar o modo de deformação dos pórticos rotulados na base e engastados à rotação na cabeça dos pilares, comumente denominados de pórticos tipo “caixa de sapato”. O comportamento cinemático dos pórticos à temperatura ambiente é investigado em primeiro lugar para servir de termo de referência para o comportamento a altas temperaturas.

#### **4.2 MODELOS UTILIZADOS NA ANÁLISE PARAMÉTRICA**

A proteção passiva de estruturas contra incêndio, devido ao seu alto custo, muitas vezes inviabiliza o uso da estrutura metálica. Soluções alternativas têm sido propostas como o emprego de estruturas mistas, onde elementos de aço são utilizados em conjunto com elementos de concreto que suportam melhor as cargas térmicas impostas pelo incêndio. No entanto, esta não é uma alternativa viável em muitos casos, seja porque representa soluções de maior peso, seja porque exige canteiros mistos. No caso particular dos galpões industriais, a leveza da construção é uma das qualidades mais apreciadas o que torna o edifício industrial misto de uso pouco comum.

Trata-se por edifício industrial misto aquele cuja estrutura principal combina elementos de aço preenchidos com concreto, como por exemplo os que utilizam pilares mistos, etc,

diferentemente daqueles em que se utiliza pilares de concreto e cobertura metálica, que devem ser classificados como edifícios industriais de concreto.

O aproveitamento das características de deformação (comportamento cinemático) das estruturas pode ser uma alternativa para a economia de proteção passiva. No caso de edifícios industriais metálicos, por exemplo, alguns modelos estruturais reagem favoravelmente aos esforços devido à temperatura, de forma a assumir uma condição segura aos ocupantes e aos bombeiros numa situação de incêndio.

O presente trabalho busca examinar o comportamento em incêndio de um modelo estrutural muito utilizado em edifícios industriais. Trata-se de um pórtico plano, cujas ligações viga-coluna são rígidas e cujas bases são rotuladas. A configuração deformada deste tipo de estrutura submetida a cargas usuais em temperatura ambiente, sugere modos de deformação que podem ser aproveitados como fatores de segurança numa análise estrutural em incêndio.

A seguir são apresentados os modelos analisados, suas dimensões e carregamentos utilizados no estudo.

#### **4.2.1 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS**

O edifício industrial objeto de estudo deste trabalho, conhecido como “caixa de sapato”, é largamente utilizado em edifícios destinados a fábricas, grandes centros de distribuição, supermercados, depósitos etc. O pórtico principal apresenta bases rotuladas e demais ligações rígidas, o que assegura a estabilidade do conjunto. Sua forma geométrica é ilustrada na figura 4.1.

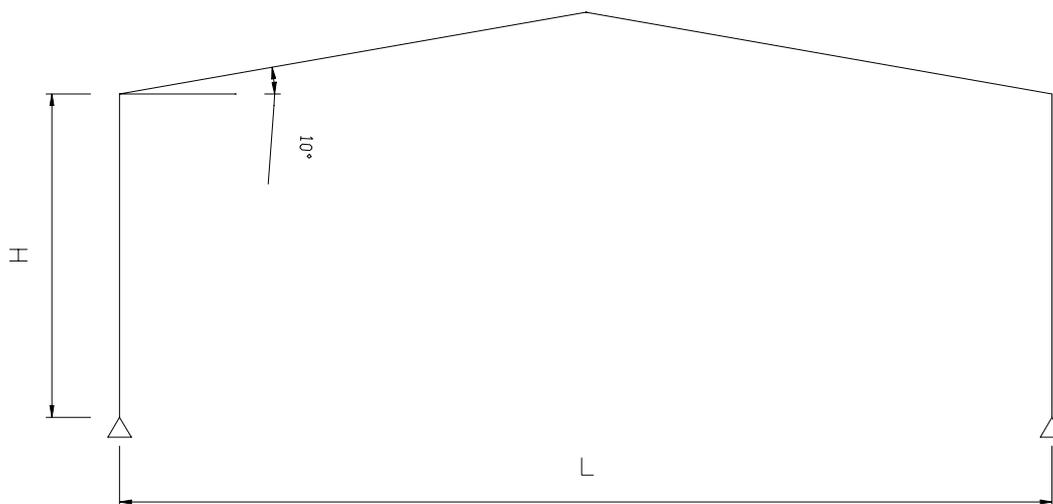


Figura 4.1 - Geometria do pórtico principal

Do ponto de vista estrutural, este modelo de edifício leva a estruturas extremamente leves, quando se trabalha com modulações entre pórticos de 6 a 15m, pé direito de até 12m, vencendo vãos que podem variar de 15 a 35m. A inclinação da cobertura varia de acordo com o tipo de telha adotada, sendo que na prática de projetos sua inclinação normalmente não ultrapassa os 10°.

A tabela 4.1 apresenta os valores adotados neste trabalho para os vários edifícios analisados.

VAO L(m)	PÉ DIREITO H(m)				Inc. cobert.
	6	7	8	10	
15	•	•	•		10°
20	•	•	•		
25	•	•	•	•	
30	•	•	•	•	
35	•	•	•	•	

Tabela 4.1 - Características geométricas utilizadas

Assim,

L é o vão, em metros;

H é o pé direito, ou a altura do nível do piso até o ponto mais baixo da cobertura.

Neste trabalho procurou-se trabalhar com vãos variando de 15 a 35m, por representar a faixa econômica de utilização e a comumente adotada na prática de projetos, cobrindo também uma faixa de alturas entre 6 e 10m associado à máxima inclinação utilizada na prática. A modulação entre pórticos foi adotada como sendo 6m apenas para efeito de levantamento de cargas.

Para discretização do modelo no VULCAN, as barras componentes da estrutura foram divididas em elementos menores, com comprimentos em torno de 1000 mm.

No dimensionamento a frio, foram obedecidos os estados limites últimos e de utilização prescritos pela NBR-8800/86.

#### **4.2.2 CARREGAMENTOS**

Os carregamentos utilizados foram baseados nas normas Brasileiras NBR-6120, NBR-8800 e NBR-6123.

Assim sendo, foi previsto uma sobrecarga de  $0,25 \text{ kN/m}^2$  sobre o telhado.

O carregamento de peso próprio da estrutura foi gerado pelo programa. Ainda, considerou-se como carga permanente de telhas e terças um valor de  $0,12 \text{ kN/m}^2$ .

O carregamento de vento foi levantado conforme NBR-6123, utilizando-se o programa autoventos desenvolvido pela Unicamp, no seu módulo para cobertura em duas águas. Para a velocidade básica do vento, foi atribuído o valor de 30 m/s. Desta forma, os seguintes valores para pressão dinâmica do vento foram obtidos:

$$q_{\text{parede}} = 275,6 \text{ N/m}^2$$

$$q_{\text{cobertura}} = 299,0 \text{ N/m}^2$$

### 4.3 ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO EM TEMPERATURA AMBIENTE

Utilizando-se os carregamentos descritos no item 4.2.2 deste trabalho, procedeu-se à análise e ao dimensionamento da estrutura em temperatura ambiente, conforme NBR-8800/86. Os perfis obtidos neste processo são apresentados na tabela 4.2.

VÃO (m)	ALTURA (m)	PERFIL COLUNA	PERFIL VIGA	NOME
15	6	CVS-350x73	VS-300x41	P15m6m
	7	CVS-400x82	VS-400x44	P15m7m
	8	CVS-400x87	VS-550x75	P15m8m
20	6	CVS-350x73	VS-500x61	P20m6m
	7	CVS-350x73	VS-500x61	P20m7m
	8	CVS-350x73	VS-500x61	P20m8m
25	6	CVS-300x67	VS-600x95	P25m6m
	7	CVS-300x67	VS-600x95	P25m7m
	8	CVS-300x67	VS-600x95	P25m8m
	10	CVS-500x123	VS-600x95	P25m10m
30	6	CVS-400x82	VS-850x120	P30m6m
	7	CVS-400x82	VS-850x120	P30m7m
	8	CVS-400x82	VS-850x120	P30m8m
	10	CVS-400x103	VS-850x120	P30m10m
35	6	CVS-400x116	VS-1000x161	P35m6m
	7	CVS-450x116	VS-1000x161	P35m7m
	8	CVS-500x123	VS-1000x161	P35m8m
	10	CVS-500x123	VS-1000x161	P35m10m

Tabela 4.2 - Perfis obtidos no dimensionamento

A Tabela 4.3 apresenta os esforços máximos obtidos para as estruturas analisadas.

PÓRTICO	COLUNA		VIGA	
	Nd (kN)	Mdx(kN.cm)	Nd (kN)	Mdx (kN.cm)
P15m6m	-34	6083	-15	6099
P15m7m	-35	5808	-13	5694
P15m8m	-26	6391	-6	6381
P20m6m	-42	10121	-23	10215
P20m7m	-47	9823	-21	9808
P20m8m	-48	9191	-18	9148
P25m6m	-61	12530	-21	17893
P25m7m	-62	11799	-17	19464
P25m8m	-63	10996	-14	20923
P25m10m	-65	17459	-18	13678
P30m6m	-77	19815	-33	25845
P30m7m	-77	18802	-27	28354
P30m8m	-77	17810	-23	30462
P30m10m	-77	17762	-18	31629
P35m6m	-99	28142	-47	39767
P35m7m	-99	28384	-41	41320
P35m8m	-99	30592	-39	39764
P35m10m	-99	18215	-18	57846

Tabela 4.3 - Esforços máximos obtidos para as estruturas analisadas

Para o dimensionamento foram observados, também, os critérios de estados limites de utilização aplicáveis ao tipo de estrutura analisada. Desta forma, limitou-se o deslocamento horizontal no topo da coluna a  $H/400$  e o deslocamento do ponto da cumeeira a  $L/360$ .

Atentou-se, da mesma forma, para questões construtivas como a largura da mesa da viga em conformidade com a largura da mesa do pilar. Procurou-se trabalhar com perfis disponíveis no mercado, que neste caso, são fabricados pela Usiminas Mecânica S.A.

#### 4.4 ANÁLISE PARAMÉTRICA DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL EM TEMPERATURA AMBIENTE

A análise dos pórticos em temperatura ambiente foi realizada utilizando o programa SAP2000 com o objetivo de caracterizar os modos de deformação correspondentes. Os carregamentos utilizados são os típicos da solicitação à temperatura ambiente e são dados na seção 4.2.2.

A Tabela 4.4 mostra os deslocamentos obtidos no ponto médio das colunas, no topo das colunas e na cumeeira, Figura 4.2, de cada um dos pórticos analisados para a combinação de carga CP + SC (CP corresponde a carga permanente e SC a sobrecarga). A Figura 4.3 mostra o modo de deformação do pórtico P15m6m que é característico dos demais pórticos analisados.

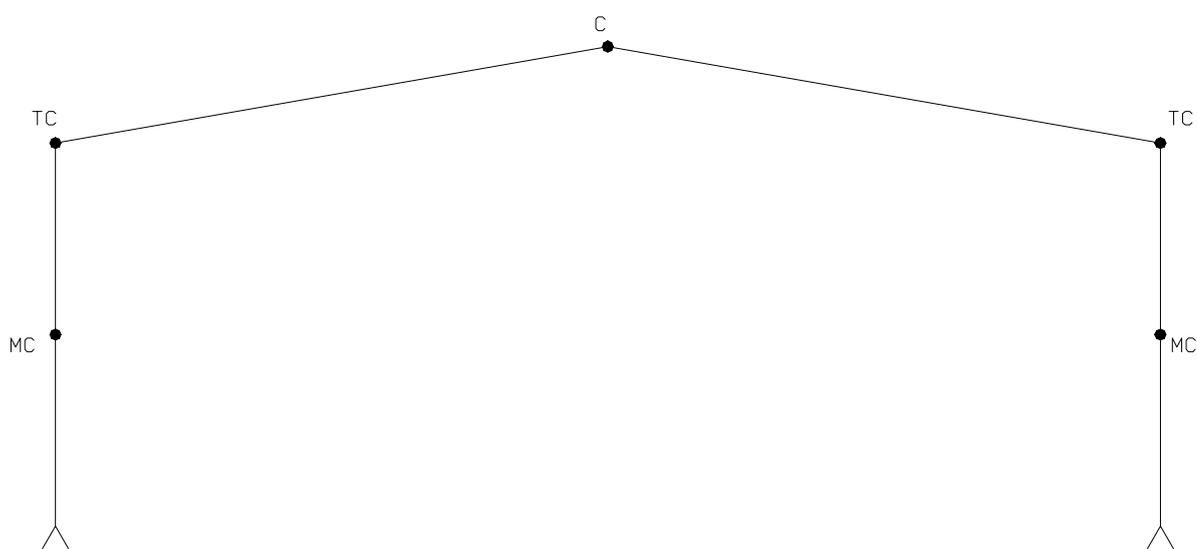


Figura 4.2 - Nós escolhidos para análise de deslocamentos

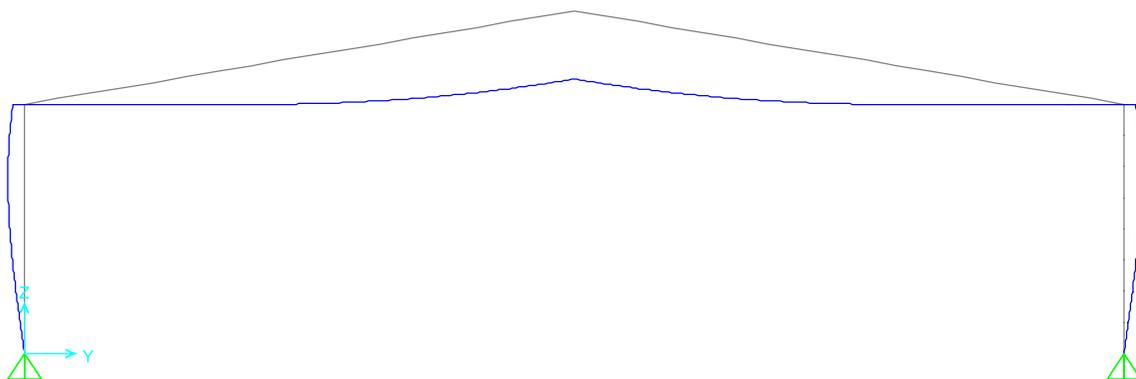


Figura 4.3 - - Modo de deformação do pórtico P15m6m

PÓRTICO	DESLOCAMENTOS (mm)		
	HORIZONTAIS		VERTICAIS
	TC	MC	C
P15m6m	2,35	2,47	-13,57
P15m7m	1,39	1,80	-8,09
P15m8m	-	-	-
P20m6m	2,55	3,61	-14,77
P20m7m	2,60	3,51	-15,01
P20m8m	3,06	4,79	-17,63
P25m6m	4,15	5,46	-23,91
P25m7m	4,56	7,06	-26,24
P25m8m	5,58	8,70	-28,46
P25m10m	2,79	3,92	-16,17
P30m6m	3,18	3,83	-18,78
P30m7m	3,53	4,21	-20,77
P30m8m	3,84	5,49	-22,49
P30m10m	3,98	6,47	-23,26
P35m6m	3,11	3,56	-18,59
P35m7m	3,22	3,58	-19,23
P35m8m	3,05	3,90	-18,19
P35m10m	4,76	7,53	-28,11

Tabela 4.4 - Deslocamentos do conjunto de pórticos

Verifica-se que o modo de deformação ilustrado na Figura 4.3 é característico desse tipo de pórtico para a temperatura ambiente. O modo de deformação conserva aproximadamente a simetria da estrutura.

Em função dos resultados da análise estrutural em temperatura ambiente, apresentam-se alguns estudos paramétricos relacionados com os deslocamentos das estruturas analisadas.

A Figura 4.4 relaciona os deslocamentos no meio da coluna com os deslocamentos no topo da coluna.

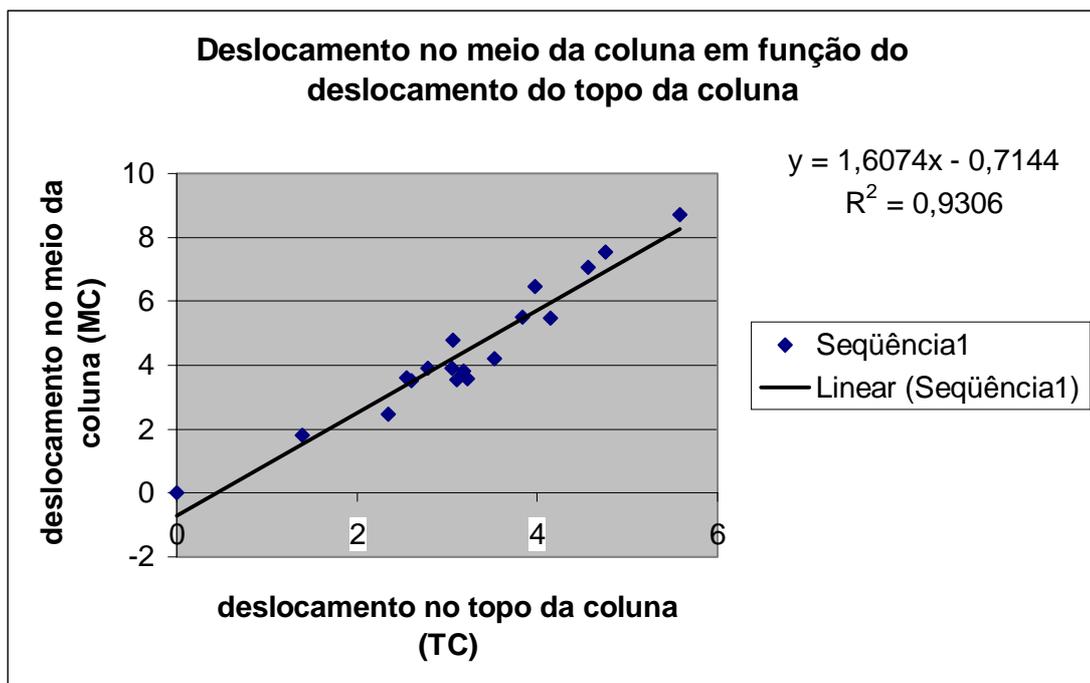


Figura 4.4 - Deslocamento no meio da coluna em função dos deslocamento no topo da coluna

Analiticamente os deslocamentos no meio da coluna podem ser escritos em função dos deslocamentos no topo da coluna como mostra a Eq.4.1, com 96% de correlação

$$d_{MC} = 1,6074d_{TC} - 0,7144 \quad (\text{Eq.4.1})$$

Alternativamente, pode-se associar os deslocamentos no meio da coluna a parâmetros geométricos inerentes aos pórticos analisados. Assim, tais deslocamentos se mostraram dependentes de parâmetros tais como a relação entre a altura do pórtico, entre as inércias dos perfis da coluna e da viga, entre as massividades da coluna e da viga.

A Eq.4.2 descreve o parâmetro adimensional que indica, de forma aproximada, o deslocamento no meio da coluna, em função do número  $\eta$  adimensional associado ao pórtico,

$$\eta = \left[ \frac{L}{H} \left( \frac{\mu_c}{\mu_v} \right)^\beta \left( \frac{I_c}{I_v} \right)^\alpha \right] \cdot Lr \quad (\text{Eq.4.2})$$

onde,

L – vão do pórtico;

H – altura da coluna;

$\mu_c$  – fator de massividade da coluna;

$\mu_v$  – fator de massividade da viga;

$I_v$  – inércia em torno do eixo x da viga

$I_c$  – inércia em torno do eixo x da coluna

$\alpha=1, \beta=1$

Lr=1 (fator de carga - ver item 4.5.1)

As figuras 4.5 e 4.6 exibem os gráficos obtidos para o conjunto de pórticos analisados.

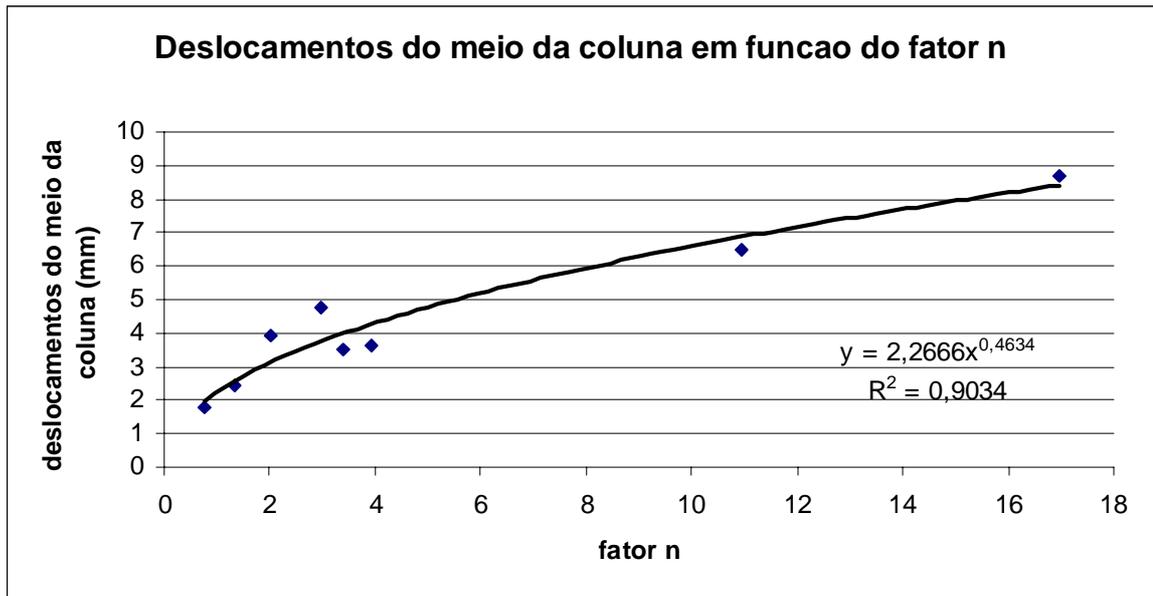


Figura 4.5 - Deslocamentos no meio da coluna em função do fator  $\eta$  para análise em temperatura ambiente, quando  $0.75 \leq \eta \leq 16.95$

A figura 4.5 apresenta os deslocamentos no meio da coluna, em função do parâmetro  $\eta$  adimensional associado, para os casos em que este se encontra no intervalo de 0,75 a 16,95. Analiticamente, a curva pode ser expressa pela Eq.4.3, que apresentou correlação de 95% com os modelos analisados.

$$d_{TC} = 2,2666\eta^{0,4634} \quad (\text{Eq. 4.3})$$

Para os casos em que  $16,95 < \eta \leq 54,87$ , os deslocamentos no meio da coluna são apresentados, de forma gráfica na figura 4.6.

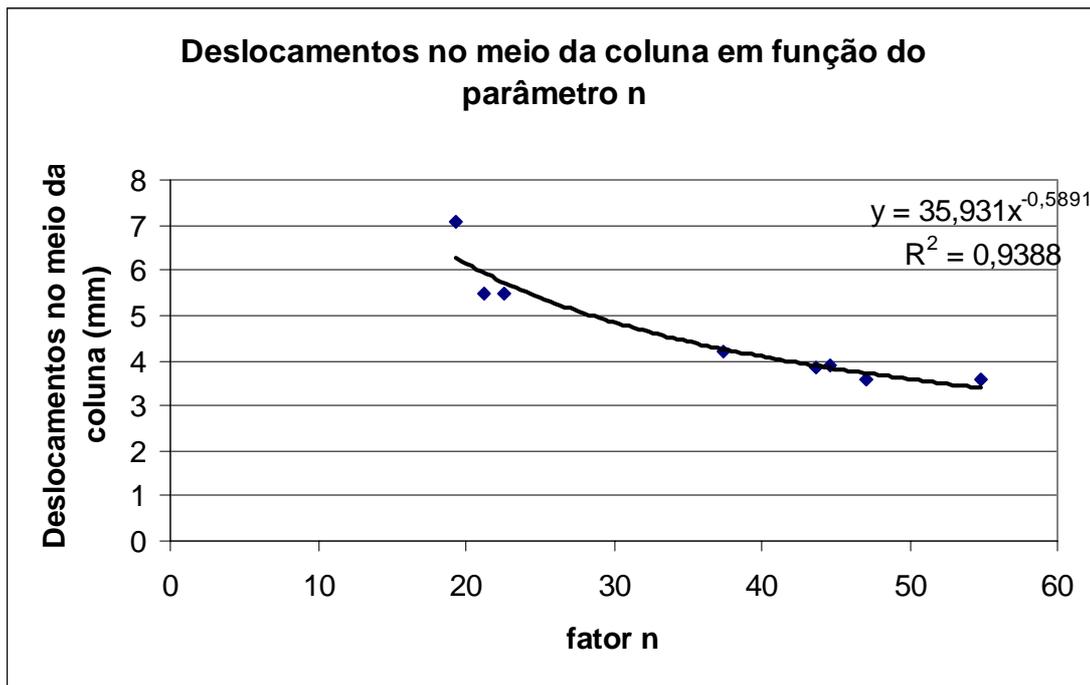


Figura 4.6- Deslocamentos no meio da coluna em função do fator h para análise em temperatura ambiente, quando  $16,95 \leq \eta \leq 54,87$

Portanto, analiticamente, pode-se obter os deslocamentos no meio da coluna, em função do parâmetro  $\eta$  adimensional associado, através da Eq. 4.4, que apresentou uma correlação de 97% com o modelos analisados.

$$d_{MC} = 35,931\eta^{-0,5891} \quad (\text{Eq. 4.4})$$

#### 4.5 ANÁLISE ESTRUTURAL EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

A avaliação do comportamento cinemático dos pórticos utilizados na análise paramétrica em situação de incêndio foi feita nas seguintes hipóteses:

(a) Estrutura sem proteção passiva contra incêndio - neste caso, além de observar o modo de deformação dos pórticos, busca-se determinar uma relação paramétrica para o cálculo da temperatura crítica em incêndio;

(b) Coluna metálica do pórtico principal protegida por alvenaria: trata-se de um caso muito freqüente nas aplicações práticas em que a estrutura da edificação é composta por elementos de aço, porém o fechamento das paredes é feito por alvenaria ou painéis pré-moldados ;

(c) Proteção de certa extensão do topo da coluna e da viga na região da ligação de ambas – trata-se de uma situação investigada com a finalidade de otimizar o consumo de proteção passiva nessas estruturas. Espera-se que ao manter a rigidez da ligação viga-coluna, a grande deformação vertical da cumeeira produza maiores deslocamentos horizontais favoráveis do ponto médio das colunas.

#### **4.5.1 DETERMINAÇÃO DO CARREGAMENTO ATUANTE NA SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

Para a análise da estrutura submetida ao incêndio, algumas considerações devem ser feitas.

A ação do vento sobre a estrutura não é considerada na análise, uma vez que seus efeitos são obtidos para um tempo de recorrência muito grande, quando comparado com o tempo de duração de um incêndio. Desta forma, a probabilidade de ocorrência de uma rajada das proporções previstas pela NBR-6123:88, durante a ocorrência de um incêndio, é quase nula.

Na determinação das demais ações, assume-se que parte dos efeitos causados pela sobrecarga são reduzidos pela ação do incêndio.

Desta forma, os carregamentos utilizados na análise sob ação de incêndio são:

- Carga Permanente de telhas, terças, contraventamentos etc:  $0,12 \text{ kN/m}^2$ ;
- Sobrecarga prevista pela NBR-8800:86 -  $0,25 \text{ kN/m}^2$ .

Para cada modelo analisado, foram utilizadas as três combinações previstas pela NBR-14323, conforme apresentado a seguir:

$$1,1F_{Gi} + LrF_Q \quad (\text{Eq.4.5})$$

onde,  $F_G$  é a ação permanente de pequena variabilidade (considerada neste trabalho) e  $F_Q$  é a ação variável aplicável.

O coeficiente  $Lr$  pode assumir os valores 0,2; 0,4 e 0,6 e é tratado neste trabalho pelo nome de fator de carga.

#### **4.5.2 ANÁLISE DO MODELO SEM PROTEÇÃO PASSIVA**

Neste item serão analisados os modelos sem proteção passiva contra incêndio.

Através da análise realizada no VULCAN pode-se obter as temperaturas de falha dos modelos para as combinações desejadas.

A seguir são apresentados os resultados obtidos para os modelos analisados.

Os deslocamentos são apresentados na Tabela 4.5 para os pontos identificados na Figura 4.7.

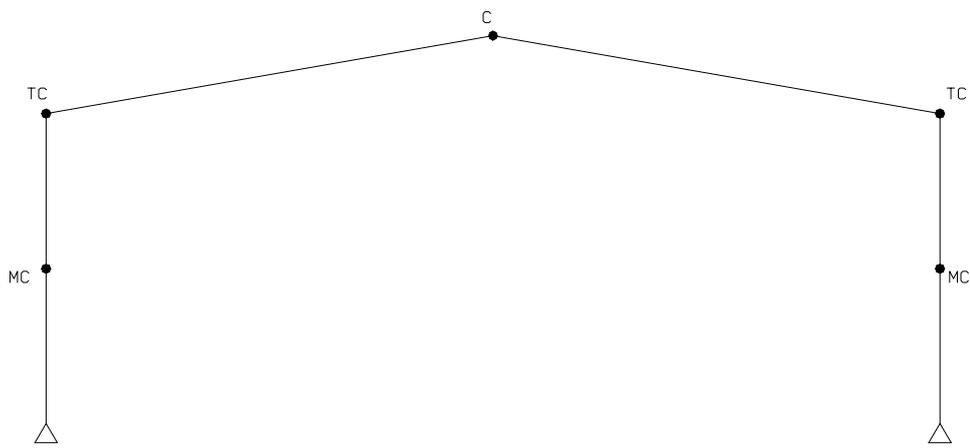


Figura 4.7 - Nós e deslocamentos nodais notáveis no pórtico plano.

PÓRTICO	Combinação 1 (1,1 FGi + 0,2FQ)			Combinação 2 (1,1 FGi + 0,4FQ)			Combinação 3 (1,1 FGi + 0,6FQ)		
	DESLOCAMENTOS (mm)			DESLOCAMENTOS (mm)			DESLOCAMENTOS (mm)		
	HOR.		VERT.	HOR.		VERT.	HOR.		VERT.
	TC	MC	C	TC	MC	C	TC	MC	C
P15m6m	144	89	449	142	86	459	140	85	473
P15m7m	138	89	319	140	92	374	138	90	382
P15m8m	115	90	122	114	92	150	114	92	162
P20m6m	147	98	237	142	95	229	139	93	231
P20m7m	124	89	210	122	88	211	117	84	202
P20m8m	150	115	306	145	111	304	139	107	293
P25m6m	131	82	211	124	85	224	121	85	276
P25m7m	139	111	274	134	109	306	122	111	371
P25m8m	134	103	289	169	115	89	175	120	128
P25m10m	167	115	220	161	112	219	158	109	221
P30m6m	124	76	66	118	73	94	114	72	141
P30m7m	134	96	140	134	96	140	34	91	217
P30m8m	139	95	192	135	94	252	83	63	229
P30m10m	163	121	260	156	116	262	151	116	308
P35m6m	131	80	57	126	78	102	115	72	142
P35m7m	140	97	114	133	94	147	23	70	166
P35m8m	138	86	51	134	85	94	127	82	127
P35m10m	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabela 4.5 - Deslocamentos nodais - estrutura sem proteção passiva

A Figura 4.8 ilustra a configuração deformada obtida para o Pórtico P15m6m característica para os demais pórticos, o que confirma a hipótese inicial de que os mesmos tendem, em situação de incêndio, a deformarem-se jogando as colunas para a região externa da edificação.

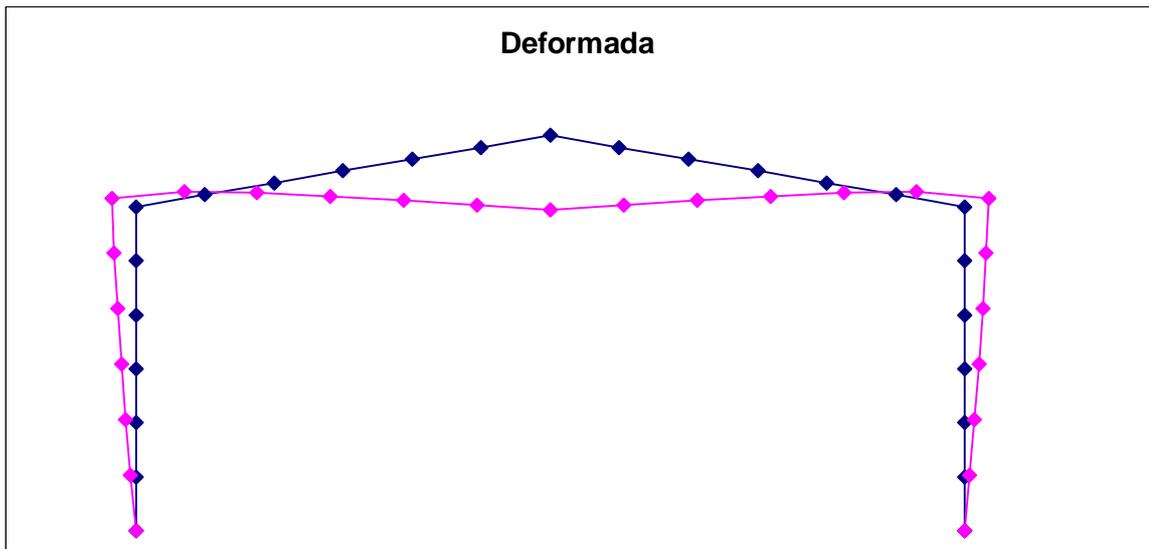


Figura 4.8 - Deformada do Pórtico P15m6m para a Combinação 1 para pórticos sem proteção passiva

A temperatura de falha apresentada para cada pórtico analisado é mostrada na Tabela 4.6

Nomeclatura	Temp. falha °C		
	Comb. 1 (1,1 FGi + 0,2FQ)	Comb. 2 (1,1 FGi + 0,4FQ)	Comb. 3 (1,1 FGi + 0,6FQ)
P15m6m	684	664,37	644,37
P15m7m	733,75	703,75	687,813
P15m8m	735	708,83	692,5
P20m6m	685,47	667,34	649,219
P20m7m	634,3	607,34	585,313
P20m8m	635,67	611,41	588,906
P25m6m	517,18	477,66	426,8
P25m7m	506,56	458,91	405,55
P25m8m	-	-	-
P25m10m	645,7	625,55	604,7
P30m6m	510,47	470,47	424,45
P30m7m	498,12	450,31	401,95
P30m8m	483,36	433,67	230
P30m10m	526,33	498,12	455,938
P35m6m	482,5	440,47	379,45
P35m7m	476,4	433,91	290,94
P35m8m	501,56	463,28	423,75
P35m10m	-	-	-

Tabela 4.6 - Temperatura de falha para pórticos sem proteção passiva

Observa-se facilmente os grandes deslocamentos obtidos para o ponto “C”. Tal comportamento permite inferir que as dimensões da viga de cobertura exercem uma grande influência sobre a temperatura de falha do modelo.

Após a obtenção das temperaturas de falha inicia-se o estudo dos parâmetros que exercem influência sobre o comportamento da estrutura. Logo, a temperatura crítica dos modelos se mostrou dependente dos seguintes fatores:

H – altura do pórtico

L – vão livre do pórtico

Lr – fator de carga (vide combinações da NBR-14323)

$\mu c$  – fator de massividade da coluna

$\mu v$  – fator de massividade da viga

$I_c$  – inércia da coluna

$I_v$  – inércia da viga

Para o estudo realizado chegou-se a um parâmetro adimensional, função dos parâmetros supra citados. Desta forma, a temperatura crítica pode ser expressa em função deste parâmetro adimensional. Em outras palavras tem-se que:

$$\Theta_{crit} = f(\eta), \quad (\text{Eq. 4.6})$$

A temperatura crítica então pode ser obtida utilizando-se a expressão Eq. 4.7

$$\theta_{crit} = 654,31\eta^{-0,1531} \quad (\text{Eq. 4.7})$$

Uma boa correlação foi obtida para os casos em que a relação entre a massividade da coluna e a massividade da viga obedecem aos intervalos apresentados nas Eq. 4.8 e Eq. 4.9.

$$\eta = \left( \frac{L}{H} \left( \frac{I_c}{I_v} \right)^\alpha \left( \frac{\mu c}{\mu v} \right)^\beta \right) Lr \quad , p/ \quad 0,357 \leq \frac{\mu c}{\mu v} \leq 0,584 \text{ e } (\alpha = 1, \beta = 2) \quad (\text{Eq. 4.8})$$

$$\eta = \left( \frac{L}{H} \left( \frac{I_c}{I_v} \right)^\alpha \left( \frac{\mu c}{\mu v} \right)^\beta \right) Lr \quad , p/ \quad 0,67 \leq \frac{\mu c}{\mu v} \leq 0,94 \text{ e } (\alpha = -1, \beta = 1) \quad (\text{Eq. 4.9})$$

A regressão realizada para obtenção da curva (Figura 4.9) apresentou uma correlação com os pontos da análise de 96,4%. Em outras palavras, a curva descreve o comportamento dos modelos analisados com boa aproximação.

Para os pontos cuja relação entre massividades não se encontra nos intervalos apresentados nas Eq. 4.8 e Eq. 4.9, a curva não foi estudada.

A curva obtida através da regressão feita com os pontos resultantes da análise é apresentada na Figura 4.9, em função de um parâmetro adimensional  $\eta$ , dependente de características geométricas dos pórticos, descrita a seguir.

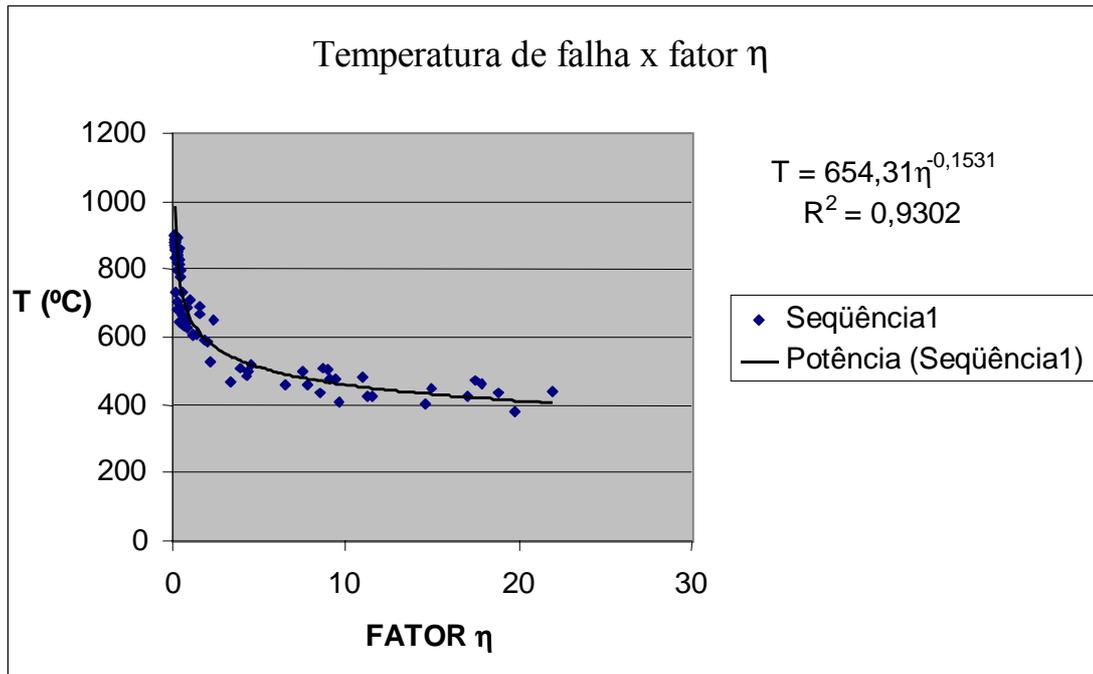


Figura 4.9 – Temperatura de falha dos pórticos em função do fator  $\eta$

De posse das temperaturas de falha, torna-se interessante a obtenção dos tempos de resistência ao fogo relacionados às estas. A NBR-14323:1999, no item 8.5.1.1.1 apresenta a expressão para a elevação da temperatura de um elemento estrutural em aço desprotegido no interior de uma edificação. A mesma é dada pela Eq. 4.10.

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\mu}{c_a \rho_a} \varphi \Delta t \quad \text{onde,} \quad (\text{Eq. 4.10})$$

$\mu$  é o fator de massividade para elementos estruturais de aço sem proteção contra incêndio, em  $\text{m}^{-1}$ ;

$\rho_a$  é a massa específica do aço, em  $\text{kg/m}^3$ , que vale  $7850 \text{ kg/m}^3$ ;

$c_a$  é o calor específico do aço, em  $\text{J/kg} \cdot ^\circ\text{C}$ , que vale  $600 \text{ J/kg} \cdot ^\circ\text{C}$ ;

$\varphi$  é o valor do fluxo de calor por unidade de área. Em  $\text{W/m}^2$ ;

$\Delta t$  é o intervalo de tempo, em segundo.

O valor de  $\varphi$  é dado pela Eq. 4.11:

$$\varphi = \varphi_c + \varphi_r \quad (\text{Eq. 4.11})$$

$$\text{com } \varphi_c = \alpha_c (\theta_g - \theta_a) \quad (\text{Eq. 4.12})$$

$$\text{e } \varphi_r = 5,67 \times 10^{-8} \varepsilon_{res} [(\theta_g + 273)^4 - (\theta_a + 273)^4] \quad (\text{Eq. 4.13})$$

onde:

$\varphi_c$  é o componente de fluxo de calor devido à convecção;

$\varphi_r$  é o componente de fluxo de calor devido à radiação;

$\alpha_c$  é o coeficiente de transferência de calor por convecção, podendo ser tomado, para efeitos práticos igual a  $\text{W/m}^2 \cdot ^\circ\text{C}$ ;

$\theta_g$  é a temperatura dos gases, em graus Celsius;

$\theta_a$  é a temperatura na superfície do aço, em graus Celsius;

$\varepsilon_{res}$  é a emissividade resultante, podendo ser tomada para efeitos práticos igual a 0.5.

Fazendo uso da Eq. 4.10, chegamos aos tempos de resistência ao fogo, em minutos, dos modelos analisados, sendo os mesmos apresentados na Tabela 4.7.

PÓRTICO	Comb. 1 (1,1 FGi + 0,2FQ)		Comb. 2 (1,1 FGi + 0,4FQ)		Comb. 3 (1,1 FGi + 0,6FQ)	
	TEMPO (min)	TEMP.	TEMPO (min)	TEMP.	TEMPO (min)	TEMP.
P15m6m	15	684	14	664	13	644
P15m7m	18	734	16	704	15	688
P15m8m	19	735	17	709	16	693
P20m6m	15	685	14	667	13	649
P20m7m	13	634	12	607	11	585
P20m8m	13	636	12	611	11	589
P25m6m	11	517	10	478	9	427
P25m7m	11	507	10	459	8	406
P25m8m	10	468	-	-	-	-
P25m10m	15	646	14	626	13	605
P30m6m	11	510	10	470	9	424
P30m7m	10	498	9	450	8	402
P30m8m	10	483	9	434	-	-
P30m10m	11	526	11	498	9	456
P35m6m	11	483	10	440	9	379
P35m7m	11	476	10	434	-	-
P35m8m	11	502	10	463	9	424

Tabela 4.7 - Tempo em que a estrutura atinge a temperatura de falha

Desta forma, para as temperaturas de falha apresentadas, pode-se traçar um gráfico (Figura 4.10) que relaciona o fator  $\eta$  associado ao modelo, com o tempo de resistência ao fogo atingido por ele.

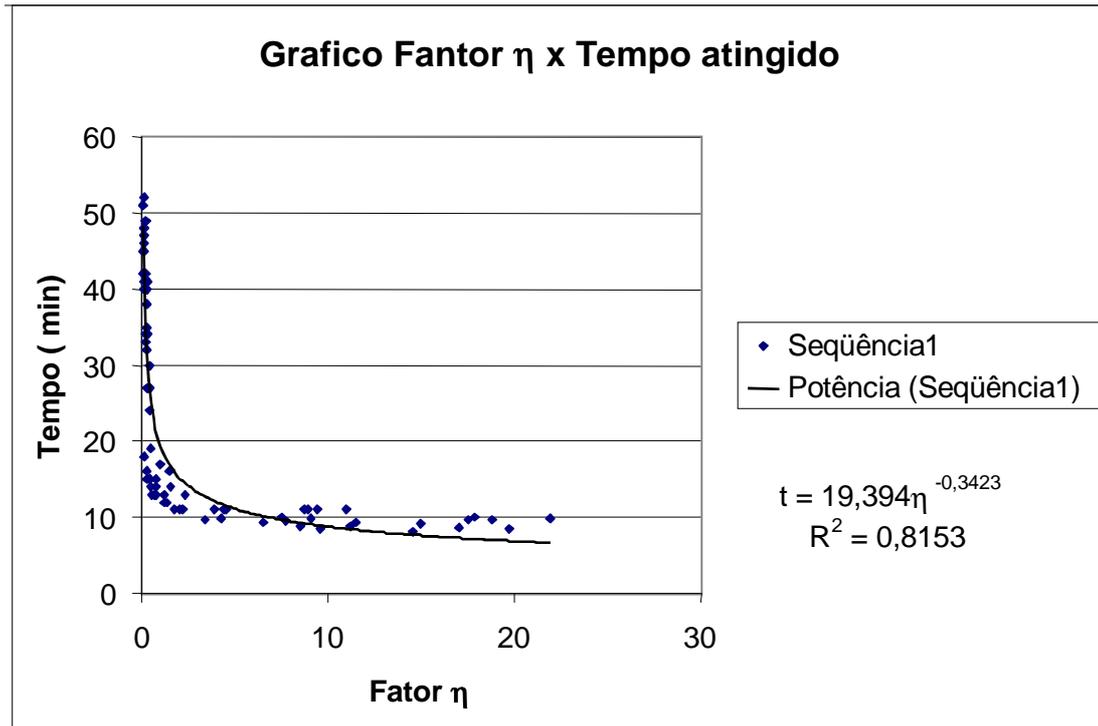


Figura 4.10 - Tempo de resistência ao fogo (min) em função do fator  $\eta$

Assim, por meio de uma regressão, chega-se a expressão

$$t = 19,394 \times \eta^{-0,3423}, \quad (\text{Eq. 4.14})$$

que relaciona o tempo de resistência ao fogo ao fator  $\eta$  associado ao modelo.

Nos cálculos realizados para a obtenção dos tempos de resistência ao fogo, utilizou-se o fator de massividade da viga de cobertura, uma vez que a mesma mostrou grande influência nas temperaturas críticas.

O índice de correlação obtido para esta curva foi de 90,3%, o que nos leva a observar uma pequena perda de precisão quando manipulamos os dados para a obtenção dos tempos. Entretanto, o índice ainda indica uma boa correlação entre a curva obtida e os pontos, não prejudicando, desta forma, os resultados do estudo.

Assim, de posse da curva (Figura 4.10) pode-se estimar o tempo de resistência ao fogo de um pórtico com características semelhantes aos estudados, sem proteção passiva contra incêndio, apenas utilizando-se de características geométricas do modelo, observadas as limitações apresentadas.

#### 4.5.3 CONSIDERAÇÃO DA ALVENARIA PROTEGENDO OS PILARES

Um caso muito comum em edifícios industriais leves é a utilização de alvenarias como painel de vedação, no lugar do fechamento metálico. Neste item, um estudo é apresentado levando-se em conta a influência da alvenaria no comportamento dos modelos anteriores, em situação de incêndio, considerando-se que o painel de alvenaria oferece uma certa proteção contra o fogo, aos pilares.

Assim, procura-se determinar o modo de deformação do modelo, considerando a proteção da alvenaria sobre a coluna. Para estes casos, estudou-se a alvenaria protegendo a coluna conforme figura 4.11.

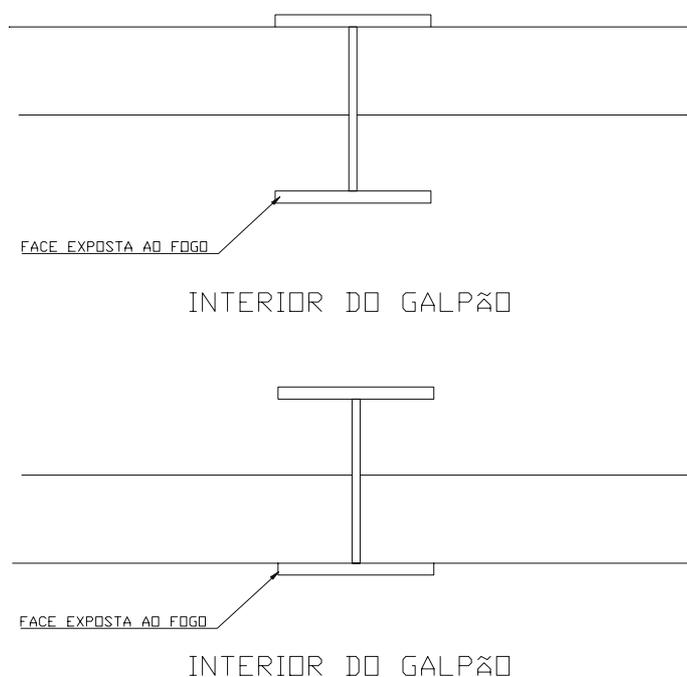


Figura 4.11 - Proteção das colunas pela alvenaria

A alvenaria protege parcialmente a alma (Figura 4.11) e a mesa “externa” ao edifício. Outra possibilidade apresenta a alvenaria protegendo totalmente a alma e deixa exposta a mesa “interna” ao edifício.

Adicionalmente, considerou-se proteção passiva no nó central (ponto da cumeeira). A Figura 4.12 apresenta um esquema do modelo analisado, onde são identificados os pontos em que a estrutura foi considerada protegida, seja pela alvenaria, seja pela proteção passiva no nó central.

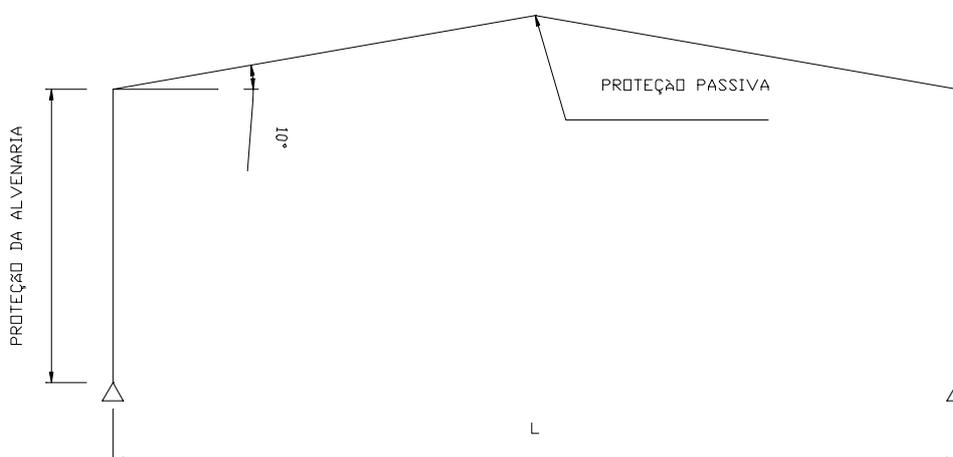


Figura 4.12 - Modelo estrutural considerando proteção pela alvenaria

Após análise no VULCAN verificou-se que o modelo apresentou um padrão de deformação contrário aos demais modelos até então estudados. Observou-se, ainda, que a posição da alvenaria, pouca influência teve no comportamento geral. A Figura 4.13 ilustra o comportamento típico do modelo, quando considera-se a proteção da alvenaria sobre as colunas e a proteção passiva na cumeeira.

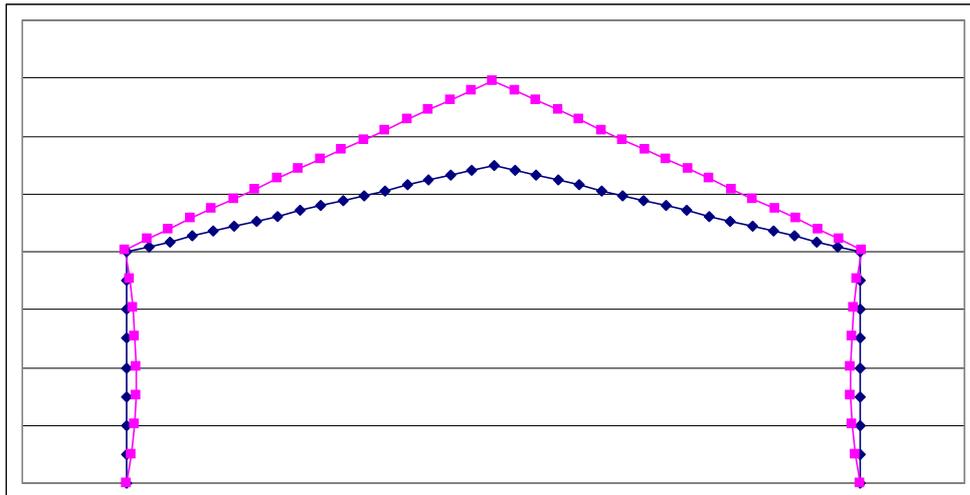


Figura 4.13 - Deformação característica dos pórticos com colunas protegidas pela alvenaria

Nota-se uma tendência característica das colunas a fecharem-se para o interior do galpão, apresentando uma configuração contrária à que se objetiva estudar neste trabalho. Desta forma, este caso não será estudado em maiores detalhes.

#### 4.5.4 MODELO COM APENAS AS LIGAÇÕES PROTEGIDAS

Uma opção adicional é a proteção passiva somente das ligações entre vigas e colunas, o que nos parece interessante, pois conserva a rigidez das mesmas por um tempo maior, permitindo que os nós rotacionem, mantendo o ângulo entre as barras concorrentes. Desta forma, espera-se que o deslocamento lateral das colunas seja amplificado, uma vez que tem-se as bases rotuladas.

O modelo adotado para análise no VULCAN é apresentado na Figura 4.14.

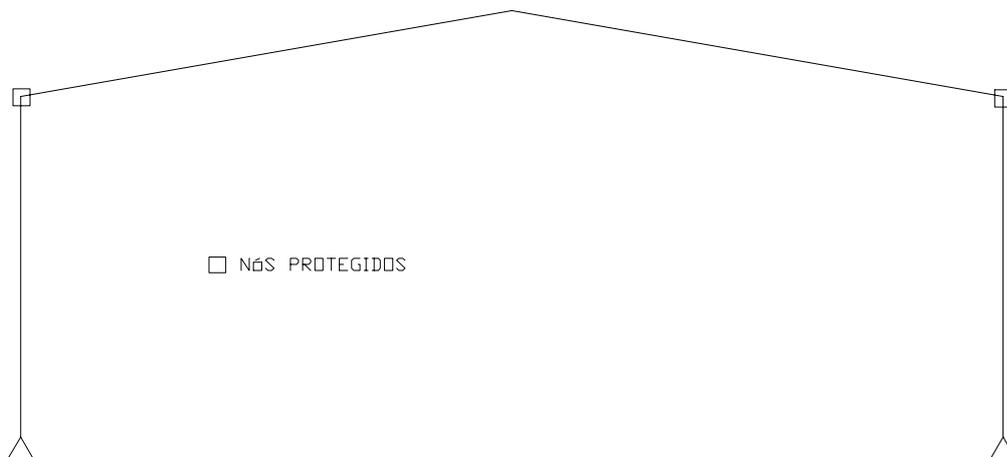


Figura 4.14 - Modelo com proteção apenas das ligações de vigas com colunas

Conforme pode ser visto na figura 4.15 os modelos mantiveram o mesmo modo de deformação dos pórticos sem proteção passiva (item 4.5.2), deslocando as colunas para a região externa da edificação . Na Tabela 4.8 apresentam-se os resultados dos deslocamentos nodais obtidos para os pórticos com proteção passiva apenas das ligações.

PÓRTICO	Comb. 1 (1,1 FGi + 0,2FQ)			Comb. 2 (1,1 FGi + 0,4FQ)			Comb. 3 (1,1 FGi + 0,6FQ)		
	DESLOCAMENTOS (mm)			DESLOCAMENTOS (mm)			DESLOCAMENTOS (mm)		
	HOR.		VERT.	HOR.		VERT.	HOR.		VERT.
	TC	MC	C	TC	MC	C	TC	MC	C
P15m6m	109	77	217	126	87	339	127	89	376
P15m7m	115	65	192	121	92	241	127	99	287
P15m8m	124	145	238	131	159	288	135	170	325
P20m6m	181	185	493	186	195	555	188	241	606
P20m7m	184	214	734	175	207	751	186	213	758
P20m8m	198	238	712	199	240	744	197	237	752
P25m6m	215	222	750	210	214	749	182	166	554
P25m7m	237	293	991	238	272	953	160	154	434
P25m8m	232	252	973	-	-	-	-	-	-
P25m10m	250	238	833	252	245	905	251	243	918
P30m6m	218	196	540	217	195	572	195	160	454
P30m7m	244	261	780	241	251	794	158	132	268
P30m8m	267	274	1016	230	214	737	-	-	-
P30m10m	290	331	1200	286	324	1214	274	299	1130
P35m6m	240	206	567	241	203	618	157	107	141
P35m7m	262	259	739	243	228	638	30	30	181
P35m8m	282	257	841	281	254	874	231	189	538
P35m10m	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabela 4.8 - Deslocamentos nodais para pórticos com ligações protegidas

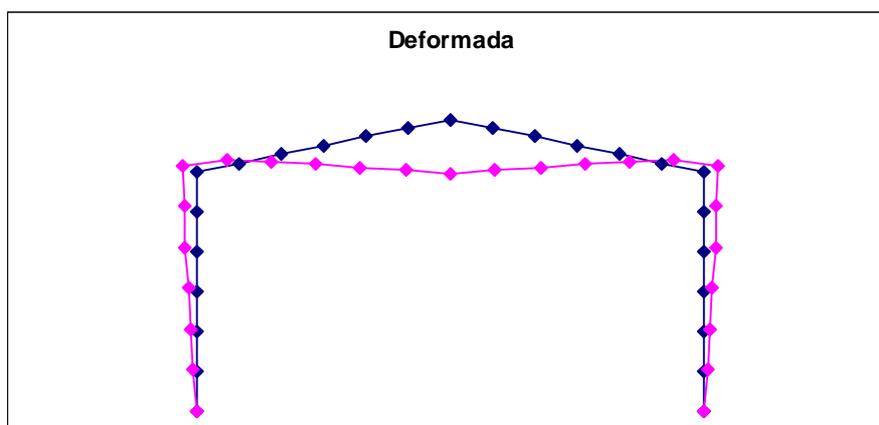


Figura 4.15- Deformada do Pórtico P15m6m para a Combinação 1 considerando a proteção passiva apenas das ligações viga-coluna

As temperaturas de falha atingidas pelos modelos analisados, são apresentadas na Tabela 4.9 para as três combinações de carregamentos.

PÓRTICO	Temp. Falha (°C)		
	Comb. 1 (1,1 FGi + 0,2FQ)	Comb. 2 (1,1 FGi + 0,4FQ)	Comb. 3 (1,1 FGi + 0,6FQ)
P15m6m	742	713	693
P15m7m	789	770	750
P15m8m	797	781	766
P20m6m	763	741	718
P20m7m	697	682	666
P20m8m	690	674	658
P25m6m	605	583	555
P25m7m	588	565	518
P25m8m	568	-	-
P25m10m	715	696	685
P30m6m	627	606	581
P30m7m	609	588	535
P30m8m	595	569	406
P30m10m	611	591	573
P35m6m	613	594	539
P35m7m	606	585	-
P35m8m	631	613	586
P35m10m	-	-	-

Tabela 4.9 - Temperatura de falha para pórticos com proteção apenas das ligações

De maneira análoga ao que foi desenvolvido para os pórticos sem proteção passiva ( item 4.5.2), a temperatura crítica pode ser expressa em função de um parâmetro adimensional ( $\eta$ ).

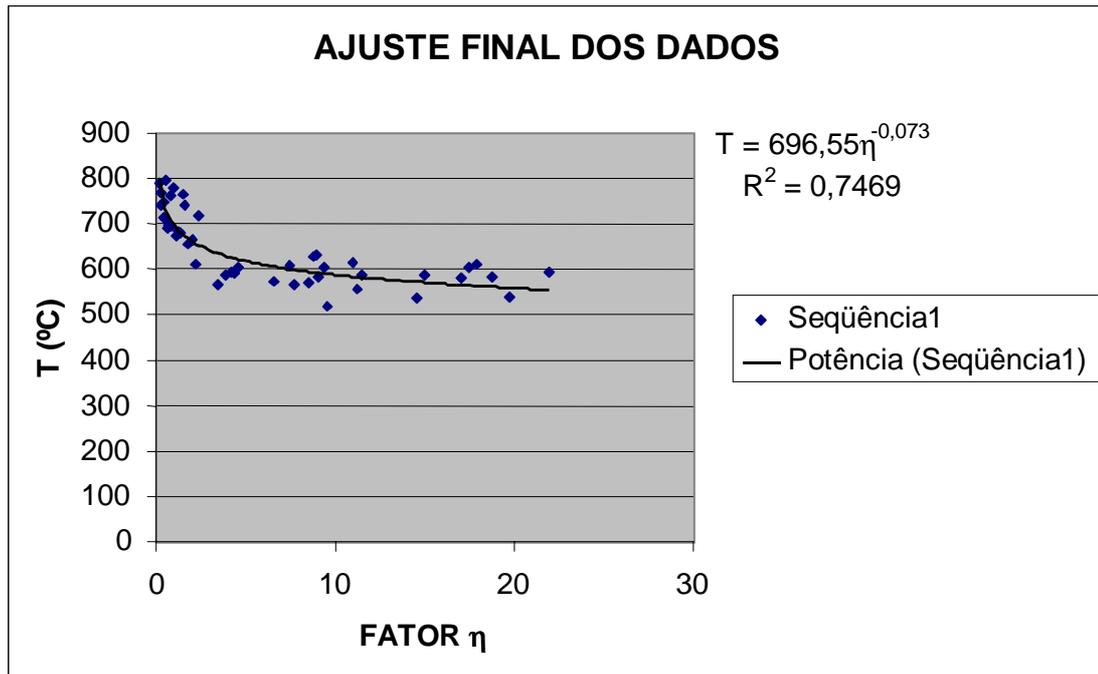


Figura 4.16 - fator  $\eta$  x Temperatura atingida ( $^{\circ}\text{C}$ ) para pórticos com proteção passiva apenas das ligações

Assim, a curva apresentada na Figura 4.16 pode ser expressa pela equação,

$$\theta_{crit} = 696,55 \times \eta^{-0,073} \quad (\text{Eq. 4.15})$$

Através do procedimento descrito no item 4.5.2, chega-se aos tempos de resistência de ao fogo dos modelos, que são mostrados na Tabela 4.9 para as três combinações de carregamento previstas.

PÓRTICO	Comb. 1 (1,1 FGi + 0,2FQ)		Comb. 2 (1,1 FGi + 0,4FQ)		Comb. 3 (1,1 FGi + 0,6FQ)	
	TEMP (°C)	T(min)	TEMP (°C)	T(min)	TEMP (°C)	T(min)
P15m6m	742	19	713	17	693	15
P15m7m	789	25	770	22	750	20
P15m8m	797	27	781	25	766	23
P20m6m	763	22	741	19	718	17
P20m7m	697	16	682	15	666	14
P20m8m	690	15	674	14	658	14
P25m6m	605	13	583	13	555	12
P25m7m	588	13	565	12	518	11
P25m8m	568	12	-	-	-	-
P25m10m	715	18	696	17	685	17
P30m6m	627	14	606	13	581	12
P30m7m	609	13	588	13	535	11
P30m8m	595	13	569	12	406	8
P30m10m	611	13	591	13	573	12
P35m6m	613	14	594	14	539	12
P35m7m	606	14	585	13	-	-
P35m8m	631	15	613	14	586	14

Tabela 4.10 - Tempo de resistência ao fogo atingido pelos pórtico com proteção apenas das ligações

De posse dos valores da Tabela 4.10, obtém-se o gráfico da Figura 4.17 que relaciona o tempo de resistência ao fogo, em minutos, com o fator  $\eta$  adimensional, para os casos em que a relação entre a massividade da coluna e da viga obedecem ao intervalo exposto na Eq. 4.16

$$\eta = \left( \frac{L}{H} \left( \frac{I_c}{I_v} \right)^\alpha \left( \frac{\mu c}{\mu v} \right)^\beta \right) Lr \quad p/ \quad 0,67 \leq \frac{\mu c}{\mu v} \leq 0,94, \alpha = -1, \beta = 1 \quad (\text{Eq. 4.16})$$

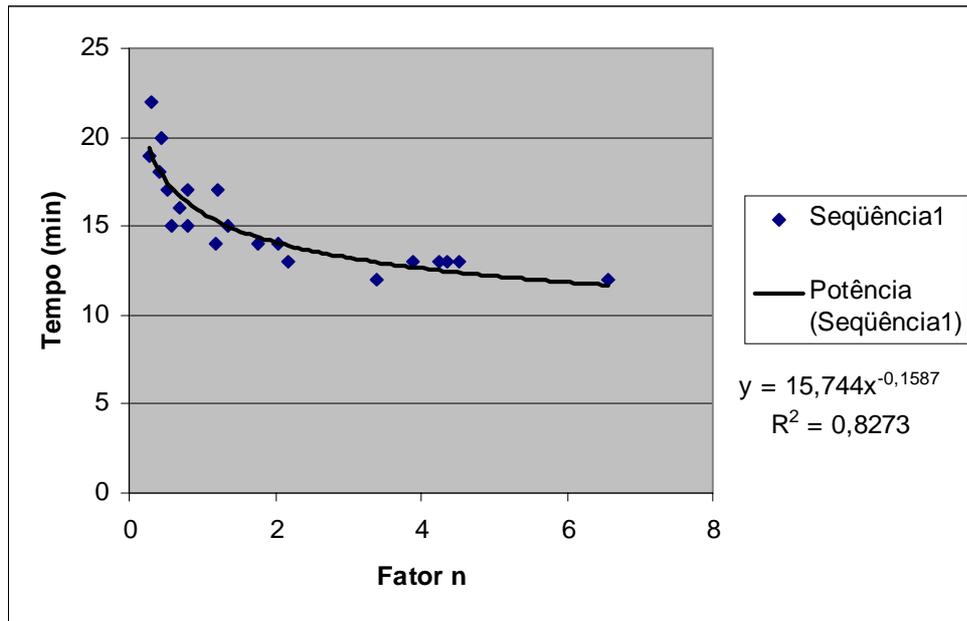


Figura 4.17 - Tempo de resistência ao fogo x fator  $\eta$  para pórticos com proteção apenas das ligações com  $\eta$  entre 0,1 e 6,5.

A curva apresentada na Figura 4.17 é expressa por

$$t = 15,744 \times \eta^{-0,1587} \quad , \quad (\text{Eq. 4.17})$$

apresentando correlação de 91% com os pontos experimentais, cujas estruturas têm o valor do fator  $\eta$  entre 0,1 e 6,5.

Entretanto, para os casos em que o valor do fator  $\eta$  encontra-se entre 7,5 e 22, a Eq. 4.17 não apresentou boa correlação. Para estes, a curva que relaciona o fator  $\eta$  com o tempo de resistência ao fogo é representada na Figura 4.19, com correlação de 84%.

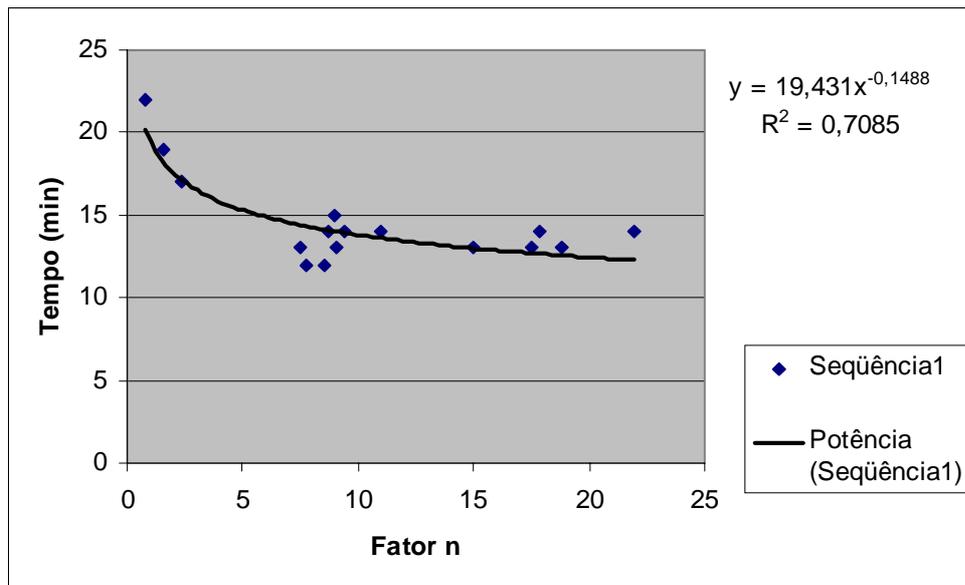


Figura 4.18 - Tempo de resistência ao fogo x fator  $\eta$  para pórticos com proteção apenas das ligações com  $\eta$  entre 7,5 e 22.

A curva apresentada na Figura 4.19 é expressa por

$$t = 19,431 \times \eta^{-0,1488} \quad (\text{Eq. 4.18})$$

Para as estruturas que não se encontram entre os valores do fator  $\eta$  descritos, as curvas não apresentaram boa correlação e portanto não descrevem de maneira adequada o comportamento das mesmas.

## 5 CONCLUSÕES

O alto custo de análises computacionais mais elaboradas, no cotidiano dos escritórios de projetos, muitas vezes conduzem à utilização de métodos simplificados de análise onde a rapidez e a precisão das soluções tornam-se fatores importantes durante a concepção das estruturas. Neste sentido, o presente trabalho apresentou uma série de estudos paramétricos de maneira a facilitar o emprego de técnicas de proteção contra incêndio a edifícios industriais comumente utilizados, que possuem bases rotuladas e ligações rígidas.

Através dos resultados obtidos no presente trabalho, pode-se, de maneira simples e com boa aproximação, prever o tempo de resistência ao fogo e a temperatura de falha de pórticos de edifícios industriais com características semelhantes aos analisados. Desta forma, é possível utilizar uma combinação de técnicas de proteção passiva com outras técnicas de proteção contra incêndio para se chegar ao tempo de resistência ao fogo desejado. Dada à segurança oferecida por este tipo de estrutura, na qual o painel de fechamento lateral se desloca para fora em uma situação de incêndio, é possível vislumbrar uma redução do tempo requerido de resistência ao fogo.

É importante ressaltar que todo método analítico deve ser devidamente calibrado através de ensaios de modelo em tamanho real ou reduzido, como forma de validação, ficando este procedimento como sugestão a trabalhos futuros.

Sugere-se também, um estudo de forma mais detalhada da influência do painel de fechamento em alvenaria no tempo de resistência ao fogo do pórtico, uma vez que este tipo de fechamento tem grande aceitação e é largamente utilizado no mercado.

## 6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS: NBR 6123, (1988) : “Forças Devidas ao Vento em Edificações”.

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”.

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.

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

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.

G. D. DE PAULA, A. M. CLARET, A. SANTOLIN, A. F. T. ANDRADE, F.V. CORREA. (2004). Análise de Modos de Deformação de Pórticos Industriais em Incêndio. XXXI – Jornadas Sud-americanas de Ingenieria Estructural.

NEWMAN, G. M. (1990). The Behaviour of Steel Portal Frames in Boundary Conditions. SCI – Steel Construction Institute.

PINTO, J.A.A. (1999).Comportamento estrutural de Pórticos de Aço sob Ação de Incêndios. . Dissertação de Mestrado. Escola de Minas-UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.

POLÍCIA MILITAR DO ESTADO DE SÃO PAULO : ITCB-08, (2004): “ Segurança Estrutural nas Edificações – Resistência ao Fogo dos Elementos de Construção. – Instrução técnica.”

SANTOLIN, A.,CLARET, A.M., FONTES, M.P.(2004), Determinação paramétrica da Temperatura de Colapso de Edifícios Horizontais de Aço.

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